

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	8
1.7.3 その他荷重	8
1.7.4 杭配筋	8
1.8 フレームデータ	10
1.8.1 格点座標	10
1.8.2 杭頭格点接合	11
1.8.3 材質	11
1.8.4 断面諸値	11
1.8.5 部材	11
1.8.6 着目点	12
1.8.7 荷重データ（許容応力度法）	13
1.9 杭頭接合計算	14
2章 地盤の諸条件	15
2.1 地盤反力係数	15
2.2 支点ばね	19
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	25
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	27
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	29
3章 許容応力度法	33
3.1 計算結果一覧	33
3.2 弾塑性解析結果	35
3.2.1 杭体断面力	35
3.2.2 杭体変位	39
3.2.3 地盤反力	41
3.2.4 地盤ばね値	43
3.3 フレーム解析結果	45
3.3.1 支点反力	45
3.3.2 格点変位	46
3.3.3 部材断面力	47

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

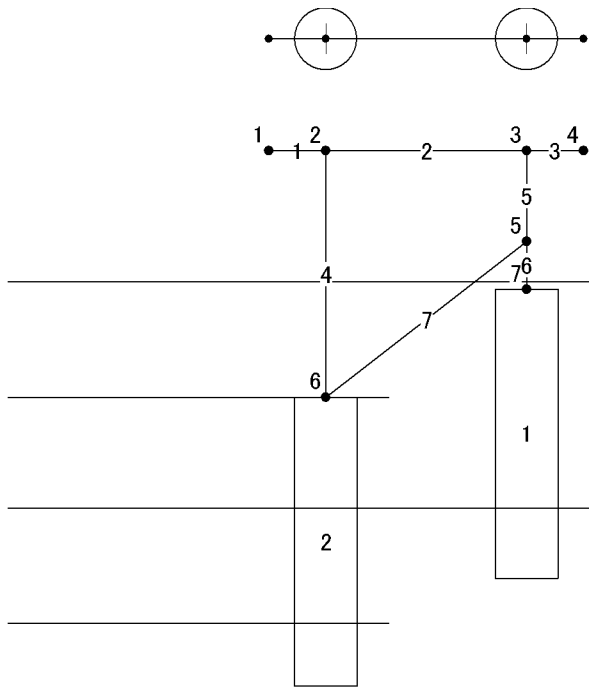
1.2 基本データ

保存ファイル名：Rahmen-z

工事名：Rahmenデータを基に、面外方向の荷重を作用させた例。

(1)設計方向1	杭列数	1 列	入力対象杭列	1 列
(2)設計方向2	杭列数	2 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_k	=	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	ρ_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_k	=	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	ρ_c	=	24.50	kN/m ³
	[設計方向 1]			
(9)解析方向	面外解析			
(10)荷重載荷方向	+X(+Z)方向			
(11)設計水平震度（レベル1地震時）	k_H	=	0.18	
(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	8.000
2	0.000

1.4.2 杭長

			1列
1行	杭全長	L(m)	11.500
2行	杭全長	L(m)	11.500

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_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)杭の押し込み支持力算定式 $P_{Nu} = q_a \times A'$ (有効断面)
- (19)押し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) 降伏判定に含める
- (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 ~ 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) 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 杭径によらず c_k を低減しない
- (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)
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	-0.300	0.0
2	8.700	0.0

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	7	18.00	30.0	20	20000
2	土砂	砂質土	143	20.00	35.0	200	400000

すべり角 : 直接入力 = 60.0度
 ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度
 杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$
 杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0$ kN/m²
 土質 : 砂

杭番号 2

地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	0.000	0.0
2	9.000	0.0

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	7	18.00	30.0	20	20000
2	土砂	砂質土	143	20.00	35.0	200	400000

すべり角 : 直接入力 = 60.0度
 ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度
 杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\delta) = 0.6000$
 杭底面と地盤との間の粘着力 $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$
 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	8.000	0.000	0.000	----	----	影響なし
2	8.000	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
2	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

かぶりりは、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 = 11.500 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	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 _s ' (cm ²)	0.000

杭番号 2

・ 区間長 $L1 = 11.500 \text{ m}$

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	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	$A_n(\text{cm}^2)$	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

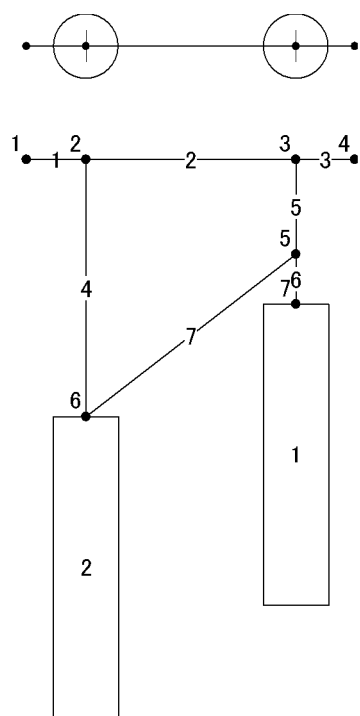
中間帯鉄筋の呼び名D	0
中間帯鉄筋の本数 n (本)	0
中間帯鉄筋の断面積 A_w' (cm^2)	0.000

1.8 フレームデータ

1.8.1 格点座標

- ・ 格 点 数 : 7
- ・ 部 材 数 : 7
- ・ 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	-2.2500	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	8.0000	0.0000
4	10.2500	0.0000
5	8.0000	-3.6000
6	0.0000	-9.8000
7	8.0000	-5.5000

- ・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	11.500	7
2	2.500	11.500	6

1.8.3 材質

材質番号	ヤング係数 E(kN/m ²)	せん断弾性係数 G(kN/m ²)
1	2.500E+7	1.090E+7
2	2.500E+7	1.090E+7
3	2.500E+7	1.090E+7
4	2.500E+7	1.090E+7
5	2.500E+7	1.090E+7
6	2.500E+7	1.090E+7
7	2.500E+7	1.090E+7
8	2.500E+7	1.090E+7

1.8.4 断面諸値

断面諸値

断面番号	ねじり定数 J(m ⁴)	断面2次モーメント I _y (m ⁴)	断面2次モーメント I _z (m ⁴)	断面積 A(m ²)
1	1.2150000E+0	1.0000000E+0	1.0000000E+0	3.0000000E+0
2	0.7120000E+0	0.4220000E+0	0.4220000E+0	2.2500000E+0

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	2.2500	1	1	剛結 - 剛結
2	2 - 3	8.0000	1	1	剛結 - 剛結
3	3 - 4	2.2500	1	1	剛結 - 剛結
4	2 - 6	9.8000	2	1	剛結 - 剛結
5	3 - 5	3.6000	2	1	剛結 - 剛結
6	5 - 7	1.9000	2	1	剛結 - 剛結
7	6 - 5	10.1213	2	1	剛結 - 剛結

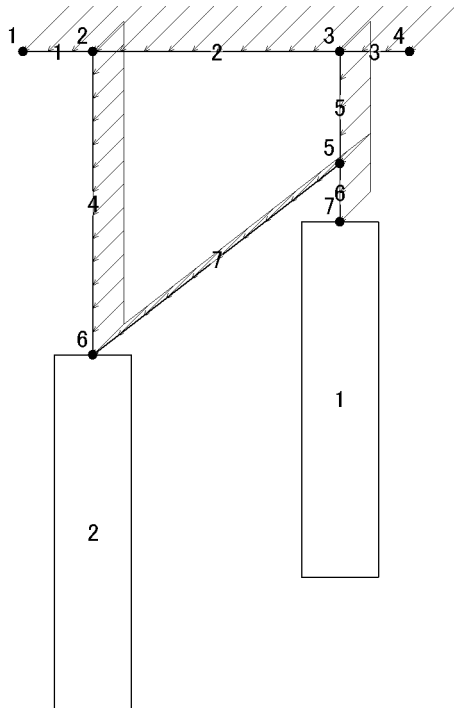
1.8.6 着目点

等分割着目点

No	部 開始番号	材 終了番号	等分割数
1	1	1	2
2	2	2	8
3	3	3	2
4	4	4	10
5	5	5	4
6	6	6	2
7	7	7	10

1.8.7 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 地震時



・部材分布荷重

荷重名称	荷重種別	載荷開始 部材番号	載荷終了 部材番号	i端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側 載荷位置 (m)	j端側 載荷位置 (m)
	全体座標Z軸方向	1	3	14.71	14.71	0.000	0.000
	全体座標Z軸方向	4	4	9.81	9.81	0.000	0.000
	全体座標Z軸方向	5	5	9.81	9.81	0.000	0.000
	全体座標Z軸方向	6	6	9.81	9.81	0.000	0.000
	全体座標Z軸方向	7	7	9.81	9.81	0.000	0.000

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

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 $L_o = s_a / (4 \cdot o_a) \cdot$

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	66667	8440
2	1333333	168806

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

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

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{H0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

E_0 ; 地盤の変形係数(kN/m^2)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 4.719m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 8.908mと仮定すると、

$$k_{H0}' = \frac{\sum k_{H0i} \cdot l_i}{1/\beta} = 96217 \text{ kN}/\text{m}^3$$

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

$$= 4.719\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1123\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 8.908\text{m}$$

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

$$k_v = 271847 \text{ kN/m}^3$$

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

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

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

$$k_s = 81554 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \cdot k_v$$

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 k_k を乗じます。
 常時、暴風時、レベル1地震時 $k_k = 1.5$
 レベル2地震時 $k_k = 1.5$

・水平方向地盤反力係数

層番号 i	k_{Ho} (kN/m ³)	k_H (kN/m ²)
1	66667	8356
2	1333333	167122

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

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

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m²)

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/m³)

E_o ; 地盤の変形係数(kN/m²)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 4.783m)は、以下のように算出する
1/ を 9.149mと仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Ho i} \cdot l_i}{1/\beta} = 87327 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 4.783\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1093\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 9.149\text{m}$$

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

$$k_v = 271847 \text{ kN/m}^3$$

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

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

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

$$k_s = 81554 \text{ kN/m}^3$$

$$k_s = \cdot k_v$$

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

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

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

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

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

$$\mu = 1 / 10 \cdot \left(\frac{P}{D} + 5 \right) = 0.820$$

D ; 深礎基礎の杭幅 = 2.500 m

P ; 隣接基礎との中心間隔 = 8.000 m

水平ばね値は、次式で求める

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

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_0 ; 深礎杭径 (杭周面摩擦を考慮する場合は $0.8 \times D$)

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ²)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	_____	_____	6921	4326
0.500	1 2	_____	_____	6921	8651
1.000	1 2	_____	_____	6921	8651
1.500	1 2	_____	_____	6921	8651
2.000	1 2	_____	_____	6921	8651
2.500	1 2	_____	_____	6921	8651
3.000	1 2	_____	_____	6921	8651
3.500	1 2	_____	_____	6921	8651

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)
4.000	1 2	_____	_____	6921	8651
4.500	1 2	_____	_____	6921	8651
5.000	1 2	_____	_____	6921	8651
5.500	1 2	_____	_____	6921	8651
6.000	1 2	_____	_____	6921	8651
6.500	1 2	_____	_____	6921	8651
7.000	1 2	_____	_____	6921	8651
7.500	1 2	_____	_____	6921	8651
8.000	1 2	_____	_____	6921	8651
8.500	1 2	_____	_____	6921	8651
9.000	1 2			6921 138421	173026
9.500	1 2			6921 138421	173026
10.000	1 2			6921 138421	173026
10.500	1 2			6921 138421	173026
11.000	1 2			6921 138421	173026
11.500	1 2			6921 138421	86513

・底面鉛直ばね

$K_v = 1334426 \text{ kN/m}$

$K_v = k_v \cdot A$

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

$K_R = 521260 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

$K_R = k_v \cdot I$

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

$$K_s = 400328 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

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.

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 k_k を乗じます。

常時、暴風時、レベル1地震時 $k_k = 1.5$
 レベル2地震時 $k_k = 1.5$

・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

$$\mu = 1 / 10 \cdot \left(\frac{P}{D} + 5 \right) = 0.820$$

D ; 深礎基礎の杭幅 = 2.500 m

P ; 隣接基礎との中心間隔 = 8.000 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 ³)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	2500.000	1000.0000	6852	4282
0.500	1 2	_____	_____	6852	8565
1.000	1 2	_____	_____	6852	8565
1.500	1 2	_____	_____	6852	8565
2.000	1 2	_____	_____	6852	8565
2.500	1 2	_____	_____	6852	8565
3.000	1 2	_____	_____	6852	8565
3.500	1 2	_____	_____	6852	8565
4.000	1 2	_____	_____	6852	8565

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 2	_____	_____	6852	8565
5.000	1 2	_____	_____	6852	8565
5.500	1 2	_____	_____	6852	8565
6.000	1 2	_____	_____	6852	8565
6.500	1 2	_____	_____	6852	8565
7.000	1 2	_____	_____	6852	8565
7.500	1 2	_____	_____	6852	8565
8.000	1 2	_____	_____	6852	8565
8.500	1 2	_____	_____	6852	8565
9.000	1 2	2500.000	1000.0000	6852 137040	171300
9.500	1 2			6852 137040	171300
10.000	1 2			6852 137040	171300
10.500	1 2			6852 137040	171300
11.000	1 2			6852 137040	171300
11.500	1 2			6852 137040	85650

・底面鉛直ばね

$$K_v = 1334426 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

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

$$K_R = 521260 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

$$K_R = k_v \cdot I$$

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

$$K_s = 400328 \text{ kN/m}$$

$$K_s = k_s \cdot A$$

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

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

$$q_{a0} = 1/n \cdot (q_{d0} \cdot q_d - \gamma_2 \cdot D_f) + \gamma_2 \cdot D_f$$

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)

q_{d0} ; 斜面の影響による低減係数(= 1.000)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 19469.7kN/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(= 200.0kN/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(= 18.47kN/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(= 11.800m)

N_c ; 支持力係数(= 46.1)

N ; 支持力係数(= 35.7)

N_q ; 支持力係数(= 31.8)

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_d (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 地震時	2.0	19470	9844	8775	1450	1450

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

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

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

ここに,

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{ao} ; 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(= 1.000)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 19278.6kN/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(= 200.0kN/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(= 18.43kN/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(= 11.500m)

N_c ; 支持力係数(= 46.1)

N ; 支持力係数(= 35.7)

N_q ; 支持力係数(= 31.8)

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_{ao} (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	19279	9745	8775	1428	1428

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	1383.04	0.6000	829.82	691.52

杭番号 2

荷重ケース	n	C_s (kN/m ²)	A_s (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 地震時	1.2	0	4.9087	1383.04	0.6000	829.82	691.52

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	60.0	40.0	3.98	1.802	69.32	69.32
0.500	60.0	40.0	33.87	6.148	271.64	271.64
1.000	60.0	40.0	104.18	12.172	602.10	602.10
1.500	60.0	40.0	227.98	19.875	1083.35	1083.35
2.000	60.0	40.0	418.35	29.255	1738.05	1738.05
2.500	60.0	40.0	688.38	40.314	2588.84	2588.84
3.000	60.0	40.0	1051.15	53.051	3658.39	3658.39
3.500	60.0	40.0	1519.73	67.466	4969.36	4969.36
4.000	60.0	40.0	2107.21	83.560	6544.39	6544.39
4.500	60.0	40.0	2826.66	101.331	8406.14	8406.14
5.000	60.0	40.0	3691.17	120.781	10577.27	10577.27
5.500	60.0	40.0	4713.81	141.909	13080.44	13080.44
6.000	60.0	40.0	5907.67	164.715	15938.30	15938.30
6.500	60.0	40.0	7285.83	189.200	19173.51	19173.51
7.000	60.0	40.0	8861.37	215.362	22808.72	22808.72
7.500	60.0	40.0	10647.36	243.203	26866.58	26866.58
8.000	60.0	40.0	12656.89	272.722	31369.76	31369.76
8.500	60.0	40.0	14903.04	303.919	36340.91	36340.91
9.000	60.0	40.0	17399.33	336.795	42436.84	42436.84
9.500	60.0	40.0	20161.28	371.349	49954.92	49954.92
10.000	60.0	40.0	23203.58	407.580	58626.05	58626.05
10.500	60.0	40.0	26540.75	445.490	68484.11	68484.11
11.000	60.0	40.0	30187.35	485.079	79563.15	79563.15
11.500	60.0	40.0	34157.90	526.345	91897.20	91897.20

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)
- ϕ ; 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) = 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	60.0	40.0	11.92	3.339	136.32	136.32
1.000	60.0	40.0	56.41	8.356	387.18	387.18
1.500	60.0	40.0	146.55	15.052	775.24	775.24
2.000	60.0	40.0	295.41	23.426	1323.15	1323.15
2.500	60.0	40.0	516.08	33.477	2053.56	2053.56
3.000	60.0	40.0	821.63	45.208	2989.14	2989.14
3.500	60.0	40.0	1225.15	58.616	4152.54	4152.54
4.000	60.0	40.0	1739.72	73.702	5566.41	5566.41
4.500	60.0	40.0	2378.42	90.467	7253.41	7253.41
5.000	60.0	40.0	3154.32	108.910	9236.20	9236.20
5.500	60.0	40.0	4080.52	129.031	11537.43	11537.43
6.000	60.0	40.0	5170.08	150.830	14179.76	14179.76
6.500	60.0	40.0	6436.09	174.308	17185.83	17185.83
7.000	60.0	40.0	7891.63	199.464	20578.32	20578.32
7.500	60.0	40.0	9549.78	226.297	24379.87	24379.87
8.000	60.0	40.0	11423.62	254.810	28613.14	28613.14
8.500	60.0	40.0	13526.23	285.000	33300.79	33300.79
9.000	60.0	40.0	15870.68	316.868	38465.47	38465.47
9.500	60.0	40.0	18471.40	350.415	45307.87	45307.87
10.000	60.0	40.0	21343.74	385.640	53283.12	53283.12
10.500	60.0	40.0	24502.25	422.543	62424.94	62424.94
11.000	60.0	40.0	27961.45	461.124	72767.30	72767.30
11.500	60.0	40.0	31735.88	501.384	84344.27	84344.27

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	2.2	
	a	mm	25.0	
	判定		OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	355	
	qa	kN/m ²	1450	
	判定		OK	
せん断抵抗力	H	kN	132.1	
	Ha	kN	691.5	
	判定		OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.3
		ca	N/mm ²	10.8
		判定		OK
		s	N/mm ²	40.0
		sa	N/mm ²	300.0
		判定		OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-16.9
		sa'	N/mm ²	300.0
		判定		OK
		m	N/mm ²	0.06
		ac	N/mm ²	0.29
		a2	N/mm ²	2.29
Aw	cm ²	7.742		
Awreq	cm ²	0.000		
判定		OK		
判定			OK	

杭番号 2

荷重ケース			1	
水平変位		mm	1.7	
	a	mm	25.0	
	判定		OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	336	
	qa	kN/m ²	1428	
	判定		OK	
せん断抵抗力	H	kN	106.2	
	Ha	kN	691.5	
	判定		OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.3
		ca	N/mm ²	10.8
		判定		OK
		s	N/mm ²	40.0
		sa	N/mm ²	300.0
		判定		OK
		s'	N/mm ²	-16.3
		sa'	N/mm ²	300.0
	判定		OK	
	せん断照査	m	N/mm ²	0.05
		ac	N/mm ²	0.58
		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)
7	0.000	846.19	262.92	0.00
101	0.500	977.65	237.00	-60.13
102	1.000	1083.20	187.24	-120.26
103	1.500	1164.90	141.56	-180.40
104	2.000	1224.75	99.79	-240.53
105	2.500	1264.68	61.78	-300.66
106	3.000	1286.53	27.37	-360.79
107	3.500	1292.05	-3.63	-420.92
108	4.000	1282.90	-31.38	-481.06
109	4.500	1260.67	-56.06	-541.19
110	5.000	1226.85	-77.84	-601.32
111	5.500	1182.84	-96.88	-661.45
112	6.000	1129.97	-113.36	-721.58
113	6.500	1069.48	-127.43	-781.72
114	7.000	1002.54	-139.23	-841.85
115	7.500	930.25	-148.91	-901.98
116	8.000	853.63	-156.59	-962.11
117	8.500	773.65	-162.41	-1022.24
118	9.000	691.22	-196.83	-1082.38
119	9.500	576.83	-244.59	-1142.51
120	10.000	446.63	-260.79	-1202.64
121	10.500	316.03	-246.81	-1262.77
122	11.000	199.82	-203.68	-1322.91
123	11.500	112.35	-174.94	-1383.04

水平変位

$$= 2.2 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 1383.04 / 4.909 + (112.35 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 355 \quad 1450 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times b$$

$$= 800656 \times -0.165 \times 10^{-3}$$

$$= 132.11 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 1224.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.000 \text{ m})$$

$$N = 240.53 \text{ kN}$$

$$c = 1.3 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 40.0 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -16.9 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 262.92 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 846.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

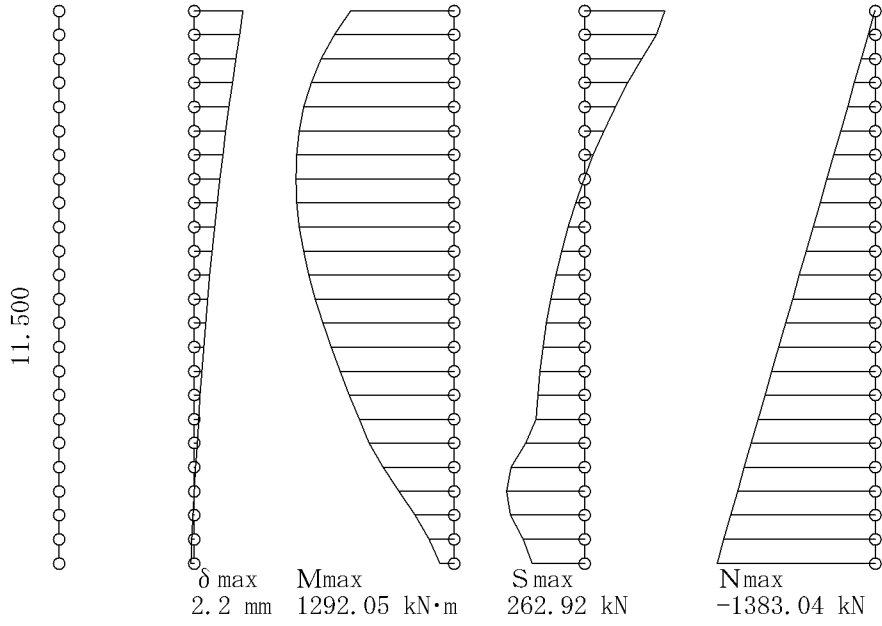
$$m = 0.06 \quad 0.29 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.06 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a2$$

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

$$Ce = 0.835, \quad Cpt = 1.118, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.31, \quad ac = 0.29, \quad a2 = 2.29$$

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)
6	0.000	984.48	170.34	0.00
201	0.500	1069.65	149.81	-60.13
202	1.000	1134.29	110.49	-120.26
203	1.500	1180.14	74.60	-180.40
204	2.000	1208.89	41.98	-240.53
205	2.500	1222.12	12.47	-300.66
206	3.000	1221.36	-14.10	-360.79
207	3.500	1208.03	-37.88	-420.92
208	4.000	1183.48	-59.04	-481.06
209	4.500	1148.99	-77.74	-541.19
210	5.000	1105.74	-94.13	-601.32
211	5.500	1054.86	-108.37	-661.45
212	6.000	997.38	-120.60	-721.58
213	6.500	934.26	-130.96	-781.72
214	7.000	866.42	-139.57	-841.85
215	7.500	794.69	-146.56	-901.98
216	8.000	719.86	-152.04	-962.11
217	8.500	642.65	-156.12	-1022.24
218	9.000	563.74	-178.97	-1082.38
219	9.500	463.68	-209.28	-1142.51
220	10.000	354.46	-216.20	-1202.64
221	10.500	247.48	-200.83	-1262.77
222	11.000	153.64	-163.97	-1322.91
223	11.500	83.51	-140.26	-1383.04

水平変位

$$= 1.7 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 1383.04 / 4.909 + (83.51 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 336 \quad 1428 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_s \times b$$

$$= 800656 \times -0.133 \times 10^{-3}$$

$$= 106.18 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 1180.14 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=1.500 \text{ m})$$

$$N = 180.40 \text{ kN}$$

$$c = 1.3 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 40.0 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -16.3 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 216.20 \text{ kN} \quad (Z=10.000 \text{ m}) \quad N = 1202.64 \text{ kN} \quad M = 354.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

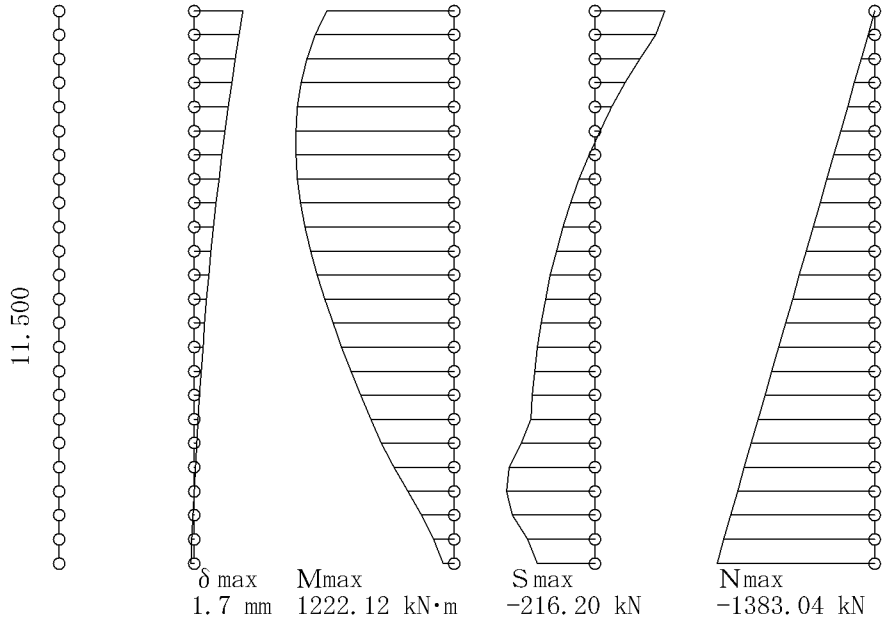
$$m = 0.05 \quad 0.58 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.05 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

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

$$C_e = 0.835, \quad C_{pt} = 1.118, \quad C_N = 2.000, \quad a_1 = 0.31, \quad a_c = 0.58, \quad a_2 = 2.29$$

荷重ケース 1 杭番号 2



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 z(mm)	鉛直変位 v(mm)	回転変位 x(mrad)
7	0.000	2.162	-0.583	0.334
101	0.500	1.997	-0.583	0.325
102	1.000	1.837	-0.583	0.314
103	1.500	1.683	-0.582	0.302
104	2.000	1.535	-0.581	0.290
105	2.500	1.394	-0.580	0.277
106	3.000	1.258	-0.579	0.264
107	3.500	1.130	-0.577	0.250
108	4.000	1.008	-0.575	0.237
109	4.500	0.893	-0.573	0.223
110	5.000	0.785	-0.571	0.210
111	5.500	0.683	-0.568	0.198
112	6.000	0.587	-0.565	0.186
113	6.500	0.497	-0.562	0.174
114	7.000	0.413	-0.559	0.164
115	7.500	0.333	-0.555	0.153
116	8.000	0.259	-0.552	0.144
117	8.500	0.189	-0.548	0.136
118	9.000	0.123	-0.543	0.128
119	9.500	0.061	-0.539	0.121
120	10.000	0.002	-0.534	0.116
121	10.500	-0.055	-0.529	0.112
122	11.000	-0.111	-0.524	0.109
123	11.500	-0.165	-0.518	0.108

杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 z(mm)	鉛直変位 v(mm)	回転変位 x(mrad)
6	0.000	1.740	-0.583	0.289
201	0.500	1.598	-0.583	0.278
202	1.000	1.462	-0.583	0.267
203	1.500	1.332	-0.582	0.255
204	2.000	1.207	-0.581	0.242
205	2.500	1.090	-0.580	0.229
206	3.000	0.978	-0.579	0.217
207	3.500	0.873	-0.577	0.204
208	4.000	0.774	-0.575	0.192
209	4.500	0.681	-0.573	0.179
210	5.000	0.595	-0.571	0.168
211	5.500	0.514	-0.568	0.156
212	6.000	0.438	-0.565	0.146
213	6.500	0.368	-0.562	0.136
214	7.000	0.303	-0.559	0.126
215	7.500	0.242	-0.555	0.117
216	8.000	0.185	-0.552	0.110
217	8.500	0.132	-0.548	0.102
218	9.000	0.082	-0.543	0.096
219	9.500	0.036	-0.539	0.091
220	10.000	-0.009	-0.534	0.087
221	10.500	-0.051	-0.529	0.083
222	11.000	-0.092	-0.524	0.081
223	11.500	-0.133	-0.518	0.080

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 _z	q _{zu}	q _y	q _{yu}
7	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	51.83	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	47.69	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	43.69	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	39.85	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	36.17	0.00	0.00	0.00	0.00
106	3.000	32.66	0.00	0.00	0.00	0.00
107	3.500	29.33	0.00	0.00	0.00	0.00
108	4.000	26.17	0.00	0.00	0.00	0.00
109	4.500	23.19	0.00	0.00	0.00	0.00
110	5.000	20.37	0.00	0.00	0.00	0.00
111	5.500	17.72	0.00	0.00	0.00	0.00
112	6.000	15.23	0.00	0.00	0.00	0.00
113	6.500	12.90	0.00	0.00	0.00	0.00
114	7.000	10.71	0.00	0.00	0.00	0.00
115	7.500	8.65	0.00	0.00	0.00	0.00
116	8.000	6.72	0.00	0.00	0.00	0.00
117	8.500	4.91	0.00	0.00	0.00	0.00
118	9.000	63.93	0.00	0.00	0.00	0.00
119	9.500	31.59	0.00	0.00	0.00	0.00
120	10.000	0.81	0.00	0.00	0.00	0.00
121	10.500	-28.77	0.00	0.00	0.00	0.00
122	11.000	-57.49	0.00	0.00	0.00	0.00
123	11.500	-42.82	0.00	0.00	0.00	0.00

底面反力

R_z : 132.11 kN

R_y : 1383.04 kN

R_M : -112.35 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 132.11 kN

H_a : 691.52 kN

H = 132.11 kN ≤ H_a = 691.52 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 _z	q _{zu}	q _y	q _{yu}
6	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	41.06	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	37.56	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	34.22	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	31.03	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00
206	3.000	25.13	0.00	0.00	0.00	0.00
207	3.500	22.43	0.00	0.00	0.00	0.00
208	4.000	19.89	0.00	0.00	0.00	0.00
209	4.500	17.51	0.00	0.00	0.00	0.00
210	5.000	15.28	0.00	0.00	0.00	0.00
211	5.500	13.20	0.00	0.00	0.00	0.00
212	6.000	11.26	0.00	0.00	0.00	0.00
213	6.500	9.45	0.00	0.00	0.00	0.00
214	7.000	7.77	0.00	0.00	0.00	0.00
215	7.500	6.21	0.00	0.00	0.00	0.00
216	8.000	4.75	0.00	0.00	0.00	0.00
217	8.500	3.39	0.00	0.00	0.00	0.00
218	9.000	42.31	0.00	0.00	0.00	0.00
219	9.500	18.31	0.00	0.00	0.00	0.00
220	10.000	-4.46	0.00	0.00	0.00	0.00
221	10.500	-26.28	0.00	0.00	0.00	0.00
222	11.000	-47.43	0.00	0.00	0.00	0.00
223	11.500	-34.08	0.00	0.00	0.00	0.00

底面反力

R_z : 106.18 kNR_y : 1383.04 kNR_M : -83.51 kN・m

底面せん断抵抗力

H : 106.18 kN

H_a : 691.52 kNH = 106.18 kN ≦ H_a = 691.52 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)
7	0.000	0	0	0
101	0.500	25953	0	0
102	1.000	25953	0	0
103	1.500	25953	0	0
104	2.000	25953	0	0
105	2.500	25953	0	0
106	3.000	25953	0	0
107	3.500	25953	0	0
108	4.000	25953	0	0
109	4.500	25953	0	0
110	5.000	25953	0	0
111	5.500	25953	0	0
112	6.000	25953	0	0
113	6.500	25953	0	0
114	7.000	25953	0	0
115	7.500	25953	0	0
116	8.000	25953	0	0
117	8.500	25953	0	0
118	9.000	519078	0	0
119	9.500	519078	0	0
120	10.000	519078	0	0
121	10.500	519078	0	0
122	11.000	519078	0	0
123	11.500	259539	0	0

底面ばね

 K_V : 2668852 kN/m K_R : 1042520 kN・m/rad K_S : 800656 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)
6	0.000	0	0	0
201	0.500	25695	0	0
202	1.000	25695	0	0
203	1.500	25695	0	0
204	2.000	25695	0	0
205	2.500	25695	0	0
206	3.000	25695	0	0
207	3.500	25695	0	0
208	4.000	25695	0	0
209	4.500	25695	0	0
210	5.000	25695	0	0
211	5.500	25695	0	0
212	6.000	25695	0	0
213	6.500	25695	0	0
214	7.000	25695	0	0
215	7.500	25695	0	0
216	8.000	25695	0	0
217	8.500	25695	0	0
218	9.000	513900	0	0
219	9.500	513900	0	0
220	10.000	513900	0	0
221	10.500	513900	0	0
222	11.000	513900	0	0
223	11.500	256950	0	0

底面ばね

K_v : 2668852 kN/mK_r : 1042520 kN・m/radK_s : 800656 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	X軸回り反力 R_x (kN.m)	Y軸回り反力 R_y (kN.m)	Z軸方向反力 R_z (kN)
7	0.00	0.00	0.00
101	0.00	0.00	-51.83
102	0.00	0.00	-47.69
103	0.00	0.00	-43.69
104	0.00	0.00	-39.85
105	0.00	0.00	-36.17
106	0.00	0.00	-32.66
107	0.00	0.00	-29.33
108	0.00	0.00	-26.17
109	0.00	0.00	-23.19
110	0.00	0.00	-20.37
111	0.00	0.00	-17.72
112	0.00	0.00	-15.23
113	0.00	0.00	-12.90
114	0.00	0.00	-10.71
115	0.00	0.00	-8.65
116	0.00	0.00	-6.72
117	0.00	0.00	-4.91
118	0.00	0.00	-63.93
119	0.00	0.00	-31.59
120	0.00	0.00	-0.81
121	0.00	0.00	28.77
122	0.00	0.00	57.49
123	-112.35	-299.98	174.94
6	0.00	0.00	0.00
201	0.00	0.00	-41.06
202	0.00	0.00	-37.56
203	0.00	0.00	-34.22
204	0.00	0.00	-31.03
205	0.00	0.00	-28.00
206	0.00	0.00	-25.13
207	0.00	0.00	-22.43
208	0.00	0.00	-19.89
209	0.00	0.00	-17.51
210	0.00	0.00	-15.28
211	0.00	0.00	-13.20
212	0.00	0.00	-11.26
213	0.00	0.00	-9.45
214	0.00	0.00	-7.77
215	0.00	0.00	-6.21
216	0.00	0.00	-4.75
217	0.00	0.00	-3.39
218	0.00	0.00	-42.31
219	0.00	0.00	-18.31
220	0.00	0.00	4.46
221	0.00	0.00	26.28
222	0.00	0.00	47.43
223	-83.51	-239.08	140.26

$$R_z = -433.26(\text{kN.m})$$

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 地震時

格点 番号	X軸回り変位 x (mrad)	Y軸回り変位 y (mrad)	Z軸方向変位 z (mm)
1	0.59702	0.24497	7.35721
2	0.59702	0.24385	6.80666
3	0.55576	0.24794	4.76727
4	0.55576	0.24682	4.21130
5	0.44276	0.15620	2.91395
6	0.28881	0.06596	1.73991
7	0.33428	0.08276	2.16202
101	0.32477	0.07916	1.99720
102	0.31402	0.07556	1.83746
103	0.30230	0.07196	1.68335
104	0.28983	0.06837	1.53529
105	0.27685	0.06477	1.39360
106	0.26355	0.06117	1.25849
107	0.25010	0.05757	1.13008
108	0.23667	0.05397	1.00839
109	0.22340	0.05038	0.89338
110	0.21043	0.04678	0.78494
111	0.19786	0.04318	0.68288
112	0.18580	0.03958	0.58699
113	0.17433	0.03598	0.49698
114	0.16353	0.03238	0.41254
115	0.15345	0.02879	0.33333
116	0.14414	0.02519	0.25897
117	0.13566	0.02159	0.18905
118	0.12802	0.01799	0.12317
119	0.12140	0.01439	0.06086
120	0.11607	0.01079	0.00155
121	0.11209	0.00720	-0.05543
122	0.10940	0.00360	-0.11075
123	0.10777	0.00000	-0.16500
201	0.27810	0.06309	1.59814
202	0.26660	0.06022	1.46194
203	0.25453	0.05736	1.33163
204	0.24208	0.05449	1.20747
205	0.22940	0.05162	1.08959
206	0.21665	0.04875	0.97808
207	0.20398	0.04588	0.87293
208	0.19151	0.04302	0.77406
209	0.17935	0.04015	0.68136
210	0.16759	0.03728	0.59465
211	0.15632	0.03441	0.51369
212	0.14562	0.03155	0.43823
213	0.13554	0.02868	0.36797
214	0.12615	0.02581	0.30257
215	0.11749	0.02294	0.24169
216	0.10959	0.02007	0.18496
217	0.10249	0.01721	0.13197
218	0.09619	0.01434	0.08233
219	0.09084	0.01147	0.03562
220	0.08657	0.00860	-0.00868
221	0.08343	0.00574	-0.05114
222	0.08134	0.00287	-0.09229
223	0.08010	0.00000	-0.13262

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)	ねじりモーメント T(kN.m)	
1(1- 2)	i	0.000	0.00	0.00	0.00	
	1	1.125	9.31	16.55	0.00	
2(2- 3)	j	2.250	37.23	33.10	0.00	
	i	0.000	-103.64	-16.51	68.30	
	1	1.000	-112.79	-1.80	68.30	
	2	2.000	-107.24	12.91	68.30	
	3	3.000	-86.98	27.62	68.30	
	4	4.000	-52.00	42.33	68.30	
	5	5.000	-2.32	57.04	68.30	
3(3- 4)	6	6.000	62.08	71.75	68.30	
	7	7.000	141.18	86.46	68.30	
	j	8.000	235.00	101.17	68.30	
	i	0.000	37.23	-33.10	0.00	
	1	1.125	9.31	-16.55	0.00	
	4(2- 6)	j	2.250	0.00	0.00	0.00
		i	0.000	-68.30	49.61	-140.87
1		0.980	-14.98	59.22	-140.87	
2		1.960	47.77	68.84	-140.87	
3		2.940	119.94	78.45	-140.87	
4		3.920	201.53	88.06	-140.87	
5		4.900	292.54	97.68	-140.87	
6		5.880	392.98	107.29	-140.87	
7		6.860	502.83	116.90	-140.87	
8	7.840	622.11	126.52	-140.87		
5(3- 5)	9	8.820	750.81	136.13	-140.87	
	j	9.800	888.93	145.75	-140.87	
	i	0.000	68.30	134.27	-197.76	
	1	0.900	193.12	143.10	-197.76	
	2	1.800	325.88	151.93	-197.76	
	3	2.700	466.58	160.75	-197.76	
	6(5- 7)	j	3.600	615.24	169.58	-197.76
		i	0.000	364.35	244.28	-299.98
		1	0.950	600.85	253.60	-299.98
j		1.900	846.19	262.92	-299.98	
7(6- 5)		i	0.000	-19.09	-24.59	-135.69
		1	1.012	-38.96	-14.66	-135.69
		2	2.024	-48.77	-4.73	-135.69
		3	3.036	-48.54	5.20	-135.69
		4	4.049	-38.26	15.12	-135.69
	5	5.061	-17.93	25.05	-135.69	
	6	6.073	12.46	34.98	-135.69	
	7	7.085	52.89	44.91	-135.69	
	8	8.097	103.37	54.84	-135.69	
	9	9.109	163.90	64.77	-135.69	
100(7-101)	j	10.121	234.48	74.70	-135.69	
	i	0.000	846.19	262.92	-299.98	
101(101-102)	j	0.500	977.65	262.92	-299.98	
	i	0.000	977.65	211.09	-299.98	
102(102-103)	j	0.500	1083.20	211.09	-299.98	
	i	0.000	1083.20	163.40	-299.98	
103(103-104)	j	0.500	1164.90	163.40	-299.98	
	i	0.000	1164.90	119.71	-299.98	
104(104-105)	j	0.500	1224.75	119.71	-299.98	
	i	0.000	1224.75	79.87	-299.98	
105(105-106)	j	0.500	1264.68	79.87	-299.98	
	i	0.000	1264.68	43.70	-299.98	
106(106-107)	j	0.500	1286.53	43.70	-299.98	
	i	0.000	1286.53	11.04	-299.98	
107(107-108)	j	0.500	1292.05	11.04	-299.98	
	i	0.000	1292.05	-18.29	-299.98	
108(108-109)	j	0.500	1282.90	-18.29	-299.98	
	i	0.000	1282.90	-44.46	-299.98	
109(109-110)	j	0.500	1260.67	-44.46	-299.98	
	i	0.000	1260.67	-67.65	-299.98	
110(110-111)	j	0.500	1226.85	-67.65	-299.98	
	i	0.000	1226.85	-88.02	-299.98	
111(111-112)	j	0.500	1182.84	-88.02	-299.98	
	i	0.000	1182.84	-105.74	-299.98	
112(112-113)	j	0.500	1129.97	-105.74	-299.98	
	i	0.000	1129.97	-120.98	-299.98	

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)	ねじりモーメント T(kN.m)
113(113-114)	j	0.500	1069.48	-120.98	-299.98
	i	0.000	1069.48	-133.88	-299.98
	j	0.500	1002.54	-133.88	-299.98
114(114-115)	i	0.000	1002.54	-144.58	-299.98
	j	0.500	930.25	-144.58	-299.98
115(115-116)	i	0.000	930.25	-153.23	-299.98
	j	0.500	853.63	-153.23	-299.98
116(116-117)	i	0.000	853.63	-159.95	-299.98
	j	0.500	773.65	-159.95	-299.98
117(117-118)	i	0.000	773.65	-164.86	-299.98
	j	0.500	691.22	-164.86	-299.98
118(118-119)	i	0.000	691.22	-228.80	-299.98
	j	0.500	576.83	-228.80	-299.98
119(119-120)	i	0.000	576.83	-260.39	-299.98
	j	0.500	446.63	-260.39	-299.98
120(120-121)	i	0.000	446.63	-261.20	-299.98
	j	0.500	316.03	-261.20	-299.98
121(121-122)	i	0.000	316.03	-232.42	-299.98
	j	0.500	199.82	-232.42	-299.98
122(122-123)	i	0.000	199.82	-174.94	-299.98
	j	0.500	112.35	-174.94	-299.98
200(6-201)	i	0.000	984.48	170.34	-239.08
	j	0.500	1069.65	170.34	-239.08
201(201-202)	i	0.000	1069.65	129.27	-239.08
	j	0.500	1134.29	129.27	-239.08
202(202-203)	i	0.000	1134.29	91.71	-239.08
	j	0.500	1180.14	91.71	-239.08
203(203-204)	i	0.000	1180.14	57.49	-239.08
	j	0.500	1208.89	57.49	-239.08
204(204-205)	i	0.000	1208.89	26.47	-239.08
	j	0.500	1222.12	26.47	-239.08
205(205-206)	i	0.000	1222.12	-1.53	-239.08
	j	0.500	1221.36	-1.53	-239.08
206(206-207)	i	0.000	1221.36	-26.66	-239.08
	j	0.500	1208.03	-26.66	-239.08
207(207-208)	i	0.000	1208.03	-49.09	-239.08
	j	0.500	1183.48	-49.09	-239.08
208(208-209)	i	0.000	1183.48	-68.98	-239.08
	j	0.500	1148.99	-68.98	-239.08
209(209-210)	i	0.000	1148.99	-86.49	-239.08
	j	0.500	1105.74	-86.49	-239.08
210(210-211)	i	0.000	1105.74	-101.77	-239.08
	j	0.500	1054.86	-101.77	-239.08
211(211-212)	i	0.000	1054.86	-114.97	-239.08
	j	0.500	997.38	-114.97	-239.08
212(212-213)	i	0.000	997.38	-126.23	-239.08
	j	0.500	934.26	-126.23	-239.08
213(213-214)	i	0.000	934.26	-135.68	-239.08
	j	0.500	866.42	-135.68	-239.08
214(214-215)	i	0.000	866.42	-143.46	-239.08
	j	0.500	794.69	-143.46	-239.08
215(215-216)	i	0.000	794.69	-149.67	-239.08
	j	0.500	719.86	-149.67	-239.08
216(216-217)	i	0.000	719.86	-154.42	-239.08
	j	0.500	642.65	-154.42	-239.08
217(217-218)	i	0.000	642.65	-157.81	-239.08
	j	0.500	563.74	-157.81	-239.08
218(218-219)	i	0.000	563.74	-200.12	-239.08
	j	0.500	463.68	-200.12	-239.08
219(219-220)	i	0.000	463.68	-218.43	-239.08
	j	0.500	354.46	-218.43	-239.08
220(220-221)	i	0.000	354.46	-213.97	-239.08
	j	0.500	247.48	-213.97	-239.08
221(221-222)	i	0.000	247.48	-187.69	-239.08
	j	0.500	153.64	-187.69	-239.08
222(222-223)	i	0.000	153.64	-140.26	-239.08
	j	0.500	83.51	-140.26	-239.08