

# 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	4
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 荷重データ（許容応力度法）	12
1.9 杭頭接合計算	13
2章 地盤の諸条件	14
2.1 地盤反力係数	14
2.2 支点ばね	18
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	22
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	24
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	26
3章 許容応力度法	30
3.1 計算結果一覧	30
3.2 弾塑性解析結果	32
3.2.1 杭体断面力	32
3.2.2 杭体変位	36
3.2.3 地盤反力	38
3.2.4 地盤ばね値	40
3.3 フレーム解析結果	42
3.3.1 支点反力	42
3.3.2 格点変位	43
3.3.3 部材断面力	44

# 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

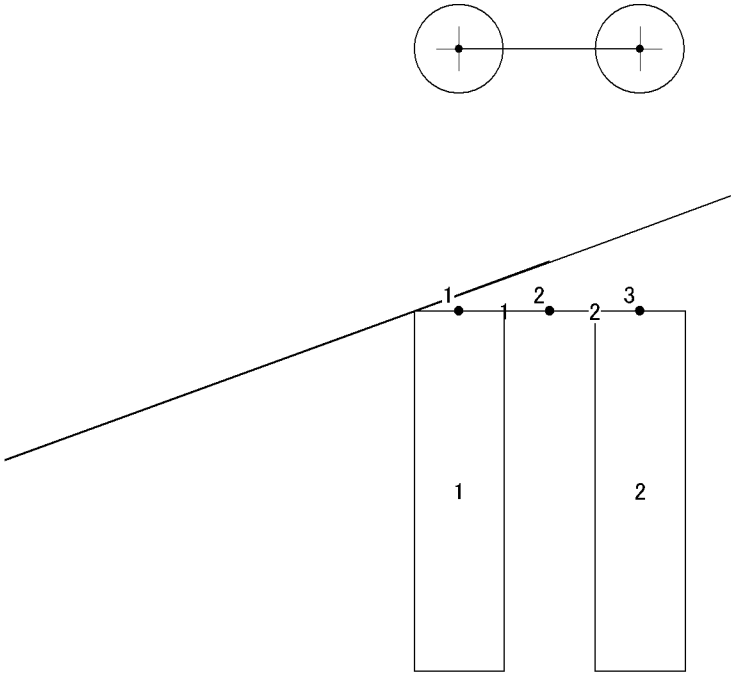
## 1.2 基本データ

保存ファイル名 : 2-3Pile

工事名 :

(1)橋軸方向	杭列数	2 列	入力対象杭列	A 列
(2)橋軸直角方向	杭列数	3 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 <sub>s</sub>	=	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 <sub>k</sub>	=	24	N/mm <sup>2</sup>
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 <sub>c</sub>	=	24.50	kN/m <sup>3</sup>
(8)使用材料（フーチング）				
コンクリートの設計基準強度	σ <sub>k</sub>	=	24	N/mm <sup>2</sup>
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 <sub>c</sub>	=	24.50	kN/m <sup>3</sup>
	[設計方向 1]			
(9)解析方向	面内解析			
(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 <sub>H</sub>	=	0.20	
(12)フーチングタイプ	フーチングあり			
(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			
(15)許容応力度法				
底版照査	行わない			
杭頭接合計算	行わない			
(16)レベル2地震時				
底版照査	行わない			

構造図



### 1.3 構造寸法

段差方向 : 方向2(+)

#### 底版寸法

段差方向全幅 : 17.500 m

段差直角方向全幅 : 12.500 m

底版全高 : 2.500 m

底版上面寸法(段数 1) (単位 : m)

H1
2.500

Bo
17.500

底版下面寸法(段数1) (単位 : m)

H1
2.500

Bo
17.500

#### 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	-2.500
2	2.500

行No	Y(m)
1	5.000
2	0.000
3	-5.000

#### 1.4.2 杭長

		1列	2列
	杭全長 L(m)	10.100	10.100
	杭全長 L(m)	10.100	10.100
	杭全長 L(m)	10.100	10.100

## 1.5 詳細設定

### [モデル化]

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

### [補正係数]

- (9)水平方向地盤反力係数の補正係数  
常時、暴風時、レベル1 地震時  $k = 1.5$   
レベル2 地震時  $k = 1.5$
- (10)同じ層に水平かぶり数が複数ある場合 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	1.0
	鉛直方向（押込み）	3.0	2.0	1.0
	鉛直方向（引抜き）	6.0	4.0	1.0

### [許容応力度法]

- (12)水平支持力 $R_0$ 算出時の杭幅の取扱い 周面摩擦の取扱いによらず杭幅を1.0Dとする
- (13)水平地盤の受働土圧の取扱い 考慮しない
- (14)底面せん断抵抗の取扱い（許容応力度法） 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  $P_{Nu} = q_s \times A'$  (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  $\beta$  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  $\phi'$  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 $D < 5m$ の場合のみ  $c_k$ に0.9を乗じる  
 (39)M - 算定時の杭の軸力の取扱い 入力する  
 (40)M - 関係の自動調整 行わない

## [底板]

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

### 1.6 荷重ケース (許容応力度法)

荷重ケース [ 1 ] : 地震時  
 荷重状態 : 地震時  
 安全率 : 地震時  
 応力度 : 地震時  
 底面せん断 : 暴風・地震  
 許容変位  $a = 25$  (mm)  
 許容応力度  $c_a = 10.80$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $s_a = 300.00$  (N/mm<sup>2</sup>) (軸方向鉄筋)  
 $s_a = 300.00$  (N/mm<sup>2</sup>) (上記以外)  
 $s_a' = 300.00$  (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮鉄筋)  
 $a_1 = 0.31$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $a_2 = 2.29$  (N/mm<sup>2</sup>)

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

	杭列1	杭列2	杭列3
荷重分担率 $\mu V$	1.0000	1.0000	1.0000
荷重分担率 $\mu H$	1.0000	1.0000	1.0000
荷重分担率 $\mu M$	1.0000	1.0000	1.0000

### 1.7 深礎基礎データ

#### 1.7.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭からの距離 Z (m)	層の傾斜角 (度)
1	0.000	20.0

設計地盤面の折れ点：なし

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

すべり角 : 内部計算  
 ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度  
 杭底面と地盤との間の摩擦係数  $\tan(\delta_s) = 0.6000$   
 杭底面と地盤との間の粘着力  $C_s = 0$  kN/m<sup>2</sup>  
 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	-1.800	20.0

設計地盤面の折れ点：なし

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

すべり角 : 内部計算

ひろがり角 : 直接入力 = 40.0度

杭底面と地盤との間の摩擦係数  $\tan(\delta) = 0.6000$

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

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 <sub>1</sub> (m)	P <sub>2</sub> (m)	P <sub>1</sub> (m)	P <sub>2</sub> (m)		
1	0.000	0.000	0.000	----	----	影響なし
2	0.000	0.000	0.000	----	----	影響なし

1.7.3 その他荷重

受働土圧の計算に上載荷重を考慮しない

杭番号 No	上載荷重 q(kN/m <sup>2</sup> )
1	0.00
2	0.00

ここに、

P<sub>1</sub> ; 上側の土圧強度

P<sub>2</sub> ; 下側の土圧強度

d<sub>1</sub> ; 載荷位置 (杭頭から土圧分布始点位置までの距離)

d<sub>2</sub> ; 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 = 10.000 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 <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
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 <sub>n</sub> (cm <sup>2</sup> )	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 <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	0.000

杭番号 2

・ 区間長  $L1 = 10.000$  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 $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
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

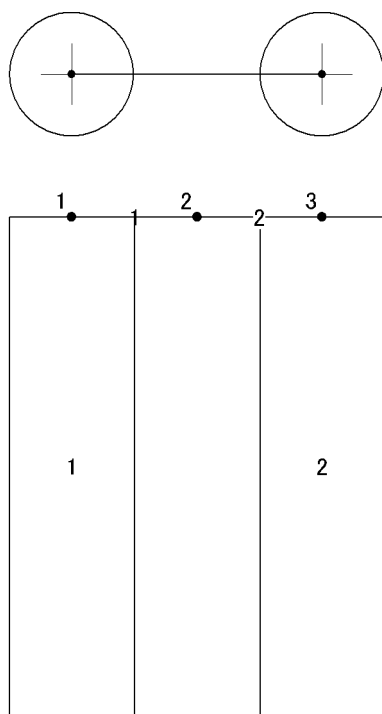
中間帯鉄筋の呼び名D	0
中間帯鉄筋の本数 n (本)	0
中間帯鉄筋の断面積 $A_w'$ ( $\text{cm}^2$ )	0.000

## 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) : 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	-2.5000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	2.5000	0.0000

- ・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	10.000	1
2	2.500	10.000	3

1.8.3 材質

材質番号	ヤング係数 E(kN/m <sup>2</sup> )	線膨張係数 (/ )
1	2.500E+7	1.000E-5
2	2.500E+7	1.000E-5
3	2.500E+7	1.000E-5
4	2.500E+7	1.000E-5
5	2.500E+7	1.000E-5
6	2.500E+7	1.000E-5
7	2.500E+7	1.000E-5
8	2.500E+7	1.000E-5

1.8.4 断面諸値

断面諸値

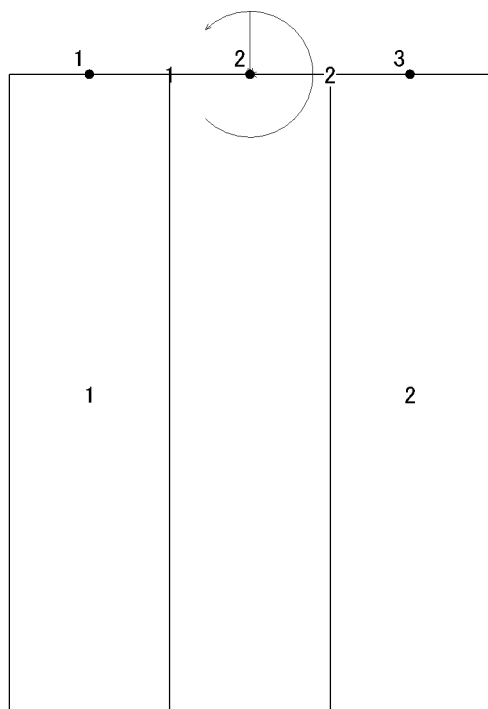
断面番号	断面積 A(m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント I(m <sup>4</sup> )
1	1.0000000E+5	1.0000000E+5

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	2.5000	1	1	剛結 - 剛結
2	2 - 3	2.5000	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 ] : 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	-1000.00	-1000.00	1000.00

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

### 1.9 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	1000
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	$k_{Ho}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$k_H$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
1	933333	149473

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

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

ここに、

$k_H$  ; 水平方向地盤反力係数( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

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

・  $E_o$  ; 地盤の変形係数( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

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

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

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

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

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



・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

$k_v$  ; 鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_{v0}$  ; 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 ( $\text{kN/m}^3$ )

$B_v$  ; 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 ( $\text{kN/m}^2$ )

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

$k_s$  ; 水平方向せん断ばね定数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_v$  ; 鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

; 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  $k$  を乗じます。

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

・水平方向地盤反力係数

層番号 i	$k_{Ho}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_H$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	933333	149473

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

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

ここに、

$k_H$  ; 水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>)

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

・  $E_o$  ; 地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

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

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

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

$$= 3.449\text{m}$$

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

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

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

$k_v$  ; 鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_{v0}$  ; 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 ( $\text{kN/m}^3$ )

$B_v$  ; 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 ( $\text{kN/m}^2$ )

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

$k_s$  ; 水平方向せん断ばね定数 ( $\text{kN/m}^3$ )

$k_v$  ; 鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )

; 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  $k_k$  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

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

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

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

水平ばね値は、次式で求める

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

ここに、

$K_H$  ; 水平ばね値

$k_H'$  ; 斜面の水平方向地盤反力係数

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

$L$  ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 $k_H'$ (kN/m <sup>2</sup> )	水平ばね値(基本値)
					$K_H$ (kN/m)
0.000	1	—	—	—	0
0.500	1	1.374	0.5495	92971	116213
1.000	1	2.747	1.0990	106469	133087
1.500	1	4.121	1.6485	114366	142957
2.000	1	5.495	2.1980	119968	149960
2.500	1	6.869	2.7475	124314	155392
3.000	1	8.242	3.2970	127864	159831
3.500	1	9.616	3.8465	130867	163583
4.000	1	10.990	4.3960	133467	166834
4.500	1	12.364	4.9455	135761	169701
5.000	1	13.737	5.4950	137813	172266
5.500	1	15.111	6.0444	139669	174586
6.000	1	16.485	6.5939	141363	176704
6.500	1	17.859	7.1434	142922	178652
7.000	1	19.232	7.6929	144365	180457
7.500	1	20.606	8.2424	145709	182136
8.000	1	21.980	8.7919	146966	183707
8.500	1	23.354	9.3414	148146	185183
9.000	1	24.727	9.8909	149260	186574

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 <sup>3</sup> )	水平ばね値(基本値)
					$K_H$ (kN/m)
9.500	1	26.101	10.4404	149473	186841
10.000	1	27.475	10.9899	149473	93421

・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/m<sup>3</sup>)

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

・底面回転ばね

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

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

$K_R$ ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

$k_v$ ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

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

・底面せん断ばね

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

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

$K_s$ ; せん断ばね値(kN/m)

$k_s$ ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

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

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

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

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

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

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

水平ばね値は、次式で求める

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

ここに、

$K_H$  ; 水平ばね値

$k_H'$  ; 斜面の水平方向地盤反力係数

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

$L$  ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $H = l / D$	地盤反力係数 $k_H'$ (kN/m <sup>3</sup> )	水平ばね値(基本値)
					$K_H$ (kN/m)
0.000	1	4.945	1.9782	117916	73698
0.500	1	6.319	2.5277	122690	153362
1.000	1	7.693	3.0772	126521	158151
1.500	1	9.067	3.6267	129721	162151
2.000	1	10.440	4.1762	132468	165585
2.500	1	11.814	4.7257	134875	168594
3.000	1	13.188	5.2752	137018	171272
3.500	1	14.562	5.8246	138947	173684
4.000	1	15.935	6.3741	140703	175879
4.500	1	17.309	6.9236	142313	177892
5.000	1	18.683	7.4731	143801	179751
5.500	1	20.057	8.0226	145183	181478
6.000	1	21.430	8.5721	146473	183091
6.500	1	22.804	9.1216	147683	184603
7.000	1	24.178	9.6711	148822	186027
7.500	1	25.552	10.2206	149473	186841
8.000	1	26.925	10.7701	149473	186841
8.500	1	28.299	11.3196	149473	186841
9.000	1	29.673	11.8691	149473	186841
9.500	1	31.046	12.4186	149473	186841
10.000	1	32.420	12.9681	149473	93421

・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/m<sup>3</sup>)

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

・底面回転ばね

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

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

$K_R$ ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

$k_v$ ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

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

・底面せん断ばね

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

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

$K_s$ ; せん断ばね値(kN/m)

$k_s$ ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

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

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

### 2.3 底面の許容鉛直地盤反力度

杭番号 1

・底面の許容鉛直地盤反力度

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

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

ここに、

$q_a$  ; 許容鉛直支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$q_{a0}$  ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$b$  ; 斜面の影響による低減係数(= 0.867)

$n$  ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

$q_d$  ; 極限支持力度(= 8215.2kN/m<sup>2</sup>)

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

$C$  ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m<sup>3</sup>)

$D$  ; 深礎底面の直径(= 2.500m)

$D_f$  ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 10.000m)

$N_c$  ; 支持力係数(= 30.1)

$N$  ; 支持力係数(= 15.0)

$N_q$  ; 支持力係数(= 18.4)

$c_a$  ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m<sup>2</sup>)

$q_{max}$  ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m<sup>2</sup>)

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 <sup>2</sup> )	$q_{a0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_a$ 採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
1 地震時	2.0	8215	3660	8775	1320	1320

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



杭番号 2

・底面の許容鉛直地盤反力度

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

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

ここに,

- $q_a$  ; 許容鉛直支持力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{ao}$  ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  ; 斜面の影響による低減係数(= 0.867)
- $n$  ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)
- $q_d$  ; 極限支持力度(= 8877.7kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_d = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$
- $C$  ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_2$  ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m<sup>3</sup>)
- $D$  ; 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(= 30.1)
- $N$  ; 支持力係数(= 15.0)
- $N_q$  ; 支持力係数(= 18.4)
- $q_{ca}$  ; 深礎本体のコンクリートの許容圧縮応力度(kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{max}$  ; 許容鉛直支持力度の上限値(kN/m<sup>2</sup>)  
 ニューマチックケーソンの式を適用  
 $q_{max} = 48 \cdot D_f + 400$  (砂)

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	$q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{ao}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{ca}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_a$ 採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
1 地震時	2.0	8878	3965	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。

## 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/m<sup>2</sup>)

$A_e$  ;基礎底面の有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

$V$  ;基礎底面に作用する鉛直力(kN)

$\delta$  ;基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

荷重ケース	$n$	$c_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_e$ (m <sup>2</sup> )	$V$ (kN)	$\tan \delta$	$H_u$ (kN)	$H_a$ (kN)
1 地震時	1.2	0	4.9087	1987.90	0.6000	1192.74	993.95

杭番号 2

荷重ケース	n	$C_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	V (kN)	tan $\delta$	$H_u$ (kN)	$H_a$ (kN)
1 地震時	1.2	0	4.9087	1417.38	0.6000	850.43	708.69

## 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(m<sup>2</sup>)
- ; 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/m<sup>2</sup>)

### ・塑性化領域の抵抗力

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

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

ここに、

- $R_{ou}$  ; 塑性化領域の抵抗力の上限値(kN)
  - $R_o$  ; 塑性化領域の極限抵抗力(kN)
  - $W_o$  ; 塑性化領域の岩盤重量(kN) =  $W$
  - $_{res}$  ; 塑性化領域と弾性領域のすべり摩擦角(度)
  - $C_{res}$  ; 塑性化領域と弾性領域の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)
  - $o$  ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度) =
- 塑性化後のせん断定数

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

硬岩の粘着力 $C_{res}$  1/3×C

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

・水平支持力、塑性化抵抗力一覧表

基本値は、安全率を考慮しない値です。

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

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

すべり土塊から算出される極限水平支持力

前面 深さZ (m)	すべり 角 (度)	ひろが り角 (度)	地盤重量 W (kN)	すべり面の 面積A ( $m^2$ )	$R_q$ 基本値 (kN)	$R_o$ 基本値 (kN)
0.000	0.0	0.0	0.00	0.000	0.00	0.00
0.500	68.0	40.0	9.42	2.169	347.69	347.69
1.000	66.0	40.0	40.25	4.917	852.35	852.35
1.500	66.0	40.0	101.07	8.528	1521.19	1521.19
2.000	65.0	40.0	192.07	12.572	2362.36	2362.36
2.500	64.0	40.0	317.52	17.114	3386.24	3386.24
3.000	64.0	40.0	495.84	22.685	4599.61	4599.61
3.500	64.0	40.0	727.44	28.971	6013.96	6013.96
4.000	64.0	40.0	1018.77	35.974	7638.81	7638.81
4.500	63.0	40.0	1329.39	42.506	9481.83	9481.83
5.000	63.0	40.0	1744.08	50.692	11552.22	11552.22
5.500	63.0	40.0	2234.79	59.571	13860.82	13860.82
6.000	63.0	40.0	2807.69	69.142	16417.13	16417.13
6.500	63.0	40.0	3468.97	79.406	19230.67	19230.67
7.000	63.0	40.0	4224.78	90.363	22310.93	22310.93
7.500	63.0	40.0	5081.30	102.012	25667.42	25667.42
8.000	63.0	40.0	6044.70	114.354	29309.63	29309.63
8.500	62.0	40.0	6866.59	123.804	33244.93	33244.93
9.000	62.0	40.0	8018.03	137.124	37482.13	37482.13
9.500	62.0	40.0	9290.03	151.115	42032.88	42032.88
10.000	62.0	40.0	10688.53	165.777	46906.65	46906.65

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(m<sup>2</sup>)
- $\phi$  ; 極限水平支持力を与えるすべり角(度)
- $\phi$  ; 地盤の内部摩擦角(度)
- $C$  ; 地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

・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) =  $W$
- $\phi_{res}$  ; 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/m<sup>2</sup>)
- $\alpha_o$  ; 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 $\phi_{res}$	$\phi_{res} =$	$\phi_{res} = 2/3 \cdot$

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	65.0	40.0	149.78	10.781	2004.55	2004.55
0.500	65.0	40.0	268.22	15.481	2954.15	2954.15
1.000	64.0	40.0	418.47	20.370	4090.68	4090.68
1.500	64.0	40.0	627.99	26.371	5423.49	5423.49
2.000	64.0	40.0	894.66	33.087	6963.00	6963.00
2.500	63.0	40.0	1183.42	39.426	8718.25	8718.25
3.000	63.0	40.0	1569.42	47.335	10696.01	10696.01
3.500	63.0	40.0	2028.98	55.936	12908.18	12908.18
4.000	63.0	40.0	2568.27	65.231	15364.27	15364.27
4.500	63.0	40.0	3193.46	75.217	18073.78	18073.78
5.000	63.0	40.0	3910.72	85.897	21046.21	21046.21
5.500	63.0	40.0	4726.21	97.269	24291.07	24291.07
6.000	63.0	40.0	5646.12	109.334	27817.85	27817.85
6.500	62.0	40.0	6438.45	118.664	31635.72	31635.72
7.000	62.0	40.0	7543.31	131.716	35750.16	35750.16
7.500	62.0	40.0	8766.38	145.438	40174.35	40174.35
8.000	62.0	40.0	10113.57	159.832	44917.77	44917.77
8.500	62.0	40.0	11590.81	174.896	49989.91	49989.91
9.000	62.0	40.0	13204.02	190.631	55400.24	55400.24
9.500	62.0	40.0	14959.12	207.036	61158.23	61158.23
10.000	62.0	40.0	16862.04	224.113	67273.38	67273.38

### 3章 許容応力度法

#### 3.1 計算結果一覧

杭番号 1

		荷重ケース	1		
水平変位		mm	-0.3		
	a	mm	25.0		
	判定		OK		
地盤反力度	qmax	kN/m <sup>2</sup>	409		
	qa	kN/m <sup>2</sup>	1320		
	判定		OK		
せん断抵抗力	H	kN	22.6		
	Ha	kN	994.0		
	判定		OK		
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm <sup>2</sup>	0.6	
		ca	N/mm <sup>2</sup>	10.8	
		判定		OK	
		s	N/mm <sup>2</sup>	1.3	
		sa	N/mm <sup>2</sup>	300.0	
	判定		OK		
			s'	N/mm <sup>2</sup>	-8.0
			sa'	N/mm <sup>2</sup>	300.0
	判定		OK		
	せん断照査	m	N/mm <sup>2</sup>	0.10	
ac		N/mm <sup>2</sup>	0.58		
a2		N/mm <sup>2</sup>	2.29		
Aw		cm <sup>2</sup>	7.742		
Awreq		cm <sup>2</sup>	0.000		
判定		OK			
判定			OK		



杭番号 2

荷重ケース			1	
水平変位		mm	-0.3	
	a	mm	25.0	
	判定		OK	
地盤反力度	qmax	kN/m <sup>2</sup>	292	
	qa	kN/m <sup>2</sup>	1450	
	判定		OK	
せん断抵抗力	H	kN	22.6	
	Ha	kN	708.7	
	判定		OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm <sup>2</sup>	0.6
		ca	N/mm <sup>2</sup>	10.8
		判定		OK
		s	N/mm <sup>2</sup>	7.7
		sa	N/mm <sup>2</sup>	300.0
		判定		OK
		s'	N/mm <sup>2</sup>	-7.8
		sa'	N/mm <sup>2</sup>	300.0
	判定		OK	
	せん断照査	m	N/mm <sup>2</sup>	0.12
		ac	N/mm <sup>2</sup>	0.37
		a2	N/mm <sup>2</sup>	2.29
		Aw	cm <sup>2</sup>	7.742
		Awreq	cm <sup>2</sup>	0.000
判定		OK		
判定			OK	

## 3.2 弾塑性解析結果

### 3.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	181.42	-464.50	-785.26
101	0.500	-50.83	-418.01	-845.40
102	1.000	-236.59	-325.30	-905.53
103	1.500	-376.13	-236.75	-965.66
104	2.000	-473.34	-157.23	-1025.79
105	2.500	-533.36	-88.42	-1085.92
106	3.000	-561.76	-30.74	-1146.06
107	3.500	-564.10	16.11	-1206.19
108	4.000	-545.65	52.82	-1266.32
109	4.500	-511.28	80.28	-1326.45
110	5.000	-465.37	99.50	-1386.58
111	5.500	-411.78	111.52	-1446.72
112	6.000	-353.85	117.32	-1506.85
113	6.500	-294.46	117.79	-1566.98
114	7.000	-236.05	113.73	-1627.11
115	7.500	-180.72	105.81	-1687.24
116	8.000	-130.25	94.54	-1747.38
117	8.500	-86.18	80.34	-1807.51
118	9.000	-49.91	63.48	-1867.64
119	9.500	-22.70	44.19	-1927.77
120	10.000	-5.71	33.97	-1987.90

水平変位

$$= -0.3 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

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

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

$$= 1987.90 / 4.909 + (5.71 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 409 \quad 1320 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times 0.040 \times 10^{-3}$$

$$= 22.65 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 564.10 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.500 \text{ m})$$

$$N = 1206.19 \text{ kN}$$

$$c = 0.6 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 1.3 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -8.0 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 464.50 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 785.26 \text{ kN} \quad M = 181.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

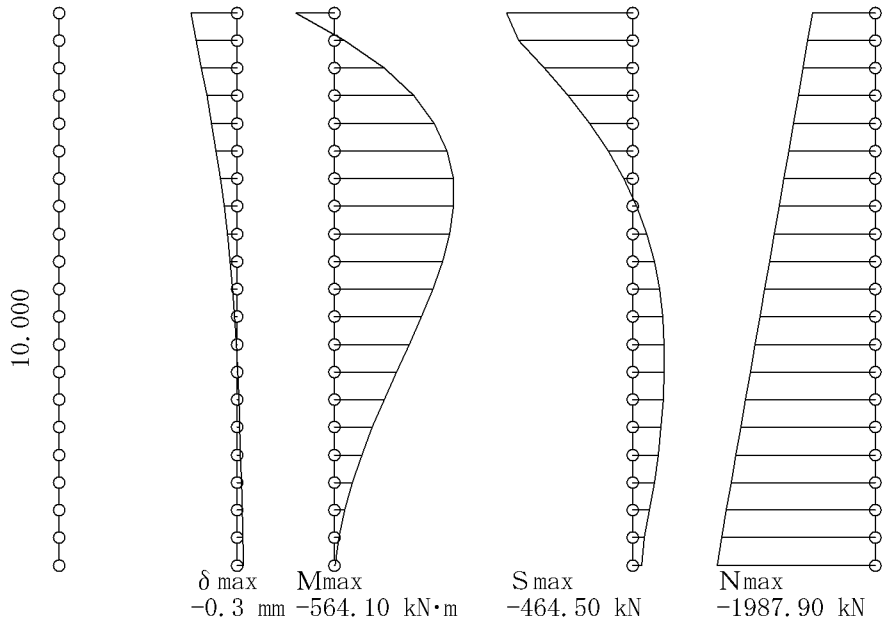
$$m = 0.10 \quad 0.58 \text{ N/mm}^2 = a_c$$

$$m = 0.10 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a_2$$

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

$$Ce = 0.835, \quad Cpt = 1.118, \quad CN = 2.000, \quad a_1 = 0.31, \quad a_c = 0.58, \quad a_2 = 2.29$$

荷重ケース 1 杭番号 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	244.90	-535.50	-214.74
201	0.500	-22.85	-474.17	-274.87
202	1.000	-229.27	-358.04	-335.00
203	1.500	-380.89	-255.39	-395.13
204	2.000	-484.66	-166.76	-455.26
205	2.500	-547.65	-92.00	-515.40
206	3.000	-576.67	-30.51	-575.53
207	3.500	-578.15	18.66	-635.66
208	4.000	-558.00	56.63	-695.79
209	4.500	-521.52	84.61	-755.92
210	5.000	-473.39	103.85	-816.06
211	5.500	-417.67	115.54	-876.19
212	6.000	-357.85	120.79	-936.32
213	6.500	-296.89	120.59	-996.45
214	7.000	-237.27	115.80	-1056.59
215	7.500	-181.09	107.15	-1116.72
216	8.000	-130.12	95.25	-1176.85
217	8.500	-85.83	80.59	-1236.98
218	9.000	-49.53	63.46	-1297.11
219	9.500	-22.37	44.09	-1357.25
220	10.000	-5.44	33.85	-1417.38

## 水平変位

$$= -0.3 \quad 25.0 \text{ mm}$$

## 底面鉛直地盤反力度

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

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

$$= 1417.38 / 4.909 + (5.44 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 292 \quad 1450 \text{ kN/m}^2$$

## 底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times 0.040 \times 10^{-3}$$

$$= 22.57 \text{ kN}$$

## 杭体応力度

$$M_{\max} = 576.67 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 575.53 \text{ kN}$$

$$c = 0.6 \quad 10.8 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 7.7 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -7.8 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 535.50 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 214.74 \text{ kN} \quad M = 244.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

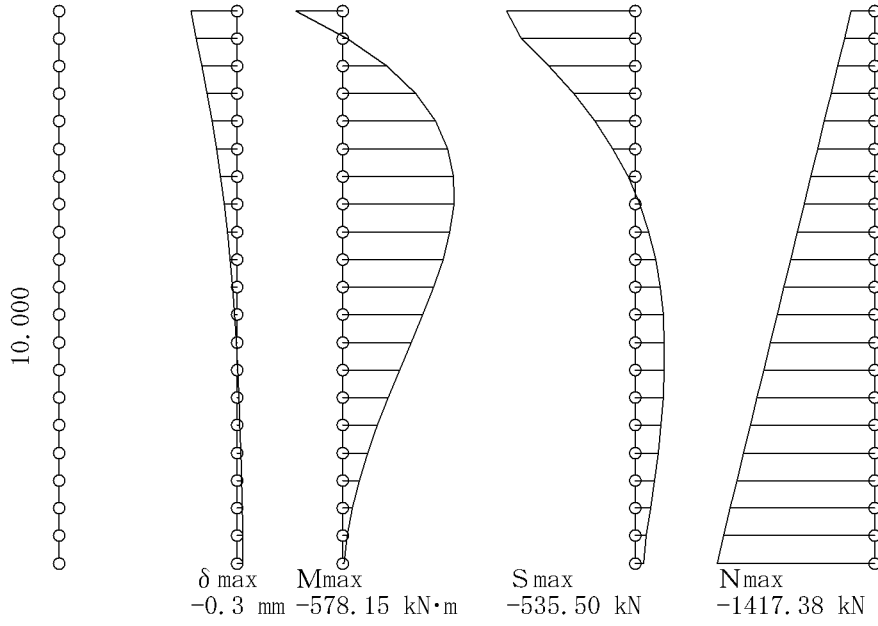
$$m = 0.12 \quad 0.37 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.12 \quad 2.29 \text{ N/mm}^2 = a2$$

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

$$Ce = 0.835, \quad Cpt = 1.118, \quad CN = 1.269, \quad a1 = 0.31, \quad ac = 0.37, \quad a2 = 2.29$$

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 x(mm)	鉛直変位 y(mm)	回転変位 (mrad)
1	0.000	-0.302	-1.177	0.070
101	0.500	-0.267	-1.174	0.071
102	1.000	-0.231	-1.170	0.070
103	1.500	-0.197	-1.166	0.066
104	2.000	-0.165	-1.162	0.062
105	2.500	-0.136	-1.158	0.057
106	3.000	-0.109	-1.153	0.051
107	3.500	-0.085	-1.149	0.045
108	4.000	-0.064	-1.144	0.039
109	4.500	-0.045	-1.138	0.034
110	5.000	-0.030	-1.133	0.029
111	5.500	-0.017	-1.127	0.024
112	6.000	-0.006	-1.121	0.020
113	6.500	0.004	-1.115	0.017
114	7.000	0.011	-1.108	0.014
115	7.500	0.018	-1.102	0.012
116	8.000	0.023	-1.095	0.010
117	8.500	0.028	-1.087	0.009
118	9.000	0.032	-1.080	0.008
119	9.500	0.036	-1.072	0.008
120	10.000	0.040	-1.064	0.008

## 杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水平変位 x(mm)	鉛直変位 y(mm)	回転変位 (mrad)
3	0.000	-0.302	-0.825	0.070
201	0.500	-0.267	-0.824	0.072
202	1.000	-0.231	-0.823	0.070
203	1.500	-0.197	-0.821	0.067
204	2.000	-0.164	-0.820	0.063
205	2.500	-0.134	-0.818	0.057
206	3.000	-0.107	-0.816	0.051
207	3.500	-0.083	-0.813	0.045
208	4.000	-0.062	-0.810	0.039
209	4.500	-0.044	-0.807	0.034
210	5.000	-0.028	-0.804	0.029
211	5.500	-0.015	-0.801	0.024
212	6.000	-0.004	-0.797	0.020
213	6.500	0.005	-0.793	0.016
214	7.000	0.012	-0.789	0.014
215	7.500	0.019	-0.784	0.011
216	8.000	0.024	-0.780	0.010
217	8.500	0.028	-0.775	0.009
218	9.000	0.033	-0.770	0.008
219	9.500	0.037	-0.764	0.008
220	10.000	0.040	-0.759	0.007

## 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 <sup>2</sup> )		鉛直せん断地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	
			q <sub>x</sub>	q <sub>xu</sub>	q <sub>y</sub>	q <sub>yu</sub>
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	92.99	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	92.42	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	84.68	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	74.38	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	63.24	0.00	0.00	0.00	0.00
106	3.000	52.13	0.00	0.00	0.00	0.00
107	3.500	41.57	0.00	0.00	0.00	0.00
108	4.000	31.84	0.00	0.00	0.00	0.00
109	4.500	23.09	0.00	0.00	0.00	0.00
110	5.000	15.37	0.00	0.00	0.00	0.00
111	5.500	8.67	0.00	0.00	0.00	0.00
112	6.000	2.92	0.00	0.00	0.00	0.00
113	6.500	-1.98	0.00	0.00	0.00	0.00
114	7.000	-6.14	0.00	0.00	0.00	0.00
115	7.500	-9.71	0.00	0.00	0.00	0.00
116	8.000	-12.82	0.00	0.00	0.00	0.00
117	8.500	-15.59	0.00	0.00	0.00	0.00
118	9.000	-18.13	0.00	0.00	0.00	0.00
119	9.500	-20.44	0.00	0.00	0.00	0.00
120	10.000	-11.33	0.00	0.00	0.00	0.00

## 底面反力

R<sub>x</sub> : -22.65 kNR<sub>y</sub> : 1987.90 kNR<sub>M</sub> : -5.71 kN・m

## 底面せん断抵抗力

H : 22.65 kN

H<sub>a</sub> : 993.95 kNH = 22.65 kN ≤ H<sub>a</sub> = 993.95 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 <sup>2</sup> )		鉛直せん断地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )	
			q <sub>x</sub>	q <sub>xu</sub>	q <sub>y</sub>	q <sub>yu</sub>
3	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	122.65	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	109.62	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	95.67	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	81.59	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	67.92	0.00	0.00	0.00	0.00
206	3.000	55.07	0.00	0.00	0.00	0.00
207	3.500	43.27	0.00	0.00	0.00	0.00
208	4.000	32.66	0.00	0.00	0.00	0.00
209	4.500	23.30	0.00	0.00	0.00	0.00
210	5.000	15.17	0.00	0.00	0.00	0.00
211	5.500	8.20	0.00	0.00	0.00	0.00
212	6.000	2.29	0.00	0.00	0.00	0.00
213	6.500	-2.69	0.00	0.00	0.00	0.00
214	7.000	-6.89	0.00	0.00	0.00	0.00
215	7.500	-10.41	0.00	0.00	0.00	0.00
216	8.000	-13.38	0.00	0.00	0.00	0.00
217	8.500	-15.96	0.00	0.00	0.00	0.00
218	9.000	-18.29	0.00	0.00	0.00	0.00
219	9.500	-20.46	0.00	0.00	0.00	0.00
220	10.000	-11.29	0.00	0.00	0.00	0.00

## 底面反力

R<sub>x</sub> : -22.57 kNR<sub>y</sub> : 1417.38 kNR<sub>M</sub> : -5.44 kN・m

## 底面せん断抵抗力

H : 22.57 kN

H<sub>a</sub> : 708.69 kNH = 22.57 kN ≤ H<sub>a</sub> = 708.69 kN OK

\* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

## 3.2.4 地盤ばね値

荷重ケース 1 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ $K_H$ (kN/m)	水平せん断ばね $K_{SH}$ (kN/m)	鉛直せん断ばね $K_{SV}$ (kN/m)
1	0.000	0	0	0
101	0.500	348639	0	0
102	1.000	399261	0	0
103	1.500	428871	0	0
104	2.000	449880	0	0
105	2.500	466176	0	0
106	3.000	479493	0	0
107	3.500	490749	0	0
108	4.000	500502	0	0
109	4.500	509103	0	0
110	5.000	516798	0	0
111	5.500	523758	0	0
112	6.000	530112	0	0
113	6.500	535956	0	0
114	7.000	541371	0	0
115	7.500	546408	0	0
116	8.000	551121	0	0
117	8.500	555549	0	0
118	9.000	559722	0	0
119	9.500	560523	0	0
120	10.000	280263	0	0

## 底面ばね

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

## 底面ばね条件

## 有効断面

 $d_v$  : 2.500 m $A_v$  : 4.909 m<sup>2</sup>

## 杭番号 2

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 バ ネ K <sub>h</sub> (kN/m)	水 平 せん 断 ば ね K <sub>sh</sub> (kN/m)	鉛 直 せん 断 ば ね K <sub>sv</sub> (kN/m)
3	0.000	0	0	0
201	0.500	460086	0	0
202	1.000	474453	0	0
203	1.500	486453	0	0
204	2.000	496755	0	0
205	2.500	505782	0	0
206	3.000	513816	0	0
207	3.500	521052	0	0
208	4.000	527637	0	0
209	4.500	533676	0	0
210	5.000	539253	0	0
211	5.500	544434	0	0
212	6.000	549273	0	0
213	6.500	553809	0	0
214	7.000	558081	0	0
215	7.500	560523	0	0
216	8.000	560523	0	0
217	8.500	560523	0	0
218	9.000	560523	0	0
219	9.500	560523	0	0
220	10.000	280263	0	0

## 底面ばね

K<sub>v</sub> : 1868196 kN/mK<sub>R</sub> : 729764 kN・m/radK<sub>s</sub> : 560459 kN/m

## 底面ばね条件

## 有効断面

d<sub>v</sub> : 2.500 mA<sub>v</sub> : 4.909 m<sup>2</sup>

### 3.3 フレーム解析結果

#### 3.3.1 支点反力

荷重ケース 1 : 地震時

支点 番号	水平反力 $R_x$ (kN)	鉛直反力 $R_y$ (kN)	回転反力 $R_u$ (kN.m)
1	0.00	0.00	0.00
101	92.99	0.00	0.00
102	92.42	0.00	0.00
103	84.68	0.00	0.00
104	74.38	0.00	0.00
105	63.24	0.00	0.00
106	52.13	0.00	0.00
107	41.57	0.00	0.00
108	31.84	0.00	0.00
109	23.09	0.00	0.00
110	15.37	0.00	0.00
111	8.67	0.00	0.00
112	2.92	0.00	0.00
113	-1.98	0.00	0.00
114	-6.14	0.00	0.00
115	-9.71	0.00	0.00
116	-12.82	0.00	0.00
117	-15.59	0.00	0.00
118	-18.13	0.00	0.00
119	-20.44	0.00	0.00
120	-33.97	1987.90	-5.71
3	0.00	0.00	0.00
201	122.65	0.00	0.00
202	109.62	0.00	0.00
203	95.67	0.00	0.00
204	81.59	0.00	0.00
205	67.92	0.00	0.00
206	55.07	0.00	0.00
207	43.27	0.00	0.00
208	32.66	0.00	0.00
209	23.30	0.00	0.00
210	15.17	0.00	0.00
211	8.20	0.00	0.00
212	2.29	0.00	0.00
213	-2.69	0.00	0.00
214	-6.89	0.00	0.00
215	-10.41	0.00	0.00
216	-13.38	0.00	0.00
217	-15.96	0.00	0.00
218	-18.29	0.00	0.00
219	-20.46	0.00	0.00
220	-33.85	1417.38	-5.44

$R_x = 1000.00$ (kN) 、  $R_y = 3405.28$ (kN)

## 3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 地震時

格点 番号	水平变位 $x$ (mm)	鉛直变位 $y$ (mm)	回转变位 (mrad)
1	-0.30218	-1.17707	0.07038
2	-0.30218	-1.00113	0.07038
3	-0.30218	-0.82519	0.07038
101	-0.26672	-1.17374	0.07106
102	-0.23148	-1.17018	0.06956
103	-0.19744	-1.16637	0.06636
104	-0.16533	-1.16231	0.06193
105	-0.13565	-1.15801	0.05668
106	-0.10872	-1.15346	0.05097
107	-0.08470	-1.14867	0.04510
108	-0.06361	-1.14363	0.03931
109	-0.04535	-1.13835	0.03380
110	-0.02974	-1.13282	0.02871
111	-0.01655	-1.12705	0.02413
112	-0.00551	-1.12103	0.02014
113	0.00369	-1.11477	0.01676
114	0.01135	-1.10826	0.01399
115	0.01778	-1.10151	0.01182
116	0.02326	-1.09451	0.01020
117	0.02805	-1.08727	0.00907
118	0.03239	-1.07979	0.00836
119	0.03647	-1.07205	0.00798
120	0.04041	-1.06408	0.00783
201	-0.26658	-0.82419	0.07153
202	-0.23105	-0.82295	0.07022
203	-0.19667	-0.82146	0.06704
204	-0.16424	-0.81973	0.06252
205	-0.13429	-0.81775	0.05714
206	-0.10718	-0.81553	0.05128
207	-0.08304	-0.81306	0.04525
208	-0.06191	-0.81035	0.03933
209	-0.04367	-0.80739	0.03370
210	-0.02813	-0.80419	0.02851
211	-0.01507	-0.80074	0.02386
212	-0.00417	-0.79705	0.01982
213	0.00486	-0.79311	0.01640
214	0.01234	-0.78893	0.01362
215	0.01858	-0.78450	0.01144
216	0.02387	-0.77983	0.00981
217	0.02847	-0.77491	0.00869
218	0.03262	-0.76975	0.00798
219	0.03651	-0.76434	0.00761
220	0.04027	-0.75869	0.00746

3.3.3 部材断面力

荷重ケース 1 : 地震時

部材	着目	i端からの距離 (m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1( 1- 2)	i	0.000	-181.42	785.26	-464.50
		2.500	1781.74	785.26	-464.50
2( 2- 3)	j	0.000	781.74	-214.74	535.50
		2.500	244.90	-214.74	535.50
100( 1-101)	j	0.000	181.42	-464.50	-785.26
		0.500	-50.83	-464.50	-845.40
101(101-102)	j	0.000	-50.83	-371.51	-845.40
		0.500	-236.59	-371.51	-905.53
102(102-103)	j	0.000	-236.59	-279.09	-905.53
		0.500	-376.13	-279.09	-965.66
103(103-104)	j	0.000	-376.13	-194.41	-965.66
		0.500	-473.34	-194.41	-1025.79
104(104-105)	j	0.000	-473.34	-120.04	-1025.79
		0.500	-533.36	-120.04	-1085.92
105(105-106)	j	0.000	-533.36	-56.80	-1085.92
		0.500	-561.76	-56.80	-1146.06
106(106-107)	j	0.000	-561.76	-4.67	-1146.06
		0.500	-564.10	-4.67	-1206.19
107(107-108)	j	0.000	-564.10	36.90	-1206.19
		0.500	-545.65	36.90	-1266.32
108(108-109)	j	0.000	-545.65	68.73	-1266.32
		0.500	-511.28	68.73	-1326.45
109(109-110)	j	0.000	-511.28	91.82	-1326.45
		0.500	-465.37	91.82	-1386.58
110(110-111)	j	0.000	-465.37	107.19	-1386.58
		0.500	-411.78	107.19	-1446.72
111(111-112)	j	0.000	-411.78	115.86	-1446.72
		0.500	-353.85	115.86	-1506.85
112(112-113)	j	0.000	-353.85	118.78	-1506.85
		0.500	-294.46	118.78	-1566.98
113(113-114)	j	0.000	-294.46	116.81	-1566.98
		0.500	-236.05	116.81	-1627.11
114(114-115)	j	0.000	-236.05	110.66	-1627.11
		0.500	-180.72	110.66	-1687.24
115(115-116)	j	0.000	-180.72	100.95	-1687.24
		0.500	-130.25	100.95	-1747.38
116(116-117)	j	0.000	-130.25	88.13	-1747.38
		0.500	-86.18	88.13	-1807.51
117(117-118)	j	0.000	-86.18	72.55	-1807.51
		0.500	-49.91	72.55	-1867.64
118(118-119)	j	0.000	-49.91	54.41	-1867.64
		0.500	-22.70	54.41	-1927.77
119(119-120)	j	0.000	-22.70	33.97	-1927.77
		0.500	-5.71	33.97	-1987.90
200( 3-201)	j	0.000	244.90	-535.50	-214.74
		0.500	-22.85	-535.50	-274.87
201(201-202)	j	0.000	-22.85	-412.85	-274.87
		0.500	-229.27	-412.85	-335.00
202(202-203)	j	0.000	-229.27	-303.22	-335.00
		0.500	-380.89	-303.22	-395.13
203(203-204)	j	0.000	-380.89	-207.55	-395.13
		0.500	-484.66	-207.55	-455.26
204(204-205)	j	0.000	-484.66	-125.97	-455.26
		0.500	-547.65	-125.97	-515.40
205(205-206)	j	0.000	-547.65	-58.04	-515.40
		0.500	-576.67	-58.04	-575.53
206(206-207)	j	0.000	-576.67	-2.97	-575.53
		0.500	-578.15	-2.97	-635.66
207(207-208)	j	0.000	-578.15	40.30	-635.66
		0.500	-558.00	40.30	-695.79
208(208-209)	j	0.000	-558.00	72.96	-695.79
		0.500	-521.52	72.96	-755.92
209(209-210)	j	0.000	-521.52	96.27	-755.92
		0.500	-473.39	96.27	-816.06
210(210-211)	j	0.000	-473.39	111.44	-816.06
		0.500	-417.67	111.44	-876.19
211(211-212)	j	0.000	-417.67	119.64	-876.19
		0.500	-357.85	119.64	-936.32
212(212-213)	j	0.000	-357.85	121.93	-936.32
		0.500	-296.89	121.93	-996.45

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)
213(213-214)	i	0.000	-296.89	119.24	-996.45
		0.500	-237.27	119.24	-1056.59
214(214-215)	j	0.000	-237.27	112.36	-1056.59
		0.500	-181.09	112.36	-1116.72
215(215-216)	i	0.000	-181.09	101.94	-1116.72
		0.500	-130.12	101.94	-1176.85
216(216-217)	j	0.000	-130.12	88.57	-1176.85
		0.500	-85.83	88.57	-1236.98
217(217-218)	i	0.000	-85.83	72.61	-1236.98
		0.500	-49.53	72.61	-1297.11
218(218-219)	j	0.000	-49.53	54.32	-1297.11
		0.500	-22.37	54.32	-1357.25
219(219-220)	i	0.000	-22.37	33.85	-1357.25
		0.500	-5.44	33.85	-1417.38