

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 荷重ケース（レベル2地震時）	6
1.8 深礎基礎データ	7
1.8.1 地盤条件	7
1.8.2 隣接基礎条件	9
1.8.3 その他荷重	9
1.8.4 杭配筋	9
1.8.5 周面摩擦力度	10
1.9 フレームデータ	11
1.9.1 格点座標	11
1.9.2 杭頭格点接合	12
1.9.3 材質	12
1.9.4 断面諸値	12
1.9.5 部材	12
1.9.6 着目点	13
1.9.7 荷重データ（許容応力度法）	14
1.9.8 荷重データ（レベル2地震時）	16
1.10 杭頭接合計算	18
1.11 フーチングデータ	18
1.11.1 照査位置及び配筋	18
1.11.2 片持ち梁照査	20
2章 地盤の諸条件	22
2.1 地盤反力係数	22
2.2 支点ばね	26
2.3 底面の許容鉛直地盤反力度	32
2.4 底面地盤のせん断抵抗力	35
2.5 水平支持力・塑性化抵抗力の上限値	37
2.6 周面摩擦力度の上限値	53
3章 許容応力度法	57
3.1 計算結果一覧	57
3.2 弾塑性解析結果	59
3.2.1 杭体断面力	59
3.2.2 杭体変位	67
3.2.3 地盤反力	71
3.2.4 地盤ばね値	75
3.3 フレーム解析結果	79
3.3.1 支点反力	79
3.3.2 格点変位	81
3.3.3 部材断面力	83
4章 杭頭接合計算	87
4.1 設計条件	87

4.2 杭番号1の照査	89
4.3 杭番号2の照査	91
5章 フーチングの照査(許容応力度法)(骨組み解析)	93
5.1 設計条件	93
5.2 荷重ケース1	95
5.2.1 杭頭反力	95
5.2.2 曲げモーメントに対する照査	95
5.2.3 せん断に対する照査	99
5.3 荷重ケース2	100
5.3.1 杭頭反力	100
5.3.2 曲げモーメントに対する照査	100
5.3.3 せん断に対する照査	104
6章 フーチングの照査(許容応力度法)(片持ち梁解析)	105
6.1 設計条件	105
6.2 荷重ケース1	107
6.2.1 杭頭反力	107
6.2.2 曲げモーメントに対する照査	107
6.2.3 せん断に対する照査	112
6.3 荷重ケース2	113
6.3.1 杭頭反力	113
6.3.2 曲げモーメントに対する照査	113
6.3.3 せん断に対する照査	118
7章 安定照査(レベル2地震時)	119
7.1 照査結果	119
7.1.1 橋軸方向:タイプI地震動 - ケース1	119
7.1.2 橋軸方向:タイプII地震動 - ケース1	131
7.2 杭体のM - 曲線	143
7.2.1 タイプI地震動 - ケース1	143
7.2.2 タイプII地震動 - ケース1	144
7.3 杭体計算結果	145
7.3.1 橋軸方向:タイプI地震動 - ケース1	145
7.3.3 橋軸方向:タイプII地震動 - ケース1	161
7.4 フレーム解析結果	177
7.4.1 橋軸方向:タイプI地震動 - ケース1	177
7.4.3 橋軸方向:タイプII地震動 - ケース1	183
8章 フーチングの照査(レベル2地震時)(片持ち梁解析)	189
8.1 設計条件	189
8.2 橋軸方向:タイプI地震動 ケース1	190
8.2.1 杭頭反力	190
8.2.2 曲げモーメントに対する照査	191
8.2.3 せん断に対する照査	193
8.2.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査	194
8.2.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査	195
8.3 橋軸方向:タイプII地震動 ケース1	196
8.3.1 杭頭反力	196
8.3.2 曲げモーメントに対する照査	197
8.3.3 せん断に対する照査	199
8.3.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査	200
8.3.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査	201

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
斜面上の深礎基礎設計施工便覧（平成24年4月）	日本道路協会
杭基礎設計便覧（平成19年1月）	日本道路協会

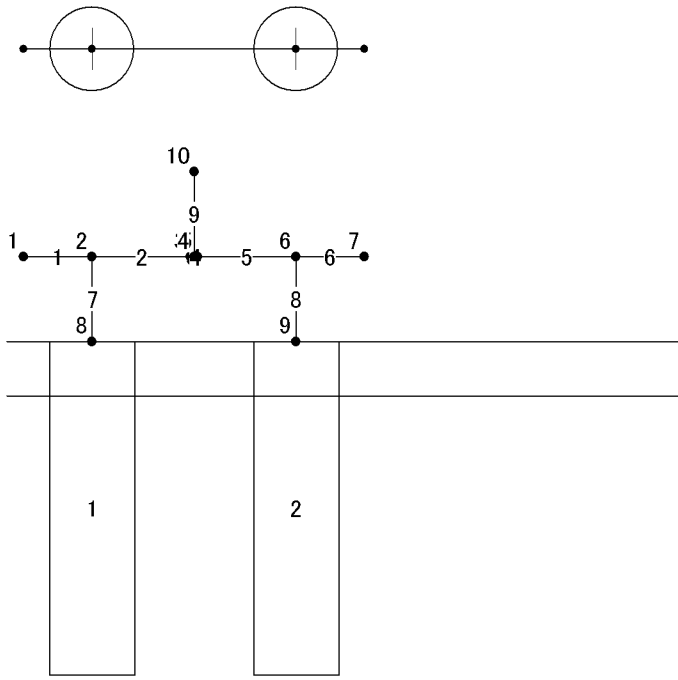
1.2 基本データ

保存ファイル名：BinranH24_{11PierTan1}

工事名：11.橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例

(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	2 列	入力対象杭列	1 列
(3)杭形状	円形			
(4)適用基準	斜面上の深礎基礎設計施工便覧			
(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 =	2.450 m		
(8)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	γ =	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 _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	γ =	24.50 kN/m ³		
(10)解析方向	[設計方向 1]			
(11)荷重載荷方向	面内解析			
(12)設計水平震度 (レベル1地震時)	k _H =	0.20	+X(+Z)方向	
(13)フーチングタイプ	フーチングあり			
(14)底版荷重の取扱い	部材荷重で載荷			
(15)底版骨組みを自動生成	行う			
(16)底版荷重を自動生成	行う			
(17)許容応力度法				
底版照査	行う			
骨組み解析結果を用いて照査	行う			
片持ち梁として照査	行う			
杭頭接合計算	行う			
杭頭接合部の支圧に対する照査	行う			
(18)レベル2地震時				
底版照査	行う			
骨組み解析結果を用いて照査	行わない			
片持ち梁として照査	行う			

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 : 10.000 m

段差直角方向全幅 : 10.000 m

底版全高 : 5.000 m

底版上面寸法(段数 2) (単位 : m)

H1	H2
4.000	1.000

Bo	S1	B1
0.000	2.000	8.000

底版下面寸法(段数2) (単位 : m)

H1	H2
2.000	3.000

Bo	S1	B1
4.000	2.000	4.000

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 4.500 m

B= 2.700 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	3.000
2	-3.000

1.4.2 杭長

		1列	2列
	杭全長 L(m)	9.900	9.900
	杭全長 L(m)	9.900	9.900

1.5 詳細設定

[モデル化]

- (1)水平ばね格点間隔 0.50 m
- (2)周面摩擦力度の取扱い 内部計算(別入力)
- (3)底面ばねの取扱い 許容応力度法 有効断面
レベル2 地震時 有効断面
- (4)底面に引抜力が生じた場合の底面ばね 0とする
- (5)底面せん断ばねの鉛直ばねに対する比 = 0.3000
- (6)大口径深礎における底面の連成ばね 考慮する
- (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
	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_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 常に考慮する
受働土圧の割増係数 p の上限値 $p \cdot 3$
 p の算定に用いる有効前面幅 $0.8 \cdot D$
受働土圧の計算ケース 常時と地震時を使い分ける
- (14)底面せん断抵抗の取扱い(許容応力度法) 1本/全体で判定
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する
- (16)せん断照査時の軸力による割増(許容応力度法) 考慮しない
- (17)コンクリートの許容応力度の低減 杭径によらず許容応力度を低減しない

[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 | 無視する |
| (20)塑性化領域60% , 底面浮上り率60%の降伏判定 (大口径深礎 - 単杭) | 降伏判定に含めない |
| (21)せん断耐力の照査位置 | 杭頭位置と各杭 S_{max} 位置と各鉄筋区間ごとの S_{max} 位置 |
| (22)せん断耐力計算時の軸力 | 照査位置での軸力を用いる |
| (23)終局後の杭体曲げ剛性の取り方 | 内部計算 |
| (24)レベル2地震時照査の降伏 | 許容しない |
| (25)レベル2地震時における基礎天端の許容変位
回轉變位 = 0.020 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 0.5 ~ 1.0間の補正 | 根入れ比 < 1 の場合は道示IV表-解10.3.2を用いる
行わない |
| (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}
せん断抵抗角 ϕ' の上限値 | $1/3 \times C$
制限なし |
| (32)塑性化抵抗力の載荷範囲 | H 0.5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 | レベル2荷重データの死荷重から内部計算 |
| (40)M - 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 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 $a = 25$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 8.00$ (N/mm²)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $s_a = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $s_a' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $a_1 = 0.23$ (N/mm²)
 $a_2 = 1.70$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
柱基部作用力	14049.00	0.00	0.00

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μV	0.5000	0.5000
荷重分担率 μH	0.5000	0.5000
荷重分担率 μM	0.5000	0.5000

荷重ケース [2] : 地震時
 荷重状態 : 地震時
 安全率 : 地震時
 応力度 : 地震時
 底面せん断 : 暴風・地震
 許容変位 $a = 25$ (mm)
 許容応力度 $c_a = 12.00$ (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)
 $a_1 = 0.35$ (N/mm²)
 $a_2 = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
柱基部作用力	11449.00	2350.00	23397.00

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μV	0.5000	0.6230
荷重分担率 μH	0.5000	0.6230
荷重分担率 μM	0.5000	0.6230

1.7 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止	
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
	-		-	-	-

慣性力の向き :-X(-Z)方向

死荷重時上部工反力 RD = 7000.00 (kN)
 橋脚躯体重量 WP = 4299.75 (kN)
 底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 11.843 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco		1.40	1.40
khp		0.55	0.55
khg		0.50	0.80
WU	kN	7300.00	7300.00
yU	m	17.000	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量(kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ(m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化		許容しない	
初期作用力 Vd	kN	0.00	
初期作用力 Hd	kN	0.00	
初期作用力 Md	kN・m	0.00	

荷重分担率

	杭列1	杭列2
荷重分担率 μV	0.5000	0.6230
荷重分担率 μH	0.5000	0.6230
荷重分担率 μM	0.5000	0.6230

1.8 深礎基礎データ

1.8.1 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	0.0
2	1.600	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	15	18.00	30.0	0	40000
2	軟岩	岩盤	45	20.00	30.0	110	280000

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

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	1.600	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	15	18.00	30.0	0	40000
2	軟岩	岩盤	45	20.00	30.0	110	280000

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

1.8.2 隣接基礎条件

杭番号 No	地盤反力係数の低減用		水平支持力計算用			横方向隣接杭の 影響
	中心間隔		中心間隔			
	P ₁ (m)	P ₂ (m)	P ₁ (m)	P ₂ (m)		
1	6.000	6.000	6.000	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

1.8.3 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)

1.8.4 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 = 9.900 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	29	28	246.8	179.872

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	220.0

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 = 9.900 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	29	28	246.8	179.872

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1
横拘束筋の断面積	A _n (cm ²)	6.424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	220.0

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

1.8.5 周面摩擦力度

杭番号 1

No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	1.600	砂質土	15	18.00	0.0	0
2	0.400	岩盤	45	20.00	0.0	0
3	99.000	岩盤	45	20.00	30.0	110

杭番号 2

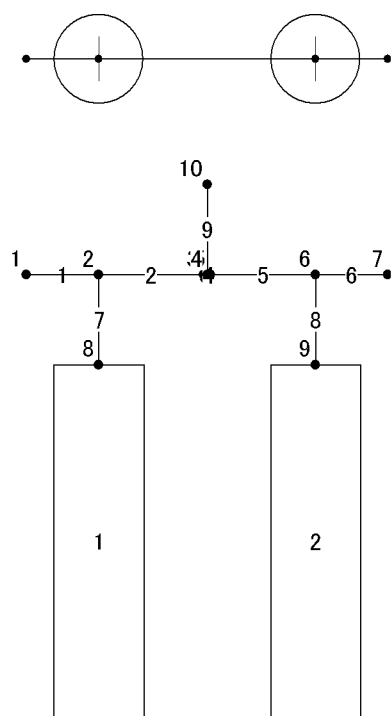
No	区間長L(m)	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	摩擦角 (度)	粘着力 C(kN/m ²)
1	1.400	砂質土	15	18.00	0.0	0
2	0.600	岩盤	45	20.00	0.0	0
3	99.000	岩盤	45	20.00	30.0	110

1.9 フレームデータ

1.9.1 格点座標

- ・ 格点数 : 10
- ・ 部材数 : 9
- ・ 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	-5.0000	2.5000
2	-3.0000	2.5000
3	-0.1000	2.5000
4	0.0000	2.5000
5	0.1000	2.5000
6	3.0000	2.5000
7	5.0000	2.5000
8	-3.0000	0.0000
9	3.0000	0.0000
10	0.0000	5.0000

- ・作用格点 : 10
- ・柱基部格点 : 10
- ・土圧格点 : 1

1.9.2 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	9.800	8
2	2.500	9.800	9

1.9.3 材質

材質番号	ヤング係数 E(kN/m ²)	線膨張係数 (/)
1	2.500E+7	1.000E-5

1.9.4 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
2	2.5000000E+1	5.2083333E+1

1.9.5 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	2.0000	1	1	剛結 - 剛結
2	2 - 3	2.9000	2	1	剛結 - 剛結
3	3 - 4	0.1000	1	1	剛結 - 剛結
4	4 - 5	0.1000	1	1	剛結 - 剛結
5	5 - 6	2.9000	2	1	剛結 - 剛結
6	6 - 7	2.0000	1	1	剛結 - 剛結
7	2 - 8	2.5000	1	1	剛結 - 剛結
8	6 - 9	2.5000	1	1	剛結 - 剛結
9	4 - 10	2.5000	1	1	剛結 - 剛結

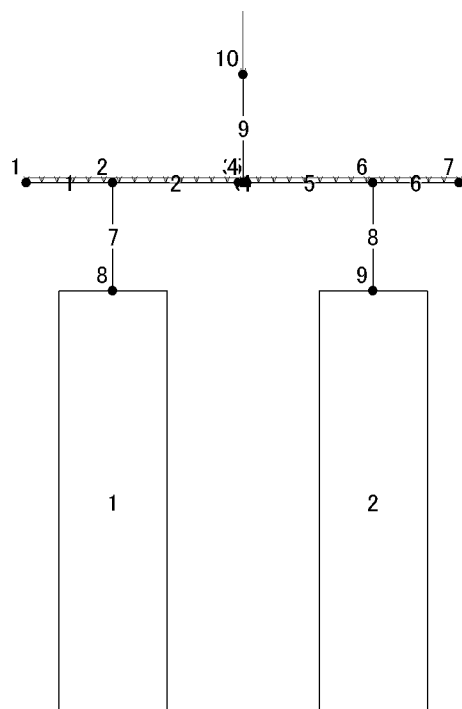
1.9.6 着目点

等分割着目点

No	部 開始番号	材 終了番号	等分割数
1	1	2	2

1.9.7 荷重データ (許容応力度法)

荷重ケース [1] : 常時



・部材分布荷重

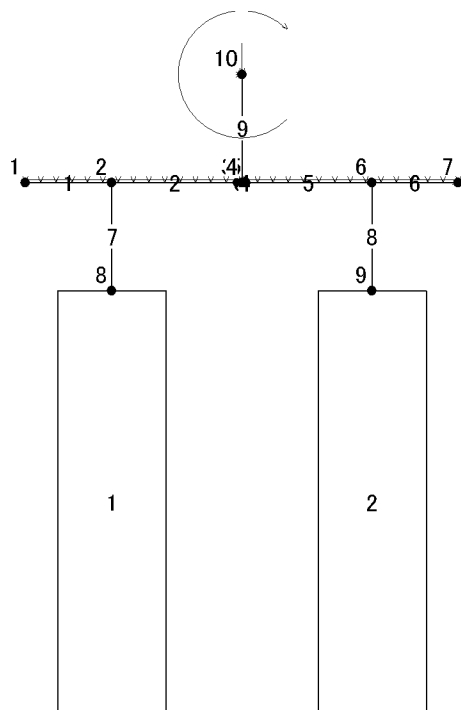
荷重名称	荷重種別	載荷開始 部材番号	載荷終了 部材番号	i端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	j端側 荷重強度 (kN/m, kN・m/m)	i端側 載荷位置 (m)	j端側 載荷位置 (m)
底版自重(鉛直)	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000

・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)
柱基部作用力	10	0.00	-7024.50	0.00

荷重合計 $P_x = 0.00 \text{ kN}$ $P_y = -12782.00 \text{ kN}$

荷重ケース [2] : 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)
底版自重(鉛直)	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	部材軸方向	1	6	95.55	95.55	0.000	0.000

・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)
柱基部作用力	10	1175.00	-5724.50	-11698.50

荷重合計 $P_x = 2130.50 \text{ kN}$ $P_y = -11482.00 \text{ kN}$

1.9.8 荷重データ (レベル2地震時)

柱基部格点No. : 10

荷重作用位置

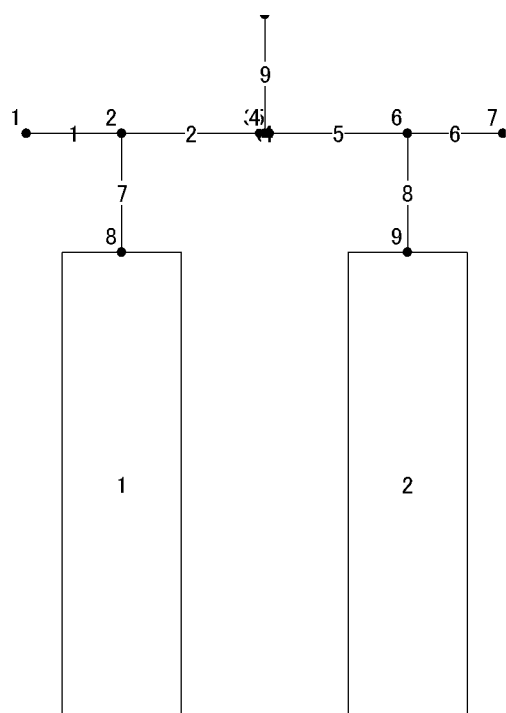
柱基部格点から上部構造慣性力作用位置までの高さ $y_U = 12.000$ (m)

柱基部格点からWP重心位置までの高さ $y_P = 6.843$ (m)

M - 算出用の杭軸力(kN)

杭番号	地震動タイプI		地震動タイプII	
	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
1	5703.69	----	5703.69	----
2	0.00	----	0.00	----

[1]タイプI地震動 - ケース1



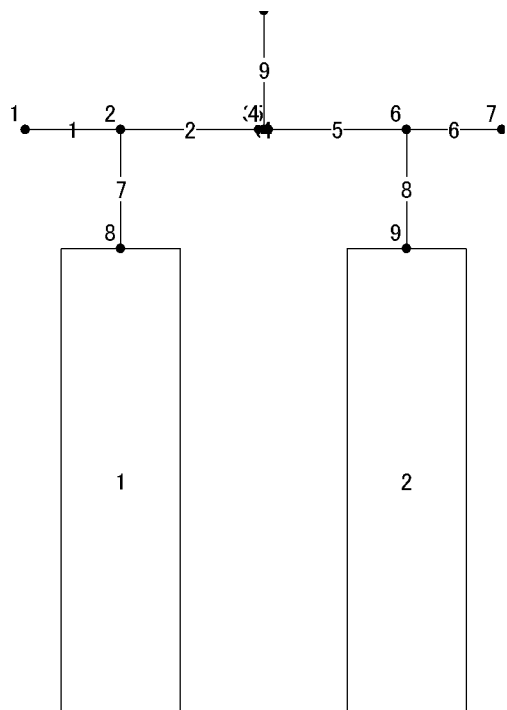
・部材分布荷重

荷重名称	荷重属性	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)
底版自重(鉛直)	固定	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	変動2	部材軸方向	1	6	-238.88	-238.88	0.000	0.000

・格点集中荷重

荷重名称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定	10	0.00	-5649.88	0.00
柱基部荷重	変動1	10	-8119.82	0.00	81916.23

[2]タイプII地震動 - ケース 1



・部材分布荷重

荷重名称	荷重属性	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)
底版自重(鉛直)	固定	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)	変動 2	部材軸方向	1	6	-382.20	-382.20	0.000	0.000

・格点集中荷重

荷重名称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定	10	0.00	-5649.88	0.00
柱基部荷重	変動 1	10	-8119.82	0.00	81916.23

1.10 杭頭接合計算

杭番号	垂直有効厚さ h(mm)
1	4900
2	4900

仮想鉄筋コンクリート断面直径 $Do = 2900$

定着長の計算式 $Lo = sa / (4 \cdot oa) \cdot$

1.11 フーチングデータ

1.11.1 照査位置及び配筋

設計方向1(橋軸方向)

フーチング照査幅の取扱い 杭列単位幅

側面かぶり = 150.0 mm

(1) 曲げモーメントに対する照査

[1]位置L = 2.000 m

名称 : 杭1

部材No: 1 i端からの距離 = 2.000 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[2]位置L = 3.650 m

名称 : 柱左端

部材No: 2 i端からの距離 = 1.650 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[3]位置L = 6.350 m

名称 : 柱右端

部材No: 5 i端からの距離 = 1.250 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[4]位置L = 8.000 m

名称 : 杭2

部材No: 5 i端からの距離 = 2.900 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

(2)せん断力に対する照査

[1]位置L = 8.850 m

名称 : 1/2H位置(右)

部材No: 6 i端からの距離 = 0.850 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔(cm)
D16	1.00	100.0

設計方向2(橋軸直角方向)

フーチング照査幅の取扱い 杭列単位幅

側面かぶり = 150.0 mm

(1)曲げモーメントに対する照査

[1]位置L = 2.000 m

名称 : 杭1

部材No: 1 i端からの距離 = 2.000 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[2]位置L = 2.750 m

名称 : 柱左端

部材No: 2 i端からの距離 = 0.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 3000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[3]位置L = 7.250 m

名称 : 柱右端

部材No: 6 i端からの距離 = 0.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

[4]位置L = 8.000 m

名称 : 杭2

部材No: 6 i端からの距離 = 1.500 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

(2)せん断力に対する照査

[1]位置L = 9.750 m

名称 : 1/2H位置(右)

部材No: 7 i端からの距離 = 1.750 m

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 4125.0 mm

スターラップ

鉄筋径(mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔(cm)
D16	1.00	100.0

1.11.2 片持ち梁照査

設計方向1(橋軸方向)

許容応力度法

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00

レベル2 地震時

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
I-1	0.00	0.00	0.00	0.00
II-1	0.00	0.00	0.00	0.00

設計方向2(橋軸直角方向)

許容応力度法

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00

レベル2 地震時

ケース数 : 2

ケース	qL1 (kN/m ²)	qL2 (kN/m ²)	qR2 (kN/m ²)	qR1 (kN/m ²)
I-1	0.00	0.00	0.00	0.00
II-1	0.00	0.00	0.00	0.00

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	133333	20685
2	933333	144795

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

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

ここに、

k_H ; 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{H0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数(kN/m³)

E_0 ; 地盤の変形係数(kN/m²)

B_H ; 基礎の換算載荷幅 (= 3.599m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 5.181mと仮定すると、

$$k_{H0}' = \frac{\sum k_{H0i} \cdot l_i}{1/\beta} = 686262 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 3.599\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1930\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 5.181\text{m}$$

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

ただし, ここでは $B_v = D$ (深礎基礎の直径) とした時の値である.

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

; 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね定数の比 (= 0.3000)

・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 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	133333	20685
2	933333	144795

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

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

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 (= 3.599m)は、以下のように算出する
 $1/\beta$ を 5.181mと仮定すると、

$$k_{Ho}' = \frac{\sum k_{Ho i} \cdot l_i}{1/\beta} = 686262 \text{ kN/m}^3$$

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

$$= 3.599\text{m}$$

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

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.1930\text{m}^{-1} \rightarrow 1/\beta = 5.181\text{m}$$

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

・底面の鉛直方向地盤反力係数

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

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

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

ここに,

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{v0} ; 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_v ; 基礎の換算載荷幅 (m)

ただし, ここでは $B_v = D$ (深礎基礎の直径) とした時の値である.

・ E_0 ; 地盤の変形係数 (kN/m^2)

・底面の水平方向せん断ばね定数

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

$$k_s = \cdot k_v$$

ここに,

k_s ; 水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

; 鉛直地盤反力係数に対する水平方向せん断ばね定数の比 (= 0.3000)

・杭周面の水平方向せん断地盤反力係数

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

ここに,

k_{SHD} ; 杭周面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

・杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数

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

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

ここに,

k_{SVB} ; 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{SVD} ; 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

2.2 支点ばね

杭番号 1

- ・ばね値は、常時の場合の基本値です。
- ・地震時は、内部で常時の2倍とします。
- ・水平ばね値は、内部で補正係数 k を乗じます。
 常時、暴風時、レベル1地震時 $k = 1.5$
 レベル2地震時 $k = 1.5$

・水平ばね

斜面の水平方向地盤反力係数は、水平地盤での k_H を次式にて補正して求める

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

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

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

ただし、水平地盤での k_H は隣接杭の影響を考慮し、次式にて求める

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

ここに、

μ ; 水平方向地盤反力係数の低減係数

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

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

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

ここに、

K_H ; 水平ばね値

k_H' ; 斜面の水平方向地盤反力係数

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

L ; 水平ばね間隔長さ

杭前面での深さ Z(m)	層 No	水平かぶり l(m)	水平かぶり係数 $\mu = l / D$	地盤反力係数 k_H' (kN/m ²)	水平ばね値(基本値)
					K_H (kN/m)
0.000	1 2	2500.000	1000.0000	11722	5861
0.500	1 2	_____	_____	11722	11722
1.000	1 2	_____	_____	11722	11722
1.500	1 2	_____	_____	11722	11722
2.000	1 2	_____	_____	11722 82051	82051
2.500	1 2	_____	_____	11722 82051	82051
3.000	1 2	_____	_____	11722 82051	82051

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)
3.500	1 2			11722 82051	82051
4.000	1 2			11722 82051	82051
4.500	1 2			11722 82051	82051
5.000	1 2			11722 82051	82051
5.500	1 2			11722 82051	82051
6.000	1 2			11722 82051	82051
6.500	1 2			11722 82051	82051
7.000	1 2			11722 82051	82051
7.500	1 2			11722 82051	82051
8.000	1 2			11722 82051	82051
8.500	1 2			11722 82051	82051
9.000	1 2			11722 82051	82051
9.500	1 2			11722 82051	65640
9.800	1 2			11722 82051	24615

・底面鉛直ばね

$$K_v = 934098 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

ここに,

K_v ; 鉛直ばね値(kN/m)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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

・底面回転ばね

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

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

K_R ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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

・底面せん断ばね

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

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

K_s ; せん断ばね値(kN/m)

k_s ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

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

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

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

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

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

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

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	11722	5861
0.500	1 2	_____	_____	11722	11722
1.000	1 2	_____	_____	11722	11722
1.500	1 2	_____	_____	11722	11722
2.000	1 2	_____	_____	11722 82051	82051
2.500	1 2	_____	_____	11722 82051	82051
3.000	1 2	_____	_____	11722 82051	82051
3.500	1 2	_____	_____	11722 82051	82051

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			11722 82051	82051
4.500	1 2			11722 82051	82051
5.000	1 2			11722 82051	82051
5.500	1 2			11722 82051	82051
6.000	1 2			11722 82051	82051
6.500	1 2			11722 82051	82051
7.000	1 2			11722 82051	82051
7.500	1 2			11722 82051	82051
8.000	1 2			11722 82051	82051
8.500	1 2			11722 82051	82051
9.000	1 2			11722 82051	82051
9.500	1 2			11722 82051	65640
9.800	1 2			11722 82051	24615

・底面鉛直ばね

$$K_v = 934098 \text{ kN/m}$$

$$K_v = k_v \cdot A$$

ここに,

K_v ; 鉛直ばね値(kN/m)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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

・底面回転ばね

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

$$K_R = k_v \cdot I$$

ここに,

K_R ; 底面回転ばね値(kN・m/rad)

k_v ; 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

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

・底面せん断ばね

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

$$K_s = k_s \cdot A$$

ここに,

K_s ; せん断ばね値(kN/m)

k_s ; 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

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

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

2.3 底面の許容鉛直地盤反力度

杭番号 1

・底面の許容鉛直地盤反力度

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

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

ここに,

q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)

q_{a0} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)

B ; 斜面の影響による低減係数(= 1.000)

n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)

q_d ; 極限支持力度(= 8082.8kN/m²)

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

C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m²)

γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)

γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 19.67kN/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(= 9.800m)

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)

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)

基礎の有効根入れ比(= L_e/D)により算出

L_e ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.800m)

岩盤の種類		最大地盤反力度 q_{max} (kN/m ²)	
		$L_e/D < 1.0$	$L_e/D \geq 1.0$
硬岩	亀裂少	2,500	2,500
	亀裂多	1,000	
軟岩		600	2,000

* 暴風時及びレベル1地震時の際の上限値は、常時の値の5割り増しとなります。

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	c_a (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_i 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	8083	2823	6500	2000	2000
2 地震時	2.0	8083	4138	9750	3000	3000

[レベル2地震時]

n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	c_k (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_i 採用値 (kN/m ²)
1.0	8083	8083	24000	6000	6000

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

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

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

ここに,

- q_a ; 許容鉛直支持力度(kN/m²)
- q_{a0} ; 仮想水平地盤面での許容鉛直支持力度(kN/m²)
- B ; 斜面の影響による低減係数(= 1.000)
- n ; 安全率(常時= 3.0, 地震時= 2.0)
- q_d ; 極限支持力度(= 8082.8kN/m²)
 $q_d = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.3 \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$
- C ; 深礎底面より下にある地盤の粘着力(= 110.0kN/m²)
- γ_1 ; 深礎底面より下にある地盤の単位重量(= 20.00kN/m³)
- γ_2 ; 深礎底面より上にある地盤の単位重量(= 19.67kN/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(= 9.800m)
- 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)
- 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)
 基礎の有効根入れ比(= L_e/D)により算出
- L_e ; 仮想水平地盤から深礎の有効根入れ深さ(= 9.800m)

岩盤の種類		最大地盤反力度 q_{max} (kN/m ²)	
		$L_e/D < 1.0$	$L_e/D \geq 1.0$
硬岩	亀裂少	2,500	2,500
	亀裂多	1,000	
軟岩		600	2,000

* 暴風時及びレベル1地震時の際の上限値は、常時の値の5割り増しとなります。

[常時・レベル1地震時]

荷重ケース	n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	c_a (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1 常時	3.0	8083	2823	6500	2000	2000
2 地震時	2.0	8083	4138	9750	3000	3000

[レベル2地震時]

n	q_d (kN/m ²)	q_{a0} (kN/m ²)	c_k (kN/m ²)	q_{max} (kN/m ²)	q_a 採用値 (kN/m ²)
1.0	8083	8083	24000	6000	6000

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

2.4 底面地盤のせん断抵抗力

杭番号 1

$$H_a = H_u / n$$

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

ここに、

H_a ; 安全率を考慮した基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

n ; 安全率

H_u ; 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b ; 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

A_e ; 基礎底面の有効載荷面積(m²)

V ; 基礎底面に作用する鉛直力(kN)

δ ; 基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

荷重ケース	n	c_b (kN/m ²)	A_e (m ²)	V (kN)	$\tan \delta$	H_u (kN)	H_a (kN)
1 常時	1.5	0	4.9087	4672.16	0.6000	2803.30	1868.86
2 地震時	1.2	0	4.9087	1092.71	0.6000	655.63	546.36

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 常時	1.5	0	4.9087	4670.91	0.6000	2802.55	1868.36
2 地震時	1.2	0	4.9087	5556.87	0.6000	3334.12	2778.44

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) =
- 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	57.0	40.0	10.44	3.002	20.49	20.49
1.000	56.0	40.0	46.71	7.154	95.76	95.76
1.500	55.0	40.0	114.43	12.159	245.40	245.40
2.000	56.0	40.0	237.03	18.742	967.91	967.91
2.500	56.0	40.0	404.65	24.939	2176.38	2176.38
3.000	56.0	40.0	617.15	30.193	3752.53	3752.53
3.500	56.0	40.0	876.06	36.119	5590.26	5590.26
4.000	60.0	40.0	1407.54	48.166	7457.36	7457.36
4.500	59.0	40.0	1757.84	53.168	9368.35	9368.35
5.000	59.0	40.0	2220.18	58.921	11515.24	11515.24
5.500	61.0	40.0	2954.60	67.569	13838.09	13838.09
6.000	63.0	40.0	3845.25	77.257	15951.05	15951.05
6.500	63.0	40.0	4543.59	83.480	18114.89	18114.89
7.000	63.0	40.0	5297.39	89.703	20364.11	20364.11
7.500	63.0	40.0	6106.63	95.926	22698.72	22698.72
8.000	63.0	40.0	6971.32	102.149	25118.71	25118.71
8.500	63.0	40.0	7891.46	108.373	27624.08	27624.08
9.000	63.0	40.0	8867.05	114.596	30214.84	30214.84
9.500	63.0	40.0	9898.08	120.819	32890.98	32890.98
9.800	63.0	40.0	10543.32	124.553	34537.65	34537.65

常時

水平地盤における受働土圧強度より算出される極限水平支持力

前面 深さ Z(m)	土圧係数 K_p	P_p (kN/m ²)	p	P_{Hu} (kN/m ²)	R_{sp} (kN)
0.000	4.143300	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	4.143300	37.29	1.125	41.95	26.22
1.000	4.143300	74.58	1.250	93.22	110.70
1.500	4.143300	111.87	1.375	153.82	265.11
2.000	4.143300	600.29	1.500	900.43	1152.43
2.500	4.143300	641.72	1.625	1042.79	2366.94
3.000	4.143300	683.15	1.750	1195.52	3765.88
3.500	4.143300	724.58	1.875	1358.60	5362.20
4.000	4.143300	766.02	2.000	1532.04	7168.85
4.500	4.143300	807.45	2.125	1715.83	9198.76
5.000	4.143300	848.88	2.250	1909.99	11464.90
5.500	4.143300	890.32	2.375	2114.50	13980.21
6.000	4.143300	931.75	2.500	2329.37	16757.63
6.500	4.143300	973.18	2.625	2554.60	19810.12
7.000	4.143300	1014.62	2.750	2790.19	23150.61
7.500	4.143300	1056.05	2.875	3036.14	26792.07
8.000	4.143300	1097.48	3.000	3292.44	30747.44
8.500	4.143300	1138.91	3.000	3416.74	34940.68
9.000	4.143300	1180.35	3.000	3541.04	39289.30
9.500	4.143300	1221.78	3.000	3665.34	43793.29
9.800	4.143300	1246.64	3.000	3739.92	46570.26

地盤の極限水平支持力 R_q は、 R_{qp} を上回らないものとし、以下の通りとする。

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R_q (kN)	水 平 地 盤 R_{qp} (kN)	決 定 値 R_q (kN)
0.000	0.00	0.00	0.00
0.500	20.49	26.22	20.49
1.000	95.76	110.70	95.76
1.500	245.40	265.11	245.40
2.000	967.91	1152.43	967.91
2.500	2176.38	2366.94	2176.38
3.000	3752.53	3765.88	3752.52
3.500	5590.26	5362.20	5362.20
4.000	7457.36	7168.85	7168.85
4.500	9368.35	9198.76	9198.76
5.000	11515.24	11464.90	11464.90
5.500	13838.09	13980.21	13838.09
6.000	15951.05	16757.63	15951.05
6.500	18114.89	19810.12	18114.89
7.000	20364.11	23150.61	20364.11
7.500	22698.72	26792.07	22698.72
8.000	25118.71	30747.44	25118.71
8.500	27624.08	34940.68	27624.08
9.000	30214.84	39289.30	30214.84
9.500	32890.98	43793.29	32890.98
9.800	34537.65	46570.26	34537.65

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{sp}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	40.98
0.500	20.49	26.22	20.49	150.54
1.000	95.76	110.70	95.76	299.28
1.500	245.40	265.11	245.40	1445.02
2.000	967.91	1152.43	967.91	2416.94
2.500	2176.38	2366.94	2176.38	3152.28
3.000	3752.53	3765.88	3752.52	3219.36
3.500	5590.26	5362.20	5362.20	3613.30
4.000	7457.36	7168.85	7168.85	4059.82
4.500	9368.35	9198.76	9198.76	4532.28
5.000	11515.24	11464.90	11464.90	4746.38
5.500	13838.09	13980.21	13838.09	4225.92
6.000	15951.05	16757.63	15951.05	4327.68
6.500	18114.89	19810.12	18114.89	4498.44
7.000	20364.11	23150.61	20364.11	4669.22
7.500	22698.72	26792.07	22698.72	4839.98
8.000	25118.71	30747.44	25118.71	5010.74
8.500	27624.08	34940.68	27624.08	5181.52
9.000	30214.84	39289.30	30214.84	5352.28
9.500	32890.98	43793.29	32890.98	5488.90
9.800	34537.65	46570.26	34537.65	

地震時

水平地盤における受働土圧強度より算出される極限水平支持力

前面 深さ Z(m)	土圧係数 K_{EP}	P_{EP} (kN/m ²)	P	P_{Hu} (kN/m ²)	R_{sp} (kN)
0.000	3.505157	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	3.505157	31.55	1.125	35.49	22.18
1.000	3.505157	63.09	1.250	78.87	93.65
1.500	3.505157	94.64	1.375	130.13	224.28
2.000	3.505157	540.88	1.500	811.31	1022.85
2.500	3.505157	575.93	1.625	935.88	2114.84
3.000	3.505157	610.98	1.750	1069.21	3368.03
3.500	3.505157	646.03	1.875	1211.31	4793.35
4.000	3.505157	681.08	2.000	1362.16	6401.77
4.500	3.505157	716.13	2.125	1521.78	8204.23
5.000	3.505157	751.18	2.250	1690.17	10211.70
5.500	3.505157	786.24	2.375	1867.31	12435.12
6.000	3.505157	821.29	2.500	2053.22	14885.46
6.500	3.505157	856.34	2.625	2247.89	17573.65
7.000	3.505157	891.39	2.750	2451.32	20510.66
7.500	3.505157	926.44	2.875	2663.52	23707.44
8.000	3.505157	961.49	3.000	2884.48	27174.94
8.500	3.505157	996.55	3.000	2989.64	30846.26
9.000	3.505157	1031.60	3.000	3094.79	34649.03
9.500	3.505157	1066.65	3.000	3199.95	38583.24
9.800	3.505157	1087.68	3.000	3263.04	41006.86

地盤の極限水平支持力 R_q は、 R_{qp} を上回らないものとし、以下の通りとする。

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R_q (kN)	水 平 地 盤 R_{qp} (kN)	決 定 値 R_q (kN)
0.000	0.00	0.00	0.00
0.500	20.49	22.18	20.49
1.000	95.76	93.65	93.65
1.500	245.40	224.28	224.28
2.000	967.91	1022.85	967.91
2.500	2176.38	2114.84	2114.84
3.000	3752.53	3368.03	3368.03
3.500	5590.26	4793.35	4793.35
4.000	7457.36	6401.77	6401.77
4.500	9368.35	8204.23	8204.23
5.000	11515.24	10211.70	10211.70
5.500	13838.09	12435.12	12435.12
6.000	15951.05	14885.46	14885.46
6.500	18114.89	17573.65	17573.65
7.000	20364.11	20510.66	20364.11
7.500	22698.72	23707.44	22698.72
8.000	25118.71	27174.94	25118.71
8.500	27624.08	30846.26	27624.08
9.000	30214.84	34649.03	30214.84
9.500	32890.98	38583.24	32890.98
9.800	34537.65	41006.86	34537.65

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{sp}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	40.98
0.500	20.49	22.18	20.49	146.32
1.000	95.76	93.65	93.65	261.24
1.500	245.40	224.28	224.28	1487.27
2.000	967.91	1022.85	967.91	2293.87
2.500	2176.38	2114.84	2114.84	2506.37
3.000	3752.53	3368.03	3368.03	2850.65
3.500	5590.26	4793.35	4793.35	3216.84
4.000	7457.36	6401.77	6401.77	3604.93
4.500	9368.35	8204.23	8204.23	4014.93
5.000	11515.24	10211.70	10211.70	4446.85
5.500	13838.09	12435.12	12435.12	4900.66
6.000	15951.05	14885.46	14885.46	5376.39
6.500	18114.89	17573.65	17573.65	5580.93
7.000	20364.11	20510.66	20364.11	4669.21
7.500	22698.72	23707.44	22698.72	4839.98
8.000	25118.71	27174.94	25118.71	5010.75
8.500	27624.08	30846.26	27624.08	5181.51
9.000	30214.84	34649.03	30214.84	5352.28
9.500	32890.98	38583.24	32890.98	5488.89
9.800	34537.65	41006.86	34537.65	

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(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	57.0	40.0	10.44	3.002	20.49	20.49
1.000	56.0	40.0	46.71	7.154	95.76	95.76
1.500	55.0	40.0	114.43	12.159	245.40	245.40
2.000	56.0	40.0	237.03	18.742	967.91	967.91
2.500	56.0	40.0	405.30	25.561	2177.71	2177.71
3.000	56.0	40.0	630.78	33.051	3780.47	3780.47
3.500	56.0	40.0	919.35	41.212	5679.02	5679.02
4.000	55.0	40.0	1216.87	48.218	7862.53	7862.53
4.500	55.0	40.0	1627.54	57.343	10340.09	10340.09
5.000	55.0	40.0	2113.90	67.105	13123.69	13123.69
5.500	55.0	40.0	2681.17	77.505	16224.53	16224.53
6.000	55.0	40.0	3334.56	88.543	19653.81	19653.81
6.500	55.0	40.0	4079.32	100.218	23422.73	23422.73
7.000	54.0	40.0	4685.34	108.292	27534.45	27534.45
7.500	54.0	40.0	5581.64	120.712	32001.26	32001.26
8.000	54.0	40.0	6579.29	133.738	36837.93	36837.93
8.500	54.0	40.0	7683.21	147.372	42055.50	42055.50
9.000	54.0	40.0	8898.32	161.613	47665.00	47665.00
9.500	54.0	40.0	10229.52	176.461	53677.47	53677.47
9.800	54.0	40.0	11086.02	185.661	57482.96	57482.96

常時

水平地盤における受働土圧強度より算出される極限水平支持力

前面 深さ Z(m)	土圧係数 K_p	P_p (kN/m ²)	p	P_{Hu} (kN/m ²)	R_{sp} (kN)
0.000	4.143300	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	4.143300	37.29	1.125	41.95	26.22
1.000	4.143300	74.58	1.250	93.22	110.70
1.500	4.143300	111.87	1.375	153.82	265.11
2.000	4.143300	600.29	1.500	900.43	1152.43
2.500	4.143300	641.72	1.625	1042.79	2366.94
3.000	4.143300	683.15	1.750	1195.52	3765.88
3.500	4.143300	724.58	1.875	1358.60	5362.20
4.000	4.143300	766.02	2.000	1532.04	7168.85
4.500	4.143300	807.45	2.125	1715.83	9198.76
5.000	4.143300	848.88	2.250	1909.99	11464.90
5.500	4.143300	890.32	2.375	2114.50	13980.21
6.000	4.143300	931.75	2.500	2329.37	16757.63
6.500	4.143300	973.18	2.625	2554.60	19810.12
7.000	4.143300	1014.62	2.750	2790.19	23150.61
7.500	4.143300	1056.05	2.875	3036.14	26792.07
8.000	4.143300	1097.48	3.000	3292.44	30747.44
8.500	4.143300	1138.91	3.000	3416.74	34940.68
9.000	4.143300	1180.35	3.000	3541.04	39289.30
9.500	4.143300	1221.78	3.000	3665.34	43793.29
9.800	4.143300	1246.64	3.000	3739.92	46570.26

地盤の極限水平支持力 R_q は、 R_{qp} を上回らないものとし、以下の通りとする。

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R_q (kN)	水 平 地 盤 R_{qp} (kN)	決 定 値 R_q (kN)
0.000	0.00	0.00	0.00
0.500	20.49	26.22	20.49
1.000	95.76	110.70	95.76
1.500	245.40	265.11	245.40
2.000	967.91	1152.43	967.91
2.500	2177.71	2366.94	2177.70
3.000	3780.47	3765.88	3765.88
3.500	5679.02	5362.20	5362.20
4.000	7862.53	7168.85	7168.85
4.500	10340.09	9198.76	9198.76
5.000	13123.69	11464.90	11464.90
5.500	16224.53	13980.21	13980.21
6.000	19653.81	16757.63	16757.63
6.500	23422.73	19810.12	19810.12
7.000	27534.45	23150.61	23150.61
7.500	32001.26	26792.07	26792.07
8.000	36837.93	30747.44	30747.44
8.500	42055.50	34940.68	34940.68
9.000	47665.00	39289.30	39289.30
9.500	53677.47	43793.29	43793.28
9.800	57482.96	46570.26	46570.26

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{sp}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	40.98
0.500	20.49	26.22	20.49	150.54
1.000	95.76	110.70	95.76	299.28
1.500	245.40	265.11	245.40	1445.02
2.000	967.91	1152.43	967.91	2419.58
2.500	2177.71	2366.94	2177.70	3176.36
3.000	3780.47	3765.88	3765.88	3192.64
3.500	5679.02	5362.20	5362.20	3613.30
4.000	7862.53	7168.85	7168.85	4059.82
4.500	10340.09	9198.76	9198.76	4532.28
5.000	13123.69	11464.90	11464.90	5030.62
5.500	16224.53	13980.21	13980.21	5554.84
6.000	19653.81	16757.63	16757.63	6104.98
6.500	23422.73	19810.12	19810.12	6680.98
7.000	27534.45	23150.61	23150.61	7282.92
7.500	32001.26	26792.07	26792.07	7910.74
8.000	36837.93	30747.44	30747.44	8386.48
8.500	42055.50	34940.68	34940.68	8697.24
9.000	47665.00	39289.30	39289.30	9007.96
9.500	53677.47	43793.29	43793.28	9256.60
9.800	57482.96	46570.26	46570.26	

地震時

水平地盤における受働土圧強度より算出される極限水平支持力

前面 深さ Z(m)	土圧係数 K_{EP}	P_{EP} (kN/m ²)	P	P_{Hu} (kN/m ²)	R_{sp} (kN)
0.000	3.505157	0.00	1.000	0.00	0.00
0.500	3.505157	31.55	1.125	35.49	22.18
1.000	3.505157	63.09	1.250	78.87	93.65
1.500	3.505157	94.64	1.375	130.13	224.28
2.000	3.505157	540.88	1.500	811.31	1022.85
2.500	3.505157	575.93	1.625	935.88	2114.84
3.000	3.505157	610.98	1.750	1069.21	3368.03
3.500	3.505157	646.03	1.875	1211.31	4793.35
4.000	3.505157	681.08	2.000	1362.16	6401.77
4.500	3.505157	716.13	2.125	1521.78	8204.23
5.000	3.505157	751.18	2.250	1690.17	10211.70
5.500	3.505157	786.24	2.375	1867.31	12435.12
6.000	3.505157	821.29	2.500	2053.22	14885.46
6.500	3.505157	856.34	2.625	2247.89	17573.65
7.000	3.505157	891.39	2.750	2451.32	20510.66
7.500	3.505157	926.44	2.875	2663.52	23707.44
8.000	3.505157	961.49	3.000	2884.48	27174.94
8.500	3.505157	996.55	3.000	2989.64	30846.26
9.000	3.505157	1031.60	3.000	3094.79	34649.03
9.500	3.505157	1066.65	3.000	3199.95	38583.24
9.800	3.505157	1087.68	3.000	3263.04	41006.86

地盤の極限水平支持力 R_g は、 R_{gp} を上回らないものとし、以下の通りとする。

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R_g (kN)	水 平 地 盤 R_{gp} (kN)	決 定 値 R_g (kN)
0.000	0.00	0.00	0.00
0.500	20.49	22.18	20.49
1.000	95.76	93.65	93.65
1.500	245.40	224.28	224.28
2.000	967.91	1022.85	967.91
2.500	2177.71	2114.84	2114.84
3.000	3780.47	3368.03	3368.03
3.500	5679.02	4793.35	4793.35
4.000	7862.53	6401.77	6401.77
4.500	10340.09	8204.23	8204.23
5.000	13123.69	10211.70	10211.70
5.500	16224.53	12435.12	12435.12
6.000	19653.81	14885.46	14885.46
6.500	23422.73	17573.65	17573.65
7.000	27534.45	20510.66	20510.66
7.500	32001.26	23707.44	23707.44
8.000	36837.93	27174.94	27174.94
8.500	42055.50	30846.26	30846.26
9.000	47665.00	34649.03	34649.03
9.500	53677.47	38583.24	38583.24
9.800	57482.96	41006.86	41006.86

前面 深さ Z(m)	すべり土塊 R _o (kN)	水 平 地 盤 R _o (=R _{sp}) (kN)	決 定 値 R _o (kN)	受働土圧 (kN/m)
0.000	0.00	0.00	0.00	40.98
0.500	20.49	22.18	20.49	146.32
1.000	95.76	93.65	93.65	261.24
1.500	245.40	224.28	224.28	1487.27
2.000	967.91	1022.85	967.91	2293.87
2.500	2177.71	2114.84	2114.84	2506.37
3.000	3780.47	3368.03	3368.03	2850.65
3.500	5679.02	4793.35	4793.35	3216.84
4.000	7862.53	6401.77	6401.77	3604.93
4.500	10340.09	8204.23	8204.23	4014.93
5.000	13123.69	10211.70	10211.70	4446.85
5.500	16224.53	12435.12	12435.12	4900.66
6.000	19653.81	14885.46	14885.46	5376.39
6.500	23422.73	17573.65	17573.65	5874.02
7.000	27534.45	20510.66	20510.66	6393.56
7.500	32001.26	23707.44	23707.44	6935.00
8.000	36837.93	27174.94	27174.94	7342.65
8.500	42055.50	30846.26	30846.26	7605.53
9.000	47665.00	34649.03	34649.03	7868.42
9.500	53677.47	38583.24	38583.24	8078.73
9.800	57482.96	41006.86	41006.86	

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

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

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

; 硬岩

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

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

ただし、 $0 < C_{res} \leq 1/3C$ 、 $0 < \delta_{res} \leq 2/3\delta$

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	0.00	-----
0.500	0.00	-----
1.000	0.00	-----
1.500	0.00	-----
2.000	0.00	-----
2.500	123.51	-----
3.000	126.40	-----
3.500	129.28	-----
4.000	132.17	-----
4.500	135.06	-----
5.000	137.94	-----
5.500	140.83	-----
6.000	143.72	-----
6.500	146.60	-----
7.000	149.49	-----
7.500	152.38	-----
8.000	155.26	-----

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)
8.500	158.15	-----
9.000	161.04	-----
9.500	163.92	-----
9.800	165.66	-----

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

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

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

; 硬岩

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

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

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

m ; 上限値決定のための補正係数

	常 時	レベル1 地震時	レベル2 地震時
水平方向	1.5	1.1	1.0
鉛直方向 (押込み)	3.0	2.0	1.0
鉛直方向 (引抜き)	6.0	4.0	1.0

基本値f一覧表

深さ (m)	周面摩擦力度の基本値 f (kN/m ²)	
	砂質土 粘性土 軟岩 硬岩 (弾性領域)	硬岩 (塑性化領域)
0.000	0.00	-----
0.500	0.00	-----
1.000	0.00	-----
1.500	0.00	-----
2.000	0.00	-----
2.500	123.63	-----
3.000	126.51	-----
3.500	129.40	-----
4.000	132.29	-----
4.500	135.17	-----
5.000	138.06	-----
5.500	140.95	-----
6.000	143.83	-----
6.500	146.72	-----
7.000	149.61	-----
7.500	152.49	-----
8.000	155.38	-----
8.500	158.27	-----
9.000	161.15	-----

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)
9.500	164.04	-----
9.800	165.77	-----

3章 許容応力度法

3.1 計算結果一覧

杭番号 1

		荷重ケース		1	2
水平変位		mm	0.0	1.8	
	a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	953	245	
	qa	kN/m ²	2000	3000	
	判定		OK	OK	
せん断抵抗力	H	kN	1.2	297.5	
	Ha	kN	1868.9	3324.8	
	判定		OK	OK	
杭体応力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.5	5.0
		ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定		OK	OK
		s	N/mm ²	-16.2	116.8
		sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
	せん断照査	s'	N/mm ²	-22.3	-64.3
		sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
		m	N/mm ²	0.02	0.22
		ac	N/mm ²	0.17	0.26
		a2	N/mm ²	1.70	2.55
		Aw	cm ²	10.134	10.134
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
		判定		OK	OK
		判定		OK	OK

杭番号 2

荷重ケース		1	2		
水平変位		mm	0.0	1.9	
	a	mm	25.0	25.0	
	判定		OK	OK	
地盤反力度	qmax	kN/m ²	953	1158	
	qa	kN/m ²	2000	3000	
	判定		OK	OK	
せん断抵抗力	H	kN	1.1	297.5	
	Ha	kN	1868.4	3324.8	
	判定		OK	OK	
杭体心力度	曲げ照査	c	N/mm ²	1.5	4.0
		ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定		OK	OK
		s	N/mm ²	-16.2	4.6
		sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定		OK	OK
		s'	N/mm ²	-22.3	-56.6
	sa'	N/mm ²	200.0	300.0	
	判定		OK	OK	
	せん断照査	m	N/mm ²	0.02	0.26
		ac	N/mm ²	0.17	0.26
		a2	N/mm ²	1.70	2.55
		Aw	cm ²	12.848	12.848
		Awreq	cm ²	0.000	0.000
判定		OK	OK		
判定		OK	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)
8	0.000	353.40	-83.77	-6390.47
101	0.500	311.52	-83.48	-6450.60
102	1.000	269.92	-82.87	-6510.73
103	1.500	228.65	-82.21	-6570.86
104	2.000	187.71	-79.52	-6630.99
105	2.500	149.13	-72.05	-6608.79
106	3.000	115.66	-62.01	-6502.31
107	3.500	87.12	-52.40	-6391.99
108	4.000	63.26	-43.39	-6277.82
109	4.500	43.73	-35.07	-6159.80
110	5.000	28.19	-27.52	-6037.93
111	5.500	16.22	-20.79	-5912.22
112	6.000	7.40	-14.92	-5782.65
113	6.500	1.30	-9.92	-5649.23
114	7.000	-2.52	-5.80	-5511.97
115	7.500	-4.50	-2.56	-5370.86
116	8.000	-5.08	-0.19	-5225.89
117	8.500	-4.69	1.31	-5077.08
118	9.000	-3.77	1.95	-4924.42
119	9.500	-2.75	1.79	-4789.77
120	9.800	-2.29	1.54	-4738.42

水平変位

$$= 0.0 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 4672.16 / 4.909 + (2.29 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 953 \quad 2000 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 280230 \times 0.004 \times 10^{-3}$$

$$= 1.19 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 353.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m})$$

$$N = 6390.47 \text{ kN}$$

$$c = 1.5 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = -16.2 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -22.3 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 83.77 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 6390.47 \text{ kN} \quad M = 353.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.02 \quad 0.17 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.02 \quad 1.70 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2076.0 \text{ mm}, \quad pt = 0.200 \%$$

$$Ce = 0.839, \quad Cpt = 0.899, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.23, \quad ac = 0.17, \quad a2 = 1.70$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 176.67 kN · m (Z=2.143 m)

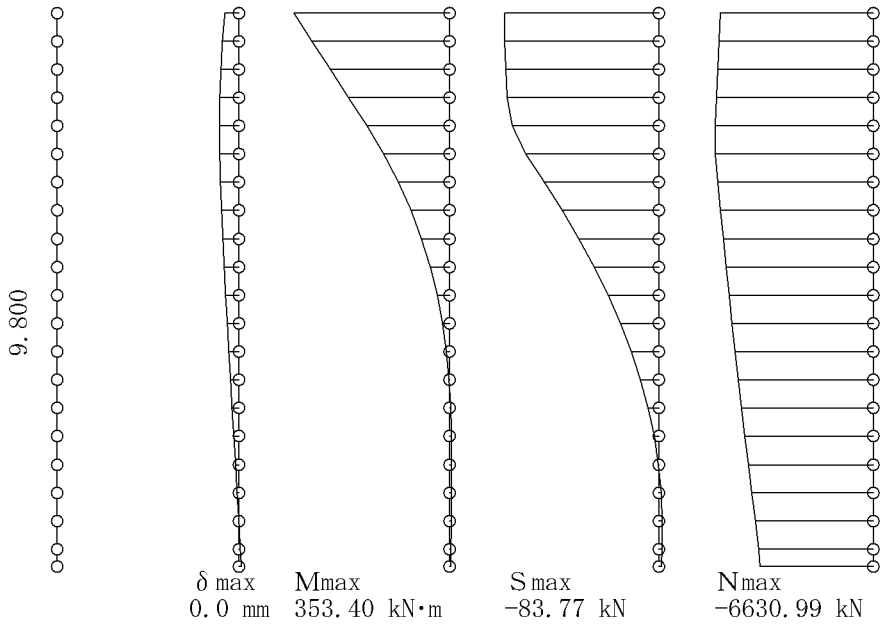
N = 6624.64 kN

c = 1.4 8.0 N/mm²

s = -18.4 160.0 N/mm²

s' = -21.4 200.0 N/mm²

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)
9	0.000	-356.63	83.77	-6391.54
201	0.500	-314.74	83.49	-6451.67
202	1.000	-273.14	82.90	-6511.80
203	1.500	-231.85	82.26	-6571.94
204	2.000	-190.88	79.62	-6632.07
205	2.500	-152.23	72.26	-6609.78
206	3.000	-118.62	62.34	-6503.16
207	3.500	-89.89	52.84	-6392.68
208	4.000	-65.78	43.89	-6278.36
209	4.500	-46.00	35.61	-6160.18
210	5.000	-30.17	28.08	-6038.16
211	5.500	-17.92	21.36	-5912.29
212	6.000	-8.82	15.47	-5782.57
213	6.500	-2.45	10.44	-5649.00
214	7.000	1.63	6.28	-5511.58
215	7.500	3.84	2.99	-5370.31
216	8.000	4.62	0.57	-5225.20
217	8.500	4.41	-1.00	-5076.23
218	9.000	3.62	-1.72	-4923.42
219	9.500	2.69	-1.64	-4788.63
220	9.800	2.27	-1.42	-4737.22

水平変位

= 0.0 25.0 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 m

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

$$= 4670.91/4.909 + (2.27/1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 953 \quad 2000 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 280230 \times -0.004 \times 10^{-3}$$

$$= 1.10 \text{ kN}$$

杭体応力度

$M_{max} = 356.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=0.000 \text{ m})$

$N = 6391.54 \text{ kN}$

$c = 1.5 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$

$s = -16.2 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$

$s' = -22.3 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{max} = 83.77 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 6391.54 \text{ kN} \quad M = 356.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$m = 0.02 \quad 0.17 \text{ N/mm}^2 = ac$

$m = 0.02 \quad 1.70 \text{ N/mm}^2 = a2$

$b = 2171.3 \text{ mm} \quad , \quad d = 2076.0 \text{ mm} \quad , \quad pt = 0.200 \%$

$Ce = 0.839 \quad , \quad Cpt = 0.899 \quad , \quad CN = 1.000 \quad , \quad a1 = 0.23 \quad , \quad ac = 0.17 \quad , \quad a2 = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{max} = 178.28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=2.163 \text{ m})$

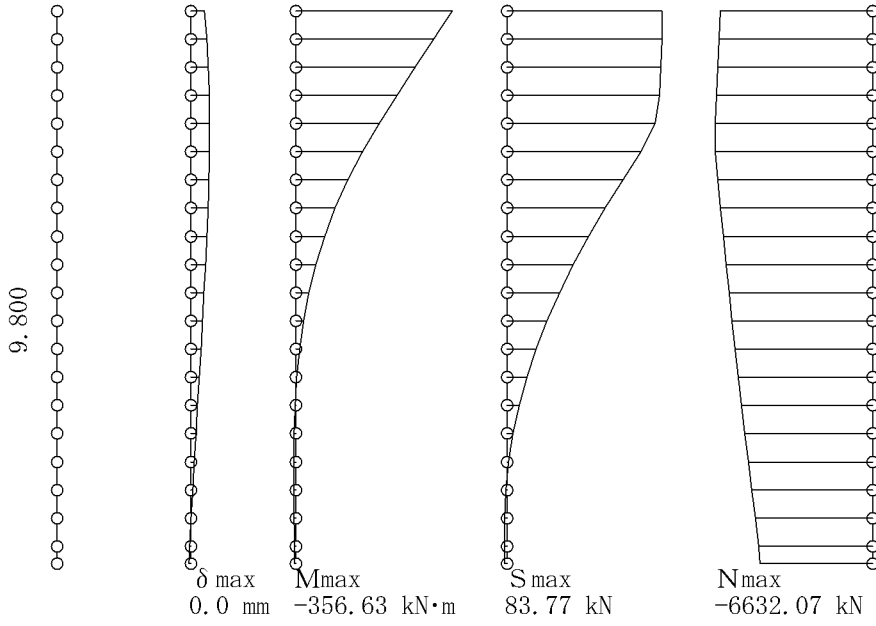
$N = 6624.80 \text{ kN}$

$c = 1.4 \quad 8.0 \text{ N/mm}^2$

$s = -18.4 \quad 160.0 \text{ N/mm}^2$

$s' = -21.5 \quad 200.0 \text{ N/mm}^2$

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)
8	0.000	1367.35	974.13	-2754.91
101	0.500	1851.85	963.89	-2815.04
102	1.000	2324.65	927.31	-2875.17
103	1.500	2788.30	906.95	-2935.30
104	2.000	3231.59	768.61	-2995.44
105	2.500	3556.91	442.85	-2951.79
106	3.000	3674.45	69.43	-2806.10
107	3.500	3626.34	-222.52	-2663.78
108	4.000	3451.93	-440.93	-2524.67
109	4.500	3185.42	-595.73	-2388.60
110	5.000	2856.20	-696.27	-2255.40
111	5.500	2489.15	-751.05	-2124.92
112	6.000	2105.14	-767.62	-1997.00
113	6.500	1721.53	-752.44	-1871.48
114	7.000	1352.70	-710.93	-1748.21
115	7.500	1010.60	-647.44	-1627.04
116	8.000	705.27	-565.32	-1507.83
117	8.500	445.28	-467.02	-1390.44
118	9.000	238.25	-354.17	-1274.72
119	9.500	91.11	-241.08	-1177.90
120	9.800	34.74	-187.89	-1144.54

水平変位

$$= 1.8 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 1092.71 / 4.909 + (34.74 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 245 \quad 3000 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times -0.260 \times 10^{-3}$$

$$= 145.67 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 3674.45 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 2806.10 \text{ kN}$$

$$c = 5.0 \quad 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 116.8 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -64.3 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 974.13 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 2754.91 \text{ kN} \quad M = 1367.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.22 \quad 0.26 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.22 \quad 2.55 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2076.0 \text{ mm}, \quad pt = 0.200 \%$$

$$Ce = 0.839, \quad Cpt = 0.899, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.35, \quad ac = 0.26, \quad a2 = 2.55$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1837.38 kN·m (Z=6.349 m)

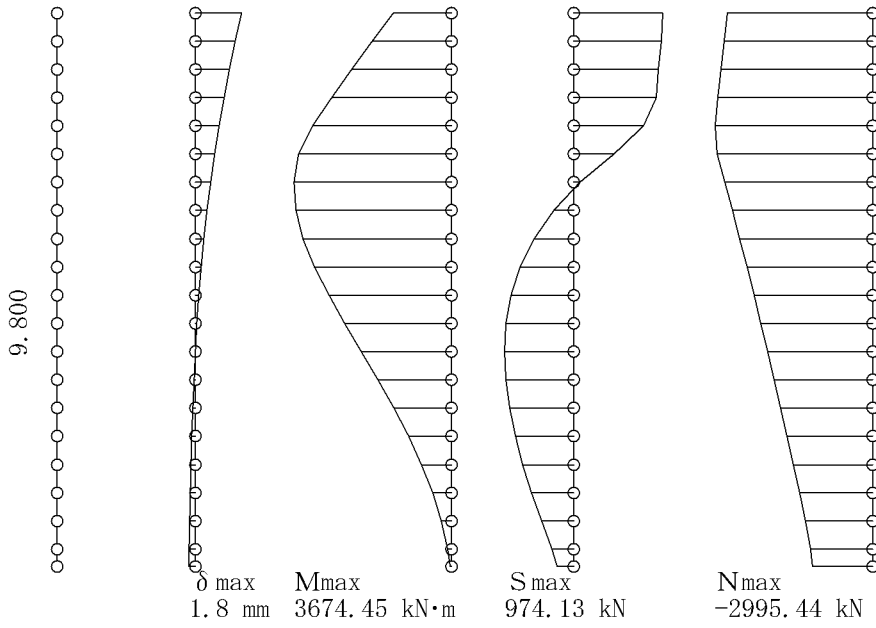
N = 1909.38 kN

c = 2.2 12.0 N/mm²

s = 36.7 300.0 N/mm²

s' = -29.9 300.0 N/mm²

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)
9	0.000	678.28	1156.37	-8727.11
201	0.500	1253.91	1146.12	-8787.25
202	1.000	1817.83	1109.54	-8847.38
203	1.500	2372.60	1088.15	-8907.51
204	2.000	2905.98	941.63	-8967.64
205	2.500	3314.23	601.73	-8904.15
206	3.000	3507.71	207.09	-8714.14
207	3.500	3521.32	-112.14	-8518.36
208	4.000	3395.57	-355.33	-8316.81
209	4.500	3165.99	-532.20	-8109.49
210	5.000	2863.37	-651.96	-7896.39
211	5.500	2514.03	-723.11	-7677.51
212	6.000	2140.26	-753.22	-7452.87
213	6.500	1760.81	-748.85	-7222.45
214	7.000	1391.41	-715.51	-6986.25
215	7.500	1045.30	-657.68	-6744.28
216	8.000	733.74	-578.78	-6496.54
217	8.500	466.51	-481.37	-6243.03
218	9.000	252.36	-367.16	-5983.74
219	9.500	99.35	-250.95	-5751.49
220	9.800	40.59	-195.88	-5656.34

水平変位

$$= 1.9 \quad 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 2.500 \text{ m}$

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

$$= 5556.87 / 4.909 + (40.59 / 1.9175) \cdot (2.500/2 - 0.000)$$

$$= 1158 \quad 3000 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_B = K_s \times B$$

$$= 560459 \times -0.271 \times 10^{-3}$$

$$= 151.86 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\max} = 3507.71 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=3.000 \text{ m})$$

$$N = 8714.14 \text{ kN}$$

$$c = 4.0 \quad 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 4.6 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -56.6 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} = 1156.37 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 8727.11 \text{ kN} \quad M = 678.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m = 0.26 \quad 0.26 \text{ N/mm}^2 = ac$$

$$m = 0.26 \quad 2.55 \text{ N/mm}^2 = a2$$

$$b = 2171.3 \text{ mm}, \quad d = 2076.0 \text{ mm}, \quad pt = 0.200 \%$$

$$Ce = 0.839, \quad Cpt = 0.899, \quad CN = 1.000, \quad a1 = 0.35, \quad ac = 0.26, \quad a2 = 2.55$$

1/2M_{max}点

$$1/2M_{\max} = 1760.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=6.500 \text{ m})$$

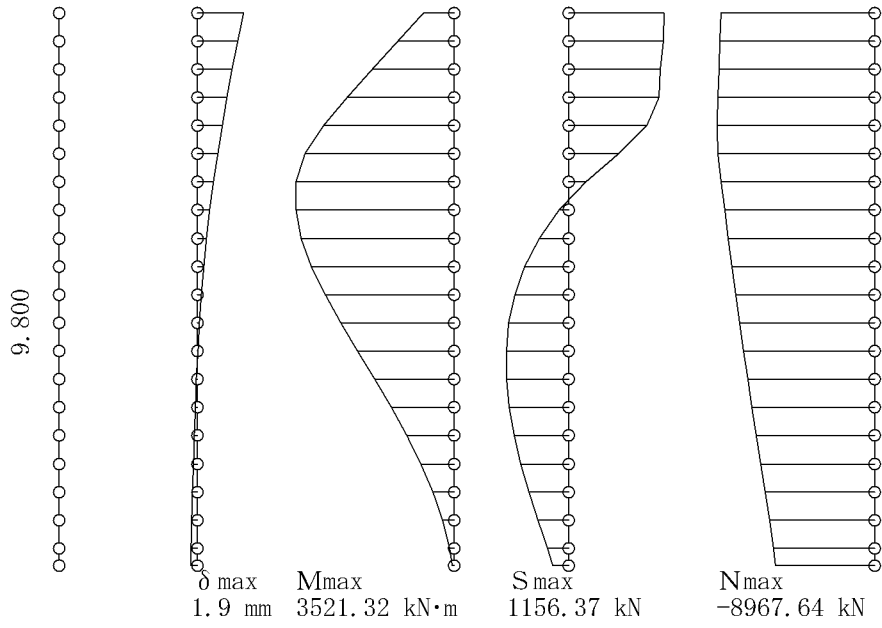
$$N = 7222.45 \text{ kN}$$

$$c = 2.6 \quad 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s = -6.7 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$s' = -36.8 \quad 300.0 \text{ N/mm}^2$$

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 x (mm)	鉛 直 変 位 y (mm)	回 転 変 位 (mrad)
8	0.000	-0.029	-5.475	-0.011
101	0.500	-0.033	-5.449	-0.008
102	1.000	-0.036	-5.422	-0.005
103	1.500	-0.038	-5.395	-0.002
104	2.000	-0.038	-5.369	0.000
105	2.500	-0.038	-5.341	0.002
106	3.000	-0.036	-5.315	0.003
107	3.500	-0.034	-5.288	0.004
108	4.000	-0.032	-5.263	0.005
109	4.500	-0.029	-5.237	0.006
110	5.000	-0.026	-5.212	0.006
111	5.500	-0.023	-5.188	0.006
112	6.000	-0.020	-5.164	0.006
113	6.500	-0.017	-5.141	0.007
114	7.000	-0.014	-5.118	0.006
115	7.500	-0.010	-5.096	0.006
116	8.000	-0.007	-5.074	0.006
117	8.500	-0.004	-5.053	0.006
118	9.000	-0.001	-5.033	0.006
119	9.500	0.002	-5.013	0.006
120	9.800	0.004	-5.002	0.006

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)
9	0.000	0.027	-5.473	0.012
201	0.500	0.032	-5.447	0.008
202	1.000	0.035	-5.421	0.005
203	1.500	0.037	-5.394	0.002
204	2.000	0.038	-5.367	0.000
205	2.500	0.037	-5.340	-0.002
206	3.000	0.036	-5.313	-0.003
207	3.500	0.034	-5.287	-0.004
208	4.000	0.032	-5.261	-0.005
209	4.500	0.029	-5.236	-0.006
210	5.000	0.026	-5.211	-0.006
211	5.500	0.023	-5.187	-0.006
212	6.000	0.020	-5.163	-0.006
213	6.500	0.017	-5.140	-0.006
214	7.000	0.014	-5.117	-0.006
215	7.500	0.011	-5.095	-0.006
216	8.000	0.007	-5.073	-0.006
217	8.500	0.004	-5.052	-0.006
218	9.000	0.001	-5.032	-0.006
219	9.500	-0.002	-5.012	-0.006
220	9.800	-0.004	-5.000	-0.006

荷重ケース 2 : 地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	水 平 変 位 x (mm)	鉛 直 変 位 y (mm)	回 転 変 位 (mrad)
8	0.000	1.833	-0.762	-0.479
101	0.500	1.598	-0.751	-0.462
102	1.000	1.372	-0.739	-0.441
103	1.500	1.158	-0.727	-0.414
104	2.000	0.959	-0.715	-0.383
105	2.500	0.776	-0.703	-0.347
106	3.000	0.612	-0.691	-0.309
107	3.500	0.467	-0.680	-0.271
108	4.000	0.340	-0.669	-0.235
109	4.500	0.232	-0.659	-0.200
110	5.000	0.140	-0.650	-0.168
111	5.500	0.063	-0.641	-0.141
112	6.000	-0.001	-0.632	-0.117
113	6.500	-0.055	-0.625	-0.097
114	7.000	-0.099	-0.617	-0.081
115	7.500	-0.136	-0.610	-0.068
116	8.000	-0.168	-0.604	-0.059
117	8.500	-0.196	-0.598	-0.053
118	9.000	-0.221	-0.593	-0.050
119	9.500	-0.246	-0.588	-0.048
120	9.800	-0.260	-0.585	-0.048

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)
9	0.000	1.878	-3.592	-0.461
201	0.500	1.650	-3.556	-0.451
202	1.000	1.429	-3.520	-0.435
203	1.500	1.217	-3.484	-0.413
204	2.000	1.017	-3.447	-0.385
205	2.500	0.832	-3.411	-0.353
206	3.000	0.664	-3.375	-0.317
207	3.500	0.515	-3.340	-0.281
208	4.000	0.383	-3.305	-0.245
209	4.500	0.270	-3.272	-0.210
210	5.000	0.173	-3.239	-0.179
211	5.500	0.090	-3.208	-0.151
212	6.000	0.021	-3.177	-0.127
213	6.500	-0.037	-3.147	-0.106
214	7.000	-0.086	-3.118	-0.090
215	7.500	-0.128	-3.090	-0.077
216	8.000	-0.164	-3.063	-0.068
217	8.500	-0.196	-3.037	-0.062
218	9.000	-0.226	-3.012	-0.058
219	9.500	-0.254	-2.988	-0.056
220	9.800	-0.271	-2.974	-0.056

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.58	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.67	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	4.72	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	4.65	2.79	82.34	41.17*	41.17
106	3.000	4.48	2.69	84.26	42.13*	42.13
107	3.500	4.25	2.55	86.19	43.09*	43.09
108	4.000	3.95	2.37	88.11	44.06*	44.06
109	4.500	3.61	2.17	90.04	45.02*	45.02
110	5.000	3.25	1.95	91.96	45.98*	45.98
111	5.500	2.87	1.72	93.89	46.94*	46.94
112	6.000	2.47	1.48	95.81	47.91*	47.91
113	6.500	2.07	1.24	97.74	48.87*	48.87
114	7.000	1.67	1.00	99.66	49.83*	49.83
115	7.500	1.27	0.76	101.59	50.79*	50.79
116	8.000	0.88	0.53	103.51	51.75*	51.75
117	8.500	0.49	0.29	105.43	52.72*	52.72
118	9.000	0.10	0.06	107.36	53.68*	53.68
119	9.500	-0.23	-0.18	109.28	54.64*	54.64
120	9.800	-0.16	-0.31	110.44	55.22*	55.22

底面反力

R_x : -1.19 kN
 R_y : 4672.16 kN
 R_M : -2.29 kN・m

底面せん断抵抗力

(常時ケースとして判定を行う)

H : 1.19 kN
 H_a : 1868.86 kN
 H = 1.19 kN ≤ H_a = 1868.86 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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.65	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	4.63	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	4.58	-2.75	82.42	41.21*	41.21
206	3.000	4.43	-2.66	84.34	42.17*	42.17
207	3.500	4.21	-2.53	86.27	43.13*	43.13
208	4.000	3.93	-2.36	88.19	44.10*	44.10
209	4.500	3.60	-2.16	90.11	45.06*	45.06
210	5.000	3.24	-1.95	92.04	46.02*	46.02
211	5.500	2.87	-1.72	93.96	46.98*	46.98
212	6.000	2.48	-1.49	95.89	47.94*	47.94
213	6.500	2.09	-1.25	97.81	48.91*	48.91
214	7.000	1.69	-1.02	99.74	49.87*	49.87
215	7.500	1.30	-0.78	101.66	50.83*	50.83
216	8.000	0.91	-0.54	103.59	51.79*	51.79
217	8.500	0.52	-0.31	105.51	52.76*	52.76
218	9.000	0.13	-0.08	107.44	53.72*	53.72
219	9.500	-0.20	0.15	109.36	54.68*	54.68
220	9.800	-0.14	0.29	110.51	55.26*	55.26

底面反力

R_x : 1.10 kN
 R_y : 4670.91 kN
 R_M : 2.27 kN・m

底面せん断抵抗力

(常時ケースとして判定を行う)

H : 1.10 kN
 H_a : 1868.36 kN
 H = 1.10 kN ≤ H_a = 1868.36 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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	40.72	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	235.95	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	191.00	-112.28*	112.28	51.89	61.75
106	3.000	150.58	-90.35	114.91	51.02	63.20
107	3.500	114.83	-68.90	117.53	50.20	64.64
108	4.000	83.72	-50.23	120.15	49.42	66.09
109	4.500	57.01	-34.21	122.78	48.68	67.53
110	5.000	34.39	-20.63	125.40	47.98	68.97
111	5.500	15.42	-9.25	128.03	47.32	70.42
112	6.000	-0.36	0.22	130.65	46.70	71.86
113	6.500	-13.44	8.06	133.28	46.12	73.30
114	7.000	-24.30	14.58	135.90	45.58	74.75
115	7.500	-33.42	20.05	138.53	45.07	76.19
116	8.000	-41.23	24.74	141.15	44.60	77.63
117	8.500	-48.13	28.88	143.77	44.16	79.08
118	9.000	-54.45	32.67	146.40	43.76	80.52
119	9.500	-48.36	36.27	149.02	43.40	81.96
120	9.800	-19.19	38.39	150.60	43.19	82.83

底面反力

R_x : 145.67 kN
 R_y : 1092.71 kN
 R_M : 34.74 kN・m

底面せん断抵抗力

(暴風またはレベル 1 地震時ケースとして判定を行う)

H : 145.67 kN, H_a : 546.36 kN
 H : 145.67 kN, H_a : 546.36 kN
 $\Sigma H_i = 297.53 \text{ kN} \leq \Sigma H_{a_i} = 3324.79 \text{ kN OK}$

* : 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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	42.78	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	250.26	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	204.78	-112.39*	112.39	61.81*	61.81
206	3.000	163.51	-98.11	115.01	63.26*	63.26
207	3.500	126.70	-76.02	117.64	64.70*	64.70
208	4.000	94.38	-56.63	120.26	66.14*	66.14
209	4.500	66.40	-39.84	122.88	67.59*	67.59
210	5.000	42.47	-25.48	125.51	69.03*	69.03
211	5.500	22.21	-13.32	128.13	70.47*	70.47
212	6.000	5.16	-3.10	130.76	71.92*	71.92
213	6.500	-9.13	5.48	133.38	73.36*	73.36
214	7.000	-21.17	12.70	136.01	74.80*	74.80
215	7.500	-31.41	18.85	138.63	76.25*	76.25
216	8.000	-40.31	24.18	141.25	77.69*	77.69
217	8.500	-48.25	28.95	143.88	79.13*	79.13
218	9.000	-55.58	33.35	146.50	80.58*	80.58
219	9.500	-50.06	37.55	149.13	82.02*	82.02
220	9.800	-20.01	40.02	150.70	82.89*	82.89

底面反力

R_x : 151.86 kN
 R_y : 5556.87 kN
 R_M : 40.59 kN・m

底面せん断抵抗力

(暴風またはレベル 1 地震時ケースとして判定を行う)

H : 151.86 kN, H_a : 2778.44 kN
 H : 151.86 kN, H_a : 2778.44 kN
 $\Sigma H_i = 297.53 \text{ kN} \leq \Sigma H_{a_i} = 3324.79 \text{ kN OK}$

* : 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)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	17583	0	0
102	1.000	17583	0	0
103	1.500	17583	0	0
104	2.000	123077	0	0
105	2.500	123077	147692	0
106	3.000	123077	147692	0
107	3.500	123077	147692	0
108	4.000	123077	147692	0
109	4.500	123077	147692	0
110	5.000	123077	147692	0
111	5.500	123077	147692	0
112	6.000	123077	147692	0
113	6.500	123077	147692	0
114	7.000	123077	147692	0
115	7.500	123077	147692	0
116	8.000	123077	147692	0
117	8.500	123077	147692	0
118	9.000	123077	147692	0
119	9.500	98460	118152	0
120	9.800	36923	44307	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 _w (kN/m)	水 平 せん 断 ば ね K _{sh} (kN/m)	鉛 直 せん 断 ば ね K _{sv} (kN/m)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	17583	0	0
202	1.000	17583	0	0
203	1.500	17583	0	0
204	2.000	123077	0	0
205	2.500	123077	147692	0
206	3.000	123077	147692	0
207	3.500	123077	147692	0
208	4.000	123077	147692	0
209	4.500	123077	147692	0
210	5.000	123077	147692	0
211	5.500	123077	147692	0
212	6.000	123077	147692	0
213	6.500	123077	147692	0
214	7.000	123077	147692	0
215	7.500	123077	147692	0
216	8.000	123077	147692	0
217	8.500	123077	147692	0
218	9.000	123077	147692	0
219	9.500	98460	118152	0
220	9.800	36923	44307	0

底面ばね

K_v : 934098 kN/mK_R : 364882 kN・m/radK_s : 280230 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_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_w (kN/m)	水平せん断ばね K_{sh} (kN/m)	鉛直せん断ばね K_{sv} (kN/m)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	35166	0	0
104	2.000	246153	0	0
105	2.500	246153	0	295384
106	3.000	246153	295384	295384
107	3.500	246153	295384	295384
108	4.000	246153	295384	295384
109	4.500	246153	295384	295384
110	5.000	246153	295384	295384
111	5.500	246153	295384	295384
112	6.000	246153	295384	295384
113	6.500	246153	295384	295384
114	7.000	246153	295384	295384
115	7.500	246153	295384	295384
116	8.000	246153	295384	295384
117	8.500	246153	295384	295384
118	9.000	246153	295384	295384
119	9.500	196920	236304	236304
120	9.800	73845	88614	88614

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)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	35166	0	0
204	2.000	246153	0	0
205	2.500	246153	0	0
206	3.000	246153	295384	0
207	3.500	246153	295384	0
208	4.000	246153	295384	0
209	4.500	246153	295384	0
210	5.000	246153	295384	0
211	5.500	246153	295384	0
212	6.000	246153	295384	0
213	6.500	246153	295384	0
214	7.000	246153	295384	0
215	7.500	246153	295384	0
216	8.000	246153	295384	0
217	8.500	246153	295384	0
218	9.000	246153	295384	0
219	9.500	196920	236304	0
220	9.800	73845	88614	0

底面ばね

K_v : 1868196 kN/mK_r : 729764 kN・m/radK_s : 560459 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 2.500 mA_v : 4.909 m²

3.3 フレーム解析結果

3.3.1 支点反力

荷重ケース 1 : 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)
8	0.00	0.00	0.00
101	0.58	0.00	0.00
102	0.64	0.00	0.00
103	0.67	0.00	0.00
104	4.72	0.00	0.00
105	10.23	164.68	0.00
106	9.87	168.53	0.00
107	9.34	172.38	0.00
108	8.69	176.23	0.00
109	7.95	180.08	0.00
110	7.15	183.93	0.00
111	6.30	187.77	0.00
112	5.44	191.62	0.00
113	4.56	195.47	0.00
114	3.68	199.32	0.00
115	2.80	203.17	0.00
116	1.93	207.02	0.00
117	1.07	210.87	0.00
118	0.21	214.72	0.00
119	-0.51	174.85	0.00
120	-1.54	4738.42	-2.29
9	0.00	0.00	0.00
201	-0.56	0.00	0.00
202	-0.62	0.00	0.00
203	-0.65	0.00	0.00
204	-4.63	0.00	0.00
205	-10.08	164.83	0.00
206	-9.75	168.68	0.00
207	-9.26	172.53	0.00
208	-8.64	176.38	0.00
209	-7.92	180.23	0.00
210	-7.14	184.08	0.00
211	-6.31	187.93	0.00
212	-5.46	191.78	0.00
213	-4.59	195.63	0.00
214	-3.72	199.48	0.00
215	-2.86	203.32	0.00
216	-2.00	207.17	0.00
217	-1.14	211.02	0.00
218	-0.29	214.87	0.00
219	0.44	174.98	0.00
220	1.42	4737.22	2.27

$R_x = 0.00$ (kN) 、 $R_y = 15139.18$ (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)
8	0.00	0.00	0.00
101	0.00	0.00	0.00
102	0.00	0.00	0.00
103	-40.72	0.00	0.00
104	-235.95	0.00	0.00
105	-415.57	207.56	0.00
106	-331.27	204.09	0.00
107	-252.63	200.80	0.00
108	-184.18	197.68	0.00
109	-125.43	194.73	0.00
110	-75.65	191.93	0.00
111	-33.92	189.30	0.00
112	0.80	186.82	0.00
113	29.56	184.49	0.00
114	53.46	182.31	0.00
115	73.52	180.28	0.00
116	90.71	178.40	0.00
117	105.89	176.65	0.00
118	119.79	175.05	0.00
119	106.39	138.87	0.00
120	187.89	1144.54	34.74
9	0.00	0.00	0.00
201	0.00	0.00	0.00
202	0.00	0.00	0.00
203	-42.78	0.00	0.00
204	-250.26	0.00	0.00
205	-429.55	247.25	0.00
206	-359.72	253.02	0.00
207	-278.74	258.80	0.00
208	-207.64	264.57	0.00
209	-146.09	270.34	0.00
210	-93.44	276.12	0.00
211	-48.85	281.89	0.00
212	-11.36	287.67	0.00
213	20.10	293.44	0.00
214	46.57	299.21	0.00
215	69.11	304.99	0.00
216	88.67	310.76	0.00
217	106.15	316.53	0.00
218	122.28	322.31	0.00
219	110.13	262.46	0.00
220	195.88	5656.34	40.59

$R_x = -2036.85$ (kN) 、 $R_y = 13839.20$ (kN)

3.3.2 格点变位

荷重ケース 1 : 常時

格点 番号	水平变位 x (mm)	鉛直变位 y (mm)	回转变位 (mrad)
1	-0.00087	-5.45251	-0.01108
2	-0.00087	-5.47467	-0.01108
3	-0.00126	-5.49730	0.00022
4	-0.00126	-5.49727	0.00022
5	-0.00126	-5.49725	0.00022
6	-0.00165	-5.47335	0.01152
7	-0.00165	-5.45031	0.01152
8	-0.02858	-5.47467	-0.01108
9	0.02715	-5.47334	0.01152
10	-0.00181	-5.49728	0.00022
101	-0.03323	-5.44851	-0.00761
102	-0.03627	-5.42210	-0.00458
103	-0.03789	-5.39545	-0.00198
104	-0.03832	-5.36856	0.00019
105	-0.03777	-5.34142	0.00195
106	-0.03643	-5.31471	0.00333
107	-0.03449	-5.28843	0.00438
108	-0.03210	-5.26262	0.00517
109	-0.02936	-5.23728	0.00573
110	-0.02640	-5.21242	0.00610
111	-0.02329	-5.18808	0.00633
112	-0.02008	-5.16425	0.00646
113	-0.01684	-5.14095	0.00650
114	-0.01359	-5.11821	0.00650
115	-0.01035	-5.09604	0.00646
116	-0.00713	-5.07445	0.00641
117	-0.00394	-5.05345	0.00636
118	-0.00077	-5.03308	0.00631
119	0.00237	-5.01333	0.00628
120	0.00425	-5.00179	0.00626
201	0.03202	-5.44718	0.00802
202	0.03525	-5.42077	0.00495
203	0.03705	-5.39412	0.00232
204	0.03764	-5.36722	0.00012
205	0.03723	-5.34007	-0.00167
206	0.03603	-5.31335	-0.00309
207	0.03420	-5.28708	-0.00417
208	0.03190	-5.26126	-0.00499
209	0.02925	-5.23592	-0.00557
210	0.02636	-5.21107	-0.00597
211	0.02331	-5.18672	-0.00622
212	0.02016	-5.16289	-0.00636
213	0.01697	-5.13960	-0.00641
214	0.01376	-5.11686	-0.00642
215	0.01055	-5.09468	-0.00639
216	0.00737	-5.07309	-0.00635
217	0.00421	-5.05210	-0.00630
218	0.00107	-5.03173	-0.00626
219	-0.00205	-5.01198	-0.00622
220	-0.00392	-5.00045	-0.00621

荷重ケース 2 : 地震時

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回轉變位 (mrad)
1	3.03158	0.19668	-0.47927
2	3.03158	-0.76186	-0.47927
3	3.03457	-2.14829	-0.47607
4	3.03457	-2.19590	-0.47607
5	3.03457	-2.24351	-0.47607
6	3.03073	-3.59159	-0.46090
7	3.03073	-4.51338	-0.46090
8	1.83341	-0.76185	-0.47927
9	1.87849	-3.59158	-0.46090
10	4.22476	-2.19591	-0.47608
101	1.59777	-0.75051	-0.46247
102	1.37177	-0.73891	-0.44068
103	1.15790	-0.72708	-0.41401
104	0.95855	-0.71499	-0.38262
105	0.77595	-0.70267	-0.34721
106	0.61172	-0.69094	-0.30950
107	0.46651	-0.67980	-0.27142
108	0.34011	-0.66923	-0.23451
109	0.23162	-0.65923	-0.19989
110	0.13969	-0.64977	-0.16839
111	0.06263	-0.64085	-0.14051
112	-0.00147	-0.63246	-0.11655
113	-0.05459	-0.62458	-0.09659
114	-0.09872	-0.61721	-0.08056
115	-0.13577	-0.61033	-0.06823
116	-0.16751	-0.60395	-0.05929
117	-0.19554	-0.59804	-0.05329
118	-0.22120	-0.59262	-0.04972
119	-0.24557	-0.58766	-0.04800
120	-0.25991	-0.58490	-0.04761
201	1.65031	-3.55590	-0.45081
202	1.42867	-3.51997	-0.43478
203	1.21650	-3.48380	-0.41293
204	1.01669	-3.44739	-0.38540
205	0.83192	-3.41073	-0.35296
206	0.66426	-3.37483	-0.31738
207	0.51472	-3.33972	-0.28072
208	0.38344	-3.30542	-0.24465
209	0.26977	-3.27195	-0.21043
210	0.17254	-3.23933	-0.17898
211	0.09021	-3.20760	-0.15094
212	0.02098	-3.17677	-0.12667
213	-0.03711	-3.14687	-0.10632
214	-0.08600	-3.11792	-0.08988
215	-0.12761	-3.08994	-0.07718
216	-0.16375	-3.06296	-0.06790
217	-0.19601	-3.03700	-0.06164
218	-0.22580	-3.01209	-0.05789
219	-0.25422	-2.98824	-0.05605
220	-0.27096	-2.97446	-0.05562

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	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-287.87	-575.75	0.00
	j	2.000	-1151.50	-1151.50	0.00
2(2- 3)	i	0.000	-1714.32	5238.97	-83.77
	1	1.450	5276.92	4404.13	-83.77
	2	1.650	6146.23	4288.98	-83.77
	j	2.900	11057.65	3569.29	-83.77
3(3- 4)	i	0.000	11057.65	3569.28	-83.77
	j	0.100	11411.70	3511.71	-83.77
4(4- 5)	i	0.000	11411.70	-3512.79	-83.77
	j	0.100	11057.54	-3570.37	-83.77
5(5- 6)	i	0.000	11057.54	-3570.37	-83.77
	1	1.250	6144.78	-4290.05	-83.77
	j	2.900	-1717.55	-5240.04	-83.77
6(6- 7)	i	0.000	-1151.50	1151.50	0.00
	1	0.850	-380.71	662.11	0.00
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	562.82	-83.77	-6390.47
	j	2.500	353.40	-83.77	-6390.47
8(6- 9)	i	0.000	-566.05	83.77	-6391.54
	j	2.500	-356.63	83.77	-6391.54
9(4- 10)	i	0.000	0.00	0.00	-7024.50
	j	2.500	0.00	0.00	-7024.50
100(8-101)	i	0.000	353.40	-83.77	-6390.47
	j	0.500	311.52	-83.77	-6450.60
101(101-102)	i	0.000	311.52	-83.18	-6450.60
	j	0.500	269.92	-83.18	-6510.73
102(102-103)	i	0.000	269.92	-82.55	-6510.73
	j	0.500	228.65	-82.55	-6570.86
103(103-104)	i	0.000	228.65	-81.88	-6570.86
	j	0.500	187.71	-81.88	-6630.99
104(104-105)	i	0.000	187.71	-77.16	-6630.99
	j	0.500	149.13	-77.16	-6691.13
105(105-106)	i	0.000	149.13	-66.94	-6526.45
	j	0.500	115.66	-66.94	-6586.58
106(106-107)	i	0.000	115.66	-57.07	-6418.05
	j	0.500	87.12	-57.07	-6478.18
107(107-108)	i	0.000	87.12	-47.73	-6305.80
	j	0.500	63.26	-47.73	-6365.93
108(108-109)	i	0.000	63.26	-39.04	-6189.71
	j	0.500	43.73	-39.04	-6249.84
109(109-110)	i	0.000	43.73	-31.09	-6069.76
	j	0.500	28.19	-31.09	-6129.90
110(110-111)	i	0.000	28.19	-23.94	-5945.97
	j	0.500	16.22	-23.94	-6006.10
111(111-112)	i	0.000	16.22	-17.64	-5818.33
	j	0.500	7.40	-17.64	-5878.46
112(112-113)	i	0.000	7.40	-12.20	-5686.84
	j	0.500	1.30	-12.20	-5746.97
113(113-114)	i	0.000	1.30	-7.64	-5551.50
	j	0.500	-2.52	-7.64	-5611.63
114(114-115)	i	0.000	-2.52	-3.96	-5412.31
	j	0.500	-4.50	-3.96	-5472.44
115(115-116)	i	0.000	-4.50	-1.16	-5269.27
	j	0.500	-5.08	-1.16	-5329.40
116(116-117)	i	0.000	-5.08	0.77	-5122.38
	j	0.500	-4.69	0.77	-5182.52
117(117-118)	i	0.000	-4.69	1.84	-4971.65
	j	0.500	-3.77	1.84	-5031.78
118(118-119)	i	0.000	-3.77	2.05	-4817.06
	j	0.500	-2.75	2.05	-4877.20
119(119-120)	i	0.000	-2.75	1.54	-4702.34
	j	0.300	-2.29	1.54	-4738.42
200(9-201)	i	0.000	-356.63	83.77	-6391.54
	j	0.500	-314.74	83.77	-6451.67
201(201-202)	i	0.000	-314.74	83.21	-6451.67
	j	0.500	-273.14	83.21	-6511.80
202(202-203)	i	0.000	-273.14	82.59	-6511.80
	j	0.500	-231.85	82.59	-6571.94
203(203-204)	i	0.000	-231.85	81.93	-6571.94

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)
204(204-205)	j	0.500	-190.88	81.93	-6632.07
		0.000	-190.88	77.30	-6632.07
205(205-206)	j	0.500	-152.23	77.30	-6692.20
		0.000	-152.23	67.22	-6527.37
206(206-207)	j	0.500	-118.62	67.22	-6587.50
		0.000	-118.62	57.47	-6418.82
207(207-208)	j	0.500	-89.89	57.47	-6478.95
		0.000	-89.89	48.21	-6306.42
208(208-209)	j	0.500	-65.78	48.21	-6366.55
		0.000	-65.78	39.57	-6190.17
209(209-210)	j	0.500	-46.00	39.57	-6250.30
		0.000	-46.00	31.65	-6070.07
210(210-211)	j	0.500	-30.17	31.65	-6130.20
		0.000	-30.17	24.51	-5946.12
211(211-212)	j	0.500	-17.92	24.51	-6006.25
		0.000	-17.92	18.20	-5818.33
212(212-213)	j	0.500	-8.82	18.20	-5878.46
		0.000	-8.82	12.74	-5686.68
213(213-214)	j	0.500	-2.45	12.74	-5746.81
		0.000	-2.45	8.15	-5551.19
214(214-215)	j	0.500	1.63	8.15	-5611.32
		0.000	1.63	4.42	-5411.84
215(215-216)	j	0.500	3.84	4.42	-5471.98
		0.000	3.84	1.56	-5268.65
216(216-217)	j	0.500	4.62	1.56	-5328.78
		0.000	4.62	-0.43	-5121.61
217(217-218)	j	0.500	4.41	-0.43	-5181.74
		0.000	4.41	-1.57	-4970.72
218(218-219)	j	0.500	3.62	-1.57	-5030.85
		0.000	3.62	-1.86	-4815.98
219(219-220)	j	0.500	2.69	-1.86	-4876.11
		0.000	2.69	-1.42	-4701.14
	j	0.300	2.27	-1.42	-4737.22

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	0.00	0.00	0.00
		1.000	-287.88	-575.75	-95.55
2(2- 3)	j	2.000	-1151.50	-1151.50	-191.10
		0.000	-83.52	1603.41	783.03
		1.450	1636.16	768.57	644.48
	i	1.650	1778.36	653.42	625.37
		2.900	2145.33	-66.27	505.94
		0.000	2145.33	-66.29	505.94
3(3- 4)	j	0.100	2135.83	-123.86	496.38
		0.000	16771.82	-5848.35	-678.62
4(4- 5)	i	0.100	16184.11	-5905.92	-688.17
		0.000	16184.11	-5905.94	-688.17
5(5- 6)	j	1.250	8351.88	-6625.63	-807.61
		2.900	-3364.14	-7575.61	-965.27
6(6- 7)	i	0.000	-1151.50	1151.50	191.10
		0.850	-380.71	662.11	109.88
7(2- 8)	j	2.000	0.00	0.00	0.00
		0.000	-1067.98	974.13	-2754.91
8(6- 9)	i	2.500	1367.35	974.13	-2754.91
		0.000	-2212.64	1156.37	-8727.11
9(4- 10)	j	2.500	678.28	1156.37	-8727.11
		0.000	-14636.00	1175.00	-5724.50
100(8-101)	i	2.500	-11698.50	1175.00	-5724.50
		0.000	1367.35	974.13	-2754.91
101(101-102)	j	0.500	1851.85	963.89	-2815.04
		0.000	1851.85	963.89	-2815.04
102(102-103)	i	0.500	2324.65	927.31	-2875.17
		0.000	2324.65	927.31	-2875.17
103(103-104)	j	0.500	2788.30	927.31	-2935.30
		0.000	2788.30	886.59	-2935.30
104(104-105)	i	0.500	3231.59	886.59	-2995.44
		0.000	3231.59	650.64	-2995.44
105(105-106)	j	0.500	3556.91	650.64	-3055.57
		0.000	3556.91	235.07	-2848.01
106(106-107)	i	0.500	3674.45	235.07	-2908.14
		0.000	3674.45	-96.20	-2704.05
107(107-108)	j	0.500	3626.34	-96.20	-2764.18
		0.000	3626.34	-348.84	-2563.38
108(108-109)	i	0.500	3451.93	-348.84	-2623.51
		0.000	3451.93	-533.02	-2425.83
109(109-110)	j	0.500	3185.42	-533.02	-2485.96
		0.000	3185.42	-658.45	-2291.24
110(110-111)	i	0.500	2856.20	-658.45	-2351.37
		0.000	2856.20	-734.10	-2159.44
111(111-112)	j	0.500	2489.15	-734.10	-2219.57
		0.000	2489.15	-768.01	-2030.27
112(112-113)	i	0.500	2105.14	-768.01	-2090.41
		0.000	2105.14	-767.22	-1903.59
113(113-114)	j	0.500	1721.53	-767.22	-1963.72
		0.000	1721.53	-737.66	-1779.23
114(114-115)	i	0.500	1352.70	-737.66	-1839.36
		0.000	1352.70	-684.20	-1657.05
115(115-116)	j	0.500	1010.60	-684.20	-1717.18
		0.000	1010.60	-610.68	-1536.90
116(116-117)	i	0.500	705.27	-610.68	-1597.03
		0.000	705.27	-519.96	-1418.64
117(117-118)	j	0.500	445.28	-519.96	-1478.77
		0.000	445.28	-414.07	-1302.12
118(118-119)	i	0.500	238.25	-414.07	-1362.25
		0.000	238.25	-294.28	-1187.20
119(119-120)	j	0.500	91.11	-294.28	-1247.33
		0.000	91.11	-187.89	-1108.47
200(9-201)	i	0.300	34.74	-187.89	-1144.54
		0.000	678.28	1156.37	-8727.11
201(201-202)	j	0.500	1253.91	1146.12	-8787.25
		0.000	1253.91	1146.12	-8787.25
202(202-203)	i	0.500	1817.83	1109.54	-8847.38
		0.000	1817.83	1109.54	-8847.38
203(203-204)	j	0.500	2372.60	1109.54	-8907.51
		0.000	2372.60	1066.77	-8907.51
204(204-205)	i	0.500	2905.98	1066.77	-8967.64
		0.000	2905.98	816.50	-8967.64
	j	0.500	3314.23	816.50	-9027.77

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)
205(205-206)	i	0.000	3314.23	386.95	-8780.52
		0.500	3507.71	386.95	-8840.66
206(206-207)	j	0.000	3507.71	27.23	-8587.63
		0.500	3521.32	27.23	-8647.76
207(207-208)	i	0.000	3521.32	-251.51	-8388.96
		0.500	3395.57	-251.51	-8449.10
208(208-209)	j	0.000	3395.57	-459.15	-8184.53
		0.500	3165.99	-459.15	-8244.66
209(209-210)	i	0.000	3165.99	-605.24	-7974.31
		0.500	2863.37	-605.24	-8034.44
210(210-211)	j	0.000	2863.37	-698.68	-7758.33
		0.500	2514.03	-698.68	-7818.46
211(211-212)	i	0.000	2514.03	-747.54	-7536.57
		0.500	2140.26	-747.54	-7596.70
212(212-213)	j	0.000	2140.26	-758.90	-7309.03
		0.500	1760.81	-758.90	-7369.16
213(213-214)	i	0.000	1760.81	-738.80	-7075.73
		0.500	1391.41	-738.80	-7135.86
214(214-215)	j	0.000	1391.41	-692.23	-6836.65
		0.500	1045.30	-692.23	-6896.78
215(215-216)	i	0.000	1045.30	-623.12	-6591.79
		0.500	733.74	-623.12	-6651.92
216(216-217)	j	0.000	733.74	-534.45	-6341.16
		0.500	466.51	-534.45	-6401.30
217(217-218)	i	0.000	466.51	-428.30	-6084.76
		0.500	252.36	-428.30	-6144.89
218(218-219)	j	0.000	252.36	-306.02	-5822.59
		0.500	99.35	-306.02	-5882.72
219(219-220)	i	0.000	99.35	-195.88	-5620.26
		0.300	40.59	-195.88	-5656.34

4章 杭頭接合計算

4.1 設計条件

・杭番号1

1) 杭頭接合方法及び諸元

接合方法：方法B

杭 径：D = 2500 (mm)

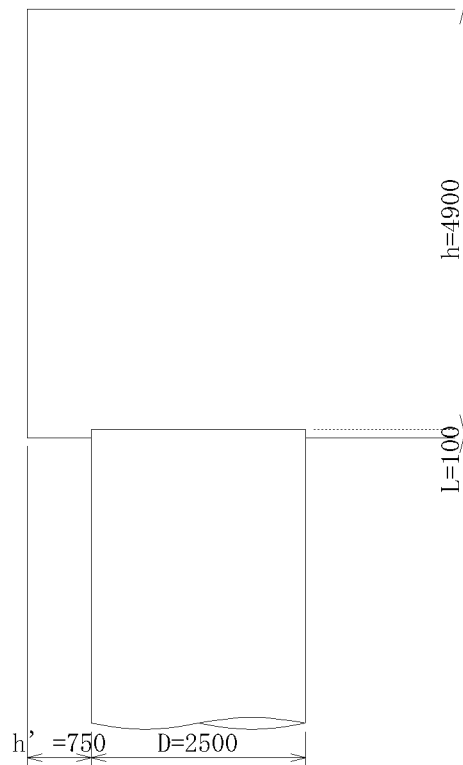
材 料：フーチングコンクリート設計基準強度 $c_k = 24 \text{ N/mm}^2$

杭の埋込み長： $L = 100$ (mm)

垂直方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ： $h = 4900$ (mm)

水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ： $h' = 750$ (mm)

2) 杭頭部形状図



・杭番号2

1) 杭頭接合方法及び諸元

接合方法：方法B

杭 径：D = 2500 (mm)

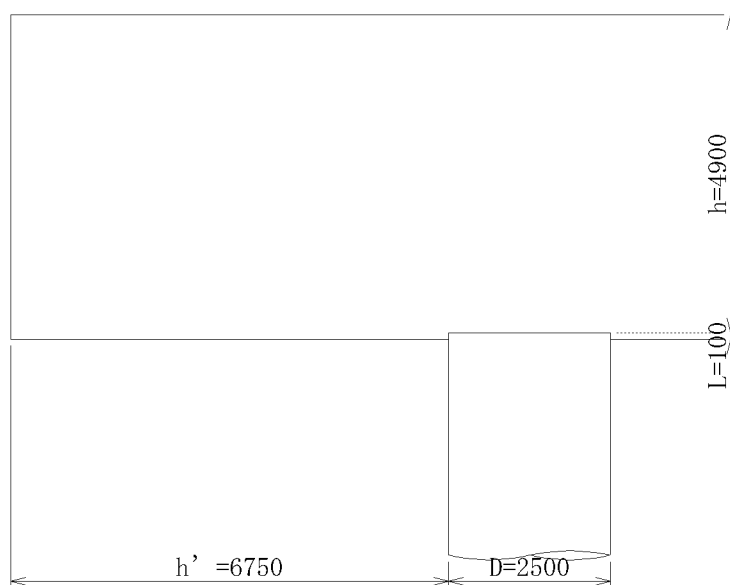
材 料：フーチングコンクリート設計基準強度 $ck = 24 \text{ N/mm}^2$

杭の埋込み長： $L = 100$ (mm)

垂直方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ： $h = 4900$ (mm)

水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ： $h' = 6750$ (mm)

2) 杭頭部形状図



4.2 杭番号1の照査

・杭頭作用力

荷重 ケース	荷重タイトル	鉛直反力	水平反力	モーメント
		N (kN)	H (kN)	M (kN・m)
1	常時	6390.47	83.77	353.40
2	地震時	2754.91	974.13	1367.35

・杭頭とフーチング接合部の応力度照査

(1) 押込み力に対する照査

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{N}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{cva}$$

荷重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	常時	6390.47	1.30	7.20	OK
2	地震時	2754.91	0.56	10.80	OK

2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{4N}{\left(3\pi - 4\cos^{-1}\frac{D+2d}{D+h}\right)(D+h)h} \leq \tau_a$$

$$d = 750 \text{ (mm)}$$

荷重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	6390.47	0.130	0.900	OK
2	地震時	2754.91	0.056	0.900	OK

(2) 水平力に対する照査

1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot L} \leq \sigma_{cha}$$

荷重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	常時	83.77	0.34	7.20	OK
2	地震時	974.13	3.90	10.80	OK

2)フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' \cdot (2L+D+2h')} \leq \tau_a$$

荷重ケース	荷重タイトル	H (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	83.77	0.027	0.900	OK
2	地震時	974.13	0.309	0.900	OK

・仮想鉄筋コンクリート断面照査

断面半径 R = 145.0 (cm)

段	かぶり(cm)	鉄筋
1	35.0	D29 - 28

荷重ケース	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)				判定
	M (kN.m)	N (kN)		c	ca	s	sa	
1	353.40	6390.47	1101.1	1.07	8.00	-15.55	160.00	OK
2	1367.35	2754.91	245.6	0.96	12.00	-12.38	300.00	OK

・杭頭補強鉄筋の定着長

(1)杭頭補強鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L_o &= \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \\
 &= \frac{200.00}{4 \cdot 1.600} \cdot 29 \\
 &= 906 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(2)鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L &= L_o + D/2 \\
 &= 906 + 2500 / 2 \\
 &= 2156 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.3 杭番号2の照査

・杭頭作用力

荷重 ケース	荷重タイトル	鉛直反力	水平反力	モーメント
		N (kN)	H (kN)	M (kN・m)
1	常時	6391.54	83.77	356.63
2	地震時	8727.11	1156.37	678.28

・杭頭とフーチング接合部の応力度照査

(1) 押込み力に対する照査

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{N}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{cva}$$

荷重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	常時	6391.54	1.30	7.20	OK
2	地震時	8727.11	1.78	10.80	OK

2) フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{4N}{\left(3\pi - 4\cos^{-1}\frac{D+2d}{D+h}\right)(D+h)h} \leq \tau_a$$

d = 750 (mm)

荷重 ケース	荷重タイトル	N (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	6391.54	0.130	0.900	OK
2	地震時	8727.11	0.177	0.900	OK

(2) 水平力に対する照査

1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{D \cdot L} \leq \sigma_{cha}$$

荷重 ケース	荷重タイトル	H (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	常時	83.77	0.34	7.20	OK
2	地震時	1156.37	4.63	10.80	OK

2)フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h' \cdot (2L+D+2h')} \leq \tau_a$$

荷重ケース	荷重タイトル	H (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	常時	83.77	0.001	0.900	OK
2	地震時	1156.37	0.011	0.900	OK

・仮想鉄筋コンクリート断面照査

断面半径 R = 145.0 (cm)

段	かぶり(cm)	鉄筋
1	35.0	D29 - 28

荷重ケース	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)				判定
	M (kN.m)	N (kN)		c	ca	s	sa	
1	356.63	6391.54	1092.6	1.07	8.00	-15.56	160.00	OK
2	678.28	8727.11	825.3	1.54	12.00	-22.12	300.00	OK

・杭頭補強鉄筋の定着長

(1)杭頭補強鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L_o &= \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \\
 &= \frac{200.00}{4 \cdot 1.600} \cdot 29 \\
 &= 906 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(2)鉄筋の定着長

$$\begin{aligned}
 L &= L_o + D/2 \\
 &= 906 + 2500 / 2 \\
 &= 2156 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5章 フーチングの照査(許容応力度法)(骨組み解析)

5.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	ck = 24.00 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	ca = 8.00 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	a1 = 0.23 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	a2 = 1.70 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	Ec = 2.50 × 10 ⁴ (N/mm ²)
鉄筋の降伏点 (軸方向鉄筋)	sy = 345.00 (N/mm ²)
鉄筋の降伏点 (上記以外)	sy = 345.00 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	sa = 160.00 (N/mm ²)
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値 (*1)	sa = 200.00 (N/mm ²)
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値 (*2)	sa = 200.00 (N/mm ²)

(*1)軸方向鉄筋, (*2)軸方向鉄筋以外
鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材 No	i端からの距離(m)
1	一般	2.000	杭1	1	2.000
2	一般	3.650	柱左端	2	1.650
3	一般	6.350	柱右端	5	1.250
4	一般	8.000	杭2	5	2.900

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	8.850	1/2H位置(右)	6	0.850

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 1/2H位置(右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

5.2 荷重ケース1

5.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	6390.47
2 L= 3.000	6391.54

5.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-342.86	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅	B'	mm	5000.0	
全幅	B	mm	5000.0	
有効幅の換算係数	(B/B')	—	1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-342.86

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-342.86			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4850.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	450			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2			
	s(N/mm ²)	23.3			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0			
	sa(N/mm ²)	160.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	582.87
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L' = -1.350 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	1229.25
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	1229.25

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	1229.25			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4750.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	1672			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.9			
	s(N/mm ²)	85.2			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0			
	sa(N/mm ²)	160.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	2089.72
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	1228.96
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	1228.96

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	1228.96			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4750.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	1671			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.9			
	s(N/mm ²)	85.2			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0			
	sa(N/mm ²)	160.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	2089.22
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-343.51
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	-343.51

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-343.51
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4850.0
必要鉄筋量	(mm ²)	450
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2
	s(N/mm ²)	23.3
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0
	sa(N/mm ²)	160.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	583.97
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

5.2.3 せん断に対する照査

照査位置 1: 1/2H位置(右) 区分: 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	132.42	0.00	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	132.422
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	5000.0
有効高				d	mm	4750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²	31.768 × 10 ²
			2	4750		
応力度				m	N/mm ²	0.03
許容応力度				a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				a	N/mm ²	0.57
許容応力度				a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	0.0
補正係数				Ce		0.612
				Cpt		0.634
				Cdc		6.400
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2714.14
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.000
	d/1.15				mm	4130
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

5.3 荷重ケース2

5.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	2754.91
2 L= 3.000	8727.11

5.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L' = -3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-230.30	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅	B'	mm	5000.0	
全幅	B	mm	5000.0	
有効幅の換算係数	(B/B')	—	1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-230.30

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-230.30			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4850.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	160			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2			
	s(N/mm ²)	15.6			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0			
	sa(N/mm ²)	300.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	391.51
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L' = -1.350 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	355.67
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	355.67

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	355.67
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4750.0
必要鉄筋量	(mm ²)	253
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2
	s(N/mm ²)	24.7
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0
	sa(N/mm ²)	300.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	604.64
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	1670.38
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	1670.38

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	1670.38			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4750.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	1206			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83			
応 力 度	c(N/mm ²)	1.2			
	s(N/mm ²)	115.8			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0			
	sa(N/mm ²)	300.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	2839.64
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4 : 杭2 区分 : 一般 (上側引張)

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

骨組み解析結果	Mo	kN.m/m	-672.83
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント M=	Mo	kN.m/m	-672.83

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-672.83
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4850.0
必要鉄筋量	(mm ²)	471
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16
応 力 度	c(N/mm ²)	0.5
	s(N/mm ²)	45.7
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0
	sa(N/mm ²)	300.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	1143.81
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査 : 1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

5.3.3 せん断に対する照査

照査位置 1: 1/2H位置(右) 区分: 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
骨組み解析結果	132.42	0.00	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	132.422
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	5000.0
有効高				d	mm	4750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²	31.768 × 10 ²
			2	4750		
応力度				m	N/mm ²	0.03
許容応力度				a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				a	N/mm ²	0.87
許容応力度				a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	0.0
補正係数				Ce		0.612
				Cpt		0.634
				Cdc		6.400
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	4130.21
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.000
	d/1.15				mm	4130
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

6章 フーチングの照査(許容応力度法)(片持ち梁解析)

6.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度	ck = 24.00 (N/mm ²)
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	ca = 8.00 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	a1 = 0.23 (N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	a2 = 1.70 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	Ec = 2.50 × 10 ⁴ (N/mm ²)
鉄筋の降伏点 (軸方向鉄筋)	sy = 345.00 (N/mm ²)
鉄筋の降伏点 (上記以外)	sy = 345.00 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	sa = 160.00 (N/mm ²)
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値 (*1)	sa = 200.00 (N/mm ²)
鉄筋の地震時許容引張応力度の基本値 (*2)	sa = 200.00 (N/mm ²)

(*1)軸方向鉄筋, (*2)軸方向鉄筋以外

鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	2.000	杭1	-	-
2	一般	3.650	柱左端	-	-
3	一般	6.350	柱右端	-	-
4	一般	8.000	杭2	-	-

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

モーメント集計位置 Y = 2.500 m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250.0
2	下縁かぶり	25.0	D32	250.0

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	8.850	1/2H位置(右)	-	-

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 1/2H位置(右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

6.2 荷重ケース1

6.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	6390.47
2 L= 3.000	6391.54

6.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1: 杭1 区分: 一般 (上側引張)

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L'= -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00	
フーチング自重	kN.m/m	-230.30	
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00	
合計	Mo	kN.m/m	-230.30
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')	—		1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	-230.30

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-230.30			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4850.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	301			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2	150 4750	31.768 × 10 ² 31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2			
	s(N/mm ²)	15.6			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0			
	sa(N/mm ²)	160.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	391.51
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L'= -1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-767.04
杭頭鉛直反力		kN.m/m	2108.85
合計	Mo	kN.m/m	1341.81
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	1341.81

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	1341.81
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4750.0
必要鉄筋量	(mm ²)	1828
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83
応 力 度	c(N/mm ²)	0.9
	s(N/mm ²)	93.0
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0
	sa(N/mm ²)	160.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	2281.08
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-767.04
杭頭鉛直反力		kN.m/m	2109.21
合計	Mo	kN.m/m	1342.17
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	1342.17

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	1342.17
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4750.0
必要鉄筋量	(mm ²)	1828
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83
応 力 度	c(N/mm ²)	0.9
	s(N/mm ²)	93.0
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0
	sa(N/mm ²)	160.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	2281.68
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-230.30
杭頭鉛直反力		kN.m/m	0.00
合計	Mo	kN.m/m	-230.30
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	-230.30

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-230.30
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4850.0
必要鉄筋量	(mm ²)	301
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2
	s(N/mm ²)	15.6
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	8.0
	sa(N/mm ²)	160.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	391.51
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

6.2.3 せん断に対する照査

照査位置 1 : 1/2H位置(右) 区分 : 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -132.42	— —	— —
杭頭鉛直反力	0.00	0.00	0.00
合計	-132.42	0.00	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	132.423
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	5000.0
有効高				d	mm	4750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²	31.768 × 10 ²
			2	4750		
応力度				m	N/mm ²	0.03
許容応力度				a1	N/mm ²	0.23
許容応力度				a	N/mm ²	0.57
許容応力度				a2	N/mm ²	1.70
せん断スパン				a	mm	0.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.612 0.634 6.400
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	2714.14
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			sa	N/mm ²	160.00
	補正係数			Cds		0.000
	d/1.15				mm	4130
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

6.3 荷重ケース2

6.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本
1 L=-3.000	2754.91
2 L= 3.000	8727.11

6.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L'= -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00	
フーチング自重	kN.m/m	-230.30	
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00	
合計	Mo	kN.m/m	-230.30
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')	—		1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	-230.30

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-230.30			
部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
有効高	d(mm)	4850.0			
必要鉄筋量	(mm ²)	160			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16			
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2			
	s(N/mm ²)	15.6			
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0			
	sa(N/mm ²)	300.0			

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	391.51
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)
1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L'= -1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-767.04
杭頭鉛直反力		kN.m/m	909.12
合計	Mo	kN.m/m	142.08
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	142.08

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	142.08
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4750.0
必要鉄筋量	(mm ²)	101
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83
応 力 度	c(N/mm ²)	0.1
	s(N/mm ²)	9.8
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0
	sa(N/mm ²)	300.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	241.53
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 3：柱右端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-767.04
杭頭鉛直反力		kN.m/m	2879.95
合計	Mo	kN.m/m	2112.90
有効高	d	mm	4750.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	2112.90

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	2112.90
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4750.0
必要鉄筋量	(mm ²)	1530
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	626.83
応 力 度	c(N/mm ²)	1.5
	s(N/mm ²)	146.5
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0
	sa(N/mm ²)	300.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5174.67
Mc (kN.m)	8209.63
1.7M (kN.m)	3591.94
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

照査位置 4：杭2 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂		kN.m/m	0.00
フーチング自重		kN.m/m	-230.30
杭頭鉛直反力		kN.m/m	0.00
合計	Mo	kN.m/m	-230.30
有効高	d	mm	4850.0
有効幅	B'	mm	5000.0
全幅	B	mm	5000.0
有効幅の換算係数 (B/B')		—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m	-230.30

曲げ照査

曲げモーメント	M(kN.m)	-230.30
部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	5000.0
有効高	d(mm)	4850.0
必要鉄筋量	(mm ²)	160
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	150
	2	4750
		31.768 × 10 ²
		31.768 × 10 ²
中立軸	X(mm)	634.16
応 力 度	c(N/mm ²)	0.2
	s(N/mm ²)	15.6
許 容 応 力 度	ca(N/mm ²)	12.0
	sa(N/mm ²)	300.0

最小鉄筋量照査

Mu (kN.m)	5284.27
Mc (kN.m)	8092.94
1.7M (kN.m)	391.51
As (mm ² /m)	3176.8
判定	OK
Mc=Muとなる鉄筋量 (mm ² /m)	-----

最小鉄筋量照査：1)Mu Mc, 2)1.7M Mc, 3)As 500(mm²)

1), 2)のどちらかと3)を満足するときOK

6.3.3 せん断に対する照査

照査位置 1 : 1/2H位置(右) 区分 : 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	M' (kN.m/m)	S' (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -132.42	— —	— —
杭頭鉛直反力	0.00	0.00	0.00
合計	-132.42	0.00	0.00

せん断照査

せん断力				S	kN	132.423
断面幅				b	mm	1000.0
断面高				h	mm	5000.0
有効高				d	mm	4750.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²	31.768 × 10 ²
			2	4750		
応力度				m	N/mm ²	0.03
許容応力度				a1	N/mm ²	0.35
許容応力度				a	N/mm ²	0.87
許容応力度				a2	N/mm ²	2.55
せん断スパン				a	mm	0.0
補正係数				Ce Cpt Cdc		0.612 0.634 6.400
コンクリートが負担するせん断力				Sca	kN	4130.21
斜引張鉄筋	負担するせん断力			Sh'	kN	0.00
	部材軸方向間隔			s	mm	1000.0
	許容引張応力度			sa	N/mm ²	300.00
	補正係数			Cds		0.000
	d/1.15				mm	4130
	使用鉄筋量			Aw	mm ² /m	198.6
	必要鉄筋量			Awreq	mm ² /m	0.0

7章 安定照査 (レベル2地震時)

7.1 照査結果

7.1.1 橋軸方向 : タイプI地震動 - ケース 1

設計で考慮する荷重

柱基部格点No : 10

設計水平震度 $C2z \cdot khco = 1.40$
 設計水平震度 $khp = 0.55$
 設計水平震度 $khg = 0.50$
 柱基部からWU作用位置までの高さ $yU = 12.000 \text{ m}$
 柱基部からWP作用位置までの高さ $yP = 6.843 \text{ m}$

作用力

・ 部材分布荷重

荷重名称	荷重属性	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)
底版自重(鉛直)	固定 変動 2	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)		部材軸方向	1	6	-238.88	-238.88	0.000	0.000

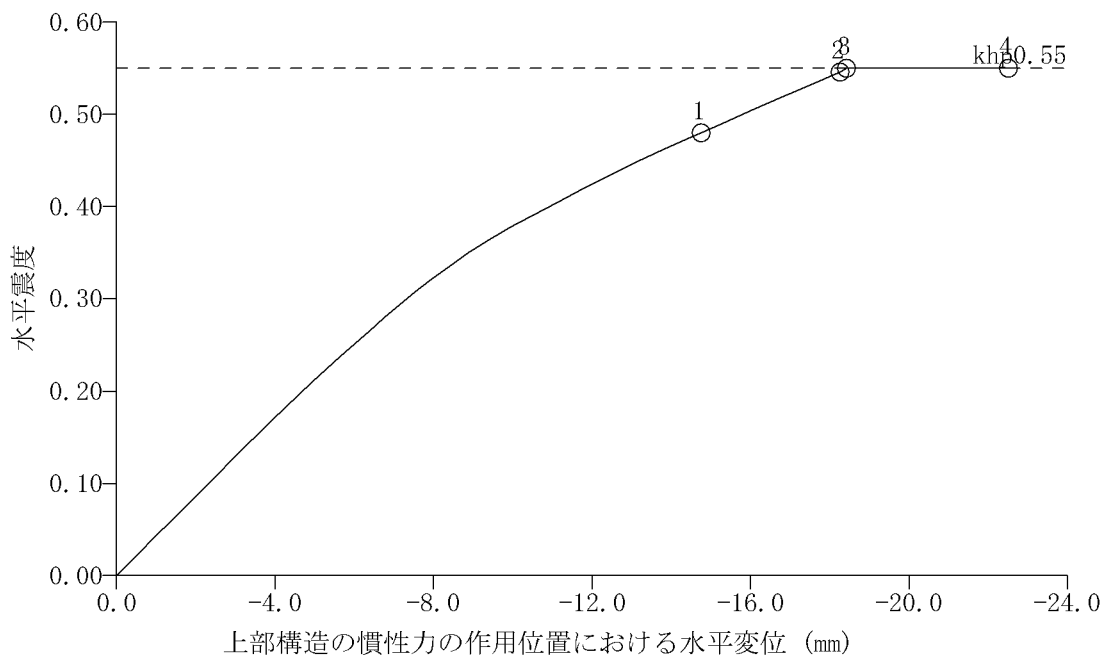
・ 格点集中荷重

荷重名称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定 変動 1	10	0.00	-5649.88	0.00
柱基部荷重		10	-8119.82	0.00	81916.23

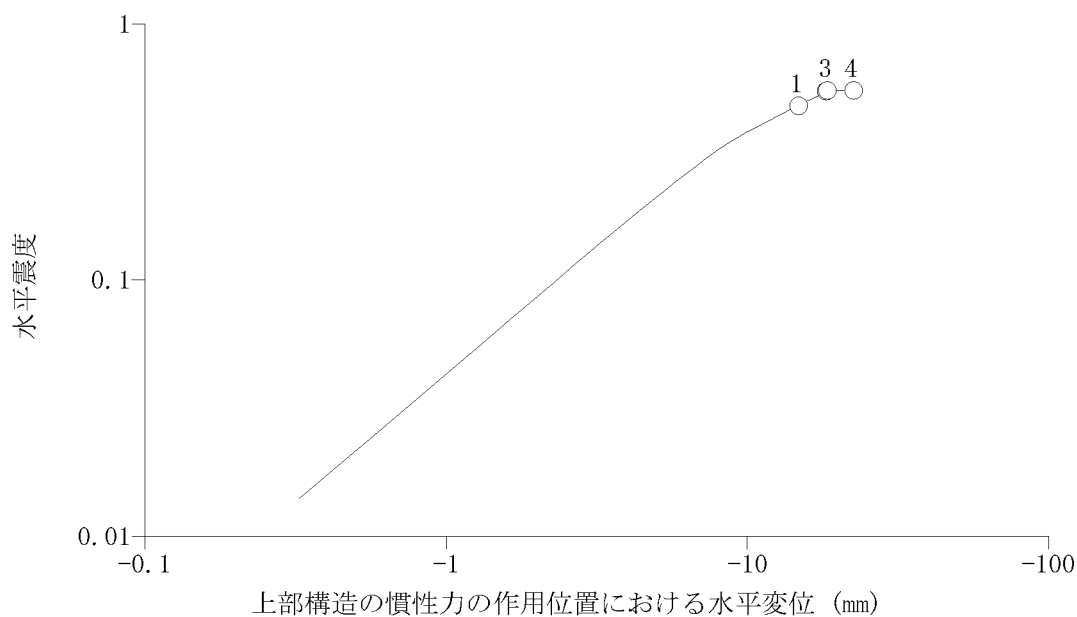
荷重合計(固定荷重) $P_x = 0.00 \text{ kN}$ $P_y = -11407.38 \text{ kN}$
 荷重合計(変動荷重) $P_x = -10508.58 \text{ kN}$ $P_y = 0.00 \text{ kN}$
 荷重合計(固定 + 変動) $P_x = -10508.58 \text{ kN}$ $P_y = -11407.38 \text{ kN}$

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重 - 水平変位の関係を求める。

荷重 - 水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重 - 水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位 (mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (mm)	深礎基礎の状態
1	0.343	0.480	-6.4	-0.7	-14.7	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	-7.9	-0.9	-18.3	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	-7.9	-0.9	-18.4	水平震度が k_{hp} に達した

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位(mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	深礎基礎の状態
4	1.000	0.550	-9.9	-1.1	-22.5	$i = 1$ で基礎は降伏していない

杭番号 1

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深礎基礎の状態
1	0.343	0.480	1.000	10.2	4.909	0.0	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.000	10.2	4.909	0.0	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.000	10.2	4.909	0.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	1.000	10.2	4.909	0.0	$i = 1$ で基礎は降伏していない

杭番号 2

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深礎基礎の状態
1	0.343	0.480	1.000	10.2	0.004	99.9	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.000	10.2	0.001	100.0	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.000	10.2	0.001	100.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	1.000	10.2	0.000	100.0	$i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\gamma_i = 1$) を作用させたときの基礎天端の

回転角 θ_{F0} は、

$$\theta_{F0} = -0.001 \quad 0.020 \quad \text{rad OK}$$

基礎の設計で考慮する荷重 ($\gamma = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	2924.53	2647.19
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5859.10 OK	6523.87 OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN)	2924.53	2647.19
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5859.10 OK	6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 2924.53(kN) せん断耐力 P_s 5859.10(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 2647.19(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	ρ_t	%	0.200
	補正係数	$C_{\rho t}$	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	15653×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_u)	M	N・mm	12340×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_c	N・mm	4794×10^6
	補正係数	C_N	-	1.388
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1652×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	4208×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	5859×10^3	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	15653 × 10 ³
	作用曲げモーメント(終局M _o)	M	N・mm	12340 × 10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714 × 10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769 × 10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _o	N・mm	4794 × 10 ⁶
	補正係数	C _N	-	1.388
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	1652 × 10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	10.134 × 10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	4208 × 10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	5859 × 10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	15653×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	12340×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	4794×10^6
	補正係数	C_N	-	1.388
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1652×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	4208×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	5859×10^3	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	-	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-4246×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	-1300×10^6
	補正係数	C_N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 S_{max}位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-4246 × 10 ³
	作用曲げモーメント(終局M _o)	M	N・mm	6847 × 10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714 × 10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769 × 10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _o	N・mm	-1300 × 10 ⁶
	補正係数	C _N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	1189 × 10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	12.848 × 10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	5334 × 10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	6524 × 10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 鉄筋区間1

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-4246×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	-1300×10^6
	補正係数	C_N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1189×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	5334×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	6524×10^3	

基礎の状態

		判定式		判定
杭耐力(kN・m)	杭 1	5369.463	9699.500	OK
	杭 2	3486.063	5042.861	
押込み支持力(kN)	杭 1	8126.678	29452.431	--
	杭 2	0.000	0.000	
降伏点判定		-----		OK

押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査(kN・m, kN)

		杭番号 1	杭番号 2
曲げモーメント	M_{max}	-5369.463	-3486.063
降伏モーメント	M_y	9699.500	5042.861
判 定		M M_y	M M_y
基礎は降伏しない OK			

変位の照査

基礎天端の回転角	F_θ	-0.001 rad
回転角の制限値	$F_{\theta a}$	0.020 rad
判 定		F_θ $F_{\theta a}$ OK

せん断力の照査

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	2924.53	2647.19
	せん断耐力 P_s (kN)	5859.10	6523.87
	判定	OK	OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN)	2924.53	2647.19
	せん断耐力 P_s (kN)	5859.10	6523.87
	判定	OK	OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 2924.53(kN) せん断耐力 P_s 5859.10(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 2647.19(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

杭底面の押込み支持力 ($PN_u = q_a \times A'$)

杭番号	許容支持力度 q_a (kN/m ²)	有効載荷幅 d(m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A(m ²)	押込み支持力 PN_u (kN)
1	6000	2.500	4.909	4.909	29452.43
2	6000	0.002	0.000	4.909	0.00

7.1.2 橋軸方向：タイプII地震動 - ケース 1

設計で考慮する荷重

柱基部格点No : 10

設計水平震度 $C2z \cdot khco = 1.40$
 設計水平震度 $khp = 0.55$
 設計水平震度 $khg = 0.80$
 柱基部からWU作用位置までの高さ $yU = 12.000 \text{ m}$
 柱基部からWP作用位置までの高さ $yP = 6.843 \text{ m}$

作用力

・ 部材分布荷重

荷重名称	荷重属性	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)
底版自重(鉛直)	固定 変動 2	部材直角方向	1	6	-575.75	-575.75	0.000	0.000
底版自重(慣性力)			1	6	-382.20	-382.20	0.000	0.000

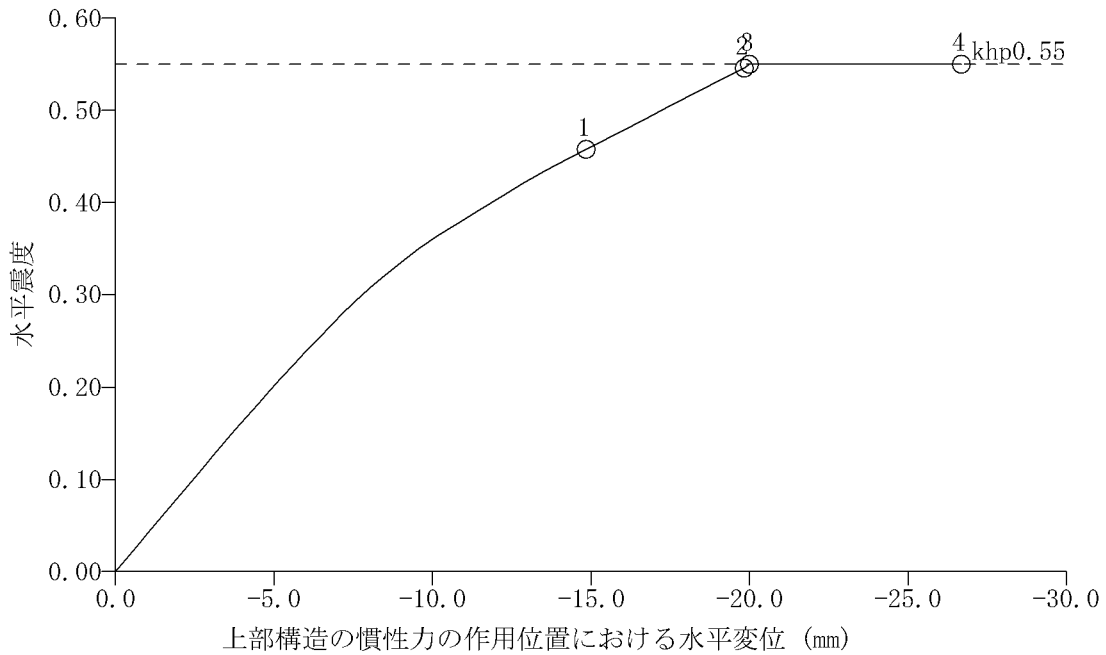
・ 格点集中荷重

荷重名称	荷重属性	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)
柱基部荷重	固定 変動 1	10	0.00	-5649.88	0.00
柱基部荷重		10	-8119.82	0.00	81916.23

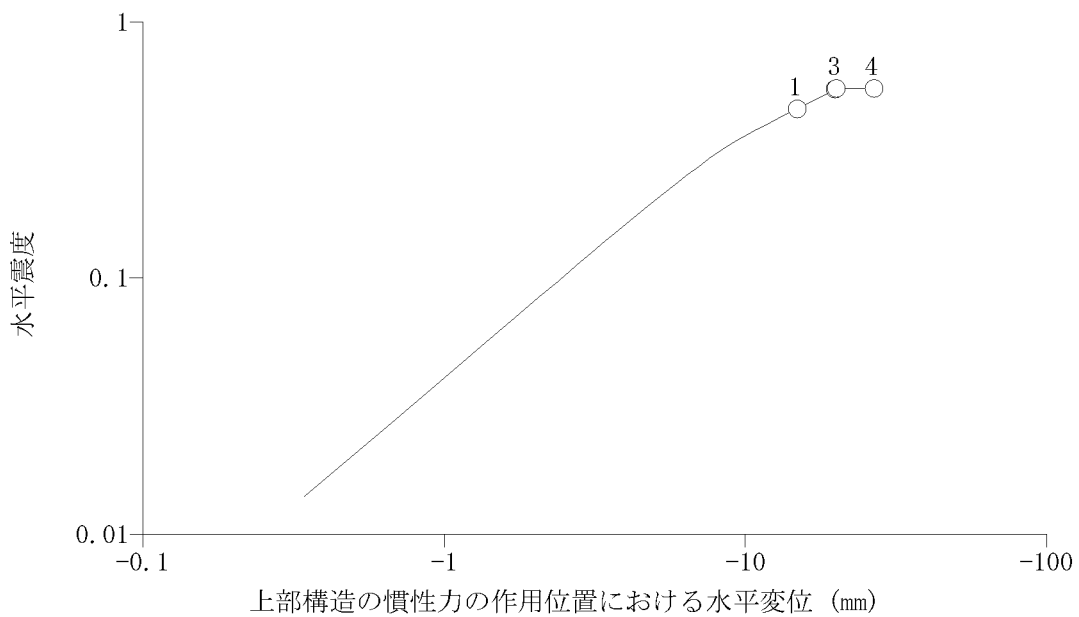
荷重合計(固定荷重) $P_x = 0.00 \text{ kN}$ $P_y = -11407.38 \text{ kN}$
 荷重合計(変動荷重) $P_x = -11941.83 \text{ kN}$ $P_y = 0.00 \text{ kN}$
 荷重合計(固定 + 変動) $P_x = -11941.83 \text{ kN}$ $P_y = -11407.38 \text{ kN}$

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重 - 水平変位の関係を求める。

荷重 - 水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重 - 水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位 (mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (mm)	深礎基礎の状態
1	0.327	0.458	-6.5	-0.7	-14.9	杭 2 が押し込み支持力上限値
2	0.390	0.546	-8.6	-0.9	-19.8	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	-8.7	-0.9	-20.0	水平震度が k_h に達した

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	基礎天端の水平変位(mm)	基礎天端の回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位(mm)	深礎基礎の状態
4	1.000	0.550	-12.1	-1.2	-26.7	$i = 1$ で基礎は降伏していない

杭番号 1

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深礎基礎の状態
1	0.327	0.458	1.000	10.2	4.909	0.0	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.000	10.2	4.909	0.0	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.000	10.2	4.909	0.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	2.000	20.4	4.909	0.0	$i = 1$ で基礎は降伏していない

杭番号 2

No	載荷ステップ i	水平震度 k_h	塑性化領域 L_p (m)	塑性化領域率 (%)	底面有効面積 A (m^2)	底面浮上り率 (%)	深礎基礎の状態
1	0.327	0.458	1.000	10.2	0.006	99.9	杭 2 が押込み支持力上限値
2	0.390	0.546	1.000	10.2	0.001	100.0	logP ~ logS法で求まる急変点
3	0.393	0.550	1.000	10.2	0.001	100.0	水平震度が k_{hp} に達した
4	1.000	0.550	2.000	20.4	0.000	100.0	$i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\gamma_i = 1$) を作用させたときの基礎天端の

回転角 θ_0 は、

$$\theta_0 = -0.001 \quad 0.020 \quad \text{rad OK}$$

基礎の設計で考慮する荷重 ($\gamma = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	3866.75	3138.22
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5892.97 OK	6523.87 OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN)	3866.75	3138.22
	せん断耐力 P_s (kN) 判定	5892.97 OK	6523.87 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 3866.75(kN) せん断耐力 P_s 5892.97(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 3138.22(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	ρ_t	%	0.200
	補正係数	$C_{\rho t}$	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16800×10^3
	作用曲げモーメント (終局 M_u)	M	N・mm	12340×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_c	N・mm	5145×10^6
	補正係数	C_N	-	1.417
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1685×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	4208×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	5893×10^3	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正(正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16800 × 10 ³
	作用曲げモーメント(終局M _o)	M	N・mm	12340 × 10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714 × 10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769 × 10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _o	N・mm	5145 × 10 ⁶
	補正係数	C _N	-	1.417
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	1685 × 10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	10.134 × 10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	4208 × 10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	5893 × 10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	16800×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	12340×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	5145×10^6
	補正係数	C_N	-	1.417
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1685×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	10.134×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	4208×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	5893×10^3	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 杭頭位置

杭径		D	mm	2450
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C_c	-	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5393×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	-1652×10^6
	補正係数	C_N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_c	N	1189×10^3
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s	N	5334×10^3
杭1本あたりのせん断耐力		P_s	N	6524×10^3

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 S_{max}位置

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C _e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.200
	補正係数	C _{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5393 × 10 ³
	作用曲げモーメント(終局M _o)	M	N・mm	6847 × 10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	4.714 × 10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	1.769 × 10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _o	N・mm	-1652 × 10 ⁶
	補正係数	C _N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	1189 × 10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _w	mm ²	12.848 × 10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	s _y	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	5334 × 10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	6524 × 10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 2 鉄筋区間1

杭径	D	mm	2450	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	-	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	2171
	部材高	h	mm	2171
	有効高	d	mm	2076
	補正係数	C_e	-	0.839
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t	%	0.200
	補正係数	C_{pt}	-	0.899
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	-5393×10^3
	作用曲げモーメント(終局 M_o)	M	N・mm	6847×10^6
	断面積	A_c	mm ²	4.714×10^6
	断面二次モーメント	I_c	mm ⁴	1.769×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y	mm	1225
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M_o	N・mm	-1652×10^6
	補正係数	C_N	-	1.000
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
コンクリートの負担するせん断耐力	S_c	N	1189×10^3	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_w	mm ²	12.848×10^2
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	5334×10^3	
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N	6524×10^3	

基礎の状態

		判定式		判定
杭耐力(kN・m)	杭 1	5688.151	9699.500	OK
	杭 2	4172.643	5042.861	
押込み支持力(kN)	杭 1	9273.349	29452.431	--
	杭 2	0.000	0.000	
降伏点判定		-----		OK

押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査(kN.m, kN)

		杭番号 1	杭番号 2
曲げモーメント	M_{max}	-5688.151	4172.643
降伏モーメント	M_y	9699.500	5042.861
判 定		M M_y	M M_y
基礎は降伏しない OK			

変位の照査

基礎天端の回転角	F_θ	-0.001 rad
回転角の制限値	$F_{\theta a}$	0.020 rad
判 定		F_θ $F_{\theta a}$ OK

せん断力の照査

		杭番号 1	杭番号 2
杭頭位置	せん断力 S (kN)	3866.75	3138.22
	せん断耐力 P_s (kN)	5892.97	6523.87
	判定	OK	OK
S_{max} 位置	せん断力 S (kN)	3866.75	3138.22
	せん断耐力 P_s (kN)	5892.97	6523.87
	判定	OK	OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 3866.75(kN) せん断耐力 P_s 5892.97(kN) 判定OK

杭番号2

鉄筋区間1 せん断力S 3138.22(kN) せん断耐力 P_s 6523.87(kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

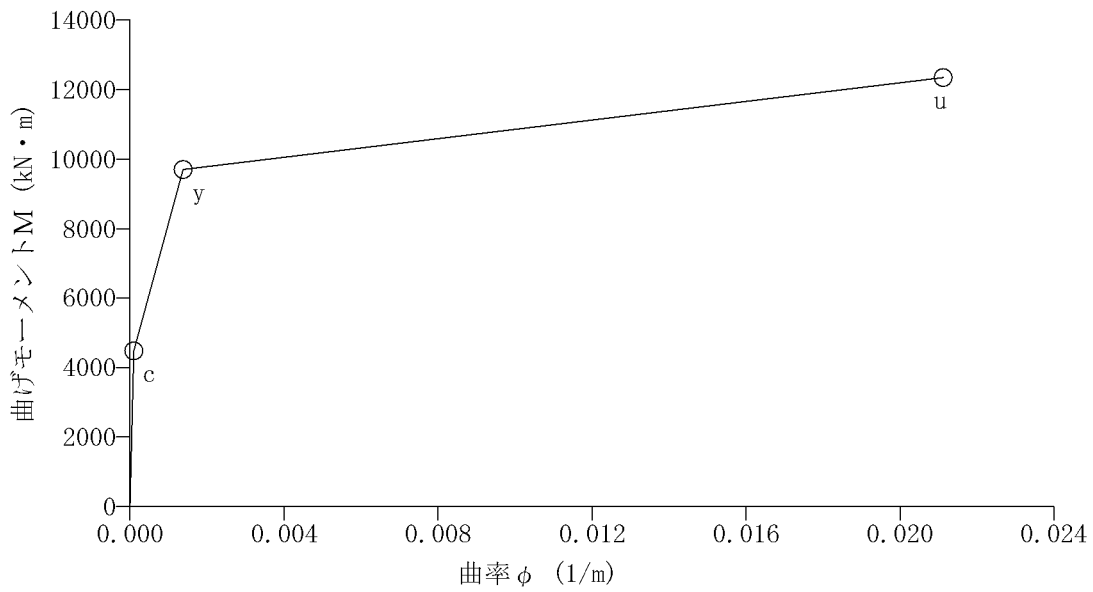
杭底面の押込み支持力 ($PN_u = q_a \times A'$)

杭番号	許容支持力度 q_a (kN/m ²)	有効載荷幅 d(m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A(m ²)	押込み支持力 PN_u (kN)
1	6000	2.500	4.909	4.909	29452.43
2	6000	0.002	0.000	4.909	0.00

7.2 杭体のM - 曲線

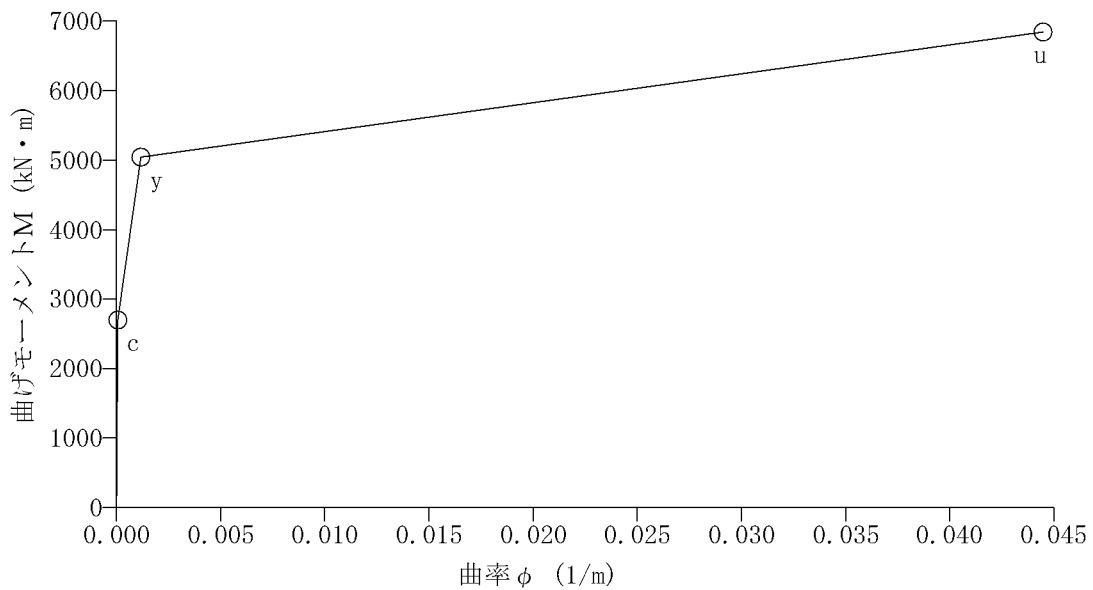
7.2.1 タイプI地震動 - ケース 1

杭番号-1 区間長 $L1=9.900$ m 作用軸力 $N=5703.69$ kN



$M_c =$ 4480.73 kN・m	$M_y =$ 9699.50 kN・m	$M_u =$ 12339.66 kN・m
$c = 9.6584E-005$ 1/m	$y = 1.3772E-003$ 1/m	$u = 2.1128E-002$ 1/m

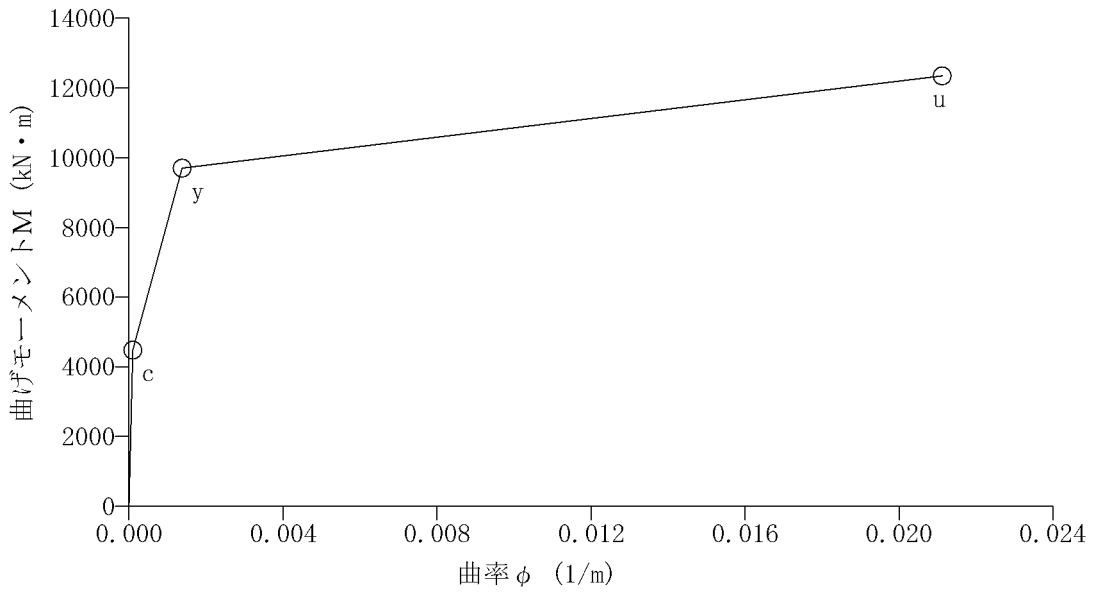
杭番号-2 区間長 $L1=9.900$ m 作用軸力 $N=0.00$ kN



$M_c =$ 2702.28 kN・m	$M_y =$ 5042.86 kN・m	$M_u =$ 6847.11 kN・m
$c = 5.8249E-005$ 1/m	$y = 1.1573E-003$ 1/m	$u = 4.4471E-002$ 1/m

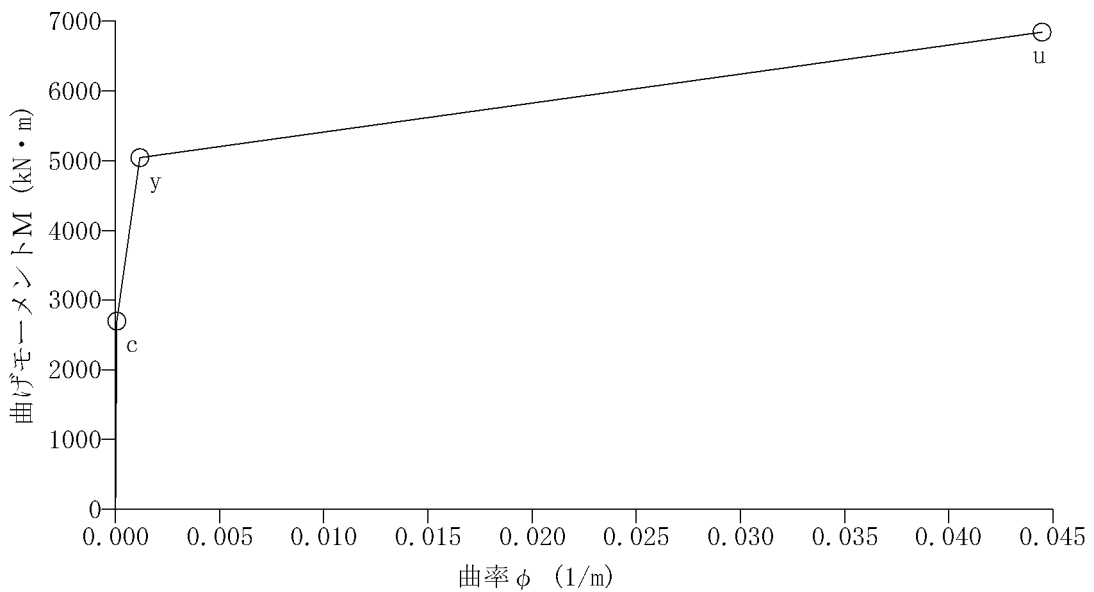
7.2.2 タイプII地震動 - ケース 1

杭番号-1 区間長 $L_1 = 9.900$ m 作用軸力 $N = 5703.69$ kN



$M_c =$ 4480.73 kN · m	$M_y =$ 9699.50 kN · m	$M_u =$ 12339.66 kN · m
$c = 9.6584E-005$ 1 / m	$y = 1.3772E-003$ 1 / m	$u = 2.1128E-002$ 1 / m

杭番号-2 区間長 $L_1 = 9.900$ m 作用軸力 $N = 0.00$ kN



$M_c =$ 2702.28 kN · m	$M_y =$ 5042.86 kN · m	$M_u =$ 6847.11 kN · m
$c = 5.8249E-005$ 1 / m	$y = 1.1573E-003$ 1 / m	$u = 4.4471E-002$ 1 / m

7.3 杭体計算結果

7.3.1 橋軸方向：タイプI地震動 - ケース 1

杭体断面力

変化点 1

杭番号 1

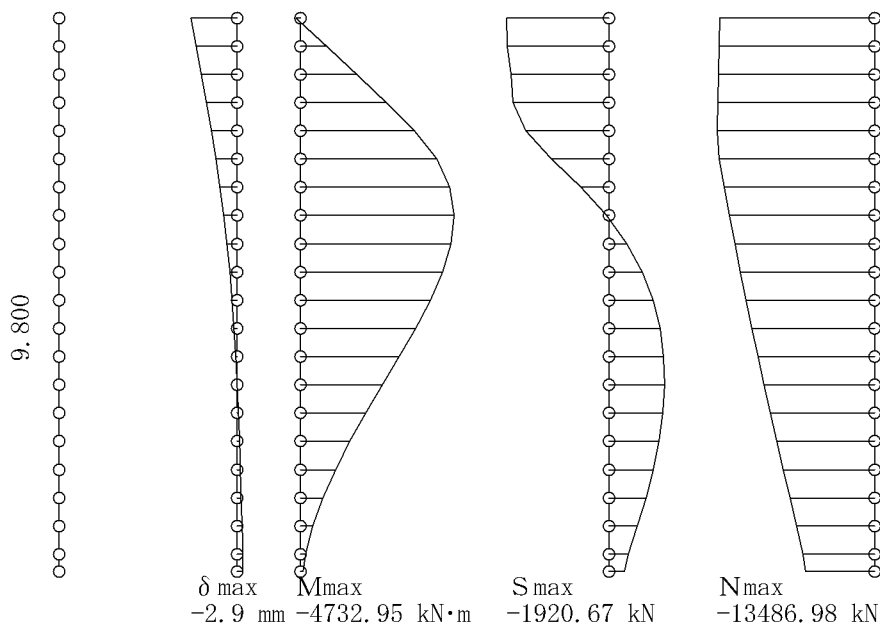
荷重ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押し込み支持力上限値

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)
8	0.000	155.85	-1920.67	-13246.45
101	0.500	-799.36	-1900.18	-13306.59
102	1.000	-1731.16	-1827.02	-13366.72
103	1.500	-2644.66	-1793.09	-13426.85
104	2.000	-3524.25	-1559.73	-13486.98
105	2.500	-4204.40	-1073.04	-13300.03
106	3.000	-4597.29	-528.55	-12860.24
107	3.500	-4732.95	-48.37	-12408.58
108	4.000	-4645.66	342.55	-11944.85
109	4.500	-4390.40	631.93	-11469.48
110	5.000	-4013.73	834.79	-10982.84
111	5.500	-3555.61	963.56	-10484.53
112	6.000	-3050.17	1029.27	-9974.87
113	6.500	-2526.34	1041.54	-9454.12
114	7.000	-2008.63	1008.49	-8920.97
115	7.500	-1517.85	936.76	-8375.92
116	8.000	-1071.87	831.50	-7820.19
117	8.500	-686.34	696.53	-7252.83
118	9.000	-375.34	534.43	-6672.86
119	9.500	-151.91	366.82	-6146.37
120	9.800	-65.88	286.78	-5919.00

変化点 1 杭番号 1



杭番号 2

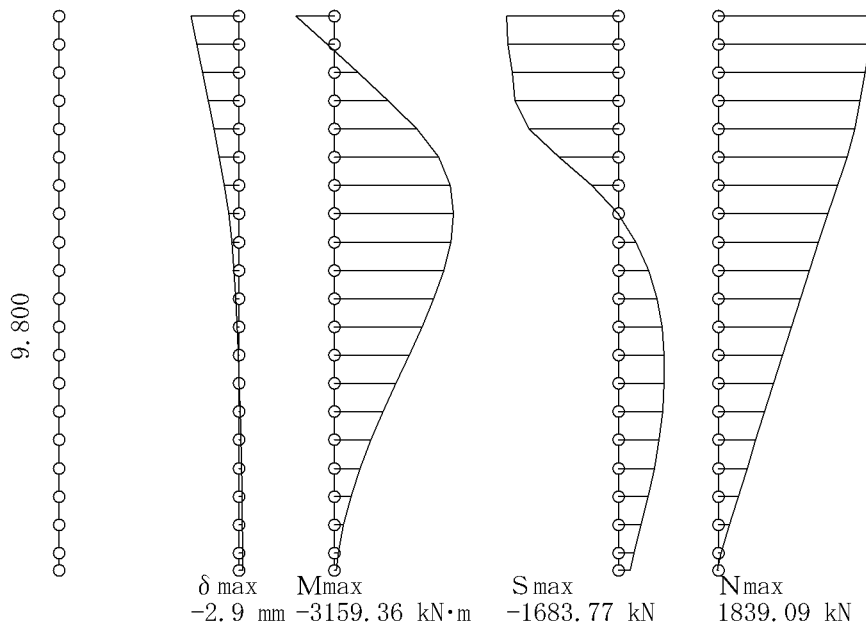
載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	1029.65	-1683.77	1839.09
201	0.500	192.89	-1663.28	1778.96
202	1.000	-620.47	-1590.12	1718.82
203	1.500	-1415.53	-1558.10	1658.69
204	2.000	-2178.56	-1343.78	1598.56
205	2.500	-2759.31	-895.78	1511.33
206	3.000	-3074.34	-400.05	1397.87
207	3.500	-3159.36	-8.08	1286.10
208	4.000	-3082.42	264.95	1175.87
209	4.500	-2894.41	451.30	1067.06
210	5.000	-2631.12	575.39	959.53
211	5.500	-2319.02	651.24	853.16
212	6.000	-1979.87	686.92	747.82
213	6.500	-1632.10	688.67	643.37
214	7.000	-1291.20	661.79	539.70
215	7.500	-970.31	610.52	436.68
216	8.000	-680.68	538.20	334.18
217	8.500	-432.12	447.24	232.09
218	9.000	-233.44	339.29	130.28
219	9.500	-92.83	228.52	32.77
220	9.800	-40.08	175.82	-19.90

変化点 1 杭番号 2



変化点 2

杭番号 1

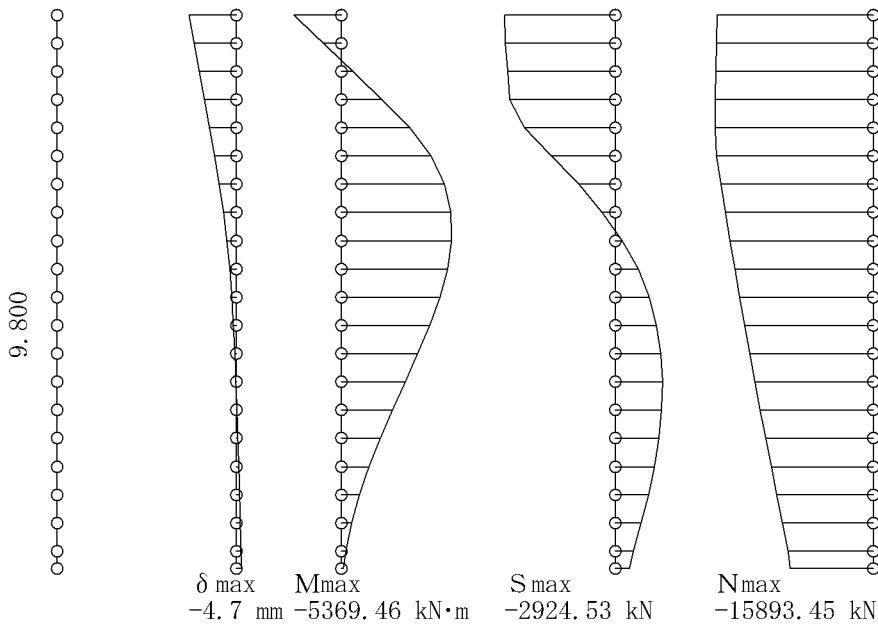
載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	2341.29	-2924.53	-15652.92
101	0.500	884.15	-2904.04	-15713.05
102	1.000	-549.58	-2830.88	-15773.18
103	1.500	-1965.02	-2775.73	-15833.31
104	2.000	-3325.31	-2397.46	-15893.45
105	2.500	-4362.48	-1688.39	-15706.49
106	3.000	-5013.70	-970.85	-15266.70
107	3.500	-5333.34	-355.76	-14815.04
108	4.000	-5369.46	171.95	-14351.31
109	4.500	-5161.39	590.08	-13875.94
110	5.000	-4779.38	882.62	-13389.30
111	5.500	-4278.77	1075.49	-12890.99
112	6.000	-3703.89	1186.31	-12381.34
113	6.500	-3092.46	1227.07	-11860.58
114	7.000	-2476.82	1207.66	-11327.43
115	7.500	-1884.80	1136.23	-10782.38
116	8.000	-1340.59	1019.15	-10226.65
117	8.500	-865.65	861.15	-9659.30
118	9.000	-479.44	665.50	-9079.33
119	9.500	-200.15	459.08	-8552.83
120	9.800	-92.27	359.58	-8325.47

変化点 2 杭番号 1



杭番号 2

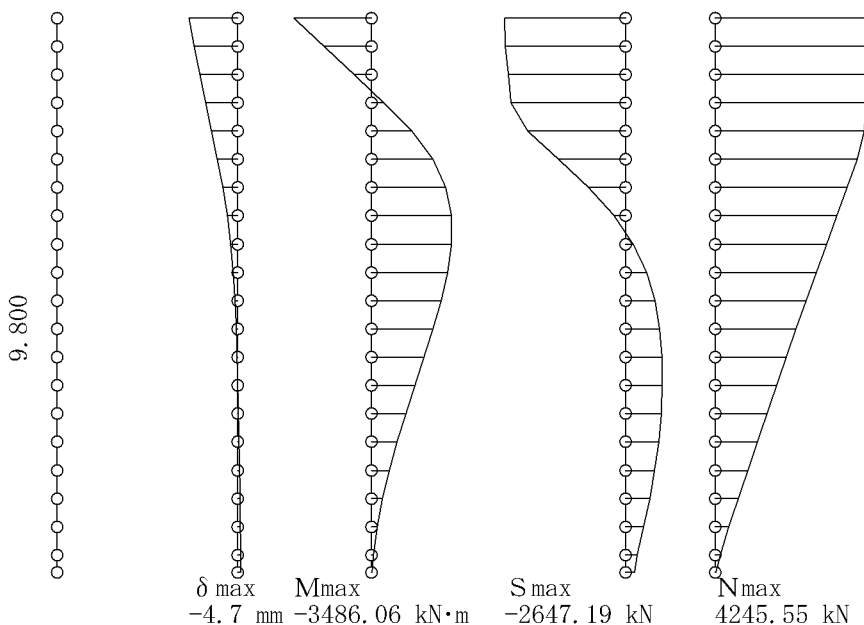
載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	3356.22	-2647.19	4245.55
201	0.500	2037.75	-2626.70	4185.42
202	1.000	742.69	-2553.54	4125.29
203	1.500	-534.08	-2500.37	4065.16
204	2.000	-1757.68	-2142.13	4005.02
205	2.500	-2676.21	-1474.14	3831.66
206	3.000	-3231.82	-808.26	3547.29
207	3.500	-3484.47	-254.24	3267.20
208	4.000	-3486.06	171.60	2991.03
209	4.500	-3312.87	455.93	2718.46
210	5.000	-3030.14	632.23	2449.17
211	5.500	-2680.64	736.71	2182.82
212	6.000	-2293.42	789.32	1919.10
213	6.500	-1891.32	799.59	1657.69
214	7.000	-1493.83	773.62	1398.27
215	7.500	-1117.70	716.36	1140.54
216	8.000	-777.48	631.62	884.17
217	8.500	-486.08	522.21	628.88
218	9.000	-255.27	389.98	374.34
219	9.500	-96.10	252.51	139.63
220	9.800	-40.09	186.68	26.03

変化点 2 杭番号 2



杭体変位

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	-2.923	-3.913	0.675
101	0.500	-2.586	-3.858	0.671
102	1.000	-2.253	-3.804	0.658
103	1.500	-1.930	-3.749	0.634
104	2.000	-1.620	-3.695	0.601
105	2.500	-1.330	-3.640	0.559
106	3.000	-1.062	-3.586	0.512
107	3.500	-0.823	-3.535	0.442
108	4.000	-0.620	-3.485	0.370
109	4.500	-0.448	-3.437	0.318
110	5.000	-0.301	-3.392	0.273
111	5.500	-0.175	-3.348	0.232
112	6.000	-0.068	-3.306	0.196
113	6.500	0.023	-3.267	0.166
114	7.000	0.099	-3.229	0.142
115	7.500	0.165	-3.194	0.123
116	8.000	0.223	-3.161	0.109
117	8.500	0.275	-3.130	0.100
118	9.000	0.323	-3.102	0.094
119	9.500	0.370	-3.076	0.091
120	9.800	0.397	-3.061	0.090

杭番号 2

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	-2.871	0.218	0.696
201	0.500	-2.520	0.211	0.703
202	1.000	-2.169	0.203	0.701
203	1.500	-1.821	0.197	0.690
204	2.000	-1.481	0.190	0.670
205	2.500	-1.152	0.183	0.644
206	3.000	-0.849	0.178	0.564
207	3.500	-0.598	0.172	0.439
208	4.000	-0.410	0.167	0.313
209	4.500	-0.278	0.163	0.217
210	5.000	-0.180	0.158	0.174
211	5.500	-0.100	0.155	0.148
212	6.000	-0.032	0.151	0.125
213	6.500	0.025	0.149	0.105
214	7.000	0.074	0.146	0.089
215	7.500	0.115	0.144	0.077
216	8.000	0.152	0.143	0.068
217	8.500	0.184	0.141	0.062
218	9.000	0.214	0.141	0.059
219	9.500	0.243	0.140	0.057
220	9.800	0.260	0.140	0.057

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	-4.703	-5.393	1.030
101	0.500	-4.183	-5.329	1.047
102	1.000	-3.658	-5.265	1.049
103	1.500	-3.136	-5.200	1.035
104	2.000	-2.625	-5.136	1.007
105	2.500	-2.132	-5.071	0.965
106	3.000	-1.666	-5.008	0.892
107	3.500	-1.252	-4.946	0.760
108	4.000	-0.910	-4.887	0.607
109	4.500	-0.642	-4.830	0.463
110	5.000	-0.438	-4.774	0.355
111	5.500	-0.274	-4.720	0.301
112	6.000	-0.135	-4.669	0.258
113	6.500	-0.016	-4.620	0.221
114	7.000	0.087	-4.572	0.191
115	7.500	0.177	-4.527	0.168
116	8.000	0.256	-4.484	0.150
117	8.500	0.328	-4.444	0.138
118	9.000	0.395	-4.406	0.131
119	9.500	0.459	-4.370	0.127
120	9.800	0.497	-4.350	0.126

杭番号 2

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	-4.650	0.850	1.051
201	0.500	-4.117	0.833	1.080
202	1.000	-3.573	0.816	1.095
203	1.500	-3.024	0.799	1.096
204	2.000	-2.479	0.783	1.084
205	2.500	-1.942	0.767	1.060
206	3.000	-1.431	0.752	0.972
207	3.500	-0.988	0.738	0.790
208	4.000	-0.646	0.725	0.578
209	4.500	-0.405	0.713	0.386
210	5.000	-0.247	0.703	0.247
211	5.500	-0.139	0.693	0.182
212	6.000	-0.055	0.685	0.156
213	6.500	0.017	0.678	0.133
214	7.000	0.079	0.672	0.115
215	7.500	0.133	0.666	0.101
216	8.000	0.180	0.662	0.091
217	8.500	0.224	0.659	0.084
218	9.000	0.265	0.657	0.080
219	9.500	0.304	0.656	0.078
220	9.800	0.327	0.656	0.077

杭体地盤反力

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	67.86	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	398.86	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	327.38	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	261.42	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	202.68	121.61	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	152.70	91.62	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	110.37	66.22	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	74.05	44.43	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	43.03	25.82	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	16.71	10.03	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	-5.56	-3.34	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-24.48	-14.69	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-40.73	-24.44	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-54.96	-32.97	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-67.75	-40.65	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-79.61	-47.77	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-72.77	-54.57	163.92	163.92*	163.92
120	9.800	-29.29	-58.59	165.66	165.66*	165.66

* : 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

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	64.05	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	364.58	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	283.68	123.63*	123.63	-13.55	123.63
206	3.000	209.10	125.46	126.51	-13.11	126.51
207	3.500	147.24	88.34	129.40	-12.71	129.40
208	4.000	100.98	60.59	132.29	-12.34	132.29
209	4.500	68.43	41.06	135.17	-12.00	135.17
210	5.000	44.38	26.63	138.06	-11.70	138.06
211	5.500	24.58	14.75	140.95	-11.42	140.95
212	6.000	7.85	4.71	143.83	-11.18	143.83
213	6.500	-6.25	-3.75	146.72	-10.97	146.72
214	7.000	-18.19	-10.91	149.61	-10.80	149.61
215	7.500	-28.41	-17.05	152.49	-10.65	152.49
216	8.000	-37.34	-22.40	155.38	-10.53	155.38
217	8.500	-45.35	-27.21	158.27	-10.45	158.27
218	9.000	-52.78	-31.67	161.15	-10.39	161.15
219	9.500	-47.91	-35.93	164.04	-10.37	164.04
220	9.800	-19.22	-38.45	165.77	-10.37	165.77

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	110.30	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	646.24	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	524.77	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	410.12	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	308.21	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	223.97	132.17*	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	158.12	94.87	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	107.82	64.69	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	67.52	40.51	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	33.22	19.93	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	3.83	2.30	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-21.47	-12.88	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-43.47	-26.08	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-62.97	-37.78	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-80.67	-48.40	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-97.20	-58.32	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-90.46	-67.84	163.92	163.92*	163.92
120	9.800	-36.73	-73.46	165.66	165.66*	165.66

* : 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

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	106.35	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	610.13	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	478.10	123.63*	123.63	-56.61	123.63
206	3.000	352.24	126.51*	126.51	-55.50	126.51
207	3.500	243.28	129.40*	129.40	-54.48	129.40
208	4.000	158.90	95.34	132.29	-53.54	132.29
209	4.500	99.58	59.75	135.17	-52.68	135.17
210	5.000	60.69	36.41	138.06	-51.90	138.06
211	5.500	34.30	20.58	140.95	-51.21	140.95
212	6.000	13.53	8.12	143.83	-50.59	143.83
213	6.500	-4.20	-2.52	146.72	-50.05	146.72
214	7.000	-19.41	-11.65	149.61	-49.59	149.61
215	7.500	-32.64	-19.59	152.49	-49.21	152.49
216	8.000	-44.39	-26.63	155.38	-48.90	155.38
217	8.500	-55.08	-33.05	158.27	-48.68	158.27
218	9.000	-65.12	-39.07	161.15	-48.53	161.15
219	9.500	-59.85	-44.89	164.04	-48.45	164.04
220	9.800	-24.16	-48.33	165.77	-48.44	165.77

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭体ばね値

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	35166	0	0
104	2.000	246153	0	0
105	2.500	246153	0	0
106	3.000	246153	0	0
107	3.500	246153	295384	0
108	4.000	246153	295384	0
109	4.500	246153	295384	0
110	5.000	246153	295384	0
111	5.500	246153	295384	0
112	6.000	246153	295384	0
113	6.500	246153	295384	0
114	7.000	246153	295384	0
115	7.500	246153	295384	0
116	8.000	246153	295384	0
117	8.500	246153	295384	0
118	9.000	246153	295384	0
119	9.500	196920	236304	0
120	9.800	73845	88614	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

載荷ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	35166	0	0
204	2.000	246153	0	0
205	2.500	246153	0	295384
206	3.000	246153	295384	295384
207	3.500	246153	295384	295384
208	4.000	246153	295384	295384
209	4.500	246153	295384	295384
210	5.000	246153	295384	295384
211	5.500	246153	295384	295384
212	6.000	246153	295384	295384
213	6.500	246153	295384	295384
214	7.000	246153	295384	295384
215	7.500	246153	295384	295384
216	8.000	246153	295384	295384
217	8.500	246153	295384	295384
218	9.000	246153	295384	295384
219	9.500	196920	236304	236304
220	9.800	73845	88614	88614

底面ばね

K_V : 1668 kN/m

K_R : 2565 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.016 m

A_v : 0.004 m²

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	35166	0	0
104	2.000	246153	0	0
105	2.500	246153	0	0
106	3.000	246153	0	0
107	3.500	246153	0	0
108	4.000	246153	0	0
109	4.500	246153	295384	0
110	5.000	246153	295384	0
111	5.500	246153	295384	0
112	6.000	246153	295384	0
113	6.500	246153	295384	0
114	7.000	246153	295384	0
115	7.500	246153	295384	0
116	8.000	246153	295384	0
117	8.500	246153	295384	0
118	9.000	246153	295384	0
119	9.500	196920	236304	0
120	9.800	73845	88614	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

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	35166	0	0
204	2.000	246153	0	0
205	2.500	246153	0	295384
206	3.000	246153	0	295384
207	3.500	246153	0	295384
208	4.000	246153	295384	295384
209	4.500	246153	295384	295384
210	5.000	246153	295384	295384
211	5.500	246153	295384	295384
212	6.000	246153	295384	295384
213	6.500	246153	295384	295384
214	7.000	246153	295384	295384
215	7.500	246153	295384	295384
216	8.000	246153	295384	295384
217	8.500	246153	295384	295384
218	9.000	246153	295384	295384
219	9.500	196920	236304	236304
220	9.800	73845	88614	88614

底面ばね

K_V : 0 kN/m

K_R : 0 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.002 m

A_v : 0.000 m²

7.3.3 橋軸方向：タイプII地震動 - ケース 1

杭体断面力

変化点 1

杭番号 1

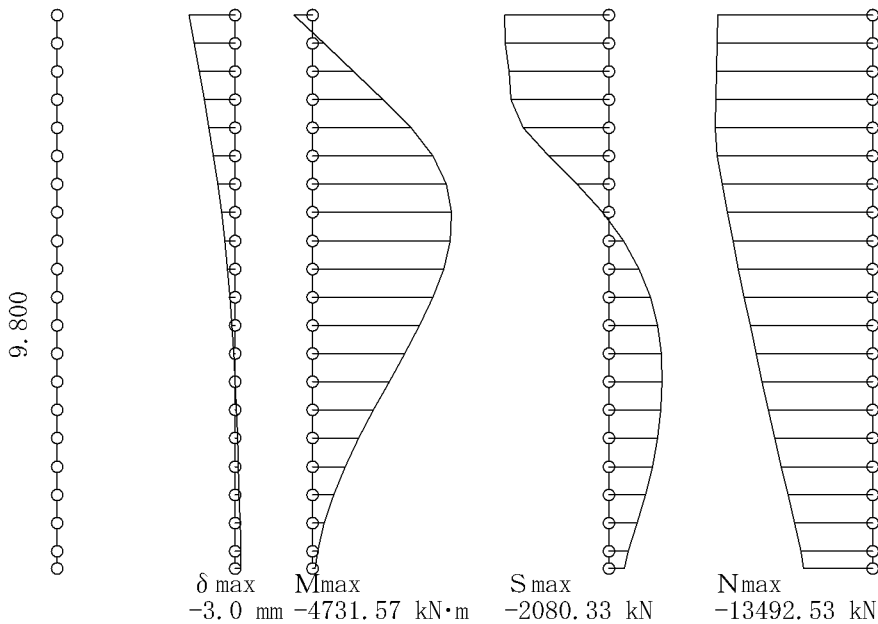
载荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	652.15	-2080.33	-13252.01
101	0.500	-382.90	-2059.84	-13312.14
102	1.000	-1394.53	-1986.68	-13372.27
103	1.500	-2387.87	-1951.18	-13432.40
104	2.000	-3345.70	-1706.14	-13492.53
105	2.500	-4094.00	-1199.82	-13305.06
106	3.000	-4545.52	-637.57	-12864.38
107	3.500	-4731.57	-134.44	-12412.14
108	4.000	-4679.96	283.17	-11948.20
109	4.500	-4448.40	594.36	-11473.02
110	5.000	-4085.60	815.13	-10986.32
111	5.500	-3633.27	958.42	-10487.75
112	6.000	-3127.18	1035.46	-9977.68
113	6.500	-2597.81	1056.09	-9456.39
114	7.000	-2071.09	1028.67	-8923.52
115	7.500	-1569.14	960.01	-8378.70
116	8.000	-1111.08	855.44	-7822.23
117	8.500	-713.71	718.90	-7254.41
118	9.000	-392.19	553.08	-6674.31
119	9.500	-160.63	380.33	-6148.24
120	9.800	-71.36	297.55	-5921.58

変化点 1 杭番号 1



杭番号 2

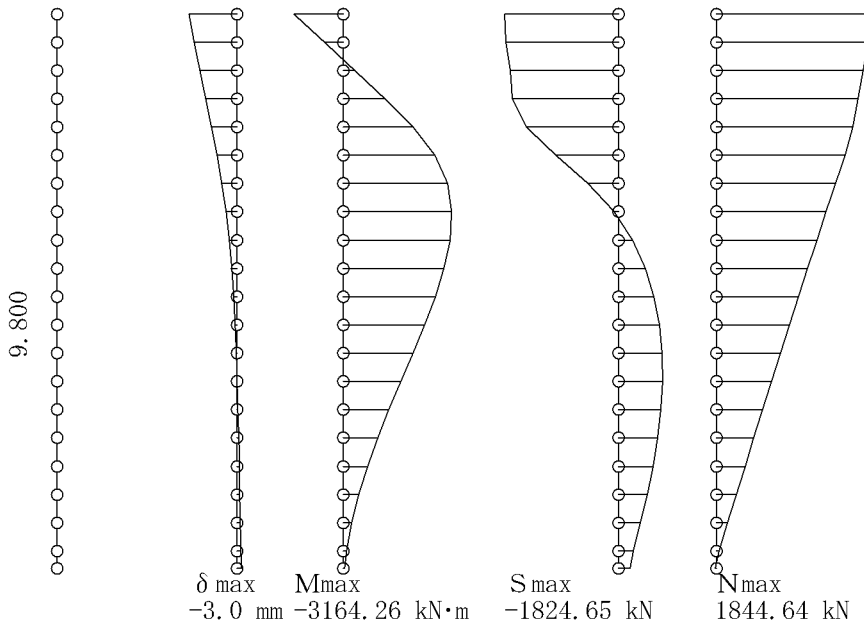
載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	1450.79	-1824.65	1844.64
201	0.500	543.58	-1804.16	1784.51
202	1.000	-340.20	-1731.00	1724.38
203	1.500	-1205.70	-1697.35	1664.24
204	2.000	-2037.55	-1470.80	1604.11
205	2.500	-2676.51	-1002.71	1516.60
206	3.000	-3040.26	-487.75	1402.58
207	3.500	-3164.26	-71.68	1290.25
208	4.000	-3111.94	225.93	1179.47
209	4.500	-2938.32	429.43	1070.12
210	5.000	-2682.51	565.50	962.05
211	5.500	-2372.83	650.37	855.14
212	6.000	-2032.14	692.99	749.25
213	6.500	-1679.84	699.79	644.27
214	7.000	-1332.35	676.17	540.07
215	7.500	-1003.67	626.54	436.51
216	8.000	-705.82	554.31	333.48
217	8.500	-449.36	462.01	230.85
218	9.000	-243.81	351.33	128.50
219	9.500	-98.03	236.97	30.51
220	9.800	-43.32	182.37	-22.38

変化点 1 杭番号 2



変化点 2

杭番号 1

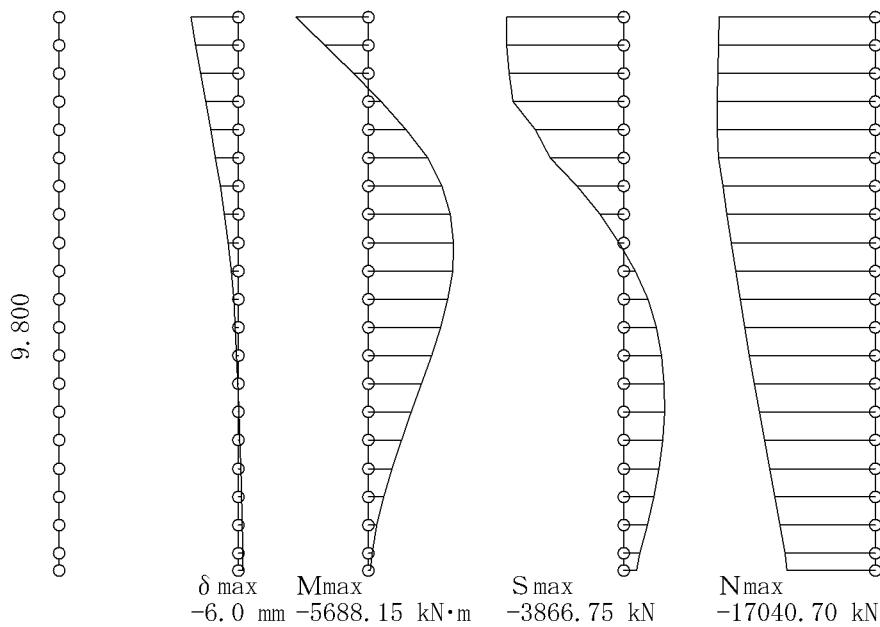
載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	4825.26	-3866.75	-16800.17
101	0.500	2897.00	-3846.26	-16860.31
102	1.000	992.16	-3773.10	-16920.44
103	1.500	-861.73	-3642.47	-16980.57
104	2.000	-2497.06	-2898.84	-17040.70
105	2.500	-3946.49	-2418.28	-16853.33
106	3.000	-4915.34	-1527.74	-16412.78
107	3.500	-5474.23	-772.81	-15961.15
108	4.000	-5688.15	-138.08	-15498.30
109	4.500	-5612.31	396.39	-15023.28
110	5.000	-5291.76	808.25	-14536.58
111	5.500	-4804.06	1084.33	-14038.57
112	6.000	-4207.43	1255.40	-13528.85
113	6.500	-3548.65	1339.21	-13007.73
114	7.000	-2868.22	1347.23	-12474.80
115	7.500	-2201.43	1288.81	-11929.65
116	8.000	-1579.40	1171.38	-11372.45
117	8.500	-1030.05	1000.48	-10803.56
118	9.000	-578.93	779.95	-10223.49
119	9.500	-250.10	541.29	-9698.42
120	9.800	-122.62	424.92	-9472.14

変化点 2 杭番号 1



杭番号 2

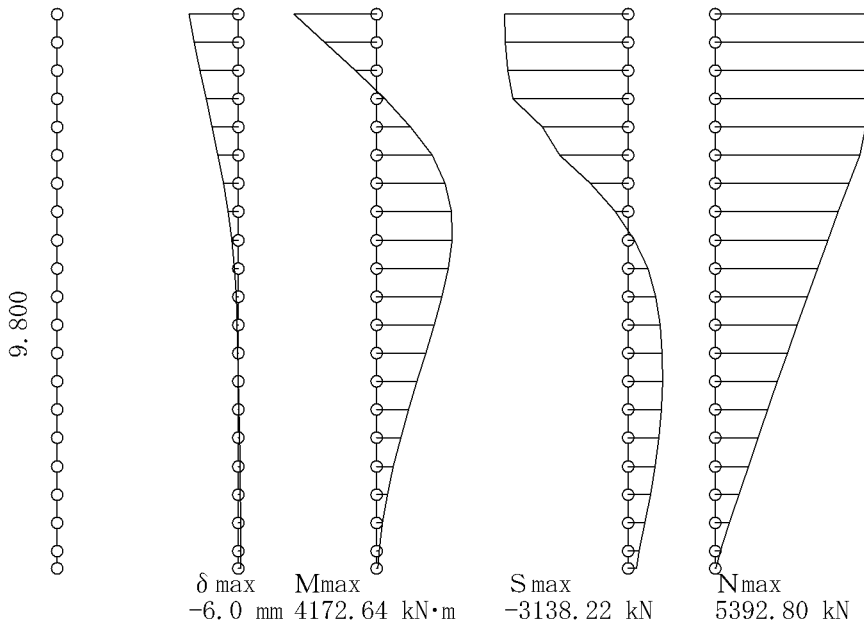
荷重ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	4172.64	-3138.22	5392.80
201	0.500	2608.66	-3117.73	5332.67
202	1.000	1068.08	-3044.57	5272.53
203	1.500	-421.54	-2913.94	5212.40
204	2.000	-1692.60	-2170.31	5152.27
205	2.500	-2777.76	-1741.10	4937.64
206	3.000	-3433.70	-962.45	4571.38
207	3.500	-3740.20	-331.65	4210.62
208	4.000	-3765.35	161.16	3854.93
209	4.500	-3579.04	498.44	3503.87
210	5.000	-3266.90	695.32	3157.04
211	5.500	-2883.72	803.82	2814.00
212	6.000	-2463.09	854.74	2474.35
213	6.500	-2028.98	861.33	2137.68
214	7.000	-1601.76	830.13	1803.58
215	7.500	-1198.85	766.45	1471.65
216	8.000	-835.31	674.38	1141.49
217	8.500	-524.47	556.92	812.70
218	9.000	-278.39	416.08	484.90
219	9.500	-108.38	270.46	184.37
220	9.800	-48.11	200.91	41.53

変化点 2 杭番号 2



杭体変位

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	-3.025	-3.914	0.677
101	0.500	-2.686	-3.860	0.678
102	1.000	-2.349	-3.806	0.669
103	1.500	-2.019	-3.751	0.648
104	2.000	-1.702	-3.696	0.617
105	2.500	-1.404	-3.641	0.577
106	3.000	-1.126	-3.588	0.531
107	3.500	-0.878	-3.537	0.464
108	4.000	-0.665	-3.487	0.389
109	4.500	-0.485	-3.439	0.331
110	5.000	-0.331	-3.393	0.285
111	5.500	-0.199	-3.350	0.244
112	6.000	-0.086	-3.308	0.207
113	6.500	0.010	-3.268	0.177
114	7.000	0.092	-3.231	0.151
115	7.500	0.162	-3.196	0.132
116	8.000	0.224	-3.163	0.117
117	8.500	0.280	-3.132	0.107
118	9.000	0.332	-3.103	0.102
119	9.500	0.382	-3.077	0.099
120	9.800	0.412	-3.063	0.098

杭番号 2

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	-2.974	0.220	0.698
201	0.500	-2.622	0.213	0.708
202	1.000	-2.267	0.205	0.710
203	1.500	-1.914	0.198	0.701
204	2.000	-1.567	0.192	0.684
205	2.500	-1.231	0.185	0.658
206	3.000	-0.918	0.179	0.593
207	3.500	-0.651	0.174	0.471
208	4.000	-0.448	0.169	0.342
209	4.500	-0.304	0.164	0.237
210	5.000	-0.199	0.160	0.183
211	5.500	-0.115	0.157	0.155
212	6.000	-0.043	0.153	0.132
213	6.500	0.018	0.150	0.112
214	7.000	0.069	0.148	0.095
215	7.500	0.114	0.146	0.083
216	8.000	0.153	0.144	0.074
217	8.500	0.188	0.143	0.067
218	9.000	0.221	0.143	0.064
219	9.500	0.252	0.142	0.062
220	9.800	0.271	0.142	0.061

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	-6.020	-6.098	1.203
101	0.500	-5.407	-6.030	1.245
102	1.000	-4.778	-5.961	1.266
103	1.500	-4.144	-5.892	1.267
104	2.000	-3.515	-5.823	1.248
105	2.500	-2.898	-5.753	1.214
106	3.000	-2.302	-5.685	1.166
107	3.500	-1.751	-5.619	1.031
108	4.000	-1.280	-5.555	0.848
109	4.500	-0.904	-5.493	0.656
110	5.000	-0.617	-5.433	0.490
111	5.500	-0.402	-5.375	0.372
112	6.000	-0.230	-5.318	0.321
113	6.500	-0.080	-5.264	0.279
114	7.000	0.050	-5.212	0.244
115	7.500	0.165	-5.163	0.217
116	8.000	0.268	-5.115	0.196
117	8.500	0.363	-5.070	0.182
118	9.000	0.452	-5.027	0.174
119	9.500	0.537	-4.987	0.169
120	9.800	0.588	-4.964	0.168

杭番号 2

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	-5.985	1.153	1.219
201	0.500	-5.325	1.131	1.409
202	1.000	-4.615	1.109	1.429
203	1.500	-3.899	1.088	1.432
204	2.000	-3.185	1.067	1.421
205	2.500	-2.480	1.046	1.396
206	3.000	-1.810	1.027	1.273
207	3.500	-1.231	1.009	1.036
208	4.000	-0.781	0.992	0.762
209	4.500	-0.465	0.977	0.505
210	5.000	-0.262	0.964	0.308
211	5.500	-0.138	0.952	0.192
212	6.000	-0.050	0.941	0.163
213	6.500	0.025	0.932	0.139
214	7.000	0.090	0.923	0.119
215	7.500	0.145	0.917	0.104
216	8.000	0.195	0.911	0.093
217	8.500	0.239	0.908	0.086
218	9.000	0.281	0.905	0.082
219	9.500	0.321	0.904	0.079
220	9.800	0.345	0.903	0.079

杭体地盤反力

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	71.01	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	419.07	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	345.49	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	277.27	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	216.05	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	163.60	98.16	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	119.31	71.58	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	81.39	48.83	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	48.87	29.32	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	21.16	12.70	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	-2.40	-1.44	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-22.53	-13.52	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-39.89	-23.94	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-55.17	-33.10	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-68.96	-41.38	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-81.78	-49.07	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-75.26	-56.44	163.92	163.92*	163.92
120	9.800	-30.39	-60.79	165.66	165.66*	165.66

* : 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

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	67.30	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	385.78	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	303.12	123.63*	123.63	-13.69	123.63
206	3.000	225.89	126.51*	126.51	-13.25	126.51
207	3.500	160.28	96.17	129.40	-12.85	129.40
208	4.000	110.27	66.16	132.29	-12.48	132.29
209	4.500	74.73	44.84	135.17	-12.14	135.17
210	5.000	48.96	29.38	138.06	-11.83	138.06
211	5.500	28.19	16.91	140.95	-11.56	140.95
212	6.000	10.56	6.34	143.83	-11.32	143.83
213	6.500	-4.38	-2.63	146.72	-11.11	146.72
214	7.000	-17.09	-10.25	149.61	-10.93	149.61
215	7.500	-28.03	-16.82	152.49	-10.78	152.49
216	8.000	-37.63	-22.58	155.38	-10.67	155.38
217	8.500	-46.28	-27.77	158.27	-10.58	158.27
218	9.000	-54.33	-32.60	161.15	-10.53	161.15
219	9.500	-49.63	-37.23	164.04	-10.50	164.04
220	9.800	-19.98	-39.95	165.77	-10.51	165.77

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
8	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
102	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
103	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
104	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
105	2.500	713.47	123.51*	123.51	123.51*	123.51
106	3.000	566.60	126.40*	126.40	126.40*	126.40
107	3.500	430.99	129.28*	129.28	129.28*	129.28
108	4.000	315.13	132.17*	132.17	132.17*	132.17
109	4.500	222.45	133.47	135.06	135.06*	135.06
110	5.000	151.96	91.18	137.94	137.94*	137.94
111	5.500	99.02	59.41	140.83	140.83*	140.83
112	6.000	56.49	33.90	143.72	143.72*	143.72
113	6.500	19.69	11.82	146.60	146.60*	146.60
114	7.000	-12.41	-7.44	149.49	149.49*	149.49
115	7.500	-40.70	-24.42	152.38	152.38*	152.38
116	8.000	-66.06	-39.64	155.26	155.26*	155.26
117	8.500	-89.31	-53.59	158.15	158.15*	158.15
118	9.000	-111.17	-66.70	161.04	161.04*	161.04
119	9.500	-105.79	-79.34	163.92	163.92*	163.92
120	9.800	-43.41	-86.81	165.66	165.66*	165.66

* : 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

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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}
9	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
202	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
203	1.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
204	2.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
205	2.500	610.55	123.63*	123.63	-77.25	123.63
206	3.000	445.62	126.51*	126.51	-75.82	126.51
207	3.500	303.01	129.40*	129.40	-74.50	129.40
208	4.000	192.23	115.34	132.29	-73.28	132.29
209	4.500	114.39	68.63	135.17	-72.18	135.17
210	5.000	64.59	38.75	138.06	-71.18	138.06
211	5.500	34.04	20.43	140.95	-70.28	140.95
212	6.000	12.26	7.35	143.83	-69.48	143.83
213	6.500	-6.27	-3.76	146.72	-68.79	146.72
214	7.000	-22.10	-13.26	149.61	-68.20	149.61
215	7.500	-35.80	-21.48	152.49	-67.70	152.49
216	8.000	-47.90	-28.74	155.38	-67.31	155.38
217	8.500	-58.88	-35.33	158.27	-67.02	158.27
218	9.000	-69.15	-41.49	161.15	-66.82	161.15
219	9.500	-63.23	-47.42	164.04	-66.72	164.04
220	9.800	-25.46	-50.93	165.77	-66.71	165.77

* : せん断地盤反力度が上限値に達したことを示す

杭体ばね値

変化点 1

杭番号 1

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	35166	0	0
104	2.000	246153	0	0
105	2.500	246153	0	0
106	3.000	246153	0	0
107	3.500	246153	0	0
108	4.000	246153	295384	0
109	4.500	246153	295384	0
110	5.000	246153	295384	0
111	5.500	246153	295384	0
112	6.000	246153	295384	0
113	6.500	246153	295384	0
114	7.000	246153	295384	0
115	7.500	246153	295384	0
116	8.000	246153	295384	0
117	8.500	246153	295384	0
118	9.000	246153	295384	0
119	9.500	196920	236304	0
120	9.800	73845	88614	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

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	35166	0	0
204	2.000	246153	0	0
205	2.500	246153	0	295384
206	3.000	246153	0	295384
207	3.500	246153	295384	295384
208	4.000	246153	295384	295384
209	4.500	246153	295384	295384
210	5.000	246153	295384	295384
211	5.500	246153	295384	295384
212	6.000	246153	295384	295384
213	6.500	246153	295384	295384
214	7.000	246153	295384	295384
215	7.500	246153	295384	295384
216	8.000	246153	295384	295384
217	8.500	246153	295384	295384
218	9.000	246153	295384	295384
219	9.500	196920	236304	236304
220	9.800	73845	88614	88614

底面ばね

K_V : 2115 kN/m

K_R : 3244 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.019 m

A_v : 0.006 m²

変化点 2

杭番号 1

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
8	0.000	0	0	0
101	0.500	0	0	0
102	1.000	0	0	0
103	1.500	0	0	0
104	2.000	0	0	0
105	2.500	246153	0	0
106	3.000	246153	0	0
107	3.500	246153	0	0
108	4.000	246153	0	0
109	4.500	246153	295384	0
110	5.000	246153	295384	0
111	5.500	246153	295384	0
112	6.000	246153	295384	0
113	6.500	246153	295384	0
114	7.000	246153	295384	0
115	7.500	246153	295384	0
116	8.000	246153	295384	0
117	8.500	246153	295384	0
118	9.000	246153	295384	0
119	9.500	196920	236304	0
120	9.800	73845	88614	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

載荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

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)
9	0.000	0	0	0
201	0.500	0	0	0
202	1.000	0	0	0
203	1.500	0	0	0
204	2.000	0	0	0
205	2.500	246153	0	295384
206	3.000	246153	0	295384
207	3.500	246153	0	295384
208	4.000	246153	295384	295384
209	4.500	246153	295384	295384
210	5.000	246153	295384	295384
211	5.500	246153	295384	295384
212	6.000	246153	295384	295384
213	6.500	246153	295384	295384
214	7.000	246153	295384	295384
215	7.500	246153	295384	295384
216	8.000	246153	295384	295384
217	8.500	246153	295384	295384
218	9.000	246153	295384	295384
219	9.500	196920	236304	236304
220	9.800	73845	88614	88614

底面ばね

K_V : 0 kN/m

K_R : 0 kN・m/rad

K_S : 0 kN/m

底面ばね条件

有効断面

d_v : 0.002 m

A_v : 0.000 m²

7.4 フレーム解析結果

7.4.1 橋軸方向：タイプI地震動 - ケース 1

変化点 1

荷重ステップ $i = 0.343$

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
1	-4.61017	-5.26243	0.67495
2	-4.61017	-3.91252	0.67495
3	-4.61777	-1.93842	0.69861
4	-4.61777	-1.86856	0.69861
5	-4.61777	-1.79870	0.69861
6	-4.61127	0.21789	0.69626
7	-4.61127	1.61041	0.69626
8	-2.92278	-3.91250	0.67496
9	-2.87062	0.21789	0.69626
10	-6.36435	-1.86857	0.69864
101	-2.58575	-3.85841	0.67148
102	-2.25300	-3.80407	0.65781
103	-1.92958	-3.74949	0.63423
104	-1.62039	-3.69466	0.60099
105	-1.33000	-3.63959	0.55934
106	-1.06201	-3.58628	0.51191
107	-0.82339	-3.53479	0.44216
108	-0.62035	-3.48517	0.37020
109	-0.44839	-3.43746	0.31814
110	-0.30081	-3.39171	0.27285
111	-0.17479	-3.34796	0.23206
112	-0.06789	-3.30627	0.19646
113	0.02259	-3.26668	0.16641
114	0.09945	-3.22923	0.14197
115	0.16547	-3.19398	0.12297
116	0.22326	-3.16098	0.10901
117	0.27523	-3.13026	0.09954
118	0.32342	-3.10188	0.09381
119	0.36952	-3.07588	0.09097
120	0.39669	-3.06146	0.09027
201	-2.52047	0.21052	0.70284
202	-2.16926	0.20339	0.70051
203	-1.82140	0.19651	0.68953
204	-1.48113	0.18988	0.67017
205	-1.15244	0.18349	0.64356
206	-0.84948	0.17756	0.56439
207	-0.59815	0.17210	0.43928
208	-0.41021	0.16708	0.31272
209	-0.27801	0.16251	0.21721
210	-0.18029	0.15839	0.17448
211	-0.09985	0.15470	0.14781
212	-0.03189	0.15144	0.12464
213	0.02540	0.14860	0.10518
214	0.07390	0.14619	0.08942
215	0.11542	0.14420	0.07724
216	0.15169	0.14263	0.06834
217	0.18425	0.14148	0.06234
218	0.21443	0.14074	0.05876
219	0.24331	0.14042	0.05700
220	0.26034	0.14042	0.05657

変化点 2

載荷ステップ $i = 1.000$
 水平震度 = 0.550
 基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
1	-7.27670	-7.45212	1.02965
2	-7.27670	-5.39281	1.02965
3	-7.28645	-2.39774	1.05062
4	-7.28645	-2.29268	1.05063
5	-7.28645	-2.18762	1.05063
6	-7.27799	0.85008	1.05105
7	-7.27799	2.95218	1.05105
8	-4.70256	-5.39280	1.02966
9	-4.65036	0.85008	1.05106
10	-9.91306	-2.29269	1.05066
101	-4.18273	-5.32890	1.04703
102	-3.65813	-5.26476	1.04880
103	-3.13648	-5.20037	1.03525
104	-2.62537	-5.13574	1.00674
105	-2.13189	-5.07086	0.96531
106	-1.66612	-5.00775	0.89200
107	-1.25211	-4.94645	0.75987
108	-0.90988	-4.88702	0.60668
109	-0.64237	-4.82951	0.46291
110	-0.43801	-4.77395	0.35495
111	-0.27432	-4.72040	0.30072
112	-0.13497	-4.66891	0.25771
113	-0.01555	-4.61951	0.22108
114	0.08721	-4.57226	0.19107
115	0.17661	-4.52721	0.16757
116	0.25580	-4.48440	0.15018
117	0.32771	-4.44387	0.13830
118	0.39487	-4.40568	0.13105
119	0.45935	-4.36989	0.12738
120	0.49741	-4.34958	0.12644
201	-4.11697	0.83290	1.08011
202	-3.57260	0.81597	1.09506
203	-3.02421	0.79929	1.09619
204	-2.47865	0.78284	1.08384
205	-1.94230	0.76665	1.05994
206	-1.43097	0.75162	0.97205
207	-0.98834	0.73774	0.79028
208	-0.64552	0.72500	0.57818
209	-0.40456	0.71337	0.38616
210	-0.24655	0.70285	0.24747
211	-0.13933	0.69341	0.18248
212	-0.05497	0.68506	0.15567
213	0.01705	0.67777	0.13312
214	0.07887	0.67155	0.11488
215	0.13262	0.66638	0.10080
216	0.18032	0.66226	0.09059
217	0.22378	0.65918	0.08378
218	0.26457	0.65713	0.07979
219	0.30392	0.65613	0.07789
220	0.32721	0.65602	0.07745

変化点 1

載荷ステップ i = 0.343

水平震度 = 0.480

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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	0.00	0.00	0.00
		1.000	-287.87	-575.75	81.93
2(2- 3)	j	2.000	-1151.50	-1151.50	163.87
		0.000	-6109.02	12094.95	-1756.80
		1.450	10823.40	11260.12	-1637.99
3(3- 4)	i	1.650	13063.91	11144.97	-1621.61
		2.900	26545.32	10425.28	-1519.19
		0.000	26545.32	10425.28	-1519.19
4(4- 5)	j	0.100	27584.97	10367.71	-1511.00
		0.000	-7475.05	4717.84	1274.10
5(5- 6)	i	0.100	-7006.15	4660.26	1282.30
		0.000	-7006.15	4660.26	1282.30
		1.250	-1630.62	3940.58	1384.71
6(6- 7)	j	2.900	4087.59	2990.59	1519.91
		0.000	-1151.50	1151.50	-163.87
7(2- 8)	i	0.850	-380.71	662.11	-94.22
		2.000	0.00	0.00	0.00
		0.000	4957.52	-1920.67	-13246.45
8(6- 9)	j	2.500	155.85	-1920.67	-13246.45
		0.000	5239.09	-1683.77	1839.09
9(4- 10)	i	2.500	1029.65	-1683.77	1839.09
		0.000	35060.02	-2785.10	-5649.87
100(8-101)	j	2.500	28097.27	-2785.10	-5649.87
		0.000	155.85	-1920.67	-13246.45
101(101-102)	i	0.500	-799.36	-1900.18	-13306.59
		0.000	-799.36	-1900.18	-13306.59
102(102-103)	j	0.500	-1731.16	-1827.02	-13366.72
		0.000	-1731.16	-1827.02	-13366.72
103(103-104)	i	0.500	-2644.66	-1827.02	-13426.85
		0.000	-2644.66	-1759.16	-13426.85
104(104-105)	j	0.500	-3524.25	-1759.16	-13486.98
		0.000	-3524.25	-1360.30	-13486.98
105(105-106)	i	0.500	-4204.40	-1360.30	-13547.11
		0.000	-4204.40	-785.79	-13052.94
106(106-107)	j	0.500	-4597.29	-785.79	-13113.07
		0.000	-4597.29	-271.32	-12607.41
107(107-108)	i	0.500	-4732.95	-271.32	-12667.54
		0.000	-4732.95	174.58	-12149.61
108(108-109)	j	0.500	-4645.66	174.58	-12209.74
		0.000	-4645.66	510.52	-11679.96
109(109-110)	i	0.500	-4390.40	510.52	-11740.09
		0.000	-4390.40	753.34	-11198.87
110(110-111)	j	0.500	-4013.73	753.34	-11259.00
		0.000	-4013.73	916.24	-10706.68
111(111-112)	i	0.500	-3555.61	916.24	-10766.81
		0.000	-3555.61	1010.89	-10202.24
112(112-113)	j	0.500	-3050.17	1010.89	-10262.37
		0.000	-3050.17	1047.66	-9687.38
113(113-114)	i	0.500	-2526.34	1047.66	-9747.51
		0.000	-2526.34	1035.42	-9160.73
114(114-115)	j	0.500	-2008.63	1035.42	-9220.86
		0.000	-2008.63	981.56	-8621.08
115(115-116)	i	0.500	-1517.85	981.56	-8681.21
		0.000	-1517.85	891.96	-8070.63
116(116-117)	j	0.500	-1071.87	891.96	-8130.76
		0.000	-1071.87	771.05	-7509.62
117(117-118)	i	0.500	-686.34	771.05	-7569.75
		0.000	-686.34	622.01	-6935.92
118(118-119)	j	0.500	-375.34	622.01	-6996.05
		0.000	-375.34	446.86	-6349.68
119(119-120)	i	0.500	-151.91	446.86	-6409.81
		0.000	-151.91	286.78	-5882.92
200(9-201)	j	0.300	-65.88	286.78	-5919.00
		0.000	1029.65	-1683.77	1839.09
201(201-202)	i	0.500	192.89	-1663.28	1778.96
		0.000	192.89	-1663.28	1778.96

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)
202(202-203)	j	0.500	-620.47	-1590.12	1718.82
		0.000	-620.47	-1590.12	1718.82
203(203-204)	j	0.500	-1415.53	-1590.12	1658.69
		0.000	-1415.53	-1526.07	1658.69
204(204-205)	j	0.500	-2178.56	-1526.07	1598.56
		0.000	-2178.56	-1161.49	1598.56
205(205-206)	j	0.500	-2759.31	-1161.49	1538.43
		0.000	-2759.31	-630.06	1484.23
206(206-207)	j	0.500	-3074.34	-630.06	1424.10
		0.000	-3074.34	-170.04	1371.65
207(207-208)	j	0.500	-3159.36	-170.04	1311.51
		0.000	-3159.36	153.88	1260.68
208(208-209)	j	0.500	-3082.42	153.88	1200.55
		0.000	-3082.42	376.03	1151.19
209(209-210)	j	0.500	-2894.41	376.03	1091.06
		0.000	-2894.41	526.58	1043.06
210(210-211)	j	0.500	-2631.12	526.58	982.93
		0.000	-2631.12	624.21	936.14
211(211-212)	j	0.500	-2319.02	624.21	876.01
		0.000	-2319.02	678.28	830.31
212(212-213)	j	0.500	-1979.87	678.28	770.18
		0.000	-1979.87	695.55	725.45
213(213-214)	j	0.500	-1632.10	695.55	665.32
		0.000	-1632.10	681.80	621.42
214(214-215)	j	0.500	-1291.20	681.80	561.29
		0.000	-1291.20	641.78	518.11
215(215-216)	j	0.500	-970.31	641.78	457.98
		0.000	-970.31	579.27	415.38
216(216-217)	j	0.500	-680.68	579.27	355.25
		0.000	-680.68	497.12	313.12
217(217-218)	j	0.500	-432.12	497.12	252.99
		0.000	-432.12	397.35	211.19
218(218-219)	j	0.500	-233.44	397.35	151.06
		0.000	-233.44	281.22	109.49
219(219-220)	j	0.500	-92.83	281.22	49.36
		0.000	-92.83	175.82	16.18
		0.300	-40.08	175.82	-19.90

変化点 2

載荷ステップ i = 1.000

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : i = 1で基礎は降伏していない

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	0.00	0.00	0.00
		1.000	-287.87	-575.75	238.88
2(2- 3)	j	2.000	-1151.50	-1151.50	477.75
		0.000	-10804.11	14501.42	-2446.78
		1.450	9617.69	13666.58	-2100.41
3(3- 4)	i	1.650	12339.49	13551.43	-2052.64
		2.900	28828.97	12831.74	-1754.04
		0.000	28828.97	12831.74	-1754.04
4(4- 5)	j	0.100	30109.27	12774.17	-1730.15
		0.000	-9959.33	7124.30	1452.82
5(5- 6)	i	0.100	-9249.77	7066.73	1476.70
		0.000	-9249.77	7066.73	1476.70
6(6- 7)	j	1.250	-866.17	6347.04	1775.30
		2.900	8822.70	5397.05	2169.44
		0.000	-1151.50	1151.50	-477.75
7(2- 8)	i	0.850	-380.71	662.11	-274.71
		2.000	0.00	0.00	0.00
8(6- 9)	j	0.000	9652.61	-2924.53	-15652.92
		2.500	2341.29	-2924.53	-15652.92
9(4- 10)	i	0.000	9974.20	-2647.19	4245.55
		2.500	3356.22	-2647.19	4245.55
100(8-101)	j	0.000	40068.59	-3182.97	-5649.87
		2.500	32111.16	-3182.97	-5649.87
101(101-102)	i	0.000	2341.29	-2924.53	-15652.92
		0.500	884.15	-2904.04	-15713.05
102(102-103)	j	0.000	884.15	-2904.04	-15713.05
		0.500	-549.58	-2830.88	-15773.18
103(103-104)	i	0.000	-549.58	-2830.88	-15773.18
		0.500	-1965.02	-2830.88	-15833.31
104(104-105)	j	0.000	-1965.02	-2720.58	-15833.31
		0.500	-3325.31	-2720.58	-15893.45
105(105-106)	i	0.000	-3325.31	-2074.34	-15893.45
		0.500	-4362.48	-2074.34	-15953.58
106(106-107)	j	0.000	-4362.48	-1302.44	-15459.40
		0.500	-5013.70	-1302.44	-15519.53
107(107-108)	i	0.000	-5013.70	-639.27	-15013.87
		0.500	-5333.34	-639.27	-15074.01
108(108-109)	j	0.000	-5333.34	-72.25	-14556.07
		0.500	-5369.46	-72.25	-14616.20
109(109-110)	i	0.000	-5369.46	416.15	-14086.43
		0.500	-5161.39	416.15	-14146.56
110(110-111)	j	0.000	-5161.39	764.02	-13605.33
		0.500	-4779.38	764.02	-13665.46
111(111-112)	i	0.000	-4779.38	1001.21	-13113.14
		0.500	-4278.77	1001.21	-13173.28
112(112-113)	j	0.000	-4278.77	1149.77	-12608.70
		0.500	-3703.89	1149.77	-12668.83
113(113-114)	i	0.000	-3703.89	1222.86	-12093.84
		0.500	-3092.46	1222.86	-12153.97
114(114-115)	j	0.000	-3092.46	1231.28	-11567.19
		0.500	-2476.82	1231.28	-11627.32
115(115-116)	i	0.000	-2476.82	1184.05	-11027.54
		0.500	-1884.80	1184.05	-11087.67
116(116-117)	j	0.000	-1884.80	1088.41	-10477.09
		0.500	-1340.59	1088.41	-10537.22
117(117-118)	i	0.000	-1340.59	949.89	-9916.08
		0.500	-865.65	949.89	-9976.21
118(118-119)	j	0.000	-865.65	772.42	-9342.38
		0.500	-479.44	772.42	-9402.51
119(119-120)	i	0.000	-479.44	558.59	-8756.14
		0.500	-200.15	558.59	-8816.27
200(9-201)	j	0.000	-200.15	359.58	-8289.39
		0.300	-92.27	359.58	-8325.47
201(201-202)	i	0.000	3356.22	-2647.19	4245.55
		0.500	2037.75	-2626.70	4185.42
		0.000	2037.75	-2626.70	4185.42

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)
202(202-203)	j	0.500	742.69	-2553.54	4125.29
		0.000	742.69	-2553.54	4125.29
203(203-204)	i	0.500	-534.08	-2553.54	4065.16
		0.000	-534.08	-2447.19	4065.16
204(204-205)	j	0.500	-1757.68	-2447.19	4005.02
		0.000	-1757.68	-1837.07	4005.02
205(205-206)	i	0.500	-2676.21	-1837.07	3944.89
		0.000	-2676.21	-1111.22	3718.44
206(206-207)	j	0.500	-3231.82	-1111.22	3658.30
		0.000	-3231.82	-505.30	3436.29
207(207-208)	i	0.500	-3484.47	-505.30	3376.15
		0.000	-3484.47	-3.19	3158.24
208(208-209)	j	0.500	-3486.06	-3.19	3098.11
		0.000	-3486.06	346.38	2883.95
209(209-210)	i	0.500	-3312.87	346.38	2823.82
		0.000	-3312.87	565.47	2613.10
210(210-211)	j	0.500	-3030.14	565.47	2552.97
		0.000	-3030.14	698.99	2345.36
211(211-212)	i	0.500	-2680.64	698.99	2285.23
		0.000	-2680.64	774.44	2080.41
212(212-213)	j	0.500	-2293.42	774.44	2020.27
		0.000	-2293.42	804.21	1817.92
213(213-214)	i	0.500	-1891.32	804.21	1757.79
		0.000	-1891.32	794.98	1557.58
214(214-215)	j	0.500	-1493.83	794.98	1497.45
		0.000	-1493.83	752.27	1299.09
215(215-216)	i	0.500	-1117.70	752.27	1238.95
		0.000	-1117.70	680.45	1042.12
216(216-217)	j	0.500	-777.48	680.45	981.98
		0.000	-777.48	582.80	786.36
217(217-218)	i	0.500	-486.08	582.80	726.23
		0.000	-486.08	461.62	531.52
218(218-219)	j	0.500	-255.27	461.62	471.39
		0.000	-255.27	318.34	277.28
219(219-220)	i	0.500	-96.10	318.34	217.15
		0.000	-96.10	186.68	62.11
	j	0.300	-40.09	186.68	26.03

7.4.3 橋軸方向：タイプII地震動 - ケース1

変化点 1

載荷ステップ $i = 0.327$

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回轉變位 (mrad)
1	-4.71691	-5.26778	0.67669
2	-4.71691	-3.91439	0.67669
3	-4.72456	-1.93813	0.69837
4	-4.72456	-1.86829	0.69838
5	-4.72456	-1.79845	0.69838
6	-4.71810	0.21992	0.69773
7	-4.71810	1.61537	0.69773
8	-3.02517	-3.91438	0.67670
9	-2.97377	0.21991	0.69773
10	-6.47054	-1.86830	0.69841
101	-2.68600	-3.86027	0.67814
102	-2.34888	-3.80590	0.66853
103	-2.01926	-3.75130	0.64815
104	-1.70248	-3.69645	0.61725
105	-1.40355	-3.64135	0.57716
106	-1.12640	-3.58803	0.53060
107	-0.87770	-3.53652	0.46362
108	-0.66462	-3.48688	0.38881
109	-0.48469	-3.43916	0.33140
110	-0.33065	-3.39339	0.28541
111	-0.19854	-3.34964	0.24381
112	-0.08597	-3.30793	0.20738
113	0.00977	-3.26833	0.17653
114	0.09151	-3.23087	0.15137
115	0.16207	-3.19561	0.13176
116	0.22413	-3.16260	0.11731
117	0.28015	-3.13187	0.10748
118	0.33225	-3.10348	0.10152
119	0.38216	-3.07749	0.09854
120	0.41160	-3.06305	0.09779
201	-2.62181	0.21252	0.70847
202	-2.26692	0.20537	0.70953
203	-1.91384	0.19847	0.70120
204	-1.56724	0.19181	0.68373
205	-1.23144	0.18540	0.65832
206	-0.91770	0.17945	0.59303
207	-0.65114	0.17397	0.47090
208	-0.44799	0.16894	0.34166
209	-0.30359	0.16436	0.23699
210	-0.19892	0.16022	0.18268
211	-0.11453	0.15652	0.15544
212	-0.04289	0.15325	0.13170
213	0.01780	0.15041	0.11170
214	0.06943	0.14800	0.09546
215	0.11387	0.14601	0.08288
216	0.15287	0.14444	0.07366
217	0.18803	0.14329	0.06744
218	0.22072	0.14256	0.06370
219	0.25205	0.14225	0.06186
220	0.27053	0.14226	0.06140

変化点 2

载荷ステップ $i = 1.000$

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : $i = 1$ で基礎は降伏していない

格点 番号	水平変位 x (mm)	鉛直変位 y (mm)	回転変位 (mrad)
1	-9.02842	-8.50546	1.20349
2	-9.02842	-6.09849	1.20349
3	-9.04024	-2.61135	1.21738
4	-9.04024	-2.48961	1.21739
5	-9.04024	-2.36787	1.21738
6	-9.03180	1.15287	1.21866
7	-9.03180	3.59018	1.21865
8	-6.01969	-6.09847	1.20350
9	-5.98515	1.15286	1.21866
10	-12.08375	-2.48962	1.21742
101	-5.40667	-6.02990	1.24510
102	-4.77804	-5.96108	1.26603
103	-4.14403	-5.89202	1.26667
104	-3.51457	-5.82271	1.24824
105	-2.89848	-5.75316	1.21351
106	-2.30181	-5.68538	1.16629
107	-1.75090	-5.61941	1.03076
108	-1.28020	-5.55531	0.84781
109	-0.90372	-5.49312	0.65624
110	-0.61735	-5.43289	0.48952
111	-0.40229	-5.37467	0.37170
112	-0.22951	-5.31850	0.32050
113	-0.08000	-5.26442	0.27871
114	0.05040	-5.21250	0.24413
115	0.16533	-5.16277	0.21681
116	0.26836	-5.11529	0.19643
117	0.36282	-5.07010	0.18237
118	0.45163	-5.02725	0.17370
119	0.53722	-4.98679	0.16923
120	0.58779	-4.96368	0.16803
201	-5.32494	1.13101	1.40905
202	-4.61478	1.10941	1.42883
203	-3.89884	1.08805	1.43225
204	-3.18508	1.06693	1.42053
205	-2.48035	1.04606	1.39643
206	-1.81033	1.02670	1.27290
207	-1.23100	1.00881	1.03613
208	-0.78094	0.99239	0.76180
209	-0.46471	0.97740	0.50530
210	-0.26239	0.96384	0.30778
211	-0.13830	0.95167	0.19181
212	-0.04979	0.94090	0.16300
213	0.02546	0.93151	0.13879
214	0.08977	0.92349	0.11922
215	0.14543	0.91682	0.10413
216	0.19459	0.91149	0.09317
217	0.23921	0.90751	0.08584
218	0.28093	0.90487	0.08152
219	0.32110	0.90356	0.07943
220	0.34484	0.90342	0.07893

変化点 1

載荷ステップ i = 0.327

水平震度 = 0.458

基礎の状態 : 杭 2 が押込み支持力上限値

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	0.00	0.00	0.00
	1	1.000	-287.87	-575.75	124.98
	j	2.000	-1151.50	-1151.50	249.96
2(2- 3)	i	0.000	-7004.47	12100.51	-1830.37
	1	1.450	9936.01	11265.67	-1649.15
	2	1.650	12177.62	11150.52	-1624.16
	j	2.900	25665.97	10430.83	-1467.93
3(3- 4)	i	0.000	25665.97	10430.83	-1467.93
	j	0.100	26706.17	10373.26	-1455.43
4(4- 5)	i	0.000	-6718.39	4723.39	1199.75
	j	0.100	-6248.93	4665.82	1212.25
5(5- 6)	i	0.000	-6248.93	4665.82	1212.25
	1	1.250	-866.47	3946.13	1368.47
	j	2.900	4860.90	2996.14	1574.69
6(6- 7)	i	0.000	-1151.50	1151.50	-249.96
	1	0.850	-380.71	662.11	-143.73
	j	2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	i	0.000	5852.97	-2080.33	-13252.01
	j	2.500	652.15	-2080.33	-13252.01
8(6- 9)	i	0.000	6012.40	-1824.65	1844.64
	j	2.500	1450.79	-1824.65	1844.64
9(4- 10)	i	0.000	33424.56	-2655.18	-5649.87
	j	2.500	26786.61	-2655.18	-5649.87
100(8-101)	i	0.000	652.15	-2080.33	-13252.01
	j	0.500	-382.90	-2059.84	-13312.14
101(101-102)	i	0.000	-382.90	-2059.84	-13312.14
	j	0.500	-1394.53	-1986.68	-13372.27
102(102-103)	i	0.000	-1394.53	-1986.68	-13372.27
	j	0.500	-2387.87	-1986.68	-13432.40
103(103-104)	i	0.000	-2387.87	-1915.67	-13432.40
	j	0.500	-3345.70	-1915.67	-13492.53
104(104-105)	i	0.000	-3345.70	-1496.60	-13492.53
	j	0.500	-4094.00	-1496.60	-13552.67
105(105-106)	i	0.000	-4094.00	-903.04	-13057.45
	j	0.500	-4545.52	-903.04	-13117.58
106(106-107)	i	0.000	-4545.52	-372.10	-12611.19
	j	0.500	-4731.57	-372.10	-12671.32
107(107-108)	i	0.000	-4731.57	103.21	-12152.97
	j	0.500	-4679.96	103.21	-12213.10
108(108-109)	i	0.000	-4679.96	463.13	-11683.29
	j	0.500	-4448.40	463.13	-11743.42
109(109-110)	i	0.000	-4448.40	725.60	-11202.62
	j	0.500	-4085.60	725.60	-11262.75
110(110-111)	i	0.000	-4085.60	904.66	-10709.89
	j	0.500	-3633.27	904.66	-10770.02
111(111-112)	i	0.000	-3633.27	1012.18	-10205.48
	j	0.500	-3127.18	1012.18	-10265.61
112(112-113)	i	0.000	-3127.18	1058.74	-9689.75
	j	0.500	-2597.81	1058.74	-9749.88
113(113-114)	i	0.000	-2597.81	1053.44	-9162.91
	j	0.500	-2071.09	1053.44	-9223.04
114(114-115)	i	0.000	-2071.09	1003.89	-8624.00
	j	0.500	-1569.14	1003.89	-8684.13
115(115-116)	i	0.000	-1569.14	916.12	-8073.28
	j	0.500	-1111.08	916.12	-8133.41
116(116-117)	i	0.000	-1111.08	794.75	-7511.04
	j	0.500	-713.71	794.75	-7571.17
117(117-118)	i	0.000	-713.71	643.04	-6937.65
	j	0.500	-392.19	643.04	-6997.78
118(118-119)	i	0.000	-392.19	463.11	-6350.84
	j	0.500	-160.63	463.11	-6410.97
119(119-120)	i	0.000	-160.63	297.55	-5885.50
	j	0.300	-71.36	297.55	-5921.58
200(9-201)	i	0.000	1450.79	-1824.65	1844.64
	j	0.500	543.58	-1804.16	1784.51
201(201-202)	i	0.000	543.58	-1804.16	1784.51

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)
202(202-203)	j	0.500	-340.20	-1731.00	1724.38
		0.000	-340.20	-1731.00	1724.38
203(203-204)	j	0.500	-1205.70	-1731.00	1664.24
		0.000	-1205.70	-1663.69	1664.24
204(204-205)	j	0.500	-2037.55	-1663.69	1604.11
		0.000	-2037.55	-1277.91	1604.11
205(205-206)	j	0.500	-2676.51	-1277.91	1543.98
		0.000	-2676.51	-727.51	1489.22
206(206-207)	j	0.500	-3040.26	-727.51	1429.08
		0.000	-3040.26	-247.99	1376.08
207(207-208)	j	0.500	-3164.26	-247.99	1315.94
		0.000	-3164.26	104.63	1264.56
208(208-209)	j	0.500	-3111.94	104.63	1204.42
		0.000	-3111.94	347.23	1154.52
209(209-210)	j	0.500	-2938.32	347.23	1094.39
		0.000	-2938.32	511.64	1045.84
210(210-211)	j	0.500	-2682.51	511.64	985.71
		0.000	-2682.51	619.36	938.38
211(211-212)	j	0.500	-2372.83	619.36	878.25
		0.000	-2372.83	681.38	832.02
212(212-213)	j	0.500	-2032.14	681.38	771.89
		0.000	-2032.14	704.61	726.62
213(213-214)	j	0.500	-1679.84	704.61	666.49
		0.000	-1679.84	694.97	622.06
214(214-215)	j	0.500	-1332.35	694.97	561.93
		0.000	-1332.35	657.37	518.21
215(215-216)	j	0.500	-1003.67	657.37	458.08
		0.000	-1003.67	595.70	414.95
216(216-217)	j	0.500	-705.82	595.70	354.81
		0.000	-705.82	512.92	312.15
217(217-218)	j	0.500	-449.36	512.92	252.02
		0.000	-449.36	411.09	209.69
218(218-219)	j	0.500	-243.81	411.09	149.56
		0.000	-243.81	291.56	107.45
219(219-220)	j	0.500	-98.03	291.56	47.31
		0.000	-98.03	182.37	13.70
		0.300	-43.32	182.37	-22.38

変化点 2

載荷ステップ i = 1.000

水平震度 = 0.550

基礎の状態 : i = 1で基礎は降伏していない

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	0.00	0.00	0.00
		1.000	-287.87	-575.75	382.20
2(2- 3)	j	2.000	-1151.50	-1151.50	764.40
		0.000	-15643.64	15648.67	-3102.35
		1.450	6441.68	14813.84	-2548.16
	1	1.650	9392.93	14698.69	-2471.72
		2.900	27316.49	13979.00	-1993.97
3(3- 4)	j	0.000	27316.49	13979.00	-1993.97
		0.100	28711.51	13921.42	-1955.75
4(4- 5)	j	0.000	-11357.08	8271.55	1227.22
		0.100	-10532.81	8213.98	1265.44
5(5- 6)	j	0.000	-10532.81	8213.97	1265.44
		1.250	-715.15	7494.29	1743.19
	1	2.900	10866.69	6544.30	2373.82
		0.000	-1151.50	1151.50	-764.40
6(6- 7)	j	0.850	-380.71	662.11	-439.53
		2.000	0.00	0.00	0.00
7(2- 8)	j	0.000	14492.14	-3866.75	-16800.17
		2.500	4825.26	-3866.75	-16800.17
8(6- 9)	j	0.000	12018.19	-3138.22	5392.80
		2.500	4172.64	-3138.22	5392.80
9(4- 10)	j	0.000	40068.59	-3182.97	-5649.87
		2.500	32111.16	-3182.97	-5649.87
100(8-101)	j	0.000	4825.26	-3866.75	-16800.17
		0.500	2897.00	-3846.26	-16860.31
101(101-102)	j	0.000	2897.00	-3846.26	-16860.31
		0.500	992.16	-3773.10	-16920.44
102(102-103)	j	0.000	992.16	-3773.10	-16920.44
		0.500	-861.73	-3642.47	-16980.57
103(103-104)	j	0.000	-861.73	-3642.47	-16980.57
		0.500	-2497.06	-2898.84	-17040.70
104(104-105)	j	0.000	-2497.06	-2898.84	-17040.70
		0.500	-3946.49	-2898.84	-17100.83
105(105-106)	j	0.000	-3946.49	-1937.72	-16605.83
		0.500	-4915.34	-1937.72	-16665.96
106(106-107)	j	0.000	-4915.34	-1117.77	-16159.60
		0.500	-5474.23	-1117.77	-16219.73
107(107-108)	j	0.000	-5474.23	-427.84	-15702.58
		0.500	-5688.15	-427.84	-15762.71
108(108-109)	j	0.000	-5688.15	151.69	-15233.89
		0.500	-5612.31	151.69	-15294.02
109(109-110)	j	0.000	-5612.31	641.09	-14752.55
		0.500	-5291.76	641.09	-14812.68
110(110-111)	j	0.000	-5291.76	975.41	-14260.48
		0.500	-4804.06	975.41	-14320.61
111(111-112)	j	0.000	-4804.06	1193.26	-13756.53
		0.500	-4207.43	1193.26	-13816.66
112(112-113)	j	0.000	-4207.43	1317.55	-13241.04
		0.500	-3548.65	1317.55	-13301.18
113(113-114)	j	0.000	-3548.65	1360.87	-12714.27
		0.500	-2868.22	1360.87	-12774.41
114(114-115)	j	0.000	-2868.22	1333.58	-12175.20
		0.500	-2201.43	1333.58	-12235.33
115(115-116)	j	0.000	-2201.43	1244.05	-11623.96
		0.500	-1579.40	1244.05	-11684.09
116(116-117)	j	0.000	-1579.40	1098.72	-11060.81
		0.500	-1030.05	1098.72	-11120.94
117(117-118)	j	0.000	-1030.05	902.24	-10486.19
		0.500	-578.93	902.24	-10546.32
118(118-119)	j	0.000	-578.93	657.66	-9900.66
		0.500	-250.10	657.66	-9960.79
119(119-120)	j	0.000	-250.10	424.92	-9436.06
		0.300	-122.62	424.92	-9472.14
200(9-201)	j	0.000	4172.64	-3138.22	5392.80
		0.500	2608.66	-3117.73	5332.67
201(201-202)	i	0.000	2608.66	-3117.73	5332.67

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)
202(202-203)	j	0.500	1068.08	-3044.57	5272.53
		0.000	1068.08	-3044.57	5272.53
203(203-204)	j	0.500	-421.54	-2913.94	5212.40
		0.000	-421.54	-2913.94	5212.40
204(204-205)	j	0.500	-1692.60	-2170.31	5152.27
		0.000	-1692.60	-2170.31	5152.27
205(205-206)	j	0.500	-2777.76	-2170.31	5092.14
		0.000	-2777.76	-1311.88	4783.15
206(206-207)	j	0.500	-3433.70	-1311.88	4723.02
		0.000	-3433.70	-613.01	4419.75
207(207-208)	j	0.500	-3740.20	-613.01	4359.61
		0.000	-3740.20	-50.29	4061.63
208(208-209)	j	0.500	-3765.35	-50.29	4001.49
		0.000	-3765.35	372.62	3708.36
209(209-210)	j	0.500	-3579.04	372.62	3648.23
		0.000	-3579.04	624.27	3359.52
210(210-211)	j	0.500	-3266.90	624.27	3299.39
		0.000	-3266.90	766.37	3014.69
211(211-212)	j	0.500	-2883.72	766.37	2954.55
		0.000	-2883.72	841.26	2673.45
212(212-213)	j	0.500	-2463.09	841.26	2613.31
		0.000	-2463.09	868.23	2335.39
213(213-214)	j	0.500	-2028.98	868.23	2275.25
		0.000	-2028.98	854.44	2000.10
214(214-215)	j	0.500	-1601.76	854.44	1939.97
		0.000	-1601.76	805.82	1667.19
215(215-216)	j	0.500	-1198.85	805.82	1607.05
		0.000	-1198.85	727.07	1336.24
216(216-217)	j	0.500	-835.31	727.07	1276.11
		0.000	-835.31	621.69	1006.87
217(217-218)	j	0.500	-524.47	621.69	946.74
		0.000	-524.47	492.15	678.67
218(218-219)	j	0.500	-278.39	492.15	618.54
		0.000	-278.39	340.01	351.26
219(219-220)	j	0.500	-108.38	340.01	291.12
		0.000	-108.38	200.91	77.61
	j	0.300	-48.11	200.91	41.53

8章 フーチングの照査(レベル2 地震時)(片持ち梁解析)

8.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)

鉄筋の降伏強度(軸方向鉄筋) $fyk = 345.00$ (N/mm²)

(上記以外) $fyk = 345.00$ (N/mm²)

鉄筋の取扱い : 単鉄筋

曲げモーメントに対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離(m)
1	一般	2.000	杭1	-	-
2	一般	3.650	柱左端	-	-
3	一般	6.350	柱右端	-	-
4	一般	8.000	杭2	-	-

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 杭1

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0$ mm

部材高 $H = 5000.0$ mm

モーメント集計位置 $Y = 2.500$ m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 2 : 柱左端

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0$ mm

部材高 $H = 5000.0$ mm

モーメント集計位置 $Y = 2.500$ m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 3 : 柱右端

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0$ mm

部材高 $H = 5000.0$ mm

モーメント集計位置 $Y = 2.500$ m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置(cm)	鉄筋径(mm)	ピッチ(mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

照査位置 4 : 杭2

区分 : 一般

部材幅 $B = 5000.0$ mm

部材高 $H = 5000.0$ mm

モーメント集計位置 $Y = 2.500$ m

主鉄筋

鉄筋No	位置指定	位置 (cm)	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)
1	上縁かぶり	15.0	D32	250
2	下縁かぶり	25.0	D32	250

せん断力に対する照査位置

No	区分	位置L(m)	名称	部材No	i端からの距離 (m)
1	一般	8.850	1/2H位置 (右)	-	-

主鉄筋 側面かぶり = 150 (mm)

照査位置 1 : 1/2H位置 (右)

区分 : 一般

部材幅 B = 5000.0 mm

部材高 H = 5000.0 mm

スターラップ

鉄筋径 (mm)	幅1(m)辺りの鉄筋本数	間隔 (cm)
D16	1.00	100.0

8.2 橋軸方向 : タイプI地震動 ケース 1

8.2.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本	杭頭水平反力 kN/本	杭頭モーメント kN.m/本
1 L=-3.000	15652.92	2924.53	-2341.29
2 L= 3.000	-4245.55	2647.19	-3356.22

8.2.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L'= -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-230.30		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	-1462.26		
杭頭モーメント	kN.m/m	-468.26		
合計	Mo	kN.m/m	-2160.82	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-2160.82

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-5120.85			
判定		M	My	OK	
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L'= -1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-767.04		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	5165.46		
杭頭水平反力	kN.m/m	-1462.26		
杭頭モーメント	kN.m/m	-468.26		
合計	Mo	kN.m/m	2467.90	
有効高	d	mm	4750.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	2467.90

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	5013.33			
判定		M	My	OK	
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 3：柱右端 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-767.04		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	-1401.03		
杭頭水平反力	kN.m/m	1323.60		
杭頭モーメント	kN.m/m	671.24		
合計	Mo	kN.m/m	-173.23	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-173.23

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-5120.85			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 4：杭2 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-230.30		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	1323.60		
杭頭モーメント	kN.m/m	671.24		
合計	Mo	kN.m/m	1764.54	
有効高	d	mm	4750.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	1764.54

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	5013.33			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

8.2.3 せん断に対する照査

照査位置 1 : 1/2H位置(右) 区分 : 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -132.42	0.00 -76.14
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	0.00 — —	0.00 0.00 0.00
合計	-132.42	-76.14

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0		
部材高	h	mm	5000.0		
有効高	d	mm	4850.0		
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000	
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.608	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.066	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.631	
	せん断スパン	a	mm	1350.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	6.400	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	4164.54	
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986 × 10 ²	
	間隔	s	mm	1000.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.111	
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	10.30	
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	4174.84	
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

8.2.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査

鉛直方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・せん断照査断面は、杭中心から $D/2+h/2$ の円周上とする。
- ・せん断照査断面よりも杭中心寄りに柱または壁前面が存在する場合（ S が負値となる場合）には、押抜きせん断に対する照査を省略する。
- ・せん断照査断面のフーチング厚さは、杭頭部の埋込み長を控除したものとする。
- ・コンクリート断面のせん断耐力は、杭位置でのせん断耐力（単位幅当たり）×せん断照査断面の延長とする。

杭番号 1

鉛直方向の作用力 $P_v = 15652.92 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 4.900 / 2 = 3.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -1.888 \text{ m}$
 柱または壁前面が杭中心寄りに存在するので、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号 2

鉛直方向の作用力 $P_v = -4245.55 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 4.900 / 2 = 3.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -1.888 \text{ m}$
 杭反力が引抜きのため、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号	P_v	S_v	判定
1	15652.92	-----	省略
2	-4245.55	-----	省略

8.2.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査

水平方向の押抜きせん断に対する照査は、次のようになう。

- ・ 押抜きせん断が生じる平面的な範囲に存在するフーチング下面鉄筋のせん断耐力を算出する。
- ・ 有効幅は、端部または $1 \cdot D$ を用いて計算した値とする。

杭番号 1

水平方向の作用力 $Ph = 2647.19 \text{ kN}$

水平押抜きせん断を考慮する有効幅 $B = 4500 \text{ mm}$

有効幅内の鉄筋本数 $n = B / \text{ctc} = 4500 / 250 = 18 \text{ 本}$

フーチング下面鉄筋 1 本の断面積 $As = 7.942 \times 10^2 \text{ mm}^2$

フーチング下面鉄筋の降伏強度 $sy = 345.00 \text{ N/mm}^2$

フーチング下面鉄筋のせん断耐力 $Sh = n \times As \times sy = 18 \times 7.942 \times 10^2 \times 345.00 = 4931.98 \text{ kN}$

判定 $Ph = 2647.19 \text{ kN} < Sh = 4931.98 \text{ kN} \quad \text{OK}$

杭番号	Ph	Sh	判定
1	2647.19	4931.98	OK

8.3 橋軸方向：タイプII地震動 ケース1

8.3.1 杭頭反力

杭番号	杭頭鉛直反力 kN/本	杭頭水平反力 kN/本	杭頭モーメント kN.m/本
1 L=-3.000	16800.17	3866.75	-4825.26
2 L= 3.000	-5392.80	3138.22	-4172.64

8.3.2 曲げモーメントに対する照査

照査位置 1：杭1 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 2.000 m(フーチング中心からの距離L'= -3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-230.30		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	-1933.38		
杭頭モーメント	kN.m/m	-965.05		
合計	Mo	kN.m/m	-3128.73	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-3128.73

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-5120.85			
判定		M	My	OK	
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 2：柱左端 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 3.650 m(フーチング中心からの距離L'= -1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-767.04		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	5544.06		
杭頭水平反力	kN.m/m	-1933.38		
杭頭モーメント	kN.m/m	-965.05		
合計	Mo	kN.m/m	1878.59	
有効高	d	mm	4750.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	1878.59

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	5013.33			
判定		M	My	OK	
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 3：柱右端 区分：一般（上側引張）

フーチング左端からの距離L= 6.350 m(フーチング中心からの距離L'= 1.350 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-767.04		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	-1779.62		
杭頭水平反力	kN.m/m	1569.11		
杭頭モーメント	kN.m/m	834.53		
合計	Mo	kN.m/m	-143.03	
有効高	d	mm	4850.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-143.03

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-5120.85			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

照査位置 4：杭2 区分：一般（下側引張）

フーチング左端からの距離L= 8.000 m(フーチング中心からの距離L'= 3.000 m)

作用曲げモーメント

上載土砂	kN.m/m	0.00		
フーチング自重	kN.m/m	-230.30		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	1569.11		
杭頭モーメント	kN.m/m	834.53		
合計	Mo	kN.m/m	2173.34	
有効高	d	mm	4750.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	2173.34

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	5000.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	150	31.768 × 10 ²
			2	4750	31.768 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	5013.33			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	777.412 × 10 ²			

8.3.3 せん断に対する照査

照査位置 1 : 1/2H位置(右) 区分 : 一般

フーチング左端からの距離L= 8.850 m(フーチング中心からの距離L'= 3.850 m)

せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
上載土砂 フーチング自重	0.00 -132.42	0.00 -76.14
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	0.00 — —	0.00 0.00 0.00
合計	-132.42	-76.14

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0		
部材高	h	mm	5000.0		
有効高	d	mm	4850.0		
コンクリート	正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.000	
	有効高に関する補正係数	Ce	—	0.608	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.066	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.631	
	せん断スパン	a	mm	1350.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	6.400	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	4164.54	
斜引張鉄筋	使用鉄筋量	Aw	mm ²	1.986 × 10 ²	
	間隔	s	mm	1000.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.111	
	降伏点	sy	N/mm ²	345.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	10.30	
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	4174.84	
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

8.3.4 鉛直方向の押抜きせん断に対する照査

鉛直方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・せん断照査断面は、杭中心から $D/2+h/2$ の円周上とする。
- ・せん断照査断面よりも杭中心寄りに柱または壁前面が存在する場合（ S が負値となる場合）には、押抜きせん断に対する照査を省略する。
- ・せん断照査断面のフーチング厚さは、杭頭部の埋込み長を控除したものとする。
- ・コンクリート断面のせん断耐力は、杭位置でのせん断耐力（単位幅当たり）×せん断照査断面の延長とする。

杭番号 1

鉛直方向の作用力 $P_v = 16800.17 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 4.900 / 2 = 3.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -1.888 \text{ m}$
 柱または壁前面が杭中心寄りに存在するので、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号 2

鉛直方向の作用力 $P_v = -5392.80 \text{ kN}$
 杭中心から $D/2+h/2$ の円周上 $D/2 + h/2 = 2.500 / 2 + 4.900 / 2 = 3.700 \text{ m}$
 柱または壁前面との距離 $S = -1.888 \text{ m}$
 杭反力が引抜きのため、押抜きせん断に対する照査を省略する。

杭番号	P_v	S_v	判定
1	16800.17	-----	省略
2	-5392.80	-----	省略

8.3.5 水平方向の押抜きせん断に対する照査

水平方向の押抜きせん断に対する照査は、次のように行なう。

- ・ 押抜きせん断が生じる平面的な範囲に存在するフーチング下面鉄筋のせん断耐力を算出する。
- ・ 有効幅は、端部または $1 \cdot D$ を用いて計算した値とする。

杭番号 1

水平方向の作用力 $Ph = 3138.22 \text{ kN}$

水平押抜きせん断を考慮する有効幅 $B = 4500 \text{ mm}$

有効幅内の鉄筋本数 $n = B / \text{ctc} = 4500 / 250 = 18 \text{ 本}$

フーチング下面鉄筋 1 本の断面積 $As = 7.942 \times 10^2 \text{ mm}^2$

フーチング下面鉄筋の降伏強度 $sy = 345.00 \text{ N/mm}^2$

フーチング下面鉄筋のせん断耐力 $Sh = n \times As \times sy = 18 \times 7.942 \times 10^2 \times 345.00 = 4931.98 \text{ kN}$

判定 $Ph = 3138.22 \text{ kN} < Sh = 4931.98 \text{ kN} \quad \text{OK}$

杭番号	Ph	Sh	判定
1	3138.22	4931.98	OK