

基礎の設計サンプルデータ

詳細出力例

Kui_5

鋼管杭・打込み杭(打撃)
サンプルデータ

目次

1章 設計条件	1
1.1 杭の条件	1
1.2 使用材料および許容応力度	1
1.3 杭配置図・側面図	2
1.4 地層データ	3
1.5 バネ定数および許容支持力・引抜力	3
1.6 作用力	4
2章 安定計算	5
2.1 杭軸直角方向バネ定数	5
2.2 杭基礎の剛性行列	6
2.3 杭反力及び変位の計算	8
3章 断面計算	11
3.1 杭体断面力	11
3.2 杭体モーメント図	19
3.3 杭体応力度	27
3.4 着目点ごとの杭体応力度	30
4章 基礎杭計算結果一覧表	32
5章 予備計算	36
5.1 水平方向地盤反力係数	36
5.2 杭軸方向鉛直バネ定数	38
5.3 最大周面摩擦力度	39
5.4 許容支持力・引抜力の計算	40
5.5 作用力計算	46
6章 杭頭結合計算	54
6.1 設計条件	54
6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査	56
6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査	61
6.4 杭頭補強鉄筋の定着長	62
7章 底版許容応力度法照査	63
7.1 設計条件	63
7.2 既設死荷重	65
7.2.1 形状寸法図	65
7.2.2 照査位置	66
7.2.3 断面力算出	67
7.2.4 曲げ応力度	73
7.3 補強後	74
7.3.1 形状寸法図	74
7.3.2 照査位置	75
7.3.3 断面力算出	76
7.3.4 曲げ応力度照査	86
7.3.5 せん断応力度照査	91
7.4 剛体照査	99
8章 レベル2地震時の照査	100
8.1 設計条件	100
8.2 計算結果一覧表	105
8.3 荷重変位曲線	109
8.4 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視	112
8.4.1 橋軸方向（最終震度）	112
8.4.2 橋軸直角方向（最終震度）	132

8.5 底版照査	152
8.5.1 設計条件	152
8.5.2 形状寸法図	153
8.5.3 照査位置	154
8.5.4 断面力算出	156
8.5.5 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視	170
8.6 予備計算	192
8.6.1 M -	192
8.6.2 水平方向地盤反力係数	194
8.6.3 地盤反力度の上限値	196
8.6.4 押込み支持力の上限値	199
8.6.5 引抜き支持力の上限値	201
9章 基礎バネ計算	202
9.1 水平方向地盤反力係数	202
9.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数	204
9.3 固有周期算定用地盤バネ定数	205

1章 設計条件

1.1 杭の条件

(1)既設杭

- ・杭種 : 鋼管杭
- ・施工工法 : 打込み杭 (打撃)
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : ヒンジ
- ・杭の種類 : 支持杭
- ・杭の許容変位量 常 時 : 15.0 (mm)
- 地震時 : 15.0 (mm)
- ・杭体のヤング係数 : 2.00×10^5 (N/mm²)
- ・杭本数 : 9 (本)
- ・杭径 : 600.0 (mm)
- ・外側錆代 : 2.0 (mm)
- ・内側錆代 : 0.0 (mm)
- ・設計杭長, 鋼管厚, 材質 : 15.00 (m) 14.0 (mm) SKK400

(2)増し杭

- ・杭種 : 場所打ち杭
- ・施工工法 : 場所打ち杭
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : ヒンジ
- ・杭の種類 : 支持杭
- ・杭の許容変位量 常 時 : 15.0 (mm)
- 地震時 : 15.0 (mm)
- ・杭体のヤング係数 : 2.50×10^4 (N/mm²)
- ・杭本数 : 8 (本)
- ・杭径 : 1000.0 (mm)
- ・設計杭長 : 15.00 (m)

1.2 使用材料および許容応力度

(1)既設杭

単位 : N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 c_a		許容曲げ引張応力度 t_a		許容せん断応力度 a	
		SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
1	1.00	140.00	185.00	140.00	185.00	80.00	105.00
2	1.50	210.00	277.00	210.00	277.00	120.00	157.00

(2)増し杭

- ・コンクリート
- 設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)

単位 : N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 c_a	許容せん断応力度	
			a1	a2
1	1.00	8.00	0.230	1.700
2	1.50	12.00	0.350	2.550

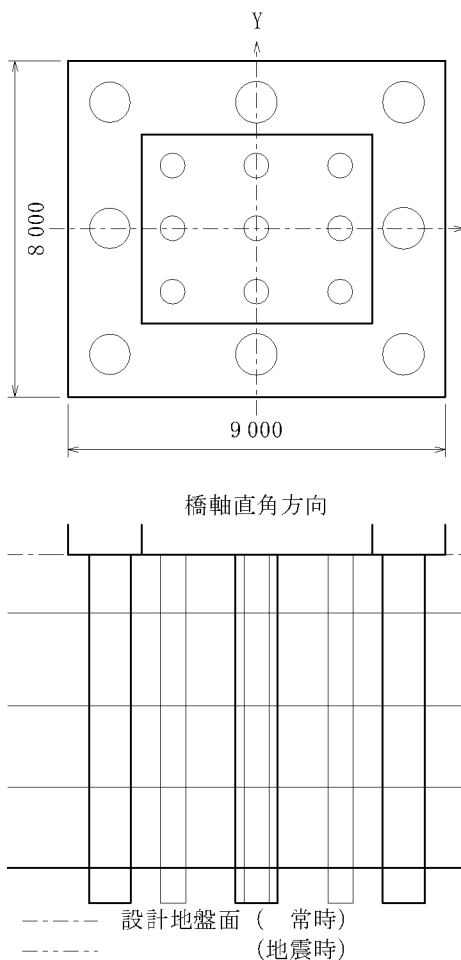
・鉄筋

材質：SD295 ヤング係数比 $n = 15.00$

単位：N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 sa'	許容曲げ引張応力度 sa
1	1.00	180.00	160.00
2	1.50	270.00	270.00

1.3 杭配置図・側面図



杭頭座標

(1)既設杭

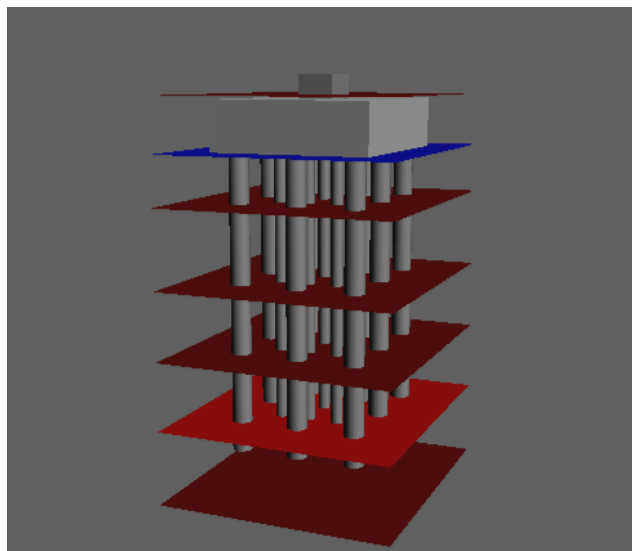
No	X方向	Y方向
1	-2.000	1.500
2	0.000	0.000
3	2.000	-1.500

杭1本ごとの座標ではなく
各方向の座標を示す。

(2)増し杭

No	X方向	Y方向
1	-3.500	3.000
2	0.000	0.000
3	3.500	-3.000

杭1本ごとの座標ではなく
各方向の座標を示す。



1.4 地層データ

層No	層種	層厚(m)		平均 N 値	・ Eo(kN/m ²)		(kN/m ³)		DE
		常 時	地震時		常 時	地震時			
1	粘性土	2.500	2.500	5.0	14000.0	28000.0	17.00	8.00	1.000
2	砂質土	4.000	4.000	10.0	28000.0	56000.0	17.00	8.00	1.000
3	粘性土	3.500	3.500	5.0	14000.0	28000.0	17.00	8.00	1.000
4	砂質土	3.500	3.500	15.0	42000.0	84000.0	19.00	10.00	1.000
5	砂質土	1.500	1.500	50.0	140000.0	280000.0	19.00	10.00	1.000

1.5 バネ定数および許容支持力・引拔力

(1)既設杭

・杭軸方向バネ定数 Kv(kN/m)

常 時	314099
地震時	314099

・許容支持力・引拔力 (kN/本)

許容支持力	常 時	1078
	地震時	1616
許容引拔力	常 時	199
	地震時	399

・水平方向地盤反力係数 kH(kN/m³)

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
1	2.500	2.500	15353	30706	15353	30706
2	4.000	4.000	30706	61411	30706	61411
3	3.500	3.500	15353	30706	15353	30706
4	3.500	3.500	46058	92117	46058	92117
5	1.500	1.500	153528	307056	153528	307056

(2)増し杭

・杭軸方向バネ定数 Kv(kN/m)

常 時	412334
地震時	412334

・許容支持力・引拔力 (kN/本)

許容支持力	常 時	1795
	地震時	2727
許容引拔力	常 時	727
	地震時	1283

・ 水平方向地盤反力係数 $kH(kN/m^3)$

層No	層厚(m)		橋軸方向		橋軸直角方向	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	2.500	2.500	11027	22054	11027	22054
2	4.000	4.000	22054	44108	22054	44108
3	3.500	3.500	11027	22054	11027	22054
4	3.500	3.500	33081	66162	33081	66162
5	1.500	1.500	110271	220541	110271	220541

1.6 作用力

(1) 橋軸方向

No	荷重ケース名称	割増係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	既設死荷重時	1.00	5553.0	0.0	0.0
2	常時	1.00	10159.0	0.0	0.0
3	地震時	1.50	8957.0	2239.5	11958.1

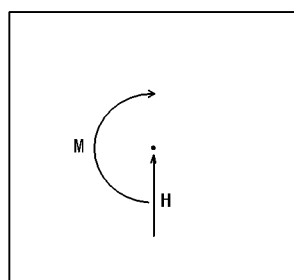
No.1は既設死荷重時作用力で、既設杭のみで負担する。

(2) 橋軸直角方向

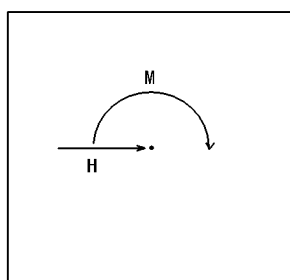
No	荷重ケース名称	割増係数	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	モーメント M(kN.m)
1	既設死荷重時	1.00	5553.0	0.0	0.0
2	地震時	1.50	8957.0	2239.5	13353.8

No.1は既設死荷重時作用力で、既設杭のみで負担する。

橋軸方向



橋軸直角方向



2章 安定計算

2.1 杭軸直角方向バネ定数

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

1) 常時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
既設杭	30713	47639	47639	138101
増し杭	62357	144019	144019	605927

2) 地震時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
既設杭	49739	64738	64738	160802
増し杭	100653	198634	198634	716824

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

1) 常時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
既設杭	30713	47639	47639	138101
増し杭	62357	144019	144019	605927

2) 地震時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)
既設杭	49739	64738	64738	160802
増し杭	100653	198634	198634	716824

2.2 杭基礎の剛性行列

1. 変位法による底板中心の変位と外力の関係

$$\begin{bmatrix} V \\ H \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta z \\ \delta x \\ \alpha \end{bmatrix}$$

2. 剛性行列要素

$$\begin{aligned} A_{zz} &= (K_v \cdot \cos^2 + K_1 \cdot \sin^2) i \\ A_{zx} = A_{xz} &= (K_v \cdot \cos \cdot \sin - K_1 \cdot \sin \cdot \cos) i \\ A_{za} = A_{az} &= (K_v \cdot X \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 + K_2 \cdot \sin) i \\ A_{xx} &= (K_v \cdot \sin^2 + K_1 \cdot \cos^2) i \\ A_{xa} = A_{ax} &= (K_v \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_1 \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K_2 \cdot \cos) i \\ A_{aa} &= \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin + K_4 \} i \end{aligned}$$

ここに、 A_{zz} : 鉛直方向バネ(kN/m)
 $A_{zx} = A_{xz}$: 鉛直と水平の連成バネ(kN/m)
 $A_{za} = A_{az}$: 鉛直と回転の連成バネ(kN/rad, kN.m/m)
 A_{xx} : 水平方向バネ(kN/m)
 $A_{xa} = A_{ax}$: 水平と回転の連成バネ(kN/rad, kN.m/m)
 A_{aa} : 回転バネ(kN.m/rad)

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

既設杭のみ

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2826891 & 0 & 0 \\ 0 & 276417 & -428751 \\ 0 & -428751 & 5483244 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2826891 & 0 & 0 \\ 0 & 447649 & -582640 \\ 0 & -582640 & 5687559 \end{bmatrix}$$

全杭

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6125563 & 0 & 0 \\ 0 & 775270 & -1580901 \\ 0 & -1580901 & 32596698 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6125563 & 0 & 0 \\ 0 & 1252871 & -2171709 \\ 0 & -2171709 & 33688185 \end{bmatrix}$$

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

既設杭のみ

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2826891 & 0 & 0 \\ 0 & 276417 & -428751 \\ 0 & -428751 & 8781284 \end{bmatrix}$$

2)地震時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2826891 & 0 & 0 \\ 0 & 447649 & -582640 \\ 0 & -582640 & 8985598 \end{bmatrix}$$

全杭

1)常時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6125563 & 0 & 0 \\ 0 & 775270 & -1580901 \\ 0 & -1580901 & 43935251 \end{bmatrix}$$

2)地震時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6125563 & 0 & 0 \\ 0 & 1252871 & -2171709 \\ 0 & -2171709 & 45026737 \end{bmatrix}$$

2.3 杭反力及び変位の計算

$$\begin{bmatrix} PN \\ PH \\ Mt \\ z_i \\ x_i \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} K_v \cdot \cos \theta & K_v \cdot \sin \theta & K_v \cdot X \cdot \cos \theta \\ -K_1 \cdot \sin \theta & K_1 \cdot \cos \theta & -K_1 \cdot X \cdot \sin \theta - K_2 \\ K_3 \cdot \sin \theta & -K_3 \cdot \cos \theta & K_3 \cdot X \cdot \sin \theta + K_4 \end{bmatrix}_i \begin{bmatrix} \delta z \\ \delta x \\ \alpha \end{bmatrix}$$

$$z_i = (z + X_i) \cdot \cos i + x \cdot \sin i$$

$$x_i = -(z + X_i) \cdot \sin i + x \cdot \cos i$$

- ここに、
- PN_i : 杭軸方向反力(kN/本)
 - PH_i : 杭軸直角方向反力(kN/本)
 - Mt_i : 杭頭モーメント(kN.m/本)
 - Kv_i : 杭軸方向バネ定数(kN/m)
 - K1_i ~ K4_i : 杭軸直角方向バネ定数(kN/m, kN/rad, kN.m/m, kN.m/rad)
 - X_i : 杭頭座標(m)
 - i : 杭軸が鉛直軸となす角度(rad)
 - z : 原点鉛直変位(m)
 - x : 原点水平変位(m)
 - α : 原点回転角(rad)
 - z_i : 杭頭の杭軸方向変位(m)
 - x_i : 杭頭の杭軸直角方向変位(m)

杭頭での鉛直反力V_i , 及び水平反力H_iは、次式による。

$$V_i = PN_i \cdot \cos i - PH_i \cdot \sin i$$

$$H_i = PN_i \cdot \sin i + PH_i \cdot \cos i$$

注) 式中のiはi番目の杭を示す。

荷重ケースNo.1は、既設構造物の死荷重時作用力で既設杭のみで負担する。

荷重ケースNo.2以降では、No.1に対する作用力の増分を全杭で負担し、原点変位、既設杭の反力・変位にはNo.1の負担分を加算する。

(1) 橋軸方向

a) 杭頭剛結

(1) 既設死荷重時

・ 原点作用力	・ 原点変位
Vo = 5553.0 (kN)	z = 1.96 (mm)
Ho = 0.0 (kN)	x = 0.00 (mm)
Mo = 0.0 (kN.m)	= 0.00000000 (rad)

・ 杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	1.500	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00
2	0.000	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00
3	-1.500	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00

PNmax = 617.00 (kN)	Ra = 1078.00 (kN) : OK
PNmin = 617.00 (kN)	Pa = -199.00 (kN) : OK
f = 0.00 (mm)	a = 15.00 (mm) : OK

(2) 常時

・ 原点作用力	・ 原点変位
Vo = 10159.0 (kN)	z = 2.72 (mm)
Ho = 0.0 (kN)	x = 0.00 (mm)
Mo = 0.0 (kN.m)	= 0.00000000 (rad)

・杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	1.500	3	853.18	0.00	0.00	853.18	0.00	0.00
2	0.000	3	853.18	0.00	0.00	853.18	0.00	0.00
3	-1.500	3	853.18	0.00	0.00	853.18	0.00	0.00

PNmax = 853.18 (kN) Ra = 1078.00 (kN) : OK

PNmin = 853.18 (kN) Pa = -199.00 (kN) : OK

f = 0.00 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

・杭反力(増し杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	3.000	3	310.05	0.00	0.00	310.05	0.00	0.00
2	0.000	2	310.05	0.00	0.00	310.05	0.00	0.00
3	-3.000	3	310.05	0.00	0.00	310.05	0.00	0.00

PNmax = 310.05 (kN) Ra = 1795.00 (kN) : OK

PNmin = 310.05 (kN) Pa = -727.00 (kN) : OK

f = 0.00 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

(3)地震時

・原点作用力

Vo = 8957.0 (kN)

Ho = 2239.5 (kN)

Mo = 11958.1 (kN.m)

・原点変位

z = 2.52 (mm)

x = 2.71 (mm)

= 0.00052935 (rad)

・杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	1.500	3	1040.95	100.28	-90.00	1040.95	100.28	2.71
2	0.000	3	791.55	100.28	-90.00	791.55	100.28	2.71
3	-1.500	3	542.15	100.28	-90.00	542.15	100.28	2.71

PNmax = 1040.95 (kN) Ra = 1616.00 (kN) : OK

PNmin = 542.15 (kN) Pa = -399.00 (kN) : OK

f = 2.71 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

・杭反力(増し杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	3.000	3	883.94	167.13	-157.87	883.94	167.13	2.71
2	0.000	2	229.14	167.13	-157.87	229.14	167.13	2.71
3	-3.000	3	-425.67	167.13	-157.87	-425.67	167.13	2.71

PNmax = 883.94 (kN) Ra = 2727.00 (kN) : OK

PNmin = -425.67 (kN) Pa = -1283.00 (kN) : OK

f = 2.71 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

(2)橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

(1) 既設死荷重時

・ 原点作用力

Vo = 5553.0 (kN)
 Ho = 0.0 (kN)
 Mo = 0.0 (kN.m)

・ 原点変位

z = 1.96 (mm)
 x = 0.00 (mm)
 = 0.00000000 (rad)

・ 杭反力(既設杭)

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-2.000	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00
2	0.000	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00
3	2.000	3	617.00	0.00	0.00	617.00	0.00	0.00

PNmax = 617.00 (kN) Ra = 1078.00 (kN) : OK
 PNmin = 617.00 (kN) Pa = -199.00 (kN) : OK
 f = 0.00 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

(2) 地震時

・ 原点作用力

Vo = 8957.0 (kN)
 Ho = 2239.5 (kN)
 Mo = 13353.8 (kN.m)

・ 原点変位

z = 2.52 (mm)
 x = 2.51 (mm)
 = 0.00041771 (rad)

・ 杭反力(既設杭)

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-2.000	3	529.14	97.88	-95.42	529.14	97.88	2.51
2	0.000	3	791.55	97.88	-95.42	791.55	97.88	2.51
3	2.000	3	1053.95	97.88	-95.42	1053.95	97.88	2.51

PNmax = 1053.95 (kN) Ra = 1616.00 (kN) : OK
 PNmin = 529.14 (kN) Pa = -399.00 (kN) : OK
 f = 2.51 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

・ 杭反力(増し杭)

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	fx(mm)
1	-3.500	3	-373.69	169.82	-199.45	-373.69	169.82	2.51
2	0.000	2	229.14	169.82	-199.45	229.14	169.82	2.51
3	3.500	3	831.96	169.82	-199.45	831.96	169.82	2.51

PNmax = 831.96 (kN) Ra = 2727.00 (kN) : OK
 PNmin = -373.69 (kN) Pa = -1283.00 (kN) : OK
 f = 2.51 (mm) a = 15.00 (mm) : OK

3章 断面計算

3.1 杭体断面力

1) 橋軸方向

既設死荷重時

既設杭

	杭頭剛結	杭頭ヒンジ
H (kN)	0.00	0.00
M (kN.m)	0.00	0.00
杭軸直角方向バネ定数		
K1 (kN/m)	30713	14280
K2 (kN/rad)	47639	0
K3 (kN.m/m)	47639	0
K4 (kN.m/rad)	138101	0
Mt , Mmax , 1/2Mmax		
Mt (kN.m)	0.00	0.00
Mmax (kN.m)	0.00	0.00
Z (m)	0.000	0.000
1/2Mmax(kN.m)	0.00	0.00
S (kN)	0.00	0.00
Z (m)	0.000	0.000
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント		1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)

4) 橋軸方向 地震時 既設杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		100.28		91.74		
M (kN.m)		-90.00		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		49739		23676		
K2 (kN/rad)		64738		0		
K3 (kN.m/m)		64738		0		
K4 (kN.m/rad)		160802		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-90.00		0.00		
Mmax (kN.m)		43.16		77.27		
Z (m)		3.147		2.098		
1/2Mmax (kN.m)		45.00		45.00		
S (kN)		76.23		-23.20		
Z (m)		0.512		4.126		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	2.705	-90.00	100.28	3.875	0.00	91.74
0.500	2.391	-45.87	76.74	3.104	37.54	59.62
1.000	2.015	-12.72	56.42	2.382	60.77	34.40
1.500	1.620	11.15	39.68	1.739	72.99	15.49
2.000	1.240	27.55	26.52	1.193	77.17	2.07
2.500	0.895	38.23	16.72	0.748	75.82	-6.80
3.000	0.601	42.94	3.02	0.404	69.54	-17.26
3.500	0.364	42.07	-5.78	0.153	59.47	-22.26
4.000	0.182	37.80	-10.73	-0.020	47.93	-23.38
4.500	0.050	31.82	-12.80	-0.129	36.52	-21.92
5.000	-0.039	25.34	-12.84	-0.189	26.26	-18.92
5.500	-0.095	19.20	-11.56	-0.214	17.72	-15.16
6.000	-0.125	13.92	-9.50	-0.215	11.14	-11.18
6.500	-0.136	9.77	-7.07	-0.202	6.52	-7.32
7.000	-0.135	6.55	-5.81	-0.179	3.31	-5.56
7.500	-0.124	3.95	-4.61	-0.152	0.92	-4.04
8.000	-0.108	1.92	-3.54	-0.123	-0.77	-2.77
8.500	-0.090	0.38	-2.62	-0.096	-1.89	-1.77
9.000	-0.071	-0.74	-1.88	-0.071	-2.57	-1.00
9.500	-0.053	-1.53	-1.32	-0.049	-2.93	-0.46
10.000	-0.037	-2.08	-0.91	-0.031	-3.06	-0.09
10.500	-0.023	-2.31	-0.08	-0.017	-2.93	0.57
11.000	-0.013	-2.21	0.42	-0.007	-2.55	0.90
11.500	-0.006	-1.93	0.68	-0.001	-2.06	1.01
12.000	-0.001	-1.57	0.77	0.003	-1.56	0.98
12.500	0.002	-1.18	0.75	0.005	-1.10	0.87
13.000	0.003	-0.82	0.69	0.005	-0.69	0.74
13.500	0.003	-0.50	0.61	0.004	-0.35	0.62
14.000	0.002	-0.25	0.38	0.003	-0.13	0.30
14.500	0.001	-0.10	0.23	0.001	-0.03	0.11
15.000	0.000	0.00	0.18	0.000	0.00	0.04

5) 橋軸方向 地震時 増し杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		167.13		176.73		
M (kN.m)		-157.87		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		100653		45611		
K2 (kN/rad)		198634		0		
K3 (kN.m/m)		198634		0		
K4 (kN.m/rad)		716824		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-157.87		0.00		
Mmax (kN.m)		142.81		243.69		
Z (m)		3.934		3.101		
1/2Mmax (kN.m)		121.84		121.84		
S (kN)		-23.54		-41.22		
Z (m)		5.412		6.520		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	2.705	-157.87	167.13	3.875	0.00	176.73
0.500	2.427	-81.51	138.81	3.341	78.18	136.96
1.000	2.132	-18.53	113.66	2.822	137.93	103.00
1.500	1.833	32.70	91.80	2.332	182.10	74.61
2.000	1.541	73.81	73.21	1.878	213.41	51.44
2.500	1.263	106.43	57.76	1.468	234.34	33.03
3.000	1.008	128.82	32.76	1.105	243.45	4.76
3.500	0.778	140.09	13.13	0.791	240.34	-16.06
4.000	0.576	142.75	-1.74	0.527	228.45	-30.50
4.500	0.404	139.03	-12.49	0.308	210.72	-39.63
5.000	0.259	130.83	-19.75	0.133	189.54	-44.42
5.500	0.142	119.76	-24.13	-0.004	166.87	-45.78
6.000	0.048	107.09	-26.18	-0.107	144.20	-44.51
6.500	-0.023	93.88	-26.42	-0.180	122.68	-41.30
7.000	-0.076	80.79	-25.85	-0.228	102.58	-39.03
7.500	-0.112	68.11	-24.81	-0.256	83.73	-36.34
8.000	-0.134	56.03	-23.45	-0.266	66.27	-33.45
8.500	-0.144	44.69	-21.91	-0.263	50.28	-30.52
9.000	-0.146	34.14	-20.30	-0.249	35.73	-27.69
9.500	-0.140	24.39	-18.72	-0.229	22.56	-25.05
10.000	-0.130	15.40	-17.23	-0.203	10.64	-22.66
10.500	-0.116	7.83	-13.16	-0.176	0.92	-16.39
11.000	-0.101	2.17	-9.56	-0.148	-5.90	-11.03
11.500	-0.085	-1.82	-6.49	-0.121	-10.27	-6.58
12.000	-0.070	-4.41	-3.93	-0.097	-12.62	-2.98
12.500	-0.055	-5.84	-1.87	-0.075	-13.37	-0.15
13.000	-0.042	-6.35	-0.26	-0.055	-12.88	2.00
13.500	-0.030	-6.17	0.92	-0.039	-11.47	3.55
14.000	-0.019	-4.99	3.61	-0.024	-8.76	7.01
14.500	-0.009	-2.75	5.16	-0.012	-4.71	8.98
15.000	0.000	0.00	5.67	0.000	0.00	9.63

6) 橋軸直角方向 既設死荷重時 既設杭

	杭頭剛結	杭頭ヒンジ
H (kN) M (kN.m)	0.00 0.00	0.00 0.00
杭軸直角方向バネ定数		
K1 (kN/m) K2 (kN/rad) K3 (kN.m/m) K4 (kN.m/rad)	30713 47639 47639 138101	14280 0 0 0
Mt , Mmax , 1/2Mmax		
Mt (kN.m)	0.00	0.00
Mmax (kN.m) Z (m)	0.00 0.000	0.00 0.000
1/2Mmax (kN.m) S (kN) Z (m)	0.00 0.00 0.000	0.00 0.00 0.000
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント		1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)

7) 橋軸直角方向 地震時 既設杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		97.88		91.74		
M (kN.m)		-95.42		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		49739		23676		
K2 (kN/rad)		64738		0		
K3 (kN.m/m)		64738		0		
K4 (kN.m/rad)		160802		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-95.42		0.00		
Mmax (kN.m)		39.69		77.27		
Z (m)		3.241		2.098		
1/2Mmax (kN.m)		47.71		47.71		
S (kN)		73.44		-23.37		
Z (m)		0.559		4.009		
Mmax : 地中部最大モーメント Mt : 杭頭モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	2.512	-95.42	97.88	3.875	0.00	91.74
0.500	2.249	-52.09	75.88	3.104	37.54	59.62
1.000	1.917	-19.08	56.65	2.382	60.77	34.40
1.500	1.558	5.11	40.64	1.739	72.99	15.49
2.000	1.205	22.11	27.93	1.193	77.17	2.07
2.500	0.881	33.56	18.36	0.748	75.82	-6.80
3.000	0.600	39.13	4.79	0.404	69.54	-17.26
3.500	0.372	39.13	-4.08	0.153	59.47	-22.26
4.000	0.195	35.67	-9.23	-0.020	47.93	-23.38
4.500	0.065	30.38	-11.55	-0.129	36.52	-21.92
5.000	-0.024	24.45	-11.87	-0.189	26.26	-18.92
5.500	-0.081	18.73	-10.86	-0.214	17.72	-15.16
6.000	-0.113	13.73	-9.04	-0.215	11.14	-11.18
6.500	-0.126	9.75	-6.82	-0.202	6.52	-7.32
7.000	-0.126	6.64	-5.65	-0.179	3.31	-5.56
7.500	-0.118	4.10	-4.52	-0.152	0.92	-4.04
8.000	-0.103	2.10	-3.50	-0.123	-0.77	-2.77
8.500	-0.086	0.58	-2.62	-0.096	-1.89	-1.77
9.000	-0.069	-0.54	-1.91	-0.071	-2.57	-1.00
9.500	-0.051	-1.35	-1.35	-0.049	-2.93	-0.46
10.000	-0.036	-1.92	-0.95	-0.031	-3.06	-0.09
10.500	-0.023	-2.18	-0.14	-0.017	-2.93	0.57
11.000	-0.013	-2.11	0.36	-0.007	-2.55	0.90
11.500	-0.006	-1.86	0.62	-0.001	-2.06	1.01
12.000	-0.001	-1.52	0.72	0.003	-1.56	0.98
12.500	0.001	-1.15	0.72	0.005	-1.10	0.87
13.000	0.002	-0.81	0.66	0.005	-0.69	0.74
13.500	0.003	-0.49	0.59	0.004	-0.35	0.62
14.000	0.002	-0.25	0.38	0.003	-0.13	0.30
14.500	0.001	-0.10	0.24	0.001	-0.03	0.11
15.000	0.000	0.00	0.19	0.000	0.00	0.04

8) 橋軸直角方向 地震時 増し杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		169.82		176.73		
M (kN.m)		-199.45		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		100653		45611		
K2 (kN/rad)		198634		0		
K3 (kN.m/m)		198634		0		
K4 (kN.m/rad)		716824		0		
Mt , Mmax , 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-199.45		0.00		
Mmax (kN.m)		127.40		243.69		
Z (m)		4.196		3.101		
1/2Mmax (kN.m)		121.84		121.84		
S (kN)		-13.73		-41.22		
Z (m)		4.938		6.520		
Mmax : 地中部最大モーメント				1/2Mmax = 1/2 · max(Mmax, Mt)		
Mt : 杭頭モーメント						
杭体断面力						
Z (m)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)	x(mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	2.512	-199.45	169.82	3.875	0.00	176.73
0.500	2.285	-121.26	143.35	3.341	78.18	136.96
1.000	2.034	-55.66	119.52	2.822	137.93	103.00
1.500	1.771	-1.27	98.53	2.332	182.10	74.61
2.000	1.508	43.36	80.46	1.878	213.41	51.44
2.500	1.253	79.67	65.25	1.468	234.34	33.03
3.000	1.015	105.83	40.28	1.105	243.45	4.76
3.500	0.797	120.79	20.34	0.791	240.34	-16.06
4.000	0.605	126.93	4.93	0.527	228.45	-30.50
4.500	0.438	126.38	-6.52	0.308	210.72	-39.63
5.000	0.296	120.98	-14.57	0.133	189.54	-44.42
5.500	0.180	112.28	-19.78	-0.004	166.87	-45.78
6.000	0.086	101.59	-22.67	-0.107	144.20	-44.51
6.500	0.013	89.92	-23.72	-0.180	122.68	-41.30
7.000	-0.042	78.08	-23.54	-0.228	102.58	-39.03
7.500	-0.081	66.47	-22.85	-0.256	83.73	-36.34
8.000	-0.107	55.30	-21.80	-0.266	66.27	-33.45
8.500	-0.121	44.70	-20.54	-0.263	50.28	-30.52
9.000	-0.126	34.77	-19.17	-0.249	35.73	-27.69
9.500	-0.124	25.53	-17.79	-0.229	22.56	-25.05
10.000	-0.116	16.97	-16.47	-0.203	10.64	-22.66
10.500	-0.106	9.68	-12.79	-0.176	0.92	-16.39
11.000	-0.093	4.12	-9.50	-0.148	-5.90	-11.03
11.500	-0.079	0.10	-6.66	-0.121	-10.27	-6.58
12.000	-0.065	-2.62	-4.27	-0.097	-12.62	-2.98
12.500	-0.052	-4.25	-2.32	-0.075	-13.37	-0.15
13.000	-0.040	-5.01	-0.80	-0.055	-12.88	2.00
13.500	-0.029	-5.11	0.33	-0.039	-11.47	3.55
14.000	-0.018	-4.25	2.92	-0.024	-8.76	7.01
14.500	-0.009	-2.37	4.42	-0.012	-4.71	8.98
15.000	0.000	0.00	4.91	0.000	0.00	9.63

3.2 杭体モーメント図

1) 橋軸方向

既設死荷重時

既設杭

杭 径 $D = 600.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

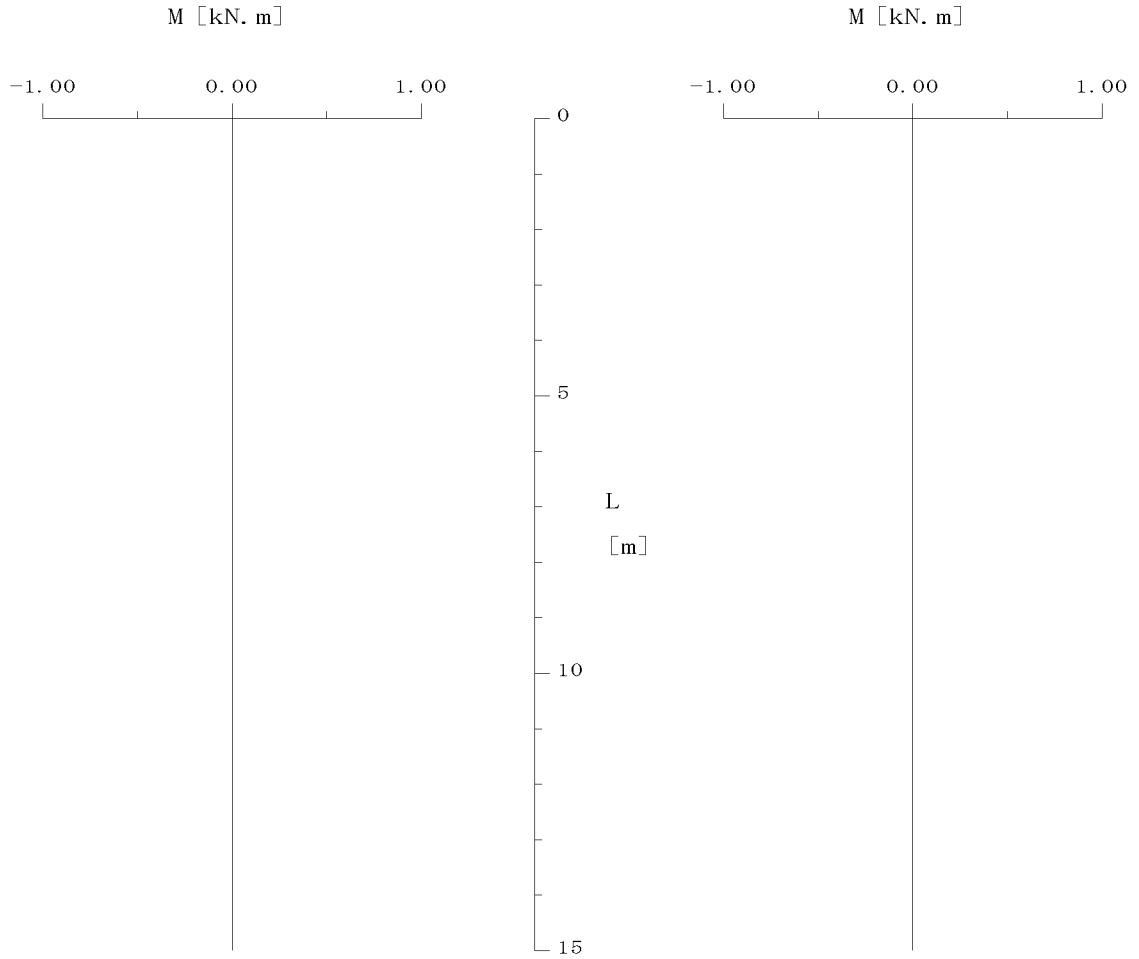
$H = 0.00$

$M = 0.00$ (kN.m)

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



2) 橋軸方向

常時

既設杭

杭 径 $D = 600.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

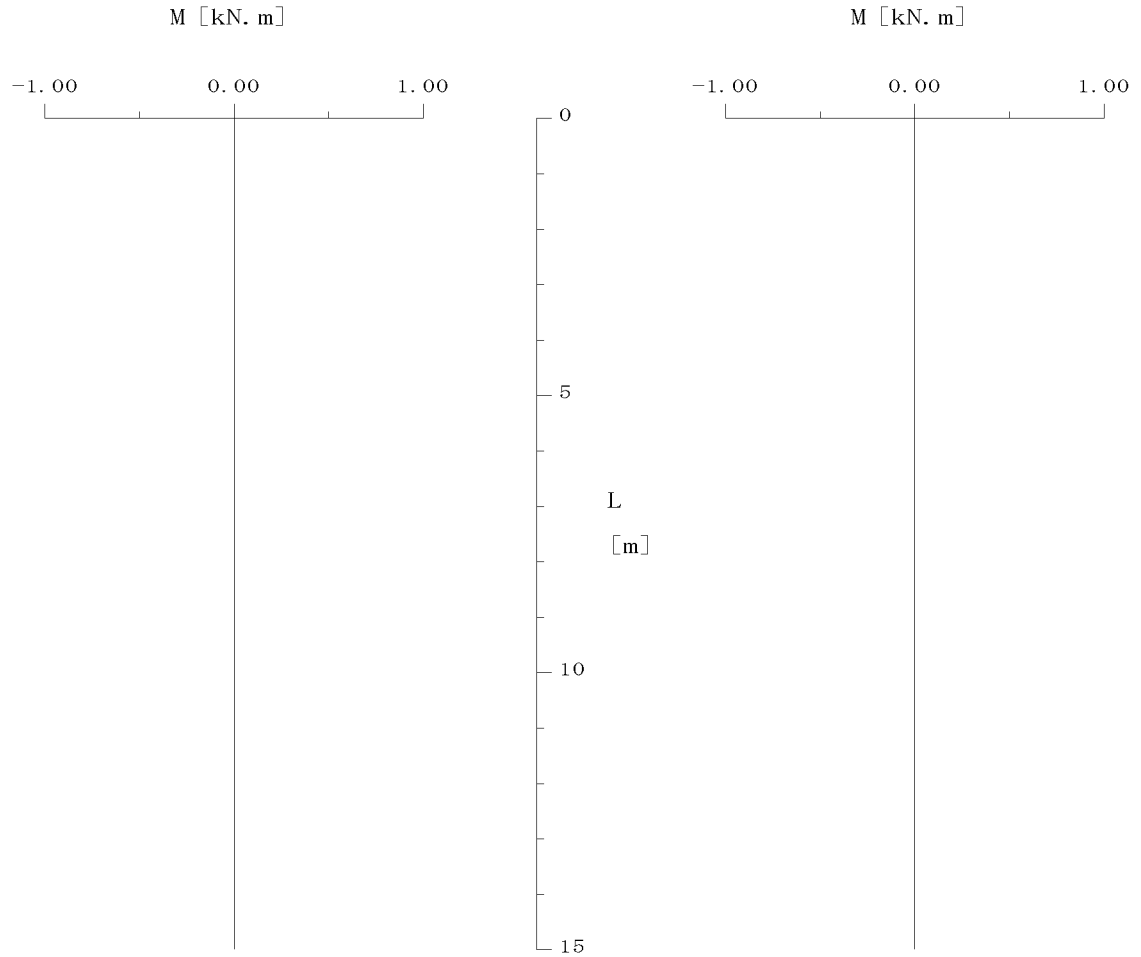
$H = 0.00$

$M = 0.00$ (kN.m)

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



3) 橋軸方向

常時

増し杭

杭 径 $D = 1000.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

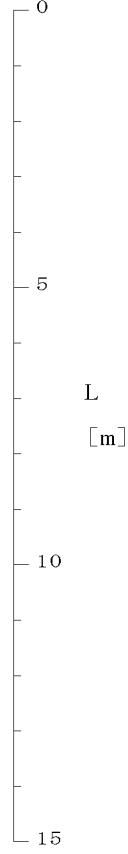
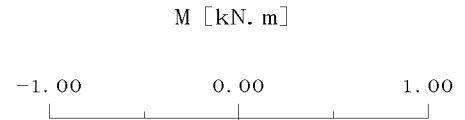
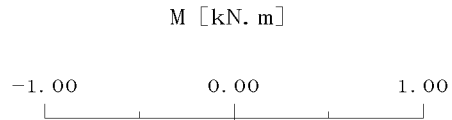
$H = 0.00$

$M = 0.00$ (kN.m)

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



4) 橋軸方向

地震時

既設杭

杭 径 $D = 600.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

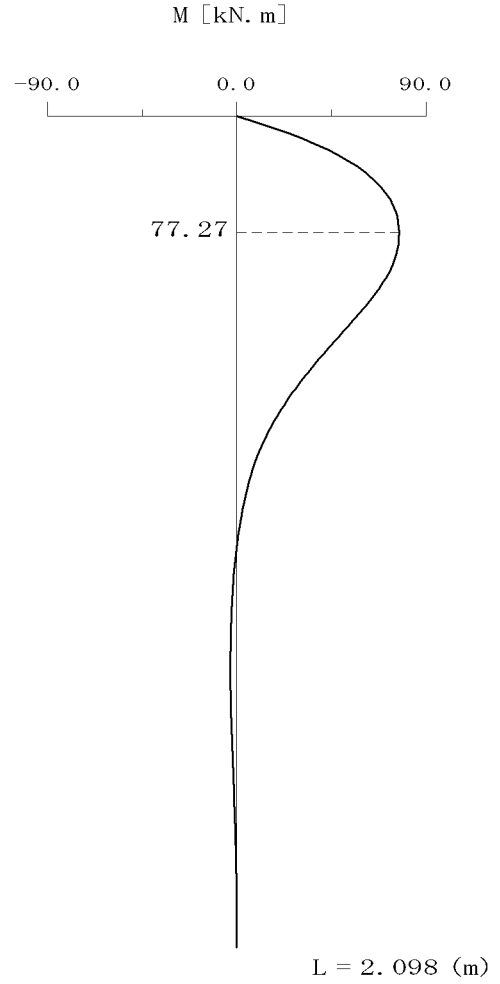
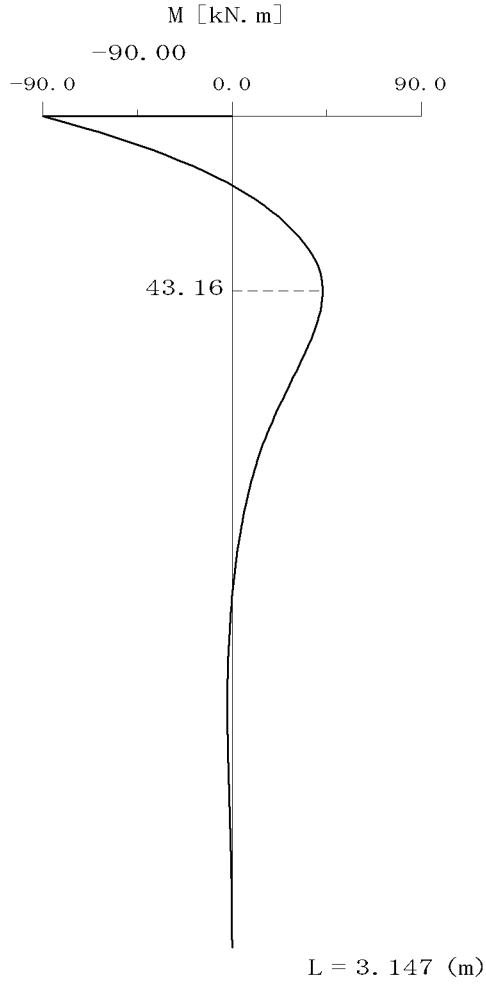
$H = 100.28$

$M = -90.00$ (kN.m)

$H = 91.74$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



5) 橋軸方向

地震時

増し杭

杭 径 $D = 1000.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

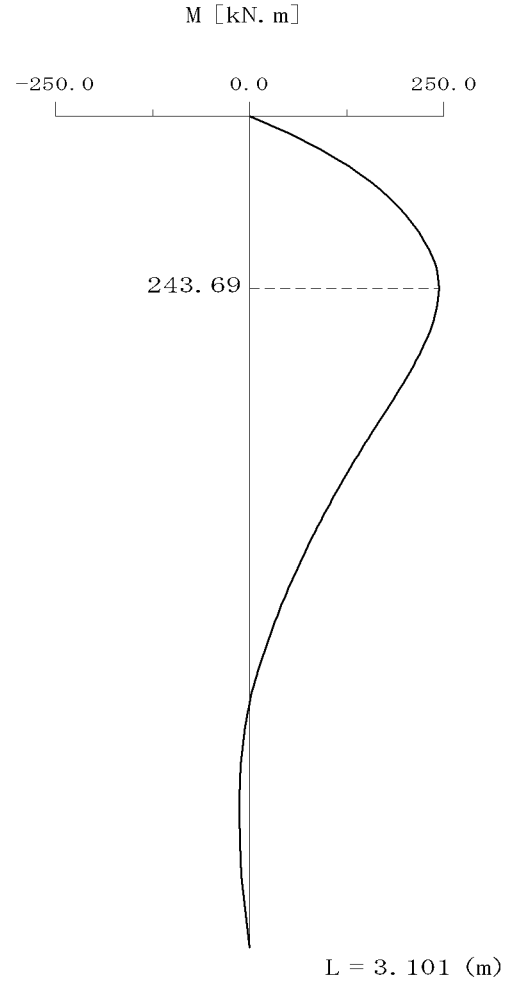
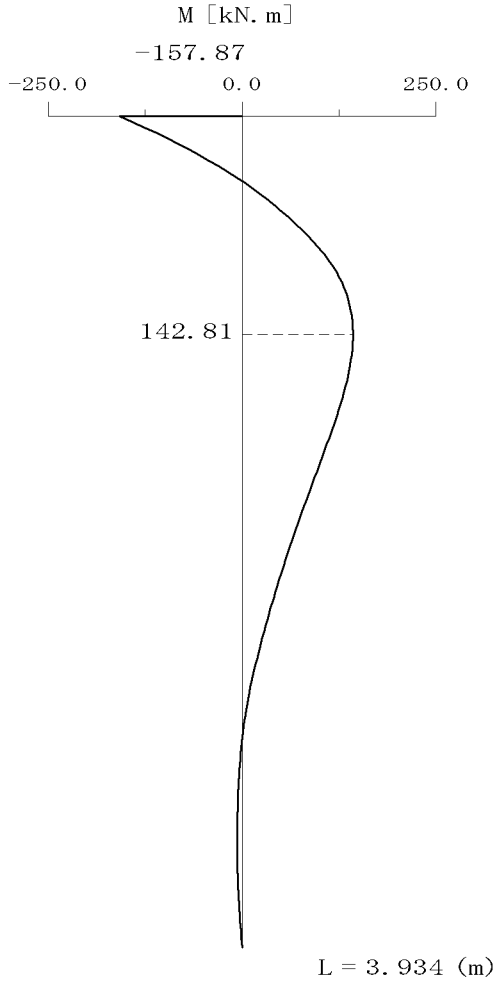
$H = 167.13$

$M = -157.87$ (kN.m)

$H = 176.73$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



6) 橋軸直角方向

既設死荷重時

既設杭

杭 径 $D = 600.0$ (mm)

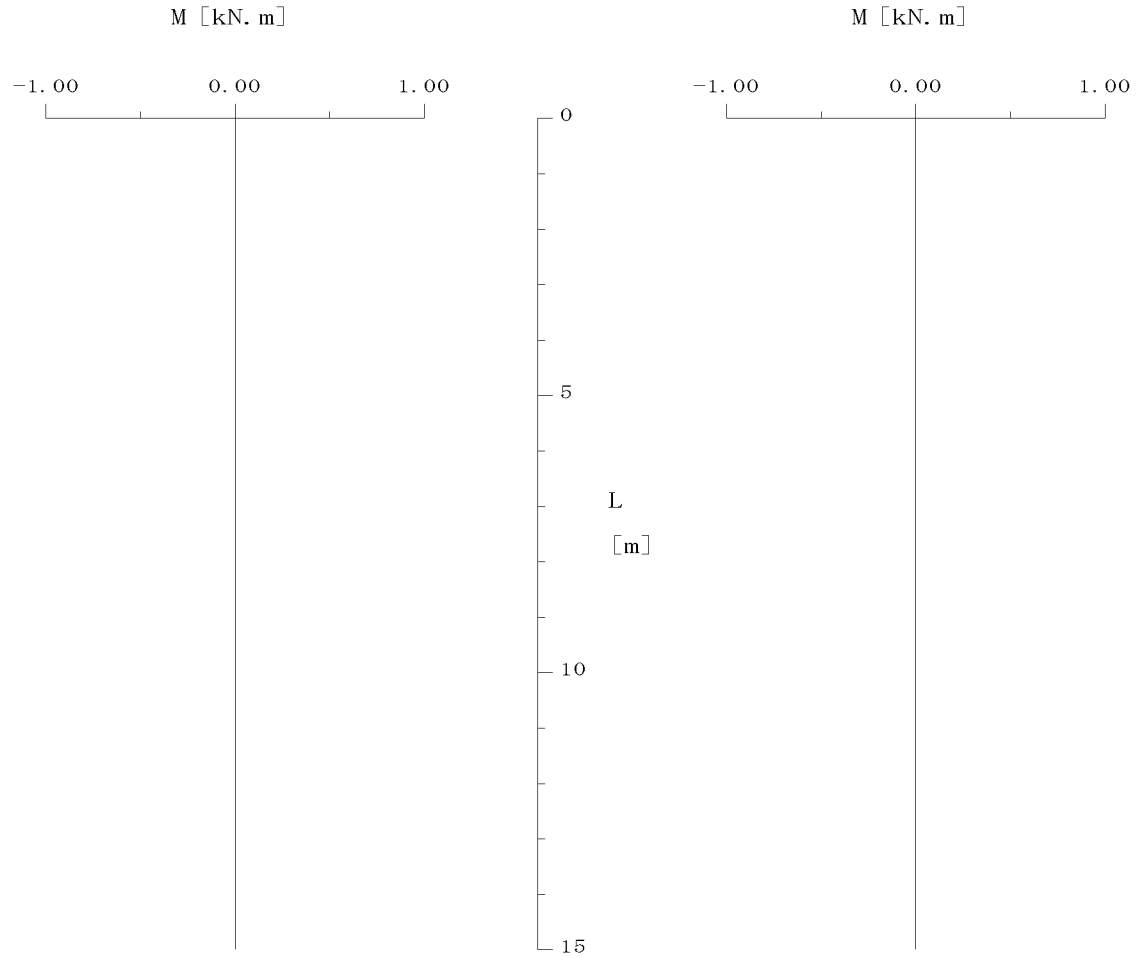
杭 長 $L = 15.00$ (m)

$H = 0.00$ $M = 0.00$ (kN.m)

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



7) 橋軸直角方向

地震時

既設杭

杭 径 $D = 600.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

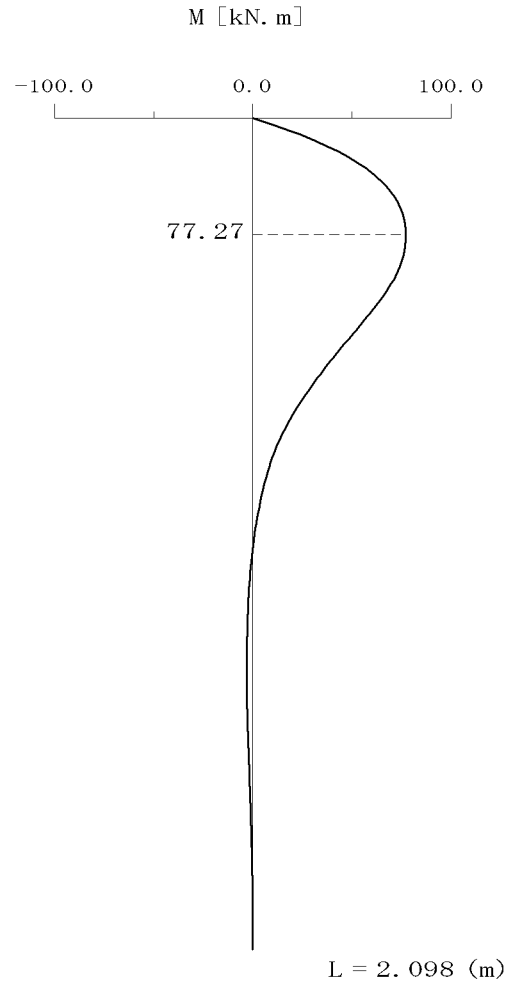
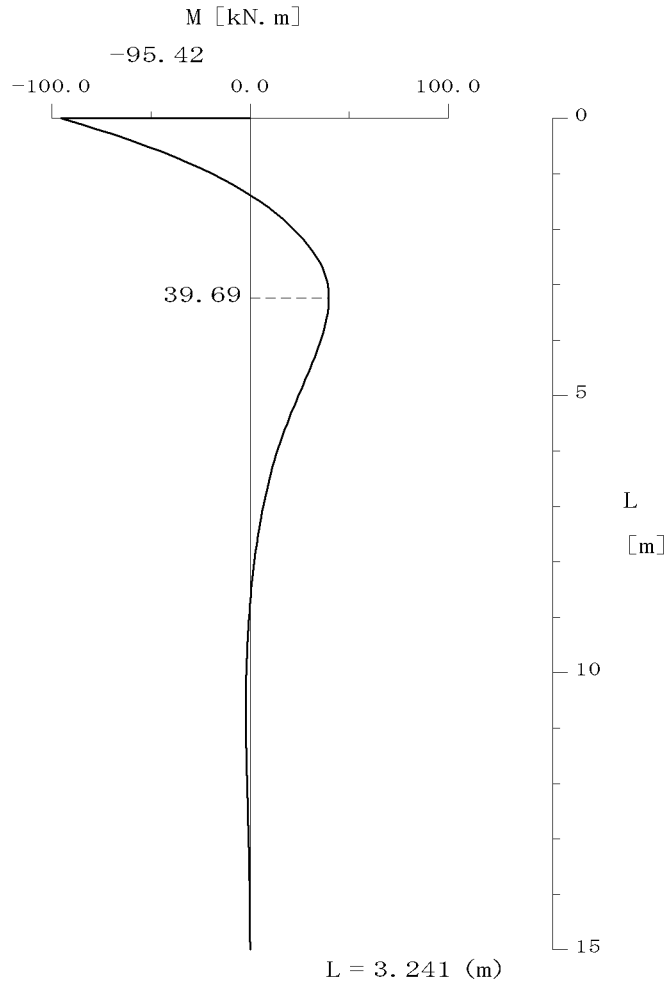
$H = 97.88$

$M = -95.42$ (kN.m)

$H = 91.74$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



8) 橋軸直角方向

地震時

増し杭

杭 径 $D = 1000.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.00$ (m)

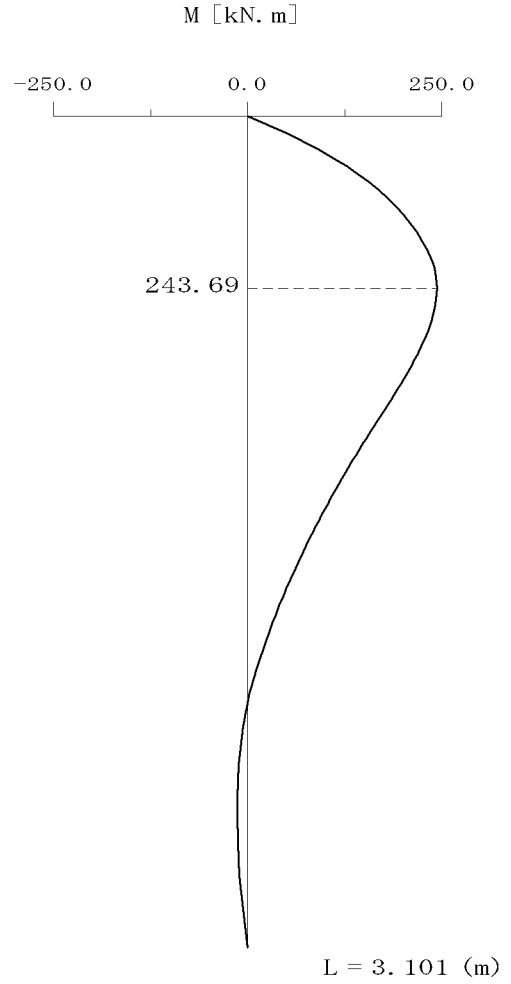
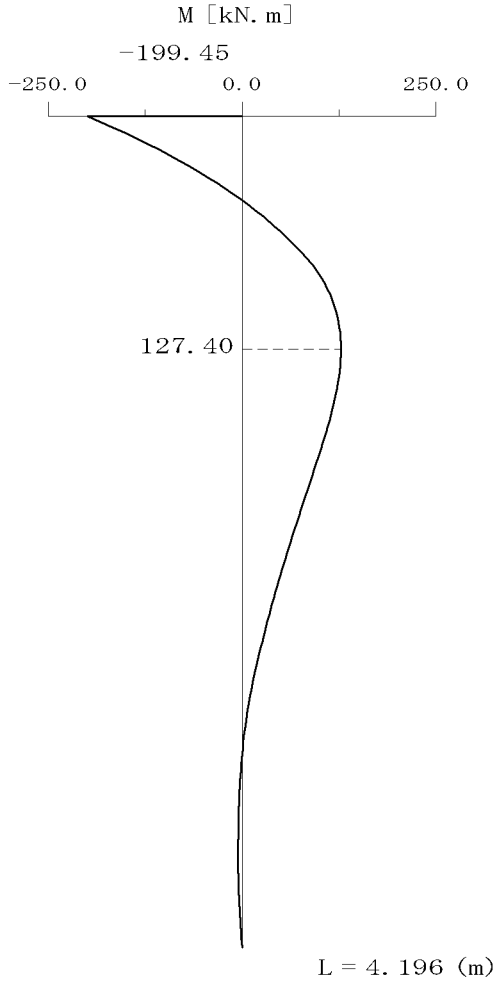
$H = 169.82$

$M = -199.45$ (kN.m)

$H = 176.73$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



3.3 杭体応力度

既設杭

鋼管杭

第1断面

材質：SKK400

杭外径 D = 600.0(mm)

板厚 t = 14.0(mm)

外側錆代 = 2.0(mm)

内側錆代 = 0.0(mm)

断面積 A = 220.16 × 10²(mm²)

断面2次モーメント I = 93899.45 × 10⁴(mm⁴)

Ys = 298.0(mm)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot Ys$$

$$\tau = \frac{S}{A}$$

応力度

(1)橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm ²)	t, ta (N/mm ²)	S (kN)	a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	既設死荷重時	1	1	0.00	617.00	-28.02 -140.00	-28.02 140.00	0.00	0.000 80.000	352.83
		1	1	0.00	617.00	-28.02 -140.00	-28.02 140.00	0.00	0.000 80.000	352.83
2	常時	1	1	0.00	853.18	-38.75 -140.00	-38.75 140.00	0.00	0.000 80.000	319.03
		1	1	0.00	853.18	-38.75 -140.00	-38.75 140.00	0.00	0.000 80.000	319.03
3	地震時	1	1	90.00	1040.95	-75.84 -210.00	-18.72 210.00	100.28	4.555 120.000	512.73
		3	1	90.00	542.15	-53.19 -210.00	3.94 210.00	100.28	4.555 120.000	584.12

上段がNmax，下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

(2)橋軸直角方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M (kN.m)	N (kN)	c, ca (N/mm ²)	t, ta (N/mm ²)	S (kN)	a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	既設死荷重時	1	1	0.00	617.00	-28.02 -140.00	-28.02 140.00	0.00	0.000 80.000	352.83
		1	1	0.00	617.00	-28.02 -140.00	-28.02 140.00	0.00	0.000 80.000	352.83
2	地震時	1	3	95.42	1053.95	-78.16 -210.00	-17.59 210.00	97.88	4.446 120.000	510.87
		1	1	95.42	529.14	-54.32 -210.00	6.25 210.00	97.88	4.446 120.000	585.98

上段がNmax，下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

増し杭

場所打ち杭

ヤング係数比 $n = 15.00$

第1断面

杭外径 $D = 1000.0(\text{mm})$

段	鉄筋	かぶり (mm)	As (cm ²)	As (cm ²)
1	D22- 16(@ 137)	150.0	61.936	61.936

曲げ応力度の照査

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M(kN.m) N(kN)	c, ca (N/mm ²)	s, sa (N/mm ²)	s', s'a (N/mm ²)	x(cm)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
2	常時	1	1	0.00 310.05	0.35 8.00	— 160.00	-5.30 -180.00	0.0	346.24
		1	1	0.00 310.05	0.35 8.00	— 160.00	-5.30 -180.00	0.0	346.24
3	地震時	1	1	(*)243.69 883.94	3.80 12.00	22.68 270.00	-42.90 -270.00	60.8	637.60
		3	1	(*)243.69 -425.67	5.16 12.00	239.18 270.00	-21.49 -270.00	20.8	292.85

上段がNmax, 下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

xは、曲げ応力度算出における中立軸位置を圧縮縁からの距離で示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

(2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M(kN.m) N(kN)	c, ca (N/mm ²)	s, sa (N/mm ²)	s', s'a (N/mm ²)	x(cm)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
2	地震時	1	3	(*)243.69 831.96	3.84 12.00	26.64 270.00	-42.70 -270.00	58.1	633.66
		1	1	(*)243.69 -373.69	5.16 12.00	228.62 270.00	-23.44 -270.00	21.5	309.61

上段がNmax, 下段がNminを示す。Mr_LはMrと実モーメントとの交点深度を示す。

xは、曲げ応力度算出における中立軸位置を圧縮縁からの距離で示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

せん断応力度の照査

$$\tau = \frac{S}{b \cdot d}$$

部材断面幅 $b = 886.23(\text{mm})$
 部材断面の有効高 $d = 758.22(\text{mm})$
 部材断面の有効高に関する補正係数 $C_e = 1.138$
 引張主鉄筋比 ρ_t に関する補正係数 $C_{pt} = 1.161$
 軸方向圧縮力による補正係数 CN

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1.0 \leq CN \leq 2.0)$$

$$M_o = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y}$$

杭の断面積 $A_c = 7853.98 \times 10^2(\text{mm}^2)$
 杭の断面二次モーメント $I_c = 4908738.52 \times 10^4(\text{mm}^4)$
 杭中心から引張縁までの距離 $y = 500.0(\text{mm})$
 せん断力発生位置での斜引張鉄筋の鉄筋量 $A_w (\text{cm}^2)$
 間隔 $s (\text{cm})$
 必要鉄筋量 $A_{wreq} (\text{cm}^2)$

$$A_{wreq} = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d} \quad (\tau > \tau_{a1} \text{のとき算出する})$$

斜引張鉄筋が負担するせん断力 $Sh' (= S - S_{ca}) (\text{kN})$

コンクリートが負担するせん断力 $S_{ca} (= a_1 \cdot b \cdot d) (\text{kN})$

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		S (kN)	M(kN.m) N(kN)	Mo(kN.m) CN	(N/mm ²) a1, a2	Awreq(cm ²) s(cm), Aw(cm ²)
2	常時	1	1	0.00	0.00 310.05	38.76 2.000	0.000 0.608, 1.700	——— 15.0, 3.972
		1	1	0.00	0.00 310.05	38.76 2.000	0.000 0.608, 1.700	——— 15.0, 3.972
3	地震時	1	1	167.13	157.87 883.94	110.49 1.700	0.249 0.786, 2.550	——— 15.0, 3.972
		3	1	176.73 (*)	0.00 -425.67	-53.21 1.000	0.263 0.462, 2.550	——— 15.0, 3.972

上段がNmax, 下段がNminを示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

(2) 橋軸直角方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		S (kN)	M(kN.m) N(kN)	Mo(kN.m) CN	(N/mm ²) a1, a2	Awreq(cm ²) s(cm), Aw(cm ²)
2	地震時	1	3	169.82	199.45 831.96	104.00 1.521	0.253 0.704, 2.550	——— 15.0, 3.972
		1	1	176.73 (*)	0.00 -373.69	-46.71 1.000	0.263 0.462, 2.550	——— 15.0, 3.972

上段がNmax, 下段がNminを示す。

(*)は、ヒンジ時の断面力を採用する。ただし、Nは剛結時の軸力を採用する。

3.4 着目点ごとの杭体応力度

- 3) 橋軸方向 地震時 既設杭
- ・許容応力度
 - ・SKK400：曲げ圧縮 $ca = -210.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 曲げ引張 $ta = 210.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 - ・SKK490：曲げ圧縮 $ca = -277.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 曲げ引張 $ta = 277.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 - ・軸力最大 $N_{max} = 1040.95 \text{ (kN)}$ 軸力最小 $N_{min} = 542.15 \text{ (kN)}$

Z (m)	杭頭剛結			杭頭ヒンジ			材質
	M (kN.m)	(N/mm ²)		M (kN.m)	(N/mm ²)		
		cmax	tmax		cmax	tmax	
0.000	-90.00	-75.84	3.94	0.00	-47.28	—	SKK400
0.500	-45.87	-61.84	—	37.54	-59.20	—	SKK400
1.000	-12.72	-51.32	—	60.77	-66.57	—	SKK400
1.500	11.15	-50.82	—	72.99	-70.45	—	SKK400
2.000	27.55	-56.03	—	77.17	-71.77	—	SKK400
2.500	38.23	-59.41	—	75.82	-71.34	—	SKK400
3.000	42.94	-60.91	—	69.54	-69.35	—	SKK400
3.500	42.07	-60.63	—	59.47	-66.15	—	SKK400
4.000	37.80	-59.28	—	47.93	-62.49	—	SKK400
4.500	31.82	-57.38	—	36.52	-58.87	—	SKK400
5.000	25.34	-55.32	—	26.26	-55.62	—	SKK400
5.500	19.20	-53.37	—	17.72	-52.91	—	SKK400
6.000	13.92	-51.70	—	11.14	-50.82	—	SKK400
6.500	9.77	-50.38	—	6.52	-49.35	—	SKK400
7.000	6.55	-49.36	—	3.31	-48.33	—	SKK400
7.500	3.95	-48.53	—	0.92	-47.57	—	SKK400
8.000	1.92	-47.89	—	-0.77	-47.52	—	SKK400
8.500	0.38	-47.40	—	-1.89	-47.88	—	SKK400
9.000	-0.74	-47.51	—	-2.57	-48.10	—	SKK400
9.500	-1.53	-47.77	—	-2.93	-48.21	—	SKK400
10.000	-2.08	-47.94	—	-3.06	-48.25	—	SKK400
10.500	-2.31	-48.01	—	-2.93	-48.21	—	SKK400
11.000	-2.21	-47.98	—	-2.55	-48.09	—	SKK400
11.500	-1.93	-47.89	—	-2.06	-47.94	—	SKK400
12.000	-1.57	-47.78	—	-1.56	-47.78	—	SKK400
12.500	-1.18	-47.66	—	-1.10	-47.63	—	SKK400
13.000	-0.82	-47.54	—	-0.69	-47.50	—	SKK400
13.500	-0.50	-47.44	—	-0.35	-47.39	—	SKK400
14.000	-0.25	-47.36	—	-0.13	-47.32	—	SKK400
14.500	-0.10	-47.31	—	-0.03	-47.29	—	SKK400
15.000	0.00	-47.28	—	0.00	-47.28	—	SKK400

*：現場継手不可位置（応力度が許容応力度の90%を超える位置）

5) 橋軸直角方向 地震時 既設杭

・許容応力度

・SKK400：曲げ圧縮 $c_a = -210.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 曲げ引張 $t_a = 210.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・SKK490：曲げ圧縮 $c_a = -277.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 曲げ引張 $t_a = 277.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・軸力最大 $N_{max} = 1053.95 \text{ (kN)}$ 軸力最小 $N_{min} = 529.14 \text{ (kN)}$

Z (m)	杭頭剛結			杭頭ヒンジ			材質
	M (kN.m)	(N/mm ²)		M (kN.m)	(N/mm ²)		
		cmax	tmax		cmax	tmax	
0.000	-95.42	-78.16	6.25	0.00	-47.87	—	SKK400
0.500	-52.09	-64.40	—	37.54	-59.79	—	SKK400
1.000	-19.08	-53.93	—	60.77	-67.16	—	SKK400
1.500	5.11	-49.49	—	72.99	-71.04	—	SKK400
2.000	22.11	-54.89	—	77.17	-72.36	0.46	SKK400
2.500	33.56	-58.52	—	75.82	-71.93	0.03	SKK400
3.000	39.13	-60.29	—	69.54	-69.94	—	SKK400
3.500	39.13	-60.29	—	59.47	-66.74	—	SKK400
4.000	35.67	-59.19	—	47.93	-63.08	—	SKK400
4.500	30.38	-57.51	—	36.52	-59.46	—	SKK400
5.000	24.45	-55.63	—	26.26	-56.21	—	SKK400
5.500	18.73	-53.81	—	17.72	-53.50	—	SKK400
6.000	13.73	-52.23	—	11.14	-51.41	—	SKK400
6.500	9.75	-50.97	—	6.52	-49.94	—	SKK400
7.000	6.64	-49.98	—	3.31	-48.92	—	SKK400
7.500	4.10	-49.17	—	0.92	-48.16	—	SKK400
8.000	2.10	-48.54	—	-0.77	-48.12	—	SKK400
8.500	0.58	-48.06	—	-1.89	-48.47	—	SKK400
9.000	-0.54	-48.04	—	-2.57	-48.69	—	SKK400
9.500	-1.35	-48.30	—	-2.93	-48.80	—	SKK400
10.000	-1.92	-48.48	—	-3.06	-48.84	—	SKK400
10.500	-2.18	-48.56	—	-2.93	-48.80	—	SKK400
11.000	-2.11	-48.54	—	-2.55	-48.68	—	SKK400
11.500	-1.86	-48.46	—	-2.06	-48.53	—	SKK400
12.000	-1.52	-48.35	—	-1.56	-48.37	—	SKK400
12.500	-1.15	-48.24	—	-1.10	-48.22	—	SKK400
13.000	-0.81	-48.13	—	-0.69	-48.09	—	SKK400
13.500	-0.49	-48.03	—	-0.35	-47.98	—	SKK400
14.000	-0.25	-47.95	—	-0.13	-47.91	—	SKK400
14.500	-0.10	-47.90	—	-0.03	-47.88	—	SKK400
15.000	0.00	-47.87	—	0.00	-47.87	—	SKK400

*：現場継手不可位置（応力度が許容応力度の90%を超える位置）

4章 基礎杭計算結果一覧表

(1) 橋軸方向

既設杭

荷重ケースNo. 略称		1 既設死荷重時		2 常時		3 地震時		
原点作用力								
Vo	kN	5553.0		10159.0		8957.0		
Ho	kN	0.0		0.0		2239.5		
Mo	kN.m	0.0		0.0		11958.1		
原点変位								
x	mm	0.00		0.00		2.71		
z	mm	1.96		2.72		2.52		
	rad	0.00000000		0.00000000		0.00052935		
f, a	mm	0.00	15.00	0.00	15.00	2.71	15.00	
鉛直反力								
PNmax, Ra	kN	617.00	1078.00	853.18	1078.00	1040.95	1616.00	
PNmin, Pa	kN	617.00	-199.00	853.18	-199.00	542.15	-399.00	
水平反力								
PH	kN	0.00		0.00		100.28		
杭作用モーメント								
杭頭 Mt	kN.m	0.00		0.00		-90.00		
地中部 Mm	kN.m	0.00		0.00		77.27		
杭体応力度								
上杭	c, ca	N/mm ²	-28.02	-140.00	-38.75	-140.00	-75.84	-210.00
	t, ta	N/mm ²	-28.02	140.00	-38.75	140.00	3.94	210.00
	, a	N/mm ²	0.000	80.000	0.000	80.000	4.555	120.000
判定		OK		OK		OK		

杭種：打込み杭打撃工法 鋼管杭

杭径： = 600.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

鋼管厚：t = 14.0 (mm)

増し杭

荷重ケースNo. 略称			2 常時		3 地震時	
原点作用力						
Vo	kN		10159.0		8957.0	
Ho	kN		0.0		2239.5	
Mo	kN.m		0.0		11958.1	
原点変位						
x	mm		0.00		2.71	
z	mm		2.72		2.52	
	rad		0.00000000		0.00052935	
f, a	mm		0.00	15.00	2.71	15.00
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN		310.05	1795.00	883.94	2727.00
PNmin, Pa	kN		310.05	-727.00	-425.67	-1283.00
水平反力						
PH	kN		0.00		167.13	
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m		0.00		-157.87	
地中部 Mm	kN.m		0.00		243.69	
杭体応力度						
第1断面	c, ca	N/mm ²	0.35	8.00	5.16	12.00
	s, sa	N/mm ²	-5.30	-180.00	239.18	270.00
	, a1	N/mm ²	0.000	0.608	0.263	0.462
	a2	N/mm ²		1.700		2.550
	Awreq, Aw	cm ²	0.000	3.972	0.000	3.972
判定			OK		OK	

杭種：場所打ち杭工法 場所打ち杭

杭径： = 1000.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

杭体応力度の計算条件

かぶり：150.0 (mm)

第1断面：D22 - 16本 = 61.936 (cm²)

(2)橋軸直角方向

既設杭

荷重ケースNo. 略称		1 既設死荷重時		2 地震時		
原点作用力						
Vo	kN	5553.0		8957.0		
Ho	kN	0.0		2239.5		
Mo	kN.m	0.0		13353.8		
原点変位						
x	mm	0.00		2.51		
z	mm	1.96		2.52		
	rad	0.00000000		0.00041771		
f, a	mm	0.00	15.00	2.51	15.00	
鉛直反力						
PNmax, Ra	kN	617.00	1078.00	1053.95	1616.00	
PNmin, Pa	kN	617.00	-199.00	529.14	-399.00	
水平反力						
PH	kN	0.00		97.88		
杭作用モーメント						
杭頭 Mt	kN.m	0.00		-95.42		
地中部 Mm	kN.m	0.00		77.27		
杭体応力度						
上杭	c, ca	N/mm ²	-28.02	-140.00	-78.16	-210.00
	t, ta	N/mm ²	-28.02	140.00	6.25	210.00
	, a	N/mm ²	0.000	80.000	4.446	120.000
判定		OK		OK		

杭種：打込み杭打撃工法 鋼管杭

杭径： = 600.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

鋼管厚：t = 14.0 (mm)

増し杭

荷重ケースNo. 略称		2		
原点作用力		地震時		
Vo	kN	8957.0		
Ho	kN	2239.5		
Mo	kN.m	13353.8		
原点変位				
x	mm	2.51		
z	mm	2.52		
	rad	0.00041771		
f, a	mm	2.51	15.00	
鉛直反力				
PNmax, Ra	kN	831.96	2727.00	
PNmin, Pa	kN	-373.69	-1283.00	
水平反力				
PH	kN	169.82		
杭作用モーメント				
杭頭 Mt	kN.m	-199.45		
地中部 Mm	kN.m	243.69		
杭体応力度				
第1断面	c, ca	N/mm ²	5.16	12.00
	s, sa	N/mm ²	228.62	270.00
	, a1	N/mm ²	0.263	0.462
	a2	N/mm ²		2.550
	Awreq, Aw	cm ²	0.000	3.972
判定		OK		

杭種：場所打ち杭工法 場所打ち杭

杭径： = 1000.0 (mm)

杭長：L = 15.00 (m)

杭体応力度の計算条件

かぶり：150.0 (mm)

第1断面：D22 - 16本 = 61.936 (cm²)

5章 予備計算

5.1 水平方向地盤反力係数

既設杭

杭外径	D = 0.6000	(m)
杭体ヤング係数	E = 20.00 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I = 0.000938994	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出) 常時	= 0.343878	(m ⁻¹)
地震時	= 0.343878	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する 常時 1/	= 2.9080	(m)
地盤の深さ 地震時 1/	= 2.9080	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum(\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 15964.7 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 15964.7 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.3209 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 1.3209 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 53215.6 \text{ (kN/m}^3\text{) (常時)}$$

$$= 53215.6 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.343878 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.343878 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	2.500	2.500	14000	28000	15353	30706
2	4.000	4.000	28000	56000	30706	61411
3	3.500	3.500	14000	28000	15353	30706
4	3.500	3.500	42000	84000	46058	92117
5	1.500	1.500	140000	280000	153528	307056

増し杭

杭外径		D = 1.0000	(m)
杭体ヤング係数		E = 2.50 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント		I = 0.049087387	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	= 0.237116	(m ⁻¹)
	地震時	= 0.237116	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時 1/	= 4.2173	(m)
	地震時 1/	= 4.2173	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum (\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 19700.9 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 19700.9 \text{ (kN/m}^2\text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 2.0536 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 2.0536 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 65669.6 \text{ (kN/m}^2\text{) (常時)}$$

$$= 65669.6 \text{ (kN/m}^3\text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{2}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.237116 \text{ (m}^{-1}\text{) (常時), } 0.237116 \text{ (m}^{-1}\text{) (地震時)}$$

地震時BH算出時の $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_o$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
1	2.500	2.500	14000	28000	11027	22054
2	4.000	4.000	28000	56000	22054	44108
3	3.500	3.500	14000	28000	11027	22054
4	3.500	3.500	42000	84000	33081	66162
5	1.500	1.500	140000	280000	110271	220541

5.2 杭軸方向鉛直バネ定数

既設杭

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

杭種：鋼管杭

工法：打込み杭打撃工法

$$a = 0.014 \cdot (L / D) + 0.72 = 1.0700$$

Ap : 杭の純断面積	= 0.02202	(m ²)
Ep : 杭体のヤング係数	= 20.00 × 10 ⁷	(kN/m ²)
L : 杭長	= 15.000	(m)
D : 杭径	= 0.6000	(m)

$$K_v = 314099 \text{ (kN/m)}$$

増し杭

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L}$$

杭種：場所打ち杭

工法：場所打ち杭工法

$$a = 0.031 \cdot (L / D) - 0.15 = 0.3150$$

Ap : 杭の純断面積	= 0.78540	(m ²)
Ep : 杭体のヤング係数	= 2.50 × 10 ⁷	(kN/m ²)
L : 杭長	= 15.000	(m)
D : 杭径	= 1.0000	(m)

$$K_v = 412334 \text{ (kN/m)}$$

5.3 最大周面摩擦力度

杭周面に働く最大周面摩擦力度を以下に示す。

1) 最大周面摩擦力度の推定方法

	砂質土	粘性土
打込み杭工法（既設杭）	2N (100)	10N (150)
場所打ち杭工法（増し杭）	5N (200)	10N (150)

Nは各層のN値を示す。

N値が2以下となる軟弱層の最大周面摩擦力度は0とする。

2) 最大周面摩擦力度

打込み杭工法（既設杭）

層No	標高 (m)	層厚 (m)	土質	平均N値	粘着力c (kN/m ²)	f _i (kN/m ²)
1	0.000 -5.200	5.200	粘性	5.0	30.0	50.0
2	-5.200 -9.200	4.000	砂質	10.0	0.0	20.0
3	-9.200 -12.700	3.500	粘性	5.0	30.0	50.0
4	-12.700 -16.200	3.500	砂質	15.0	0.0	30.0
5	-16.200 -20.000	3.800	砂質	50.0	0.0	100.0

場所打ち杭工法（増し杭）

層No	標高 (m)	層厚 (m)	土質	平均N値	粘着力c (kN/m ²)	f _i (kN/m ²)
1	0.000 -5.200	5.200	粘性	5.0	30.0	50.0
2	-5.200 -9.200	4.000	砂質	10.0	0.0	50.0
3	-9.200 -12.700	3.500	粘性	5.0	30.0	50.0
4	-12.700 -16.200	3.500	砂質	15.0	0.0	75.0
5	-16.200 -20.000	3.800	砂質	50.0	0.0	200.0

現地盤面から全層の最大周面摩擦力度を示す。

5.4 許容支持力・引抜力の計算

既設杭

1) 杭の諸元

- 杭種 : 鋼管杭 600.0 (mm)
- 工法 : 打込み杭 (打撃)
- 設計杭長 : L = 15.000 (m)
- 突出杭長 : Lo = 0.000 (m) (現地盤面から上を示す)
- 杭の種類 : 支持杭

2) 許容支持力の計算

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0 (常時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = 3.00$$

$$\text{設計N値} = 40.0$$

$$\frac{q_d}{N} = 180.0$$

$$q_d = 180.0 \cdot 40.0 = 7200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_p : 杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.6000^2 = 0.283 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.6000 = 1.885 \text{ (m)}$$

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

DE_i : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

周面摩擦力

・常時

層No	土質	平均N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	f _i (kN/m ²)	Li · f _i (kN/m)
1	粘性	5.0	30.0	2.500	50.0	125.0
2	砂質	10.0	0.0	4.000	20.0	80.0
3	粘性	5.0	30.0	3.500	50.0	175.0
4	砂質	15.0	0.0	3.500	30.0	105.0
5	砂質	50.0	0.0	1.500	100.0	150.0
計				15.000		635.0

・地震時(液無)

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	fi (kN/m ²)	Li・fi (kN/m)
1	粘性	5.0	30.0	2.500	50.0	125.0
2	砂質	10.0	0.0	4.000	20.0	80.0
3	粘性	5.0	30.0	3.500	50.0	175.0
4	砂質	15.0	0.0	3.500	30.0	105.0
5	砂質	50.0	0.0	1.500	100.0	150.0
計				15.000		635.0

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 7200 \cdot 0.283 + 1.885 \cdot 635.0 = 3233 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 7200 \cdot 0.283 + 1.885 \cdot 635.0 = 3233 \text{ (kN)}$$

許容支持力

$$\text{常 時} \quad Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot 3233 = 1078 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot 3233 = 1616 \text{ (kN)}$$

3)許容引抜力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu$$

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi) \quad (\text{常 時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$Pu = U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi) \quad (\text{地震時(液有)})$$

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$$Pu = 1.885 \cdot 635.0 = 1197 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$Pu = 1.885 \cdot 635.0 = 1197 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時(液無)})$$

許容引抜力

$$\text{常 時} \quad Pa = \frac{1}{6.0} \cdot 1197 = 199 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時(液無)} \quad Pa = \frac{1}{3.0} \cdot 1197 = 399 \text{ (kN)}$$

4) 計算結果一覽

(kN/本)

許容支持力	常 時	1078
	地震時(液無)	1616
許容引拔力	常 時	199
	地震時(液無)	399

増し杭

1) 杭の諸元

杭種 : 場所打ち杭 1000.0 (mm)
 工法 : 場所打ち杭
 設計杭長 : L = 15.000 (m)
 突出杭長 : Lo = 0.000 (m) (現地盤面から上を示す)
 杭の種類 : 支持杭

2) 許容支持力の計算

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時}), (\text{地震時(液無)})$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時(液有)})$$

R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力 (kN)

n : 安全率 3.0 (常時)

2.0 (地震時)

: 安全率の補正係数 = 1.0

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_p : 杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 1.0000^2 = 0.785 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 1.0000 = 3.142 \text{ (m)}$$

L_i : 層厚(m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

DE_i : 土質定数の低減係数(地震時のみ)

W_s : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量(kN)

$$W_s = A_p \cdot (i \cdot L_i)$$

i : 土の有効単位重量(kN/m³)

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

・常時

層No	土質	平均N値	粘着力(kN/m ²)	層厚Li(m)	i(kN/m ³)	Ws(kN)	fi(kN/m ²)	Li・fi(kN/m)
1	粘性	5.0	30.0	2.500	8.00	15.7	50.0	125.0
2	砂質	10.0	0.0	4.000	8.00	25.1	50.0	200.0
3	粘性	5.0	30.0	3.500	8.00	22.0	50.0	175.0
4	砂質	15.0	0.0	3.500	10.00	27.5	75.0	262.5
5	砂質	50.0	0.0	1.500	10.00	11.8	200.0	300.0
計				15.000		102.1		1062.5

・地震時(液無)

層No	土質	平均N値	粘着力(kN/m ²)	層厚Li(m)	i(kN/m ³)	Ws(kN)	fi(kN/m ²)	Li・fi(kN/m)
1	粘性	5.0	30.0	2.500	8.00	15.7	50.0	125.0

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	層厚 Li (m)	i (kN/m ³)	Ws (kN)	fi (kN/m ²)	Li · fi (kN/m)
2	砂質	10.0	0.0	4.000	8.00	25.1	50.0	200.0
3	粘性	5.0	30.0	3.500	8.00	22.0	50.0	175.0
4	砂質	15.0	0.0	3.500	10.00	27.5	75.0	262.5
5	砂質	50.0	0.0	1.500	10.00	11.8	200.0	300.0
計				15.000		102.1		1062.5

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 3000 \cdot 0.785 + 3.142 \cdot 1062.5 = 5694 \text{ (kN)}$$

地震時(液無)

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot (Li \cdot fi)$$

$$= 3000 \cdot 0.785 + 3.142 \cdot 1062.5 = 5694 \text{ (kN)}$$

W : 杭の有効重量(kN) ()内は地震時を示す。

$$W = (W'' \cdot L + Wo \cdot Lo) = 170.8(170.8) \text{ (kN)}$$

上杭

W'' : 水中部単位長重量 (kN/m) = 11.39

L : 水中部杭長 (m) = 15.000(15.000)

Wo : 水位上部単位長重量(kN/m) = 19.24

Lo : 水位上部杭長 (m) = 0.000(0.000)

許容支持力

常 時 $Ra = \frac{1.0}{3.0} \cdot (5694 - 102.1) + 102.1 - 170.8 = 1795 \text{ (kN)}$

地震時(液無) $Ra = \frac{1.0}{2.0} \cdot (5694 - 102.1) + 102.1 - 170.8 = 2727 \text{ (kN)}$

3)許容引抜力の計算

$$Pa = \frac{1}{n} \cdot Pu + W$$

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi)$ (常 時), (地震時(液無))

$Pu = U \cdot (Li \cdot fi \cdot DEi)$ (地震時(液有))

Pa : 杭頭における杭の軸方向許容引抜力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

Pu : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$Pu = 3.142 \cdot 1062.5 = 3338 \text{ (kN)}$ (常 時)

$Pu = 3.142 \cdot 1062.5 = 3338 \text{ (kN)}$ (地震時(液無))

W : 杭の有効重量 170.8 (kN) (常 時)

170.8 (kN) (地震時)

許容引抜力

常 時 $P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 3338 + 170.8 = 727 \text{ (kN)}$

地震時(液無) $P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 3338 + 170.8 = 1283 \text{ (kN)}$

4)計算結果一覽

		(kN/本)
許容支持力	常 時	1795
	地震時(液無)	2727
許容引抜力	常 時	727
	地震時(液無)	1283

5.5 作用力計算

(1)設計条件

1)設計水平震度

	底版	上載土
橋軸方向	0.25	0.00
橋軸直角方向	0.25	0.00

慣性力を考慮する上載土の高さ：底版天端から 0.00 (m)

2)使用材料の単位重量

(単位：kN/m³)

底版	c	24.5
上載土(湿潤)	t	19.0
上載土(飽和)	sat	20.0
水	w	10.00

3)柱形状寸法

柱本数 1

柱形状 矩形

柱断面寸法

柱番号	1
a (m)	2.300
b (m)	1.700

a：橋軸直角方向，b：橋軸方向

4)底版形状寸法および上載土厚

(単位：m)

	橋軸直角方向	橋軸方向
上面寸法	B1 = 0.000 B2 = 9.000 B3 = 0.000	L1 = 0.000 L2 = 8.000 L3 = 0.000
下面寸法	Lx = 9.000	Ly = 8.000
天端偏心量	ex = 0.000	ey = 0.000
既設底版との偏心量	ex = 0.000	ey = 0.000
高さ寸法	H1 = 0.000 (上載土厚) H2 = 0.000 H3 = 2.500	

5)柱位置

(単位：m)

	Y	X1
底版上面図心位置からの離れ	0.000	0.000
底版下面図心位置からの離れ	0.000	0.000

図心を原点とした座標値

6)水位

水位は底版下面からの高さを示す。

橋軸方向

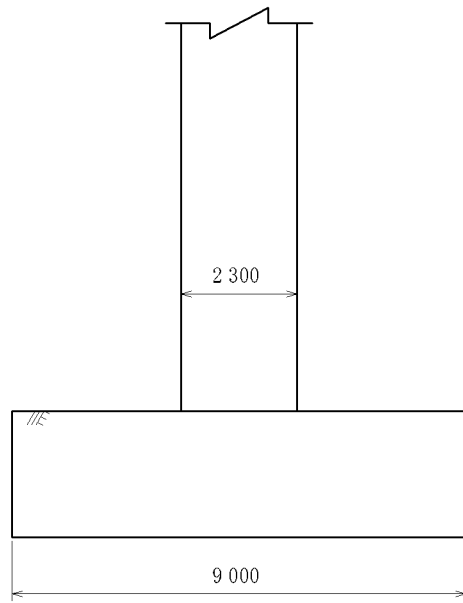
case	荷重名称	水位 (m)
2	常時	0.000
3	地震時	0.000

橋軸直角方向

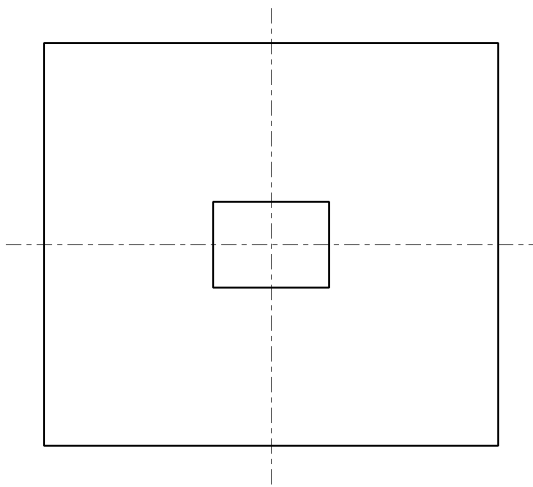
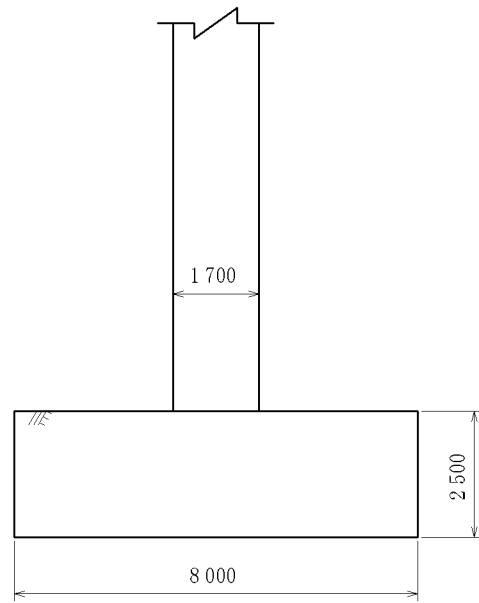
case	荷重名称	水位 (m)
2	地震時	0.000

(2)形状寸法図

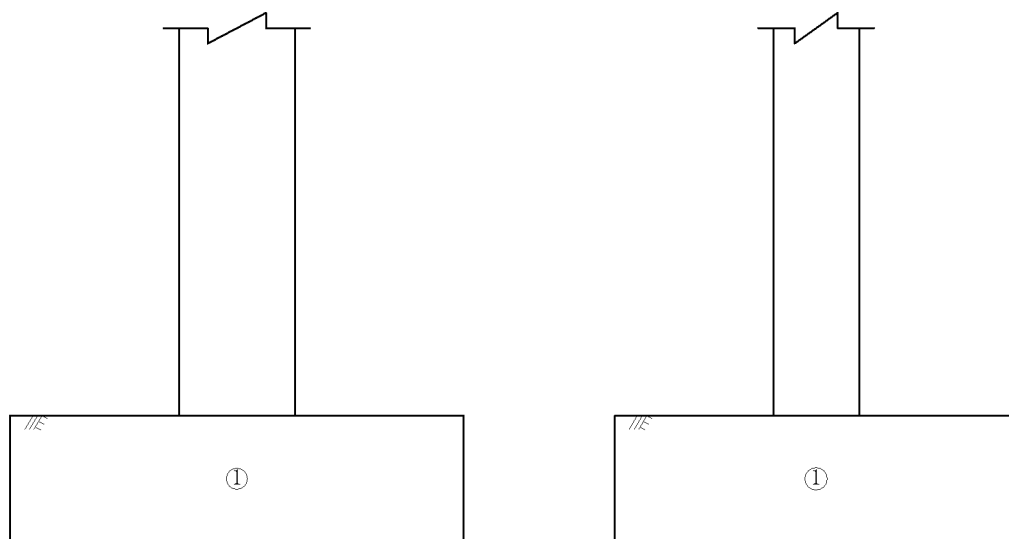
橋軸直角方向



橋軸方向



(3)自重および上載土重量

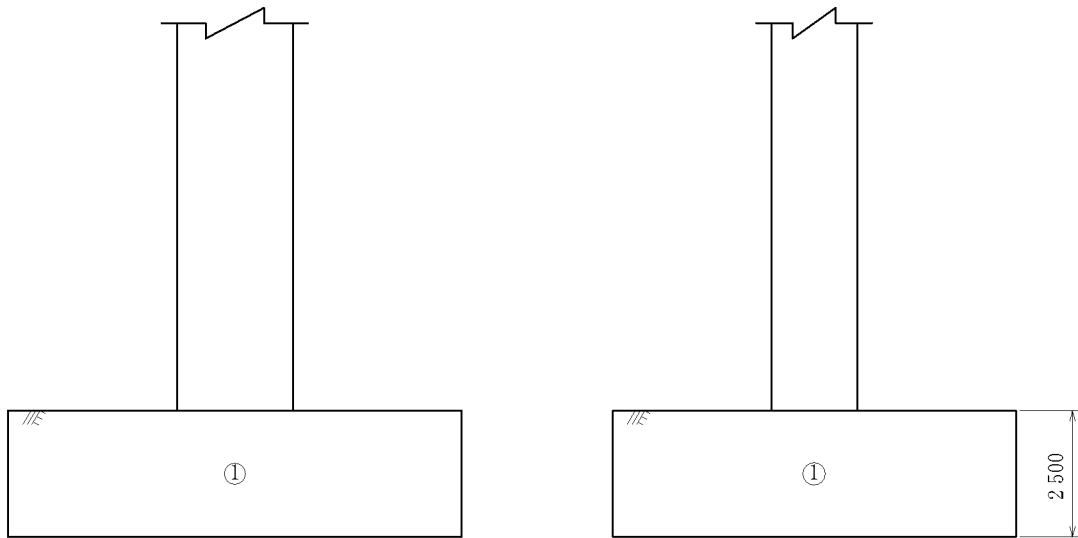


計算式

1) $9.000 \cdot 8.000 \cdot 2.500 \cdot 24.5 = 4410.0 \text{ (kN)}$

	V (kN)	x (m)	V · x (kN.m)	y (m)	V · y (kN.m)
1	4410.0	0.000	0.0	0.000	0.0
計	4410.0		0.0		0.0

(4)慣性力



	V (kN)	z (m)	橋軸方向			橋軸直角方向		
			kh	H (kN)	H · z (kN.m)	kh	H (kN)	H · z (kN.m)
1	4410.0	1.250	0.25	1102.5	1378.1	0.25	1102.5	1378.1
計				1102.5	1378.1		1102.5	1378.1

(5) 柱下端作用力

橋軸方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	y (m)	M (kN.m)	V · y (kN.m)	H · z (kN.m)
2	1	5749.0	0.0	0.000	0.0	0.0	0.0
	計	5749.0	0.0			M =	0.0
3	1	4547.0	1137.0	0.000	7737.5	0.0	2842.5
	計	4547.0	1137.0			M =	10580.0

橋軸直角方向

z = 2.500 (m)

case	柱	V (kN)	H (kN)	x (m)	M (kN.m)	V · x (kN.m)	H · z (kN.m)
2	1	4547.0	1137.0	0.000	9133.2	0.0	2842.5
	計	4547.0	1137.0			M =	11975.7

(6)底版下面中心における作用力

橋軸方向

case	項 目	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
2	自重及び上載土	4410.0	—	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	—	0.0
	慣性力	—	0.0	0.0
	柱下端作用力	5749.0	0.0	0.0
	既設底版中心換算	—	—	0.0
	合 計	10159.0	0.0	0.0
3	自重及び上載土	4410.0	—	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	—	0.0
	慣性力	—	1102.5	1378.1
	柱下端作用力	4547.0	1137.0	10580.0
	既設底版中心換算	—	—	0.0
	合 計	8957.0	2239.5	11958.1

橋軸直角方向

case	項 目	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
2	自重及び上載土	4410.0	—	0.0
	浮力 (0.000)	0.0	—	0.0
	慣性力	—	1102.5	1378.1
	柱下端作用力	4547.0	1137.0	11975.7
	既設底版中心換算	—	—	0.0
	合 計	8957.0	2239.5	13353.8

(7)作用力一覽

橋軸方向

case	荷重名称	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
2	常時	10159.0	0.0	0.0
3	地震時	8957.0	2239.5	11958.1

橋軸直角方向

case	荷重名称	Vo (kN)	Ho (kN)	Mo (kN.m)
2	地震時	8957.0	2239.5	13353.8

6章 杭頭結合計算

6.1 設計条件

既設杭

1) 杭頭結合方法および諸元

結合方法：方法A

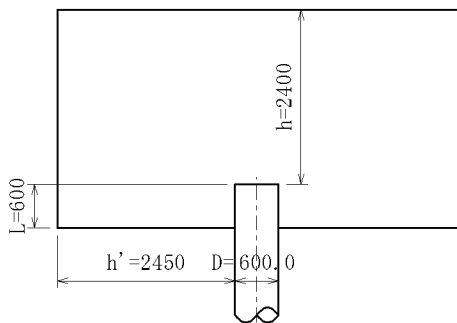
杭 種：鋼管杭

杭 径： = 600.0 (mm)

板 厚： t = 14.0 (mm)

材 料：フーチングコンクリート設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)

2) 杭頭部形状図



3) 杭頭作用力

橋軸方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
1	既設死荷重時	1.00	617.0	617.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1
2	常時	1.00	853.2	853.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1
3	地震時	1.50	1040.9	542.1	100.3	100.3	90.0	77.3	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・フーチングコンクリートの水平支圧応力度

橋軸直角方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
1	既設死荷重時	1.00	617.0	617.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1
2	地震時	1.50	1054.0	529.1	97.9	97.9	95.4	77.3	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・フーチングコンクリートの水平支圧応力度

増し杭

1) 杭頭結合方法および諸元

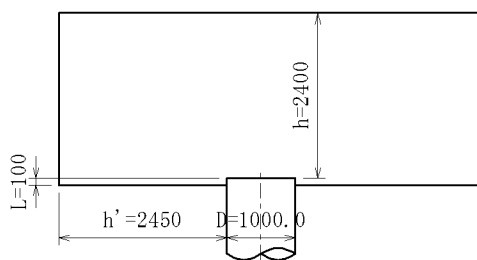
結合方法：方法B

杭種：場所打ち杭

杭径： = 1000.0 (mm)

材料：フーチングコンクリート設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)
補強鉄筋材質 SD295

2) 杭頭部形状図



3) 杭頭作用力

橋軸方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
2	常時	1.00	310.0	310.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1
3	地震時	1.50	883.9	-425.7	167.1	167.1	157.9	243.7	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・ 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

橋軸直角方向

case	荷重名略称	割増係数	鉛直反力(kN)		水平反力(kN)		モーメント(kN.m)		
			PNmax	PNmin	PHmax	水平端部	1:杭頭	2:地中部	SW
2	地震時	1.50	832.0	-373.7	169.8	169.8	199.5	243.7	1

SWは下記算出に用いるモーメント（1:杭頭，2:地中部）を示す

・ 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

6.2 杭頭とフーチング結合部の応力度照査

既設杭

(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

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{(\pi/4) \cdot D^2} \leq \sigma_{cva}$$

PN_{max} : 軸方向最大押込み力 (N)

D : 杭外径 = 600.0 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	2.18	7.20	OK
2	常時	853.2	3.02	7.20	OK
3	地震時	1040.9	3.68	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	2.18	7.20	OK
2	地震時	1054.0	3.73	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

$$\tau_v = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot (D+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ = 2400 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	0.027	0.900	OK
2	常時	853.2	0.038	0.900	OK
3	地震時	1040.9	0.046	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PN _{max} (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	0.027	0.900	OK
2	地震時	1054.0	0.047	0.900	OK

(2) 引抜き力に対する照査

1) フーチングコンクリートの引抜きせん断応力度

$$\tau_{vt} = \frac{PN_{min}}{\pi \cdot (D+ht) \cdot ht} \leq \tau_{at}$$

PN_{min} : 軸方向最小引抜き力 (N) 引抜き力が生じているケースのみ照査する。

ht : 引抜き抵抗厚さ = 100 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PNmin (kN)	vt (N/mm ²)	at (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	0.000	0.900	OK
2	常時	853.2	0.000	0.900	OK
3	地震時	542.1	0.000	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PNmin (kN)	vt (N/mm ²)	at (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	617.0	0.000	0.900	OK
2	地震時	529.1	0.000	0.900	OK

(3)水平力および曲げモーメントに対する照査

1)フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{PH_{max}}{D \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{max}}{D \cdot L^2} \leq \sigma_{cha}$$

PHmax : 軸直角方向力 (N)

Mmax : モーメント (N.mm)

L : 杭の埋込み長 = 600 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	Mmax (kN.m)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	0.0	0.0	0.00	7.20	OK
2	常時	0.0	0.0	0.00	7.20	OK
3	地震時	100.3	90.0	2.78	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	Mmax (kN.m)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	0.0	0.0	0.00	7.20	OK
2	地震時	97.9	95.4	2.92	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

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

PH : 水平端部杭の軸直角方向力 (N)

h' : 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 = 2450 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	0.0	0.000	0.900	OK
2	常時	0.0	0.000	0.900	OK
3	地震時	100.3	0.006	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
1	既設死荷重時	0.0	0.000	0.900	OK
2	地震時	97.9	0.006	0.900	OK

増し杭

(1) 押し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

$$\sigma_{cv} = \frac{PN_{max}}{(\pi/4) \cdot D^2} \leq \sigma_{cva}$$

PNmax : 軸方向最大押し込み力 (N)

D : 杭外径 = 1000.0 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PNmax (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
2	常時	310.0	0.39	7.20	OK
3	地震時	883.9	1.13	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PNmax (kN)	cv (N/mm ²)	cva (N/mm ²)	判定
2	地震時	832.0	1.06	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

$$\tau_v = \frac{PN_{max}}{\pi \cdot (D+h) \cdot h} \leq \tau_a$$

h : 垂直方向の押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ = 2400 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PNmax (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
2	常時	310.0	0.012	0.900	OK
3	地震時	883.9	0.034	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PNmax (kN)	v (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
2	地震時	832.0	0.032	0.900	OK

(2) 水平力および曲げモーメントに対する照査

1) フーチングコンクリートの水平支圧応力度

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

PHmax : 軸直角方向力 (N)

L : 杭の埋込み長 = 100 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
2	常時	0.0	0.00	7.20	OK
3	地震時	167.1	1.67	10.80	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PHmax (kN)	ch (N/mm ²)	cha (N/mm ²)	判定
2	地震時	169.8	1.70	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

$$\tau h = \frac{PH}{h' \cdot (2 \cdot L + D + 2 \cdot h')} \leq \tau a$$

PH : 水平端部杭の軸直角方向力 (N)

h' : 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 = 2450 (mm)

橋軸方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
2	常時	0.0	0.000	0.900	OK
3	地震時	167.1	0.011	0.900	OK

橋軸直角方向

case	荷重名略称	PH (kN)	h (N/mm ²)	a (N/mm ²)	判定
2	地震時	169.8	0.011	0.900	OK

6.3 仮想鉄筋コンクリート断面照査

増し杭

1) 断面

杭外径 $D = 1000.00$ (mm)

仮想RC断面直径 $D_o = 1200.00$ (mm)

内径 $R_o = 0.00$ (mm)

2) 鉄筋

段	鉄筋	かぶり (mm)	As (cm ²)
1	D22 - 16 (@ 137)	250	61.94
			As = 61.94 (cm ²)

3) 仮想鉄筋コンクリート断面の照査

橋軸方向

No	荷重名略称	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)		許容値 (N/mm ²)		判定
			M (kN.m)	N (kN)		c	s	ca	sa	
2	常時	Nmax	0.0	310.0	0.00	0.25	-3.80	8.00	-180.00	OK
		Nmin		310.0	0.00	0.25	-3.80		-180.00	OK
3	地震時	Nmax	157.9	883.9	108.26	1.61	-18.61	12.00	-270.00	OK
		Nmin		-425.7	19.40	2.91	170.10		270.00	OK

橋軸直角方向

No	荷重名略称	軸力	断面力		中立軸 X (cm)	応力度 (N/mm ²)		許容値 (N/mm ²)		判定
			M (kN.m)	N (kN)		c	s	ca	sa	
2	地震時	Nmax Nmin	199.5	832.0 -373.7	90.02 21.95	1.90 3.62	-20.57 180.50	12.00	-270.00 270.00	OK OK

4) 必要鉄筋量の照査

鉄筋量 $A_s = 61.94$ (cm²) 必要鉄筋量 $A_{sr} = 40.45$ (cm²) OK

6.4 杭頭補強鉄筋の定着長

増し杭

$$L = L_o + 10 \cdot d$$

$$L_o = \frac{\sigma_{sa} \cdot A_{st}}{\tau_{oa} \cdot u}$$

- L : 埋込み長 (mm)
 L_o : 鉄筋の定着長 (mm)
 s_a : 鉄筋の許容引張応力度 = 180.00 (N/mm²)
 o_a : 許容付着応力度 = 1.600 (N/mm²)
 A_{st} : 杭頭補強鉄筋：断面積 (mm²)
 u : " : 周長 (mm)
 d : " : 径 (mm)

段	d (mm)	u (mm)	A _{st} (mm ²)	L _o (mm)	L (mm)
1	22	70	387.1	622	842

フーチング下面主鉄筋中心位置よりLを確保する。

7章 底版許容応力度法照査

既設底版と既設杭が既に負担している死荷重は、増し杭補強後もそのまま残留すると考え、底版下面鉄筋の応力度照査では、既設死荷重による引張応力度と補強後の増加荷重による引張応力度との合計値が許容応力度以内であることを確認する。

7.1 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 (斜引張鉄筋と共同)	a2 = 1.7 (N/mm ²)
コンクリートの平均せん断応力度	c = 0.35 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	Ec = 2.50 × 10 ⁴ (N/mm ²)
主鉄筋の降伏点 (既設 / 新設底版)	sy = 295.00 (N/mm ²)
主鉄筋の降伏点 (増し底版)	sy = 295.00 (N/mm ²)
主鉄筋の許容引張応力度 (既設 / 新設底版)	sa = 180.00 (N/mm ²)
主鉄筋の許容引張応力度 (増し底版)	sa = 180.00 (N/mm ²)
主鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値 (既設 / 新設)	sa = 180.00 (N/mm ²)
主鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値 (増し底版)	sa = 180.00 (N/mm ²)
斜引張鉄筋の降伏点	sy = 295.00 (N/mm ²)
斜引張鉄筋の許容引張応力度	sa = 180.00 (N/mm ²)
斜引張鉄筋の地震時の許容引張応力度の基本値	sa = 180.00 (N/mm ²)

主鉄筋

既設

		橋軸方向			橋軸直角方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	10.0	D35	150	10.0	D35	150
下側	1段目	11.0	D29	150	11.0	D29	150

補強

		橋軸方向			橋軸直角方向		
		かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)	かぶり (cm)	鉄筋径	ピッチ (mm)
上側	1段目	10.0	D35	150	10.0	D35	150
下側	1段目	11.0	D29	150	11.0	D29	150

主鉄筋の配置条件

	側面かぶり (cm)	最小ピッチ (mm)	配筋パターン
橋軸方向	10.0	100	両端で調整する
橋軸直角方向	10.0	100	両端で調整する

スターラップ

橋軸方向

	鉄筋径	幅1(m)当たりの鉄筋本数	間隔 (cm)	有効高 (cm)
上側	D16	2.000	30.0	90.00
下側	D16	2.000	30.0	239.00

橋軸直角方向

	鉄筋径	幅1(m)当たりの鉄筋本数	間隔(cm)	有効高(cm)
上側	D16	2.000	30.0	90.00
下側	D16	2.000	30.0	239.00

照査条件

- 鉄筋の取扱い : 単鉄筋
 既設死荷重時の上載土 : 考慮しない
 既設底板上面の鉄筋 : 考慮しない
 照査断面の外側に杭が存在しない : 存在しない場合はせん断照査は行わない
 せん断スパンの上限値 : 考慮しない
 照査断面上の集中荷重 : 考慮 / 無視でより厳しい方を設計せん断力とする

検討ケース

橋軸方向

case	荷重ケース名
1	既設死荷重時
2	常時
3	地震時

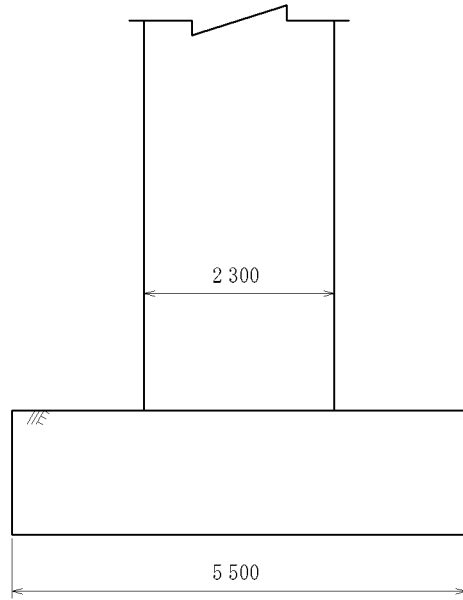
橋軸直角方向

case	荷重ケース名
1	既設死荷重時
2	地震時

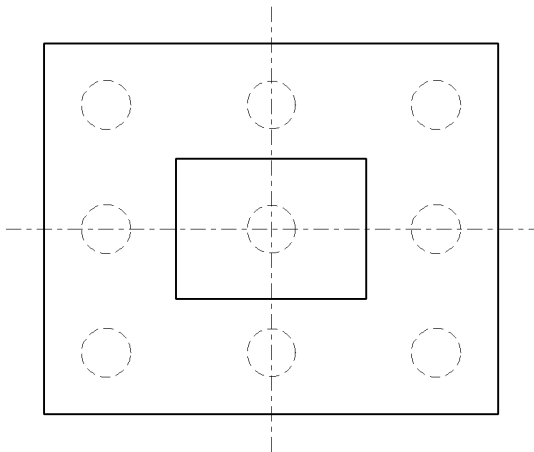
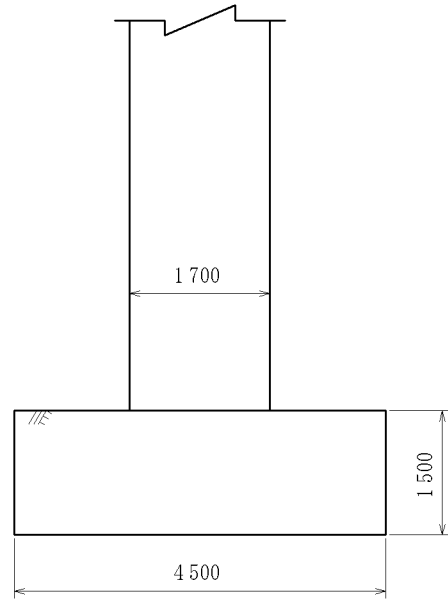
7.2 既設死荷重

7.2.1 形状寸法図

橋軸直角方向

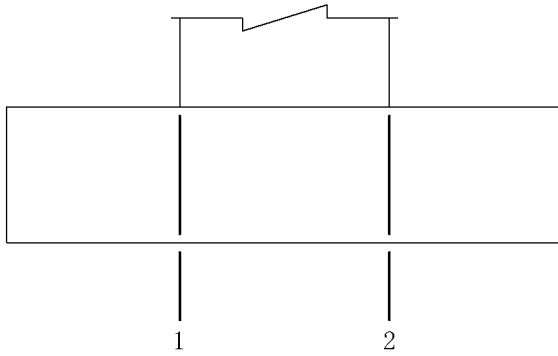


橋軸方向



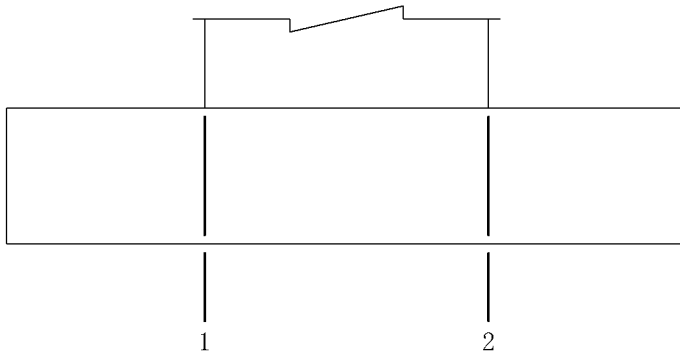
7.2.2 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	柱前面	: 曲げ照査
2	柱前面	: 曲げ照査

橋軸直角方向

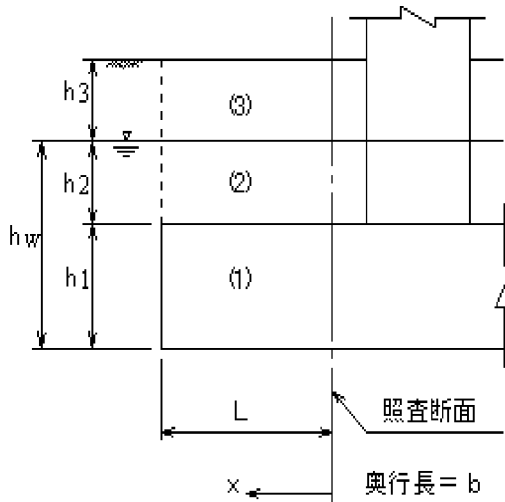


No	照査位置	: 照査対象
1	柱前面	: 曲げ照査
2	柱前面	: 曲げ照査

7.2.3 断面力算出

(1)橋軸方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = - L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 5.500(m)

h1 : フーチング厚 = 1.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 19.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 調査位置 : L = 1.400(m) (柱前面)

$$W1 = 282.97(kN)$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.700(m)$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	282.97	198.08

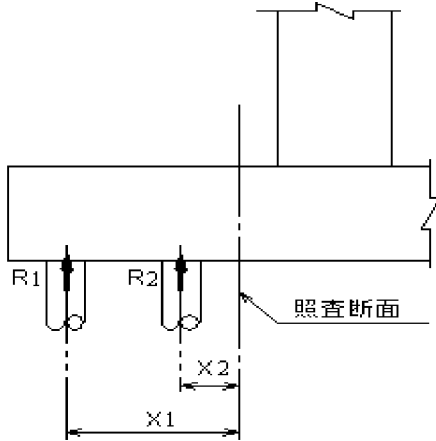
2) 照査位置 : L = 3.100(m) (柱前面)

$$W1 = 282.98(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.700(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN·m)
1	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	282.98	198.08

b) 杭反力



$$Sp = (Vi)$$

$$Mp = (Vi \cdot xi)$$

ここに、Sp : 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

Mp : 照査位置における杭鉛直反力による曲げモーメント(kN·m)

Vi : i番目の杭の鉛直反力(kN)

xi : i番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

1) 照査位置 : L = 1.400(m) (柱前面)

$$x = 0.650(\text{m})$$

case	Sp(kN)	Mp(kN·m)
1	1851.00	1203.15

2) 照査位置 : L = 3.100(m) (柱前面)

$$x = 0.650(\text{m})$$

case	Sp(kN)	Mp(kN·m)
1	1851.00	1203.15

c) 集計

$$S = Sp - W$$

$$M = Mp - (W \cdot x)$$

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

1) 照査位置 : L = 1.400(m) (柱前面)

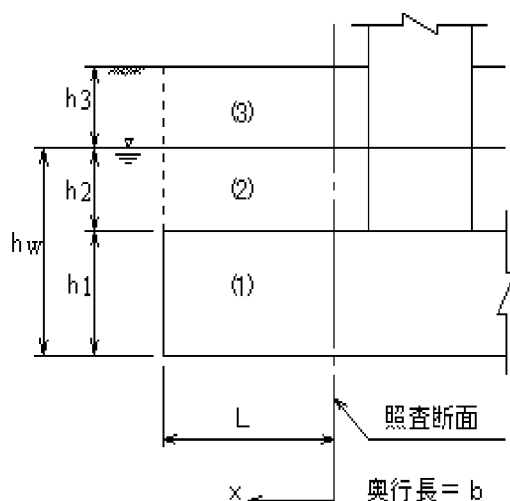
case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	1851.00	1203.15	282.97	198.08	1568.03	1005.07

2) 照査位置 : L = 3.100(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	1851.00	1203.15	282.98	198.08	1568.02	1005.07

(2)橋軸直角方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 4.500(m)

h1 : フーチング厚 = 1.500(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =19.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.600(m) (柱前面)

$$W1 = 264.60(kN)$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(m)$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
1	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	264.60	211.68

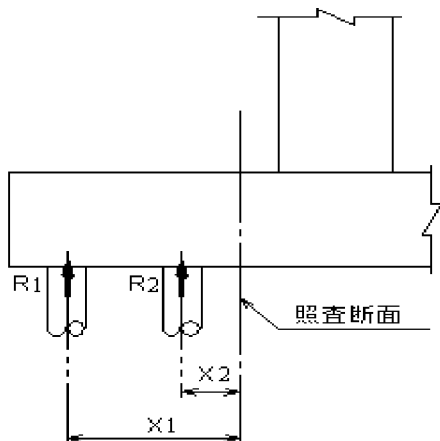
2) 照査位置 : L = 3.900(m) (柱前面)

$$W1 = 264.60(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.800(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN·m)
1	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	264.60	211.68

b) 杭反力



$$S_p = (V_i)$$

$$M_p = (V_i \cdot x_i)$$

ここに、 S_p : 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

M_p : 照査位置における杭鉛直反力による曲げモーメント(kN·m)

V_i : i番目の杭の鉛直反力(kN)

x_i : i番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

1) 照査位置 : L = 1.600(m) (柱前面)

$$x = 0.850(\text{m})$$

case	S_p (kN)	M_p (kN·m)
1	1851.00	1573.35

2) 照査位置 : L = 3.900(m) (柱前面)

$$x = 0.850(\text{m})$$

case	S_p (kN)	M_p (kN·m)
1	1851.00	1573.35

c) 集計

$$S = S_p - W$$

$$M = M_p - (W \cdot x)$$

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

1) 照査位置 : L = 1.600(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	1851.00	1573.35	264.60	211.68	1586.40	1361.67

2) 照査位置 : L = 3.900(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
1	1851.00	1573.35	264.60	211.68	1586.40	1361.67

7.2.4 曲げ応力度

(1)橋軸方向

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として計算する。

項 目		単位	柱左前面	柱右前面
曲げモーメント M		kN.m	1005.07	1005.07
有効幅		mm	5080	5080
部材高		mm	1500	1500
鉄筋	1段目位置	mm	1390	1390
	鉄筋	mm	D29@150	D29@150
	鉄筋量	mm ²	21199.2	21199.2
鉄筋量		mm ²	21199.2	21199.2
中立軸		mm	359.3	359.3
応力度	c	N/mm ²	0.87	0.87
	s	N/mm ²	37.32	37.32

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

(2)橋軸直角方向

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として計算する。

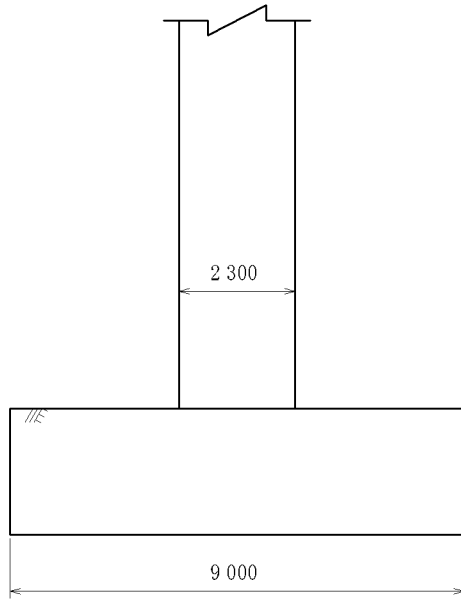
項 目		単位	柱左前面	柱右前面
曲げモーメント M		kN.m	1361.67	1361.67
有効幅		mm	4480	4480
部材高		mm	1500	1500
鉄筋	1段目位置	mm	1390	1390
	鉄筋	mm	D29@150	D29@150
	鉄筋量	mm ²	19272.0	19272.0
鉄筋量		mm ²	19272.0	19272.0
中立軸		mm	364.0	364.0
応力度	c	N/mm ²	1.32	1.32
	s	N/mm ²	55.68	55.68

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

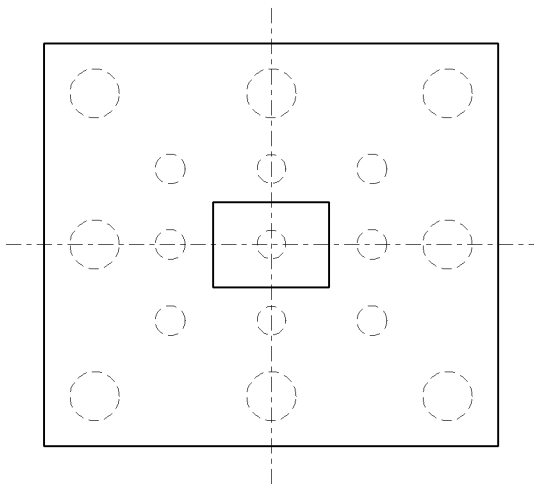
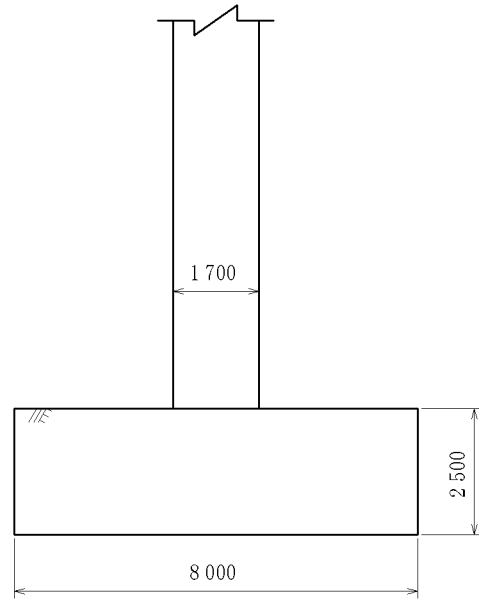
7.3 補強後

7.3.1 形状寸法図

橋軸直角方向

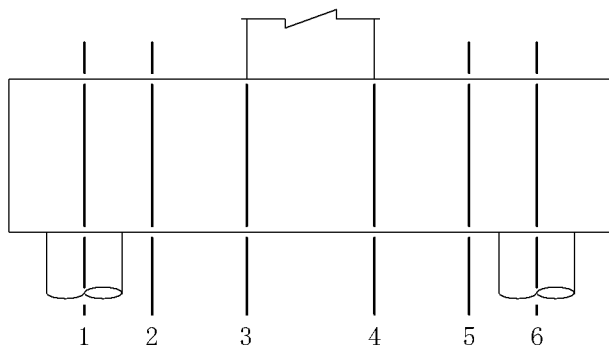


橋軸方向



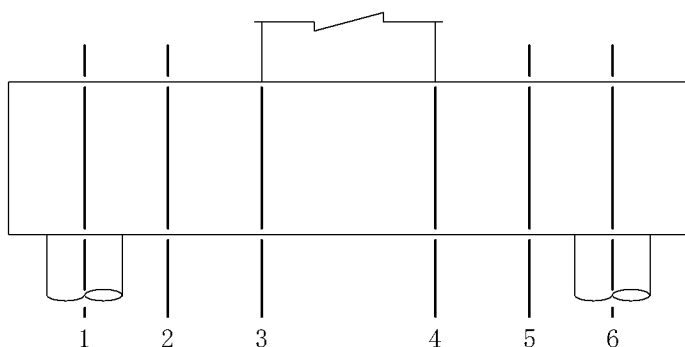
7.3.2 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: せん断照査
2	$h/2$: せん断照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査
5	$h/2$: せん断照査
6	杭中心位置	: せん断照査

橋軸直角方向

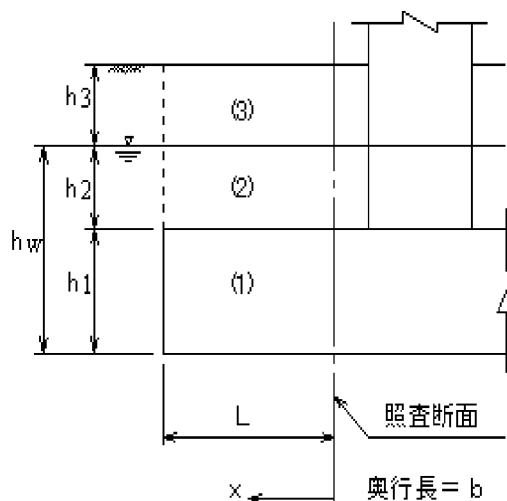


No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: せん断照査
2	$h/2$: せん断照査
3	柱前面	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査
5	$h/2$: せん断照査
6	杭中心位置	: せん断照査

7.3.3 断面力算出

(1)橋軸方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 9.000(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 19.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

$$W1 = 551.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63

2) 照査位置 : $L = 1.900(\text{m})$ ($h/2$)

$$W1 = 1047.38(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.950(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01

3) 照査位置 : $L = 3.150(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 1736.44(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.575(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89

4) 照査位置 : $L = 4.850(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 1736.44(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.575(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89

5) 照査位置 : $L = 6.100(\text{m})$ ($h/2$)

$$W1 = 1047.38(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.950(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01

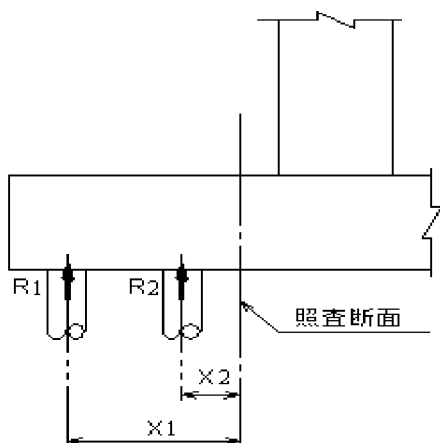
6) 照査位置 : $L = 7.000(\text{m})$ (杭中心)

$$W1 = 551.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63
3	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63

b) 杭反力



$$Sp = (Vi)$$

$$Mp = (Vi \cdot xi)$$

ここに、 Sp : 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

Mp : 照査位置における杭鉛直反力による曲げモーメント(kN.m)

Vi : i 番目の杭の鉛直反力(kN)

xi : i 番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

1) 照査位置 : $L = 1.000$ (m) (杭中心)

$$x = 0.000$$
(m)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	930.14	0.00
3	-1277.00	0.00

2) 照査位置 : $L = 1.900$ (m) ($h/2$)

$$x = 0.900$$
(m)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	930.14	837.13
3	-1277.00	-1149.30

3) 照査位置 : $L = 3.150$ (m) (柱前面)

case	杭鉛直反力(kN)		断面力	
	1列 $x = 2.150$	2列 $x = 0.650$	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	930.14	2559.54	3489.68	3663.50
3	-1277.00	1626.44	349.44	-1688.36

4) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

case	杭鉛直反力(kN)		断面力	
	1列 x= 0.650	2列 x= 2.150	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	2559.54	930.14	3489.68	3663.50
3	3122.84	2651.81	5774.65	7731.24

5) 照査位置 : L = 6.100(m) (h / 2)

x = 0.900(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
2	930.14	837.13
3	2651.81	2386.63

6) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

x = 0.000(m)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
2	930.14	0.00
3	2651.81	0.00

c)集計

$S = Sp - W$

$M = Mp - (W \cdot x)$

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	0.00	0.00	551.25	275.63	-551.25	-275.63
3	-1277.00	0.00	551.25	275.63	-1828.25	-275.63

2) 照査位置 : L = 1.900(m) (h / 2)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	930.14	837.13	1047.38	995.01	-117.24	-157.88
3	-1277.00	-1149.30	1047.38	995.01	-2324.37	-2144.30

3) 照査位置 : L = 3.150(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	3489.68	3663.50	1736.44	2734.89	1753.24	928.61
3	349.44	-1688.36	1736.44	2734.89	-1387.00	-4423.25

4) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	3489.68	3663.50	1736.44	2734.89	1753.24	928.61
3	5774.65	7731.24	1736.44	2734.89	4038.21	4996.35

5) 照査位置 : L = 6.100(m) (h/2)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	930.14	837.13	1047.38	995.01	-117.24	-157.88
3	2651.81	2386.63	1047.38	995.01	1604.44	1391.62

6) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	0.00	0.00	551.25	275.63	-551.25	-275.63
3	2651.81	0.00	551.25	275.63	2100.56	-275.63

d) 設計曲げモーメント

曲げ応力度照査に用いる柱前面における曲げモーメントは、既設死荷重時の曲げモーメントを差し引いた値とする。

1) 照査位置 : L = 3.150(m) (柱前面)

既設死荷重時の曲げモーメント = 1005.07 (kN.m)

case	M(kN.m)
2	-76.45
3	-5428.32

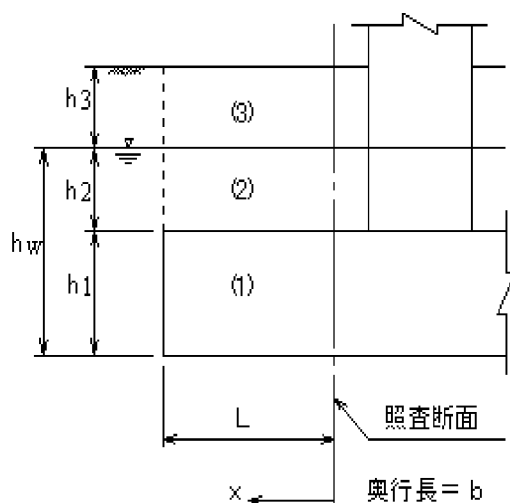
2) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

既設死荷重時の曲げモーメント = 1005.07 (kN.m)

case	M(kN.m)
2	-76.45
3	3991.28

(2)橋軸直角方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、 b : 奥行き長 = 8.000(m)

$h1$: フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 19.00(kN/m³)

hw' : ($h1 + h2$)と hw のうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : $L = 1.000$ (m) (杭中心)

$$W1 = 490.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

case	$h2$ (m)	$h3$ (m)	hw (m)	$W2$ (kN)	$W3$ (kN)	$W4$ (kN)	W (kN)	$(W \cdot x)$ (kN.m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	490.00	245.00

2) 照査位置 : $L = 2.100(\text{m})$ ($h/2$)

$$W1 = 1029.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.050(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1029.00	1080.45

3) 照査位置 : $L = 3.350(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 1641.50(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.675(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1641.50	2749.51

4) 照査位置 : $L = 5.650(\text{m})$ (柱前面)

$$W1 = 1641.50(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.675(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1641.50	2749.51

5) 照査位置 : $L = 6.900(\text{m})$ ($h/2$)

$$W1 = 1029.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.050(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1029.00	1080.45

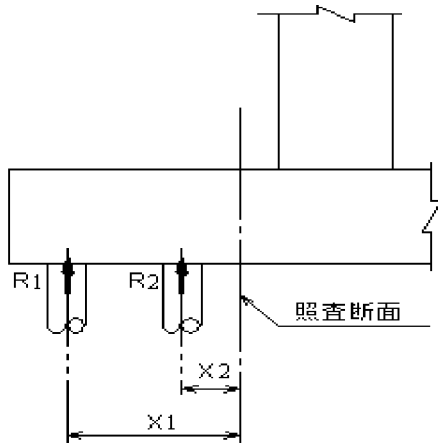
6) 照査位置 : $L = 8.000(\text{m})$ (杭中心)

$$W1 = 490.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

case	h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
2	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	490.00	245.00

b) 杭反力



$$Sp = (Vi)$$

$$Mp = (Vi \cdot xi)$$

ここに、 Sp : 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

Mp : 照査位置における杭鉛直反力による曲げモーメント(kN.m)

Vi : i 番目の杭の鉛直反力(kN)

xi : i 番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

1) 照査位置 : $L = 1.000$ (m) (杭中心)

$$x = 0.000$$
(m)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	-1121.07	0.00

2) 照査位置 : $L = 2.100$ (m) ($h/2$)

$$x = 1.100$$
(m)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	-1121.07	-1233.18

3) 照査位置 : $L = 3.350$ (m) (柱前面)

case	杭鉛直反力(kN)		断面力	
	1列 $x = 2.350$	2列 $x = 0.850$	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	-1121.07	1587.42	466.35	-1285.22

4) 照査位置 : $L = 5.650$ (m) (柱前面)

case	杭鉛直反力(kN)		断面力	
	1列 $x = 0.850$	2列 $x = 2.350$	Sp (kN)	Mp (kN.m)
2	3161.85	2495.89	5657.74	8552.91

5) 照査位置 : L = 6.900(m) (h / 2)

$$x = 1.100(m)$$

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
2	2495.89	2745.48

6) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

$$x = 0.000(m)$$

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)
2	2495.89	0.00

c) 集計

$$S = Sp - W$$

$$M = Mp - (W \cdot x)$$

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
2	-1121.07	0.00	490.00	245.00	-1611.07	-245.00

2) 照査位置 : L = 2.100(m) (h / 2)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
2	-1121.07	-1233.18	1029.00	1080.45	-2150.07	-2313.63

3) 照査位置 : L = 3.350(m) (柱前面)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
2	466.35	-1285.22	1641.50	2749.51	-1175.15	-4034.73

4) 照査位置 : L = 5.650(m) (柱前面)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
2	5657.74	8552.91	1641.50	2749.51	4016.24	5803.40

5) 照査位置 : L = 6.900(m) (h / 2)

case	Sp(kN)	Mp(kN.m)	W(kN)	Wx(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)
2	2495.89	2745.48	1029.00	1080.45	1466.89	1665.03

6) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

case	Sp (kN)	Mp (kN.m)	W (kN)	Wx (kN.m)	S (kN)	M (kN.m)
2	2495.89	0.00	490.00	245.00	2005.89	-245.00

d) 設計曲げモーメント

曲げ応力度照査に用いる柱前面における曲げモーメントは、既設死荷重時の曲げモーメントを差し引いた値とする。

1) 照査位置 : L = 3.350(m) (柱前面)

既設死荷重時の曲げモーメント = 1361.67 (kN.m)

case	M(kN.m)
2	-5396.40

2) 照査位置 : L = 5.650(m) (柱前面)

既設死荷重時の曲げモーメント = 1361.67 (kN.m)

case	M(kN.m)
2	4441.73

7.3.4 曲げ応力度照査

(1)橋軸方向 柱左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	上側引張
荷重ケース		—	3
曲げモーメント M		kN.m	-5428.32
有効幅		mm	4700
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	8792
補強鉄筋	1段目位置鉄筋	mm	2400
	鉄筋量	mm ²	15305.6
中立軸		mm	437.9
応力度	c	N/mm ²	2.34
	補強 s	N/mm ²	157.34
	既設 s	N/mm ²	—
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	補強 sa	N/mm ²	270.00
	既設 sa	N/mm ²	—

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	上側引張
荷重ケース		—	3
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	10726.64
	Mc	kN.m	9369.04
	1.7M	kN.m	7519.52
	As	mm ² /m	3256.5
	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

(2)橋軸方向 柱右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	3	2
曲げモーメント M		kN.m	3991.28	-76.45
有効幅		mm	7080	4700
部材高		mm	2500	2500
必要鉄筋量		mm ²	6401	178
補強鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D29@150 6424.0	2400 D35@150 15305.6
	鉄筋量	mm ²	6424.0	15305.6
既設鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D29@150 23768.8	— — —
	鉄筋量	mm ²	23768.8	—
中立軸		mm	492.6	437.9
応力度	c	N/mm ²	1.03	0.03
	補強 s	N/mm ²	59.40	2.22
	既設 s	N/mm ²	59.40	—
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00	8.00
	補強 sa	N/mm ²	270.00	180.00
	既設 sa	N/mm ²	270.00	—

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

既設下面鉄筋の応力度の重ね合わせ結果

既設死荷重による応力度 s = 37.32 (N/mm²)

増加荷重による応力度 s = 59.40 (N/mm²)

$$= 96.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 270.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

最小鉄筋量照査

項 目		単位	下側引張	上側引張
荷重ケース		—	3	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	21004.35	10726.64
	Mc	kN.m	14113.37	9369.04
	1.7M	kN.m	8493.80	1578.64
	As	mm ² /m	4264.5	3256.5
	判定	—	OK	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

(3)橋軸直角方向 柱左前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	上側引張
荷重ケース		—	2
曲げモーメント M		kN.m	-5396.40
有効幅		mm	4100
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	8768
補強鉄筋	1段目位置鉄筋	mm	2400
	鉄筋量	mm ²	15305.6
中立軸		mm	465.4
応力度	c	N/mm ²	2.52
	補強 s	N/mm ²	157.07
	既設 s	N/mm ²	—
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	補強 sa	N/mm ²	270.00
	既設 sa	N/mm ²	—

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

最小鉄筋量照査

項 目		単位	上側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	10711.75
	Mc	kN.m	8173.00
	1.7M	kN.m	6859.04
	As	mm ² /m	3733.1
	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

(4)橋軸直角方向 柱右前面

曲げモーメントが作用する単鉄筋断面として照査する。
許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	2
曲げモーメント M		kN.m	4441.73
有効幅		mm	6480
部材高		mm	2500
必要鉄筋量		mm ²	7147
補強鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D29@150 7708.8
	鉄筋量	mm ²	7708.8
既設鉄筋	1段目位置 鉄筋 鉄筋量	mm mm mm ²	2390 D29@150 19272.0
	鉄筋量	mm ²	19272.0
中立軸		mm	487.7
応力度	c	N/mm ²	1.26
	補強 s	N/mm ²	73.90
	既設 s	N/mm ²	73.90
許容応力度	ca	N/mm ²	12.00
	補強 sa	N/mm ²	270.00
	既設 sa	N/mm ²	270.00

鉄筋位置は圧縮縁からの距離

既設下面鉄筋の応力度の重ね合わせ結果

既設死荷重による応力度 s = 55.68 (N/mm²)
増加荷重による応力度 s = 73.90 (N/mm²)

$$= 129.58 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad sa = 270.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

最小鉄筋量照査

項 目		単 位	下側引張
荷重ケース		—	2
最小鉄筋量照査	Mu	kN.m	18776.80
	Mc	kN.m	12917.32
	1.7M	kN.m	9865.78
	As	mm ² /m	4163.7
	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)全照査結果

1)橋軸方向

左側

case	M (kN.m)	c (N/mm ²)	s1 (N/mm ²)	s2 (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	sa1 (N/mm ²)	sa2 (N/mm ²)
2	-76.45	0.03	2.22	—	8.00	180.00	—
3	-5428.32	2.34	157.34	—	12.00	270.00	—

s1, sa1 : 補強部鉄筋の応力度, 許容応力度

s2, sa2 : 既設部鉄筋の応力度, 許容応力度

右側

case	M (kN.m)	c (N/mm ²)	s1 (N/mm ²)	s2 (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	sa1 (N/mm ²)	sa2 (N/mm ²)
2	-76.45	0.03	2.22	—	8.00	180.00	—
3	3991.28	1.03	59.40	96.72	12.00	270.00	270.00

s1, sa1 : 補強部鉄筋の応力度, 許容応力度

s2, sa2 : 既設部鉄筋の応力度, 許容応力度

下側引張(M > 0.0)の s2は、既設死荷重による応力度を加算した値

2)橋軸直角方向

左側

case	M (kN.m)	c (N/mm ²)	s1 (N/mm ²)	s2 (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	sa1 (N/mm ²)	sa2 (N/mm ²)
2	-5396.40	2.52	157.07	—	12.00	270.00	—

s1, sa1 : 補強部鉄筋の応力度, 許容応力度

s2, sa2 : 既設部鉄筋の応力度, 許容応力度

右側

case	M (kN.m)	c (N/mm ²)	s1 (N/mm ²)	s2 (N/mm ²)	ca (N/mm ²)	sa1 (N/mm ²)	sa2 (N/mm ²)
2	4441.73	1.26	73.90	129.58	12.00	270.00	270.00

s1, sa1 : 補強部鉄筋の応力度, 許容応力度

s2, sa2 : 既設部鉄筋の応力度, 許容応力度

下側引張(M > 0.0)の s2は、既設死荷重による応力度を加算した値

7.3.5 せん断応力度照査

せん断応力度

$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d} \leq \tau_a, \tau_{a2}$$

$$a = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot a_1$$

部材断面の有効高dに関する補正係数

有効高 d(mm)	300以下	1,000	3,000	5,000	10,000以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

軸方向引張鉄筋比 p _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

せん断スパン比による割増し係数

a/d'	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C _{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

ここに、 m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

ただし、せん断スパン比により許容応力度の割増しを行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

$$Sh = S - \frac{M}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma)$$

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

: 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度(度)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

b : 部材断面幅(mm)で、フーチング全幅とする。

d : 部材断面の有効高(mm)

a : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

a₂ : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数

p_t : 引張主鉄筋比(%)で、引張側主鉄筋量をbdで除した値

C_{dc} : せん断スパン比による割増し係数

a : せん断スパン(mm)

$$\text{下側引張 } a = L = |M' / S'|$$

$$\text{上側引張 } a = L + L'$$

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる曲げモーメント(N・m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じるせん断力(N)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

d' : 柱前面位置での有効高(mm)

a₁ : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度の基本値(N/mm²)で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

斜引張鉄筋

$m > a$ のとき、必要斜引張鉄筋量を求める。

$$A_{wreq} = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot C_{ds} \cdot d}$$

ただし、せん断スパン $a < d / 1.15$ のとき、 d に代わって $1.15a$ を用いる。

$$Sh' = Sh - S_{ca}$$

$$S_{ca} = a \cdot b \cdot d$$

$$C_{ds} = \frac{1}{2.5} \cdot (a/d') \leq 1.0$$

ここに、 A_{wreq} : 必要斜引張鉄筋量 (mm^2)

Sh' : 斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向間隔 (mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2) で荷重の組合せによる割増しを考慮した値

C_{ds} : せん断スパン比による低減係数

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力 (N)

(1)橋軸方向 左張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	上側引張	
荷重ケース	—	—	2	3	
照査断面	—	—	1	2	
作用せん断力	S	kN	-551.25	-2324.37	
部材幅	b	mm	9000	9000	
部材高	h	mm	2500	2500	
有効高	d	mm	2390	2400	
補正係数	Ce	—	0.791	0.790	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.18	0.27	
補正係数	Cpt	—	0.858	0.966	
せん断スパン	a	mm	2150	3000	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	2400	
割増し係数	Cdc	—	4.482	3.250	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	551.25	2324.37	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.026	0.108	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.230	0.350	
	a	N/mm ²	0.700	0.868	
	a2	N/mm ²	1.700	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	15065.12	18744.96	
斜引張鉄筋	負担するせん断力	Sh'	kN	0.00	0.00
	部材軸方向間隔	s	mm	300	300
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	180.00	270.00
	補正係数	Cds	—	0.360	0.500
	d	—	mm	2390	900
	d / 1.15	—	mm	2078	783
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0	0.0

(2)橋軸方向 右張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	
荷重ケース		—	3	
照査断面		—	6	
作用せん断力		S	kN	2100.56
部材幅		b	mm	9000
部材高		h	mm	2500
有効高		d	mm	2390
補正係数		Ce	—	0.791
軸方向引張鉄筋比		pt	%	0.18
補正係数		Cpt	—	0.858
せん断スパン		a	mm	2150
柱前面での有効高		d'	mm	2390
割増し係数		Cdc	—	4.482
有効高の変化を考慮したせん断力		Sh	kN	2100.56
せん断応力度		m	N/mm ²	0.098
許容せん断応力度		a1	N/mm ²	0.350
		a	N/mm ²	1.066
		a2	N/mm ²	2.550
コンクリートが負担するせん断力		Sca	kN	22925.18
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	300
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	270.00
	補正係数	Cds	—	0.360
	d	—	mm	2390
	d / 1.15	—	mm	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(3)橋軸直角方向 左張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	上側引張	
荷重ケース	—	—	2	
照査断面	—	—	2	
作用せん断力	S	kN	-2150.07	
部材幅	b	mm	8000	
部材高	h	mm	2500	
有効高	d	mm	2400	
補正係数	Ce	—	0.790	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.26	
補正係数	Cpt	—	0.964	
せん断スパン	a	mm	3500	
柱前面での有効高	d'	mm	2400	
割増し係数	Cdc	—	2.625	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	2150.07	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.112	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	
	a	N/mm ²	0.700	
	a2	N/mm ²	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	13434.77	
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	300
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	270.00
	補正係数	Cds	—	0.583
	d	—	mm	900
	d / 1.15	—	mm	783
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(4)橋軸直角方向 右張出し部

許容値に対して最も厳しいケースの結果を示す。

項 目		単位	下側引張	
荷重ケース	—	—	2	
照査断面	—	—	6	
作用せん断力	S	kN	2005.89	
部材幅	b	mm	8000	
部材高	h	mm	2500	
有効高	d	mm	2390	
補正係数	Ce	—	0.791	
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.18	
補正係数	Cpt	—	0.856	
せん断スパン	a	mm	2350	
柱前面での有効高	d'	mm	2390	
割増し係数	Cdc	—	4.080	
有効高の変化を考慮したせん断力	Sh	kN	2005.89	
せん断応力度	m	N/mm ²	0.105	
許容せん断応力度	a1	N/mm ²	0.350	
	a	N/mm ²	0.968	
	a2	N/mm ²	2.550	
コンクリートが負担するせん断力	Sca	kN	18503.27	
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	300
	許容引張応力度	sa	N/mm ²	270.00
	補正係数	Cds	—	0.393
	d	—	mm	2390
	d / 1.15	—	mm	2078
	使用鉄筋量	Aw	mm ² /m	397.2
	必要鉄筋量	Awreq	mm ² /m	0.0

(5)全照査結果

1)橋軸方向

1)照査断面 1：(杭中心)(左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.858	397	2390
上側引張	2500	2400	0.790	0.966	397	2400

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-551.25	0.026	0.700	1.700	15065.12	4.482	0.360	2150	0
3	-1828.25	0.085	0.868	2.550	18744.96	3.250	0.500	3000	0

2)照査断面 2：(h/2)(左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.852	397	2390
上側引張	2500	2400	0.790	0.966	397	900

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-117.24	0.005	0.696	1.700	14960.29	4.482	0.360	2150	0
3	-2324.37	0.108	0.868	2.550	18744.96	3.250	0.500	3000	0

3)照査断面 5：(h/2)(右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.852	397	2390

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-117.24	0.005	0.696	1.700	14960.29	4.482	0.360	2150	0
3	1604.44	0.075	1.058	2.550	22765.65	4.482	0.360	2150	0

4)照査断面 6：(杭中心)(右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.858	397	2390

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a ² (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-551.25	0.026	0.700	1.700	15065.12	4.482	0.360	2150	0
3	2100.56	0.098	1.066	2.550	22925.18	4.482	0.360	2150	0

2) 橋軸直角方向

1) 照査断面 1 : (杭中心) (左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
上側引張	2500	2400	0.790	0.964	397	2400

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-1611.07	0.084	0.700	2.550	13434.77	2.625	0.583	3500	0

2) 照査断面 2 : (h / 2) (左張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
上側引張	2500	2400	0.790	0.964	397	900

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	-2150.07	0.112	0.700	2.550	13434.77	2.625	0.583	3500	0

3) 照査断面 5 : (h / 2) (右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.849	397	2390

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	1466.89	0.077	0.960	2.550	18358.05	4.080	0.393	2350	0

4) 照査断面 6 : (杭中心) (右張出し部)

	h (mm)	d (mm)	Ce	Cpt	Aw (mm ² /m)	d(Awreq用) (mm)
下側引張	2500	2390	0.791	0.856	397	2390

case	S (kN)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	a2 (N/mm ²)	Sca (kN)	Cdc	Cds	a (mm)	Awreq (mm ² /m)
2	2005.89	0.105	0.968	2.550	18503.27	4.080	0.393	2350	0

7.4 剛体照査

・ 1.0 ・ ・ ・ 剛体

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{E \cdot h^3}}$$

$$k = k_p$$

k_p : 換算地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_p = \frac{K_{v1} \cdot n1 + K_{v2} \cdot n2}{D \cdot B} = 85077.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

K_{v1} : 既設杭1本の杭軸方向バネ定数 = 314099 (kN/m)

$n1$: 既設杭本数 = 9 (本)

K_{v2} : 増し杭1本の杭軸方向バネ定数 = 412334 (kN/m)

$n2$: 増し杭本数 = 8 (本)

B : 底版の幅 = 9.000 (m)

D : 底版の奥行き長 = 8.000 (m)

h : 底版の厚さ = 2.500 (m)

E : 底版のヤング係数 = 2.50×10^7 (kN/m²)

: 底版の最大張出し長 = 3.350 (m)

以上により、

$$= 0.15988 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$\cdot = 0.536 \quad 1.0$$

したがって、底版を剛体とみなすことができる。

単杭による補正係数

砂質土

$k = 1.500$

$p = 3.000$

粘性土

$k = 1.500$

$p = 1.500 \quad (2 < N)$

$p = 1.000 \quad (N \leq 2)$

4. 地盤データ

既設杭

No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp(kN/m ²)		地盤反力係数 kHE(kN/m ³)	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.500	5.0	105.90	125.90	30705.728	0.200
2	砂質土	4.000	10.0	200.03	297.16	61411.455	0.200
3	粘性土	3.500	5.0	157.90	185.90	30705.728	0.200
4	砂質土	3.500	15.0	441.30	563.98	92117.179	0.200
5	砂質土	1.500	50.0	964.76	1054.70	307057.285	0.200

耐震設計上の地盤面：第 1層上面

増し杭

No	層種	層厚 (m)	平均 N値	受働土圧強度pp(kN/m ²)		地盤反力係数 kHE(kN/m ³)	着目点ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.500	5.0	105.90	125.90	22054.216	0.200
2	砂質土	4.000	10.0	200.03	297.16	44108.431	0.200
3	粘性土	3.500	5.0	157.90	185.90	22054.216	0.200
4	砂質土	3.500	15.0	441.30	563.98	66162.643	0.200
5	砂質土	1.500	50.0	964.76	1054.70	220542.165	0.200

耐震設計上の地盤面：第 1層上面

5. 杭本体データ

既設杭

外側錆代 = 2.0 (mm)

内側錆代 = 0.0 (mm)

杭の単位長さ当り重量 $w = 1.98$ (kN/m)

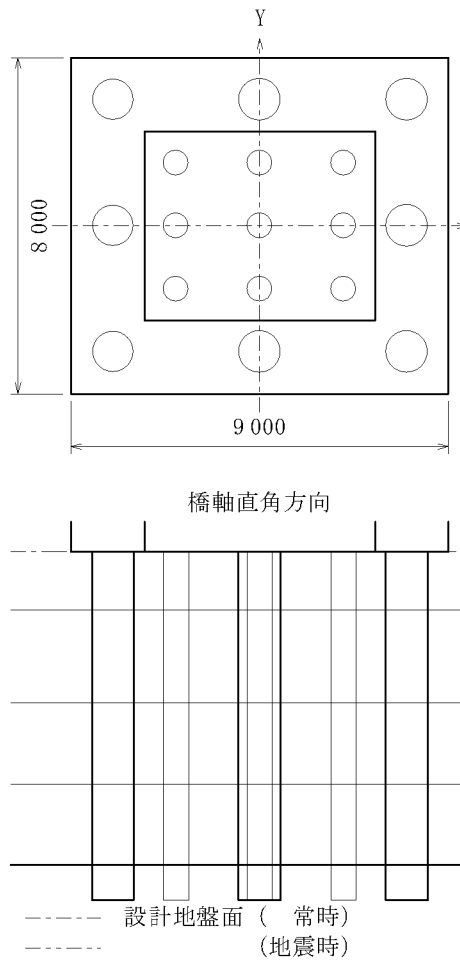
No	区間長 (m)	鋼管厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)
1	15.000	14.00	235.00

M-

軸力 = 791.5 (kN) (死荷重時軸力)

No	区間長 (m)	曲げモーメント(kN.m)		曲率(1/m)	
		My	Mp	y	y'
1	15.000	627.2	934.3	0.0033397	0.0049748

6. 杭配置



杭頭座標

(1)既設杭

No	X方向	Y方向
1	-2.000	1.500
2	0.000	0.000
3	2.000	-1.500

杭1本ごとの座標ではなく
各方向の座標を示す。

(2)増し杭

No	X方向	Y方向
1	-3.500	3.000
2	0.000	0.000
3	3.500	-3.000

杭1本ごとの座標ではなく
各方向の座標を示す。

7. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	3283.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	1264.00 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	7.500 (m)	
慣性を考慮する底版および上載土重量	WF =	4410.00 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.250 (m)	
底版下面から水位までの高さ	=	0.000 (m)	
脚柱に作用する浮力	Up =	0.00 (kN)	
底版および上載土重量 (浮力を含む)	WF' + Ws =	4410.00 (kN)	
死荷重時に底版下面に作用する水平力	Hd =	0.00 (kN)	橋軸方向
	Hd =	0.00 (kN)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用するモーメント	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
	Md =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向
死荷重時に底版下面中心に作用する鉛直力	Vo =	8957.00 (kN)	
既設杭のみで負担する鉛直力	Vo' =	5553.00 (kN)	
既設杭のみで負担する水平力	Hd' =	0.00 (kN)	橋軸方向
	Hd' =	0.00 (kN)	橋軸直角方向
既設杭のみで負担するモーメント	Md' =	0.00 (kN.m)	橋軸方向
作用力は全て既設底版下面中心における値	Md' =	0.00 (kN.m)	橋軸直角方向

	単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
Cz・khco	—	—	1.7500	—	1.7500
khp	—	—	0.68	—	0.85
khg	—	—	0.70	—	0.70
橋脚の終局水平耐力	—	—	大きな余裕がない	—	大きな余裕がある
Wu	kN	—	3283.00	—	3283.00
yu	m	10.000		11.700	

ここに、Cz・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)

8.2 計算結果一覧表

【液化化無視・地震動タイプII・浮力無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $kh = 0.680$

			単位	(1)杭	(2)杭
既設杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	301.85	—————
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	627.20	—————
	抽出条件		—	条件1	—
	発生深さ		m	0.000	—
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	Mmax < My	—————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	1482.55	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	3233.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	458.01	430.95
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	548.50	478.10
	抽出条件		—	条件2	条件2
	発生深さ		m	0.000	0.000
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax < My	Mmax < My
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2043.36	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	5694.00	
判定			—	降伏していない杭がある	OK
			—	PN < PNu	
			—	押込み支持力の上限值に達しない	OK
せん断力の照査	既設杭	杭基礎のせん断力	S	kN	—————
		杭反力分		kN	—————
		杭体慣性力分		kN	—————
		杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	—————
		コンクリート負担分	Sc	kN	—————
		帯鉄筋負担分	Ss	kN	—————
		判定		—	—————
	増し杭	杭基礎のせん断力	S	kN	3587.15
		杭反力分		kN	3587.15
		杭体慣性力分		kN	—————
		杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	6690.27
		コンクリート負担分	Sc	kN	2569.96
		帯鉄筋負担分	Ss	kN	4120.31
		判定		—	S Ps OK

以上のように、基礎は降伏に達しない。

最大曲げモーメントの抽出条件

- 条件1：全範囲（杭頭から杭先端まで）の杭体曲げモーメント M が $M_c(M_y)$ 未満のとき
 $|M / M_c(M_y)|$ が最大となる位置
- 条件2： $M_c \leq M < M_y$ となる範囲があるとき（他の範囲では $M < M_c$ ）（増し杭のみ）
 $M_c \leq M < M_y$ となる範囲を対象として $|M / M_y|$ が最大となる位置
- 条件3： $M_y \leq M < M_u(M_p)$ となる範囲があるとき（他の範囲では $M < M_y$ ）
 $M_y \leq M < M_u(M_p)$ となる範囲を対象として $|M / M_u(M_p)|$ が最大となる位置
- 条件4： $M_u(M_p) = M$ となる範囲があるとき（他の範囲では $M < M_u(M_p)$ ）
 $M = M_u(M_p)$ となる最上部

底版の照査

曲げに対する照査

押込み側底版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m)	降伏曲げモーメント (kN.m)	釣合鉄筋量 (cm ²)	判定
1.000	-571.64	-4193.74	472.600	
2.500	265.55	2841.00	470.631	
3.150	917.03	2841.00	470.631	
4.850	-1326.74	-2599.77	472.600	
5.500	-664.52	-4193.74	472.600	
7.000	297.09	2841.00	470.631	

せん断に対する照査

はりとしての照査

押込み側底版先端からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.000	619.87	2839.33	
1.900	564.74	2839.33	
6.100	-644.74	2235.61	
7.000	-589.61	2490.33	

(2) 橋軸直角方向

水平震度 kh = 0.850

			単位	(1)杭	(2)杭
既設杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	382.50	—————
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	627.20	—————
	抽出条件		—	条件1	——
	発生深さ		m	0.000	——
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	Mmax < My	—————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	1659.50	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	3233.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN.m	558.08	521.13
	降伏曲げモーメント	My	kN.m	548.50	478.10
	抽出条件		—	条件3	条件3
	発生深さ		m	0.000	0.000
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax My	Mmax My
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2223.09	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	5694.00	
判定			—	降伏していない杭がある	OK
			—	PN < PNu	
			—	押込み支持力の上限值に達しない	OK
せん断力の照査	既設杭	杭基礎のせん断力	S	kN	—————
		杭反力分		kN	—————
		杭体慣性力分		kN	—————
		杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	—————
		コンクリート負担分	Sc	kN	—————
		帯鉄筋負担分	Ss	kN	—————
		判定		—	—————
	増し杭	杭基礎のせん断力	S	kN	4002.55
		杭反力分		kN	4002.55
		杭体慣性力分		kN	—————
		杭基礎のせん断耐力	Ps	kN	6690.27
		コンクリート負担分	Sc	kN	2569.96
		帯鉄筋負担分	Ss	kN	4120.31
		判定		—	S Ps

以上のように、基礎は降伏に達しない。

最大曲げモーメントの抽出条件

条件1：全範囲（杭頭から杭先端まで）の杭体曲げモーメントMがMc(My)未満のとき

| M / Mc(My) | が最大となる位置

- 条件2 : M_c $M < M_y$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_c$) (増し杭のみ)
 M_c $M < M_y$ となる範囲を対象として $|M / M_y|$ が最大となる位置
- 条件3 : M_y $M < M_u(M_p)$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_y$)
 M_y $M < M_u(M_p)$ となる範囲を対象として $|M / M_u(M_p)|$ が最大となる位置
- 条件4 : $M_u(M_p) = M$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < M_u(M_p)$)
 $M = M_u(M_p)$ となる最上部

底版の照査

曲げに対する照査

押込み側底版先端からの距離 (m)	作用曲げモーメント (kN.m)	降伏曲げモーメント (kN.m)	釣合鉄筋量 (cm ²)	判定
1.000	-725.84	-4193.74	472.600	
2.500	311.79	2841.00	470.631	
3.350	1397.08	2841.00	470.631	
5.650	-1811.56	-2885.08	472.600	
6.500	-695.82	-4193.74	472.600	
8.000	395.46	2841.00	470.631	

せん断に対する照査

はりとしての照査

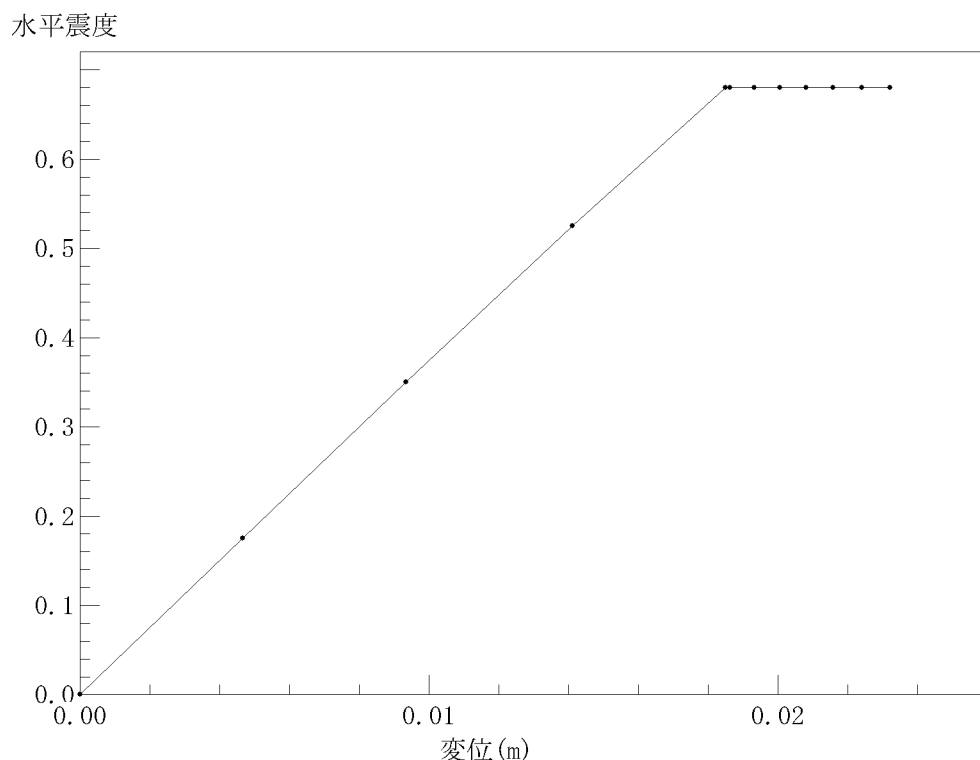
押込み側底版先端からの距離 (m)	作用せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	判定
1.000	772.41	2638.22	
2.100	705.04	2638.22	
6.900	-790.43	1860.55	
8.000	-723.06	2157.73	

8.3 荷重変位曲線

水平震度 - 変位曲線

【液状化無視・地震動タイプII・浮力無視】

(1) 橋軸方向



i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態 既設杭		備 考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.1000	0.1750	1104.4	0.0047	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.2000	0.3500	2208.9	0.0094	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.3000	0.5250	3313.3	0.0141	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.3886	0.6800	4291.5	0.0185	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.4086	0.6800	4353.2	0.0186	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.5086	0.6800	4661.9	0.0193	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.6086	0.6800	4970.6	0.0201	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.7086	0.6800	5279.3	0.0208	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.8086	0.6800	5588.0	0.0216	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.9086	0.6800	5896.7	0.0224	0/ 3	0/ 3	1	—			—
1.0000	0.6800	6179.0	0.0232	0/ 3	0/ 3	1	—	断面照査時		—

極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態増し杭		備考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.1000	0.1750	1104.4	0.0047	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.2000	0.3500	2208.9	0.0094	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.3000	0.5250	3313.3	0.0141	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.3886	0.6800	4291.5	0.0185	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.4086	0.6800	4353.2	0.0186	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.5086	0.6800	4661.9	0.0193	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.6086	0.6800	4970.6	0.0201	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.7086	0.6800	5279.3	0.0208	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.8086	0.6800	5588.0	0.0216	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.9086	0.6800	5896.7	0.0224	0/ 3	0/ 3	2	2			
1.0000	0.6800	6179.0	0.0232	0/ 3	0/ 3	2	2	断面照査時		

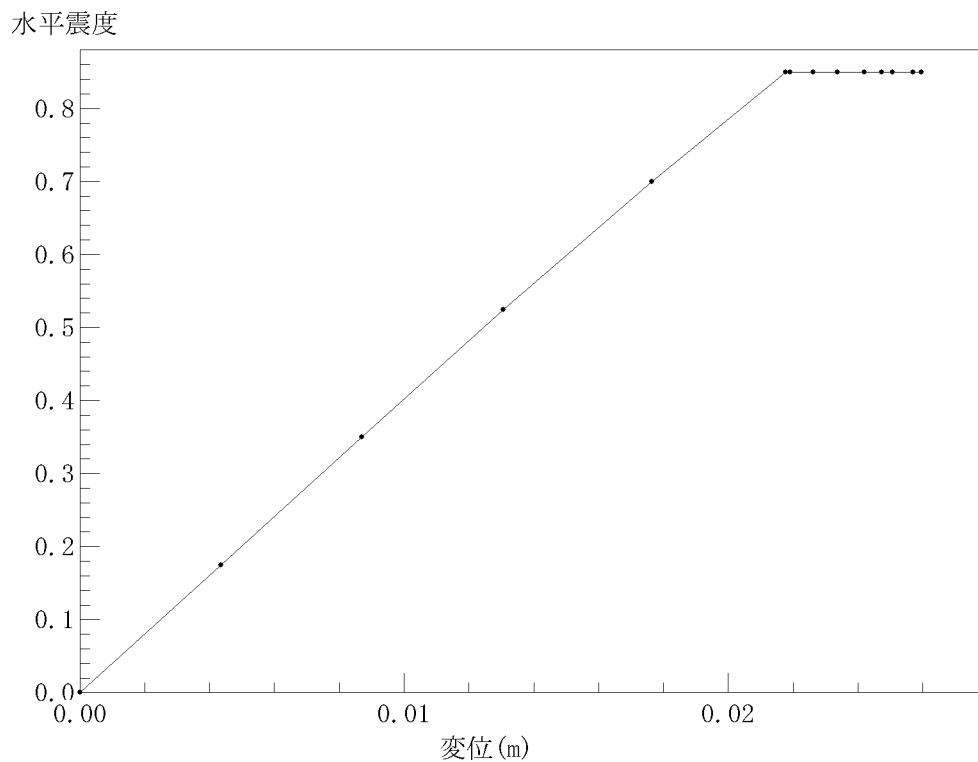
極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：図心より前の杭，(2)：図心より後の杭

1：ひび割れ前の状態，2：ひび割れ～降伏

3：降伏～終局，4：塑性ヒンジ発生

(2) 橋軸直角方向



i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態 既設杭		備考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.1000	0.1750	1104.4	0.0044	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.2000	0.3500	2208.9	0.0087	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.3000	0.5250	3313.3	0.0131	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.4000	0.7000	4417.7	0.0176	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.4857	0.8500	5364.4	0.0218	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.5057	0.8500	5426.1	0.0219	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.6057	0.8500	5734.8	0.0226	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.7057	0.8500	6043.5	0.0234	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.8057	0.8500	6352.2	0.0242	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.8666	0.8500	6540.2	0.0247	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.9057	0.8500	6660.9	0.0251	0/ 3	0/ 3	1	—			—
0.9729	0.8500	6868.3	0.0257	0/ 3	0/ 3	1	—			—
1.0000	0.8500	6951.9	0.0260	0/ 3	0/ 3	1	—	断面照査時		—

極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：最前列の杭， (2)：2列目以降の杭

1：降伏前の状態，

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

i	水平震度	水平力 (kN)	上部構造慣性力作用位置の変位 (m)	極限支持力		杭本体状態 増し杭		備考	基礎耐力	
				押込側杭列数	引抜側杭列数	(1)	(2)		降伏	せん断
0.0000	0.0000	0.0	0.0000	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.1000	0.1750	1104.4	0.0044	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.2000	0.3500	2208.9	0.0087	0/ 3	0/ 3	1	1			
0.3000	0.5250	3313.3	0.0131	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.4000	0.7000	4417.7	0.0176	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.4857	0.8500	5364.4	0.0218	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.5057	0.8500	5426.1	0.0219	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.6057	0.8500	5734.8	0.0226	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.7057	0.8500	6043.5	0.0234	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.8057	0.8500	6352.2	0.0242	0/ 3	0/ 3	2	2			
0.8666	0.8500	6540.2	0.0247	0/ 3	0/ 3	2	3			
0.9057	0.8500	6660.9	0.0251	0/ 3	0/ 3	2	3			
0.9729	0.8500	6868.3	0.0257	0/ 3	0/ 3	3	3			
1.0000	0.8500	6951.9	0.0260	0/ 3	0/ 3	3	3	断面照査時		

極限支持力：全杭列中，極限支持力に達している杭列数を示す。

杭本体状態：(1)：図心より前の杭， (2)：図心より後の杭

1：ひび割れ前の状態，2：ひび割れ～降伏

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

8.4 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視

8.4.1 橋軸方向（最終震度）

設計荷重（水平震度 0.680）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 3283.00 + 1264.00 - 0.00 + 0.00 + 4410.00 \\ &= 8957.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (3283.00 + 1264.00) \cdot 0.680 + 4410.00 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 6178.96 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (3283.00 \cdot 10.000 + 1264.00 \cdot 7.500) \cdot 0.680 \\ &\quad + 4410.00 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 \cdot 1.250 + 0.00 \\ &= 32629.55 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底板下面中心における変位

	変位置
水平変位(m)	0.0085395
鉛直変位(m)	0.0025201
回転変位(rad)	0.0014666

杭反力

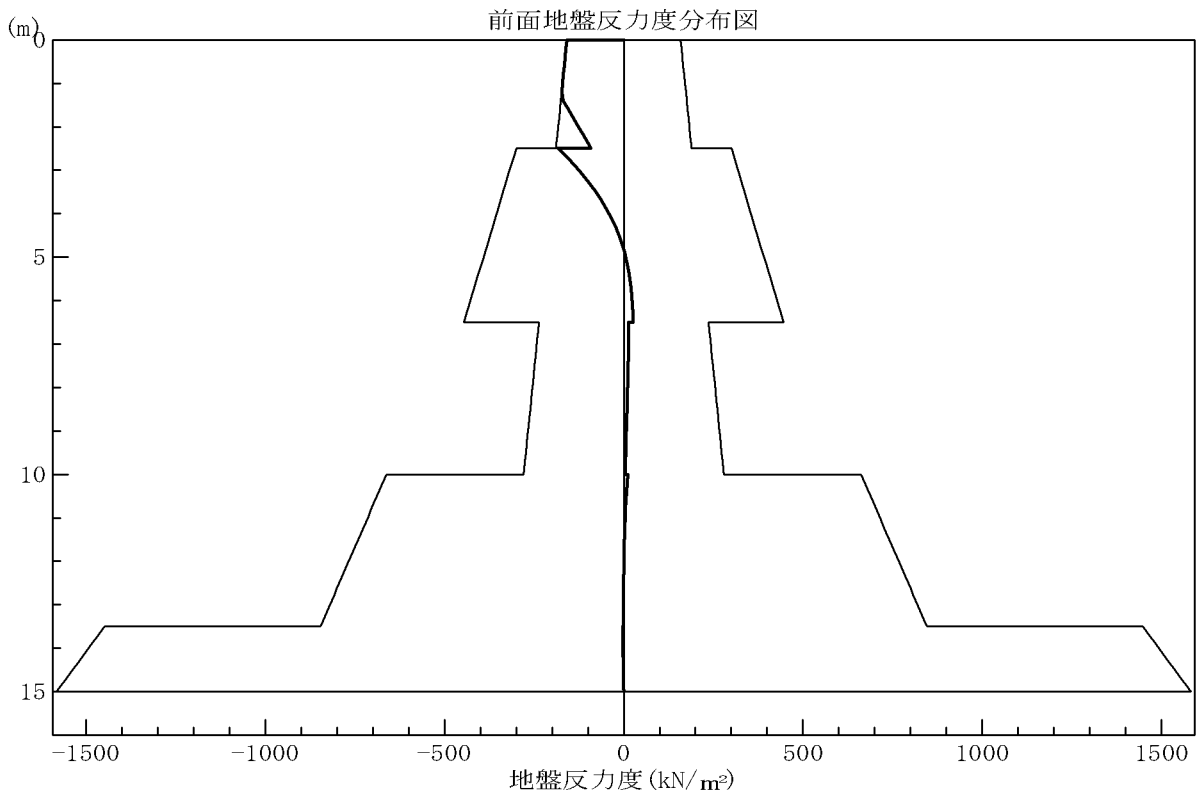
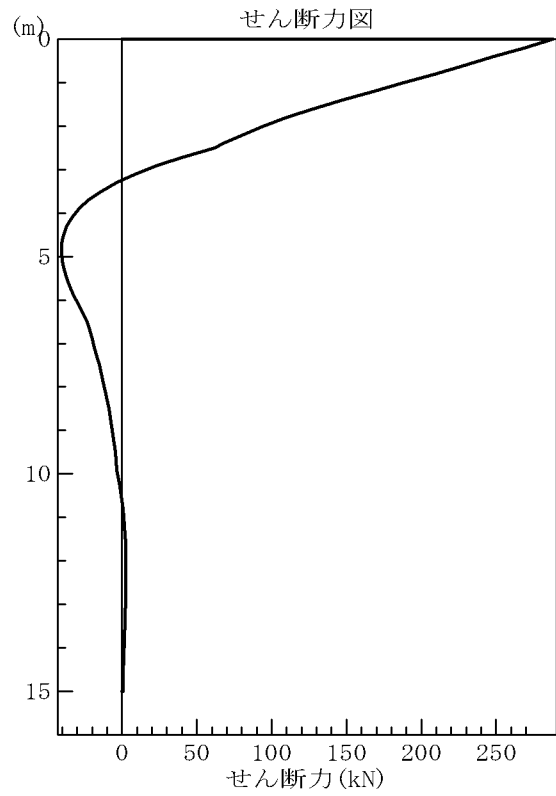
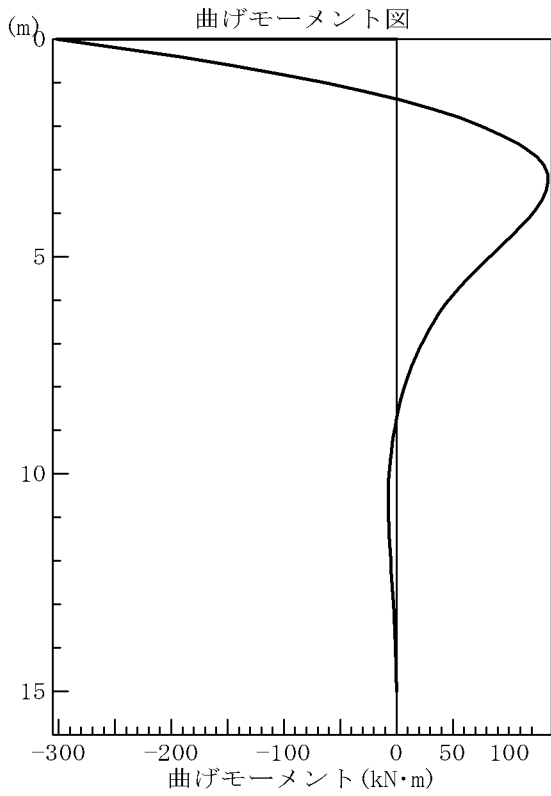
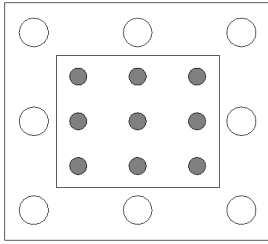
押込み支持力の上限值 $P_{Nu} = 3233.00 \text{ (kN)}$. . . 既設杭
 $P_{Nu} = 5694.00 \text{ (kN)}$. . . 増し杭
 引抜き支持力の上限值 $P_{Tu} = -1197.00 \text{ (kN)}$. . . 既設杭
 $P_{Tu} = -1827.00 \text{ (kN)}$. . . 増し杭

杭列	鉛直反力 (kN)	水平反力 (kN)	モーメント (kN.m)	杭頭座標 (m)	杭本数
1	1482.546	287.979	-301.852	1.500	3
2	791.546	287.979	-301.852	0.000	3
3	100.546	287.979	-301.852	-1.500	3
1'	2043.358	459.462	-458.013	3.000	3
2'	229.136	441.753	-430.947	0.000	2
3'	-1585.086	441.753	-430.947	-3.000	3
杭反力分	8957.000	6178.960	32629.550		
底板前面負担分		0.000	0.000		
合計	8957.000	6178.960	32629.550		

杭列の'が付いた番号は増し杭を表す。

既設杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.200	1.200	30705.73	0.00	158.85	173.25
2	1.200 ~ 2.500	1.300	30705.73	30705.73	173.25	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	61411.46	61411.46	300.05	445.74
4	6.500 ~ 10.000	3.500	30705.73	30705.73	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	92117.18	92117.18	661.95	845.97
6	13.500 ~ 15.000	1.500	307057.28	307057.28	1447.14	1582.05

・M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	My (kN.m) y (1/m)	Mp (kN.m) y' (1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	627.2 0.0033397	934.3 0.0049748

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0085395	-301.852	1	287.979
2	0.200	-0.0082160	-246.224	1	268.466
3	0.400	-0.0078400	-194.523	1	248.728
4	0.600	-0.0074226	-146.773	1	228.970
5	0.800	-0.0069737	-103.016	1	208.830
6	1.000	-0.0065029	-63.318	1	188.396
7	1.200	-0.0060185	-27.730	1	167.763
8	1.400	-0.0055282	3.766	1	147.480
9	1.600	-0.0050386	31.285	1	128.014
10	1.800	-0.0045555	55.091	1	110.341
11	2.000	-0.0040842	75.539	1	94.428
12	2.200	-0.0036288	92.976	1	80.224
13	2.400	-0.0031933	107.738	1	67.662
14	2.500	-0.0029839	114.216	1	61.972
15	2.700	-0.0025837	124.512	1	41.473
16	2.900	-0.0022099	130.996	1	23.827
17	3.100	-0.0018640	134.219	1	8.833
18	3.300	-0.0015467	134.692	1	-3.717
19	3.500	-0.0012579	132.882	1	-14.033
20	3.700	-0.0009975	129.214	1	-22.327
21	3.900	-0.0007645	124.072	1	-28.803
22	4.100	-0.0005580	117.800	1	-33.660
23	4.300	-0.0003765	110.703	1	-37.088
24	4.500	-0.0002186	103.048	1	-39.267
25	4.700	-0.0000826	95.069	1	-40.364
26	4.900	0.0000331	86.965	1	-40.535
27	5.100	0.0001303	78.907	1	-39.922
28	5.300	0.0002107	71.039	1	-38.656
29	5.500	0.0002759	63.480	1	-36.854
30	5.700	0.0003276	56.326	1	-34.622
31	5.900	0.0003674	49.654	1	-32.054
32	6.100	0.0003965	43.522	1	-29.234
33	6.300	0.0004163	37.972	1	-26.233
34	6.500	0.0004281	33.036	1	-23.117
35	6.700	0.0004328	28.571	1	-21.529
36	6.900	0.0004314	24.425	1	-19.935
37	7.100	0.0004248	20.596	1	-18.357
38	7.300	0.0004138	17.080	1	-16.810
39	7.500	0.0003992	13.869	1	-15.311
40	7.700	0.0003816	10.951	1	-13.872
41	7.900	0.0003617	8.315	1	-12.502
42	8.100	0.0003400	5.945	1	-11.209
43	8.300	0.0003170	3.826	1	-9.998
44	8.500	0.0002932	1.940	1	-8.874
45	8.700	0.0002690	0.271	1	-7.838
46	8.900	0.0002448	-1.201	1	-6.891
47	9.100	0.0002207	-2.492	1	-6.034
48	9.300	0.0001972	-3.620	1	-5.264

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0001745	-4.603	1	-4.579
50	9.700	0.0001528	-5.457	1	-3.976
51	9.900	0.0001322	-6.199	1	-3.452
52	10.000	0.0001224	-6.532	1	-3.217
53	10.200	0.0001038	-7.047	1	-1.968
54	10.400	0.0000868	-7.332	1	-0.916
55	10.600	0.0000713	-7.425	1	-0.044
56	10.800	0.0000574	-7.361	1	0.666
57	11.000	0.0000450	-7.169	1	1.231
58	11.200	0.0000342	-6.877	1	1.667
59	11.400	0.0000248	-6.509	1	1.992
60	11.600	0.0000168	-6.086	1	2.221
61	11.800	0.0000102	-5.626	1	2.369
62	12.000	0.0000047	-5.143	1	2.450
63	12.200	0.0000003	-4.650	1	2.477
64	12.400	-0.0000031	-4.156	1	2.460
65	12.600	-0.0000056	-3.668	1	2.411
66	12.800	-0.0000074	-3.193	1	2.338
67	13.000	-0.0000084	-2.734	1	2.251
68	13.200	-0.0000089	-2.293	1	2.155
69	13.400	-0.0000089	-1.872	1	2.056
70	13.500	-0.0000087	-1.669	1	2.007
71	13.700	-0.0000081	-1.299	1	1.697
72	13.900	-0.0000073	-0.988	1	1.413
73	14.100	-0.0000062	-0.731	1	1.164
74	14.300	-0.0000050	-0.520	1	0.959
75	14.500	-0.0000036	-0.345	1	0.801
76	14.700	-0.0000022	-0.196	1	0.694
77	14.900	-0.0000007	-0.064	1	0.640
78	15.000	0.0000000	0.000	1	0.633

杭体状態： 1 : $M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_p$, 4 : $M_p = M$

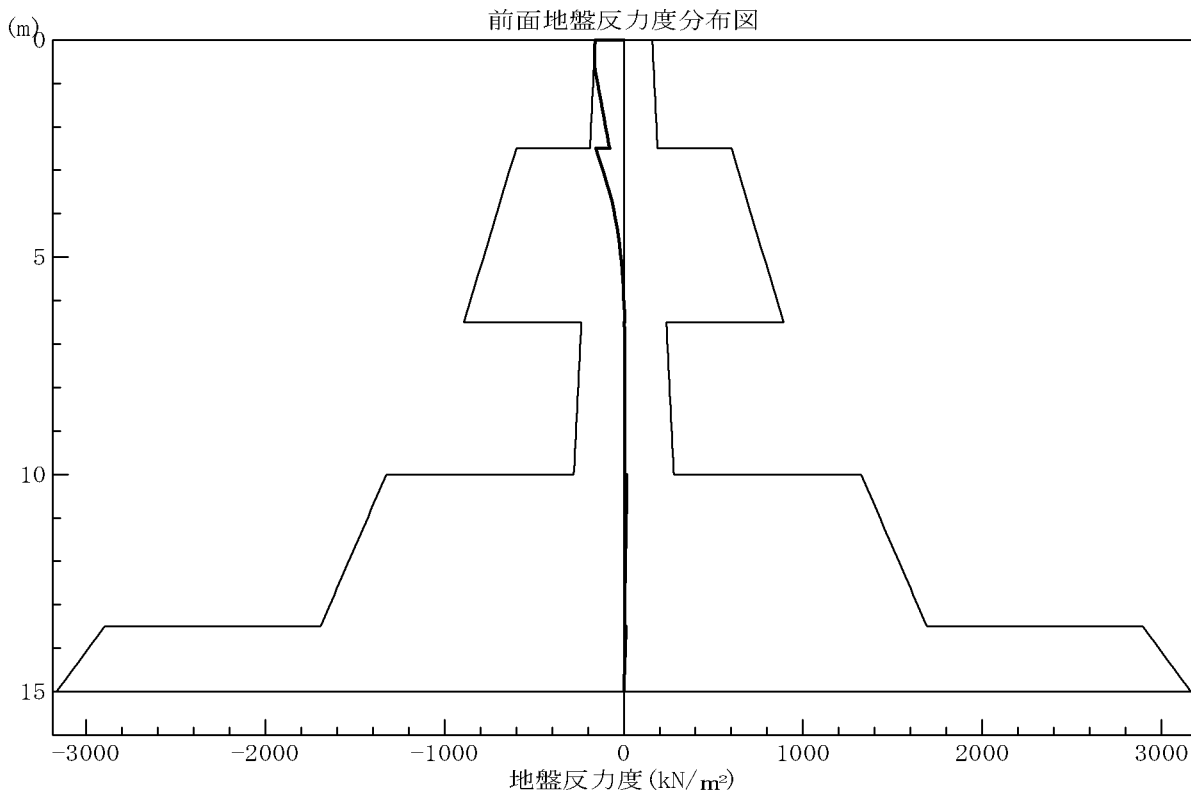
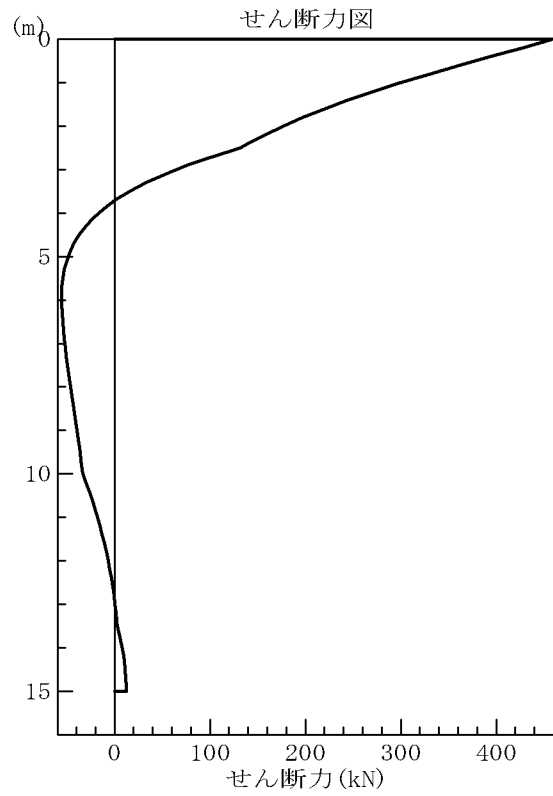
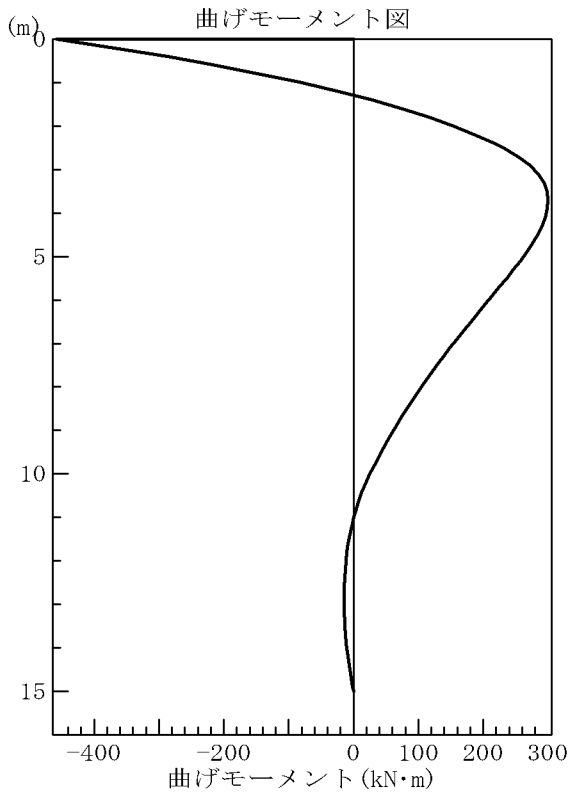
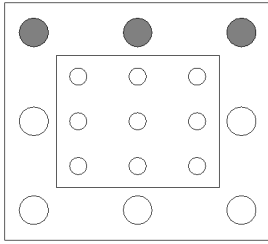
前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	166.050	2	166.050
5	0.800	168.450	2	168.450
6	1.000	170.850	2	170.850
7	1.200	173.250	2	173.250
8	1.400	169.747	1	175.650
9	1.600	154.712	1	178.050
10	1.800	139.881	1	180.450
11	2.000	125.407	1	182.850
12	2.200	111.426	1	185.250
13	2.400	98.052	1	187.650
14	2.500	91.623	1	188.850
15	2.500	183.246	1	300.045
16	2.700	158.669	1	307.330
17	2.900	135.716	1	314.615
18	3.100	114.473	1	321.899
19	3.300	94.983	1	329.184
20	3.500	77.252	1	336.469
21	3.700	61.257	1	343.754
22	3.900	46.951	1	351.038
23	4.100	34.266	1	358.323
24	4.300	23.121	1	365.608
25	4.500	13.424	1	372.892
26	4.700	5.074	1	380.177
27	4.900	2.032	1	387.462
28	5.100	8.001	1	394.747
29	5.300	12.938	1	402.031
30	5.500	16.945	1	409.316
31	5.700	20.121	1	416.601
32	5.900	22.560	1	423.886
33	6.100	24.349	1	431.171
34	6.300	25.568	1	438.455
35	6.500	26.289	1	445.740
36	6.500	13.145	1	236.850
37	6.700	13.289	1	239.250
38	6.900	13.247	1	241.650
39	7.100	13.044	1	244.050
40	7.300	12.707	1	246.450
41	7.500	12.258	1	248.850
42	7.700	11.718	1	251.250
43	7.900	11.106	1	253.650
44	8.100	10.440	1	256.050
45	8.300	9.734	1	258.450
46	8.500	9.004	1	260.850
47	8.700	8.260	1	263.250
48	8.900	7.515	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	6.778	1	268.050
50	9.300	6.057	1	270.450
51	9.500	5.359	1	272.850
52	9.700	4.691	1	275.250
53	9.900	4.059	1	277.650
54	10.000	3.758	1	278.850
55	10.000	11.275	1	661.950
56	10.200	9.566	1	672.465
57	10.400	7.995	1	682.981
58	10.600	6.567	1	693.496
59	10.800	5.285	1	704.012
60	11.000	4.147	1	714.527
61	11.200	3.150	1	725.043
62	11.400	2.287	1	735.558
63	11.600	1.552	1	746.073
64	11.800	0.936	1	756.589
65	12.000	0.431	1	767.104
66	12.200	0.026	1	777.620
67	12.400	0.287	1	788.135
68	12.600	0.518	1	798.651
69	12.800	0.678	1	809.166
70	13.000	0.775	1	819.681
71	13.200	0.819	1	830.197
72	13.400	0.817	1	840.712
73	13.500	0.802	1	845.970
74	13.500	2.672	1	1447.140
75	13.700	2.493	1	1465.128
76	13.900	2.228	1	1483.116
77	14.100	1.898	1	1501.104
78	14.300	1.520	1	1519.092
79	14.500	1.108	1	1537.080
80	14.700	0.674	1	1555.068
81	14.900	0.226	1	1573.056
82	15.000	0.000	1	1582.050

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・ 前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 0.400	0.400	22054.22	0.00	158.85	163.65
2	0.400 ~ 2.500	2.100	22054.22	22054.22	163.65	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	44108.43	44108.43	600.09	891.48
4	6.500 ~ 10.000	3.500	22054.22	22054.22	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	66162.64	66162.64	1323.90	1691.94
6	13.500 ~ 15.000	1.500	220542.17	220542.17	2894.28	3164.10

・ M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	228.1 0.0001750	548.5 0.0025908	847.0 0.0467458

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 $M_y = 681.8$ (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0085395	-458.013	2	459.462
2	0.200	-0.0082143	-369.376	2	427.128
3	0.400	-0.0078398	-287.254	2	394.355
4	0.600	-0.0074405	-211.685	1	361.619
5	0.800	-0.0070320	-142.583	1	329.700
6	1.000	-0.0066190	-79.684	1	299.592
7	1.200	-0.0062036	-22.624	1	271.312
8	1.400	-0.0057875	28.963	1	244.867
9	1.600	-0.0053723	75.445	1	220.255
10	1.800	-0.0049594	117.187	1	197.471
11	2.000	-0.0045500	154.554	1	176.500
12	2.200	-0.0041454	187.907	1	157.325
13	2.400	-0.0037465	217.602	1	139.922
14	2.500	-0.0035496	231.189	2	131.877
15	2.700	-0.0031629	254.547	2	102.278
16	2.900	-0.0027906	272.323	2	76.030
17	3.100	-0.0024383	285.173	2	52.983
18	3.300	-0.0021097	293.717	2	32.941
19	3.500	-0.0018072	298.535	2	15.683
20	3.700	-0.0015316	300.160	2	0.976
21	3.900	-0.0012830	299.079	2	-11.419
22	4.100	-0.0010617	295.731	2	-21.741
23	4.300	-0.0008671	290.505	2	-30.229
24	4.500	-0.0006979	283.746	2	-37.114
25	4.700	-0.0005519	275.752	2	-42.610
26	4.900	-0.0004268	266.782	2	-46.912
27	5.100	-0.0003202	257.055	2	-50.195
28	5.300	-0.0002291	246.762	2	-52.607
29	5.500	-0.0001505	236.062	2	-54.273
30	5.700	-0.0000812	225.096	1	-55.289
31	5.900	-0.0000191	213.985	1	-55.727
32	6.100	0.0000365	202.840	1	-55.645
33	6.300	0.0000858	191.758	1	-55.101
34	6.500	0.0001292	180.826	1	-54.149
35	6.700	0.0001671	170.059	1	-53.493
36	6.900	0.0001998	159.439	1	-52.682
37	7.100	0.0002276	148.995	1	-51.738
38	7.300	0.0002508	138.752	1	-50.681
39	7.500	0.0002697	128.729	1	-49.532
40	7.700	0.0002847	118.944	1	-48.307
41	7.900	0.0002961	109.410	1	-47.025
42	8.100	0.0003041	100.137	1	-45.700
43	8.300	0.0003090	91.132	1	-44.347
44	8.500	0.0003111	82.399	1	-42.979
45	8.700	0.0003107	73.941	1	-41.607
46	8.900	0.0003080	65.756	1	-40.241
47	9.100	0.0003033	57.843	1	-38.893
48	9.300	0.0002968	50.197	1	-37.568

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0002888	42.813	1	-36.276
50	9.700	0.0002795	35.684	1	-35.023
51	9.900	0.0002690	28.801	1	-33.813
52	10.000	0.0002635	25.450	1	-33.225
53	10.200	0.0002518	19.148	1	-29.816
54	10.400	0.0002395	13.513	1	-26.564
55	10.600	0.0002268	8.511	1	-23.478
56	10.800	0.0002139	4.110	1	-20.562
57	11.000	0.0002008	0.275	1	-17.818
58	11.200	0.0001877	-3.029	1	-15.248
59	11.400	0.0001747	-5.836	1	-12.850
60	11.600	0.0001619	-8.180	1	-10.622
61	11.800	0.0001494	-10.096	1	-8.563
62	12.000	0.0001371	-11.616	1	-6.668
63	12.200	0.0001252	-12.774	1	-4.933
64	12.400	0.0001137	-13.600	1	-3.353
65	12.600	0.0001026	-14.125	1	-1.923
66	12.800	0.0000919	-14.379	1	-0.636
67	13.000	0.0000817	-14.389	1	0.512
68	13.200	0.0000719	-14.182	1	1.528
69	13.400	0.0000626	-13.786	1	2.418
70	13.500	0.0000581	-13.524	1	2.817
71	13.700	0.0000494	-12.717	1	5.185
72	13.900	0.0000410	-11.475	1	7.177
73	14.100	0.0000331	-9.871	1	8.809
74	14.300	0.0000254	-7.974	1	10.097
75	14.500	0.0000179	-5.854	1	11.051
76	14.700	0.0000107	-3.575	1	11.682
77	14.900	0.0000036	-1.202	1	11.996
78	15.000	0.0000000	0.000	1	12.036

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

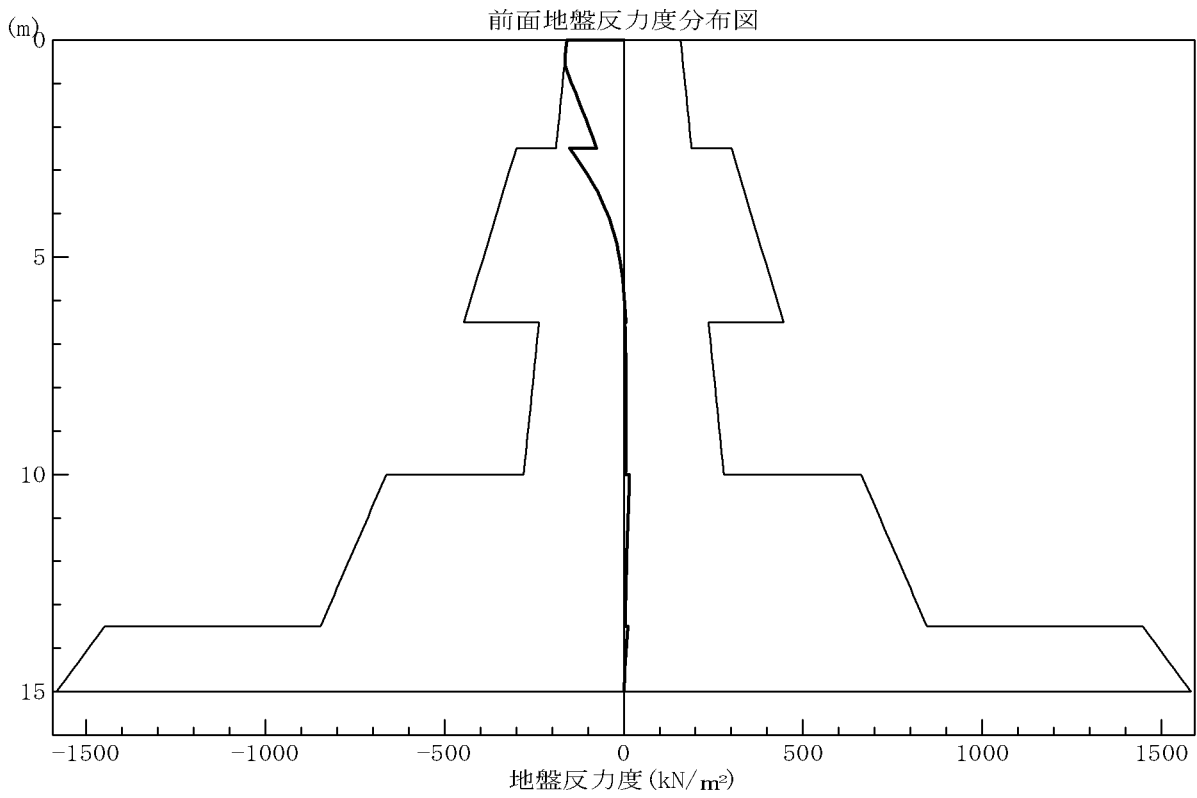
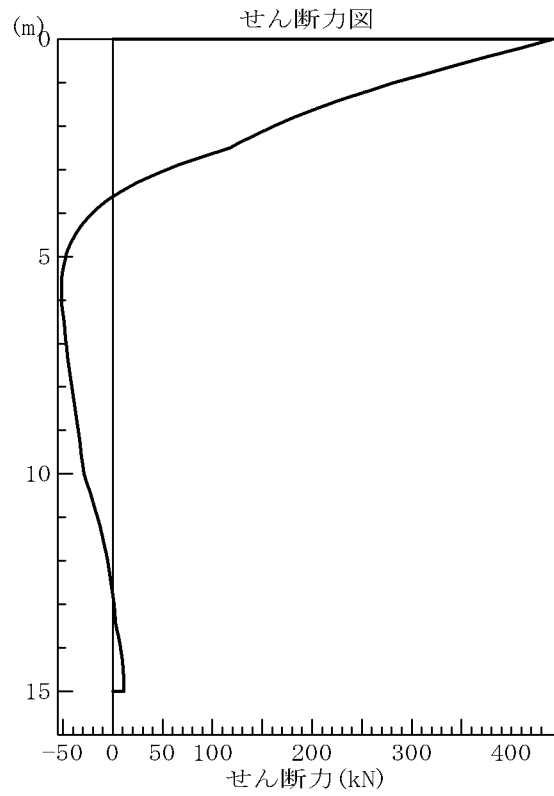
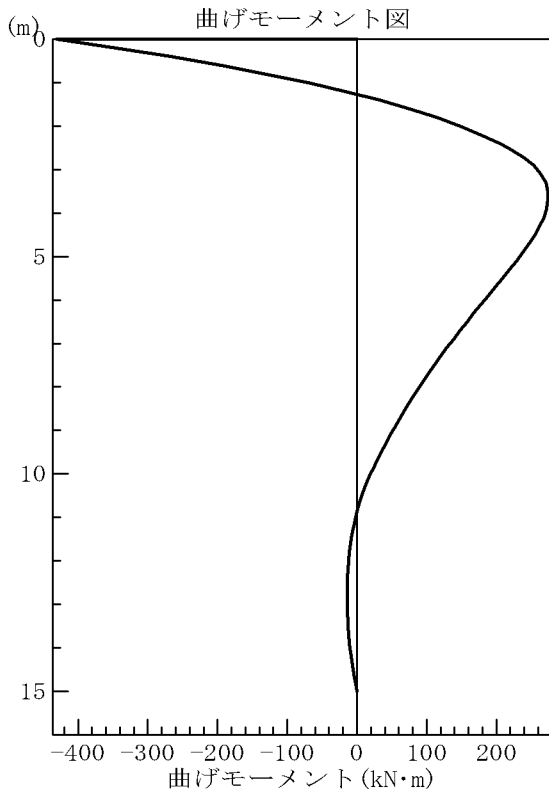
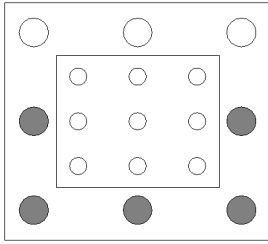
前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	164.095	1	166.050
5	0.800	155.084	1	168.450
6	1.000	145.977	1	170.850
7	1.200	136.816	1	173.250
8	1.400	127.639	1	175.650
9	1.600	118.482	1	178.050
10	1.800	109.375	1	180.450
11	2.000	100.347	1	182.850
12	2.200	91.424	1	185.250
13	2.400	82.627	1	187.650
14	2.500	78.283	1	188.850
15	2.500	156.566	1	600.090
16	2.700	139.511	1	614.659
17	2.900	123.091	1	629.229
18	3.100	107.548	1	643.798
19	3.300	93.058	1	658.368
20	3.500	79.715	1	672.938
21	3.700	67.555	1	687.507
22	3.900	56.593	1	702.077
23	4.100	46.828	1	716.646
24	4.300	38.246	1	731.216
25	4.500	30.784	1	745.785
26	4.700	24.342	1	760.355
27	4.900	18.826	1	774.924
28	5.100	14.123	1	789.494
29	5.300	10.104	1	804.063
30	5.500	6.638	1	818.633
31	5.700	3.581	1	833.202
32	5.900	0.841	1	847.772
33	6.100	1.609	1	862.341
34	6.300	3.785	1	876.911
35	6.500	5.701	1	891.480
36	6.500	2.850	1	236.850
37	6.700	3.686	1	239.250
38	6.900	4.407	1	241.650
39	7.100	5.019	1	244.050
40	7.300	5.531	1	246.450
41	7.500	5.949	1	248.850
42	7.700	6.280	1	251.250
43	7.900	6.530	1	253.650
44	8.100	6.706	1	256.050
45	8.300	6.814	1	258.450
46	8.500	6.861	1	260.850
47	8.700	6.852	1	263.250
48	8.900	6.793	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	6.689	1	268.050
50	9.300	6.546	1	270.450
51	9.500	6.369	1	272.850
52	9.700	6.163	1	275.250
53	9.900	5.933	1	277.650
54	10.000	5.811	1	278.850
55	10.000	17.432	1	1323.900
56	10.200	16.659	1	1344.931
57	10.400	15.848	1	1365.962
58	10.600	15.008	1	1386.993
59	10.800	14.152	1	1408.023
60	11.000	13.287	1	1429.054
61	11.200	12.421	1	1450.085
62	11.400	11.561	1	1471.116
63	11.600	10.713	1	1492.147
64	11.800	9.882	1	1513.178
65	12.000	9.071	1	1534.209
66	12.200	8.283	1	1555.239
67	12.400	7.522	1	1576.270
68	12.600	6.788	1	1597.301
69	12.800	6.082	1	1618.332
70	13.000	5.406	1	1639.363
71	13.200	4.759	1	1660.394
72	13.400	4.141	1	1681.425
73	13.500	3.842	1	1691.940
74	13.500	12.808	1	2894.280
75	13.700	10.885	1	2930.256
76	13.900	9.048	1	2966.232
77	14.100	7.289	1	3002.208
78	14.300	5.597	1	3038.184
79	14.500	3.958	1	3074.160
80	14.700	2.359	1	3110.136
81	14.900	0.783	1	3146.112
82	15.000	0.000	1	3164.100

増し杭

杭・地盤データ ((2)杭)



・ 前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 0.400	0.400	22054.22	0.00	158.85	163.65
2	0.400 ~ 2.500	2.100	22054.22	22054.22	163.65	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	44108.43	44108.43	300.05	445.74
4	6.500 ~ 10.000	3.500	22054.22	22054.22	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	66162.64	66162.64	661.95	845.97
6	13.500 ~ 15.000	1.500	220542.17	220542.17	1447.14	1582.05

・ M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	199.5 0.0001531	478.1 0.0024926	764.7 0.0495803

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 $M_y = 590.7$ (kN.m)

杭地中部変位，断面力 (2)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0085395	-430.947	2	441.753
2	0.200	-0.0082115	-345.852	2	409.422
3	0.400	-0.0078294	-267.269	2	376.678
4	0.600	-0.0074184	-195.206	1	344.247
5	0.800	-0.0069968	-129.566	1	312.454
6	1.000	-0.0065712	-70.099	1	282.529
7	1.200	-0.0061434	-16.429	1	254.488
8	1.400	-0.0057151	31.822	1	228.335
9	1.600	-0.0052878	75.031	1	204.070
10	1.800	-0.0048627	113.575	1	181.685
11	2.000	-0.0044411	147.829	1	161.167
12	2.200	-0.0040241	178.165	1	142.500
13	2.400	-0.0036125	204.951	2	125.660
14	2.500	-0.0034094	217.126	2	117.917
15	2.700	-0.0030133	237.819	2	89.599
16	2.900	-0.0026353	253.194	2	64.700
17	3.100	-0.0022806	263.915	2	43.035
18	3.300	-0.0019527	270.609	2	24.383
19	3.500	-0.0016530	273.853	2	8.500
20	3.700	-0.0013819	274.176	2	-4.866
21	3.900	-0.0011393	272.058	2	-15.966
22	4.100	-0.0009250	267.924	2	-25.051
23	4.300	-0.0007381	262.155	2	-32.366
24	4.500	-0.0005773	255.080	2	-38.150
25	4.700	-0.0004409	246.983	2	-42.624
26	4.900	-0.0003263	238.104	2	-45.992
27	5.100	-0.0002304	228.647	2	-48.435
28	5.300	-0.0001500	218.782	2	-50.102
29	5.500	-0.0000821	208.650	2	-51.118
30	5.700	-0.0000232	198.372	1	-51.577
31	5.900	0.0000289	188.052	1	-51.547
32	6.100	0.0000754	177.782	1	-51.083
33	6.300	0.0001163	167.644	1	-50.234
34	6.500	0.0001521	157.711	1	-49.047
35	6.700	0.0001831	147.973	1	-48.306
36	6.900	0.0002095	138.397	1	-47.438
37	7.100	0.0002316	129.005	1	-46.464
38	7.300	0.0002498	119.817	1	-45.401
39	7.500	0.0002644	110.849	1	-44.265
40	7.700	0.0002755	102.115	1	-43.073
41	7.900	0.0002835	93.623	1	-41.840
42	8.100	0.0002886	85.381	1	-40.577
43	8.300	0.0002911	77.393	1	-39.297
44	8.500	0.0002912	69.662	1	-38.012
45	8.700	0.0002892	62.188	1	-36.732
46	8.900	0.0002853	54.969	1	-35.464
47	9.100	0.0002796	48.001	1	-34.218
48	9.300	0.0002725	41.280	1	-32.999

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0002642	34.799	1	-31.815
50	9.700	0.0002548	28.551	1	-30.670
51	9.900	0.0002444	22.528	1	-29.569
52	10.000	0.0002390	19.598	1	-29.036
53	10.200	0.0002277	14.102	1	-25.947
54	10.400	0.0002160	9.209	1	-23.011
55	10.600	0.0002040	4.887	1	-20.231
56	10.800	0.0001919	1.106	1	-17.612
57	11.000	0.0001797	-2.168	1	-15.153
58	11.200	0.0001676	-4.967	1	-12.856
59	11.400	0.0001556	-7.321	1	-10.718
60	11.600	0.0001439	-9.264	1	-8.737
61	11.800	0.0001324	-10.826	1	-6.909
62	12.000	0.0001213	-12.038	1	-5.231
63	12.200	0.0001105	-12.928	1	-3.698
64	12.400	0.0001002	-13.526	1	-2.304
65	12.600	0.0000902	-13.859	1	-1.045
66	12.800	0.0000807	-13.953	1	0.085
67	13.000	0.0000716	-13.833	1	1.092
68	13.200	0.0000629	-13.524	1	1.981
69	13.400	0.0000546	-13.048	1	2.758
70	13.500	0.0000507	-12.755	1	3.107
71	13.700	0.0000430	-11.922	1	5.171
72	13.900	0.0000357	-10.709	1	6.906
73	14.100	0.0000287	-9.180	1	8.326
74	14.300	0.0000220	-7.398	1	9.445
75	14.500	0.0000156	-5.422	1	10.274
76	14.700	0.0000093	-3.308	1	10.821
77	14.900	0.0000031	-1.112	1	11.094
78	15.000	0.0000000	0.000	1	11.128

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 ((2)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	163.608	1	166.050
5	0.800	154.309	1	168.450
6	1.000	144.922	1	170.850
7	1.200	135.488	1	173.250
8	1.400	126.042	1	175.650
9	1.600	116.617	1	178.050
10	1.800	107.243	1	180.450
11	2.000	97.946	1	182.850
12	2.200	88.748	1	185.250
13	2.400	79.671	1	187.650
14	2.500	75.192	1	188.850
15	2.500	150.385	1	300.045
16	2.700	132.910	1	307.330
17	2.900	116.237	1	314.615
18	3.100	100.596	1	321.899
19	3.300	86.132	1	329.184
20	3.500	72.912	1	336.469
21	3.700	60.953	1	343.754
22	3.900	50.255	1	351.038
23	4.100	40.799	1	358.323
24	4.300	32.555	1	365.608
25	4.500	25.465	1	372.892
26	4.700	19.446	1	380.177
27	4.900	14.391	1	387.462
28	5.100	10.161	1	394.747
29	5.300	6.617	1	402.031
30	5.500	3.620	1	409.316
31	5.700	1.025	1	416.601
32	5.900	1.277	1	423.886
33	6.100	3.324	1	431.171
34	6.300	5.130	1	438.455
35	6.500	6.709	1	445.740
36	6.500	3.354	1	236.850
37	6.700	4.037	1	239.250
38	6.900	4.620	1	241.650
39	7.100	5.109	1	244.050
40	7.300	5.510	1	246.450
41	7.500	5.831	1	248.850
42	7.700	6.076	1	251.250
43	7.900	6.252	1	253.650
44	8.100	6.365	1	256.050
45	8.300	6.420	1	258.450
46	8.500	6.422	1	260.850
47	8.700	6.378	1	263.250
48	8.900	6.291	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	6.167	1	268.050
50	9.300	6.011	1	270.450
51	9.500	5.826	1	272.850
52	9.700	5.618	1	275.250
53	9.900	5.391	1	277.650
54	10.000	5.271	1	278.850
55	10.000	15.814	1	661.950
56	10.200	15.068	1	672.465
57	10.400	14.293	1	682.981
58	10.600	13.499	1	693.496
59	10.800	12.695	1	704.012
60	11.000	11.889	1	714.527
61	11.200	11.087	1	725.043
62	11.400	10.296	1	735.558
63	11.600	9.519	1	746.073
64	11.800	8.760	1	756.589
65	12.000	8.024	1	767.104
66	12.200	7.312	1	777.620
67	12.400	6.626	1	788.135
68	12.600	5.968	1	798.651
69	12.800	5.338	1	809.166
70	13.000	4.736	1	819.681
71	13.200	4.162	1	830.197
72	13.400	3.616	1	840.712
73	13.500	3.353	1	845.970
74	13.500	11.175	1	1447.140
75	13.700	9.485	1	1465.128
76	13.900	7.875	1	1483.116
77	14.100	6.337	1	1501.104
78	14.300	4.861	1	1519.092
79	14.500	3.435	1	1537.080
80	14.700	2.046	1	1555.068
81	14.900	0.680	1	1573.056
82	15.000	0.000	1	1582.050

杭基礎のせん断耐力

増し杭

杭径	D	mm	1000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.0
部材幅	b	mm	886
部材高	h	mm	886
有効高	d	mm	758
有効高に関する補正係数	Ce	—	1.138
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.461
軸方向引張鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.161
作用軸力（死荷重作用時）	N	kN	229.14
作用曲げモーメント（終局曲げモーメント）	M	kN.m	847.00
断面積	Ac	mm ²	0.7854×10^6
断面二次モーメント	Ic	mm ⁴	0.4909×10^{11}
図心より引張縁までの距離	y	mm	500
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	Mo	kN.m	28.64
軸方向圧縮力による補正係数	CN	—	1.034
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
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc	kN	321.25
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	3.972×10^2
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	Ss	kN	515.04
杭1本あたりのせん断耐力	Ps	kN	836.28
増し杭の総本数	n	本	8
増し杭のせん断耐力	Ps	kN	6690.27

8.4.2 橋軸直角方向（最終震度）

設計荷重（水平震度 0.850）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 3283.00 + 1264.00 - 0.00 + 0.00 + 4410.00 \\ &= 8957.00 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (3283.00 + 1264.00) \cdot 0.850 + 4410.00 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 6951.95 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hp} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (3283.00 \cdot 11.700 + 1264.00 \cdot 7.500) \cdot 0.850 \\ &\quad + 4410.00 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 \cdot 1.250 + 0.00 \\ &= 44566.19 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底板下面中心における変位

	変位置
水平変位(m)	0.0097991
鉛直変位(m)	0.0025201
回転変位(rad)	0.0013817

杭反力

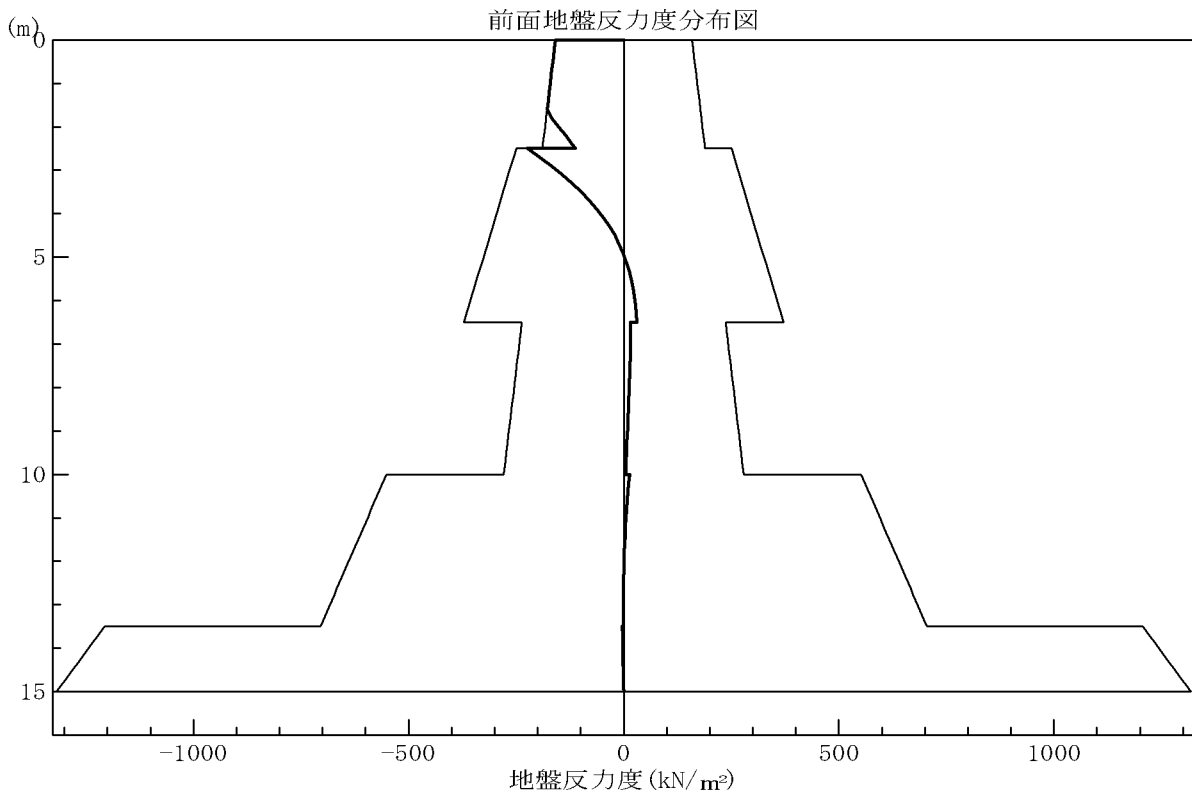
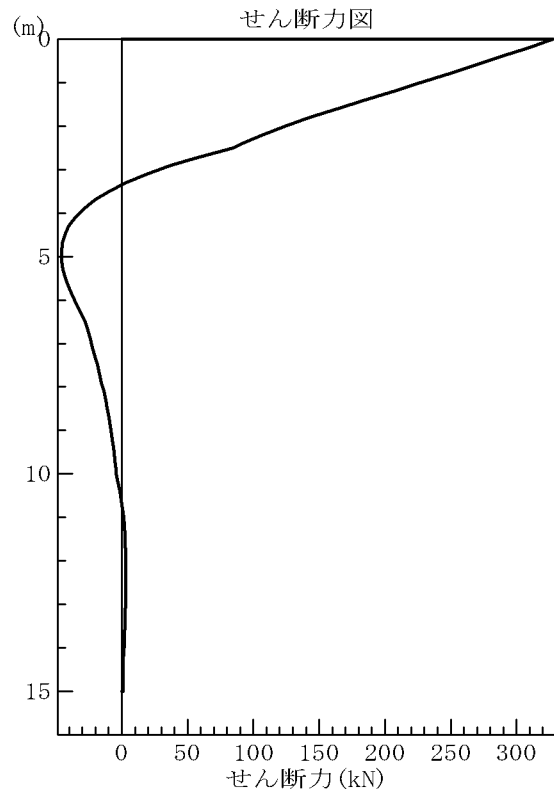
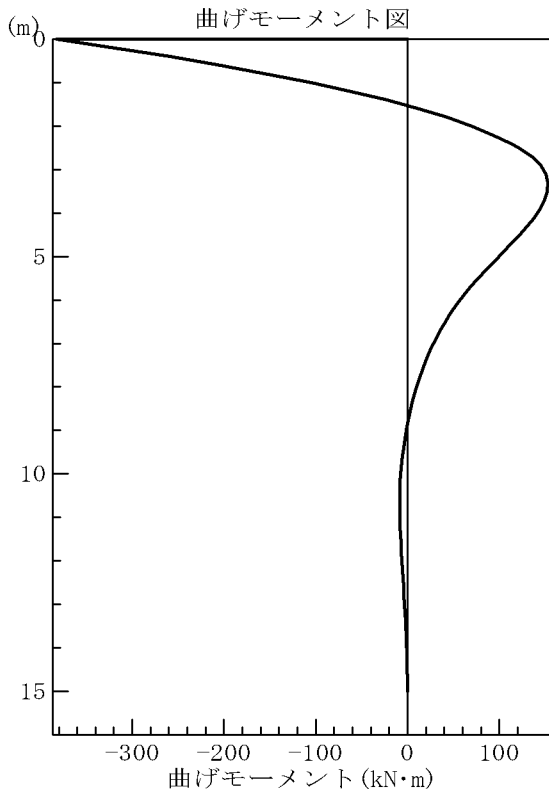
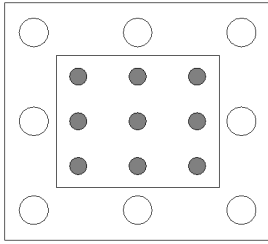
$$\begin{aligned} \text{押し込み支持力の上限值 } P_{Nu} &= 3233.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 5694.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} &= -1197.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1827.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

杭列	鉛直反力 (kN)	水平反力 (kN)	モーメント (kN.m)	杭頭座標 (m)	杭本数
1	-76.405	327.712	-382.495	-2.000	3
2	791.546	327.712	-382.495	0.000	3
3	1659.498	327.712	-382.495	2.000	3
1'	-1764.823	492.075	-521.134	-3.500	3
2'	229.136	492.075	-521.134	0.000	2
3'	2223.094	514.058	-558.079	3.500	3
杭反力分	8957.000	6951.950	44566.185		
底板前面負担分		0.000	0.000		
合計	8957.000	6951.950	44566.185		

杭列の'が付いた番号は増し杭を表す。

既設杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 1.800	1.800	30705.73	0.00	158.85	180.45
2	1.800 ~ 2.500	0.700	30705.73	30705.73	180.45	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	61411.46	61411.46	250.04	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	30705.73	30705.73	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	92117.18	92117.18	551.63	704.98
6	13.500 ~ 15.000	1.500	307057.28	307057.28	1205.95	1318.38

・M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	My (kN.m) y (1/m)	Mp (kN.m) y' (1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	627.2 0.0033397	934.3 0.0049748

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0097991	-382.495	1	327.712
2	0.200	-0.0094843	-318.896	1	308.415
3	0.400	-0.0091016	-259.242	1	288.294
4	0.600	-0.0086635	-203.621	1	268.109
5	0.800	-0.0081820	-152.086	1	247.457
6	1.000	-0.0076681	-104.688	1	226.772
7	1.200	-0.0071317	-61.427	1	206.107
8	1.400	-0.0065823	-22.345	1	185.001
9	1.600	-0.0060279	12.482	1	163.594
10	1.800	-0.0054762	43.125	1	143.165
11	2.000	-0.0049336	69.807	1	123.990
12	2.200	-0.0044057	92.853	1	106.789
13	2.400	-0.0038976	112.650	1	91.498
14	2.500	-0.0036523	121.449	1	84.544
15	2.700	-0.0031815	135.783	1	59.381
16	2.900	-0.0027395	145.425	1	37.582
17	3.100	-0.0023284	151.026	1	18.928
18	3.300	-0.0019495	153.190	1	3.185
19	3.500	-0.0016031	152.478	1	-9.885
20	3.700	-0.0012891	149.398	1	-20.522
21	3.900	-0.0010069	144.415	1	-28.963
22	4.100	-0.0007555	137.944	1	-35.438
23	4.300	-0.0005334	130.356	1	-40.170
24	4.500	-0.0003391	121.979	1	-43.368
25	4.700	-0.0001707	113.098	1	-45.231
26	4.900	-0.0000264	103.963	1	-45.943
27	5.100	0.0000957	94.786	1	-45.675
28	5.300	0.0001977	85.748	1	-44.582
29	5.500	0.0002813	76.999	1	-42.806
30	5.700	0.0003486	68.662	1	-40.476
31	5.900	0.0004012	60.838	1	-37.704
32	6.100	0.0004409	53.603	1	-34.594
33	6.300	0.0004691	47.017	1	-31.234
34	6.500	0.0004874	41.121	1	-27.704
35	6.700	0.0004968	35.761	1	-25.888
36	6.900	0.0004986	30.767	1	-24.052
37	7.100	0.0004939	26.140	1	-22.222
38	7.300	0.0004836	21.876	1	-20.420
39	7.500	0.0004686	17.969	1	-18.664
40	7.700	0.0004498	14.406	1	-16.971
41	7.900	0.0004279	11.175	1	-15.353
42	8.100	0.0004036	8.259	1	-13.821
43	8.300	0.0003776	5.641	1	-12.381
44	8.500	0.0003503	3.300	1	-11.040
45	8.700	0.0003224	1.218	1	-9.800
46	8.900	0.0002942	-0.627	1	-8.664
47	9.100	0.0002661	-2.255	1	-7.632
48	9.300	0.0002385	-3.686	1	-6.703

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0002116	-4.943	1	-5.874
50	9.700	0.0001859	-6.043	1	-5.142
51	9.900	0.0001614	-7.006	1	-4.503
52	10.000	0.0001497	-7.441	1	-4.216
53	10.200	0.0001275	-8.128	1	-2.686
54	10.400	0.0001070	-8.532	1	-1.392
55	10.600	0.0000884	-8.699	1	-0.313
56	10.800	0.0000716	-8.670	1	0.569
57	11.000	0.0000566	-8.483	1	1.276
58	11.200	0.0000435	-8.170	1	1.827
59	11.400	0.0000320	-7.761	1	2.243
60	11.600	0.0000223	-7.281	1	2.541
61	11.800	0.0000141	-6.751	1	2.741
62	12.000	0.0000073	-6.190	1	2.857
63	12.200	0.0000018	-5.613	1	2.907
64	12.400	-0.0000024	-5.031	1	2.902
65	12.600	-0.0000056	-4.454	1	2.857
66	12.800	-0.0000079	-3.890	1	2.781
67	13.000	-0.0000093	-3.343	1	2.686
68	13.200	-0.0000100	-2.817	1	2.579
69	13.400	-0.0000101	-2.312	1	2.467
70	13.500	-0.0000099	-2.068	1	2.412
71	13.700	-0.0000093	-1.622	1	2.056
72	13.900	-0.0000084	-1.244	1	1.728
73	14.100	-0.0000072	-0.928	1	1.441
74	14.300	-0.0000058	-0.664	1	1.202
75	14.500	-0.0000042	-0.443	1	1.017
76	14.700	-0.0000026	-0.253	1	0.892
77	14.900	-0.0000009	-0.082	1	0.829
78	15.000	0.0000000	0.000	1	0.821

杭体状態： 1 : $M < My$
 3 : $My \leq M < Mp$, 4 : $Mp = M$

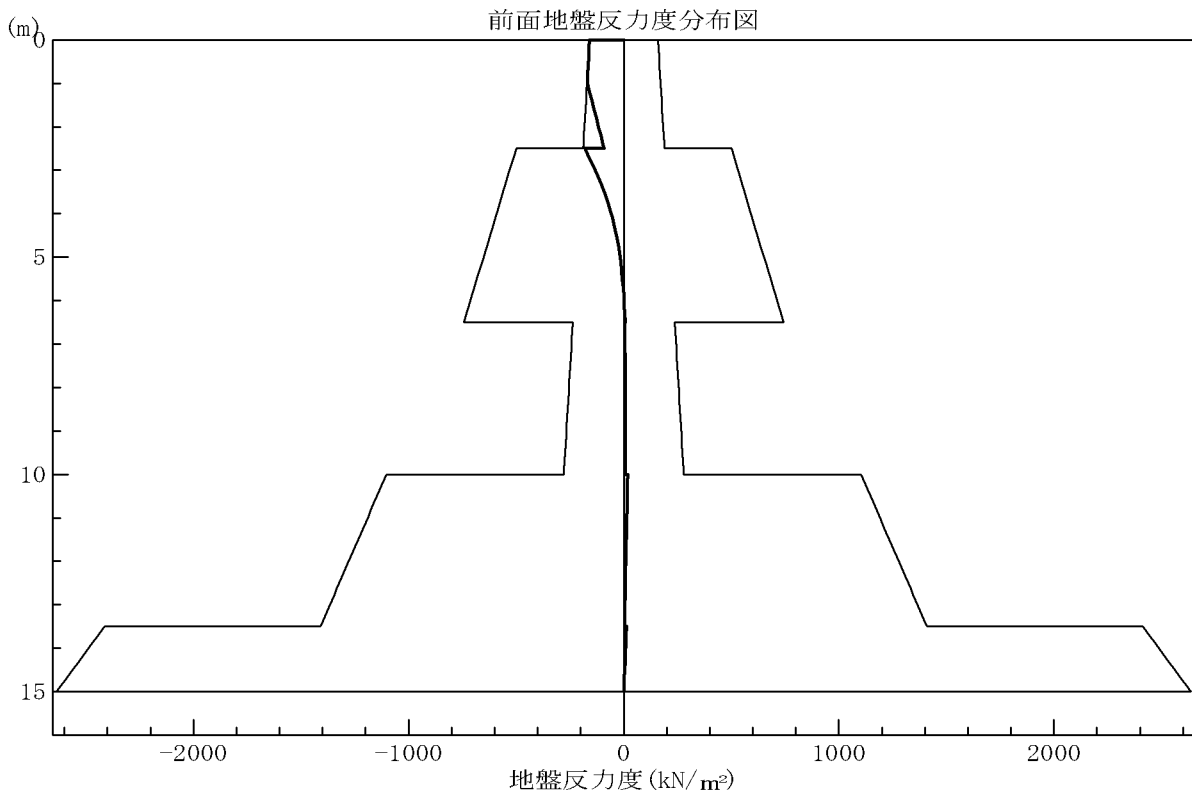
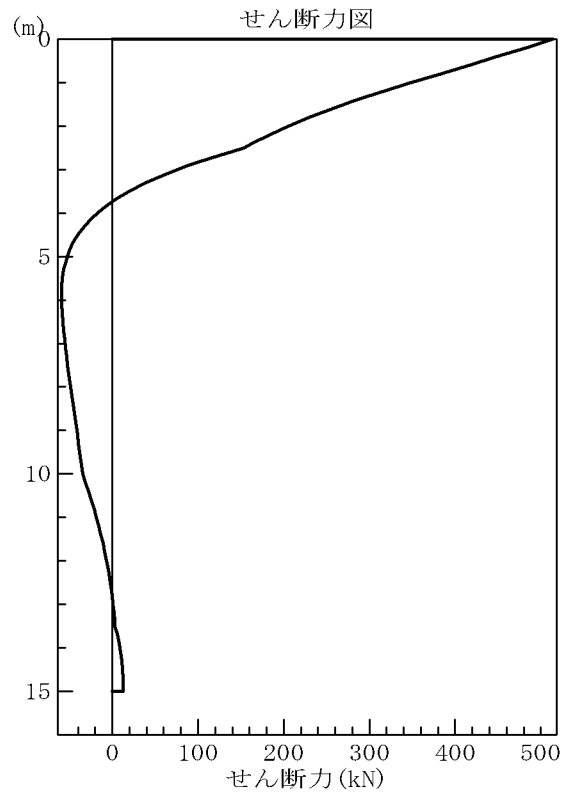
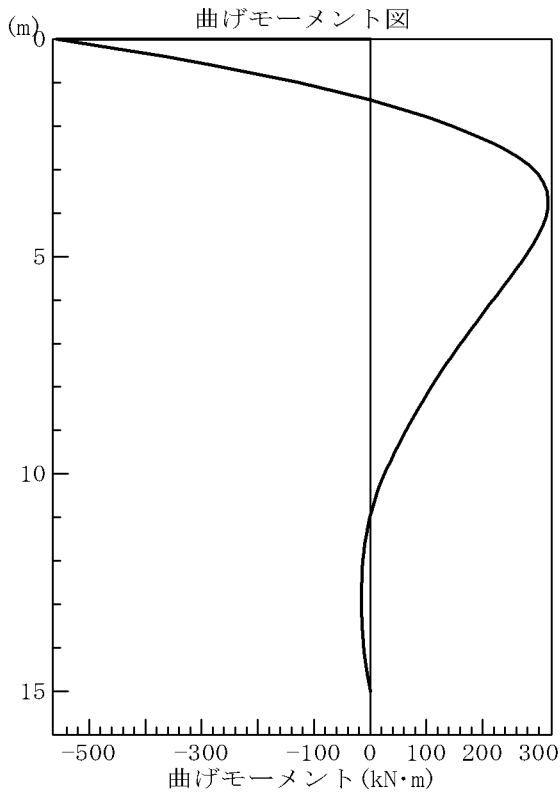
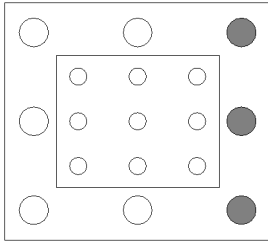
前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	166.050	2	166.050
5	0.800	168.450	2	168.450
6	1.000	170.850	2	170.850
7	1.200	173.250	2	173.250
8	1.400	175.650	2	175.650
9	1.600	178.050	2	178.050
10	1.800	168.150	1	180.450
11	2.000	151.489	1	182.850
12	2.200	135.281	1	185.250
13	2.400	119.680	1	187.650
14	2.500	112.147	1	188.850
15	2.500	224.295	1	250.037
16	2.700	195.381	1	256.108
17	2.900	168.238	1	262.179
18	3.100	142.993	1	268.249
19	3.300	119.719	1	274.320
20	3.500	98.446	1	280.391
21	3.700	79.165	1	286.461
22	3.900	61.836	1	292.532
23	4.100	46.395	1	298.603
24	4.300	32.756	1	304.673
25	4.500	20.822	1	310.744
26	4.700	10.483	1	316.814
27	4.900	1.622	1	322.885
28	5.100	5.878	1	328.956
29	5.300	12.139	1	335.026
30	5.500	17.277	1	341.097
31	5.700	21.408	1	347.168
32	5.900	24.641	1	353.238
33	6.100	27.076	1	359.309
34	6.300	28.811	1	365.379
35	6.500	29.929	1	371.450
36	6.500	14.964	1	236.850
37	6.700	15.254	1	239.250
38	6.900	15.310	1	241.650
39	7.100	15.165	1	244.050
40	7.300	14.848	1	246.450
41	7.500	14.388	1	248.850
42	7.700	13.810	1	251.250
43	7.900	13.138	1	253.650
44	8.100	12.393	1	256.050
45	8.300	11.594	1	258.450
46	8.500	10.757	1	260.850
47	8.700	9.899	1	263.250
48	8.900	9.032	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	8.170	1	268.050
50	9.300	7.322	1	270.450
51	9.500	6.499	1	272.850
52	9.700	5.707	1	275.250
53	9.900	4.955	1	277.650
54	10.000	4.596	1	278.850
55	10.000	13.787	1	551.625
56	10.200	11.743	1	560.388
57	10.400	9.858	1	569.151
58	10.600	8.140	1	577.914
59	10.800	6.592	1	586.676
60	11.000	5.214	1	595.439
61	11.200	4.003	1	604.202
62	11.400	2.951	1	612.965
63	11.600	2.052	1	621.728
64	11.800	1.295	1	630.491
65	12.000	0.671	1	639.254
66	12.200	0.168	1	648.016
67	12.400	0.224	1	656.779
68	12.600	0.518	1	665.542
69	12.800	0.725	1	674.305
70	13.000	0.855	1	683.068
71	13.200	0.919	1	691.831
72	13.400	0.929	1	700.594
73	13.500	0.916	1	704.975
74	13.500	3.052	1	1205.950
75	13.700	2.868	1	1220.940
76	13.900	2.577	1	1235.930
77	14.100	2.204	1	1250.920
78	14.300	1.771	1	1265.910
79	14.500	1.294	1	1280.900
80	14.700	0.787	1	1295.890
81	14.900	0.264	1	1310.880
82	15.000	0.000	1	1318.375

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・ 前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 0.800	0.800	22054.22	0.00	158.85	168.45
2	0.800 ~ 2.500	1.700	22054.22	22054.22	168.45	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	44108.43	44108.43	500.07	742.90
4	6.500 ~ 10.000	3.500	22054.22	22054.22	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	66162.64	66162.64	1103.25	1409.95
6	13.500 ~ 15.000	1.500	220542.17	220542.17	2411.90	2636.75

・ M - 関係

	深さ (m)	区間長 (m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	228.1 0.0001750	548.5 0.0025908	847.0 0.0467458

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 $M_y = 681.8$ (kN.m)

杭地中部変位，断面力 ((1)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0097991	-558.079	3	514.058
2	0.200	-0.0094760	-458.491	2	482.034
3	0.400	-0.0090771	-365.383	2	449.285
4	0.600	-0.0086306	-278.889	2	415.939
5	0.800	-0.0081619	-199.122	1	382.051
6	1.000	-0.0076857	-126.119	1	348.310
7	1.200	-0.0072056	-59.777	1	315.467
8	1.400	-0.0067236	0.209	1	284.747
9	1.600	-0.0062416	54.264	1	256.154
10	1.800	-0.0057613	102.812	1	229.683
11	2.000	-0.0052841	146.278	1	205.325
12	2.200	-0.0048114	185.082	1	183.062
13	2.400	-0.0043443	219.641	1	162.872
14	2.500	-0.0041133	235.458	2	153.546
15	2.700	-0.0036594	262.673	2	119.272
16	2.900	-0.0032223	283.429	2	88.933
17	3.100	-0.0028081	298.497	2	62.353
18	3.300	-0.0024217	308.606	2	39.307
19	3.500	-0.0020660	314.438	2	19.536
20	3.700	-0.0017427	316.620	2	2.760
21	3.900	-0.0014521	315.722	2	-11.308
22	4.100	-0.0011934	312.258	2	-22.954
23	4.300	-0.0009656	306.684	2	-32.454
24	4.500	-0.0007676	299.402	2	-40.078
25	4.700	-0.0005976	290.761	2	-46.080
26	4.900	-0.0004529	281.062	2	-50.696
27	5.100	-0.0003307	270.561	2	-54.137
28	5.300	-0.0002277	259.473	2	-56.587
29	5.500	-0.0001410	247.981	2	-58.202
30	5.700	-0.0000671	236.239	2	-59.112
31	5.900	-0.0000026	224.377	1	-59.413
32	6.100	0.0000547	212.510	1	-59.178
33	6.300	0.0001055	200.738	1	-58.466
34	6.500	0.0001502	189.151	1	-57.334
35	6.700	0.0001890	177.757	1	-56.584
36	6.900	0.0002224	166.528	1	-55.674
37	7.100	0.0002507	155.496	1	-54.629
38	7.300	0.0002742	144.684	1	-53.470
39	7.500	0.0002932	134.114	1	-52.217
40	7.700	0.0003082	123.802	1	-50.889
41	7.900	0.0003193	113.762	1	-49.504
42	8.100	0.0003270	104.003	1	-48.077
43	8.300	0.0003314	94.533	1	-46.624
44	8.500	0.0003330	85.355	1	-45.158
45	8.700	0.0003319	76.470	1	-43.691
46	8.900	0.0003285	67.878	1	-42.233
47	9.100	0.0003230	59.575	1	-40.796
48	9.300	0.0003157	51.557	1	-39.387

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0003068	43.818	1	-38.013
50	9.700	0.0002965	36.349	1	-36.683
51	9.900	0.0002851	29.142	1	-35.399
52	10.000	0.0002791	25.633	1	-34.777
53	10.200	0.0002665	19.041	1	-31.167
54	10.400	0.0002533	13.155	1	-27.727
55	10.600	0.0002396	7.939	1	-24.466
56	10.800	0.0002258	3.356	1	-21.386
57	11.000	0.0002118	-0.628	1	-18.491
58	11.200	0.0001978	-4.052	1	-15.781
59	11.400	0.0001840	-6.953	1	-13.255
60	11.600	0.0001704	-9.367	1	-10.911
61	11.800	0.0001570	-11.329	1	-8.745
62	12.000	0.0001441	-12.876	1	-6.753
63	12.200	0.0001315	-14.042	1	-4.931
64	12.400	0.0001193	-14.859	1	-3.272
65	12.600	0.0001076	-15.361	1	-1.771
66	12.800	0.0000964	-15.578	1	-0.422
67	13.000	0.0000856	-15.540	1	0.781
68	13.200	0.0000753	-15.275	1	1.845
69	13.400	0.0000655	-14.811	1	2.776
70	13.500	0.0000608	-14.512	1	3.194
71	13.700	0.0000516	-13.619	1	5.670
72	13.900	0.0000429	-12.270	1	7.753
73	14.100	0.0000345	-10.543	1	9.459
74	14.300	0.0000265	-8.510	1	10.805
75	14.500	0.0000187	-6.244	1	11.802
76	14.700	0.0000112	-3.812	1	12.461
77	14.900	0.0000037	-1.282	1	12.789
78	15.000	0.0000000	0.000	1	12.830

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

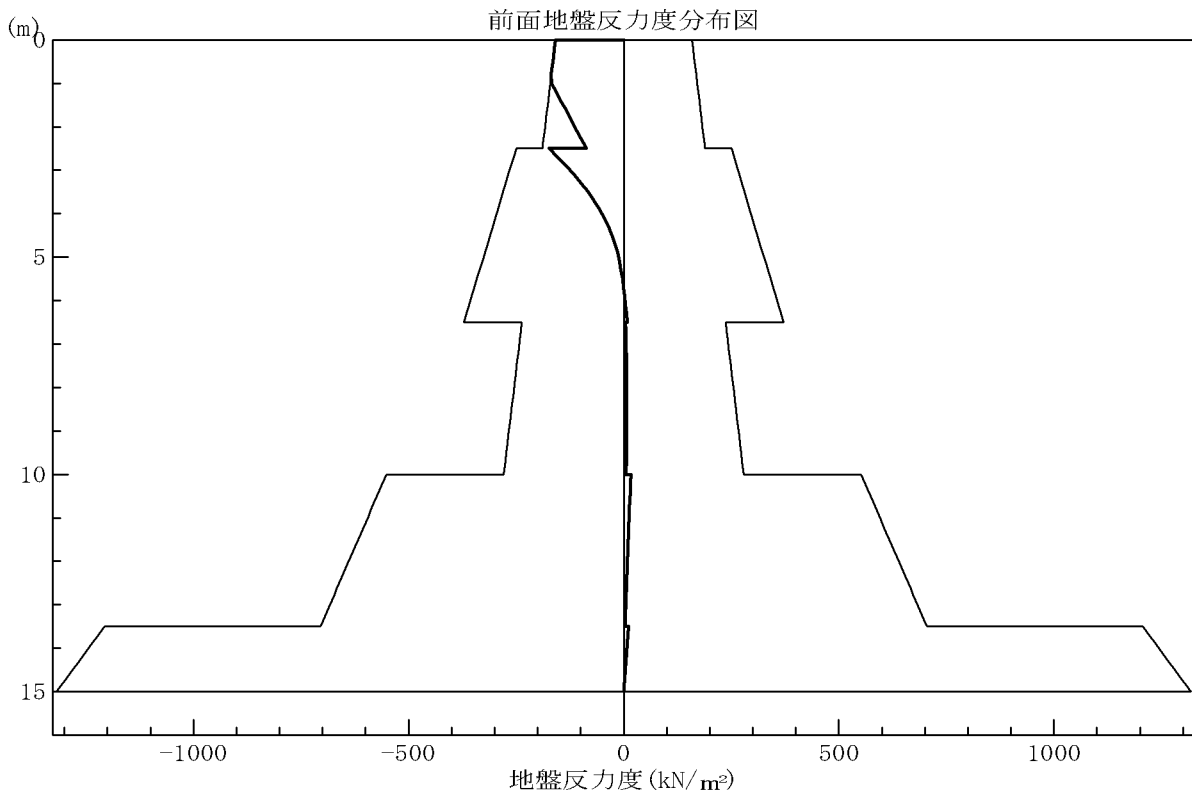
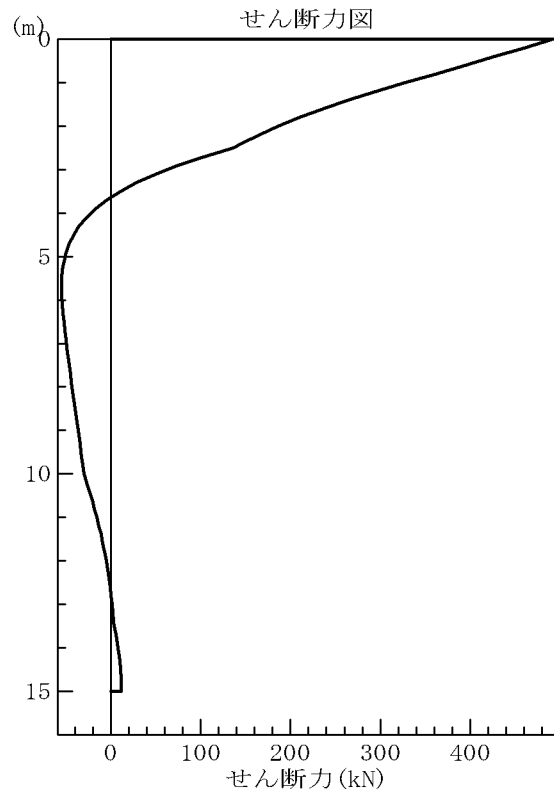
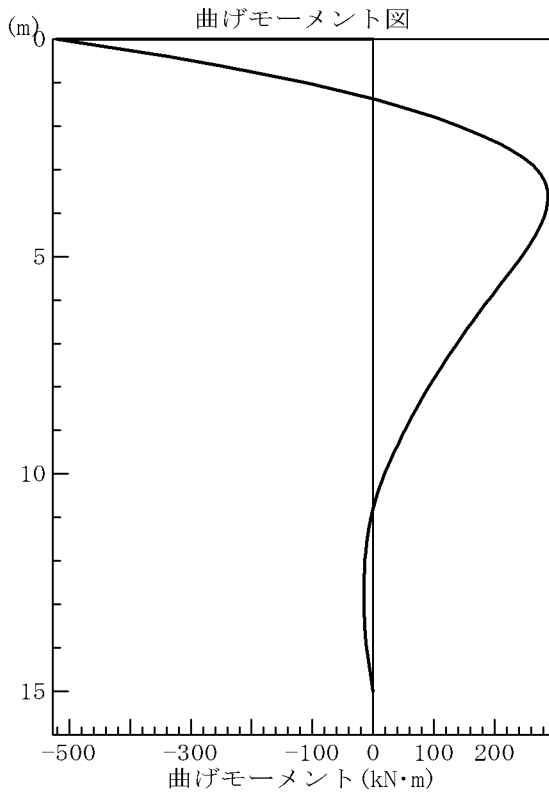
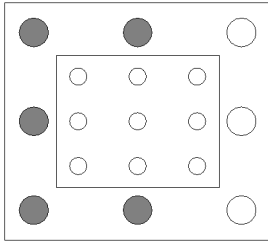
前面地盤反力度 ((1)杭)

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	166.050	2	166.050
5	0.800	168.450	2	168.450
6	1.000	169.502	1	170.850
7	1.200	158.913	1	173.250
8	1.400	148.284	1	175.650
9	1.600	137.654	1	178.050
10	1.800	127.061	1	180.450
11	2.000	116.536	1	182.850
12	2.200	106.111	1	185.250
13	2.400	95.811	1	187.650
14	2.500	90.715	1	188.850
15	2.500	181.430	1	500.075
16	2.700	161.409	1	512.216
17	2.900	142.129	1	524.357
18	3.100	123.862	1	536.499
19	3.300	106.816	1	548.640
20	3.500	91.128	1	560.781
21	3.700	76.870	1	572.923
22	3.900	64.050	1	585.064
23	4.100	52.639	1	597.205
24	4.300	42.593	1	609.346
25	4.500	33.859	1	621.488
26	4.700	26.358	1	633.629
27	4.900	19.977	1	645.770
28	5.100	14.584	1	657.911
29	5.300	10.044	1	670.053
30	5.500	6.217	1	682.194
31	5.700	2.959	1	694.335
32	5.900	0.114	1	706.476
33	6.100	2.415	1	718.618
34	6.300	4.656	1	730.759
35	6.500	6.625	1	742.900
36	6.500	3.312	1	236.850
37	6.700	4.169	1	239.250
38	6.900	4.905	1	241.650
39	7.100	5.529	1	244.050
40	7.300	6.047	1	246.450
41	7.500	6.467	1	248.850
42	7.700	6.797	1	251.250
43	7.900	7.042	1	253.650
44	8.100	7.211	1	256.050
45	8.300	7.309	1	258.450
46	8.500	7.344	1	260.850
47	8.700	7.320	1	263.250
48	8.900	7.245	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	7.124	1	268.050
50	9.300	6.962	1	270.450
51	9.500	6.766	1	272.850
52	9.700	6.539	1	275.250
53	9.900	6.289	1	277.650
54	10.000	6.156	1	278.850
55	10.000	18.467	1	1103.250
56	10.200	17.631	1	1120.776
57	10.400	16.756	1	1138.301
58	10.600	15.855	1	1155.827
59	10.800	14.937	1	1173.353
60	11.000	14.013	1	1190.879
61	11.200	13.089	1	1208.404
62	11.400	12.174	1	1225.930
63	11.600	11.273	1	1243.456
64	11.800	10.391	1	1260.981
65	12.000	9.531	1	1278.507
66	12.200	8.698	1	1296.033
67	12.400	7.893	1	1313.559
68	12.600	7.119	1	1331.084
69	12.800	6.375	1	1348.610
70	13.000	5.663	1	1366.136
71	13.200	4.983	1	1383.661
72	13.400	4.333	1	1401.187
73	13.500	4.020	1	1409.950
74	13.500	13.399	1	2411.900
75	13.700	11.383	1	2441.880
76	13.900	9.459	1	2471.860
77	14.100	7.617	1	2501.840
78	14.300	5.847	1	2531.820
79	14.500	4.134	1	2561.800
80	14.700	2.463	1	2591.780
81	14.900	0.818	1	2621.760
82	15.000	0.000	1	2636.750

増し杭

杭・地盤データ ((2)杭)



・前面地盤状態

	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数(kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値(kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000 ~ 0.800	0.800	22054.22	0.00	158.85	168.45
2	0.800 ~ 2.500	1.700	22054.22	22054.22	168.45	188.85
3	2.500 ~ 6.500	4.000	44108.43	44108.43	250.04	371.45
4	6.500 ~ 10.000	3.500	22054.22	22054.22	236.85	278.85
5	10.000 ~ 13.500	3.500	66162.64	66162.64	551.63	704.98
6	13.500 ~ 15.000	1.500	220542.17	220542.17	1205.95	1318.38

・M - 関係

	深さ(m)	区間長(m)	Mc(kN.m) c(1/m)	My(kN.m) y(1/m)	Mu(kN.m) u(1/m)
1	0.000 ~ 15.000	15.000	199.5 0.0001531	478.1 0.0024926	764.7 0.0495803

杭頭仮想鉄筋コンクリート断面 My = 590.7 (kN.m)

杭地中部変位，断面力 (2)杭)

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
1	0.000	-0.0097991	-521.134	3	492.075
2	0.200	-0.0094731	-425.942	2	460.055
3	0.400	-0.0090657	-337.229	2	427.331
4	0.600	-0.0086061	-255.097	2	394.282
5	0.800	-0.0081218	-179.624	1	360.771
6	1.000	-0.0076295	-110.839	1	327.424
7	1.200	-0.0071338	-48.647	1	294.863
8	1.400	-0.0066366	7.253	1	264.494
9	1.600	-0.0061396	57.297	1	236.317
10	1.800	-0.0056444	101.925	1	210.329
11	2.000	-0.0051523	141.574	1	186.519
12	2.200	-0.0046645	176.677	1	164.871
13	2.400	-0.0041821	207.665	2	145.363
14	2.500	-0.0039438	221.749	2	136.403
15	2.700	-0.0034785	245.689	2	103.677
16	2.900	-0.0030338	263.488	2	74.970
17	3.100	-0.0026157	275.931	2	50.073
18	3.300	-0.0022289	283.754	2	28.728
19	3.500	-0.0018758	287.640	2	10.648
20	3.700	-0.0015576	288.211	2	-4.470
21	3.900	-0.0012746	286.029	2	-16.936
22	4.100	-0.0010256	281.593	2	-27.058
23	4.300	-0.0008094	275.342	2	-35.128
24	4.500	-0.0006242	267.659	2	-41.429
25	4.700	-0.0004675	258.871	2	-46.225
26	4.900	-0.0003362	249.254	2	-49.752
27	5.100	-0.0002277	239.040	2	-52.224
28	5.300	-0.0001382	228.422	2	-53.825
29	5.500	-0.0000644	217.558	2	-54.709
30	5.700	-0.0000026	206.579	2	-54.996
31	5.900	0.0000508	195.593	1	-54.779
32	6.100	0.0000980	184.697	1	-54.118
33	6.300	0.0001395	173.972	1	-53.067
34	6.500	0.0001756	163.493	1	-51.673
35	6.700	0.0002068	153.240	1	-50.828
36	6.900	0.0002332	143.170	1	-49.856
37	7.100	0.0002552	133.305	1	-48.777
38	7.300	0.0002732	123.665	1	-47.611
39	7.500	0.0002873	114.265	1	-46.373
40	7.700	0.0002980	105.119	1	-45.081
41	7.900	0.0003054	96.236	1	-43.749
42	8.100	0.0003098	87.621	1	-42.391
43	8.300	0.0003116	79.280	1	-41.020
44	8.500	0.0003109	71.213	1	-39.646
45	8.700	0.0003081	63.421	1	-38.280
46	8.900	0.0003033	55.900	1	-36.931
47	9.100	0.0002968	48.647	1	-35.607
48	9.300	0.0002888	41.655	1	-34.315

	深さ (m)	水平変位 (m)	曲げモーメント (kN.m)	杭体 状態	せん断力 (kN)
49	9.500	0.0002795	34.918	1	-33.062
50	9.700	0.0002691	28.428	1	-31.852
51	9.900	0.0002579	22.174	1	-30.689
52	10.000	0.0002520	19.134	1	-30.127
53	10.200	0.0002398	13.436	1	-26.873
54	10.400	0.0002272	8.374	1	-23.783
55	10.600	0.0002143	3.912	1	-20.861
56	10.800	0.0002013	0.018	1	-18.111
57	11.000	0.0001884	-3.344	1	-15.533
58	11.200	0.0001755	-6.207	1	-13.126
59	11.400	0.0001628	-8.605	1	-10.888
60	11.600	0.0001503	-10.573	1	-8.817
61	11.800	0.0001382	-12.143	1	-6.908
62	12.000	0.0001265	-13.347	1	-5.157
63	12.200	0.0001152	-14.216	1	-3.558
64	12.400	0.0001043	-14.780	1	-2.107
65	12.600	0.0000938	-15.068	1	-0.797
66	12.800	0.0000839	-15.108	1	0.379
67	13.000	0.0000743	-14.925	1	1.425
68	13.200	0.0000653	-14.546	1	2.348
69	13.400	0.0000567	-13.993	1	3.155
70	13.500	0.0000525	-13.660	1	3.516
71	13.700	0.0000446	-12.737	1	5.656
72	13.900	0.0000370	-11.420	1	7.453
73	14.100	0.0000297	-9.777	1	8.924
74	14.300	0.0000228	-7.871	1	10.082
75	14.500	0.0000161	-5.764	1	10.939
76	14.700	0.0000096	-3.515	1	11.506
77	14.900	0.0000032	-1.181	1	11.788
78	15.000	0.0000000	0.000	1	11.823

杭体状態： 1 : $M < M_c$, 2 : $M_c \leq M < M_y$
3 : $M_y \leq M < M_u$, 4 : $M_u = M$

前面地盤反力度 (2)杭

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
1	0.000	158.850	2	158.850
2	0.200	161.250	2	161.250
3	0.400	163.650	2	163.650
4	0.600	166.050	2	166.050
5	0.800	168.450	2	168.450
6	1.000	168.263	1	170.850
7	1.200	157.331	1	173.250
8	1.400	146.366	1	175.650
9	1.600	135.405	1	178.050
10	1.800	124.483	1	180.450
11	2.000	113.629	1	182.850
12	2.200	102.871	1	185.250
13	2.400	92.233	1	187.650
14	2.500	86.977	1	188.850
15	2.500	173.954	1	250.037
16	2.700	153.429	1	256.108
17	2.900	133.815	1	262.179
18	3.100	115.375	1	268.249
19	3.300	98.313	1	274.320
20	3.500	82.738	1	280.391
21	3.700	68.703	1	286.461
22	3.900	56.220	1	292.532
23	4.100	45.240	1	298.603
24	4.300	35.701	1	304.673
25	4.500	27.532	1	310.744
26	4.700	20.619	1	316.814
27	4.900	14.831	1	322.885
28	5.100	10.042	1	328.956
29	5.300	6.097	1	335.026
30	5.500	2.839	1	341.097
31	5.700	0.114	1	347.168
32	5.900	2.241	1	353.238
33	6.100	4.321	1	359.309
34	6.300	6.152	1	365.379
35	6.500	7.747	1	371.450
36	6.500	3.873	1	236.850
37	6.700	4.560	1	239.250
38	6.900	5.143	1	241.650
39	7.100	5.629	1	244.050
40	7.300	6.025	1	246.450
41	7.500	6.337	1	248.850
42	7.700	6.571	1	251.250
43	7.900	6.735	1	253.650
44	8.100	6.833	1	256.050
45	8.300	6.872	1	258.450
46	8.500	6.858	1	260.850
47	8.700	6.795	1	263.250
48	8.900	6.689	1	265.650

	深さ (m)	地盤反力度 (kN/m ²)	弾性=1 塑性=2	地盤反力度の 上限値(kN/m ²)
49	9.100	6.545	1	268.050
50	9.300	6.368	1	270.450
51	9.500	6.163	1	272.850
52	9.700	5.935	1	275.250
53	9.900	5.687	1	277.650
54	10.000	5.557	1	278.850
55	10.000	16.672	1	551.625
56	10.200	15.865	1	560.388
57	10.400	15.031	1	569.151
58	10.600	14.180	1	577.914
59	10.800	13.321	1	586.676
60	11.000	12.462	1	595.439
61	11.200	11.610	1	604.202
62	11.400	10.770	1	612.965
63	11.600	9.947	1	621.728
64	11.800	9.146	1	630.491
65	12.000	8.369	1	639.254
66	12.200	7.620	1	648.016
67	12.400	6.899	1	656.779
68	12.600	6.209	1	665.542
69	12.800	5.549	1	674.305
70	13.000	4.919	1	683.068
71	13.200	4.320	1	691.831
72	13.400	3.750	1	700.594
73	13.500	3.476	1	704.975
74	13.500	11.587	1	1205.950
75	13.700	9.828	1	1220.940
76	13.900	8.156	1	1235.930
77	14.100	6.560	1	1250.920
78	14.300	5.030	1	1265.910
79	14.500	3.554	1	1280.900
80	14.700	2.117	1	1295.890
81	14.900	0.703	1	1310.880
82	15.000	0.000	1	1318.375

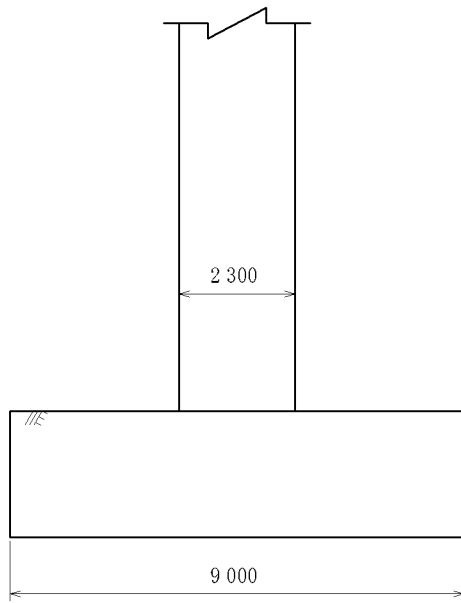
杭基礎のせん断耐力

増し杭

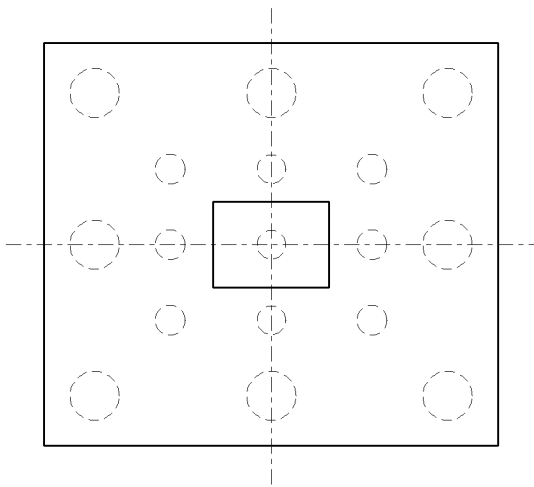
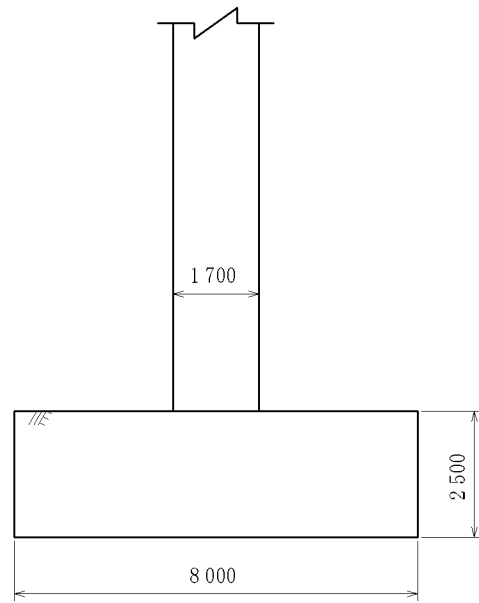
杭径	D	mm	1000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	Cc	—	1.0
部材幅	b	mm	886
部材高	h	mm	886
有効高	d	mm	758
有効高に関する補正係数	Ce	—	1.138
軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.461
軸方向引張鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	1.161
作用軸力（死荷重作用時）	N	kN	229.14
作用曲げモーメント（終局曲げモーメント）	M	kN.m	847.00
断面積	Ac	mm ²	0.7854×10^6
断面二次モーメント	Ic	mm ⁴	0.4909×10^{11}
図心より引張縁までの距離	y	mm	500
軸方向圧縮力に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	Mo	kN.m	28.64
軸方向圧縮力による補正係数	CN	—	1.034
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
コンクリートが負担するせん断耐力	Sc	kN	321.25
帯鉄筋の断面積	Aw	mm ²	3.972×10^2
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	sy	N/mm ²	295.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	Ss	kN	515.04
杭1本あたりのせん断耐力	Ps	kN	836.28
増し杭の総本数	n	本	8
増し杭のせん断耐力	Ps	kN	6690.27

8.5.2 形状寸法图

橋軸直角方向

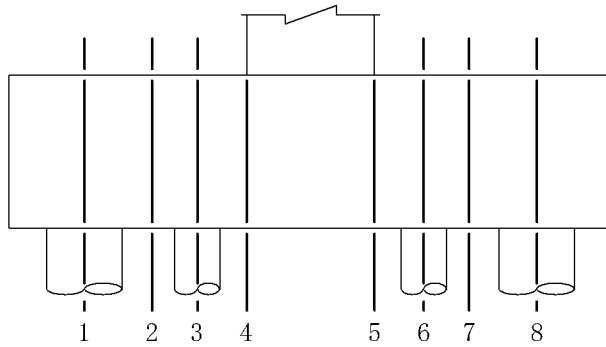


橋軸方向



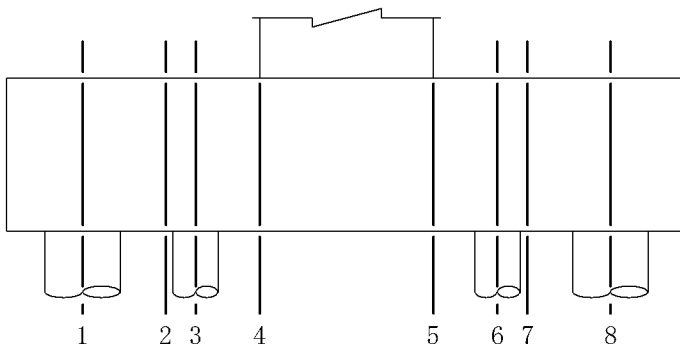
8.5.3 照査位置

橋軸方向



No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査
2	$h/2$: せん断照査
3	杭中心位置	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査
5	柱前面	: 曲げ照査
6	杭中心位置	: 曲げ照査
7	$h/2$: せん断照査
8	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査

橋軸直角方向



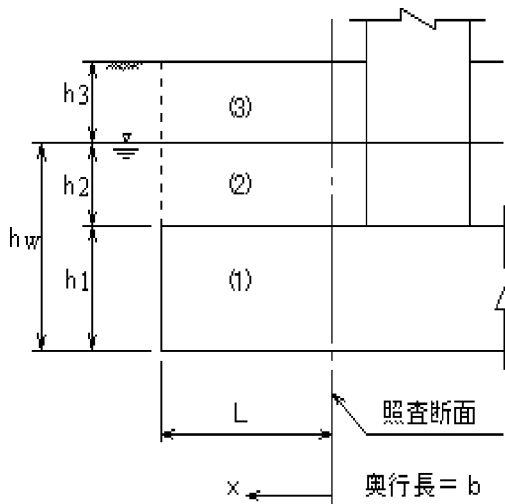
No	照査位置	: 照査対象
1	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査
2	$h/2$: せん断照査
3	杭中心位置	: 曲げ照査
4	柱前面	: 曲げ照査

No	照査位置	: 照査対象
5	柱前面	: 曲げ照査
6	杭中心位置	: 曲げ照査
7	$h/2$: せん断照査
8	杭中心位置	: 曲げ照査, せん断照査

8.5.4 断面力算出

(1)橋軸方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 9.000(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 = 24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 = 20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 = 19.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 = 10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

$$W1 = 551.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63

2) 照査位置 : L = 1.900(m) (h / 2)

$$W1 = 1047.38(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.950(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01

3) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

$$W1 = 1378.13(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.250(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1378.13	1722.66

4) 照査位置 : L = 3.150(m) (柱前面)

$$W1 = 1736.44(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.575(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89

5) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

$$W1 = 1736.44(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.575(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1736.44	2734.89

6) 照査位置 : L = 5.500(m) (杭中心)

$$W1 = 1378.13(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.250(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1378.13	1722.66

7) 照査位置 : L = 6.100(m) (h / 2)

$$W1 = 1047.38(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.950(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1047.38	995.01

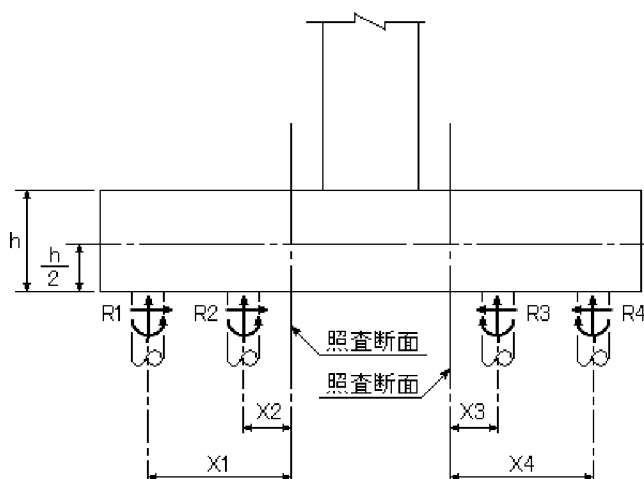
8) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

$$W1 = 551.25(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	551.25	275.63

b) 杭反力



(1) 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

$$Sp = (Vi)$$

(2) 照査位置における杭頭反力による曲げモーメント(kN · m)

杭鉛直反力 V_i による曲げモーメント

$$Mp1 = (Vi \cdot xi)$$

杭頭水平反力 H_i による曲げモーメント

$$Mp2 = (H_i) \cdot hg$$

杭頭モーメント Mt_i による曲げモーメント

$$Mp3 = (Mt_i)$$

$$Mp = Mp1 + Mp2 + Mp3$$

ここに、 V_i : i番目の杭の鉛直反力(kN)

H_i : i番目の杭の水平反力(kN)

Mt_i : i番目の杭頭モーメント(kN · m)

xi : i番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

hg : フーチング厚の1/2(m)

ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

$$hg = 1.250(\text{m})$$

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN · m)	Mp2 (kN · m)	Mp3 (kN · m)	Mp (kN · m)
-4755.26	0.000	0.00	1656.57	1292.84	2949.41

2) 照査位置 : L = 1.900(m) (h / 2)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
-4755.26	0.900	-4279.73	1656.57	1292.84	-1330.32

3) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	-4755.26	1.500	-7132.89	1656.57	1292.84	-4183.47
2	301.64	0.000	0.00	1079.92	905.56	1985.48
	-4453.62		-7132.89	2736.49	2198.40	-2198.00

4) 照査位置 : L = 3.150(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	-4755.26	2.150	-10223.81	1656.57	1292.84	-7274.39
2	301.64	0.650	196.07	1079.92	905.56	2181.54
	-4453.62		-10027.74	2736.49	2198.40	-5092.85

5) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	4447.64	0.650	2890.96	-1079.92	-905.56	905.49
2	6130.07	2.150	13179.66	-1722.98	-1374.04	10082.64
	10577.71		16070.62	-2802.90	-2279.60	10988.12

6) 照査位置 : L = 5.500(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	4447.64	0.000	0.00	-1079.92	-905.56	-1985.48
2	6130.07	1.500	9195.11	-1722.98	-1374.04	6098.09
	10577.71		9195.11	-2802.90	-2279.60	4112.61

7) 照査位置 : L = 6.100(m) (h / 2)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
6130.07	0.900	5517.07	-1722.98	-1374.04	2420.04

8) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
6130.07	0.000	0.00	-1722.98	-1374.04	-3097.02

c) 設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot Mo$$

$$Mo = \{ Mp - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

Mo : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

Mp : 杭頭反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面からWの重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = tc + 1.5d$ B

B : 底版全幅 = 9.000(m)

tc : 柱または壁の躯体幅 = 2.300(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
2949.41	275.63	297.09	9.000	2.390	1.000	297.09

2) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-2198.00	1722.66	-435.63	5.900	2.400	1.525	-664.52

3) 照査位置 : L = 3.150(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-5092.85	2734.89	-869.75	5.900	2.400	1.525	-1326.74

4) 照査位置 : L = 4.850(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
10988.12	2734.89	917.03	9.000	2.390	1.000	917.03

5) 照査位置 : L = 5.500(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
4112.61	1722.66	265.55	9.000	2.390	1.000	265.55

6) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-3097.02	275.63	-374.74	5.900	2.400	1.525	-571.64

設計せん断力

せん断照査に用いる設計せん断力は次のように求める。

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

$$S = S_o + S_h'$$

$$S_o = \{ S_p - W \} / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN)

S_p : 杭頭反力によるせん断力(kN)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

B : 底版全幅 = 9.000(m)

S_h' : 部材の有効高の変化の影響によるせん断力(kN)

ただし、せん断スパン比によるせん断耐力の補正を行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

(1)せん断力と曲げモーメントの符号が同じとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(+\gamma)$$

(2)せん断力と曲げモーメントの符号が異なるとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(-\gamma)$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(kN.m/m)

d : 底版の有効高(m)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

a : せん断スパン(m)

下側引張 a = L = |M' / S'|

上側引張 a = L + L'

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる曲げモーメント(kN.m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じるせん断力(kN)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-4755.26	551.25	-589.61	297.09	2.400	3.000	0.00	-589.61

2) 照査位置 : L = 1.900(m) (h / 2)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-4755.26	1047.38	-644.74	-258.37	2.400	3.000	0.00	-644.74

3) 照査位置 : L = 6.100(m) (h / 2)

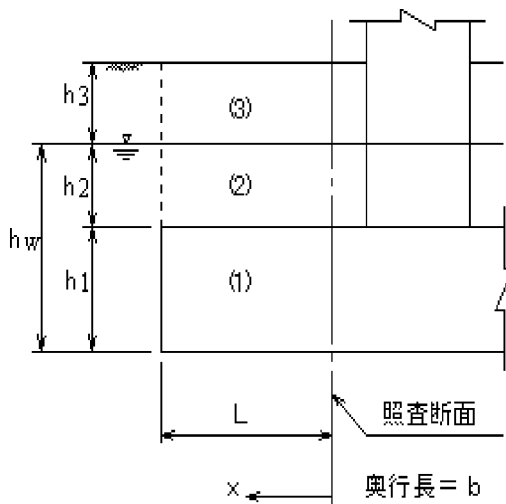
Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
6130.07	1047.38	564.74	158.34	2.390	2.150	0.00	564.74

4) 照査位置 : L = 7.000(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
6130.07	551.25	619.87	-374.74	2.390	2.150	0.00	619.87

(2)橋軸直角方向

a)フーチング自重および上載土重量



(1)フーチング

$$W1 = L \cdot h1 \cdot b \cdot c$$

$$x1 = L / 2$$

(2)水位より下の上載土

$$W2 = L \cdot h2 \cdot b \cdot sat$$

$$x2 = L / 2$$

(3)水位より上の上載土

$$W3 = L \cdot h3 \cdot b \cdot t$$

$$x3 = L / 2$$

(4)浮力

$$W4 = -L \cdot hw' \cdot b \cdot w$$

$$x4 = L / 2$$

ここに、b : 奥行き長 = 8.000(m)

h1 : フーチング厚 = 2.500(m)

c : フーチング単位重量 =24.50(kN/m³)

sat : 上載土の飽和重量 =20.00(kN/m³)

t : 上載土の湿潤重量 =19.00(kN/m³)

hw' : (h1 + h2)とhwのうち小さい方の値(m)

w : 水の単位重量 =10.00(kN/m³)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

$$W1 = 490.00(kN)$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(m)$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W・x) (kN・m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	490.00	245.00

2) 照査位置 : L = 2.100(m) (h / 2)

$$W1 = 1029.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.050(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1029.00	1080.45

3) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

$$W1 = 1225.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.250(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1225.00	1531.25

4) 照査位置 : L = 3.350(m) (柱前面)

$$W1 = 1641.50(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.675(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1641.50	2749.51

5) 照査位置 : L = 5.650(m) (柱前面)

$$W1 = 1641.50(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.675(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1641.50	2749.51

6) 照査位置 : L = 6.500(m) (杭中心)

$$W1 = 1225.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.250(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1225.00	1531.25

7) 照査位置 : L = 6.900(m) (h / 2)

$$W1 = 1029.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 1.050(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN · m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	1029.00	1080.45

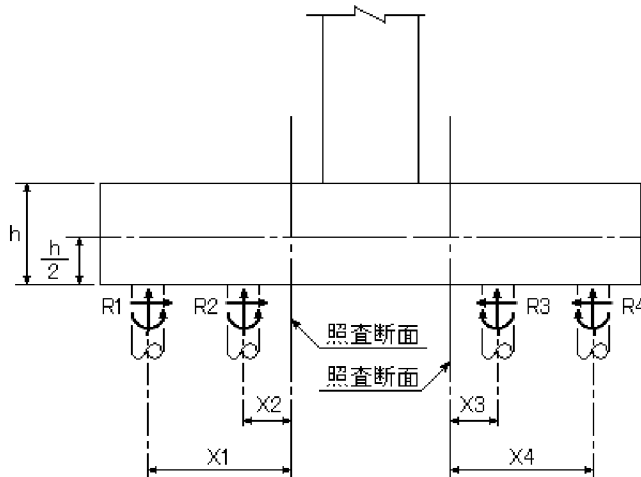
8) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

$$W1 = 490.00(\text{kN})$$

$$x1 = x2 = x3 = x4 = 0.500(\text{m})$$

h2 (m)	h3 (m)	hw (m)	W2 (kN)	W3 (kN)	W4 (kN)	W (kN)	(W · x) (kN.m)
0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	490.00	245.00

b) 杭反力



(1) 照査位置における杭鉛直反力によるせん断力(kN)

$$Sp = (Vi)$$

(2) 照査位置における杭頭反力による曲げモーメント(kN.m)

杭鉛直反力Viによる曲げモーメント

$$Mp1 = (Vi \cdot xi)$$

杭頭水平反力Hiによる曲げモーメント

$$Mp2 = (Hi) \cdot hg$$

杭頭モーメントMtiによる曲げモーメント

$$Mp3 = (Mti)$$

$$Mp = Mp1 + Mp2 + Mp3$$

ここに、Vi : i番目の杭の鉛直反力(kN)

Hi : i番目の杭の水平反力(kN)

Mti : i番目の杭頭モーメント(kN.m)

xi : i番目の杭中心から照査位置までの距離(m)

hg : フーチング厚の1/2(m)

ただし、テーパ付きの場合、断面下縁から図心位置までの高さとする

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

$$hg = 1.250(\text{m})$$

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
-5294.47	0.000	0.00	1845.28	1563.40	3408.68

2) 照査位置 : L = 2.100(m) (h / 2)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
-5294.47	1.100	-5823.92	1845.28	1563.40	-2415.23

3) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	-5294.47	1.500	-7941.70	1845.28	1563.40	-4533.02
2	-229.22	0.000	0.00	1228.92	1147.49	2376.40
	-5523.69		-7941.70	3074.20	2710.89	-2156.62

4) 照査位置 : L = 3.350(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	-5294.47	2.350	-12442.00	1845.28	1563.40	-9033.32
2	-229.22	0.850	-194.83	1228.92	1147.49	2181.57
	-5523.69		-12636.84	3074.20	2710.89	-6851.75

5) 照査位置 : L = 5.650(m) (柱前面)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	4978.49	0.850	4231.72	-1228.92	-1147.49	1855.32
2	6669.28	2.350	15672.81	-1927.72	-1674.24	12070.86
	11647.78		19904.53	-3156.64	-2821.72	13926.18

6) 照査位置 : L = 6.500(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

杭列	Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
1	4978.49	0.000	0.00	-1228.92	-1147.49	-2376.40
2	6669.28	1.500	10003.92	-1927.72	-1674.24	6401.97
	11647.78		10003.92	-3156.64	-2821.72	4025.57

7) 照査位置 : L = 6.900(m) (h / 2)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
6669.28	1.100	7336.21	-1927.72	-1674.24	3734.26

8) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

hg = 1.250(m)

Sp (kN)	x (m)	Mp1 (kN.m)	Mp2 (kN.m)	Mp3 (kN.m)	Mp (kN.m)
6669.28	0.000	0.00	-1927.72	-1674.24	-3601.95

c) 設計断面力

設計曲げモーメント

曲げに対する照査は単位幅(1m)あたりの計算を行う。

よって、有効幅の換算係数 α により、有効幅1mあたりに換算して設計曲げモーメントを求める。

$$M = \alpha \cdot Mo$$

$$Mo = \{ Mp - (W \cdot x) \} / B$$

ここに、M : 設計曲げモーメント(kN.m/m)

α : 有効幅の換算係数

$$\alpha = \frac{B \text{ (底版全幅)}}{b \text{ (有効幅)}}$$

Mo : 作用曲げモーメント(kN.m/m)

Mp : 杭頭反力による曲げモーメント(kN.m)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

x : 照査断面からWの重心位置までの距離(m)

b : 有効幅(m)

下側引張 $b = B$

上側引張 $b = tc + 1.5d$ B

B : 底版全幅 = 8.000(m)

tc : 柱または壁の躯体幅 = 1.700(m)

d : 底版の有効高(m)

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
3408.68	245.00	395.46	8.000	2.390	1.000	395.46

2) 照査位置 : L = 2.500(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-2156.62	1531.25	-460.98	5.300	2.400	1.509	-695.82

3) 照査位置 : L = 3.350(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-6851.75	2749.51	-1200.16	5.300	2.400	1.509	-1811.56

4) 照査位置 : L = 5.650(m) (柱前面)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
13926.18	2749.51	1397.08	8.000	2.390	1.000	1397.08

5) 照査位置 : L = 6.500(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
4025.57	1531.25	311.79	8.000	2.390	1.000	311.79

6) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

Mp (kN.m)	Wx (kN.m)	Mo (kN.m/m)	b (m)	d (m)		M (kN.m/m)
-3601.95	245.00	-480.87	5.300	2.400	1.509	-725.84

設計せん断力

せん断照査に用いる設計せん断力は次のように求める。

ただし、杭中心位置でのせん断力は、杭鉛直反力を含んだ場合と含まない場合とで絶対値の大きい方とする。

$$S = S_o + S_h'$$

$$S_o = \{ S_p - W \} / B$$

ここに、S : 設計せん断力(kN)

S_p : 杭頭反力によるせん断力(kN)

W : 底版自重, 上載土重量, および浮力(kN)

B : 底版全幅 = 8.000(m)

S_h' : 部材の有効高の変化の影響によるせん断力(kN)

ただし、せん断スパン比によるせん断耐力の補正を行う場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮しない。

(1)せん断力と曲げモーメントの符号が同じとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(+\gamma)$$

(2)せん断力と曲げモーメントの符号が異なるとき

$$S_h' = - \frac{|M|}{d} \cdot \tan(-\gamma)$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(kN.m/m)

d : 底版の有効高(m)

: 引張鋼材が部材軸方向となす角度(度)

a : せん断スパン(m)

下側引張 a = L = |M' / S'|

上側引張 a = L + L'

M' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じる曲げモーメント(kN.m)

S' : 照査断面とそれより外側の杭鉛直反力により柱あるいは壁前面に生じるせん断力(kN)

L' : 計算方向の柱幅の1/2と柱あるいは壁前面における有効高のうち小さい方の値

1) 照査位置 : L = 1.000(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-5294.47	490.00	-723.06	395.46	2.400	3.500	0.00	-723.06

2) 照査位置 : L = 2.100(m) (h / 2)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
-5294.47	1029.00	-790.43	-436.96	2.400	3.500	0.00	-790.43

3) 照査位置 : L = 6.900(m) (h / 2)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
6669.28	1029.00	705.04	331.73	2.390	2.350	0.00	705.04

4) 照査位置 : L = 8.000(m) (杭中心)

Sp (kN)	W (kN)	So (kN/m)	M (kN.m/m)	d (m)	a (m)	Sh' (kN/m)	S (kN/m)
6669.28	490.00	772.41	-480.87	2.390	2.350	0.00	772.41

8.5.5 液状化無視・地震動タイプII・浮力無視

・曲げに対する照査

(1) 橋軸方向

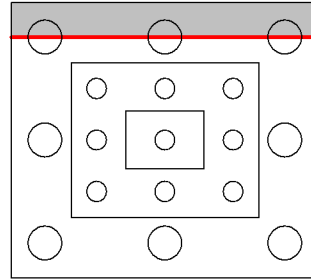
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.000(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 2.150(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 1.000 0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-30.63 0.00
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	0.00 -191.44 -152.67
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	—	1.525
曲げモーメント $M = \gamma \cdot Mo$	kN.m/m	-571.64

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	2500.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	2400
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	63.773×10^2
判定	M	My
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	OK
		472.600×10^2

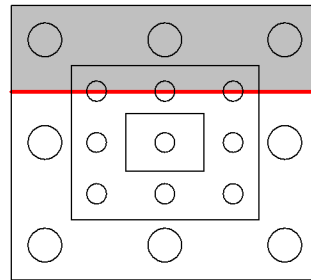
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 2.500(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.650(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 2.500 0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-191.41 0.00
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	1021.68 -311.43 -253.29
合計	Mo	kN.m/m
有効高	d	mm
有効幅の換算係数	—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m
		265.55

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0
部材高	h(mm)	2500.0
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)
	1	2390
	2	26.172 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00
判定	M	My
		OK
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²

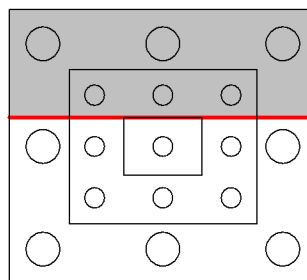
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 3.150(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	3.150
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	9.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	2.500
底版下面からの水位高さ	0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-303.88		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	1785.62		
杭頭水平反力	kN.m/m	-311.43		
杭頭モーメント	kN.m/m	-253.29		
合計	Mo	kN.m/m	917.03	
有効高	d	mm	2390.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	917.03

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	16.655 × 10 ²
			2	2390	26.172 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²			

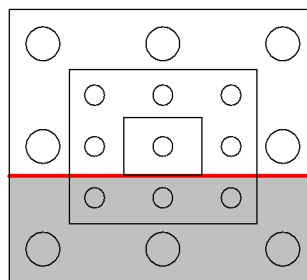
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 4.850(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 3.150 0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-303.88		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	-1114.19		
杭頭水平反力	kN.m/m	304.05		
杭頭モーメント	kN.m/m	244.27		
合計	Mo	kN.m/m	-869.75	
有効高	d	mm	2400.0	
有効幅の換算係数	—		1.525	
曲げモーメント	M=	・ Mo	kN.m/m	-1326.74

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2400	38.913 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-2599.77			
判定	M	My	OK		
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	472.600 × 10 ²			

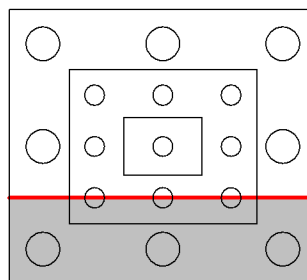
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 5.500(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.650(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 2.500 0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-191.41 0.00		
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00		
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	-792.54 304.05 244.27		
合計	Mo	kN.m/m	-435.63	
有効高	d	mm	2400.0	
有効幅の換算係数	—		1.525	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-664.52

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2400	63.773 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-4193.74			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	472.600 × 10 ²			

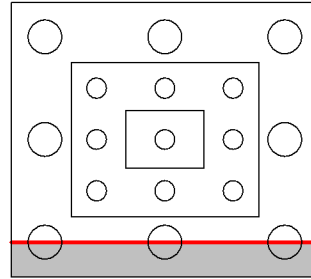
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 2.150(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 1.000 0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-30.63		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	184.06		
杭頭モーメント	kN.m/m	143.65		
合計	Mo	kN.m/m	297.09	
有効高	d	mm	2390.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	297.09

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	42.827 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²			

(2) 橋軸直角方向

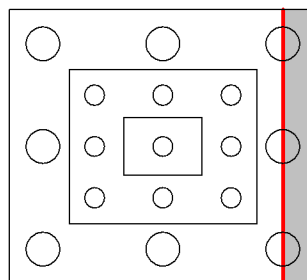
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.000(m)

柱前面からの距離 L2 = 2.350(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	1.000
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	8.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	2.500
底版下面からの水位高さ	0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-30.63		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	0.00		
杭頭水平反力	kN.m/m	-240.96		
杭頭モーメント	kN.m/m	-209.28		
合計	Mo	kN.m/m	-480.87	
有効高	d	mm	2400.0	
有効幅の換算係数	—		1.509	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-725.84

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2400	63.773 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-4193.74			
判定		M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	472.600 × 10 ²			

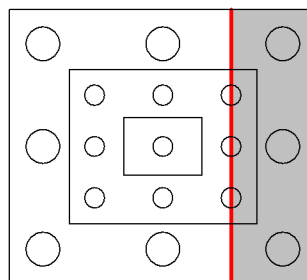
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 2.500(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.850(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	2.500
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	8.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	2.500
底版下面からの水位高さ	0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-191.41		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	1250.49		
杭頭水平反力	kN.m/m	-394.58		
杭頭モーメント	kN.m/m	-352.72		
合計	Mo	kN.m/m	311.79	
有効高	d	mm	2390.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	311.79

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	18.737 × 10 ²
			2	2390	24.090 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²			

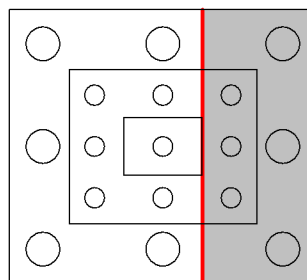
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 3.350(m)

柱前面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 3.350 0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-343.69		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	2488.07		
杭頭水平反力	kN.m/m	-394.58		
杭頭モーメント	kN.m/m	-352.72		
合計	Mo	kN.m/m	1397.08	
有効高	d	mm	2390.0	
有効幅の換算係数	—		1.000	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	1397.08

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0		
部材高	h(mm)	2500.0		
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1 2390	18.737 × 10 ² 24.090 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00		
判定	M	My	OK	
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²		

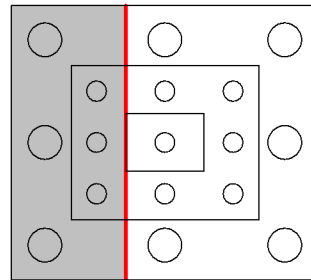
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 5.650(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.000(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 3.350 0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重	kN.m/m	-343.69		
上載土砂	kN.m/m	0.00		
底版に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
上載土砂に作用する浮力	kN.m/m	0.00		
杭頭鉛直反力	kN.m/m	-1579.60		
杭頭水平反力	kN.m/m	384.27		
杭頭モーメント	kN.m/m	338.86		
合計	Mo	kN.m/m	-1200.16	
有効高	d	mm	2400.0	
有効幅の換算係数	—		1.509	
曲げモーメント	M=	・Mo	kN.m/m	-1811.56

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2400	43.318 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-2885.08			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	472.600 × 10 ²			

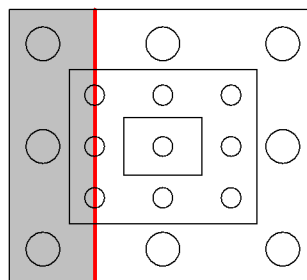
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.500(m)

柱背面からの距離 L2 = 0.850(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 2.500 0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-191.41 0.00		
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00		
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	-992.71 384.27 338.86		
合計	Mo	kN.m/m	-460.98	
有効高	d	mm	2400.0	
有効幅の換算係数	—		1.509	
曲げモーメント	M=	Mo	kN.m/m	-695.82

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2400	63.773 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	-4193.74			
判定	M	My	OK		
1/2鈎合鉄筋量	(mm ²)	472.600 × 10 ²			

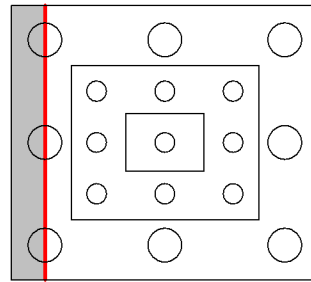
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 8.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 2.350(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置及び形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ 奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 1.000 0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



作用曲げモーメント

底版自重 上載土砂	kN.m/m kN.m/m	-30.63 0.00
底版に作用する浮力 上載土砂に作用する浮力	kN.m/m kN.m/m	0.00 0.00
杭頭鉛直反力 杭頭水平反力 杭頭モーメント	kN.m/m kN.m/m kN.m/m	0.00 230.66 195.43
合計	Mo	kN.m/m 395.46
有効高	d	mm 2390.0
有効幅の換算係数	—	1.000
曲げモーメント	M= · Mo	kN.m/m 395.46

曲げ耐力

部材幅	b(mm)	1000.0			
部材高	h(mm)	2500.0			
鉄筋	位置(mm)	鉄筋量(mm ²)	1	2390	42.827 × 10 ²
降伏曲げモーメント	My(kN.m/m)	2841.00			
判定	M	My	OK		
1/2釣合鉄筋量	(mm ²)	470.631 × 10 ²			

・せん断に対する照査

(1) 橋軸方向

はりとしての照査

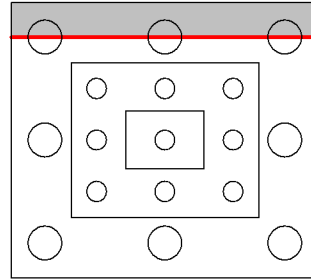
照査位置 押込側底版先端からの距離 $L = 1.000(m)$

柱前面からの距離 $L2 = 2.150(m)$

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-61.25	-30.63
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	681.12	0.00
杭頭水平反力	—	-191.44
杭頭モーメント	—	-152.67
$-M/d \cdot \tan()$	0.00	—
合計	619.87	-374.74

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0	
部材高		h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2390.0	
	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	—	0.791	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.179	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.858	
	せん断スパン	a	mm	2150.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	4.482	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	2547.24	
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2390.0	
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²	
	間隔	s	mm	300.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.360	
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	292.09	
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		kN	2839.33
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

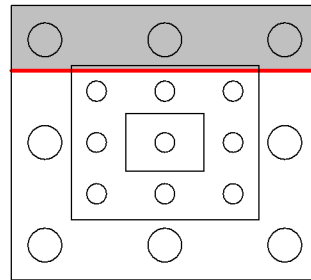
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.900(m)

柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.900
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-116.38	-110.56
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	681.12	613.01
杭頭水平反力	—	-191.44
杭頭モーメント	—	-152.67
-M/d · tan()	0.00	—
合計	564.74	158.34

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2390.0
	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	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.179
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.858
	せん断スパン	a	mm	2150.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	4.482
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	2547.24
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2390.0
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	300.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.360
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	292.09
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2839.33
判定 (S Ps)			S	Ps OK

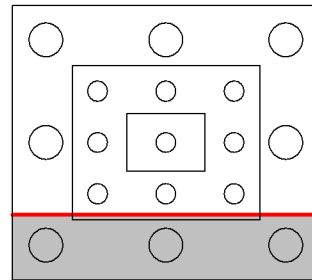
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.100(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.900
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-116.38	-110.56
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-528.36	-475.53
杭頭水平反力	—	184.06
杭頭モーメント	—	143.65
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-644.74	-258.37

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0		
部材高	h	mm	2500.0		
コンクリート	有効高	d	mm	2400.0	
	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	—	0.790	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.266	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.966	
	せん断スパン	a	mm	3000.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	3.250	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	2082.77	
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	900.0	
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²	
	間隔	s	mm	300.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.500	
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	152.84	
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2235.61	
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

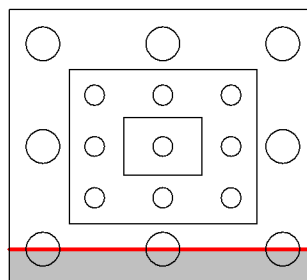
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 7.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 2.150(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 9.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-61.25	-30.63
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-528.36	0.00
杭頭水平反力	—	184.06
杭頭モーメント	—	143.65
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-589.61	297.09

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2400.0
	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	—	0.790
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.266
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.966
	せん断スパン	a	mm	3000.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	3.250
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	2082.77
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2400.0
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	300.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.500
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	407.56
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2490.33
判定 (S Ps)			S	Ps OK

(2) 橋軸直角方向

はりとしての照査

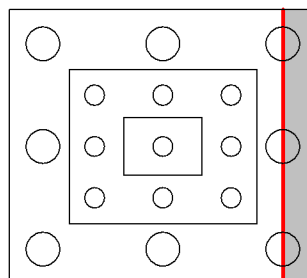
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 1.000(m)

柱前面からの距離 L2 = 2.350(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-61.25	-30.63
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	833.66	0.00
杭頭水平反力	—	-240.96
杭頭モーメント	—	-209.28
-M/d · tan()	0.00	—
合計	772.41	-480.87

せん断耐力

部材幅		b	mm	1000.0	
部材高		h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2390.0	
	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	—	0.791	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.179	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.858	
	せん断スパン	a	mm	2350.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	4.080	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	2318.96	
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2390.0	
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²	
	間隔	s	mm	300.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.393	
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	319.26	
せん断耐力合計		Ps = Sc + Ss		kN	2638.22
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

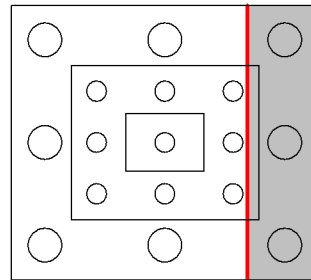
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 2.100(m)

柱前面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱前面は押込側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 2.100
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-128.62	-135.06
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	833.66	917.03
杭頭水平反力	—	-240.96
杭頭モーメント	—	-209.28
-M/d · tan()	0.00	—
合計	705.04	331.73

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2390.0
	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	—	0.791
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.179
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.858
	せん断スパン	a	mm	2350.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	4.080
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	2318.96
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2390.0
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	300.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.393
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	319.26
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2638.22
判定 (S Ps)			S	Ps OK

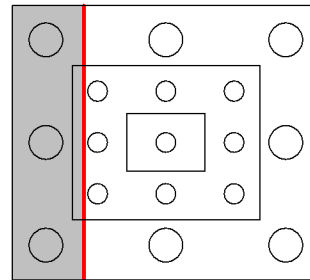
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 6.900(m)

柱背面からの距離 L2 = 1.250(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ	2.500
照査位置高さ	2.500
テーパ部長さ	0.000
水平部長さ	2.100
奥行き方向テーパ部長さ1	0.000
水平部長さ	8.000
テーパ部長さ2	0.000
底版下面からの上載土砂高さ	2.500
底版下面からの水位高さ	0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-128.63	-135.06
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-661.81	-727.99
杭頭水平反力	—	230.66
杭頭モーメント	—	195.43
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-790.43	-436.96

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0	
部材高	h	mm	2500.0	
コンクリート	有効高	d	mm	2400.0
	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	—	0.790
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.266
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.966
	せん断スパン	a	mm	3500.0
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	2.625
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350
	負担するせん断力	Sc	kN	1682.24
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	900.0
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²
	間隔	s	mm	300.0
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.583
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00
	負担するせん断耐力	Ss	kN	178.31
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	1860.55
判定 (S Ps)			S Ps	OK

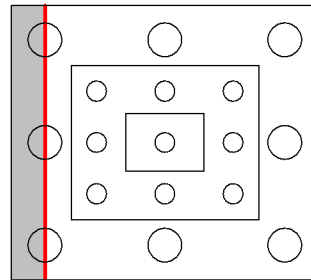
照査位置 押込側底版先端からの距離 L = 8.000(m)

柱背面からの距離 L2 = 2.350(m)

柱背面は引抜側の柱付け根を表す

照査位置形状 (m)

先端高さ 照査位置高さ	2.500 2.500
テーパ部長さ 水平部長さ	0.000 1.000
奥行き方向テーパ部長さ1 水平部長さ テーパ部長さ2	0.000 8.000 0.000
底版下面からの上載土砂高さ 底版下面からの水位高さ	2.500 0.000



せん断力

	せん断力 (kN/m)	曲げモーメント (kN.m/m)
底版自重	-61.25	-30.63
上載土砂	0.00	0.00
底版に作用する浮力	0.00	0.00
上載土砂に作用する浮力	0.00	0.00
杭頭鉛直反力	-661.81	0.00
杭頭水平反力	—	230.66
杭頭モーメント	—	195.43
-M/d · tan()	0.00	—
合計	-723.06	395.46

せん断耐力

部材幅	b	mm	1000.0		
部材高	h	mm	2500.0		
コンクリート	有効高	d	mm	2400.0	
	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	—	0.790	
	軸方向引張鉄筋比	pt	%	0.266	
	引張主鉄筋比に関する補正係数	Cpt	—	0.966	
	せん断スパン	a	mm	3500.0	
	せん断スパン比による割増係数	Cdc	—	2.625	
	平均せん断応力度	c	N/mm ²	0.350	
	負担するせん断力	Sc	kN	1682.24	
斜引張鉄筋	有効高	d	mm	2400.0	
	使用鉄筋量	Aw	mm ²	3.972 × 10 ²	
	間隔	s	mm	300.0	
	せん断スパン比による低減係数	Cds	—	0.583	
	降伏点	sy	N/mm ²	295.00	
	負担するせん断耐力	Ss	kN	475.49	
せん断耐力合計	Ps = Sc + Ss		kN	2157.73	
判定 (S Ps)			S	Ps	OK

8.6 予備計算

8.6.1 M -

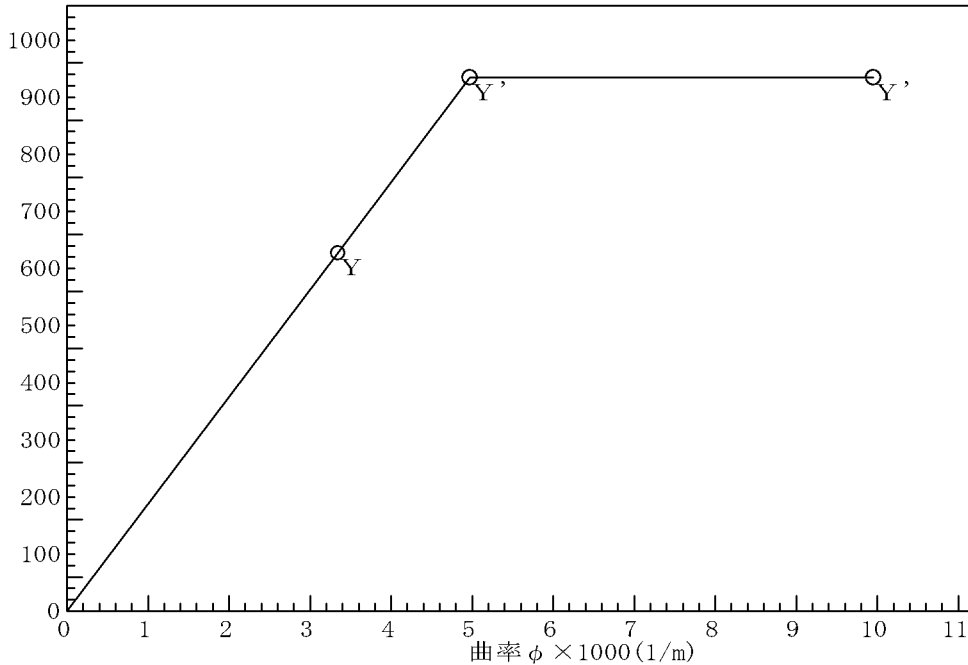
既設杭

鋼管径 = 600.0 (mm) 外側錆代 = 2.0 (mm) 内側錆代 = 0.0 (mm)

(1) 区間1 (区間長15.000(m) : 杭頭 ~ 15.000)

鋼管厚 $t = 14.0$ (mm) 降伏応力度 $y = 235.00$ (N/mm²)

曲げモーメント (kN・m)



・ 死荷重時軸力 (軸力 $N = 791.5$ (kN))

降伏モーメント $M_y = 627.2$ (kN・m) 曲率 $y = 0.0033397$ (1/m)

全塑性モーメント $M_p = 934.3$ (kN・m) 曲率 $y' = 0.0049748$ (1/m)

増し杭

杭外径 $D = 1000.0$ (mm) コンクリートの設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)

降伏応力度 主鉄筋 = 295.00 (N/mm²) 帯鉄筋 = 295.00 (N/mm²)

主鉄筋かぶり 1段目 = 15.0 (cm)

コンクリート断面の断面方向分割数 = 50 鉄筋の扱い = 帯状に換算する

杭頭補強鉄筋

仮想RC断面直径 $D_o = 1200.00$ (mm) 内径 $R_o = 0.00$ (mm)

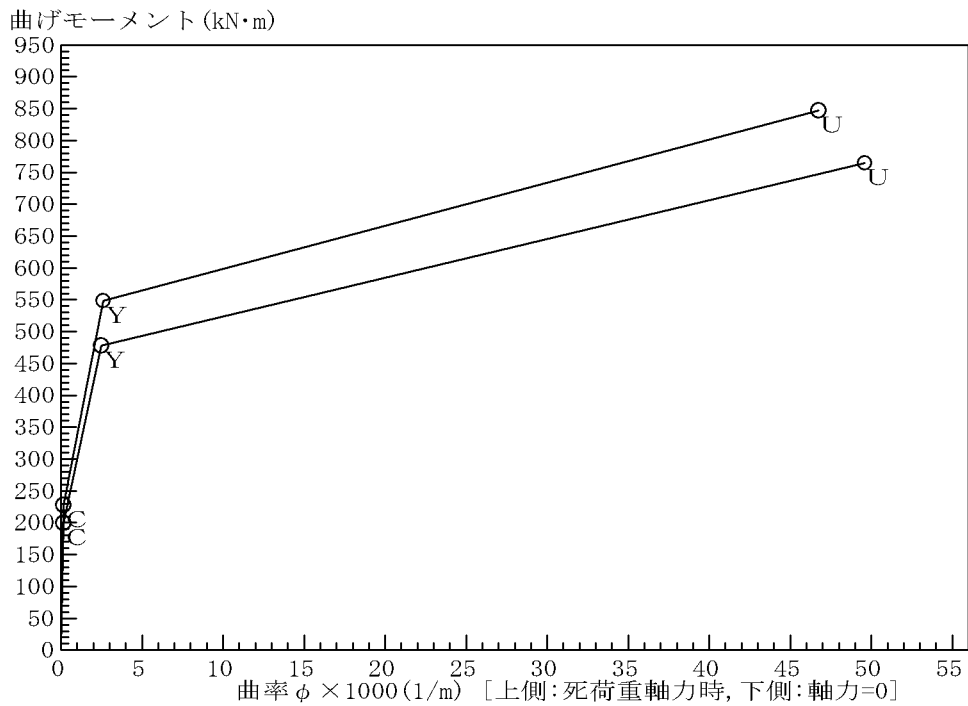
降伏応力度 $s_y = 295.00$ (N/mm²) 底版コンクリートの設計基準強度 $ck = 24.00$ (N/mm²)

No	径(mm)	本数	かぶり(mm)
1	D22	16	250

(1) 区間1 (区間長15.000(m) : 杭頭 ~ 15.000)

主鉄筋 1段目 = D22-16本

横拘束筋 断面積 $A_h = 1.986$ (cm²) 間隔 $s = 15.0$ (cm) 有効長 $d = 70.0$ (cm)



・ 死荷重時軸力 (軸力 $N = 229.1$ (kN))

ひび割れモーメント $M_c = 228.1$ (kN.m) 曲率 $c = 0.0001750$ (1/m)
 降伏モーメント $M_y = 548.5$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0025908$ (1/m)
 終局モーメント $M_u = 847.0$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0467458$ (1/m)
 杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏モーメント $M_y = 681.8$ (kN.m)

・ 軸力 = 0.0時

ひび割れモーメント $M_c = 199.5$ (kN.m) 曲率 $c = 0.0001531$ (1/m)
 降伏モーメント $M_y = 478.1$ (kN.m) 曲率 $y = 0.0024926$ (1/m)
 終局モーメント $M_u = 764.7$ (kN.m) 曲率 $u = 0.0495803$ (1/m)
 杭頭仮想鉄筋コンクリート断面の降伏モーメント $M_y = 590.7$ (kN.m)

8.6.2 水平方向地盤反力係数

$$kHE = k \cdot k \cdot kH$$

ここに、kHE : レベル2地震時照査に用いる水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤 $k = 0.66667$

粘性土地盤 $k = 0.66667$

k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

砂質地盤 $k = 1.5$

粘性土地盤 $k = 1.5$

kH : 地震時の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

既設杭

杭外径 $D = 0.6000$ (m)

杭体ヤング係数 $E = 20.00 \times 10^7$ (kN/m²)

杭体断面二次モーメント $I = 0.000938994$ (m⁴)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot Eo = \frac{\sum (\alpha \cdot Eoi \cdot Li)}{1/\beta}$$

杭の換算載荷幅 $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot Eo$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.343878 (m⁻¹)

水平抵抗に関する地盤の深さ 1/ = 2.9080 (m)

1/ の範囲の平均 $\cdot Eo = 15964.7$ (kN/m²)

杭の換算載荷幅 BH = 1.3209 (m)

kHo = 53215.6 (kN/m³)

地震時BH算出時の $\cdot Eo$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\cdot Eo$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)
			常時	地震時		
1	粘性土	2.500	14000	28000	30705.574	30705.728
2	砂質土	4.000	28000	56000	61411.148	61411.455
3	粘性土	3.500	14000	28000	30705.574	30705.728
4	砂質土	3.500	42000	84000	92116.721	92117.179
5	砂質土	1.500	140000	280000	307055.738	307057.285

耐震設計上の地盤面：第1層上面（液状化無視時）

増し杭

杭外径 $D = 1.0000$ (m)
 杭体ヤング係数 $E = 2.50 \times 10^7$ (kN/m²)
 杭体断面二次モーメント $I = 0.049087387$ (m⁴)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum (\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta}$$

杭の換算載荷幅 $BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$kH = kH_o \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}}$$

杭の特性値(換算載荷幅算出) = 0.237116 (m⁻¹)
 水平抵抗に関する地盤の深さ $1/\beta = 4.2173$ (m)
 $1/\beta$ の範囲の平均 $\cdot E_o = 19700.9$ (kN/m²)
 杭の換算載荷幅 $BH = 2.0536$ (m)
 $kH_o = 65669.6$ (kN/m³)

地震時BH算出時の $\cdot E_o$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\cdot E_o$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)
			常時	地震時		
1	粘性土	2.500	14000	28000	22054.106	22054.216
2	砂質土	4.000	28000	56000	44108.212	44108.431
3	粘性土	3.500	14000	28000	22054.106	22054.216
4	砂質土	3.500	42000	84000	66162.317	66162.643
5	砂質土	1.500	140000	280000	220541.058	220542.165

耐震設計上の地盤面：第1層上面（液状化無視時）

8.6.3 地盤反力度の上限値

1. 受働土圧

$$p_{Epi} = K_{Ep} \cdot \{ \sum \gamma_i \cdot h_i + q \} + 2 \cdot c_i \cdot \sqrt{K_{Epi}}$$

$$K_{Epi} = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta_{Ei} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta_{Ei}) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta_{Ei}}} \right]^2}$$

ここに、 p_{Ep} : 受働土圧強度(kN/m²)

K_{Ep} : 受働土圧係数

: 土の単位重量(kN/m³)で水位下では水中の単位重量を用いる。

h : 層厚(m)

q : 上載荷重 = 45.90(kN/m²)

c : 土の粘着力(kN/m²)

: 土のせん断抵抗角(°)

E : 壁面摩擦角(°) = - /6

水位高 = -2.700(m)

	標高 (m)	h (m)	c (kN/m ²)	(°)	E (°)	K_{Ep}	(kN/m ³)	$\cdot h+q$ (kN/m ²)	p_{Ep} (kN/m ²)
1	-2.700 -5.200	2.500	30.00	0.00	0.00	1.000	8.00	45.90 65.90	105.90 125.90
2	-5.200 -9.200	4.000	0.00	27.00	-4.50	3.035	8.00	65.90 97.90	200.03 297.16
3	-9.200 -12.700	3.500	30.00	0.00	0.00	1.000	8.00	97.90 125.90	157.90 185.90
4	-12.700 -16.200	3.500	0.00	30.00	-5.00	3.505	10.00	125.90 160.90	441.30 563.98
5	-16.200 -17.700	1.500	0.00	40.00	-6.67	5.996	10.00	160.90 175.90	964.76 1054.70

2. 水平地盤反力度の上限値

$$p_{Hu} = \eta_p \cdot \alpha_p \cdot p_{Ep}$$

ここに、 p_{Hu} : 水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

砂質地盤 $p = 3.0$

粘性土地盤 $p = 1.5$ ただし、N²では $p = 1.0$ とする。

p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数

粘性土地盤 $p = 1.0$

砂質地盤 $p \cdot p = \text{荷重載荷直角方向の杭中心間隔} / \text{杭径} (p)$

ただし、砂質地盤における最前列以外の杭の水平地盤反力度の上限値は最前列の1/2を用いる。

・ 既設杭

・ 橋軸方向

	層種	平均 N値	$p \cdot p$	p_{Hu} (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	5.0	1.500	158.85 188.85	158.85 188.85
2	上端 下端	砂質	10.0	3.000	600.09 891.48	300.05 445.74

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
3	上端 下端	粘性	5.0	1.500	236.85 278.85	236.85 278.85
4	上端 下端	砂質	15.0	3.000	1323.90 1691.94	661.95 845.97
5	上端 下端	砂質	50.0	3.000	2894.28 3164.10	1447.14 1582.05

・ 橋軸直角方向

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	5.0	1.500	158.85 188.85	158.85 188.85
2	上端 下端	砂質	10.0	2.500	500.07 742.90	250.04 371.45
3	上端 下端	粘性	5.0	1.500	236.85 278.85	236.85 278.85
4	上端 下端	砂質	15.0	2.500	1103.25 1409.95	551.63 704.98
5	上端 下端	砂質	50.0	2.500	2411.90 2636.75	1205.95 1318.38

・ 増し杭

・ 橋軸方向

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	5.0	1.500	158.85 188.85	158.85 188.85
2	上端 下端	砂質	10.0	3.000	600.09 891.48	300.05 445.74
3	上端 下端	粘性	5.0	1.500	236.85 278.85	236.85 278.85
4	上端 下端	砂質	15.0	3.000	1323.90 1691.94	661.95 845.97
5	上端 下端	砂質	50.0	3.000	2894.28 3164.10	1447.14 1582.05

・ 橋軸直角方向

	層種	平均 N値	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	5.0	1.500	158.85 188.85	158.85 188.85
2	上端 下端	砂質	10.0	2.500	500.07 742.90	250.04 371.45
3	上端 下端	粘性	5.0	1.500	236.85 278.85	236.85 278.85

	層種	平均 N值	p · p	pHu(kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
4	上端 下端	砂質	15.0	2.500	1103.25 1409.95	551.63 704.98
5	上端 下端	砂質	50.0	2.500	2411.90 2636.75	1205.95 1318.38

8.6.4 押し込み支持力の上限值

既設杭

1)地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種：鋼管杭 600.0 (mm)

工 法：打込み杭（打撃）

設計杭長：L = 15.000 (m)

突出杭長：Lo = 0.000 (m)

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i)$$

Ru：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

qd：杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = 3.00$$

設計N値 = 40.0

$$\frac{q_d}{N} = 180.0$$

$$q_d = 180.0 \cdot 40.0 = 7200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ap：杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.6000^2 = 0.283$$

U：杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.6000 = 1.885$$

Li：層厚 (m)

fi：層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m ²)	U・Li・fi (kN)
1	粘性	5.0	30.0	1.8850	2.500	50.0	235.6
2	砂質	10.0	0.0	1.8850	4.000	20.0	150.8
3	粘性	5.0	30.0	1.8850	3.500	50.0	329.9
4	砂質	15.0	0.0	1.8850	3.500	30.0	197.9
5	砂質	50.0	0.0	1.8850	1.500	100.0	282.7
計					15.000		1196.9

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 3233 \text{ (kN)}$$

2)杭体から決まる押し込み支持力の上限值

$$R_{pu} = y \cdot A_s = 5174 \text{ (kN)}$$

Rpu：杭体から決まる押し込み支持力の上限值 (kN)

$$y：鋼管の降伏点 = 235.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s：鋼管断面積 = 0.022016 \text{ (m}^2\text{)}$$

3)押し込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 3233 \text{ (kN)}$$

増し杭

1)地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種：場所打ち杭 1000.0 (mm)

工 法：場所打ち杭

設計杭長 : $L = 15.000$ (m)

突出杭長 : $L_o = 0.000$ (m)

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i)$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端で支持する単位面積当りの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A_p : 杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 1.0000^2 = 0.785$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 1.0000 = 3.142$$

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N値	粘着力 (kN/m ²)	周長 U(m)	層厚 Li (m)	fi (kN/m ²)	U · Li · fi (kN)
1	粘性	5.0	30.0	3.1416	2.500	50.0	392.7
2	砂質	10.0	0.0	3.1416	4.000	50.0	628.3
3	粘性	5.0	30.0	3.1416	3.500	50.0	549.8
4	砂質	15.0	0.0	3.1416	3.500	75.0	824.7
5	砂質	50.0	0.0	3.1416	1.500	200.0	942.5
計					15.000		3337.9

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot (L_i \cdot f_i) = 5694 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限值

$$R_{pu} = 0.85 \cdot c_k \cdot A_c + y \cdot A_s = 17849 \text{ (kN)}$$

R_{pu} : 杭体から決まる押込み支持力の上限值 (kN)

$$c_k : \text{杭体コンクリートの設計基準強度} = 24.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_c : \text{杭体コンクリートの断面積} = 0.785 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$y : \text{鉄筋の降伏点} = 295.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鉄筋断面積} = 61.936 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 押込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 5694 \text{ (kN)}$$

8.6.5 引抜き支持力の上限值

既設杭

1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = 0.0 \text{ (kN) (有効重量考慮しない)}$$

U : 杭の周長 = 1.885 (m)

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$$\begin{aligned} P_u + W &= U \cdot (L_i \cdot f_i) + W \\ &= 1196.9 + 0.0 = 1197 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 5174 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)

$$y : \text{鋼管の降伏点} = 235.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鋼管断面積} = 0.022016 \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 1197 \text{ (kN)}$$

増し杭

1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u + W = U \cdot (L_i \cdot f_i) + W$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

W : 杭の有効重量(kN)

$$W = (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 170.8 \text{ (kN)}$$

$$W'' : \text{水中部単位長重量} = 11.39 \text{ (kN/m)}$$

$$L : \text{水中部杭長} = 15.000 \text{ (m)}$$

$$W_o : \text{水位上部単位長重量} = 19.24 \text{ (kN/m)}$$

$$L_o : \text{水位上部杭長} = 0.000 \text{ (m)}$$

U : 杭の周長 = 3.142 (m)

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

$$\begin{aligned} P_u + W &= U \cdot (L_i \cdot f_i) + W \\ &= 3337.9 + 170.8 = 3509 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限值

$$P_{pu} = y \cdot A_s = 1827 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限值 (kN)

$$y : \text{鉄筋の降伏点} = 295.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鉄筋断面積} = 61.936 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 引抜き支持力の上限值

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 1827 \text{ (kN)}$$

9章 基礎バネ計算

9.1 水平方向地盤反力係数

既設杭

杭外径	D = 0.6000	(m)
杭体ヤング係数	E = 20.00 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I = 0.000938994	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.566311	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	1/β = 1.7658	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\Sigma (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 97390.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.0293 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 324633.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.566311 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

層No	土質	層厚 (m)	N値	V _{si} (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m ²)	動的ポアソン比 D	kH (kN/m ³)
1	粘性土	2.500	5.0	171.00	97390	0.50	128772
2	砂質土	4.000	10.0	172.35	98934	0.50	130814
3	粘性土	3.500	5.0	171.00	97390	0.50	128772
4	砂質土	3.500	15.0	197.30	144905	0.50	191598
5	砂質土	1.500	50.0	294.72	323331	0.50	427518

増し杭

杭外径	D = 1.0000	(m)
杭体ヤング係数	E = 2.50 × 10 ⁷	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I = 0.049087387	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	= 0.368611	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	1 / = 2.7129	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot L_i)}{1/\beta} = 97511.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.6471 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 325037.1 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$kH = kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{\frac{5}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.368611 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、kHo：直径0.3(m)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)

BH：基礎前面の換算載荷幅 (m)

kH：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

層No	土質	層厚 (m)	N値	Vsi (m/s)	動的変形係数 ED (kN/m ²)	動的ポアソン比 D	kH (kN/m ³)
1	粘性土	2.500	5.0	171.00	97390	0.50	90511
2	砂質土	4.000	10.0	172.35	98934	0.50	91946
3	粘性土	3.500	5.0	171.00	97390	0.50	90511
4	砂質土	3.500	15.0	197.30	144905	0.50	134670
5	砂質土	1.500	50.0	294.72	323331	0.50	300494

9.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数

(1) 橋軸方向

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)	Kv (kN/m)
既設杭	136474	120529	120529	212865	314099
増し杭	246080	334163	334163	906340	412334

(2) 橋軸直角方向

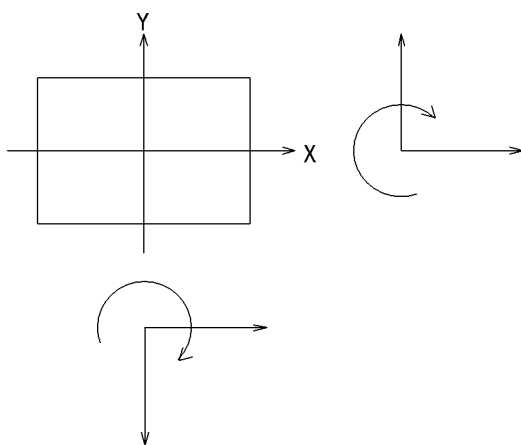
	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN.m/m)	K4 (kN.m/rad)	Kv (kN/m)
既設杭	136474	120529	120529	212865	314099
増し杭	246080	334163	334163	906340	412334

9.3 固有周期算定用地盤バネ定数

$$\begin{aligned}
 Ass &= (Kv \cdot \sin^2 + K1 \cdot \cos^2) i \\
 Asr = Ars &= (Kv \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K1 \cdot X \cdot \sin \cdot \cos - K2 \cdot \cos) i \\
 Arr &= \{Kv \cdot X^2 \cdot \cos^2 + K1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 + (K2 + K3) \cdot X \cdot \sin + K4\} i \\
 Asv = Avs &= (Kv \cdot \cos \cdot \sin - K1 \cdot \sin \cdot \cos) i \\
 Arv = Avr &= (Kv \cdot X \cdot \cos^2 + K1 \cdot X \cdot \sin^2 + K2 \cdot \sin) i \\
 Avv &= (Kv \cdot \cos^2 + K1 \cdot \sin^2) i
 \end{aligned}$$

ここに、Ass : 水平方向バネ (kN/m)
 Asr = Ars : 水平と回転の連成バネ (kN/rad , kN.m/m)
 Arr : 回転バネ (kN.m/rad)
 Asv = Avs : 鉛直と水平の連成バネ (kN/m)
 Arv = Avr : 鉛直と回転の連成バネ (kN.m/m , kN/rad)
 Avv : 鉛直バネ (kN/m)

		橋軸方向	橋軸直角方向
Ass	kN/m	3.196909E+006	3.196909E+006
Asr	kN/rad	-3.758068E+006	-3.758068E+006
Ars	kN.m/m	-3.758068E+006	-3.758068E+006
Arr	kN.m/rad	3.567287E+007	4.701142E+007
Asv	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Arv	kN.m/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Avs	kN/m	0.000000E+000	0.000000E+000
Avr	kN/rad	0.000000E+000	0.000000E+000
Avv	kN/m	6.125563E+006	6.125563E+006



Y方向 : 橋軸方向
 X方向 : 橋軸直角方向