

6.2.3 STMP I による橋脚基礎の補強計算

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 杭の条件	1
1.3 使用材料および許容応力度	1
1.4 杭配置図・側面図	3
1.5 地層データ	3
1.6 バネ定数および許容支持力・引拔力	3
1.7 作用力	4
2章 安定計算	6
2.1 杭軸直角方向バネ定数	6
2.2 杭基礎の剛性行列	7
2.3 杭反力及び変位の計算	9
3章 断面計算	13
3.1 杭体断面力	13
3.2 杭体モーメント図	23
3.3 杭体応力度	33
3.4 着目点ごとの杭体応力度	35
4章 基礎杭計算結果一覧表	37
5章 予備計算	41
5.1 水平方向地盤反力係数	41
5.2 杭軸方向鉛直バネ定数	43
5.3 許容支持力・引拔力の計算	44
6章 レベル2地震時の照査	48
6.1 設計条件	48
6.2 計算結果一覧表	52
6.3 荷重変位曲線	57
6.4 液状化無視・地震動タイプI・水位無視	63
6.4.1 橋軸方向（最終震度）	63
6.4.2 橋軸直角方向（降伏時）	70
6.5 液状化無視・地震動タイプII・水位無視	77
6.5.1 橋軸方向（最終震度）	77
6.5.2 橋軸直角方向（降伏時）	84
6.5.3 橋軸直角方向（応答変位時）	91
6.6 予備計算	98
6.6.1 $M-\phi$	98
6.6.2 水平方向地盤反力係数	100
6.6.3 地盤反力度の上限値	102
6.6.4 押し込み支持力の上限値	105
6.6.5 引抜き支持力の上限値	107
6.6.6 底版前面水平抵抗	108
7章 基礎バネ計算	110
7.1 水平方向地盤反力係数	110
7.2 杭軸直角方向バネ定数，杭軸方向バネ定数	112
7.3 固有周期算定用地盤バネ定数	113

1章 設計条件

1.1 一般事項

- ・タイトル : 6.2.3 STMP I による橋脚基礎の補強計算
- ・コメント : STMP I φ216.3

1.2 杭の条件

(1)既設杭

- ・杭種 : 鋼管杭
- ・施工工法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : 自由
- ・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 : 800.0 (mm)
- ・外側錆代 : 1.0 (mm)
- ・内側錆代 : 0.0 (mm)
- ・設計杭長, 鋼管厚, 材質 : 14.90 (m) 12.0 (mm) SKK400

(2)増し杭

- ・杭種 : マイクロパイル
- ・施工工法 : STマイクロパイル (タイプI)
- ・杭頭結合条件 : 剛結・ヒンジ
- ・杭先端条件 : 自由
- ・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)
- ・鋼管のヤング係数 : 2.00×10^5 (N/mm²)
- ・杭本数 : 28 (本)
- ・鋼管径 : 216.3 (mm)
- ・鋼管厚 : 12.00 (mm)
- ・鋼管外側錆代 : 1.0 (mm)
- ・鋼管の材質 : STK540
- ・グラウト外径 : 235.0 (mm)
- ・設計杭長 : 15.5 (m)

1.3 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 σ_{ca}		許容曲げ引張応力度 σ_{ta}		許容せん断応力度 τ_a	
		SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
1	1.00	140.00	185.00	140.00	185.00	80.00	105.00
2	1.15	161.00	212.75	161.00	212.75	92.00	120.75
3	1.25	175.00	231.25	175.00	231.25	100.00	131.25
4	1.35	189.00	249.75	189.00	249.75	108.00	141.75

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		許容曲げ引張応力度 σ_{ta}		許容せん断応力度 τ_a	
		SKK400	SKK490	SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
5	1.50	210.00	280.00	210.00	280.00	120.00	160.00

(2) 増し杭

• STK540

単位：N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	許容曲げ引張応力度 σ_{ta}	許容せん断応力度 τ_a
1	1.00	230.00	230.00	130.00
2	1.15	264.50	264.50	149.50
3	1.25	287.50	287.50	162.50
4	1.35	310.50	310.50	175.50
5	1.50	345.00	345.00	195.00

• STKT590

単位：N/mm²

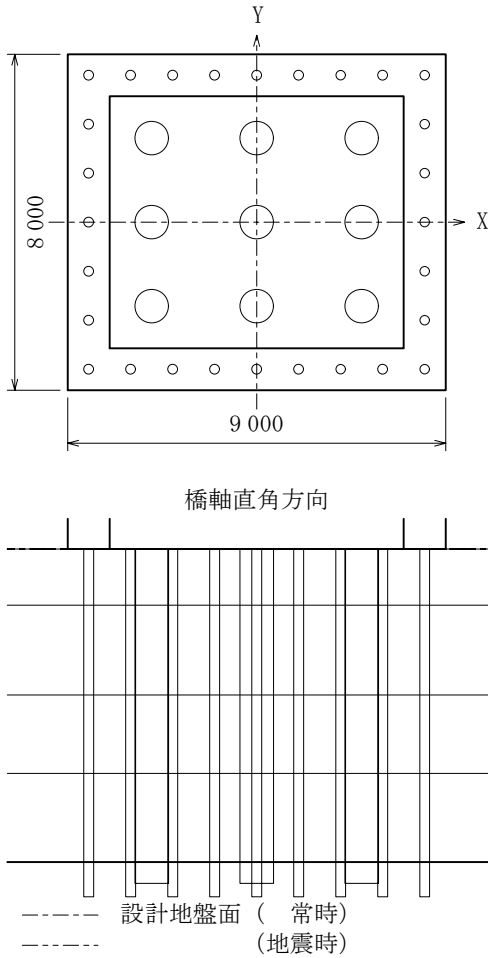
No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	許容曲げ引張応力度 σ_{ta}	許容せん断応力度 τ_a
1	1.00	255.00	255.00	145.00
2	1.15	293.25	293.25	166.75
3	1.25	318.75	318.75	181.25
4	1.35	344.25	344.25	195.75
5	1.50	382.50	382.50	217.50

• HT780

単位：N/mm²

No	割増係数	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	許容曲げ引張応力度 σ_{ta}	許容せん断応力度 τ_a
1	1.00	355.00	355.00	200.00
2	1.15	408.25	408.25	230.00
3	1.25	443.75	443.75	250.00
4	1.35	479.25	479.25	270.00
5	1.50	532.50	532.50	300.00

1.4 杭配置図・側面図



杭頭座標

(1) 既設杭

No	X方向	Y方向
1	-2.500	2.000
2	0.000	0.000
3	2.500	-2.000

(2) 増し杭

No	X方向	Y方向
1	-4.000	3.500
2	-3.000	2.333
3	-2.000	1.167
4	-1.000	0.000
5	0.000	-1.167
6	1.000	-2.333
7	2.000	-3.500
8	3.000	——
9	4.000	——

1.5 地層データ

層No	層種	層厚(m)		平均 N 値	$\alpha \cdot E_o$ (kN/m ²)		γ (kN/m ³)		DE
		常 時	地震時		常 時	地震時	γ	γ'	
2	粘性土	2.50	2.50	4.0	11200.0	22400.0	17.00	8.00	1.000
3	砂質土	4.00	4.00	10.0	28000.0	56000.0	17.00	8.00	1.000
4	粘性土	3.50	3.50	25.0	70000.0	140000.0	17.00	8.00	1.000
5	砂質土	3.95	3.95	32.0	89600.0	179200.0	19.00	10.00	1.000
6	砂質土	1.55	1.55	50.0	140000.0	280000.0	19.00	10.00	1.000

1.6 バネ定数および許容支持力・引抜力

(1) 既設杭

・ 杭軸方向バネ定数 K_v (kN/m)

常 時	199413
地震時	199413

・許容支持力・引拔力 (kN/本)

許容支持力	常時	2408
	地震時	3594
許容引拔力	常時	0
	地震時	748

・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
2	2.500	2.500	10327	20653	10327	20653
3	4.000	4.000	25817	51633	25817	51633
4	3.500	3.500	64542	129083	64542	129083
5	3.950	3.950	82613	165226	82613	165226
6	0.950	0.950	129083	258166	129083	258166

(2)増し杭

・杭軸方向バネ定数 $Kv(kN/m)$

常時	121830
地震時	121830

・許容支持力・引拔力 (kN/本)

許容支持力	常時	492
	地震時	738
許容引拔力	常時	0
	地震時	419

・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
2	2.500	2.500	22745	45490	22745	45490
3	4.000	4.000	56863	113725	56863	113725
4	3.500	3.500	142157	284313	142157	284313
5	3.950	3.950	181960	363921	181960	363921
6	1.550	1.550	284313	568626	284313	568626

1.7 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	1.00	11935.8	0.0	0.0

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)
2	常時	1.00	16372.8	0.0	0.0
3	地震時	1.50	13822.8	3568.5	29229.1

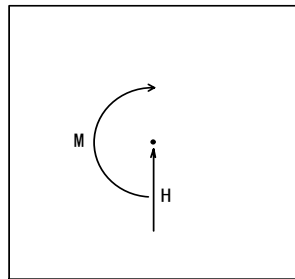
No. 1は既設死荷重時作用力で、既設杭のみで負担する。

(2) 橋軸直角方向

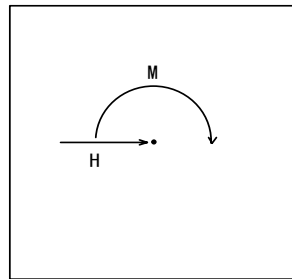
No	荷重ケース名称	割増係数	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN. m)
1	既設死荷重	1.00	11935.8	0.0	0.0
2	常時	1.00	16372.8	0.0	0.0
3	地震時	1.50	13822.8	3318.5	29929.1

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	38967	75600	75600	264045
増し杭	7759	6116	6116	9613

2) 地震時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN. m/m)	K4 (kN. m/rad)
既設杭	61825	101588	101588	305350
増し杭	12949	8513	8513	11241

(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	38967	75600	75600	264045
増し杭	7759	6116	6116	9613

2) 地震時

	K1 (kN/m)	K2 (kN/rad)	K3 (kN. m/m)	K4 (kN. m/rad)
既設杭	61825	101588	101588	305350
増し杭	12949	8513	8513	11241

2.2 杭基礎の剛性行列

1. 変位法による杭群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

$$A_{zz} = \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) i$$

$$A_{zx} = A_{xz} = \sum (K_v \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta - K_1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) i$$

$$A_{za} = A_{az} = \sum (K_v \cdot X \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 \theta + K_2 \cdot \sin \theta) i$$

$$A_{xx} = \sum (K_v \cdot \sin^2 \theta + K_1 \cdot \cos^2 \theta) i$$

$$A_{xa} = A_{ax} = \sum (K_v \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_1 \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_2 \cdot \cos \theta) i$$

$$A_{aa} = \sum \{ K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 \theta + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin \theta + K_4 \} i$$

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

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 350705 & -680396 \\ 0 & -680396 & 7162318 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 556427 & -914294 \\ 0 & -914294 & 7534059 \end{bmatrix}$$

全杭

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5205957 & 0 & 0 \\ 0 & 567952 & -851654 \\ 0 & -851654 & 37611091 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5205957 & 0 & 0 \\ 0 & 919012 & -1152658 \\ 0 & -1152658 & 38028425 \end{bmatrix}$$

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

既設杭のみ

1) 常時

$$\begin{bmatrix} A_{zz} & A_{zx} & A_{za} \\ A_{xz} & A_{xx} & A_{xa} \\ A_{az} & A_{ax} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 350705 & -680396 \\ 0 & -680396 & 9854394 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1794717 & 0 & 0 \\ 0 & 556427 & -914294 \\ 0 & -914294 & 10226135 \end{bmatrix}$$

全杭

1) 常時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5205957 & 0 & 0 \\ 0 & 567952 & -851654 \\ 0 & -851654 & 44235947 \end{bmatrix}$$

2) 地震時

$$\begin{bmatrix} Azz & Azx & Aza \\ Axz & Axx & Axa \\ Aaz & Aax & Aaa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5205957 & 0 & 0 \\ 0 & 919012 & -1152658 \\ 0 & -1152658 & 44653282 \end{bmatrix}$$

2.3 杭反力及び変位の計算

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

$$\delta z_i = (\delta z + \alpha \cdot X_i) \cdot \cos \theta_i + \delta x \cdot \sin \theta_i$$

$$\delta x_i = -(\delta z + \alpha \cdot X_i) \cdot \sin \theta_i + \delta x \cdot \cos \theta_i$$

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)

Mti : 杭頭モーメント (kN.m/本)

K_{vi} : 杭軸方向バネ定数 (kN/m)

$K_{1i} \sim K_{4i}$: 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)

θ_i : 杭軸が鉛直軸となす角度 (rad)

δz : 原点鉛直変位 (m)

δx : 原点水平変位 (m)

α : 原点回転角 (rad)

δz_i : 杭頭の杭軸方向変位 (m)

δx_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。

$$V_i = \text{PN}_i \cdot \cos \theta_i - \text{PH}_i \cdot \sin \theta_i$$

$$H_i = \text{PN}_i \cdot \sin \theta_i + \text{PH}_i \cdot \cos \theta_i$$

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

・原点作用力

$$V_o = 11935.8 \text{ (kN)}$$

$$H_o = 0.0 \text{ (kN)}$$

$$M_o = 0.0 \text{ (kN.m)}$$

・原点変位

$$\delta z = 6.65 \text{ (mm)}$$

$$\delta x = 0.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.00000000 \text{ (rad)}$$

・杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	V_i (kN)	H_i (kN)	δf_x (mm)
1	2.000	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00
2	0.000	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00
3	-2.000	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00

$$\text{PN}_{\max} = 1326.20 \text{ (kN)} \leq R_a = 2408.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\text{PN}_{\min} = 1326.20 \text{ (kN)} \geq P_a = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

(2) 常時

・原点作用力

$$V_o = 16372.8 \text{ (kN)}$$

$$H_o = 0.0 \text{ (kN)}$$

$$M_o = 0.0 \text{ (kN.m)}$$

・原点変位

$$\delta z = 7.50 \text{ (mm)}$$

$$\delta x = 0.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.00000000 \text{ (rad)}$$

・杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	2.000	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00
2	0.000	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00
3	-2.000	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00

$$PN_{\max} = 1496.16 \text{ (kN)} \leq Ra = 2408.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = 1496.16 \text{ (kN)} \geq Pa = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

・杭反力(増し杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	3.500	9	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
2	2.333	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
3	1.167	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
4	0.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
5	-1.167	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
6	-2.333	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
7	-3.500	9	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00

$$PN_{\max} = 103.83 \text{ (kN)} \leq Ra = 492.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = 103.83 \text{ (kN)} \geq Pa = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

(3)地震時

・原点作用力

$$Vo = 13822.8 \text{ (kN)}$$

$$Ho = 3568.5 \text{ (kN)}$$

$$Mo = 29229.1 \text{ (kN.m)}$$

・原点変位

$$\delta z = 7.01 \text{ (mm)}$$

$$\delta x = 5.04 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.00092133 \text{ (rad)}$$

・杭反力(既設杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	2.000	3	1765.93	217.91	-230.53	1765.93	217.91	5.04
2	0.000	3	1398.48	217.91	-230.53	1398.48	217.91	5.04
3	-2.000	3	1031.03	217.91	-230.53	1031.03	217.91	5.04

$$PN_{\max} = 1765.93 \text{ (kN)} \leq Ra = 3594.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = 1031.03 \text{ (kN)} \geq Pa = -748.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 5.04 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

・杭反力(増し杭)

No	Y(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	3.500	9	437.02	57.40	-32.54	437.02	57.40	5.04
2	2.333	2	306.03	57.40	-32.54	306.03	57.40	5.04
3	1.167	2	175.15	57.40	-32.54	175.15	57.40	5.04
4	0.000	2	44.16	57.40	-32.54	44.16	57.40	5.04

No	Y (m)	本数	PN (kN)	PH (kN)	Mt (kN. m)	Vi (kN)	Hi (kN)	δf_x (mm)
5	-1.167	2	-86.83	57.40	-32.54	-86.83	57.40	5.04
6	-2.333	2	-217.71	57.40	-32.54	-217.71	57.40	5.04
7	-3.500	9	-348.70	57.40	-32.54	-348.70	57.40	5.04

$$PN_{\max} = 437.02 \text{ (kN)} \leq Ra = 738.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = -348.70 \text{ (kN)} \geq Pa = -419.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 5.04 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

(2) 橋軸直角方向

a) 杭頭剛結

(1) 既設死荷重

・原点作用力

$$Vo = 11935.8 \text{ (kN)}$$

$$Ho = 0.0 \text{ (kN)}$$

$$Mo = 0.0 \text{ (kN. m)}$$

・原点変位

$$\delta z = 6.65 \text{ (mm)}$$

$$\delta x = 0.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.00000000 \text{ (rad)}$$

・杭反力(既設杭)

No	X (m)	本数	PN (kN)	PH (kN)	Mt (kN. m)	Vi (kN)	Hi (kN)	δf_x (mm)
1	-2.500	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00
2	0.000	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00
3	2.500	3	1326.20	0.00	0.00	1326.20	0.00	0.00

$$PN_{\max} = 1326.20 \text{ (kN)} \leq Ra = 2408.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = 1326.20 \text{ (kN)} \geq Pa = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

(2) 常時

・原点作用力

$$Vo = 16372.8 \text{ (kN)}$$

$$Ho = 0.0 \text{ (kN)}$$

$$Mo = 0.0 \text{ (kN. m)}$$

・原点変位

$$\delta z = 7.50 \text{ (mm)}$$

$$\delta x = 0.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha = 0.00000000 \text{ (rad)}$$

・杭反力(既設杭)

No	X (m)	本数	PN (kN)	PH (kN)	Mt (kN. m)	Vi (kN)	Hi (kN)	δf_x (mm)
1	-2.500	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00
2	0.000	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00
3	2.500	3	1496.16	0.00	0.00	1496.16	0.00	0.00

$$PN_{\max} = 1496.16 \text{ (kN)} \leq Ra = 2408.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$PN_{\min} = 1496.16 \text{ (kN)} \geq Pa = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK}$$

$$\delta f = 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK}$$

・杭反力(増し杭)

No	X (m)	本数	PN (kN)	PH (kN)	Mt (kN. m)	Vi (kN)	Hi (kN)	δf_x (mm)
1	-4.000	7	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
2	-3.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
3	-2.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
4	-1.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
5	0.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
6	1.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
7	2.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
8	3.000	2	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00
9	4.000	7	103.83	0.00	0.00	103.83	0.00	0.00

$$\begin{aligned} \text{PN}_{\max} &= 103.83 \text{ (kN)} \leq R_a = 492.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \text{PN}_{\min} &= 103.83 \text{ (kN)} \geq P_a = 0.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \delta f &= 0.00 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK} \end{aligned}$$

(3)地震時

・原点作用力

$$\begin{aligned} V_o &= 13822.8 \text{ (kN)} \\ H_o &= 3318.5 \text{ (kN)} \\ M_o &= 29929.1 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

・原点変位

$$\begin{aligned} \delta z &= 7.01 \text{ (mm)} \\ \delta x &= 4.60 \text{ (mm)} \\ \alpha &= 0.00078901 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

・杭反力(既設杭)

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	-2.500	3	1005.13	204.28	-226.44	1005.13	204.28	4.60
2	0.000	3	1398.48	204.28	-226.44	1398.48	204.28	4.60
3	2.500	3	1791.83	204.28	-226.44	1791.83	204.28	4.60

$$\begin{aligned} \text{PN}_{\max} &= 1791.83 \text{ (kN)} \leq R_a = 3594.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \text{PN}_{\min} &= 1005.13 \text{ (kN)} \geq P_a = -748.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \delta f &= 4.60 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK} \end{aligned}$$

・杭反力(増し杭)

No	X(m)	本数	PN(kN)	PH(kN)	Mt(kN.m)	Vi(kN)	Hi(kN)	δf_x (mm)
1	-4.000	7	-340.34	52.86	-30.30	-340.34	52.86	4.60
2	-3.000	2	-244.22	52.86	-30.30	-244.22	52.86	4.60
3	-2.000	2	-148.09	52.86	-30.30	-148.09	52.86	4.60
4	-1.000	2	-51.97	52.86	-30.30	-51.97	52.86	4.60
5	0.000	2	44.16	52.86	-30.30	44.16	52.86	4.60
6	1.000	2	140.28	52.86	-30.30	140.28	52.86	4.60
7	2.000	2	236.41	52.86	-30.30	236.41	52.86	4.60
8	3.000	2	332.54	52.86	-30.30	332.54	52.86	4.60
9	4.000	7	428.66	52.86	-30.30	428.66	52.86	4.60

$$\begin{aligned} \text{PN}_{\max} &= 428.66 \text{ (kN)} \leq R_a = 738.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \text{PN}_{\min} &= -340.34 \text{ (kN)} \geq P_a = -419.00 \text{ (kN)} : \text{OK} \\ \delta f &= 4.60 \text{ (mm)} \leq \delta a = 15.00 \text{ (mm)} : \text{OK} \end{aligned}$$

3章 断面計算

3.1 杭体断面力

1) 橋軸方向

既設死荷重

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)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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)

2) 橋軸方向

常時

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)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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		1/2Mmax = 1/2 * max(Mmax, Mt)
Mt : 杭頭モーメント		

3) 橋軸方向

常時

増し杭

	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)	7759	3867
K2 (kN/rad)	6116	0
K3 (kN.m/m)	6116	0
K4 (kN.m/rad)	9613	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		1/2Mmax = 1/2 * max(Mmax, Mt)
Mt : 杭頭モーメント		

4) 橋軸方向

地震時

既設杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		217.91		230.28		
M (kN.m)		-230.53		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		61825		28027		
K2 (kN/rad)		101588		0		
K3 (kN.m/m)		101588		0		
K4 (kN.m/rad)		305350		0		
Mt, Mmax, 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-230.53		0.00		
Mmax (kN.m)		136.34		265.74		
Z (m)		3.602		2.736		
1/2Mmax (kN.m)		132.87		132.87		
S (kN)		-15.28		-68.19		
Z (m)		4.027		5.274		
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)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	5.039	-230.53	217.91	8.216	0.00	230.28
0.500	4.520	-131.64	178.36	6.860	99.11	168.03
1.000	3.922	-51.39	143.45	5.561	169.87	116.78
1.500	3.293	12.66	113.64	4.362	217.61	75.87
2.000	2.670	63.12	89.03	3.292	247.30	44.35
2.500	2.085	102.53	69.42	2.367	263.34	21.08
3.000	1.560	127.41	31.90	1.598	263.05	-19.59
3.500	1.109	136.12	4.48	0.984	246.13	-45.98
4.000	0.739	133.30	-14.47	0.515	218.92	-61.22
4.500	0.448	122.78	-26.59	0.177	186.28	-68.16
5.000	0.229	107.58	-33.46	-0.052	151.73	-69.28
5.500	0.074	89.97	-36.48	-0.190	117.63	-66.65
6.000	-0.028	71.55	-36.86	-0.258	85.42	-61.93
6.500	-0.087	53.38	-35.60	-0.275	55.84	-56.35
7.000	-0.115	36.85	-30.26	-0.259	31.18	-42.44
7.500	-0.120	23.25	-24.11	-0.224	13.17	-29.90
8.000	-0.112	12.73	-18.06	-0.181	0.93	-19.41
8.500	-0.096	5.08	-12.67	-0.138	-6.62	-11.17
9.000	-0.077	-0.10	-8.21	-0.098	-10.60	-5.12
9.500	-0.057	-3.30	-4.77	-0.064	-12.06	-0.98
10.000	-0.040	-5.03	-2.27	-0.037	-11.84	1.60
10.500	-0.025	-5.59	-0.14	-0.017	-10.55	3.37
11.000	-0.014	-5.31	1.14	-0.004	-8.66	4.04
11.500	-0.006	-4.56	1.78	0.005	-6.63	3.99
12.000	0.000	-3.60	1.98	0.009	-4.74	3.52
12.500	0.003	-2.63	1.89	0.011	-3.14	2.86
13.000	0.005	-1.74	1.64	0.010	-1.89	2.15
13.500	0.005	-0.99	1.32	0.009	-0.98	1.50
13.950	0.005	-0.47	1.00	0.007	-0.42	1.02
14.000	0.005	-0.42	0.95	0.007	-0.37	0.94
14.500	0.005	-0.08	0.41	0.005	-0.06	0.33
14.900	0.005	0.00	0.00	0.003	0.00	0.00

5) 橋軸方向 地震時 増し杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		57.40		53.43		
M (kN.m)		-32.54		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		12949		6502		
K2 (kN/rad)		8513		0		
K3 (kN.m/m)		8513		0		
K4 (kN.m/rad)		11241		0		
Mt, Mmax, 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-32.54		0.00		
Mmax (kN.m)		9.27		22.76		
Z (m)		1.905		1.038		
1/2Mmax (kN.m)		16.27		16.27		
S (kN)		41.77		-11.48		
Z (m)		0.330		1.913		
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)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	5.039	-32.54	57.40	8.216	0.00	53.43
0.500	4.166	-9.75	34.48	5.231	17.87	20.50
1.000	2.930	2.86	16.99	2.823	22.74	0.98
1.500	1.771	8.25	5.51	1.175	20.52	-8.54
2.000	0.884	9.22	-0.89	0.223	15.25	-11.73
2.500	0.306	7.96	-3.70	-0.206	9.34	-11.60
3.000	-0.001	5.54	-5.33	-0.312	4.34	-8.17
3.500	-0.119	3.04	-4.44	-0.264	1.19	-4.54
4.000	-0.130	1.21	-2.84	-0.171	-0.36	-1.85
4.500	-0.097	0.17	-1.42	-0.086	-0.86	-0.30
5.000	-0.057	-0.29	-0.47	-0.030	-0.81	0.38
5.500	-0.026	-0.38	0.03	0.000	-0.56	0.55
6.000	-0.007	-0.31	0.22	0.010	-0.30	0.47
6.500	0.001	-0.18	0.25	0.009	-0.09	0.35
7.000	0.003	-0.08	0.17	0.006	0.02	0.12
7.500	0.003	-0.01	0.08	0.002	0.05	0.00
8.000	0.001	0.01	0.02	0.000	0.04	-0.03
8.500	0.000	0.01	-0.01	0.000	0.02	-0.03
9.000	0.000	0.01	-0.01	0.000	0.01	-0.02
9.500	0.000	0.00	-0.01	0.000	0.00	-0.01
10.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
10.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
11.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
11.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
12.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
12.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.950	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
14.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
14.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
15.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
15.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00

6) 橋軸直角方向

既設死荷重

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)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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)

7) 橋軸直角方向

常時

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)	38967	17322
K2 (kN/rad)	75600	0
K3 (kN.m/m)	75600	0
K4 (kN.m/rad)	264045	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		1/2Mmax = 1/2 * max(Mmax, Mt)
Mt : 杭頭モーメント		

8) 橋軸直角方向

常時

増し杭

	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)	7759	3867
K2 (kN/rad)	6116	0
K3 (kN.m/m)	6116	0
K4 (kN.m/rad)	9613	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		1/2Mmax = 1/2 * max(Mmax, Mt)
Mt : 杭頭モーメント		

9) 橋軸直角方向 地震時 既設杭

		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		204.28		214.15		
M (kN.m)		-226.44		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		61825		28027		
K2 (kN/rad)		101588		0		
K3 (kN.m/m)		101588		0		
K4 (kN.m/rad)		305350		0		
Mt, Mmax, 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-226.44		0.00		
Mmax (kN.m)		123.74		247.12		
Z (m)		3.656		2.736		
1/2Mmax (kN.m)		123.56		123.56		
S (kN)		-3.18		-63.41		
Z (m)		3.741		5.274		
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)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	4.601	-226.44	204.28	7.641	0.00	214.15
0.500	4.148	-133.51	168.06	6.380	92.17	156.26
1.000	3.616	-57.69	135.95	5.172	157.97	108.60
1.500	3.049	3.21	108.41	4.057	202.37	70.55
2.000	2.483	51.51	85.57	3.061	229.97	41.24
2.500	1.948	89.54	67.29	2.201	244.89	19.60
3.000	1.464	113.99	32.17	1.486	244.62	-18.22
3.500	1.048	123.26	6.35	0.915	228.88	-42.76
4.000	0.704	121.65	-11.62	0.479	203.58	-56.93
4.500	0.432	112.70	-23.23	0.164	173.23	-63.39
5.000	0.227	99.24	-29.92	-0.048	141.10	-64.43
5.500	0.080	83.38	-33.00	-0.176	109.39	-61.98
6.000	-0.017	66.65	-33.58	-0.240	79.44	-57.59
6.500	-0.074	50.06	-32.58	-0.256	51.93	-52.40
7.000	-0.102	34.88	-27.92	-0.241	28.99	-39.47
7.500	-0.109	22.28	-22.41	-0.209	12.25	-27.80
8.000	-0.102	12.46	-16.92	-0.169	0.87	-18.05
8.500	-0.088	5.27	-11.97	-0.128	-6.15	-10.39
9.000	-0.071	0.35	-7.85	-0.091	-9.86	-4.76
9.500	-0.053	-2.73	-4.64	-0.059	-11.21	-0.91
10.000	-0.037	-4.44	-2.30	-0.035	-11.01	1.49
10.500	-0.024	-5.04	-0.28	-0.016	-9.81	3.13
11.000	-0.014	-4.85	0.95	-0.004	-8.05	3.75
11.500	-0.006	-4.20	1.58	0.004	-6.16	3.71
12.000	-0.001	-3.34	1.79	0.008	-4.41	3.27
12.500	0.002	-2.45	1.74	0.010	-2.92	2.66
13.000	0.004	-1.63	1.52	0.010	-1.76	2.00
13.500	0.005	-0.93	1.23	0.008	-0.91	1.40
13.950	0.005	-0.45	0.94	0.007	-0.39	0.95
14.000	0.005	-0.40	0.89	0.007	-0.34	0.88
14.500	0.005	-0.08	0.39	0.005	-0.06	0.30
14.900	0.005	0.00	0.00	0.003	0.00	0.00

10) 橋軸直角方向		地震時		増し杭		
		杭頭剛結		杭頭ヒンジ		
H (kN)		52.86		49.68		
M (kN.m)		-30.30		0.00		
杭軸直角方向バネ定数						
K1 (kN/m)		12949		6502		
K2 (kN/rad)		8513		0		
K3 (kN.m/m)		8513		0		
K4 (kN.m/rad)		11241		0		
Mt, Mmax, 1/2Mmax						
Mt (kN.m)		-30.30		0.00		
Mmax (kN.m)		8.45		21.17		
Z (m)		1.920		1.038		
1/2Mmax (kN.m)		15.15		15.15		
S (kN)		38.39		-10.67		
Z (m)		0.334		1.911		
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)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)	δ_x (mm)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	4.601	-30.30	52.86	7.641	0.00	49.68
0.500	3.821	-9.27	31.88	4.865	16.61	19.06
1.000	2.697	2.42	15.81	2.625	21.15	0.91
1.500	1.636	7.46	5.22	1.093	19.08	-7.94
2.000	0.820	8.42	-0.70	0.208	14.19	-10.90
2.500	0.287	7.30	-3.32	-0.192	8.68	-10.78
3.000	0.002	5.11	-4.87	-0.290	4.04	-7.60
3.500	-0.108	2.82	-4.09	-0.246	1.11	-4.22
4.000	-0.119	1.13	-2.62	-0.159	-0.34	-1.72
4.500	-0.090	0.16	-1.32	-0.080	-0.80	-0.28
5.000	-0.053	-0.26	-0.44	-0.028	-0.75	0.36
5.500	-0.024	-0.35	0.02	0.000	-0.52	0.51
6.000	-0.007	-0.28	0.20	0.009	-0.28	0.44
6.500	0.001	-0.17	0.23	0.009	-0.09	0.33
7.000	0.003	-0.07	0.16	0.005	0.02	0.11
7.500	0.002	-0.01	0.07	0.002	0.04	0.00
8.000	0.001	0.01	0.02	0.000	0.03	-0.03
8.500	0.000	0.01	0.00	0.000	0.02	-0.03
9.000	0.000	0.01	-0.01	0.000	0.01	-0.02
9.500	0.000	0.00	-0.01	0.000	0.00	-0.01
10.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
10.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
11.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
11.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
12.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
12.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
13.950	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
14.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
14.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
15.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
15.500	0.000	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00

3.2 杭体モーメント図

1) 橋軸方向

既設死荷重

既設杭

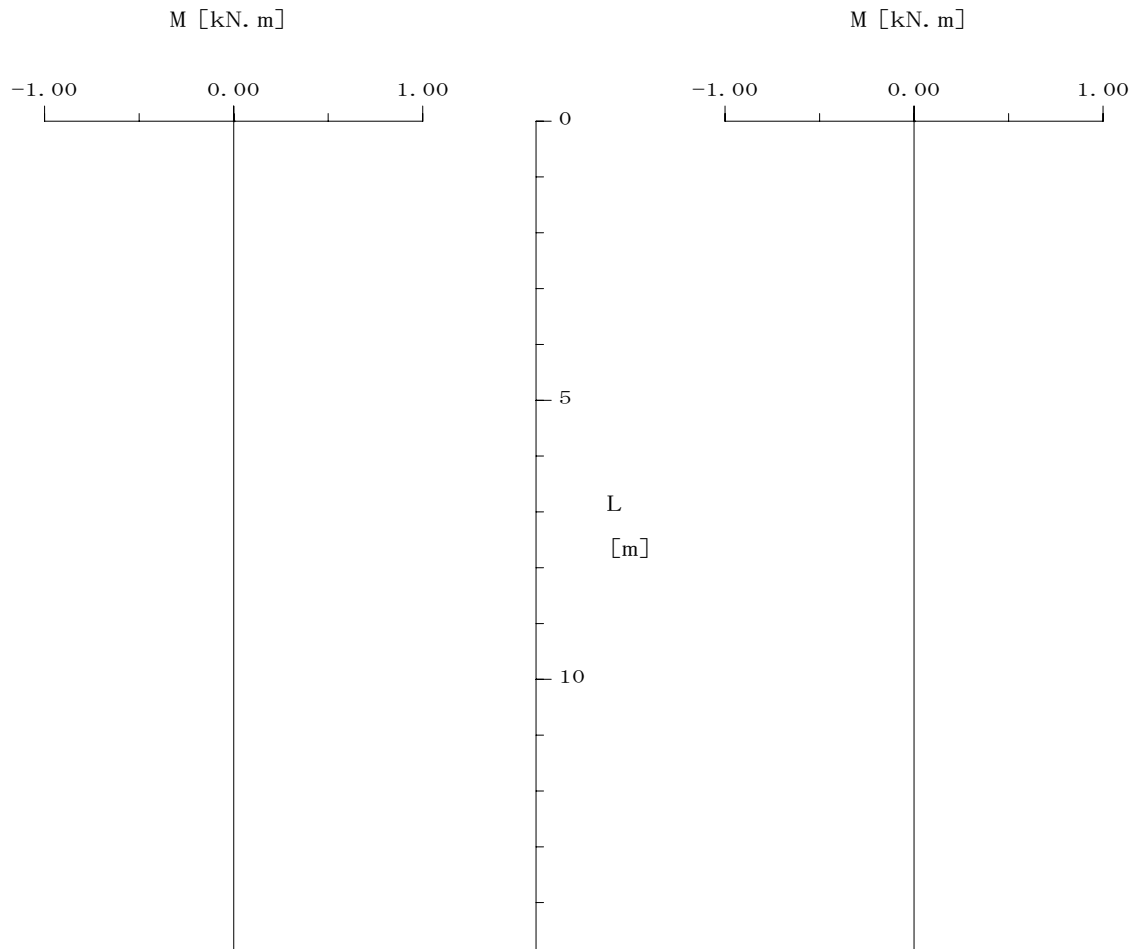
杭 径 $D = 800.0$ (mm)杭 長 $L = 14.90$ (m)

H = 0.00 M = 0.00 (kN.m)

H = 0.00 (kN)

【杭頭剛結】

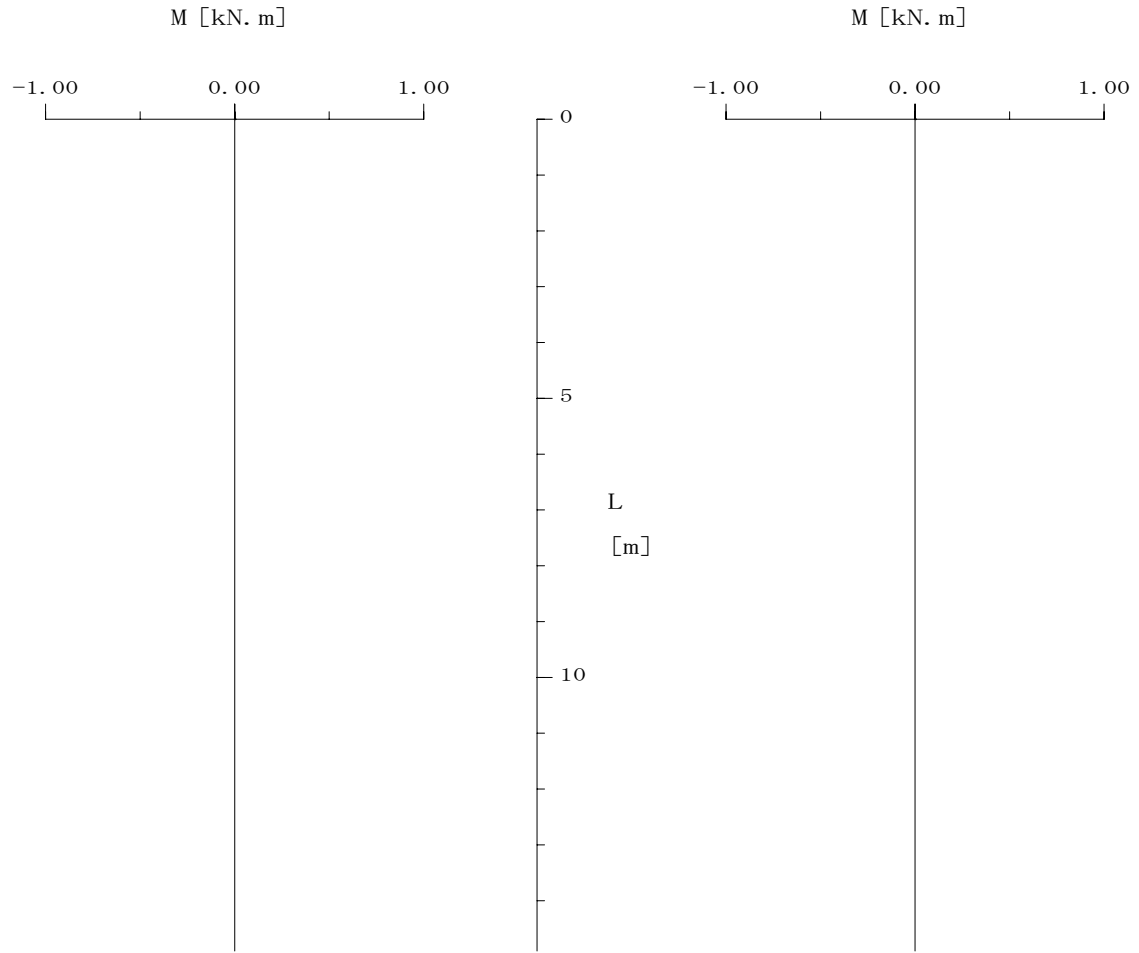
【杭頭ヒンジ】



2) 橋軸方向 常時 既設杭
 杭径 $D = 800.0$ (mm) 杭長 $L = 14.90$ (m)
 $H = 0.00$ $M = 0.00$ (kN.m) $H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

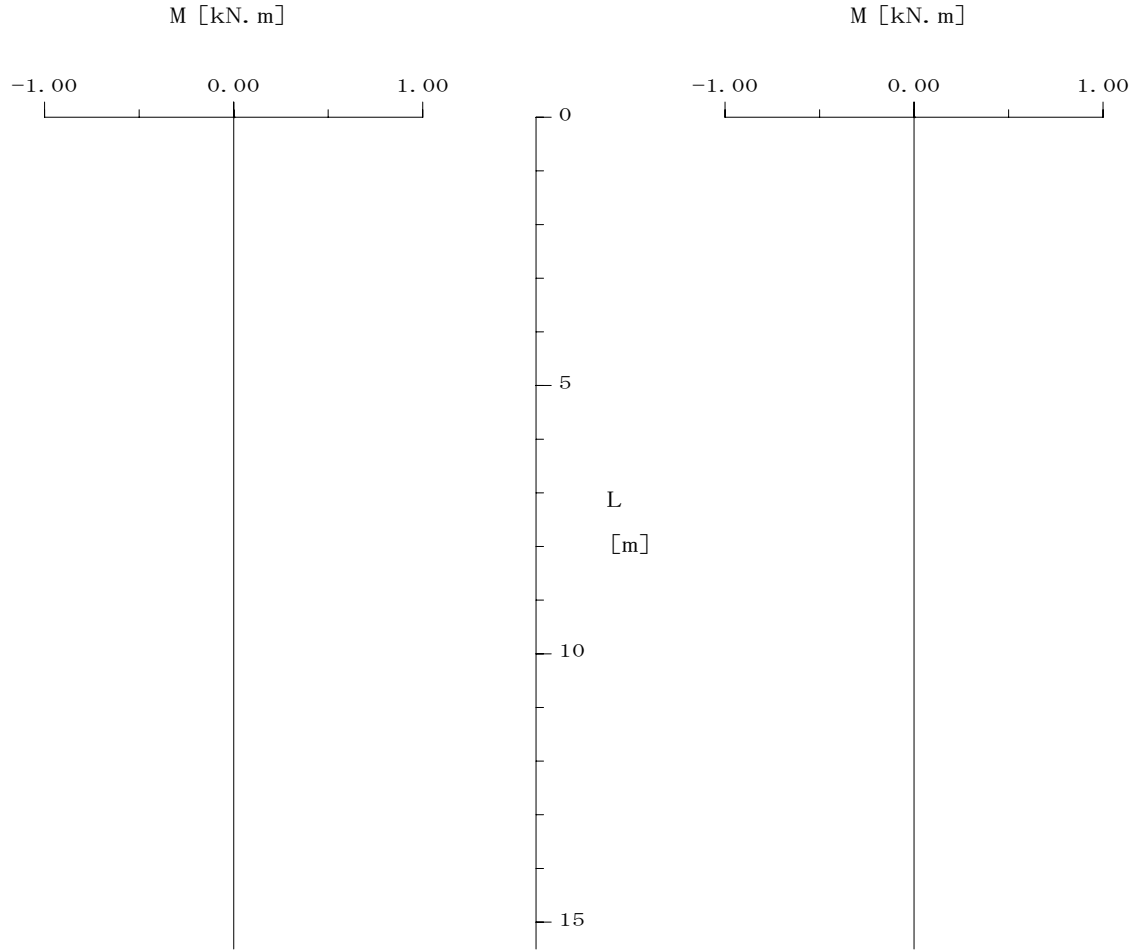
【杭頭ヒンジ】



3) 橋軸方向 常時 増し杭
 杭 径 $D = 235.0$ (mm) 杭 長 $L = 15.50$ (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 $D = 800.0$ (mm)

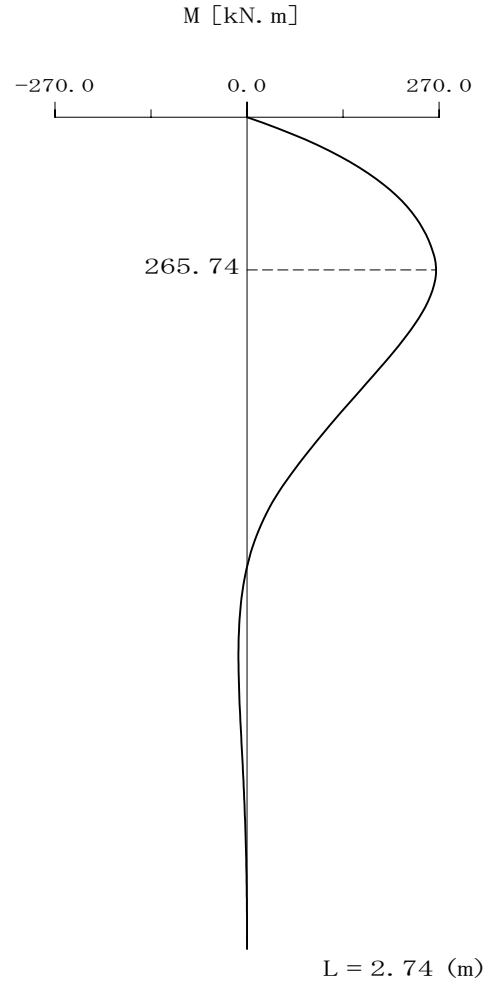
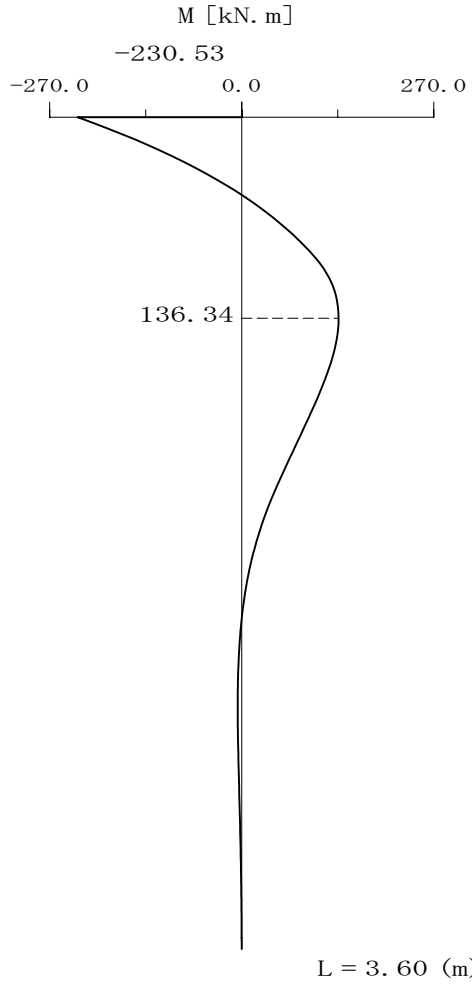
杭長 $L = 14.90$ (m)

$H = 217.91$ $M = -230.53$ (kN.m)

$H = 230.28$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



5) 橋軸方向

地震時

増し杭

杭 径 $D = 235.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.50$ (m)

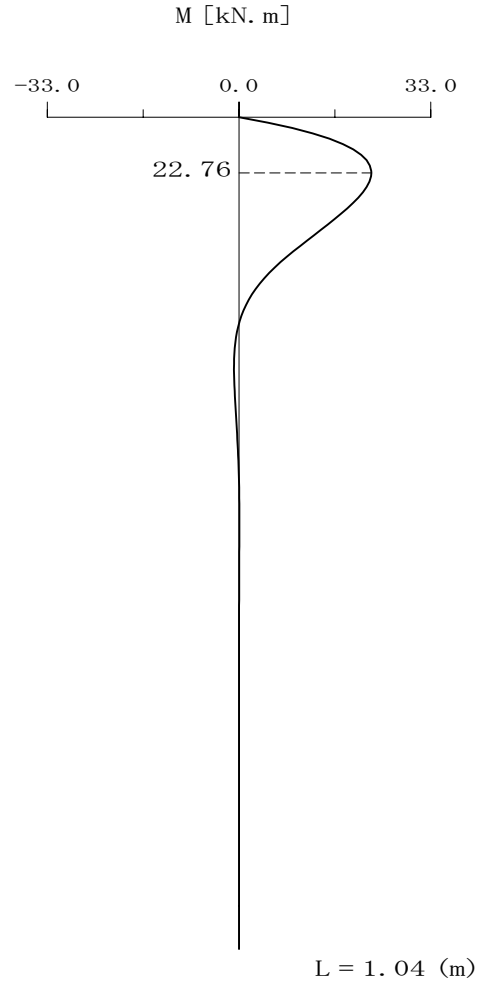
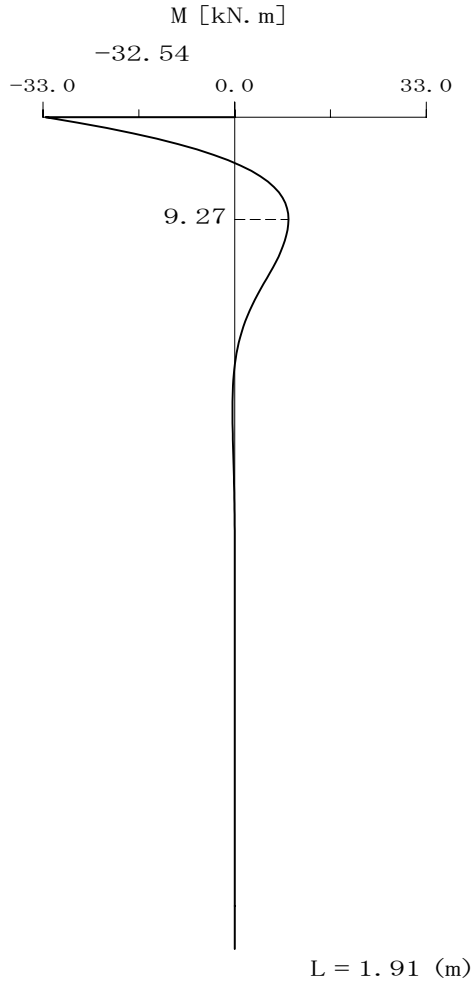
$H = 57.40$

$M = -32.54$ (kN.m)

$H = 53.43$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



6) 橋軸直角方向

既設死荷重

既設杭

杭 径 $D = 800.0$ (mm)

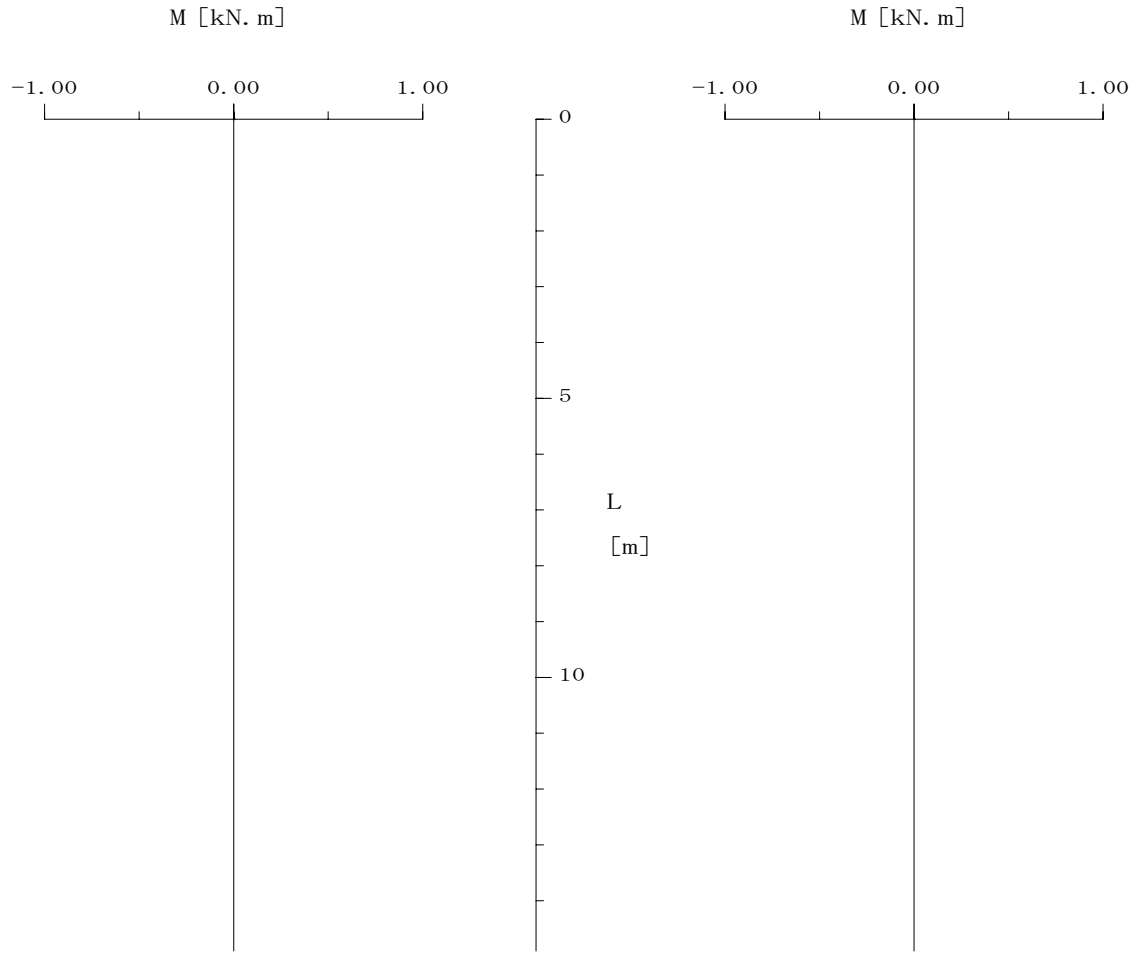
杭 長 $L = 14.90$ (m)

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

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



7) 橋軸直角方向 常時

既設杭

杭 径 $D = 800.0$ (mm)

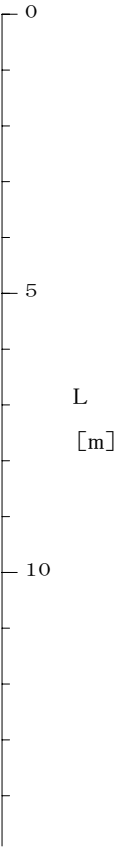
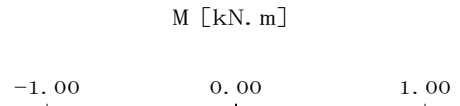
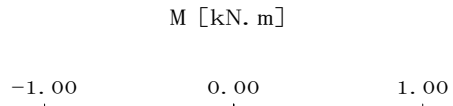
杭 長 $L = 14.90$ (m)

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

$H = 0.00$ (kN)

【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】



8) 橋軸直角方向 常時

増し杭

杭 径 $D = 235.0$ (mm)

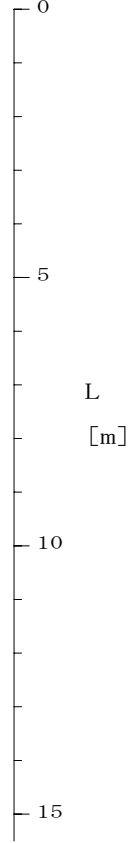
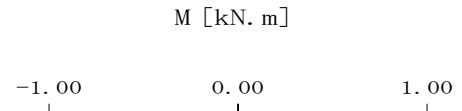
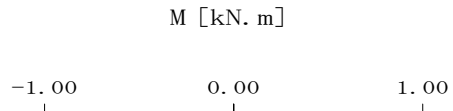
杭 長 $L = 15.50$ (m)

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

$H = 0.00$ (kN)

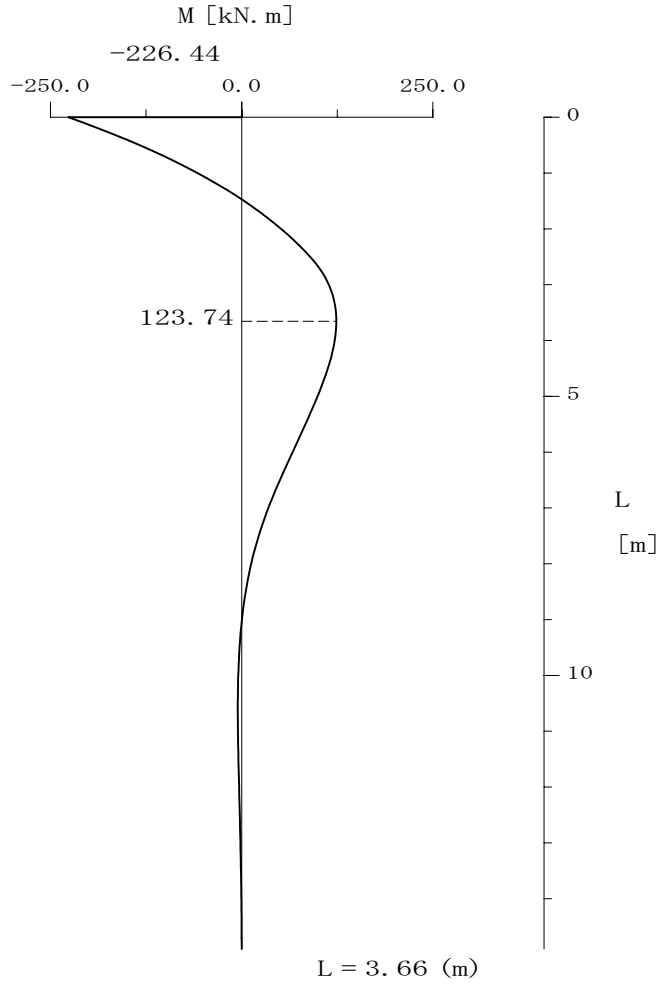
【杭頭剛結】

【杭頭ヒンジ】

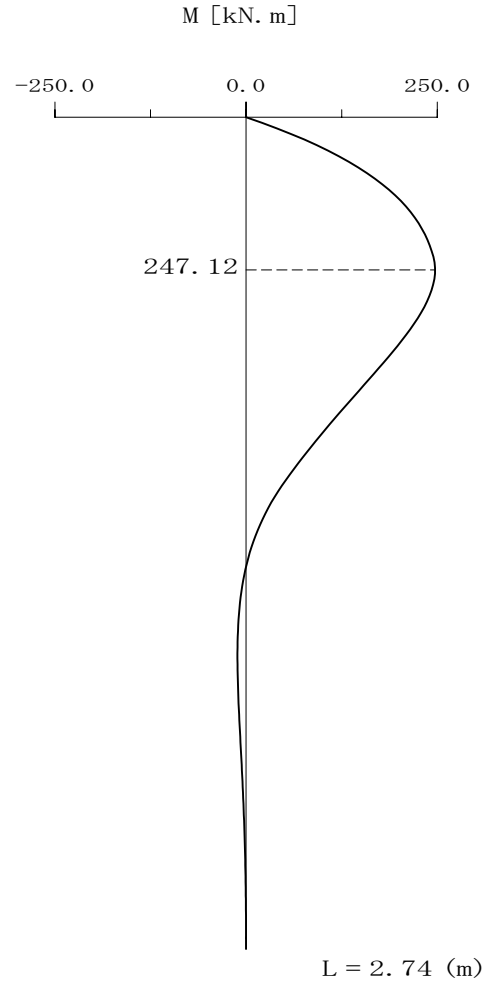


9) 橋軸直角方向 地震時 既設杭
 杭径 $D = 800.0$ (mm) 杭長 $L = 14.90$ (m)
 $H = 204.28$ $M = -226.44$ (kN.m) $H = 214.15$ (kN)

【杭頭剛結】



【杭頭ヒンジ】



10) 橋軸直角方向

地震時

増し杭

杭 径 $D = 235.0$ (mm)

杭 長 $L = 15.50$ (m)

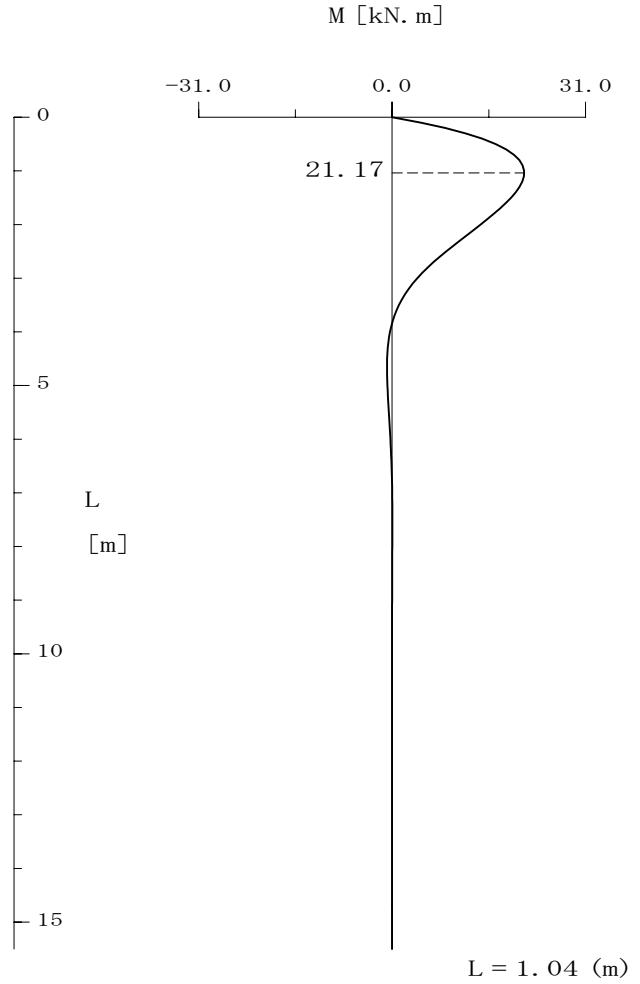
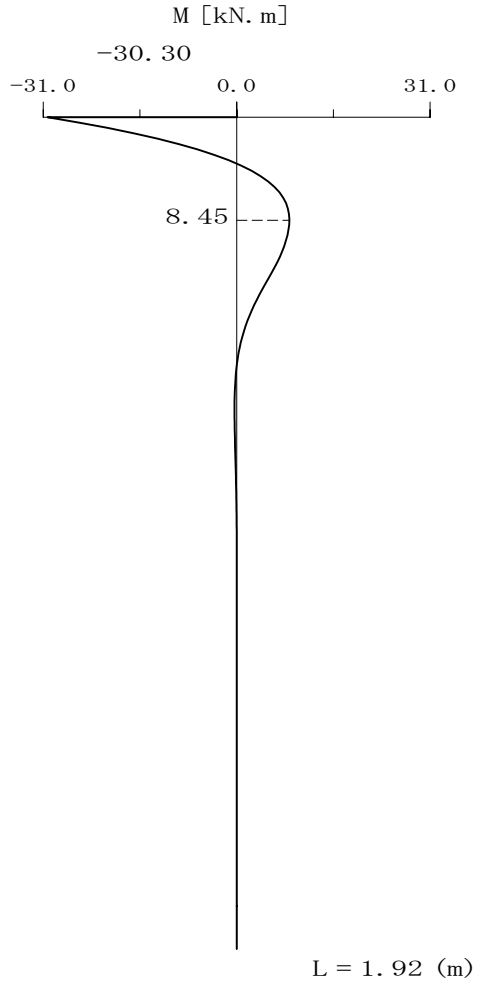
$H = 52.86$

$M = -30.30$ (kN.m)

$H = 49.68$ (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 = 800.0(mm)

板厚 t = 12.0(mm)

外側錆代 = 1.0(mm)

内側錆代 = 0.0(mm)

断面積 A = 271.97 × 10²(mm²)断面2次モーメント I = 210601.58 × 10⁴(mm⁴)

Ys = 399.0(mm)

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

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

応力度

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列		M (kN.m)	N (kN)	σ_c, σ_{ca} (N/mm ²)	σ_t, σ_{ta} (N/mm ²)	S (kN)	τ, τ_a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	既設死荷重	1	1	0.00	1326.20	-48.76 -140.00	-48.76 140.00	0.00	0.000 80.000	481.57
		1	1	0.00	1326.20	-48.76 -140.00	-48.76 140.00	0.00	0.000 80.000	481.57
2	常時	1	1	0.00	1496.16	-55.01 -140.00	-55.01 140.00	0.00	0.000 80.000	448.58
		1	1	0.00	1496.16	-55.01 -140.00	-55.01 140.00	0.00	0.000 80.000	448.58
3	地震時	1	1	265.74 (*)	1765.93	-115.28 -210.00	-14.59 210.00	230.28 (*)	8.467 120.000	765.70
		3	1	265.74 (*)	1031.03	-88.26 -210.00	12.44 210.00	230.28 (*)	8.467 120.000	908.33

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。

(*)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)	σ_c, σ_{ca} (N/mm ²)	σ_t, σ_{ta} (N/mm ²)	S (kN)	τ, τ_a (N/mm ²)	Mr(kN.m) Mr_L(m)
1	既設死荷重	1	1	0.00	1326.20	-48.76 -140.00	-48.76 140.00	0.00	0.000 80.000	481.57
		1	1	0.00	1326.20	-48.76 -140.00	-48.76 140.00	0.00	0.000 80.000	481.57
2	常時	1	1	0.00	1496.16	-55.01 -140.00	-55.01 140.00	0.00	0.000 80.000	448.58
		1	1	0.00	1496.16	-55.01 -140.00	-55.01 140.00	0.00	0.000 80.000	448.58
3	地震時	1	3	247.12 (*)	1791.83	-112.70 -210.00	-19.06 210.00	214.15 (*)	7.874 120.000	760.68
		1	1	247.12 (*)	1005.13	-83.78 -210.00	9.86 210.00	214.15 (*)	7.874 120.000	913.36

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。

(*)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。

増し杭

マイクロパイル

第1断面

材質：STK540

鋼管径 D = 216.3(mm)

鋼管厚 t = 12.00(mm)

外側錆代 = 1.0(mm)

断面積 A = 7026 (mm²)断面2次モーメント I = 36402756 (mm⁴)

Ys = 107.1(mm)

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

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

応力度

(1) 橋軸方向

No	荷重名略称	着目杭 行 列	M (kN.m)	N (kN)	σ_c, σ_{ca} (N/mm ²)	σ_t, σ_{ta} (N/mm ²)	S (kN)	τ, τ_a (N/mm ²)	Mr (kN.m) Mr_L (m)
2	常時	1 1	0.00	103.83	-14.78 -230.00	-14.78 230.00	0.00	0.000 130.000	73.12 —
		1 1	0.00	103.83	-14.78 -230.00	-14.78 230.00	0.00	0.000 130.000	73.12 —
3	地震時	1 1	32.54	437.02	-157.97 -345.00	33.56 345.00	57.40	8.171 195.000	96.08 —
		7 1	32.54	-348.70	-46.14 -345.00	145.40 345.00	57.40	8.171 195.000	100.35 —

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)	σ_c, σ_{ca} (N/mm ²)	σ_t, σ_{ta} (N/mm ²)	S (kN)	τ, τ_a (N/mm ²)	Mr (kN.m) Mr_L (m)
2	常時	1 1	0.00	103.83	-14.78 -230.00	-14.78 230.00	0.00	0.000 130.000	73.12 —
		1 1	0.00	103.83	-14.78 -230.00	-14.78 230.00	0.00	0.000 130.000	73.12 —
3	地震時	1 9	30.30	428.66	-150.19 -345.00	28.16 345.00	52.86	7.524 195.000	96.48 —
		1 1	30.30	-340.34	-40.73 -345.00	137.62 345.00	52.86	7.524 195.000	100.75 —

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。

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 $\sigma_{ca} = -210.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $\sigma_{ta} = 210.00$ (N/mm²)・SKK490 : 曲げ圧縮 $\sigma_{ca} = -280.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $\sigma_{ta} = 280.00$ (N/mm²)・軸力最大 $N_{max} = 1765.93$ (kN) 軸力最小 $N_{min} = 1031.03$ (kN)

Z (m)	杭頭剛結			杭頭ヒンジ			材質
	M (kN・m)	σ (N/mm ²)		M (kN・m)	σ (N/mm ²)		
		σ_{cmax}	σ_{tmax}		σ_{cmax}	σ_{tmax}	
0.000	-230.53	-108.61	5.77	0.00	-64.93	—	SKK400
0.500	-131.64	-89.87	—	99.11	-83.71	—	SKK400
1.000	-51.39	-74.67	—	169.87	-97.11	—	SKK400
1.500	12.66	-67.33	—	217.61	-106.16	3.32	SKK400
2.000	63.12	-76.89	—	247.30	-111.78	8.94	SKK400
2.500	102.53	-84.36	—	263.34	-114.82	11.98	SKK400
3.000	127.41	-89.07	—	263.05	-114.77	11.93	SKK400
3.500	136.12	-90.72	—	246.13	-111.56	8.72	SKK400
4.000	133.30	-90.19	—	218.92	-106.41	3.57	SKK400
4.500	122.78	-88.19	—	186.28	-100.22	—	SKK400
5.000	107.58	-85.31	—	151.73	-93.68	—	SKK400
5.500	89.97	-81.98	—	117.63	-87.22	—	SKK400
6.000	71.55	-78.49	—	85.42	-81.12	—	SKK400
6.500	53.38	-75.04	—	55.84	-75.51	—	SKK400
7.000	36.85	-71.91	—	31.18	-70.84	—	SKK400
7.500	23.25	-69.34	—	13.17	-67.43	—	SKK400
8.000	12.73	-67.34	—	0.93	-65.11	—	SKK400
8.500	5.08	-65.89	—	-6.62	-66.19	—	SKK400
9.000	-0.10	-64.95	—	-10.60	-66.94	—	SKK400
9.500	-3.30	-65.56	—	-12.06	-67.22	—	SKK400
10.000	-5.03	-65.88	—	-11.84	-67.18	—	SKK400
10.500	-5.59	-65.99	—	-10.55	-66.93	—	SKK400
11.000	-5.31	-65.94	—	-8.66	-66.57	—	SKK400
11.500	-4.56	-65.80	—	-6.63	-66.19	—	SKK400
12.000	-3.60	-65.61	—	-4.74	-65.83	—	SKK400
12.500	-2.63	-65.43	—	-3.14	-65.53	—	SKK400
13.000	-1.74	-65.26	—	-1.89	-65.29	—	SKK400
13.500	-0.99	-65.12	—	-0.98	-65.12	—	SKK400
13.950	-0.47	-65.02	—	-0.42	-65.01	—	SKK400
14.000	-0.42	-65.01	—	-0.37	-65.00	—	SKK400
14.500	-0.08	-64.95	—	-0.06	-64.94	—	SKK400
14.900	0.00	-64.93	—	0.00	-64.93	—	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)

6) 橋軸直角方向 地震時 既設杭

・許容応力度

- ・SKK400 : 曲げ圧縮 $\sigma_{ca} = -210.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $\sigma_{ta} = 210.00$ (N/mm²)
- ・SKK490 : 曲げ圧縮 $\sigma_{ca} = -280.00$ (N/mm²) 曲げ引張 $\sigma_{ta} = 280.00$ (N/mm²)
- ・軸力最大 $N_{max} = 1791.83$ (kN) 軸力最小 $N_{min} = 1005.13$ (kN)

Z (m)	杭頭剛結			杭頭ヒンジ			材質
	M (kN·m)	σ (N/mm ²)		M (kN·m)	σ (N/mm ²)		
		σ_{cmax}	σ_{tmax}		σ_{cmax}	σ_{tmax}	
0.000	-226.44	-108.78	5.94	0.00	-65.88	—	SKK400
0.500	-133.51	-91.18	—	92.17	-83.35	—	SKK400
1.000	-57.69	-76.81	—	157.97	-95.81	—	SKK400
1.500	3.21	-66.49	—	202.37	-104.22	1.38	SKK400
2.000	51.51	-75.64	—	229.97	-109.45	6.61	SKK400
2.500	89.54	-82.85	—	244.89	-112.28	9.44	SKK400
3.000	113.99	-87.48	—	244.62	-112.23	9.39	SKK400
3.500	123.26	-89.24	—	228.88	-109.25	6.41	SKK400
4.000	121.65	-88.93	—	203.58	-104.45	1.61	SKK400
4.500	112.70	-87.24	—	173.23	-98.70	—	SKK400
5.000	99.24	-84.69	—	141.10	-92.62	—	SKK400
5.500	83.38	-81.68	—	109.39	-86.61	—	SKK400
6.000	66.65	-78.51	—	79.44	-80.93	—	SKK400
6.500	50.06	-75.37	—	51.93	-75.72	—	SKK400
7.000	34.88	-72.49	—	28.99	-71.38	—	SKK400
7.500	22.28	-70.10	—	12.25	-68.20	—	SKK400
8.000	12.46	-68.24	—	0.87	-66.05	—	SKK400
8.500	5.27	-66.88	—	-6.15	-67.05	—	SKK400
9.000	0.35	-65.95	—	-9.86	-67.75	—	SKK400
9.500	-2.73	-66.40	—	-11.21	-68.01	—	SKK400
10.000	-4.44	-66.72	—	-11.01	-67.97	—	SKK400
10.500	-5.04	-66.84	—	-9.81	-67.74	—	SKK400
11.000	-4.85	-66.80	—	-8.05	-67.41	—	SKK400
11.500	-4.20	-66.68	—	-6.16	-67.05	—	SKK400
12.000	-3.34	-66.52	—	-4.41	-66.72	—	SKK400
12.500	-2.45	-66.35	—	-2.92	-66.44	—	SKK400
13.000	-1.63	-66.19	—	-1.76	-66.22	—	SKK400
13.500	-0.93	-66.06	—	-0.91	-66.06	—	SKK400
13.950	-0.45	-65.97	—	-0.39	-65.96	—	SKK400
14.000	-0.40	-65.96	—	-0.34	-65.95	—	SKK400
14.500	-0.08	-65.90	—	-0.06	-65.89	—	SKK400
14.900	0.00	-65.88	—	0.00	-65.88	—	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

		既設死荷重	常時	地震時	
原点作用力					
Vo	kN	11935.8	16372.8	13822.8	
Ho	kN	0.0	0.0	3568.5	
Mo	kN.m	0.0	0.0	29229.1	
原点変位					
δx	mm	0.00	0.00	5.04	
δz	mm	6.65	7.50	7.01	
α	rad	0.00000000	0.00000000	0.00092133	
$\delta f, \delta a$	mm	0.00 \leq 15.00	0.00 \leq 15.00	5.04 \leq 15.00	
鉛直反力					
PNmax, Ra	kN	1326.20 \leq 2408.00	1496.16 \leq 2408.00	1765.93 \leq 3594.00	
PNmin, Pa	kN	1326.20 \geq 0.00	1496.16 \geq 0.00	1031.03 \geq -748.00	
水平反力					
PH	kN	0.00	0.00	217.91	
杭作用モーメント					
杭頭 Mt	kN.m	0.00	0.00	-230.53	
地中部 Mm	kN.m	0.00	0.00	265.74	
杭体応力度					
上杭	$\sigma c, \sigma ca$	N/mm ²	-48.76 \geq -140.00	-55.01 \geq -140.00	-115.28 \geq -210.00
	$\sigma t, \sigma ta$	N/mm ²	-48.76 \leq 140.00	-55.01 \leq 140.00	12.44 \leq 210.00
	$\tau, \tau a$	N/mm ²	0.000 \leq 80.000	0.000 \leq 80.000	8.467 \leq 120.000
判定		OK	OK	OK	

杭種：中掘り杭工法 鋼管杭

杭径： $\phi = 800.0$ (mm)杭長： $L = 14.90$ (m)鋼管厚： $t = 12.0$ (mm)

増し杭

		常時	地震時	
原点作用力				
Vo	kN	16372.8	13822.8	
Ho	kN	0.0	3568.5	
Mo	kN.m	0.0	29229.1	
原点変位				
δx	mm	0.00	5.04	
δz	mm	7.50	7.01	
α	rad	0.00000000	0.00092133	
$\delta f, \delta a$	mm	0.00 \leq 15.00	5.04 \leq 15.00	
鉛直反力				
PNmax, Ra	kN	103.83 \leq 492.00	437.02 \leq 738.00	
PNmin, Pa	kN	103.83 \geq 0.00	-348.70 \geq -419.00	
水平反力				
PH	kN	0.00	57.40	
杭作用モーメント				
杭頭 Mt	kN.m	0.00	-32.54	
地中部 Mm	kN.m	0.00	22.76	
杭体応力度				
上杭	$\sigma c, \sigma ca$	N/mm ²	-14.78 \geq -230.00	-157.97 \geq -345.00
	$\sigma t, \sigma ta$	N/mm ²	-14.78 \leq 230.00	145.40 \leq 345.00
	$\tau, \tau a$	N/mm ²	0.000 \leq 130.000	8.171 \leq 195.000
判定		OK	OK	

杭 種 : マイクロパイル

杭 径 : 鋼管径 $\phi = 216.3$ (mm)

グラウト外径 $\phi = 235.0$ (mm)

設計杭長 : L = 15.50 (m)

鋼管厚 : t = 12.00 (mm)

(2) 橋軸直角方向

既設杭

		既設死荷重	常時	地震時	
原点作用力					
Vo	kN	11935.8	16372.8	13822.8	
Ho	kN	0.0	0.0	3318.5	
Mo	kN.m	0.0	0.0	29929.1	
原点変位					
δx	mm	0.00	0.00	4.60	
δz	mm	6.65	7.50	7.01	
α	rad	0.00000000	0.00000000	0.00078901	
$\delta f, \delta a$	mm	0.00 \leq 15.00	0.00 \leq 15.00	4.60 \leq 15.00	
鉛直反力					
PNmax, Ra	kN	1326.20 \leq 2408.00	1496.16 \leq 2408.00	1791.83 \leq 3594.00	
PNmin, Pa	kN	1326.20 \geq 0.00	1496.16 \geq 0.00	1005.13 \geq -748.00	
水平反力					
PH	kN	0.00	0.00	204.28	
杭作用モーメント					
杭頭 Mt	kN.m	0.00	0.00	-226.44	
地中部 Mm	kN.m	0.00	0.00	247.12	
杭体応力度					
上杭	$\sigma c, \sigma ca$	N/mm ²	-48.76 \geq -140.00	-55.01 \geq -140.00	-112.70 \geq -210.00
	$\sigma t, \sigma ta$	N/mm ²	-48.76 \leq 140.00	-55.01 \leq 140.00	9.86 \leq 210.00
	$\tau, \tau a$	N/mm ²	0.000 \leq 80.000	0.000 \leq 80.000	7.874 \leq 120.000
判定		OK	OK	OK	

杭 種 : 中掘り杭工法 鋼管杭

杭 径 : $\phi = 800.0$ (mm)

杭 長 : L = 14.90 (m)

鋼管厚 : t = 12.0 (mm)

増し杭

		常時	地震時	
原点作用力				
Vo	kN	16372.8	13822.8	
Ho	kN	0.0	3318.5	
Mo	kN.m	0.0	29929.1	
原点変位				
δx	mm	0.00	4.60	
δz	mm	7.50	7.01	
α	rad	0.00000000	0.00078901	
$\delta f, \delta a$	mm	0.00 \leq 15.00	4.60 \leq 15.00	
鉛直反力				
PNmax, Ra	kN	103.83 \leq 492.00	428.66 \leq 738.00	
PNmin, Pa	kN	103.83 \geq 0.00	-340.34 \geq -419.00	
水平反力				
PH	kN	0.00	52.86	
杭作用モーメント				
杭頭 Mt	kN.m	0.00	-30.30	
地中部 Mm	kN.m	0.00	21.17	
杭体応力度				
上杭	$\sigma c, \sigma ca$	N/mm ²	-14.78 \geq -230.00	-150.19 \geq -345.00
	$\sigma t, \sigma ta$	N/mm ²	-14.78 \leq 230.00	137.62 \leq 345.00
	$\tau, \tau a$	N/mm ²	0.000 \leq 130.000	7.524 \leq 195.000
判定		OK	OK	

杭 種 : マイクロパイル

杭 径 : 鋼管径 $\phi = 216.3$ (mm)

グラウト外径 $\phi = 235.0$ (mm)

設計杭長 : L = 15.50 (m)

鋼管厚 : t = 12.00 (mm)

5章 予備計算

5.1 水平方向地盤反力係数

既設杭

杭外径		$D = 0.8000$	(m)
杭体ヤング係数		$E = 20.00 \times 10^7$	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント		$I = 0.002106018$	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	$\beta = 0.288728$	(m ⁻¹)
	地震時	$\beta = 0.288728$	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時	$1/\beta = 3.4635$	(m)
	地震時	$1/\beta = 3.4635$	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_0 = \frac{\sum(\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 15873.6 \text{ (kN/m}^2 \text{) (常時)}$$

$$= 15873.6 \text{ (kN/m}^2 \text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.6646 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 1.6646 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_0 = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = 52912.1 \text{ (kN/m}^3 \text{) (常時)}$$

$$= 52912.1 \text{ (kN/m}^3 \text{) (地震時)}$$

$$kH = kH_0 \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.288728 \text{ (m}^{-1} \text{) (常時), } 0.288728 \text{ (m}^{-1} \text{) (地震時)}$$

※地震時BH算出時の $\alpha \cdot E_0$ の取扱い：常時

層No	層厚(m)		$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ³)		DE	kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時		常時	地震時
2	2.50	2.50	11200	22400	1.000	10327	20653
3	4.00	4.00	28000	56000	1.000	25817	51633
4	3.50	3.50	70000	140000	1.000	64542	129083
5	3.95	3.95	89600	179200	1.000	82613	165226
6	0.95	0.95	140000	280000	1.000	129083	258166

増し杭

杭外径 (鋼管径)	D = 0.2163	(m)
杭体ヤング係数 (鋼管ヤング係数)	E = 2.00 × 10 ⁸	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	I = 0.000036403	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	常時	β = 0.641106 (m ⁻¹)
	地震時	β = 0.641106 (m ⁻¹)
水平抵抗に関する 地盤の深さ	常時	1/β = 1.5598 (m)
	地震時	1/β = 1.5598 (m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot E_o = \frac{\sum (\alpha \cdot E_{oi} \cdot L_i)}{1/\beta} = 11200.0 \text{ (kN/m}^2 \text{) (常時)}$$

$$= 11200.0 \text{ (kN/m}^2 \text{) (地震時)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 } BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 0.5809 \text{ (m) (常時)}$$

$$= 0.5809 \text{ (m) (地震時)}$$

$$kH_o = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o = 37333.3 \text{ (kN/m}^3 \text{) (常時)}$$

$$= 37333.3 \text{ (kN/m}^3 \text{) (地震時)}$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.641106 \text{ (m}^{-1} \text{) (常時), } 0.641106 \text{ (m}^{-1} \text{) (地震時)}$$

※地震時BH算出時の α・E_oの取扱い：常時

層No	層厚(m)		α・E _o (kN/m ²)		DE	kH (kN/m ³)	
	常時	地震時	常時	地震時		常時	地震時
2	2.50	2.50	11200	22400	1.000	22745	45490
3	4.00	4.00	28000	56000	1.000	56863	113725
4	3.50	3.50	70000	140000	1.000	142157	284313
5	3.95	3.95	89600	179200	1.000	181960	363921
6	1.55	1.55	140000	280000	1.000	284313	568626

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：中掘り杭工法

$$a = 0.010 \cdot (L/D) + 0.36 = 0.5462$$

$$A_p : \text{杭の純断面積} = 0.02720 \quad (\text{m}^2)$$

$$E_p : \text{杭体のヤング係数} = 20.00 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$L : \text{杭長} = 14.90 \quad (\text{m})$$

$$D : \text{杭径} = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$K_v = 199413 \quad (\text{kN/m})$$

増し杭

$$K_v = a \cdot \frac{A \cdot E}{L}$$

杭種：マイクロパイル

工法：STマイクロパイル（タイプI）

$$a = 0.0249 \cdot (L/D) - 0.4404 = 1.3439$$

$$L : \text{鋼管の根入れ長} = 15.50 \quad (\text{m})$$

$$D : \text{鋼管径} = 0.2163 \quad (\text{m})$$

$$E : \text{鋼管のヤング係数} = 2.00 \times 10^8 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$A : \text{鋼管の有効断面積} = 0.007026 \quad (\text{m}^2)$$

$L/D > 70$ であるが適用する。

$$K_v = 121830 \quad (\text{kN/m})$$

5.3 許容支持力・引抜力の計算

既設杭

1) 杭の諸元

杭種 : 鋼管杭 ϕ 800.0 (mm)
 工法 : 中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌)
 設計杭長 : $L = 14.90$ (m)
 突出杭長 : $L_o = 0.00$ (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

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時})$$

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

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)

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)

$$\begin{aligned} q_d &= 200 \cdot N (\leq 10000) \text{ 砂れき層} \\ &= 200 \cdot 50.0 \\ &= 10000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

A_p : 杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : 杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513 \text{ (m)}$$

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)

$$W_s = A_p \cdot \sum (\gamma_i \cdot L_i)$$

γ_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

層No	土質	平均N値	層厚Li (m)	γ_i (kN/m ³)		W_s (kN)		f_i (kN/m ²)	DE_i	$Li \cdot f_i (DE_i)$ (kN/m)	
				常時	地震時	常時	地震時			常時	地震時
1	粘性	4.0	2.50	8.00	8.00	10.1	10.1	32.0	1.000	80.0	80.0
2	砂質	10.0	4.00	8.00	8.00	16.1	16.1	20.0	1.000	80.0	80.0
3	粘性	25.0	3.50	8.00	8.00	14.1	14.1	100.0	1.000	350.0	350.0
4	砂質	32.0	3.95	10.00	10.00	19.9	19.9	64.0	1.000	252.8	252.8
5	砂礫	50.0	0.95	10.00	10.00	4.8	4.8	100.0	1.000	95.0	95.0
計			14.90			64.8	64.8			857.8	857.8

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 10000 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 857.8 = 7182 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \\ &= 10000 \cdot 0.503 + 2.513 \cdot 857.8 = 7182 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

W : 杭の有効重量(kN) ※()内は地震時を示す。

$$W = \sum (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 29.7 \text{ (29.7) (kN)}$$

上杭

$$\begin{aligned} W'' &: \text{水中部単位長重量 (kN/m)} = 2.00 \\ L &: \text{水中部杭長 (m)} = 14.90 \text{ (14.90)} \\ W_o &: \text{水位上部単位長重量(kN/m)} = 2.29 \\ L_o &: \text{水位上部杭長 (m)} = 0.00 \text{ (0.00)} \end{aligned}$$

許容支持力

$$\text{常 時 } R_a = \frac{1}{3.0} \cdot (7182 - 64.8) + 64.8 - 29.7 = 2408 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } R_a = \frac{1}{2.0} \cdot (7182 - 64.8) + 64.8 - 29.7 = 3594 \text{ (kN)}$$

3) 許容引抜力の計算

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u + W$$

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot f_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時})$$

P_a : 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)

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜力 (kN)

$$P_u = 2.513 \cdot 857.8 = 2156 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = 2.513 \cdot 857.8 = 2156 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時})$$

W : 杭の有効重量 29.7 (kN) (常 時)

29.7 (kN) (地震時)

許容引抜力

$$\text{常 時 } P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 2156 + 29.7 = 389 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 2156 + 29.7 = 748 \text{ (kN)}$$

4) 計算結果一覧

(kN/本)		
許容支持力	常 時	2408
	地震時	3594
許容引抜力	常 時	389
	地震時	748

増し杭

1) 杭の諸元

杭種 : マイクロパイル ϕ 235.0 (mm)
 工法 : STマイクロパイル (タイプI)
 設計杭長 : $L = 15.50$ (m)
 グラウト外径 : $D = 0.2350$ (m)
 杭の種類 : 支持杭

2) 軸方向許容押込み支持力

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i) \quad (\text{常時})$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時})$$

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)

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)

$$q_d = 5000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A : グラウト体先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.2350^2 = 0.043 \text{ (m}^2\text{)}$$

U : グラウト体の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.2350 = 0.738 \text{ (m)}$$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

τ_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでの周面摩擦力は無視する。

周面摩擦力を無視する範囲 : 底版下面から 1.56 (m) (常時)

1.56 (m) (地震時)

DE_i : 土質定数の低減係数 (地震時のみ)

周面摩擦力

層No	土質	平均N値	層厚 L_i (m)	τ_i (kN/m ²)		DE_i	$L_i \cdot \tau_i (DE_i)$ (kN/m)	
				常時	地震時		常時	地震時
1	粘性	4.0	1.56	0.0	0.0	1.000	0.0	0.0
2	粘性	4.0	0.94	40.0	40.0	1.000	37.6	37.6
3	砂質	10.0	4.00	50.0	50.0	1.000	200.0	200.0
4	粘性	25.0	3.50	150.0	150.0	1.000	525.0	525.0
5	砂質	32.0	3.95	160.0	160.0	1.000	632.0	632.0
6	砂礫	50.0	1.55	200.0	200.0	1.000	310.0	310.0
計			15.50				1704.6	1704.6

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i) \\ &= 5000 \cdot 0.043 + 0.738 \cdot 1704.6 = 1475 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i \cdot DE_i) \\ &= 5000 \cdot 0.043 + 0.738 \cdot 1704.6 = 1475 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

軸方向許容押し込み支持力

$$\text{常 時 } R_a = \frac{1}{3.0} \cdot 1475 = 492 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } R_a = \frac{1}{2.0} \cdot 1475 = 738 \text{ (kN)}$$

3) 軸方向許容引抜き支持力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i) \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i \cdot DE_i) \quad (\text{地震時})$$

P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)

n : 安全率 6.0 (常 時)

3.0 (地震時)

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

$$P_u = 0.738 \cdot 1704.6 = 1258 \text{ (kN)} \quad (\text{常 時})$$

$$P_u = 0.738 \cdot 1704.6 = 1258 \text{ (kN)} \quad (\text{地震時})$$

軸方向許容引抜き支持力

$$\text{常 時 } P_a = \frac{1}{6.0} \cdot 1258 = 210 \text{ (kN)}$$

$$\text{地震時 } P_a = \frac{1}{3.0} \cdot 1258 = 419 \text{ (kN)}$$

4) 計算結果一覧

(kN/本)

許容支持力	常 時	492
	地震時	738
許容引抜き力	常 時	210
	地震時	419

単杭による補正係数

砂質土

$$\alpha_k = 1.500$$

$$\alpha_p = 3.000$$

粘性土

$$\alpha_k = 1.500$$

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

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

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 kH (kN/m ³)	着目点 ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.50	4.0	93.90	113.90	20653.410	0.200
2	砂質土	4.00	10.0	200.03	297.16	51633.528	0.200
3	粘性土	3.50	25.0	397.90	425.90	129083.817	0.200
4	砂質土	3.95	32.0	601.54	790.27	165227.279	0.200
5	砂質土	0.95	50.0	991.75	1048.71	258167.635	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 kH (kN/m ³)	着目点 ピッチ (m)
				層上面	層下面		
1	粘性土	2.50	4.0	93.90	113.90	45490.309	0.200
2	砂質土	4.00	10.0	200.03	297.16	113725.772	0.200
3	粘性土	3.50	25.0	397.90	425.90	284314.422	0.200
4	砂質土	3.95	32.0	601.54	790.27	363922.476	0.200
5	砂質土	0.95	50.0	991.75	1048.71	568628.843	0.200
6	砂質土	0.60	50.0	1048.71	1084.68	568628.843	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 = 1.0 (mm)

内側錆代 = 0.0 (mm)

杭の単位長さ当り重量 w = 2.29 (kN/m)

No	区間長 (m)	鋼管厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)
1	14.900	12.0	235.00

軸力 = 1398.5 (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	ϕ_y	$\phi_{y'}$
1	14.900	969.0	1507.5	0.0023005	0.0035791

増し杭

外側錆代 = 1.0 (mm)

杭の単位長さ当り重量 $w = 1.24$ (kN/m)

No	区間長 (m)	鋼管厚 (mm)	降伏応力度 (N/mm ²)
1	15.500	0.0	390.00

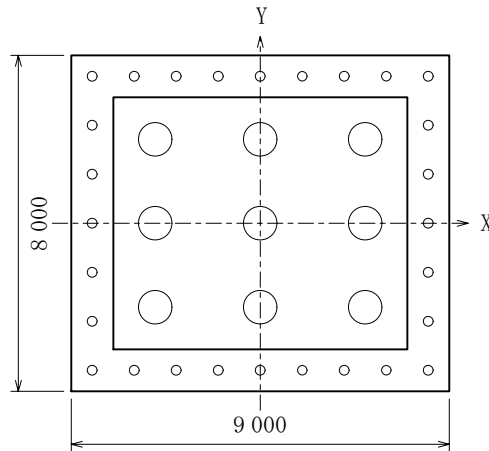
軸力 = 44.2 (kN) (死荷重時軸力)

No	区間長 (m)	曲げモーメント (kN.m)		曲率 (1/m)	
		My	Mp	ϕ_y	$\phi_{y'}$
1	15.500	130.4	177.4	0.0179055	0.0243698

6. フーチング前面地盤の水平抵抗

層 No	層厚 (m) (底版下面からの高さ)	橋軸方向			橋軸直角方向		
		kHE (kN/m ³)	pHu (kN/m ²)		kHE (kN/m ³)	pHu (kN/m ²)	
			上端	下端		上端	下端
1	2.200 (0.000 ~ 2.200)	12348.90	22.09	133.46	12906.56	22.16	135.63

7. 杭配置



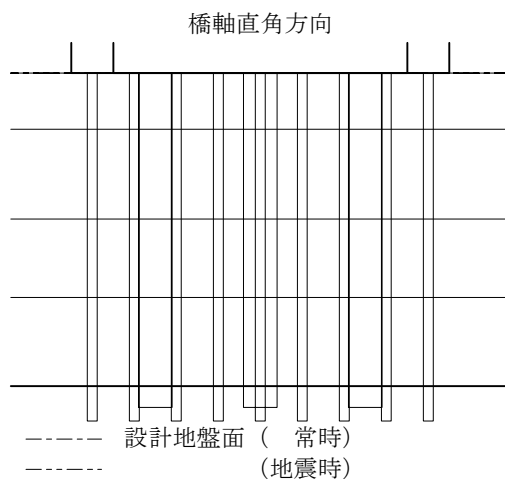
杭頭座標

(1) 既設杭

No	X方向	Y方向
1	-2.500	2.000
2	0.000	0.000
3	2.500	-2.000

(2) 増し杭

No	X方向	Y方向
1	-4.000	3.500
2	-3.000	2.333
3	-2.000	1.167
4	-1.000	0.000
5	0.000	-1.167
6	1.000	-2.333
7	2.000	-3.500
8	3.000	——
9	4.000	——



8. 作用力

死荷重時上部工反力	Rd =	6000.00 (kN)	
橋脚躯体重量	Wp =	3393.01 (kN)	
底版下面からWp重心位置までの高さ	yp =	8.030 (m)	
慣性力を考慮する底版および上載土重量	WF =	3880.80 (kN)	
底版下面からWF重心位置までの高さ	yF =	1.100 (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 =	4429.80 (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 =	13822.81 (kN)	
既設杭のみで負担する鉛直力	Vo' =	11935.81 (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	—	0.8500	1.7500	0.8500	1.7500
khp	—	0.61	0.61	1.21	1.22
khg	—	0.35	0.70	0.35	0.70
Wu	kN	7000.00	7000.00	6000.00	6000.00
yu	m	12.200		14.700	

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)

6.2 計算結果一覧表

【液状化無視・地震動タイプI・水位無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $kh = 0.610$

			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	564.42	————
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	969.00	————
	抽出条件		—	条件1	——
	発生深さ		m	0.00	——
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	Mmax < My	————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2261.23	
	押し込み支持力の上限值	PNu	kN	6391.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	58.86	58.66
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	130.40	130.40
	抽出条件		—	条件1	条件1
	発生深さ		m	0.00	0.00
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax < My	Mmax < My
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	966.56	
	押し込み支持力の上限值	PNu	kN	1475.00	
判定				降伏していない杭がある	OK
				PN < PNu	
				押し込み支持力の上限值に達しない	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My未満のとき

| M/My | が最大となる位置

条件3：My ≤ M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

My ≤ M < Mpとなる範囲を対象として | M/Mp | が最大となる位置

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

M = Mpとなる最上部

(2) 橋軸直角方向

水平震度 $kh = 0.848$

			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	969.00	—————
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	969.00	—————
	抽出条件		—	条件3	———
	発生深さ		m	0.00	———
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	$M_{max} \geq My$	—————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2709.64	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	6391.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	88.59	86.42
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	130.40	130.40
	抽出条件		—	条件1	条件1
	発生深さ		m	0.00	0.00
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	$M_{max} < My$	$M_{max} < My$
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	1325.83	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	1475.00	
判定			—	全ての既設杭が降伏した	OUT
				$PN < P_{Nu}$	
				押込み支持力の上限值に達しない	OK
変位の照査	フーチングの回転角	α_{Fo}	rad	0.0026	
	回転角の制限値の目安	α_{Foa}	rad	0.0200	
	判定		—	$\alpha_{Fo} \leq \alpha_{Foa}$	OK

以上のように、基礎は $khyF = 0.848$ で降伏に達したが、
 $khcF \leq khyF (0.567 \leq 0.848)$ より、基礎の降伏が生じるが基礎本体あるいは基礎周辺地盤に塑性化が生ずることにより減衰の影響が大きくなるので、基礎の損傷はそれ以上は進展しないと判断される。

ここに、

$khyF$: 基礎が降伏に達するときの水平震度 (= 0.848)

$khcF$: 基礎のレベル2地震時照査に用いる設計水平震度

$$khcF = CD \cdot Cz \cdot khco = 0.667 \cdot 0.8500 = 0.567$$

CD : 減衰定数別補正係数 = 0.667

$Cz \cdot khco$: レベル2地震時照査に用いる設計水平震度 (= 0.8500)

※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My未滿のとき
 $|M/My|$ が最大となる位置

条件3 : $My \leq M < Mp$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < My$)

$My \leq M < Mp$ となる範囲を対象として $|M/Mp|$ が最大となる位置

条件4 : $Mp = M$ となる範囲があるとき (他の範囲では $M < Mp$)

$M = Mp$ となる最上部

【液状化無視・地震動タイプII・水位無視】

(1) 橋軸方向

水平震度 $k_h = 0.610$

			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	892.24	————
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	969.00	————
	抽出条件		—	条件1	—
	発生深さ		m	0.00	—
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	Mmax < My	————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2319.27	
	押し込み支持力の上限值	PNu	kN	6391.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	82.98	81.42
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	130.40	130.40
	抽出条件		—	条件1	条件1
	発生深さ		m	0.00	0.00
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	Mmax < My	Mmax < My
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	1028.62	
	押し込み支持力の上限值	PNu	kN	1475.00	
判定			—	降伏していない杭がある	OK
			—	PN < PNu	
			—	押し込み支持力の上限值に達しない	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My未満のとき

| M/My | が最大となる位置

条件3：My ≤ M < Mpとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < My）

My ≤ M < Mpとなる範囲を対象として | M/Mp | が最大となる位置

条件4：Mp = Mとなる範囲があるとき（他の範囲ではM < Mp）

M = Mpとなる最上部

(2) 橋軸直角方向

水平震度 $k_h = 0.853$

			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	969.00	————
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	969.00	————
	抽出条件		—	条件3	——
	発生深さ		m	0.00	——
	杭体区間		—	1	—
	判定		—	$M_{max} \geq My$	————
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	2716.57	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	6391.00	
増し杭の耐力照査	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	88.71	86.72
	降伏曲げモーメント	My	kN・m	130.40	130.40
	抽出条件		—	条件1	条件1
	発生深さ		m	0.00	0.00
	杭体区間		—	1	1
	判定		—	$M_{max} < My$	$M_{max} < My$
	杭頭最大鉛直反力	PN	kN	1332.60	
	押込み支持力の上限值	PNu	kN	1475.00	
判定			—	全ての既設杭が降伏した OUT	
				$PN < P_{Nu}$	
				押込み支持力の上限值に達しない OK	

以上のように、基礎は $k_{hy}F = 0.853$ で降伏に達した。

※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My未満のとき
 $|M/My|$ が最大となる位置
- 条件3： $My \leq M < M_p$ となる範囲があるとき（他の範囲では $M < My$ ）
 $My \leq M < M_p$ となる範囲を対象として $|M/M_p|$ が最大となる位置
- 条件4： $M_p = M$ となる範囲があるとき（他の範囲では $M < M_p$ ）
 $M = M_p$ となる最上部

応答塑性率の照査

基礎に主たる非線形が生じる場合の基礎の応答塑性率を算定し、これが基礎の塑性率の制限値以下であることを照査する。

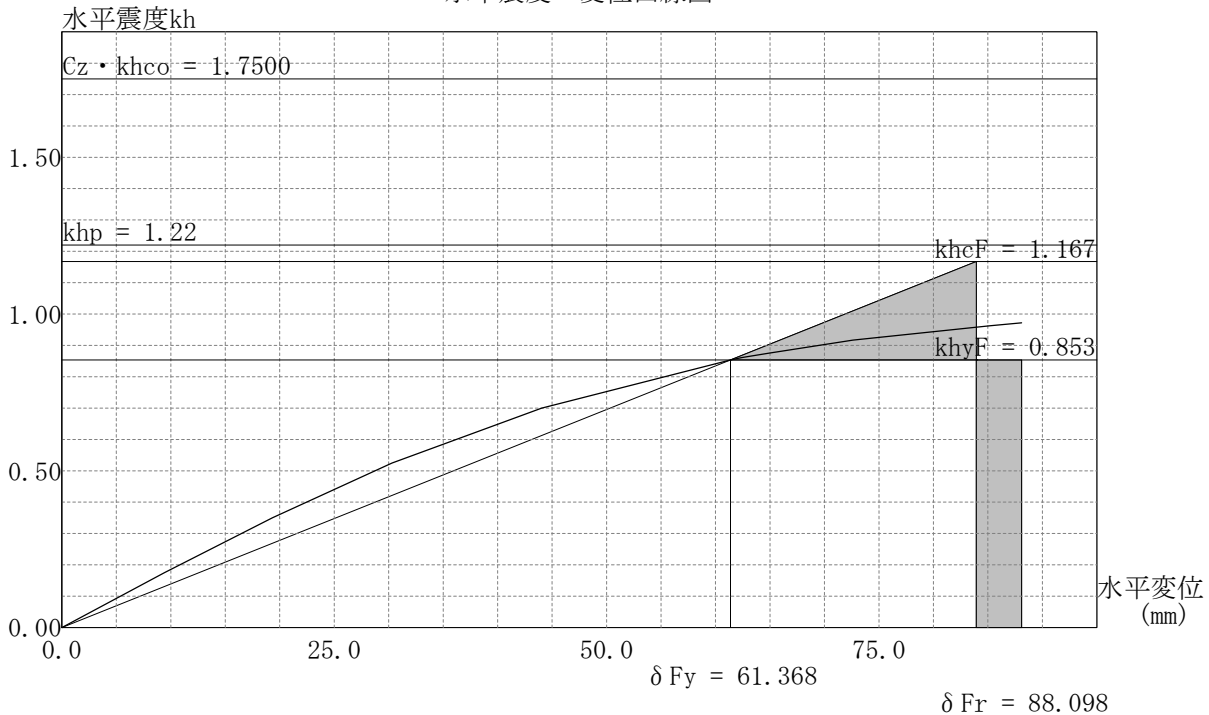
なお、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 γ は $\gamma = 0$ とした。

$$\mu Fr = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{khcF}{khyF} \right)^2 \right\}$$

$$\delta Fr = \mu Fr \cdot \delta Fy$$

- ここに、 μFr : 基礎の応答塑性率
- δFr : 基礎の変形による上部構造の慣性力作用位置における応答変位 (m)
- δFy : 基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)
- $khyF$: 基礎が降伏に達するときの水平震度 (= 0.853)
- $khcF$: 基礎のレベル2地震時照査に用いる設計水平震度
 $khcF = CD \cdot Cz \cdot khco = 0.667 \cdot 1.7500 = 1.167$
- CD : 減衰定数別補正係数 = 0.667
- $Cz \cdot khco$: レベル2地震時照査に用いる設計水平震度 (= 1.7500)

水平震度～変位曲線図



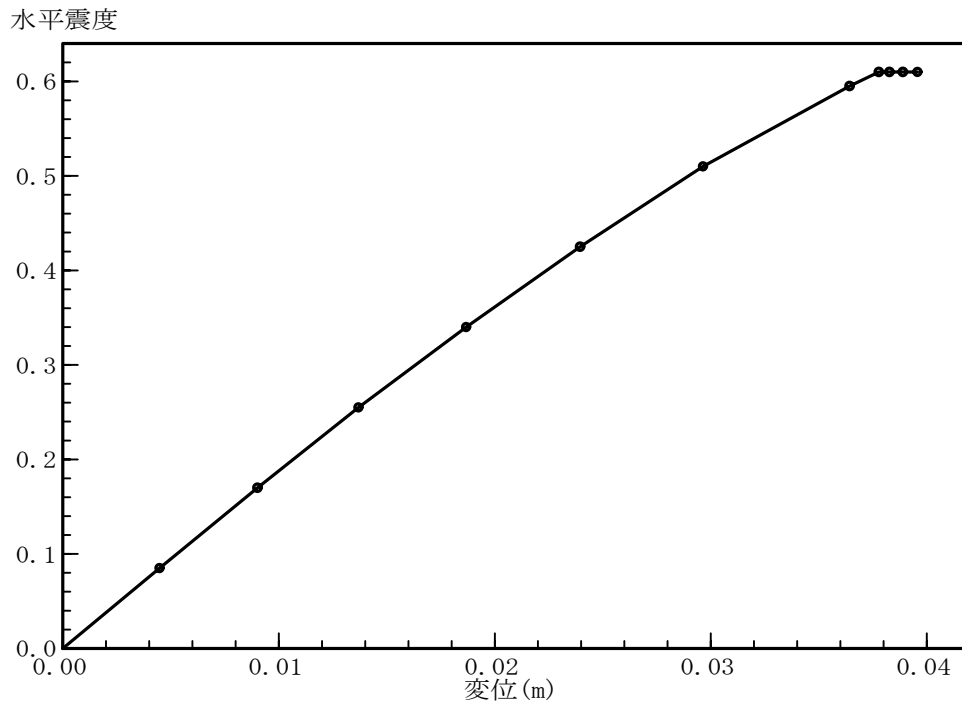
応答塑性率の照査	基礎の応答塑性率	μFr	—	1.436
	基礎の塑性率の制限値の目安	μFL	—	4.000
	判定			$\mu Fr \leq \mu FL$ OK
	基礎の応答変位	δFr	m	0.0881
変位の照査	フーチングの回転角	αFo	rad	0.0036
	回転角の制限値の目安	αFoa	rad	0.0200
	判定			$\alpha Fo \leq \alpha Foa$ OK

6.3 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I・水位無視】

(1) 橋軸方向



α_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	0.0850	1019.2	0.0045	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.2000	0.1700	2038.5	0.0090	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.3000	0.2550	3057.7	0.0137	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.4000	0.3400	4076.9	0.0187	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.5000	0.4250	5096.2	0.0240	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.6000	0.5100	6115.4	0.0296	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.7000	0.5950	7134.6	0.0364	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.7176	0.6100	7314.5	0.0378	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.8016	0.6100	7428.6	0.0383	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
0.9016	0.6100	7564.4	0.0389	0/ 3	0/ 3	1	—		○	—
1.0000	0.6100	7698.0	0.0396	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

α_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	0/7	0/7	1	1		○	—
0.1000	0.0850	1019.2	0.0045	0/7	0/7	1	1		○	—
0.2000	0.1700	2038.5	0.0090	0/7	0/7	1	1		○	—
0.3000	0.2550	3057.7	0.0137	0/7	0/7	1	1		○	—
0.4000	0.3400	4076.9	0.0187	0/7	0/7	1	1		○	—
0.5000	0.4250	5096.2	0.0240	0/7	0/7	1	1		○	—
0.6000	0.5100	6115.4	0.0296	0/7	0/7	1	1		○	—
0.7000	0.5950	7134.6	0.0364	0/7	0/7	1	1		○	—
0.7176	0.6100	7314.5	0.0378	0/7	0/7	1	1		○	—
0.8016	0.6100	7428.6	0.0383	0/7	0/7	1	1		○	—
0.9016	0.6100	7564.4	0.0389	0/7	0/7	1	1		○	—
1.0000	0.6100	7698.0	0.0396	0/7	0/7	1	1	断面照査時	○	—

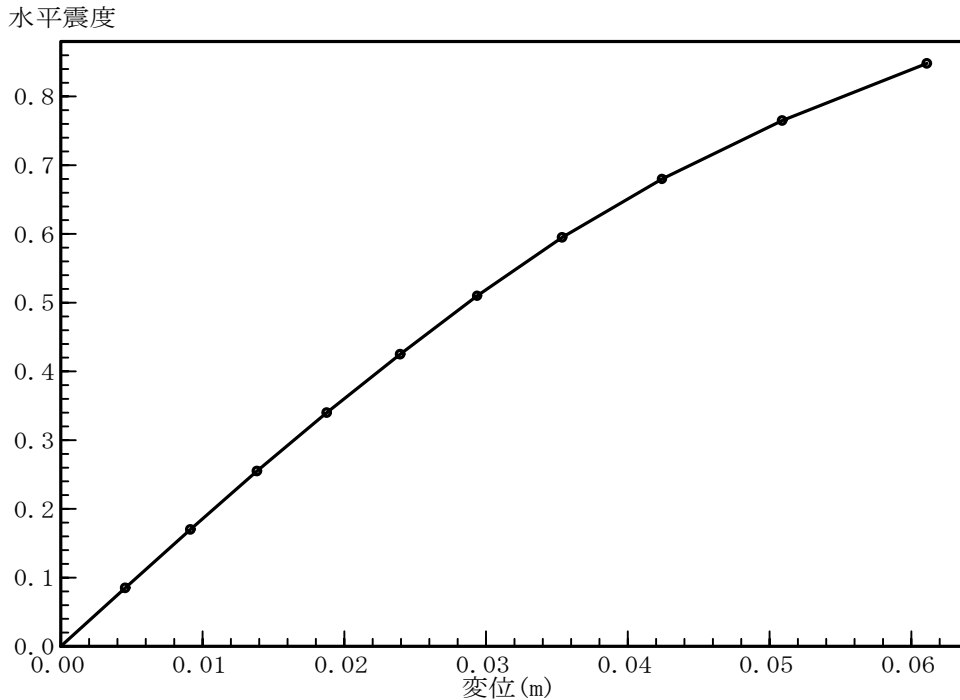
極限支持力：全杭列中、極限支持力に達している杭列数を示す。

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

(2) 橋軸直角方向



α_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	—		○	—

α_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
0.1000	0.0850	934.2	0.0046	0/3	0/3	1	—		○	—
0.2000	0.1700	1868.5	0.0091	0/3	0/3	1	—		○	—
0.3000	0.2550	2802.7	0.0138	0/3	0/3	1	—		○	—
0.4000	0.3400	3736.9	0.0188	0/3	0/3	1	—		○	—
0.5000	0.4250	4671.2	0.0239	0/3	0/3	1	—		○	—
0.6000	0.5100	5605.4	0.0294	0/3	0/3	1	—		○	—
0.7000	0.5950	6539.6	0.0354	0/3	0/3	1	—		○	—
0.8000	0.6800	7473.9	0.0424	0/3	0/3	1	—		○	—
0.9000	0.7650	8408.1	0.0509	0/3	0/3	1	—		○	—
0.9977	0.8480	9320.8	0.0611	0/3	0/3	3	—	基礎の降伏	×	—

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

α_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	0/9	0/9	1	1		○	—
0.1000	0.0850	934.2	0.0046	0/9	0/9	1	1		○	—
0.2000	0.1700	1868.5	0.0091	0/9	0/9	1	1		○	—
0.3000	0.2550	2802.7	0.0138	0/9	0/9	1	1		○	—
0.4000	0.3400	3736.9	0.0188	0/9	0/9	1	1		○	—
0.5000	0.4250	4671.2	0.0239	0/9	0/9	1	1		○	—
0.6000	0.5100	5605.4	0.0294	0/9	0/9	1	1		○	—
0.7000	0.5950	6539.6	0.0354	0/9	0/9	1	1		○	—
0.8000	0.6800	7473.9	0.0424	0/9	0/9	1	1		○	—
0.9000	0.7650	8408.1	0.0509	0/9	0/9	1	1		○	—
0.9977	0.8480	9320.8	0.0611	0/9	0/9	1	1	基礎の降伏	×	—

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

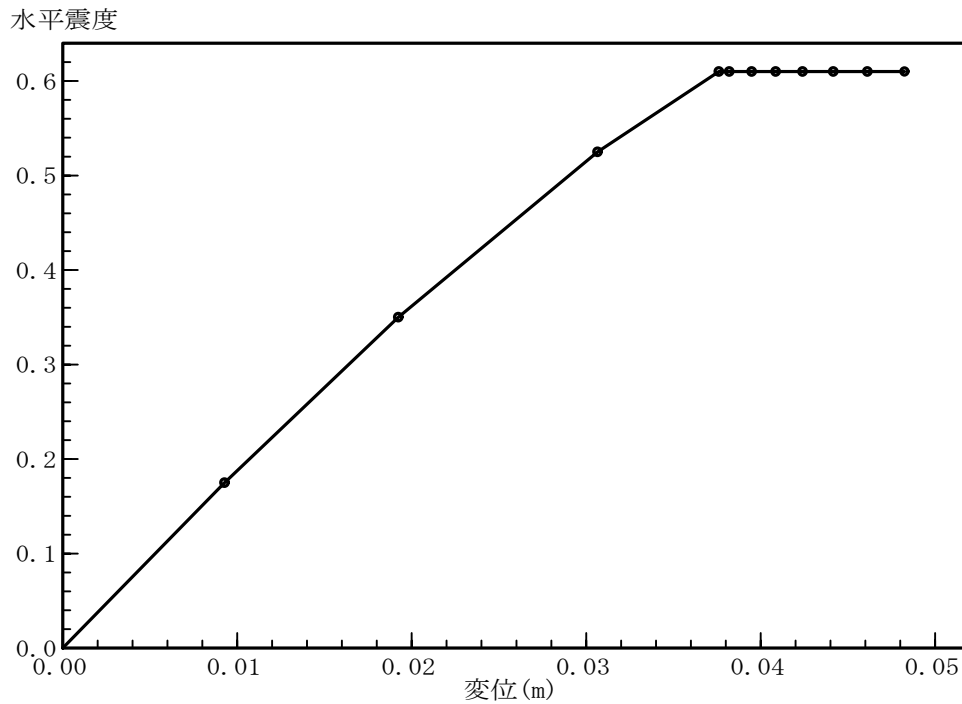
1：降伏前の状態，

3：降伏～終局， 4：塑性ヒンジ発生

水平震度－変位曲線

【液化化無視・地震動タイプII・水位無視】

(1) 橋軸方向



α_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	2090.4	0.0093	0/3	0/3	1	—		○	—
0.2000	0.3500	4180.9	0.0192	0/3	0/3	1	—		○	—
0.3000	0.5250	6271.3	0.0307	0/3	0/3	1	—		○	—
0.3486	0.6100	7286.7	0.0376	0/3	0/3	1	—		○	—
0.4006	0.6100	7427.9	0.0382	0/3	0/3	1	—		○	—
0.5006	0.6100	7699.6	0.0395	0/3	0/3	1	—		○	—
0.6006	0.6100	7971.2	0.0409	0/3	0/3	1	—		○	—
0.7006	0.6100	8242.9	0.0424	0/3	0/3	1	—		○	—
0.8006	0.6100	8514.5	0.0442	0/3	0/3	1	—		○	—
0.9006	0.6100	8786.2	0.0461	0/3	0/3	1	—		○	—
1.0000	0.6100	9056.3	0.0482	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

α_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
0.1000	0.1750	2090.4	0.0093	0/7	0/7	1	1		○	—
0.2000	0.3500	4180.9	0.0192	0/7	0/7	1	1		○	—
0.3000	0.5250	6271.3	0.0307	0/7	0/7	1	1		○	—
0.3486	0.6100	7286.7	0.0376	0/7	0/7	1	1		○	—
0.4006	0.6100	7427.9	0.0382	0/7	0/7	1	1		○	—
0.5006	0.6100	7699.6	0.0395	0/7	0/7	1	1		○	—
0.6006	0.6100	7971.2	0.0409	0/7	0/7	1	1		○	—
0.7006	0.6100	8242.9	0.0424	0/7	0/7	1	1		○	—
0.8006	0.6100	8514.5	0.0442	0/7	0/7	1	1		○	—
0.9006	0.6100	8786.2	0.0461	0/7	0/7	1	1		○	—
1.0000	0.6100	9056.3	0.0482	0/7	0/7	1	1	断面照査時	○	—

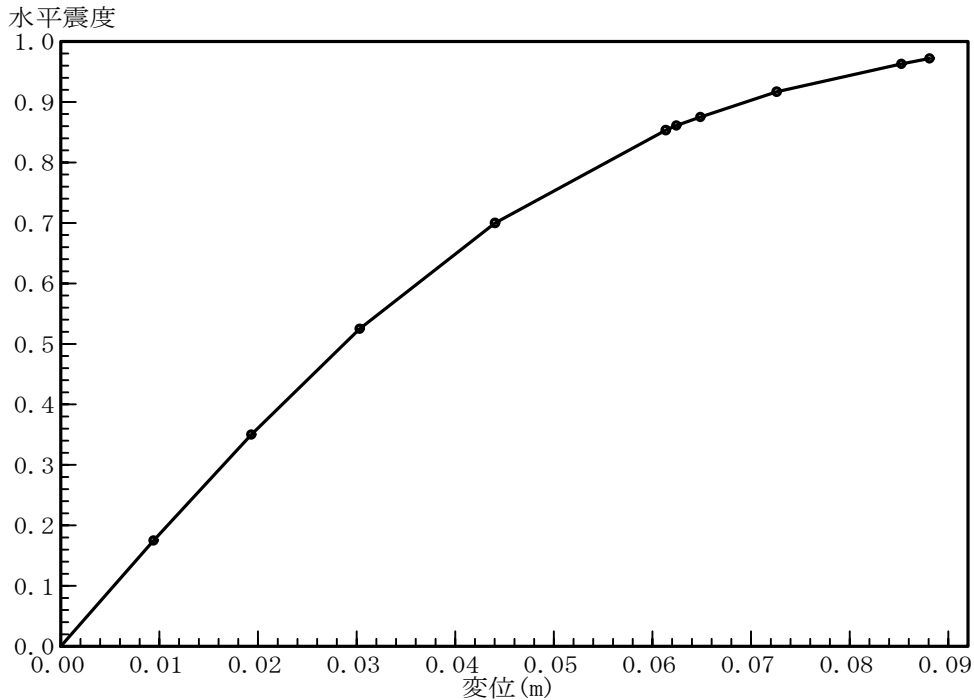
極限支持力：全杭列中、極限支持力に達している杭列数を示す。

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

(2) 橋軸直角方向



α_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

α_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
0.1000	0.1750	1915.4	0.0094	0/3	0/3	1	—		○	—
0.2000	0.3500	3830.9	0.0193	0/3	0/3	1	—		○	—
0.3000	0.5250	5746.3	0.0303	0/3	0/3	1	—		○	—
0.4000	0.7000	7661.7	0.0440	0/3	0/3	1	—		○	—
0.4876	0.8533	9339.8	0.0614	0/3	0/3	3	—	基礎の降伏	×	—
0.4921	0.8612	9425.7	0.0624	0/3	0/3	3	—		×	—
0.5000	0.8750	9577.2	0.0649	0/3	0/3	3	—		×	—
0.5239	0.9169	10035.6	0.0726	0/3	0/3	3	—		×	—
0.5502	0.9629	10539.1	0.0852	0/3	0/3	3	—		×	—
0.5553	0.9718	10636.6	0.0881	0/3	0/3	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)：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

α_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	0/9	0/9	1	1		○	—
0.1000	0.1750	1915.4	0.0094	0/9	0/9	1	1		○	—
0.2000	0.3500	3830.9	0.0193	0/9	0/9	1	1		○	—
0.3000	0.5250	5746.3	0.0303	0/9	0/9	1	1		○	—
0.4000	0.7000	7661.7	0.0440	0/9	0/9	1	1		○	—
0.4876	0.8533	9339.8	0.0614	0/9	0/9	1	1	基礎の降伏	×	—
0.4921	0.8612	9425.7	0.0624	0/9	1/9	1	1		×	—
0.5000	0.8750	9577.2	0.0649	0/9	1/9	1	1		×	—
0.5239	0.9169	10035.6	0.0726	1/9	1/9	1	1		×	—
0.5502	0.9629	10539.1	0.0852	1/9	2/9	1	1		×	—
0.5553	0.9718	10636.6	0.0881	1/9	2/9	1	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

6.4 液状化無視・地震動タイプI・水位無視

6.4.1 橋軸方向 (最終震度)

設計荷重 (水平震度 0.610)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_f' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 549.00 + 3880.80 \\ &= 13822.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + W_f \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (7000.00 + 3393.01) \cdot 0.610 + 3880.80 \cdot 0.35 \cdot 0.850 / 0.8500 + 0.00 \\ &= 7698.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hp} + W_f \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_f + M_d \\ &= (7000.00 \cdot 12.200 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.610 \\ &\quad + 3880.80 \cdot 0.35 \cdot 0.850 / 0.8500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 70208.09 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0131753
鉛直変位(m)	0.0070130
回転変位(rad)	0.0021632

杭反力

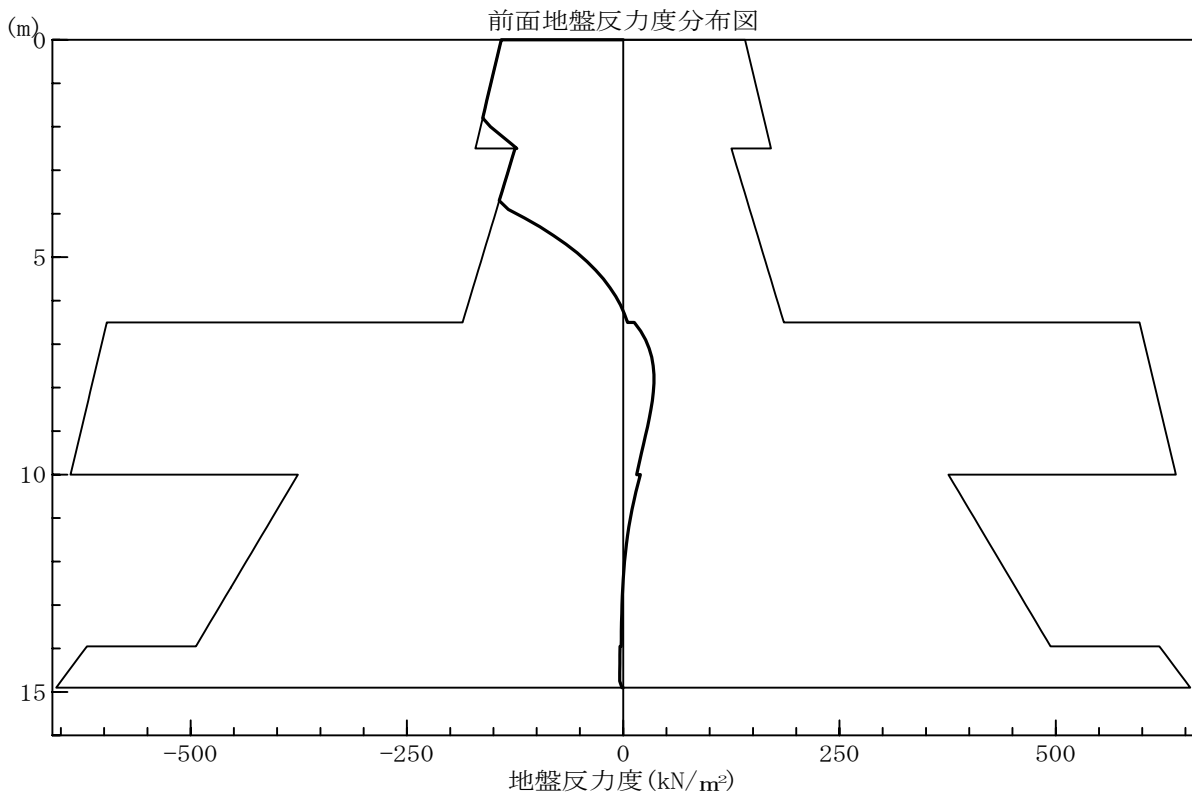
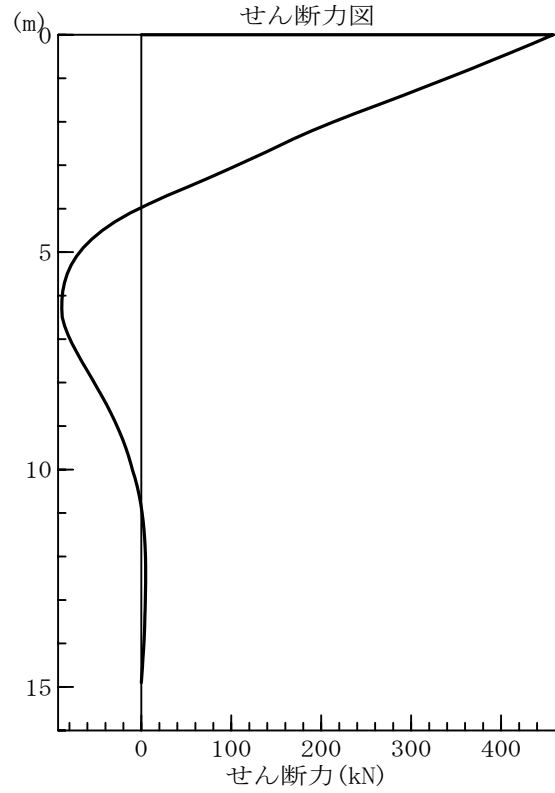
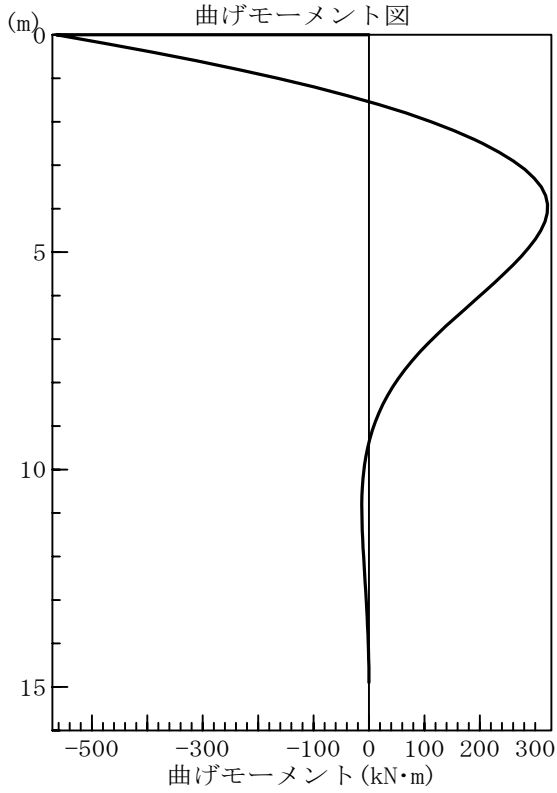
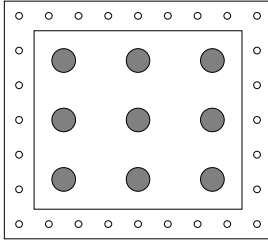
$$\begin{aligned} \text{押し込み支持力の上限値 } P_{Nu} &= 6391.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 1475.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限値 } P_{Tu} &= -2186.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1258.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

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	2261.225	457.943	-564.420	2.000	3
2	1398.482	457.943	-564.420	0.000	3
3	535.739	457.943	-564.420	-2.000	3
1'	966.562	72.666	-58.859	3.500	9
2'	659.006	72.505	-58.663	2.333	2
3'	351.715	72.505	-58.663	1.167	2
4'	44.160	72.505	-58.663	0.000	2
5'	-263.396	72.505	-58.663	-1.167	2
6'	-570.687	72.505	-58.663	-2.333	2
7'	-878.242	72.505	-58.663	-3.500	9
杭反力分	13822.810	6153.080	68913.550		
底版前面負担分		1544.936	1294.539		
合計	13822.810	7698.016	70208.089		

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

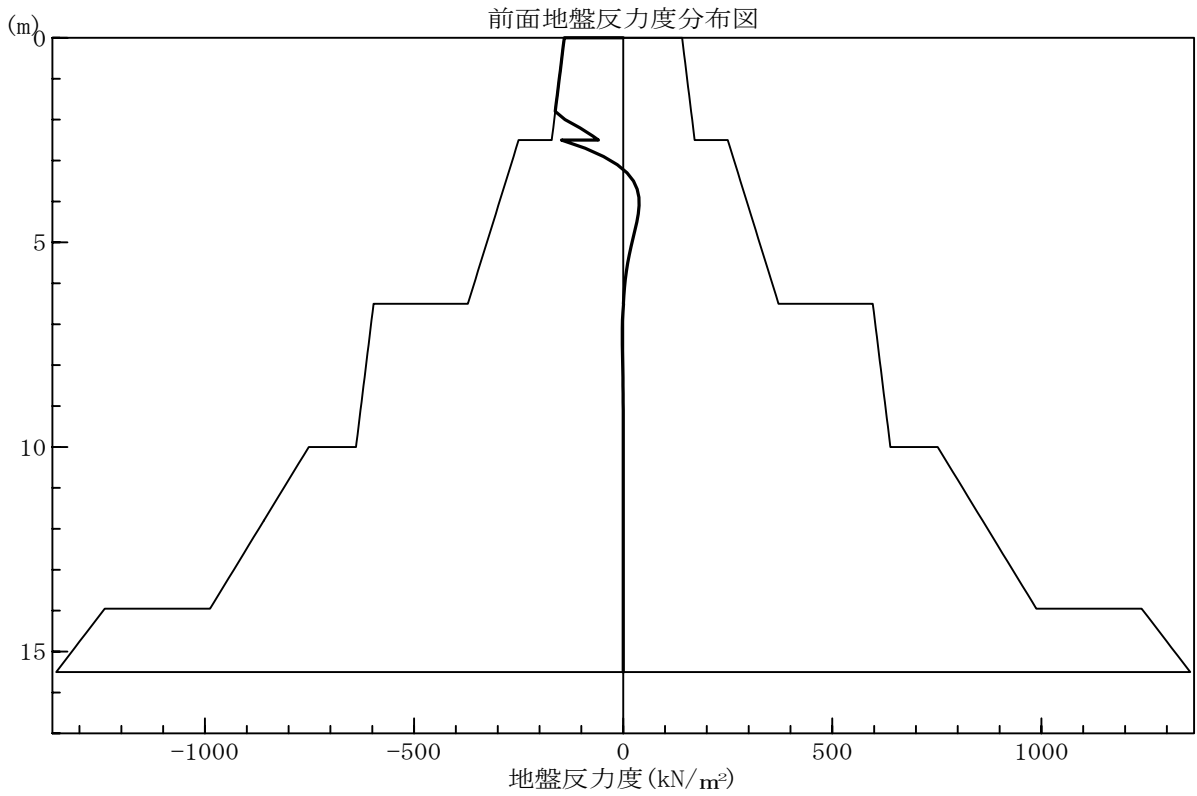
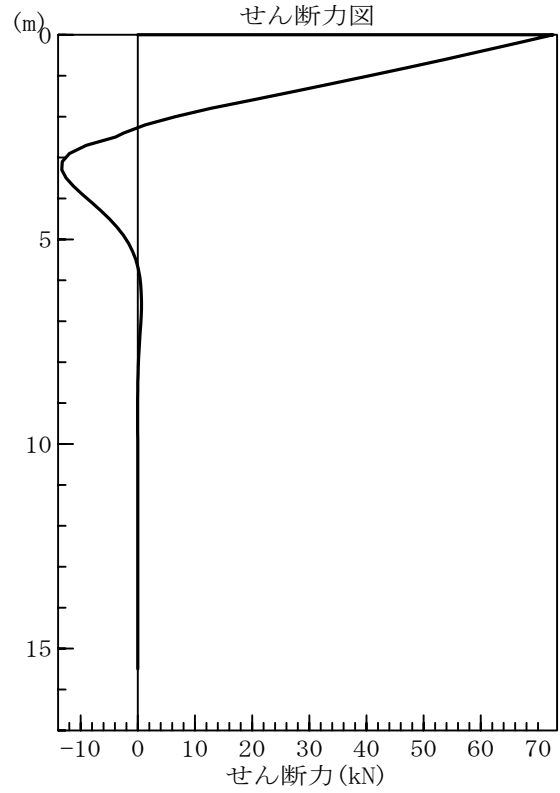
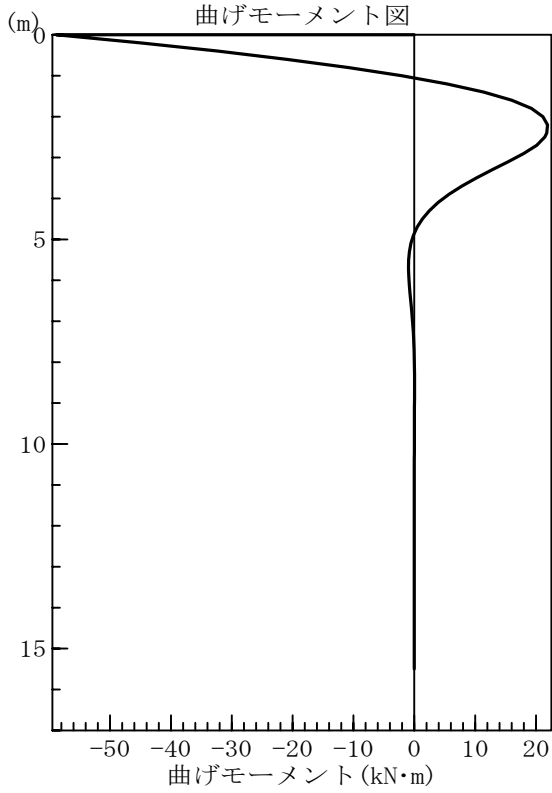
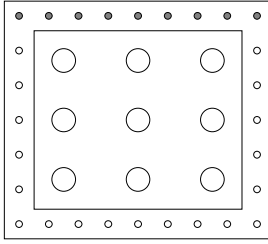
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.000	2.000	20653.41	0.00	140.85	164.85
2	2.000～ 2.500	0.500	20653.41	20653.41	164.85	170.85
3	2.500～ 3.900	1.400	51633.53	0.00	125.02	146.27
4	3.900～ 6.500	2.600	51633.53	51633.53	146.27	185.73
5	6.500～ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
6	10.000～ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	375.96	493.92
7	13.950～ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	619.84	655.44

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	Mp (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 14.900	14.900	969.0 0.0023005	1507.5 0.0035791

増し杭

杭・地盤データ ((1) 杭)



・前面地盤状態

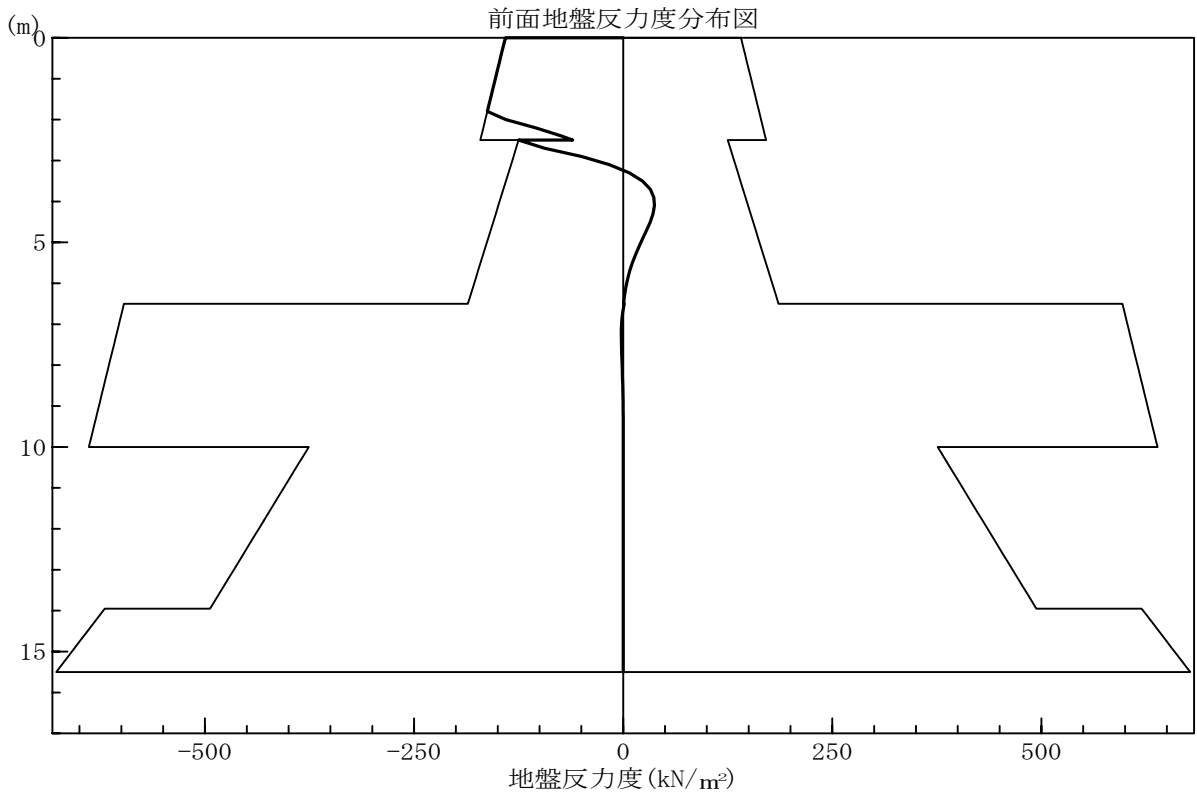
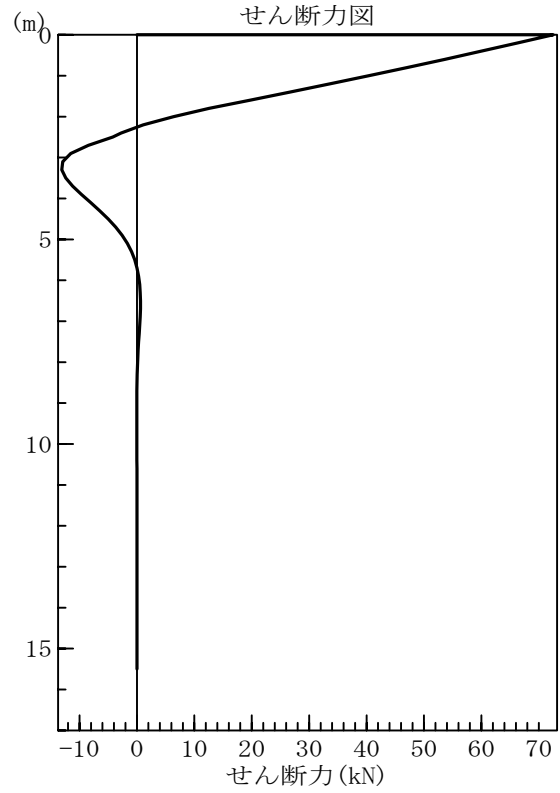
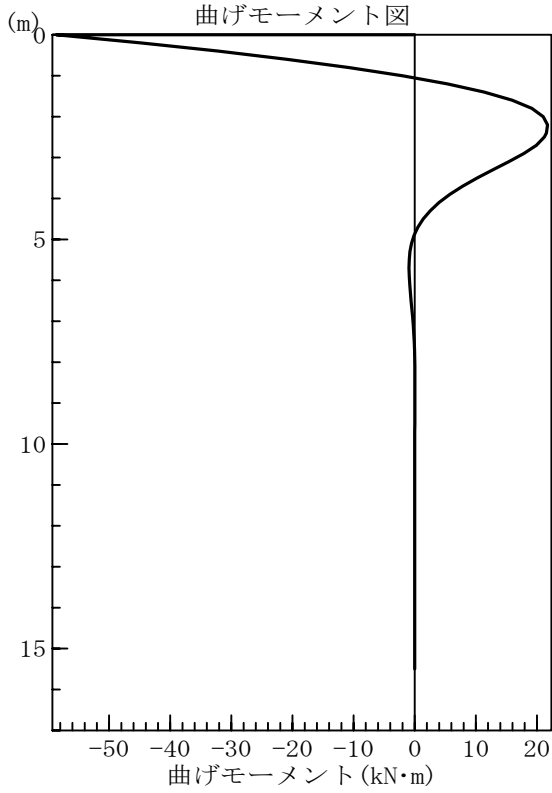
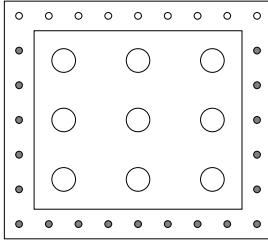
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.000	2.000	45490.31	0.00	140.85	164.85
2	2.000～ 2.500	0.500	45490.31	45490.31	164.85	170.85
3	2.500～ 6.500	4.000	113725.77	113725.77	250.04	371.45
4	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	751.92	987.84
6	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	1239.69	1310.89
7	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	1310.89	1355.85

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	Mp (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

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～ 2.000	2.000	45490.31	0.00	140.85	164.85
2	2.000～ 2.500	0.500	45490.31	45490.31	164.85	170.85
3	2.500～ 2.700	0.200	113725.77	0.00	125.02	128.05
4	2.700～ 6.500	3.800	113725.77	113725.77	128.05	185.73
5	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
6	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	375.96	493.92
7	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	619.84	655.44
8	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	655.44	677.92

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	M _p (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

6.4.2 橋軸直角方向（降伏時）

設計荷重（水平震度 0.848）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 549.00 + 3880.80 \\ &= 13822.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.848 + 3880.80 \cdot 0.35 \cdot 0.848 / 0.8500 + 0.00 \\ &= 9320.82 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.848 \\ &\quad + 3880.80 \cdot 0.35 \cdot 0.848 / 0.8500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 99393.65 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0224363
鉛直変位(m)	0.0070130
回転変位(rad)	0.0026300

杭反力

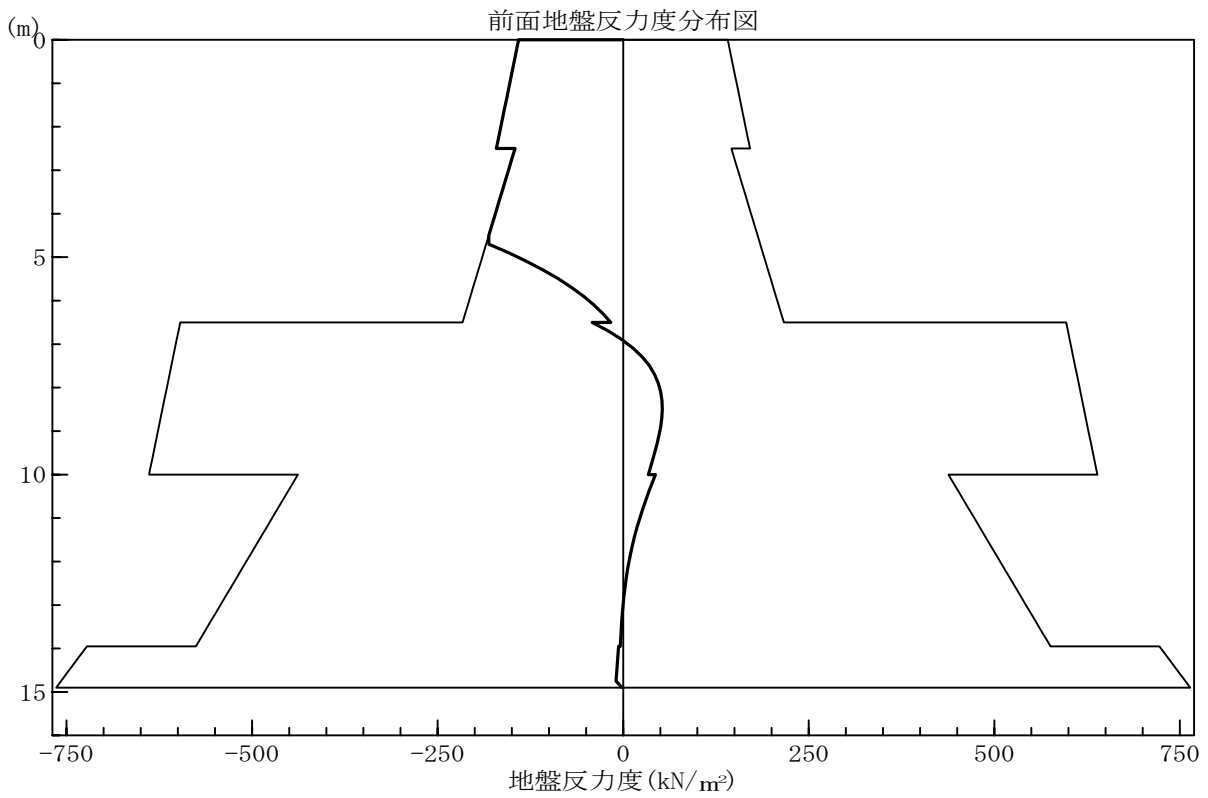
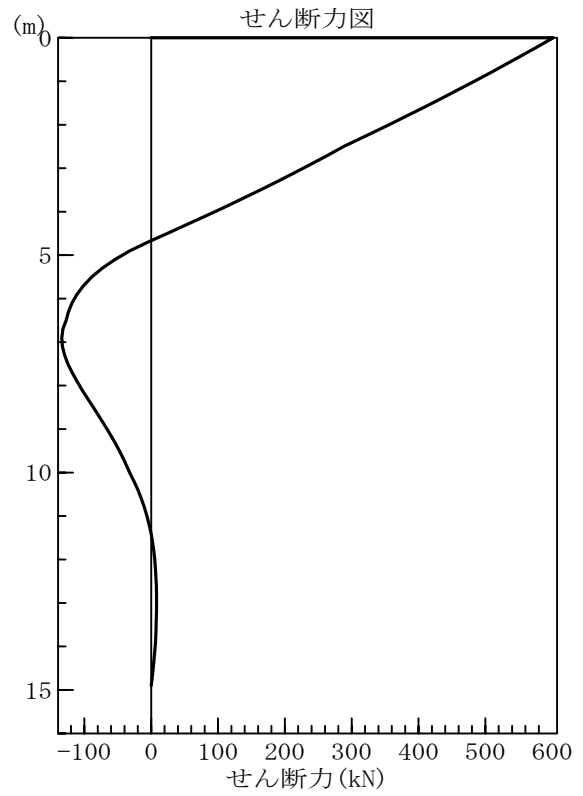
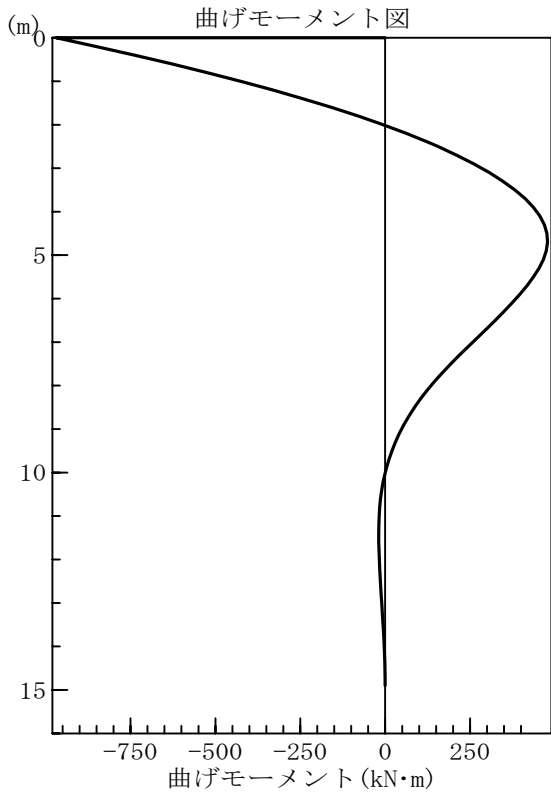
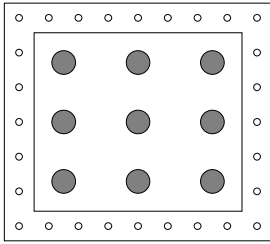
$$\begin{aligned} \text{押込み支持力の上限值 } P_{Nu} &= 6391.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 1475.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} &= -2186.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1258.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

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	87.323	601.561	-969.000	-2.500	3
2	1398.482	601.561	-969.000	0.000	3
3	2709.641	601.561	-969.000	2.500	3
1'	-1237.510	89.345	-86.419	-4.000	7
2'	-917.093	89.345	-86.419	-3.000	2
3'	-596.675	89.345	-86.419	-2.000	2
4'	-276.258	89.345	-86.419	-1.000	2
5'	44.160	89.345	-86.419	0.000	2
6'	364.577	89.345	-86.419	1.000	2
7'	684.994	89.345	-86.419	2.000	2
8'	1005.412	89.345	-86.419	3.000	2
9'	1325.829	91.124	-88.595	4.000	7
杭反力分	13822.810	7928.159	98228.306		
底版前面負担分		1392.662	1165.344		
合計	13822.810	9320.822	99393.650		

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

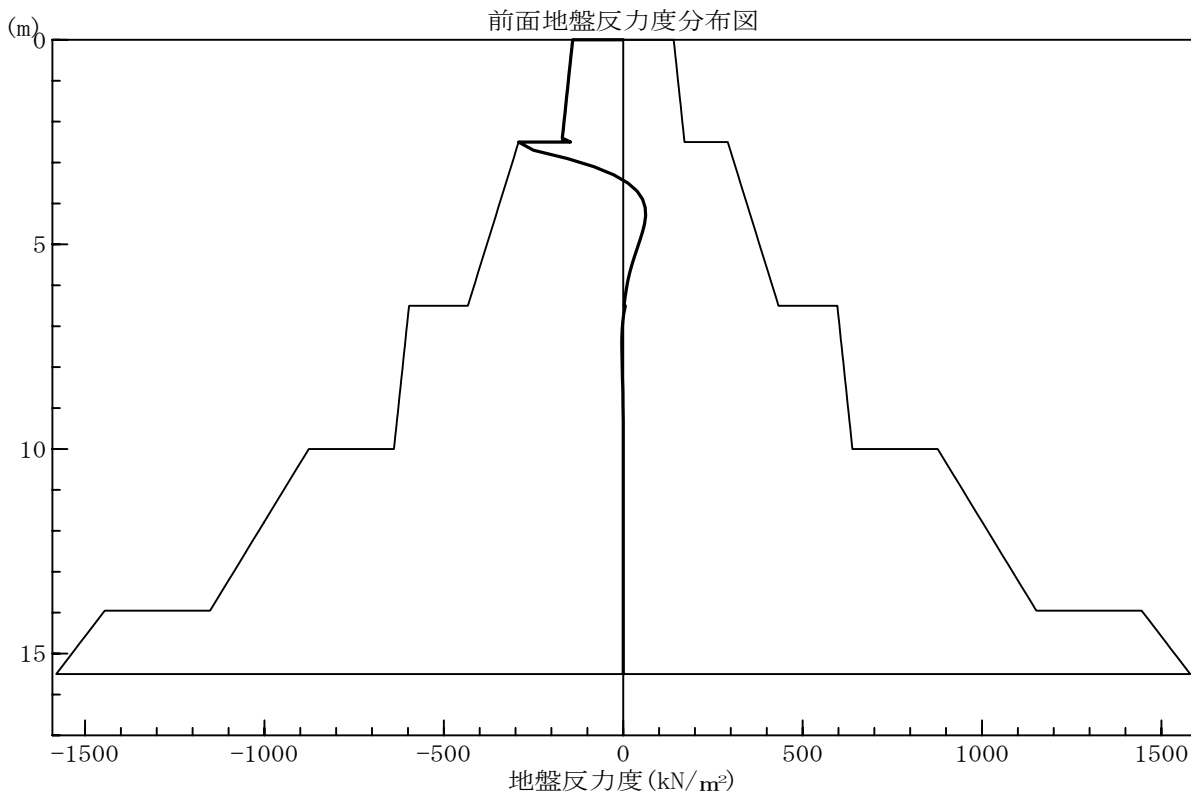
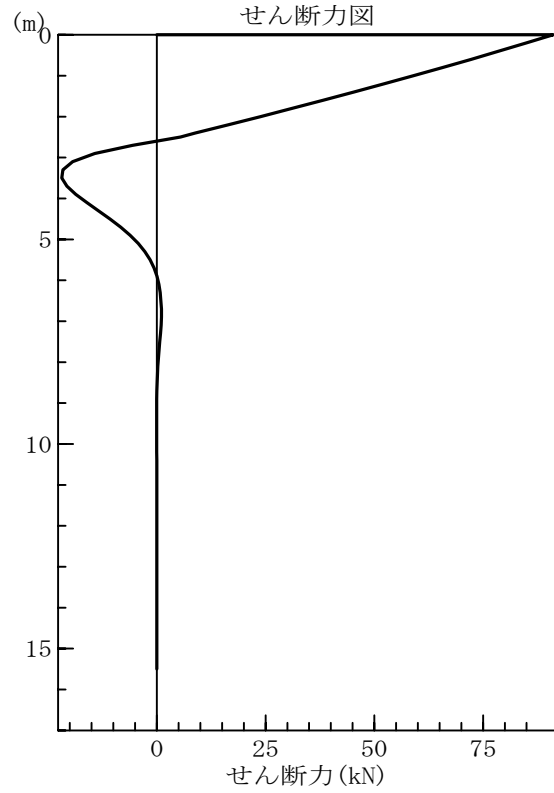
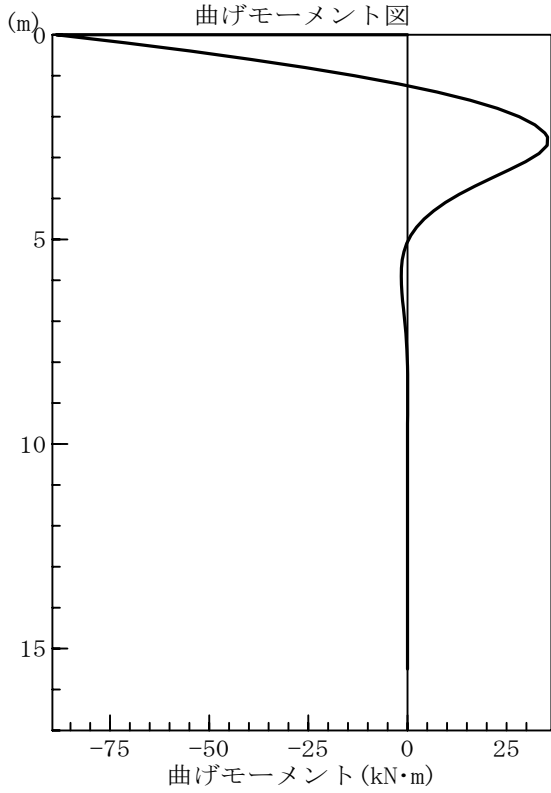
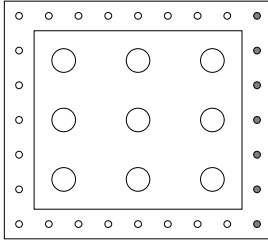
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 4.500	2.000	51633.53	0.00	145.72	181.10
3	4.500～ 6.500	2.000	51633.53	51633.53	181.10	216.48
4	6.500～ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	438.22	575.71
6	13.950～ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	722.49	763.99

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ y (1/m)	Mp (kN. m) φ y' (1/m)
1	0.000～ 14.900	14.900	969.0 0.0023005	1507.5 0.0035791

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

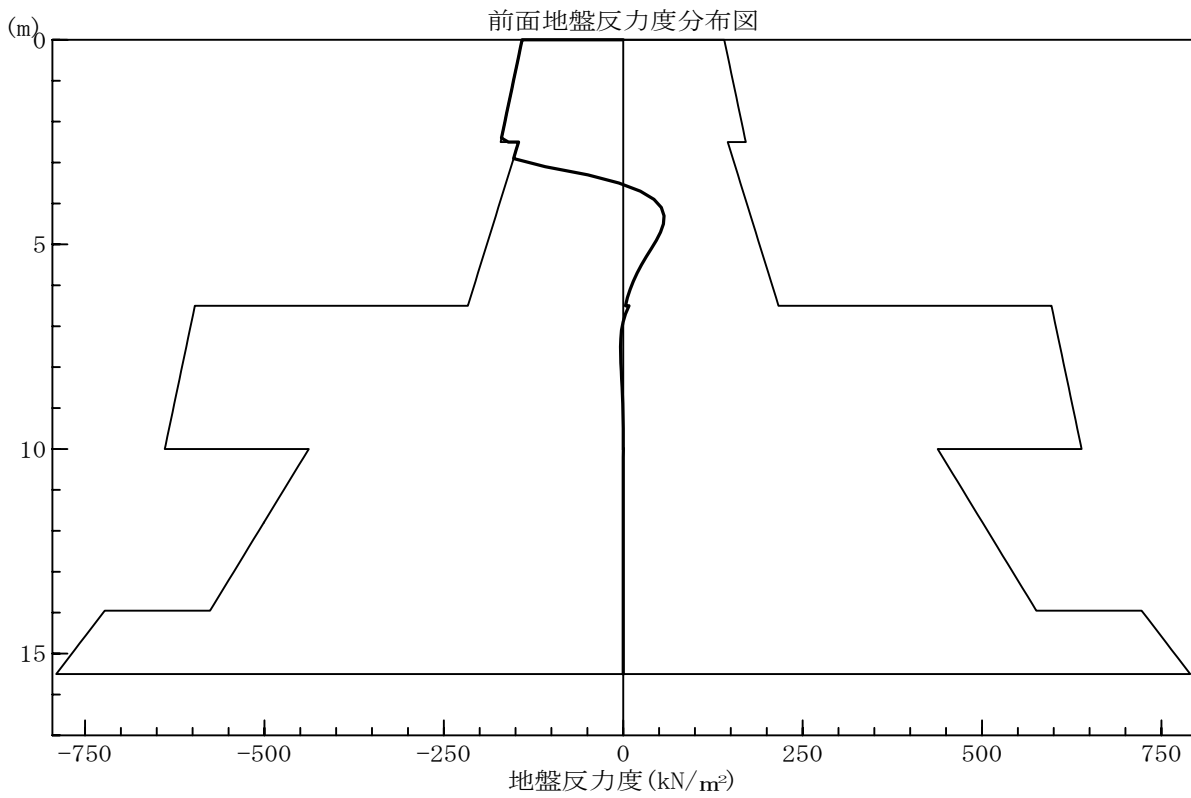
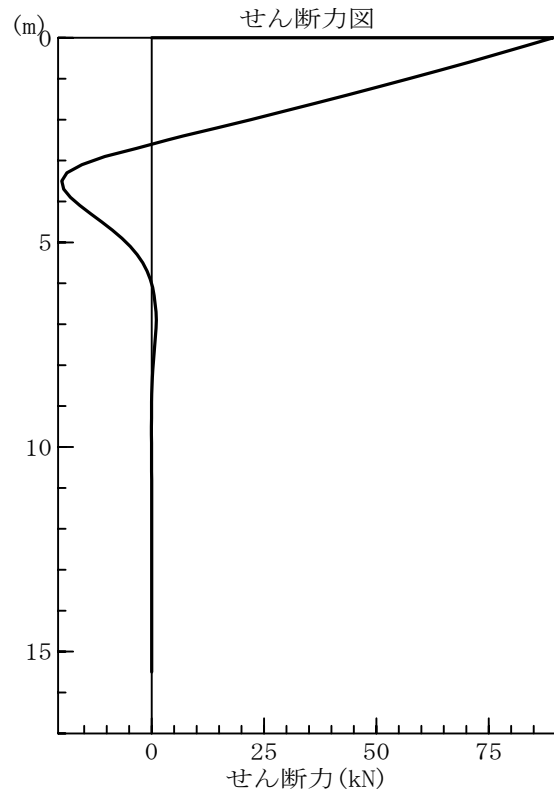
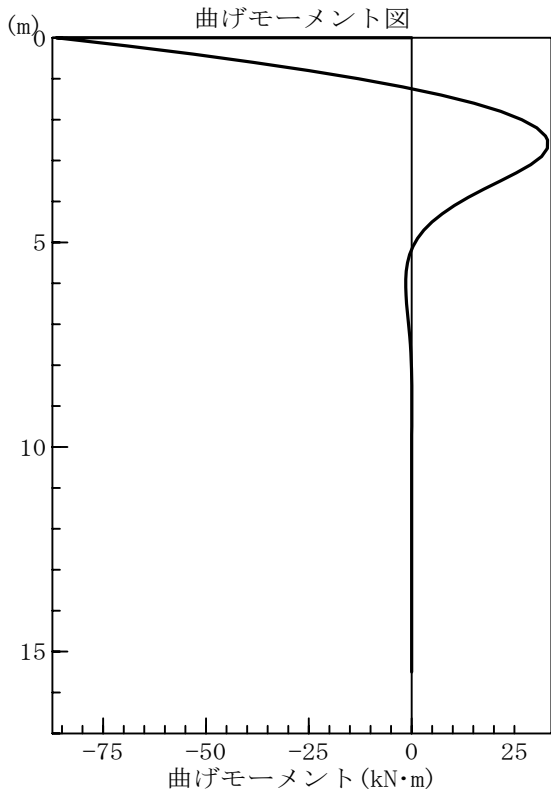
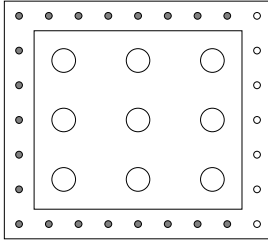
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	45490.31	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 6.500	4.000	113725.77	113725.77	291.44	432.96
3	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
4	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	876.44	1151.42
5	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	1444.98	1527.97
6	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	1527.97	1580.38

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ y (1/m)	Mp (kN. m) φ y' (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

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～ 2.400	2.400	45490.31	0.00	140.85	169.65
2	2.400～ 2.500	0.100	45490.31	45490.31	169.65	170.85
3	2.500～ 3.100	0.600	113725.77	0.00	145.72	156.34
4	3.100～ 6.500	3.400	113725.77	113725.77	156.34	216.48
5	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
6	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	438.22	575.71
7	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	722.49	763.99
8	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	763.99	790.19

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	M _p (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

6.5 液状化無視・地震動タイプII・水位無視

6.5.1 橋軸方向 (最終震度)

設計荷重 (水平震度 0.610)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_f' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 549.00 + 3880.80 \\ &= 13822.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hp} + W_f \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (7000.00 + 3393.01) \cdot 0.610 + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 9056.30 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hp} + W_f \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_f + M_d \\ &= (7000.00 \cdot 12.200 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.610 \\ &\quad + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 1.750 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 71702.20 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0200785
鉛直変位(m)	0.0070130
回転変位(rad)	0.0023087

杭反力

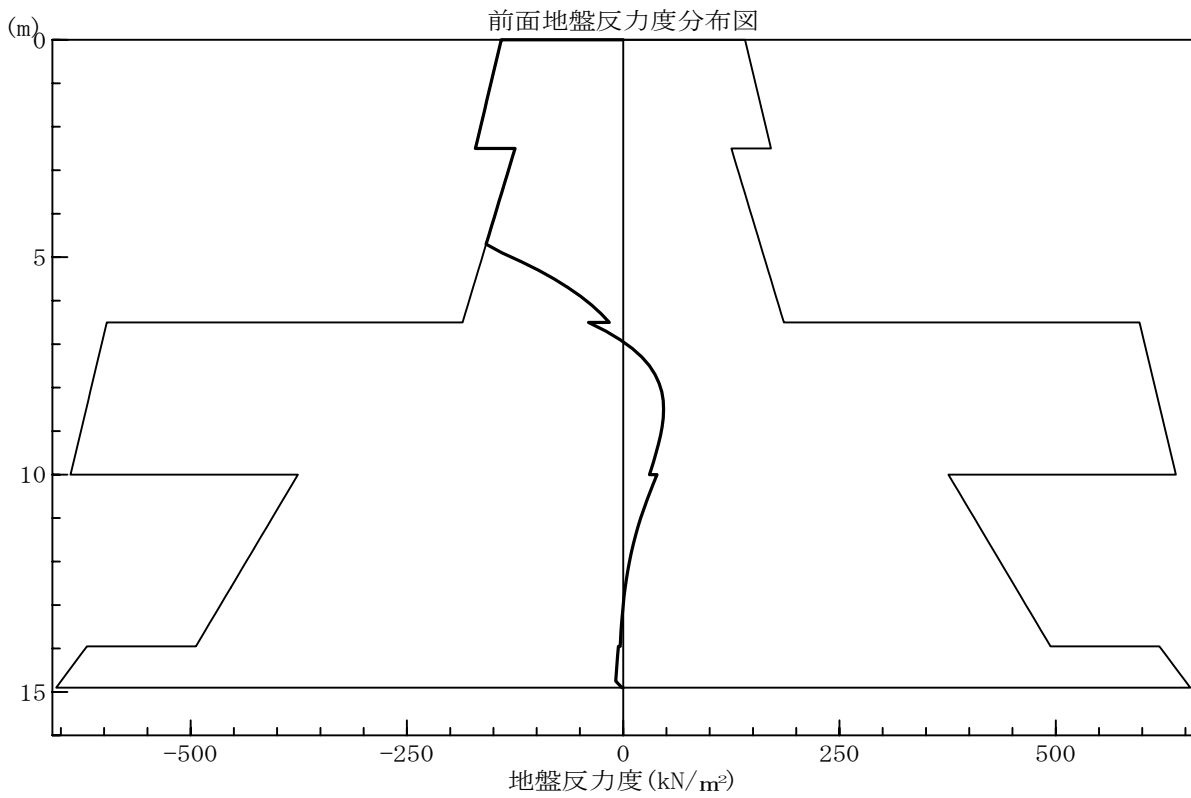
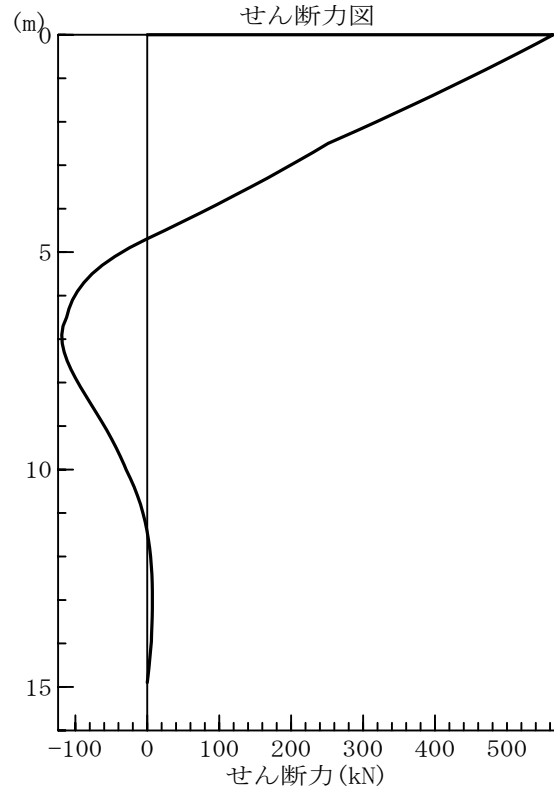
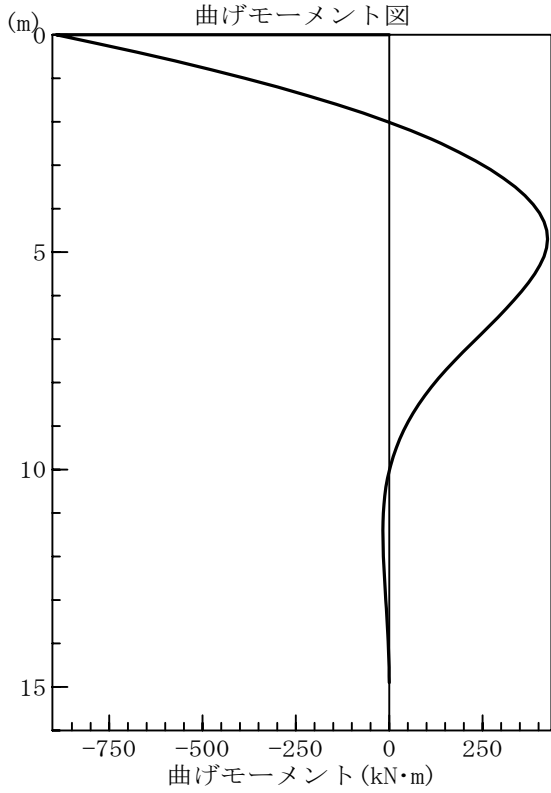
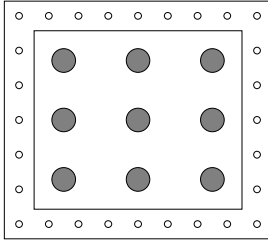
$$\begin{aligned} \text{押し込み支持力の上限値 } P_{Nu} &= 6391.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 1475.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限値 } P_{Tu} &= -2186.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1258.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

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	2319.271	564.321	-892.237	2.000	3
2	1398.482	564.321	-892.237	0.000	3
3	477.694	564.321	-892.237	-2.000	3
1'	1028.621	87.546	-82.982	3.500	9
2'	700.373	86.280	-81.424	2.333	2
3'	372.407	86.280	-81.424	1.167	2
4'	44.160	86.280	-81.424	0.000	2
5'	-284.088	86.280	-81.424	-1.167	2
6'	-612.054	86.280	-81.424	-2.333	2
7'	-940.302	86.280	-81.424	-3.500	9
杭反力分	13822.810	7506.122	70402.538		
底版前面負担分		1550.174	1299.659		
合計	13822.810	9056.296	71702.197		

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

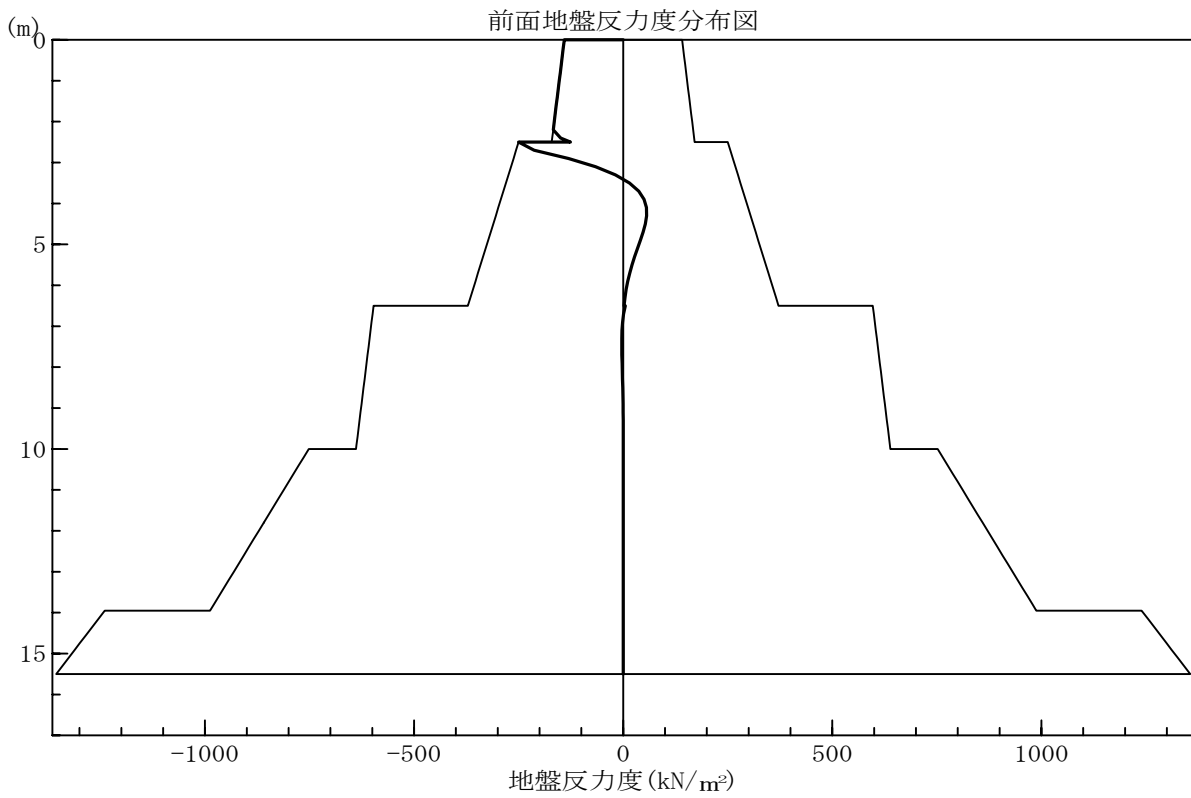
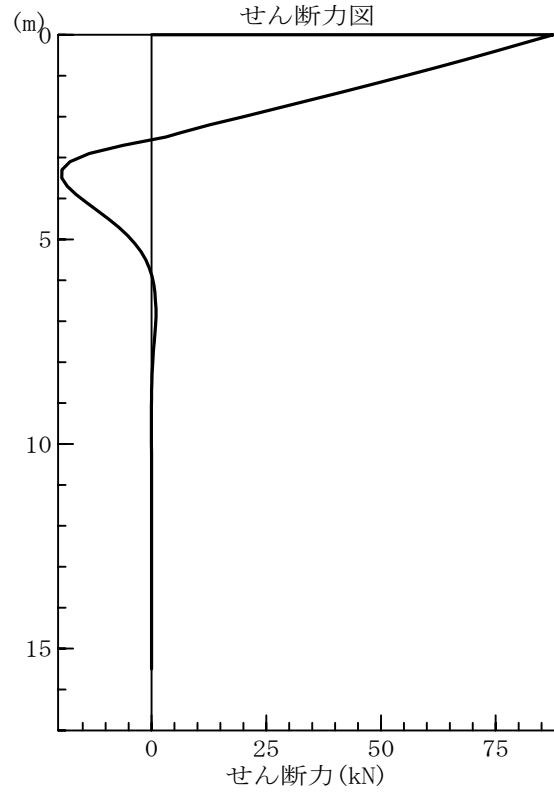
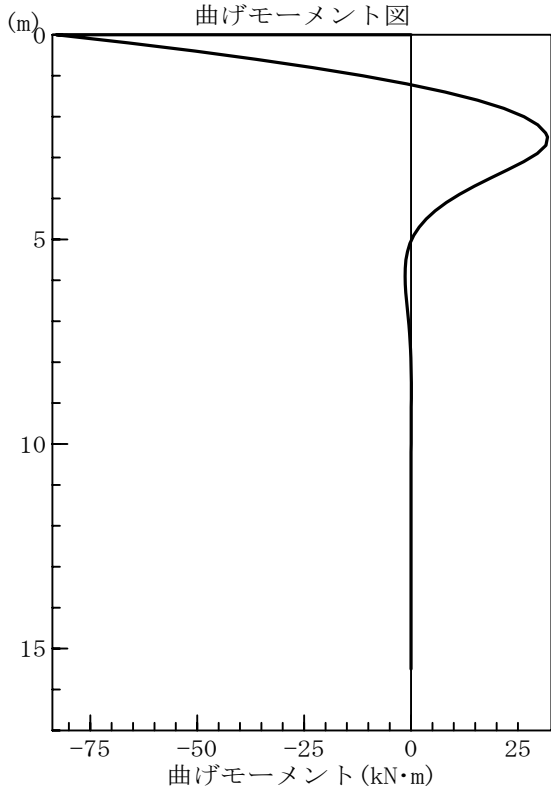
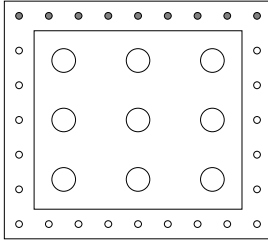
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 4.900	2.400	51633.53	0.00	125.02	161.44
3	4.900～ 6.500	1.600	51633.53	51633.53	161.44	185.73
4	6.500～ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	375.96	493.92
6	13.950～ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	619.84	655.44

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ y (1/m)	Mp (kN. m) φ y' (1/m)
1	0.000～ 14.900	14.900	969.0 0.0023005	1507.5 0.0035791

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

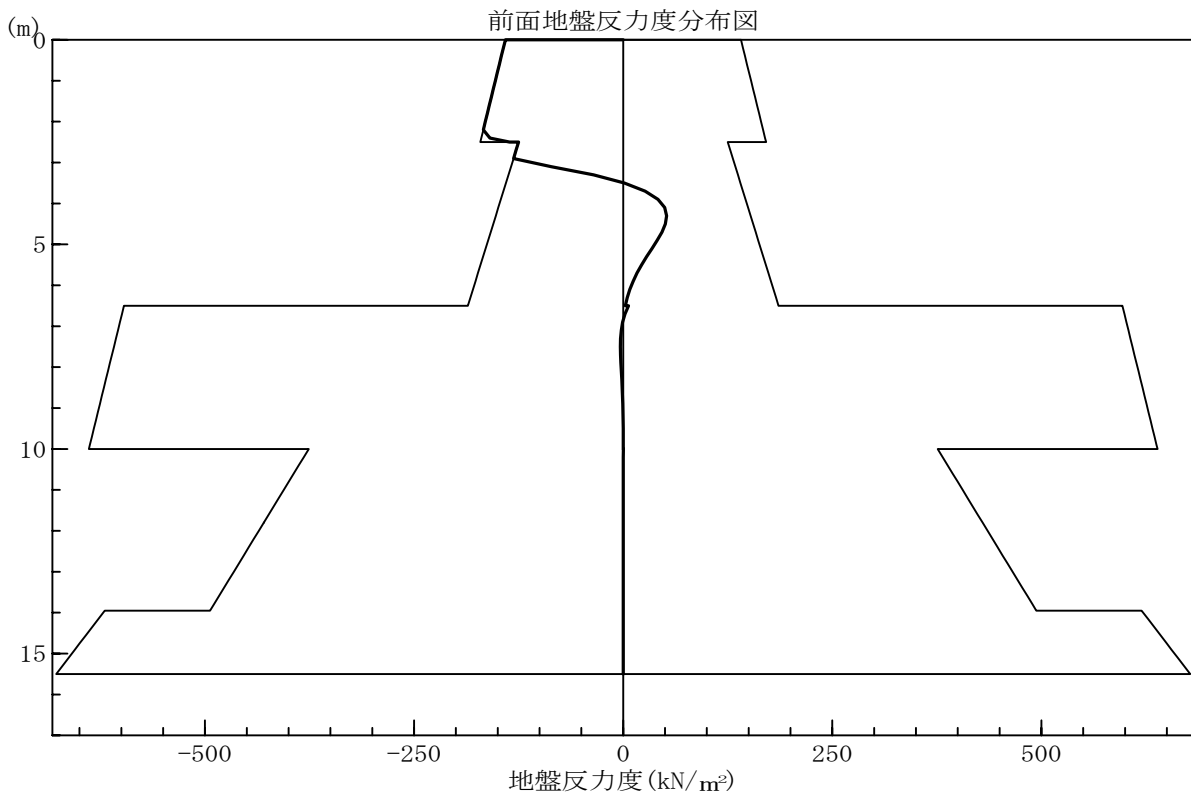
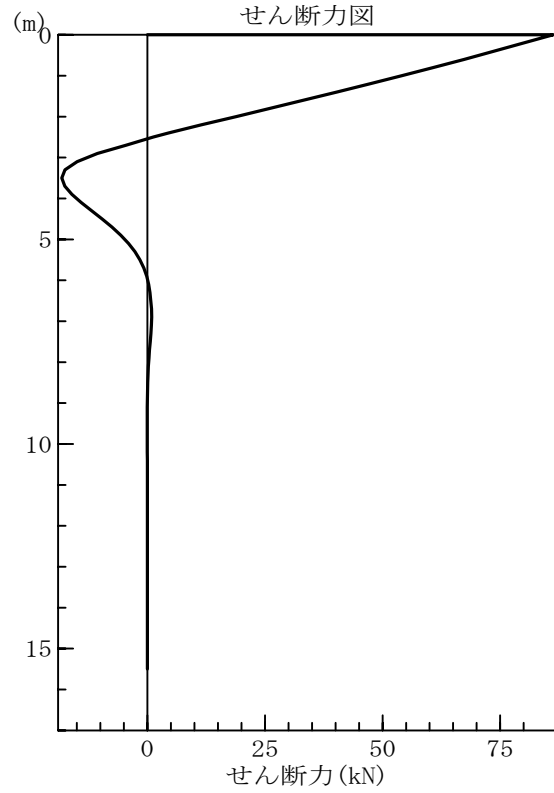
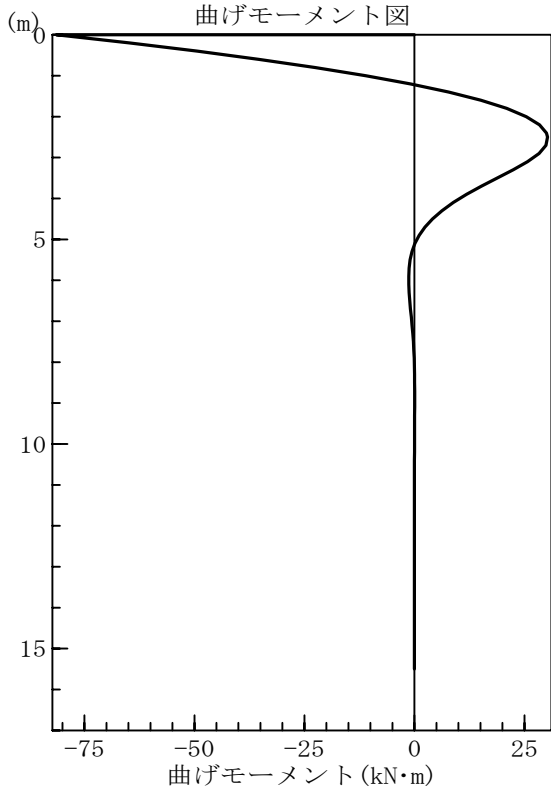
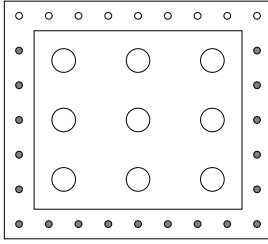
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.200	2.200	45490.31	0.00	140.85	167.25
2	2.200～ 2.500	0.300	45490.31	45490.31	167.25	170.85
3	2.500～ 6.500	4.000	113725.77	113725.77	250.04	371.45
4	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	751.92	987.84
6	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	1239.69	1310.89
7	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	1310.89	1355.85

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	Mp (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

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～ 2.200	2.200	45490.31	0.00	140.85	167.25
2	2.200～ 2.500	0.300	45490.31	45490.31	167.25	170.85
3	2.500～ 3.100	0.600	113725.77	0.00	125.02	134.12
4	3.100～ 6.500	3.400	113725.77	113725.77	134.12	185.73
5	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
6	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	375.96	493.92
7	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	619.84	655.44
8	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	655.44	677.92

・M-φ関係

	深さ (m)	区間長 (m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	M _p (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

6.5.2 橋軸直角方向（降伏時）

設計荷重（水平震度 0.853）

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} \quad V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 549.00 + 3880.80 \\ &= 13822.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力} \quad H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.853 + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 0.853 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 9339.85 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント} \quad M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.853 \\ &\quad + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 0.853 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 99969.11 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0225022
鉛直変位(m)	0.0070130
回転変位(rad)	0.0026439

杭反力

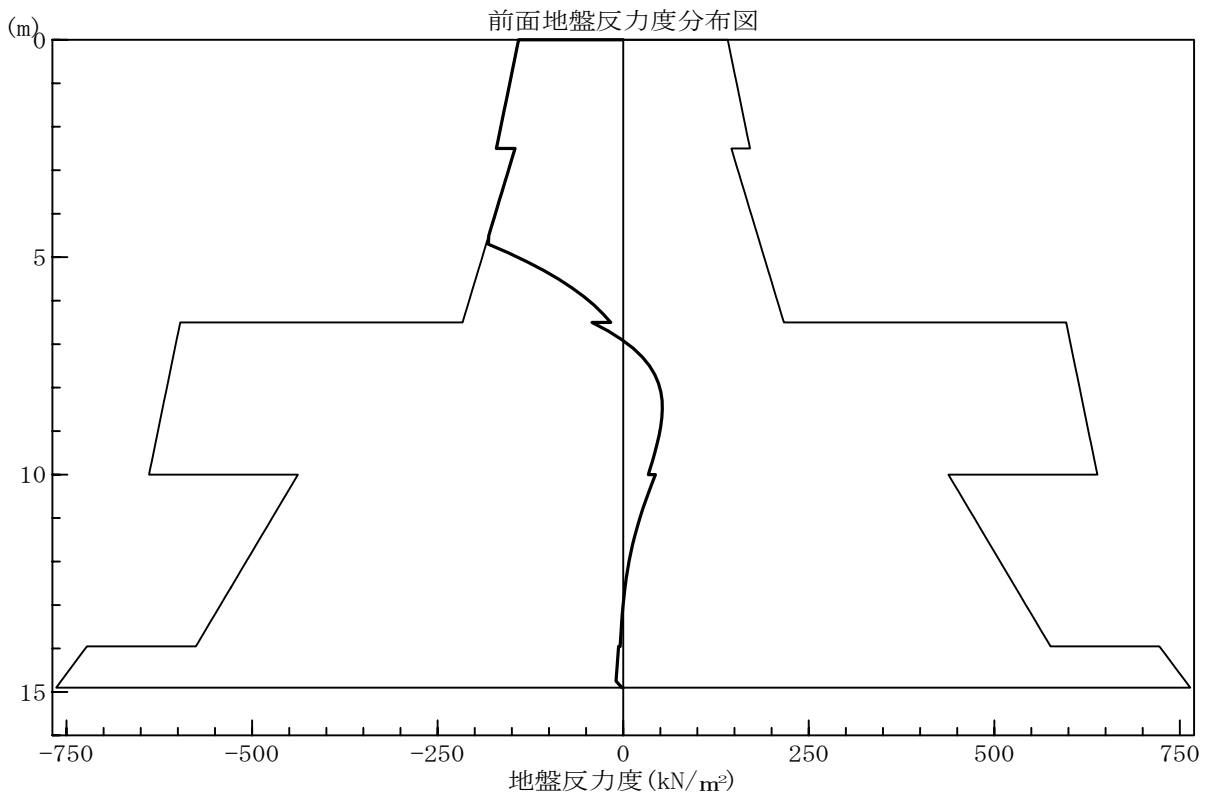
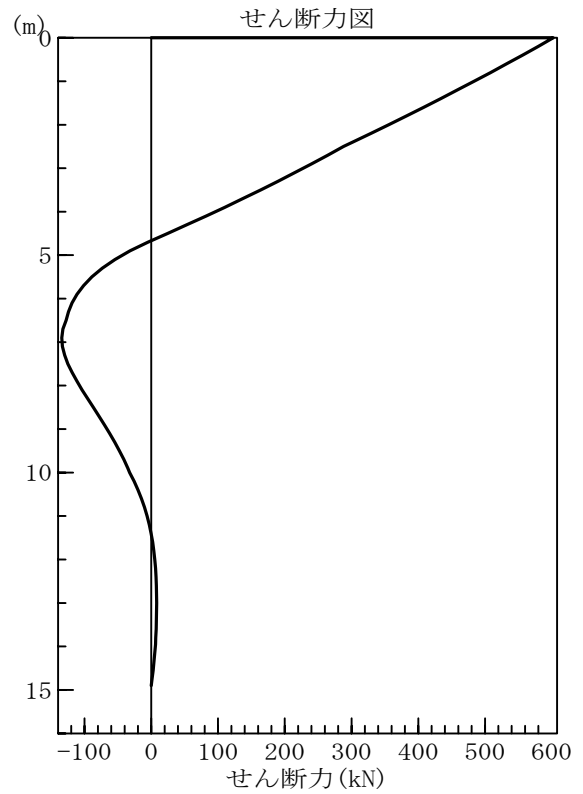
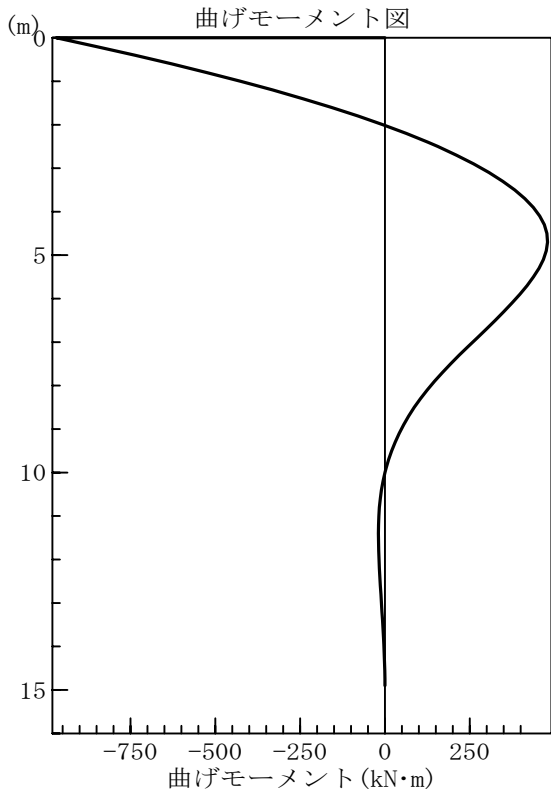
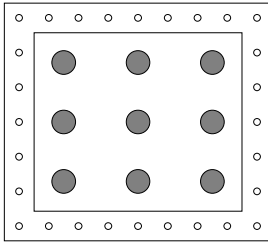
$$\begin{aligned} \text{押込み支持力の上限值} \quad P_{Nu} &= 6391.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 1475.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限值} \quad P_{Tu} &= -2186.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1258.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

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	80.392	602.215	-969.000	-2.500	3
2	1398.482	602.215	-969.000	0.000	3
3	2716.573	602.215	-969.000	2.500	3
1'	-1244.286	89.700	-86.716	-4.000	7
2'	-922.174	89.700	-86.716	-3.000	2
3'	-600.063	89.700	-86.716	-2.000	2
4'	-277.952	89.700	-86.716	-1.000	2
5'	44.160	89.700	-86.716	0.000	2
6'	366.271	89.700	-86.716	1.000	2
7'	688.382	89.700	-86.716	2.000	2
8'	1010.494	89.700	-86.716	3.000	2
9'	1332.605	91.318	-88.713	4.000	7
杭反力分	13822.810	7942.865	98799.493		
底版前面負担分		1396.981	1169.617		
合計	13822.810	9339.846	99969.110		

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

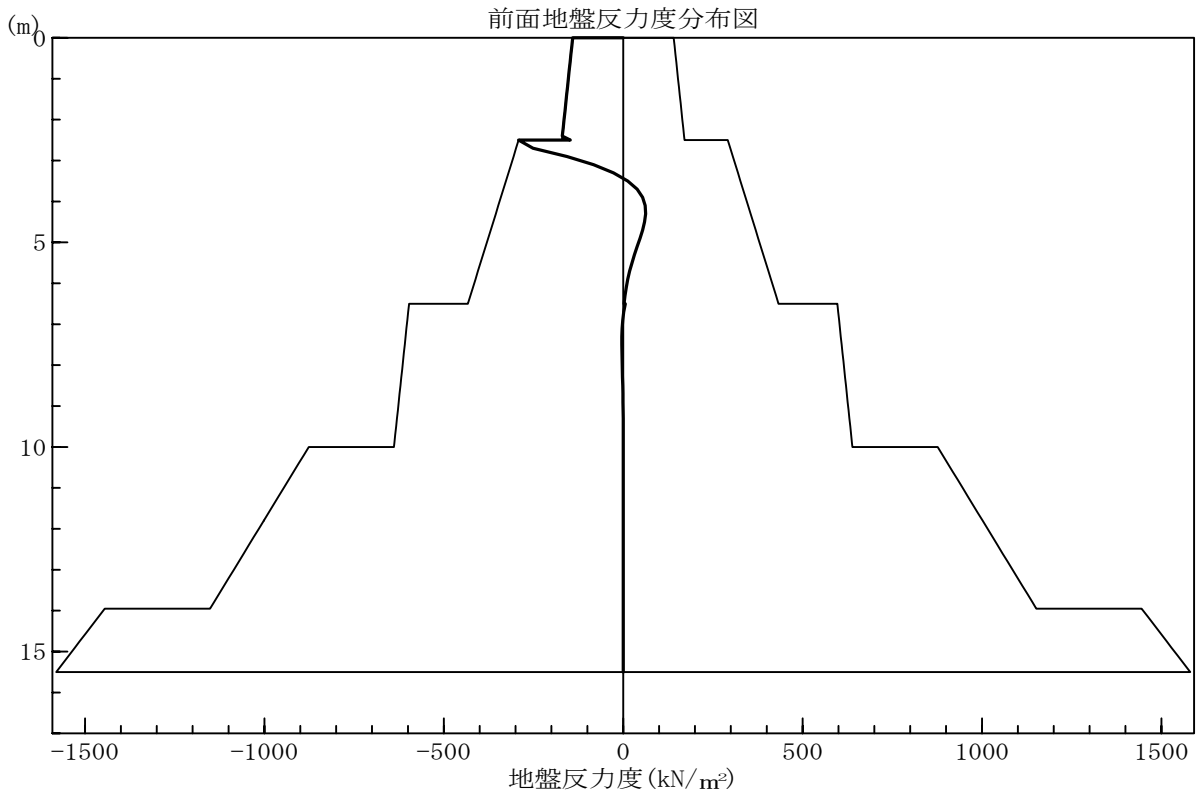
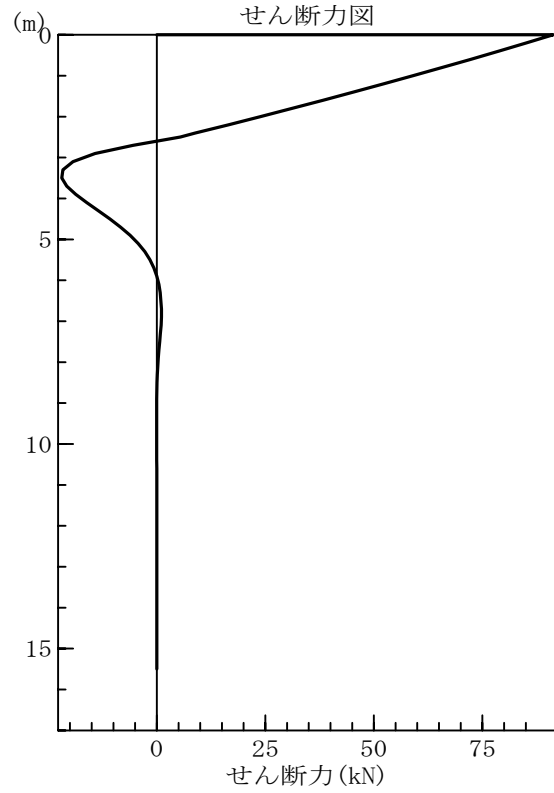
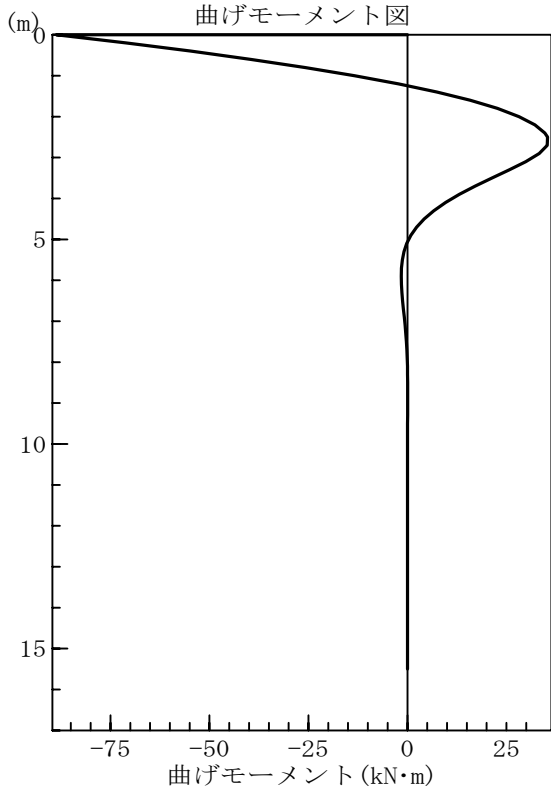
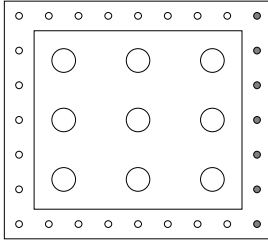
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 4.500	2.000	51633.53	0.00	145.72	181.10
3	4.500～ 6.500	2.000	51633.53	51633.53	181.10	216.48
4	6.500～ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	438.22	575.71
6	13.950～ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	722.49	763.99

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ y (1/m)	Mp (kN. m) φ y' (1/m)
1	0.000～ 14.900	14.900	969.0 0.0023005	1507.5 0.0035791

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

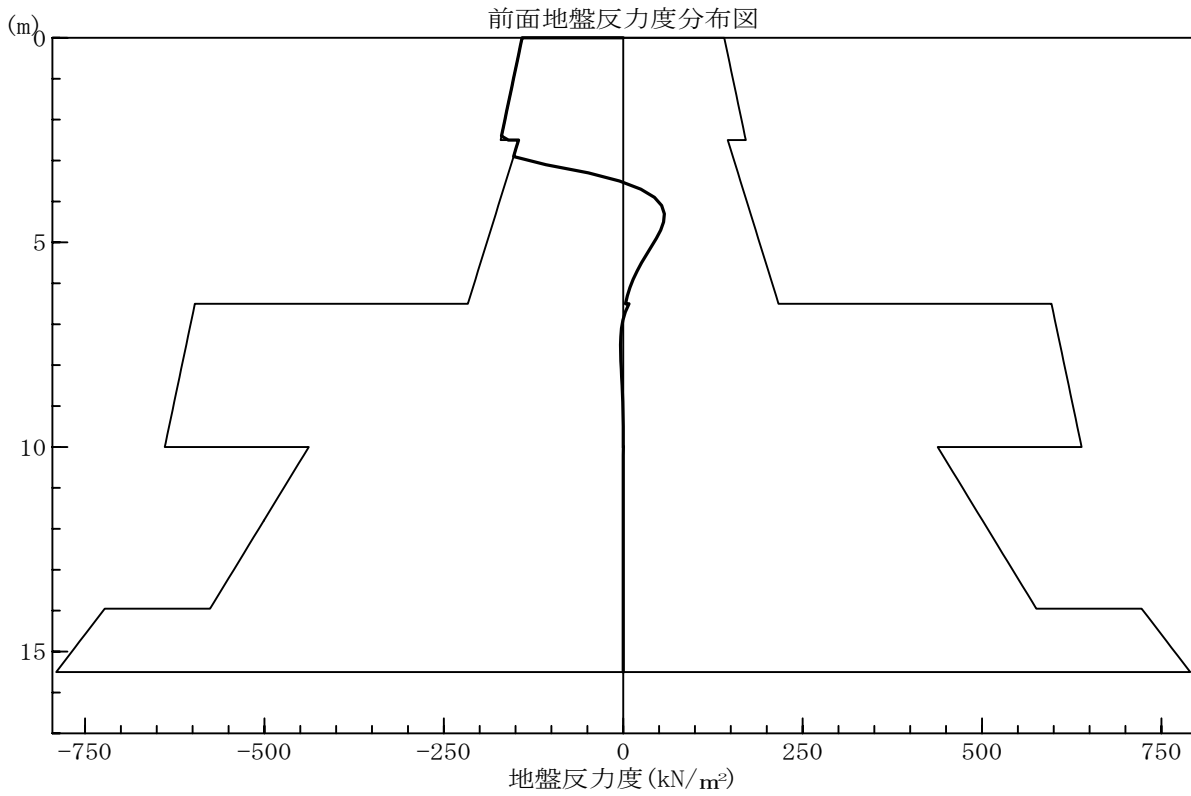
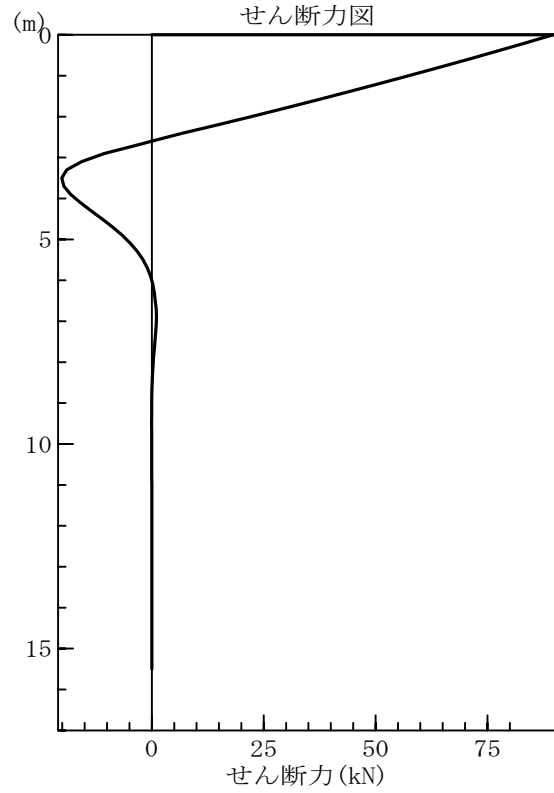
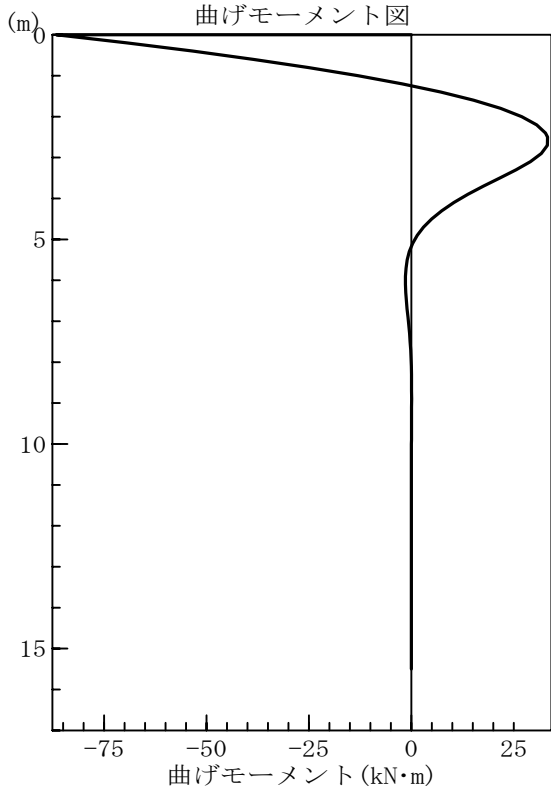
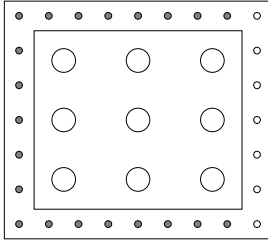
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	45490.31	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 6.500	4.000	113725.77	113725.77	291.44	432.96
3	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
4	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	876.44	1151.42
5	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	1444.98	1527.97
6	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	1527.97	1580.38

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ y (1/m)	Mp (kN. m) φ y' (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

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～ 2.400	2.400	45490.31	0.00	140.85	169.65
2	2.400～ 2.500	0.100	45490.31	45490.31	169.65	170.85
3	2.500～ 3.100	0.600	113725.77	0.00	145.72	156.34
4	3.100～ 6.500	3.400	113725.77	113725.77	156.34	216.48
5	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
6	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	438.22	575.71
7	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	722.49	763.99
8	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	763.99	790.19

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	M _p (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

6.5.3 橋軸直角方向 (応答変位時)

設計荷重 (水平震度 0.972)

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } V &= R_d + W_p - U_p + W_s + W_F' \\ &= 6000.00 + 3393.01 - 0.00 + 549.00 + 3880.80 \\ &= 13822.81 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平力 } H &= (W_u + W_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) + H_d \\ &= (6000.00 + 3393.01) \cdot 0.972 + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 0.972 / 1.7500 + 0.00 \\ &= 10636.56 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モーメント } M &= (W_u \cdot y_u + W_p \cdot y_p) \cdot k_{hi} + W_F \cdot k_{hg} \cdot k_{hi} / (C_z \cdot k_{hco}) \cdot y_F + M_d \\ &= (6000.00 \cdot 14.700 + 3393.01 \cdot 8.030) \cdot 0.972 \\ &\quad + 3880.80 \cdot 0.70 \cdot 0.972 / 1.7500 \cdot 1.100 + 0.00 \\ &= 113848.55 \text{ (kN.m)} \end{aligned}$$

底版下面中心における変位

	変位量
水平変位(m)	0.0353636
鉛直変位(m)	0.0067309
回転変位(rad)	0.0035874

杭反力

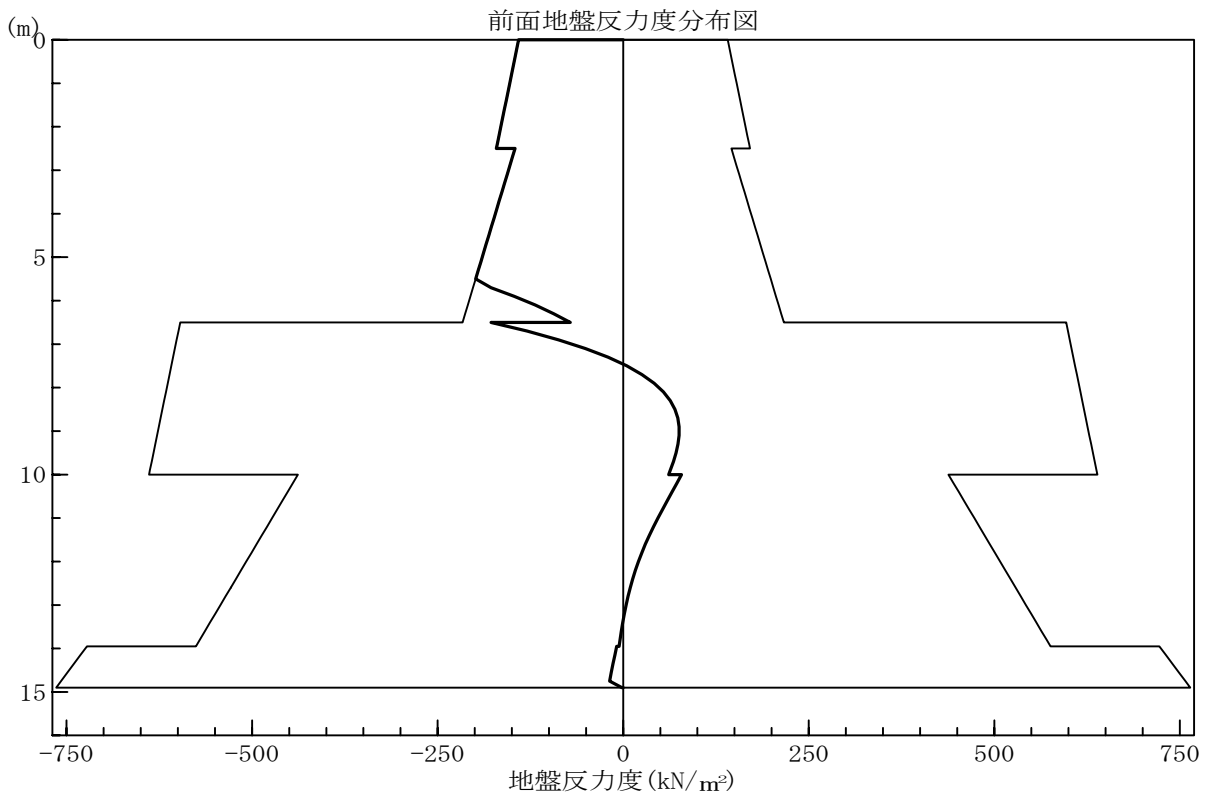
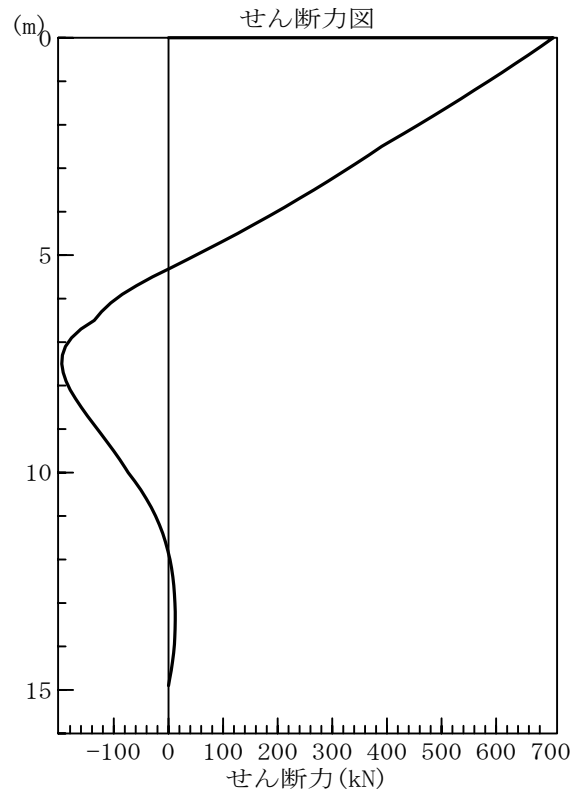
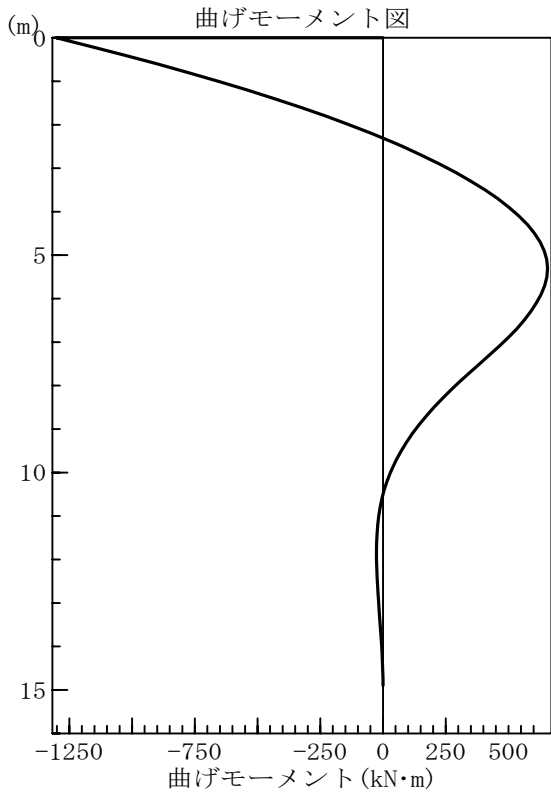
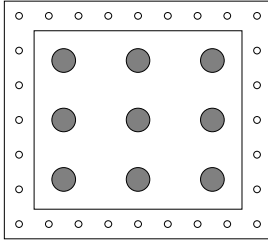
$$\begin{aligned} \text{押込み支持力の上限值 } P_{Nu} &= 6391.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Nu} &= 1475.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \\ \text{引抜き支持力の上限值 } P_{Tu} &= -2186.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 既設杭} \\ P_{Tu} &= -1258.00 \text{ (kN)} \quad \dots \text{ 増し杭} \end{aligned}$$

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	-446.208	704.442	-1302.654	-2.500	3
2	1342.225	704.442	-1302.654	0.000	3
3	3130.658	704.442	-1302.654	2.500	3
1'	-1258.000	102.088	-111.055	-4.000	7
2'	-1258.000	102.088	-111.055	-3.000	2
3'	-864.315	102.088	-111.055	-2.000	2
4'	-427.263	102.088	-111.055	-1.000	2
5'	9.789	102.088	-111.055	0.000	2
6'	446.842	102.088	-111.055	1.000	2
7'	883.894	102.088	-111.055	2.000	2
8'	1320.946	102.088	-111.055	3.000	2
9'	1475.000	107.965	-118.605	4.000	7
杭反力分	13822.810	9239.583	112678.930		
底版前面負担分		1396.981	1169.617		
合計	13822.810	10636.564	113848.547		

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

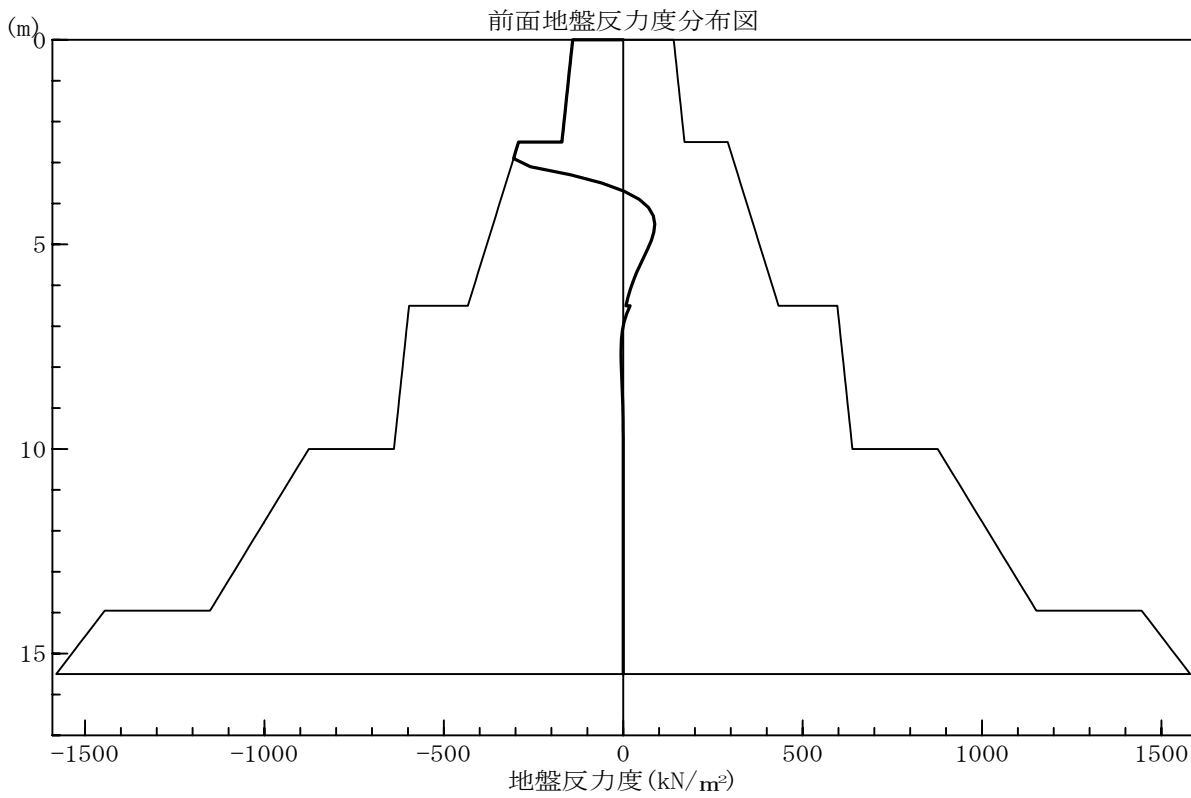
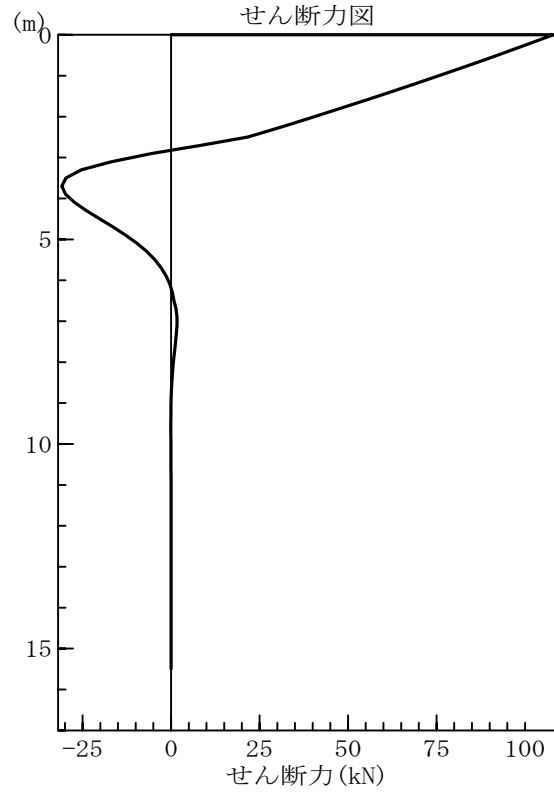
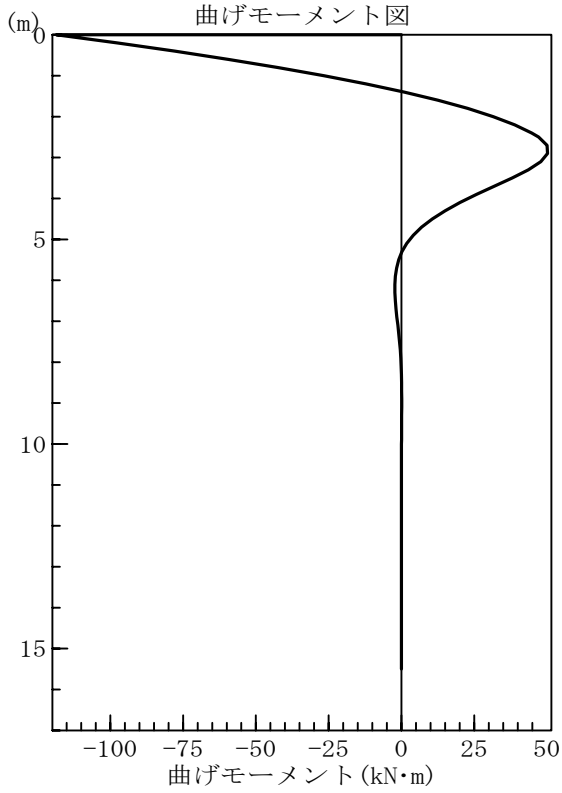
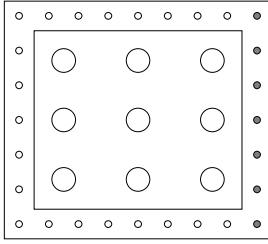
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	20653.41	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 5.700	3.200	51633.53	0.00	145.72	202.33
3	5.700～ 6.500	0.800	51633.53	51633.53	202.33	216.48
4	6.500～ 10.000	3.500	129083.82	129083.82	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	165227.28	165227.28	438.22	575.71
6	13.950～ 14.900	0.950	258167.64	258167.64	722.49	763.99

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	M _p (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 14.900	14.900	969.0 0.0023005	1507.5 0.0035791

増し杭

杭・地盤データ ((1)杭)



・前面地盤状態

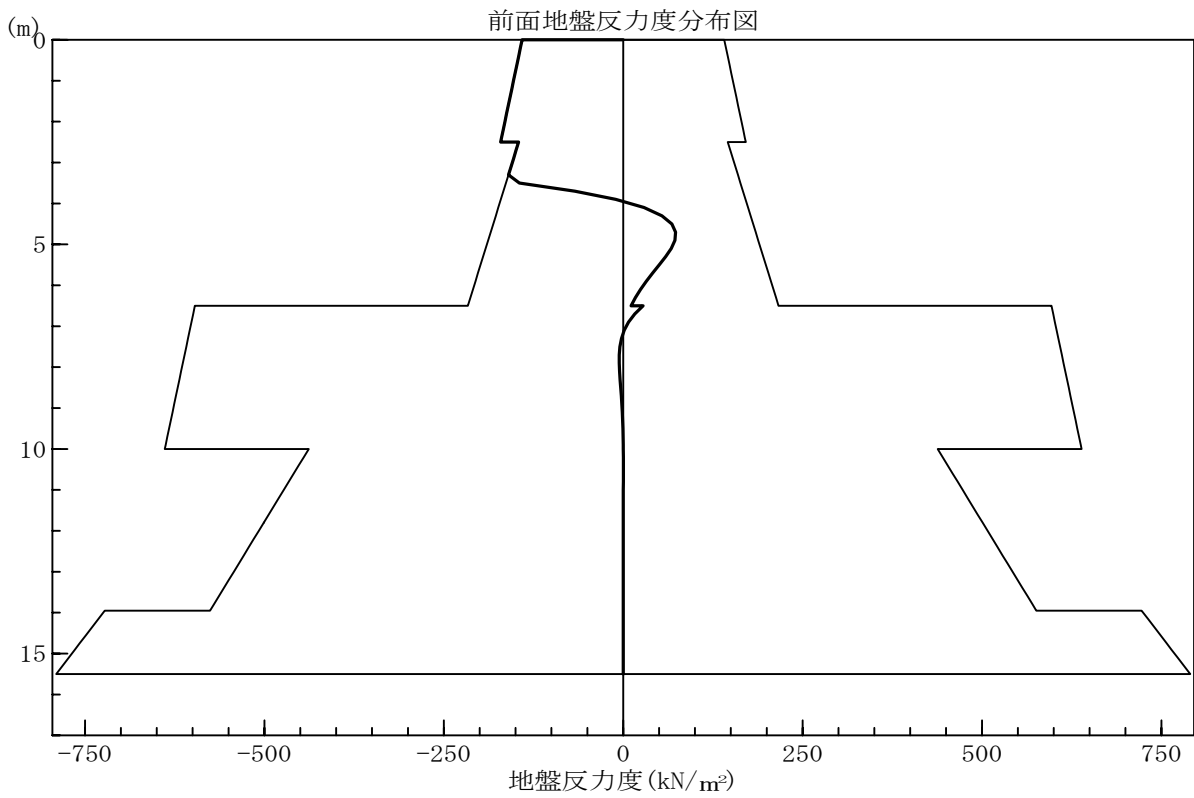
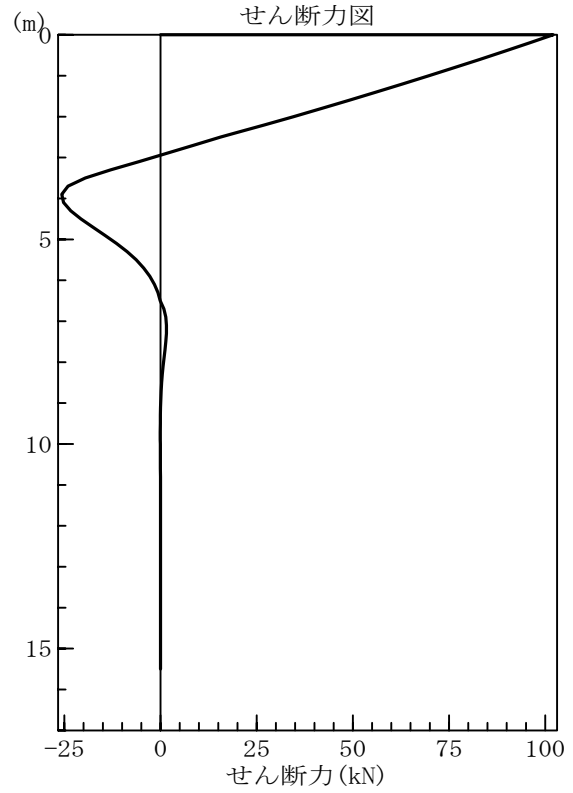
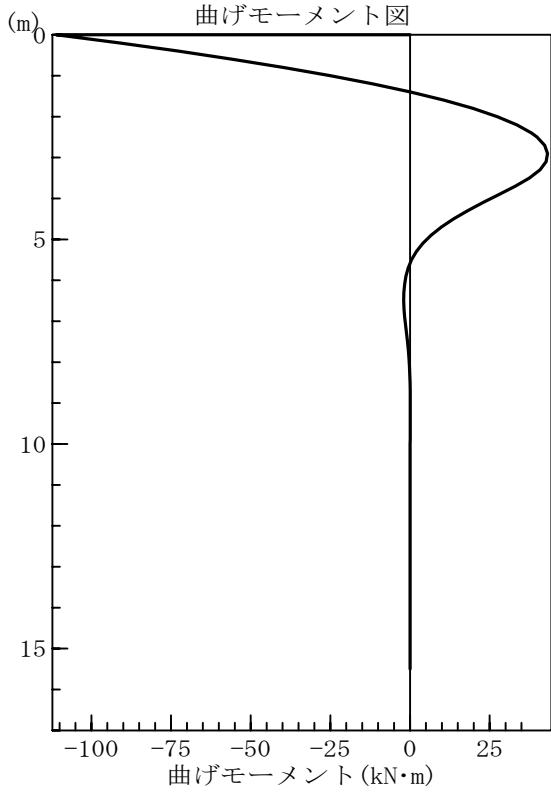
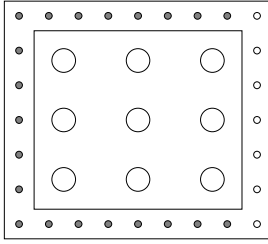
	深さ (m)	区間長 (m)	地盤反力係数 (kN/m ³)		前面地盤の水平地盤 反力度の上限値 (kN/m ²)	
			死荷重時	設計荷重時	層上面	層下面
1	0.000～ 2.500	2.500	45490.31	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 2.900	0.400	113725.77	0.00	291.44	305.60
3	2.900～ 6.500	3.600	113725.77	113725.77	305.60	432.96
4	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	876.44	1151.42
6	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	1444.98	1527.97
7	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	1527.97	1580.38

・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	Mp (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

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～ 2.500	2.500	45490.31	0.00	140.85	170.85
2	2.500～ 3.300	0.800	113725.77	0.00	145.72	159.87
3	3.300～ 6.500	3.200	113725.77	113725.77	159.87	216.48
4	6.500～ 10.000	3.500	284314.42	284314.42	596.85	638.85
5	10.000～ 13.950	3.950	363922.48	363922.48	438.22	575.71
6	13.950～ 14.900	0.950	568628.84	568628.84	722.49	763.99
7	14.900～ 15.500	0.600	568628.84	568628.84	763.99	790.19

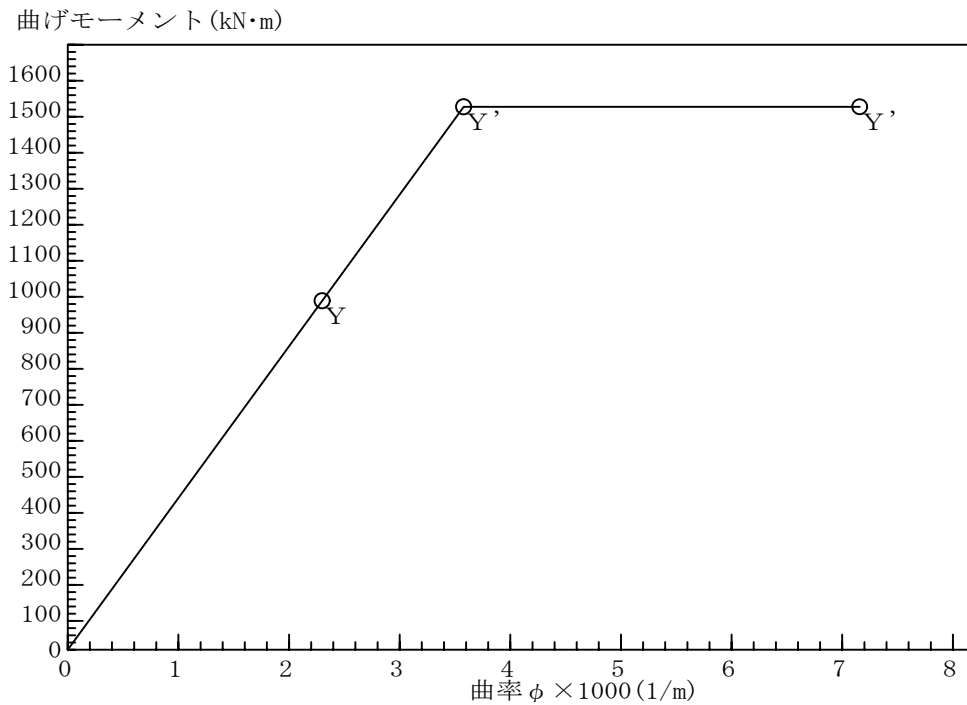
・M-φ関係

	深さ(m)	区間長(m)	My (kN. m) φ _y (1/m)	Mp (kN. m) φ _{y'} (1/m)
1	0.000～ 15.500	15.500	130.4 0.0179055	177.4 0.0243698

6.6 予備計算

6.6.1 M-φ

既設杭



軸力 = 1398.5 (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	φ _y	φ _{y'}
1	14.900	969.0	1507.5	0.0023005	0.0035791

増し杭

断面積

$$A = \pi \cdot \{ r^2 - (r-t)^2 \} = 0.007026 \text{ (m}^2\text{)}$$

r : 鋼管の半径 = 0.1071 (m) (腐食代考慮)

t : 鋼管厚 = 0.0110 (m) (腐食代考慮)

断面係数

$$Z_e = \frac{\pi}{4} \cdot \left\{ r^4 - (r-t)^4 \right\} \cdot \frac{1}{r} = 0.000340 \text{ (m}^3\text{)}$$

降伏モーメント

$$M_y = (\sigma_{sy} - H(N)(A)) \cdot Z_e \text{ (kN・m)}$$

σ_{sy} : 鋼管の降伏点 = 390.00 × 10³ (kN/m²)

N : 軸力 (kN)

断面二次モーメント

$$I = \frac{\pi}{4} \cdot \left\{ r^4 - (r-t)^4 \right\} = 0.0000364 \text{ (m}^4\text{)}$$

曲げ剛性

$$E \cdot I = 7.2806E+003 \text{ (kN・m}^2\text{)}$$

E : 鋼材のヤング係数 = 2.00 × 10⁸ (kN/m²)

降伏時曲率

$$\phi_y = \frac{M_{ys}}{E \cdot I} \quad (1/m)$$

モーメントがない場合の降伏軸力

$$N_0 = \sigma_{sy} \cdot A = 2740.0 \text{ (kN)}$$

モーメントがない場合の降伏軸力と作用軸力の比

$$\alpha = N/N_0$$

塑性断面係数

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \cdot \left\{ 1 - \left(1 - \frac{t}{r} \right)^3 \right\} = 0.000455 \text{ (m}^3\text{)}$$

軸力がない場合の全塑性モーメント

$$M_{p0} = Z_p \cdot \sigma_{sy} = 177.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

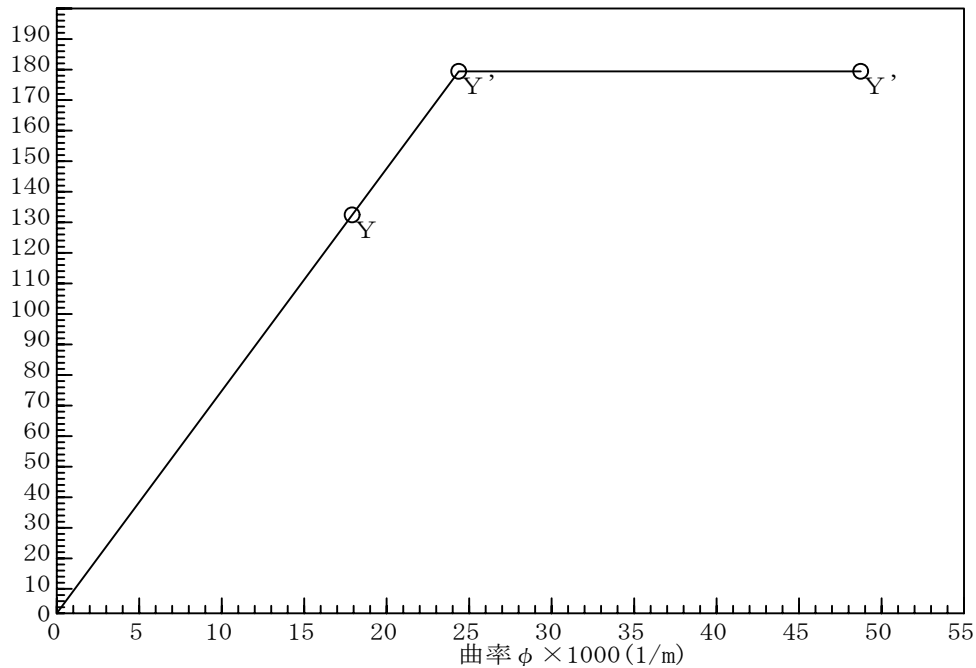
全塑性モーメント

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

勾配変化点の曲率

$$\phi_{y'} = \left(\frac{M_p}{M_y}\right) \cdot \phi_y \quad (1/m)$$

曲げモーメント (kN・m)



N (kN)	M _y (kN・m)	φ _y (1/m)	α	M _p (kN・m)	φ _{y'} (1/m)
44.2	130.4	0.0179055	0.0161	177.4	0.0243698

6.6.2 水平方向地盤反力係数

$$kHE = \eta k \cdot \alpha k \cdot kH$$

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/m^3)

ηk : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数

$$\text{砂質地盤} \quad \eta k = 0.66667$$

$$\text{粘性土地盤} \quad \eta k = 0.66667$$

αk : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数

$$\text{砂質地盤} \quad \alpha k = 1.5$$

$$\text{粘性土地盤} \quad \alpha k = 1.5$$

kH : 地震時の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

既設杭

$$\text{杭外径} \quad D = 0.8000 \quad (\text{m})$$

$$\text{杭体ヤング係数} \quad E = 20.00 \times 10^7 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭体断面二次モーメント} \quad I = 0.002106018 \quad (\text{m}^4)$$

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

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

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

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

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

$$\text{杭の特性値(換算載荷幅算出)} \quad \beta = 0.288728 \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\text{水平抵抗に関する地盤の深さ} \quad 1/\beta = 3.4635 \quad (\text{m})$$

$$1/\beta \text{の範囲の平均 } \alpha \cdot Eo = 15873.6 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = 1.6646 \quad (\text{m})$$

$$kHo = 52912.1 \quad (\text{kN/m}^3)$$

※地震時BH算出時の $\alpha \cdot Eo$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\alpha \cdot Eo$ (kN/m^2)		kH (kN/m^3)	kHE (kN/m^3)
			常時	地震時		
1	粘性土	2.50	11200	22400	20653.307	20653.410
2	砂質土	4.00	28000	56000	51633.267	51633.528
3	粘性土	3.50	70000	140000	129083.168	129083.817
4	砂質土	3.95	89600	179200	165226.456	165227.279
5	砂質土	0.95	140000	280000	258166.337	258167.635

増し杭

杭外径（鋼管径） $D = 0.2163$ (m)
 杭体ヤング係数（鋼管ヤング係数） $E = 2.00 \times 10^8$ (kN/m²)
 杭体断面二次モーメント $I = 0.000036403$ (m⁴)

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

$$\text{杭の換算載荷幅} \quad BH = \sqrt{\frac{D}{\beta}}$$

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

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

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

杭の特性値（換算載荷幅算出） $\beta = 0.641106$ (m⁻¹)
 水平抵抗に関する地盤の深さ $1/\beta = 1.5598$ (m)
 $1/\beta$ の範囲の平均 $\alpha \cdot E_o = 11200.0$ (kN/m²)
 杭の換算載荷幅 $BH = 0.5809$ (m)
 $kH_o = 37333.3$ (kN/m³)

※地震時BH算出時の $\alpha \cdot E_o$ の取扱い：常時

No	層種	層厚 (m)	$\alpha \cdot E_o$ (kN/m ²)		kH (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)
			常時	地震時		
1	粘性土	2.50	11200	22400	45490.080	45490.309
2	砂質土	4.00	28000	56000	113725.199	113725.772
3	粘性土	3.50	70000	140000	284312.999	284314.422
4	砂質土	3.95	89600	179200	363920.638	363922.476
5	砂質土	0.95	140000	280000	568625.997	568628.843
6	砂質土	0.60	140000	280000	568625.997	568628.843

6.6.3 地盤反力度の上限値

1. 受働土圧

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

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

ここに、 p_{Ep} : 受働土圧強度 (kN/m²)

K_{Ep} : 受働土圧係数

γ : 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)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δE : 壁面摩擦角 (°) = $-\phi/6$

	標高 (m)	h (m)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	δE (°)	K_{Ep}	γ (kN/m ³)	$\gamma \cdot h + q$ (kN/m ²)	p_{Ep} (kN/m ²)
1	-2.700 -5.200	2.50	24.00	0.00	0.00	1.000	8.00	45.90 65.90	93.90 113.90
2	-5.200 -9.200	4.00	0.00	27.00	-4.50	3.035	8.00	65.90 97.90	200.03 297.16
3	-9.200 -12.700	3.50	150.00	0.00	0.00	1.000	8.00	97.90 125.90	397.90 425.90
4	-12.700 -16.650	3.95	0.00	36.00	-6.00	4.778	10.00	125.90 165.40	601.54 790.27
5	-16.650 -17.600	0.95	0.00	40.00	-6.67	5.996	10.00	165.40 174.90	991.75 1048.71
6	-17.600 -18.200	0.60	0.00	40.00	-6.67	5.996	10.00	174.90 180.90	1048.71 1084.68

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)

α_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 $\alpha_p = 3.0$

粘性土地盤 $\alpha_p = 1.5$ ただし、 $N \leq 2$ では $\alpha_p = 1.0$ とする。

η_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 $\eta_p = 1.0$

砂質地盤 $\eta_p \cdot \alpha_p =$ 荷重載荷直角方向の杭中心間隔 / 杭径 ($\leq \alpha_p$)

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	$\eta_p \cdot \alpha_p$	p_{Hu} (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	1.250	250.04 371.45	125.02 185.73

	層種	平均 N値	$\eta p \cdot \alpha p$	pHu (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85
4	上端 下端	砂質	32.0	1.250	751.92 987.84	375.96 493.92
5	上端 下端	砂質	50.0	1.250	1239.69 1310.89	619.84 655.44

橋軸直角方向

	層種	平均 N値	$\eta p \cdot \alpha p$	pHu (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	1.457	291.44 432.96	145.72 216.48
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85
4	上端 下端	砂質	32.0	1.457	876.44 1151.42	438.22 575.71
5	上端 下端	砂質	50.0	1.457	1444.98 1527.97	722.49 763.99

増し杭

橋軸方向

	層種	平均 N値	$\eta p \cdot \alpha p$	pHu (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	1.250	250.04 371.45	125.02 185.73
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85
4	上端 下端	砂質	32.0	1.250	751.92 987.84	375.96 493.92
5	上端 下端	砂質	50.0	1.250	1239.69 1310.89	619.84 655.44
6	上端 下端	砂質	50.0	1.250	1310.89 1355.85	655.44 677.93

橋軸直角方向

	層種	平均 N値	$\eta p \cdot \alpha p$	pHu (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
1	上端 下端	粘性	4.0	1.500	140.85 170.85	140.85 170.85
2	上端 下端	砂質	10.0	1.457	291.44 432.96	145.72 216.48
3	上端 下端	粘性	25.0	1.500	596.85 638.85	596.85 638.85
4	上端 下端	砂質	32.0	1.457	876.44 1151.42	438.22 575.71

	層種	平均 N値	$\eta p \cdot \alpha p$	pHu (kN/m ²)		
				1列目	2列目以降	
5	上端 下端	砂質	50.0	1.457	1444.98	722.49
					1527.97	763.99
6	上端 下端	砂質	50.0	1.457	1527.97	763.99
					1580.38	790.19

6.6.4 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 ϕ 800.0 (mm)

工 法：中掘り杭（セメントミルク噴出攪拌）

設計杭長：L = 14.90 (m)

突出杭長：Lo = 0.00 (m)

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

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)

$$\begin{aligned} q_d &= 200 \cdot N (\leq 10000) \text{ 砂れき層} \\ &= 200 \cdot 50.0 \\ &= 10000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

A_p ：杭先端面積 (m²)

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot 0.8000^2 = 0.503$$

U ：杭の周長 (m)

$$U = \pi \cdot 0.8000 = 2.513$$

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	周長 U(m)	層厚 Li (m)	f_i (kN/m ²)	$U \cdot L_i \cdot f_i$ (kN)
2	粘性	4.0	2.5133	2.50	32.0	201.1
3	砂質	10.0	2.5133	4.00	20.0	201.1
4	粘性	25.0	2.5133	3.50	100.0	879.6
5	砂質	32.0	2.5133	3.95	64.0	635.4
6	砂礫	50.0	2.5133	0.95	100.0	238.8
計				14.90		2155.9

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) = 7182 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押し込み支持力の上限值

$$R_{pu} = \sigma_y \cdot A_s = 6391 \text{ (kN)}$$

R_{pu} ：杭体から決まる押し込み支持力の上限值 (kN)

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

$$A_s \text{：鋼管断面積} = 0.027197 \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 押し込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 6391 \text{ (kN)}$$

増し杭

1) 地盤から決まる杭の極限支持力

杭 種：マイクロパイル

工 法：STマイクロパイル（タイプI）

グラウト外径：D = 0.2350 (m)

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i)$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

qd : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

$$qd = 5000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

A : グラウト体先端面積 (m²)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.2350^2 = 0.043$$

U : グラウト体の周長 (m)

$$U = \pi \cdot D = 0.738 \text{ (m)}$$

Li : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

τ_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでの周面摩擦力は無視する。

周面摩擦力を無視する範囲 : 底板下面から 1.56 (m)

周面摩擦力

層 No	土質	平均 N 値	周長 U (m)	層厚 Li (m)	τ_i (kN/m ²)	$U \cdot Li \cdot \tau_i$ (kN)
2	粘性	4.0	0.7383	1.56	0.0	0.0
2	粘性	4.0	0.7383	0.94	40.0	27.8
3	砂質	10.0	0.7383	4.00	50.0	147.7
4	粘性	25.0	0.7383	3.50	150.0	387.6
5	砂質	32.0	0.7383	3.95	160.0	466.6
6	砂礫	50.0	0.7383	1.55	200.0	228.9
計				15.50		1258.5

地盤から決まる極限支持力

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot \sum (Li \cdot \tau_i) = 1475 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる押込み支持力の上限值

$$R_{pu} = \sigma_{sy} \cdot A_s = 2740 \text{ (kN)}$$

R_{pu} : 杭体から決まる押込み支持力の上限值 (kN)

$$\sigma_{sy} : \text{鋼管の降伏点} = 390.00 \times 10^3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$A_s : \text{鋼管の断面積} = 0.007026 \text{ (m}^2\text{)}$$

3) 押込み支持力の上限值

$$P_{Nu} = \min(R_u, R_{pu}) = 1475 \text{ (kN)}$$

6.6.5 引抜き支持力の上限値

既設杭

1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

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

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)

$$W = \sum (W'' \cdot L + W_o \cdot L_o) = 29.7 \text{ (kN)}$$

W'' : 水中部単位長重量 = 2.00 (kN/m)

L : 水中部杭長 = 14.90 (m)

W_o : 水位上部単位長重量 = 2.29 (kN/m)

L_o : 水位上部杭長 = 0.00 (m)

U : 杭の周長 = 2.513 (m)

L_i : 層厚 (m)

f_i : 層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

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

$$= 2155.9 + 29.7 = 2186 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限値

$$P_{pu} = \sigma_y \cdot A_s = 6391 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN)

σ_y : 鋼管の降伏点 = 235.00×10^3 (kN/m²)

A_s : 鋼管断面積 = 0.027197 (m²)

3) 引抜き支持力の上限値

$$P_{Tu} = \min(P_u + W, P_{pu}) = 2186 \text{ (kN)}$$

増し杭

1) 地盤から決まる杭の極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i)$$

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

U : グラウト体の周長 (m)

$$U = \pi \cdot D = 0.738 \text{ (m)}$$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

τ_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでの周面摩擦力は無視する。

周面摩擦力を無視する範囲 : 底版下面から 1.56 (m)

$$P_u = U \cdot \sum (L_i \cdot \tau_i)$$

$$= 1258 \text{ (kN)}$$

2) 杭体から決まる引抜き支持力の上限値

$$P_{pu} = \sigma_{sy} \cdot A_s = 2740 \text{ (kN)}$$

P_{pu} : 杭体から決まる引抜き支持力の上限値 (kN)

σ_{sy} : 鋼管の降伏点 = 390.00×10^3 (kN/m²)

A_s : 鋼管の断面積 = 0.007026 (m²)

3) 引抜き支持力の上限値

$$P_{Tu} = \min(P_u, P_{pu}) = 1258 \text{ (kN)}$$

6.6.6 底版前面水平抵抗

1. 水平方向地盤反力係数

$$kHE = \alpha k \cdot kHo \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$BH = Be \left(\leq \sqrt{Be \cdot Le} \right)$$

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

ここに、kHE：底版前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

αk ：kHの推定に用いる補正係数 = 1.0

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

BH：底版前面の換算載荷幅 (m)

4.450 (m)：橋軸方向

4.195 (m)：橋軸直角方向

Be：底版の有効前面幅 (m)

9.000 (m)：橋軸方向

8.000 (m)：橋軸直角方向

Le：有効根入れ深さ = 2.200 (m)

No	層厚 (m)	$\alpha \cdot Eo$ (kN/m ²)	kHo (kN/m ³)	kHE (kN/m ³)	
				橋軸方向	橋軸直角方向
1	2.20	28000	93333.333	12348.900	12906.559

2. 受働土圧

$$pEpi = KEpi \cdot \{ \sum \gamma_i \cdot h_i + q \} + 2 \cdot c_i \cdot \sqrt{KEpi}$$

$$KEpi = \frac{\cos^2 \phi_i}{\cos \delta E_i \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta E_i) \cdot \sin \phi_i}{\cos \delta E_i}} \right]^2}$$

ここに、pEp：受働土圧強度 (kN/m²)

KEp：受働土圧係数

γ ：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 = 8.50 (kN/m²)

c：土の粘着力 (kN/m²)

ϕ ：土のせん断抵抗角 (°)

δE ：壁面摩擦角 (°) = $-\phi/6$

	標高 (m)	h (m)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	δE (°)	KEp	γ (kN/m ³)	$\gamma \cdot h + q$ (kN/m ²)	pEp (kN/m ²)
1	-0.500 -2.700	2.20	0.00	23.00	-3.83	2.528	17.00	8.50 45.90	21.49 116.05

3. 水平地盤反力度の上限値

$$pHu = \alpha p \cdot pEp$$

ここに、 pHu : 水平地盤反力度の上限値 (kN/m^2)

αp : 水平地盤反力度の上限値の割増係数

$$\alpha p = 1.0 + 0.5 (z/Be) \leq 3.0$$

ただし、 $N \leq 2$ の軟弱な粘性土では $\alpha p = 1.0$ とする

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

Be : 底版の有効前面幅 (m)

pEp : 深さ z における地盤の受働土圧強度 (kN/m^2)

	層種	平均 N値	z (m)	橋軸方向		橋軸直角方向		
				αp	pHu (kN/m^2)	αp	pHu (kN/m^2)	
1	上端 下端	砂質土	5.0	0.500	1.028	22.09	1.031	22.16
				2.700	1.150	133.46	1.169	135.63

7章 基礎バネ計算

7.1 水平方向地盤反力係数

既設杭

杭外径	$D = 0.8000$	(m)
杭体ヤング係数	$E = 20.00 \times 10^7$	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	$I = 0.002106018$	(m ⁴)
杭の特性値(換算載荷幅算出)	$\beta = 0.457087$	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	$1/\beta = 2.1878$	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot Li)}{1/\beta} = 83926.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 1.3229 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 279753.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.457087 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

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 νD	kH (kN/m ³)
2	粘性土	2.50	4.0	158.74	83926	0.50	91930
3	砂質土	4.00	10.0	172.35	98940	0.50	108376
4	粘性土	3.50	25.0	292.40	284763	0.50	311922
5	砂質土	3.95	32.0	253.98	240128	0.50	263030
6	砂質土	0.95	50.0	294.72	323337	0.50	354175

増し杭

杭外径 (鋼管径)	$D = 0.2163$	(m)
杭体ヤング係数 (鋼管ヤング係数)	$E = 2.00 \times 10^8$	(kN/m ²)
杭体断面二次モーメント	$I = 0.000036403$	(m ⁴)
杭の特性値 (換算載荷幅算出)	$\beta = 1.117438$	(m ⁻¹)
水平抵抗に関する地盤の深さ	$1/\beta = 0.8949$	(m)

$$\frac{1}{\beta} \text{の範囲の平均 ED} = \frac{\sum (ED_i \cdot Li)}{1/\beta} = 83926.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{杭の換算載荷幅 BH} = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = 0.4400 \text{ (m)}$$

$$kHo = \frac{1}{0.3} \cdot ED = 279753.3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 1.117438 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

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 νD	kH (kN/m ³)
2	粘性土	2.50	4.0	158.74	83926	0.50	209924
3	砂質土	4.00	10.0	172.35	98940	0.50	247478
4	粘性土	3.50	25.0	292.40	284763	0.50	712277
5	砂質土	3.95	32.0	253.98	240128	0.50	600632
6	砂質土	1.55	50.0	294.72	323337	0.50	808762

7.2 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	162619	178796	178796	390764	199413
増し杭	40647	18184	18184	16273	121830

(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	162619	178796	178796	390764	199413
増し杭	40647	18184	18184	16273	121830

7.3 固有周期算定用地盤バネ定数

$$Ass = \sum (K_v \cdot \sin^2 \theta + K_1 \cdot \cos^2 \theta) i$$

$$Asr=Ars = \sum (K_v \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_1 \cdot X \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - K_2 \cdot \cos \theta) i$$

$$Arr = \sum \{K_v \cdot X^2 \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X^2 \cdot \sin^2 \theta + (K_2 + K_3) \cdot X \cdot \sin \theta + K_4\} i$$

$$Asv=Avs = \sum (K_v \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta - K_1 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) i$$

$$Arv=Avr = \sum (K_v \cdot X \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot X \cdot \sin^2 \theta + K_2 \cdot \sin \theta) i$$

$$Avv = \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta + K_1 \cdot \sin^2 \theta) i$$

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)

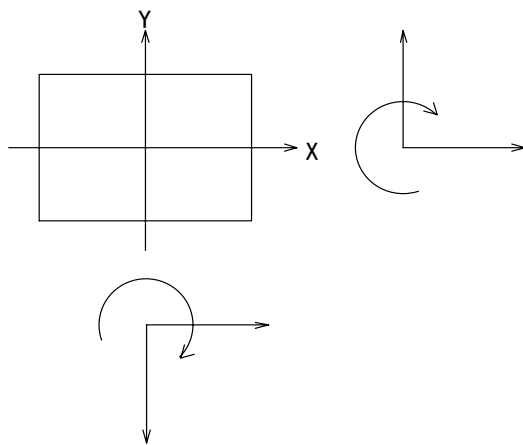
Arr : 回転バネ (kN.m/rad)

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	2.601701E+006	2.601701E+006
Asr	kN/rad	-2.118310E+006	-2.118310E+006
Ars	kN.m/m	-2.118310E+006	-2.118310E+006
Arr	kN.m/rad	3.893804E+007	4.556290E+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	5.205957E+006	5.205957E+006



Y方向 : 橋軸方向
X方向 : 橋軸直角方向