柔構造樋門の設計・3D配筋
サンプルデータ

出力例

Sample1

函体形式：1連矩形RC　門柱形式：2柱
胸壁：逆T型　翼壁：U型

目次

1章 本体縦方向計算(設計条件)

1.1 設計条件

1.1.1 基本条件

(1) 支持形式 : 直接支持
(2) レベル2地震動照査 : しない
(3) 翼壁一体化設計 : しない
(4) 三面水路の計算 : しない
(5) 函体形状 : 矩形
(6) 形式 : 1連
(7) 設計モデル : 柔支持
(8) 函体種別 : RC函体(矩形)
(9) 樋門全長 : 24.000 (m)
(10)沈下量算定方法 : 沈下計算を行う
(11)即時沈下計算時の堤防盛土のスライス方法 : 旧仕様で行わない
(12)圧密沈下の算定方法 : Δe法, Cc法
(13)残留沈下算出に用いる圧密沈下量 : Δe法
(14)キャンバー盛土 : 考慮する
(15)沈下量の許容値
残留沈下量 : 300.0 (mm)
剛支持とみなす残留沈下量 : 50.0 (mm)
相対変位量 基礎幅 : 1.0 (%)
± : 50.0 (mm)
(16)継手形式 : カラー継手
(17)継手開口量基準値 : 0.0 (mm)
(18)地盤反力度の計算 : しない
(19)頂版なし応力度計算(1連BOX) : しない
(20)本体左右端部の支持条件

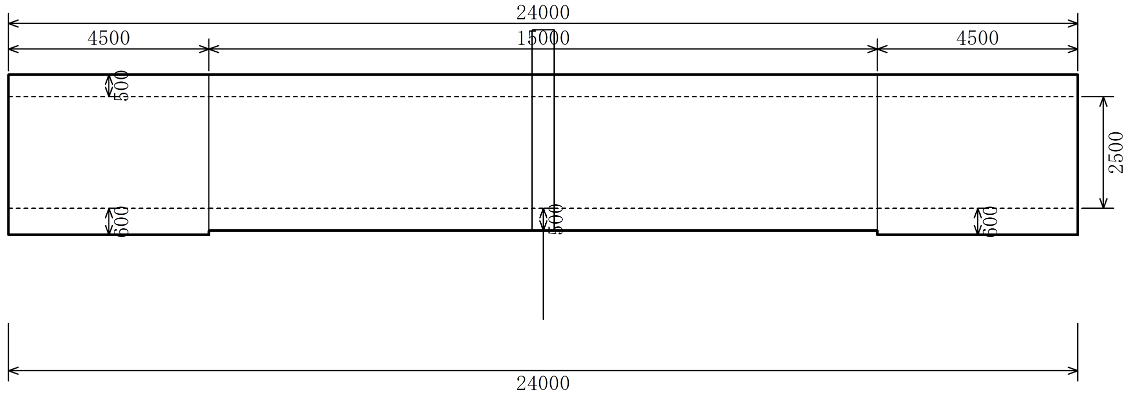
	Kx(kN/m)	Ky(kN/m)	Km(kN・m/rad)
左端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000
右端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000

注記) -1.00 : バネ固定

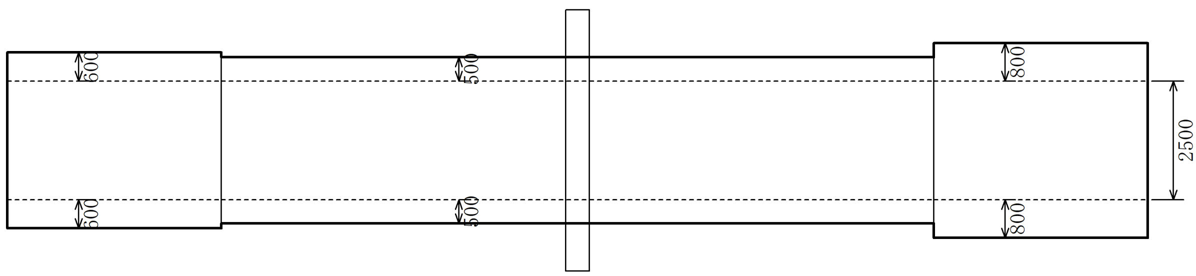
(21)水平方向バネの算定方法 : 函体周長(張り出し寸法考慮)
(22)鉛直方向バネの取り扱い : 空洞化を考慮しない
(23)函体内水重の取り扱い : 考慮する
(24)断面照査適用基準(最小鉄筋量) : 柔構造樋門 設計の手引き
(25)断面照査適用基準(せん断応力度関係) : 柔構造樋門 設計の手引き
(26)組合せ荷重に連動荷重を設定 : する
(27)Esm算出時の最下層,hnの取り扱い(即時沈下) : hnまで最終層を広げる
(28)Esm算出時の最下層,hnの取り扱い(側方変位) : hnまで最終層を広げる
(29)地盤反力係数算出時に用いる長さ : 函体のスパン長
鉛直方向の載荷面積 : スパン長×函体幅
(30)斜層時のEom地層生成範囲 : ブロック
(31)地盤反力係数の算定方法 : 張り出し寸法考慮
(32)地盤変形係数の算定方法 : 張り出し寸法考慮
(33)部材バネの算定方法 : 張り出し寸法考慮
(34)函体自重の算定方法 : 張り出し寸法無視
(35)地盤変位荷重算出時(幅B)の算定方法 : 張り出し寸法考慮

(36)函体諸量の算定方法	: 張り出し寸法無視
(37)柔支持における函体と基礎地盤の相対剛性	: 自動設定
(38)応力度計算の形状(補修・補強以外)	: T形or矩形
(39)鉄筋	: 複鉄筋
(40)せん断照査	: 行わない
(41)応力度算出時の軸力考慮	: 考慮しない
(42)必要鉄筋量の照査	: 行わない
(43)最小鉄筋量の計算	: しない

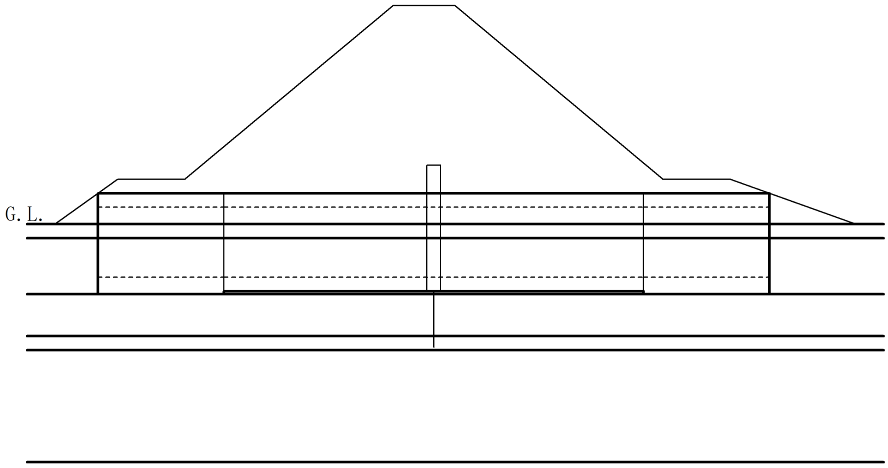
1.1.2 樋門概略側面図



1.1.3 樋門概略平面図



1.1.4 堤体形状図



1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

1.2.1 単位重量

躯体	γc	kN/m³	24.50
水	γw	kN/m³	9.80

1.2.2 コンクリート

設計基準強度	σck	N/mm²	24.00
ヤング係数 *10⁴	Ec	N/mm²	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0

1.2.3 鉄筋

材質 SD345			常時	地震時
許容引張応力度	σsa	N/mm²	180.00	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	200.00	300.00

1.2.4 しゃ水鋼矢板

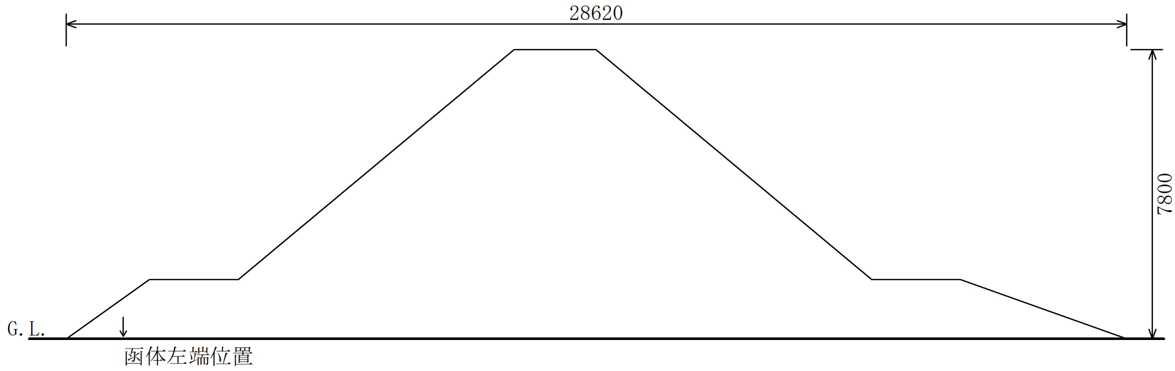
ヤング係数 *10⁵	Ep2	N/mm²	2.00

1.3 盛土

1.3.1 堤防盛土

定型盛土タイプ ： なし

No	盛土名称	単位重量 (kN/m³)	沈下計算	奥行き長 L(m)
1	任意盛土	18.00	全計算	3.000



盛土基準点から函体左端までのX方向距離 (m) ： 0.000

任意形状 ： 任意盛土

座標 No	X (m)	Y (m)
1	-1.540	0.000
2	0.700	1.600
3	3.100	1.600
4	10.540	7.800
5	12.760	7.800
6	20.200	1.600
7	22.600	1.600
8	27.080	0.000

1.4 地盤条件

1.4.1 地層条件

(1) 地表面

始点座標		終点座標	
XS(m)	YS(m)	XE(m)	YE(m)
-2.540	0.000	28.080	0.000

地表面の傾斜を圧密沈下量の計算に考慮しない。

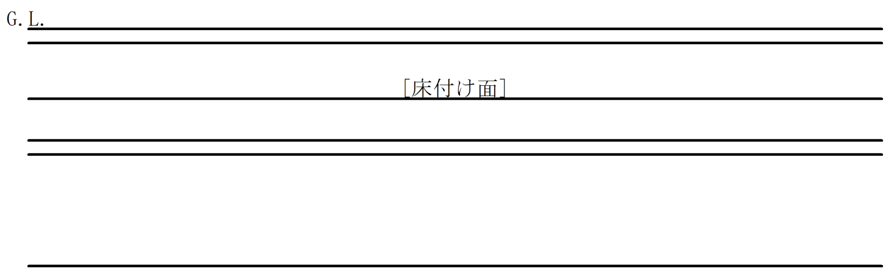
(2) 地層数 : 5

層No	始点YS (m)	層厚 (m)	深度 (m)	終点YE (m)	層厚 (m)	深度 (m)
1	-0.500	0.500	0.500	-0.500	0.500	0.500
2	-2.500	2.000	2.500	-2.500	2.000	2.500
3	-4.000	1.500	4.000	-4.000	1.500	4.000
4	-4.500	0.500	4.500	-4.500	0.500	4.500
5	-8.500	4.000	8.500	-8.500	4.000	8.500

床付け面 : 3層目上面 地表面からの深さ : 2.500 (m)

(3) 水位線

水位なし



(4) 地層条件

地盤のポアソン比 : 0.30

層No	名称	層区分	湿潤重量 (kN/m^3)	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0(kN/m^2)
1	砂質	砂層	18.000	1.0000	0.0
2	シルト(1)	粘性両面層	18.000	1.0000	0.0
3	シルト(2)	粘性両面層	18.000	1.0000	0.0
4	シルト(3)	粘性両面層	18.000	1.0000	0.0

層No	名称	層区分	湿潤重量(kN/m³)	圧縮指数Cc	先行圧密応力q0(kN/m²)
5	シルト(4)	粘性両面層	20.000	1.0000	0.0

(5) 即時沈下量、側方変位量算出用

影響を調べなければならない深さ:即時沈下 : 6.000 (m)
影響を調べなければならない深さ:側方変位 : 6.000 (m)
Esm算出用載荷幅 B : 7.500 (m)
Esm算出用載荷奥行 L : 10.000 (m)
地層毎に荷重データを内部で生成する(床付け面より上)
地層荷重生成奥行 L : 10.000 (m)
左端からのオフセット量 : 0.000 (m)
右端からのオフセット量 : 0.000 (m)
即時沈下量集計時の計算精度 : 0.1 (mm)

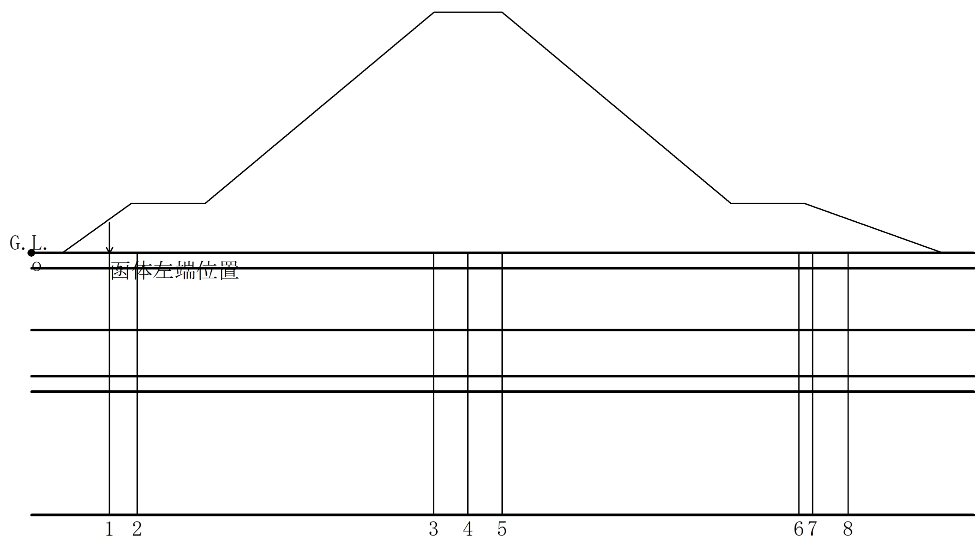
層No	名称	N値	即時沈下/側方変位用 Es(kN/m²)	地盤反力係数用 α・Eo(kN/m²)
1	砂質	1.0	1400.0	2800.0
2	シルト(1)	4.1	5740.0	11480.0
3	シルト(2)	7.8	10920.0	21840.0
4	シルト(3)	8.7	12180.0	24360.0
5	シルト(4)	10.6	14840.0	29680.0

(6) 水平方向せん断地盤反力係数算出用

鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断反力係数の比 λ : 0.333

1.4.2 沈下量算出点

No	算出位置名称	算出位置 X(m)
1	樋門端部(川裏)	0.000
2	胸壁中央(川裏)	0.900
3	築堤端部(川裏)	10.540
4	堤防中央	11.650
5	築堤端部(川表)	12.760
6	胸壁中央(川表)	22.400
7	門柱中央	22.850
8	樋門端部(川表)	24.000



1.5 函体形状

1.5.1 スパン・ブロック

(1) スパン

スパン総数 :　　1
スパン全長 :　　24.000 (m)

スパンNo	スパン名称	スパン長(m)	ブロック数
1		24.000	3

(2) ブロック

スパン/ブロック	ブロック長(m)	地盤反力深さ (m)
1- 1	4.500	11.100
1- 2	15.000	10.500
1- 3	4.500	12.300

分割ピッチ　　:　0.500 (m)

(3) ブロック毎の低減係数DE

スパン/ブロック	レベル1
1- 1	1.000
1- 2	1.000
1- 3	1.000

1.5.2 断面寸法

(1) 断面寸法(ブロック)

スパン/ブロック	内空幅 X2 (m)	内空高 Y2 (m)	上側ハンチ		下側ハンチ	
			幅 W1(m)	高 H1(m)	幅 W2(m)	高 H2(m)
1- 1	2.500	2.500	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 2	2.500	2.500	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 3	2.500	2.500	0.200	0.200	0.000	0.000

スパン/ブロック	側壁幅 X1 (m)	頂版厚 Y1 (m)	底版厚 Y3 (m)	張出高 Y4 (m)	張出長 B1 (m)
1- 1	0.600	0.500	0.600	0.000	0.000
1- 2	0.500	0.500	0.500	0.000	0.000
1- 3	0.800	0.500	0.600	0.000	0.000

1.5.3 しゃ水壁工

(1) しゃ水鋼矢板(寸法)

矢板 No	スパン No	スパン左端からの距離 (m)	純断面積 (m^2)	矢板長 (m)	周長 (m)
1	1	12.000	0.04592	2.000	7.000

(2) しゃ水鋼矢板(バネ)

矢板 No	スパン No	N値	函軸方向バネ (kN/m)	鉛直方向バネ (kN/m)	回転バネ (kN.m/rad)
1	1	4.0	0.00000000E+000	3.72324869E+004	0.00000000E+000

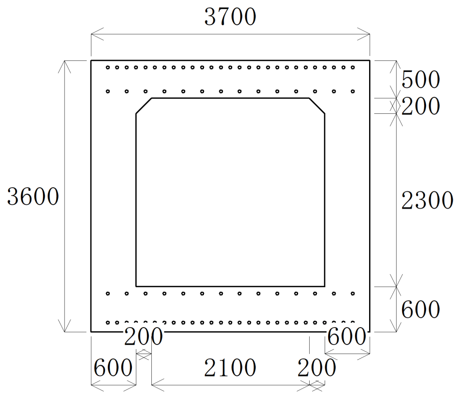
(3) しゃ水壁(寸法)

しゃ水壁 No	スパン No	スパン左端からの距離 (m)	側壁厚 L1 (m)	頂版厚 L2 (m)	奥行き幅 b (m)	張出幅 L3 (m)	張出厚 L4 (m)
1	1	12.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000

1.6 鉄筋(常時・L1)

(1) 1スパン−1ブロック

■主鉄筋図



■主鉄筋

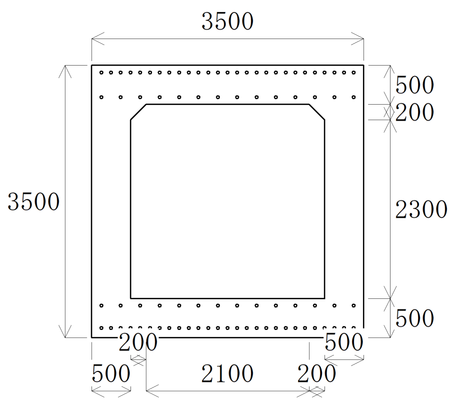
部材	配置面	位置	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	ピッチ (mm)	開始位置 (mm)	最小ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm²)
頂版	外	中央寄せ	91.5	D41	27	125	--	--	36180.0
頂版	内	中央寄せ	91.5	D41	14	250	--	--	18760.0
底版	内	中央寄せ	91.5	D41	14	250	--	--	18760.0
底版	外	中央寄せ	121.5	D41	27	125	--	--	36180.0

■斜引張鉄筋

荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量Aw (mm²)	角度θ (度)
常時・L1	0.0	0.0	--

(2) 1スパン−2ブロック

■主鉄筋図



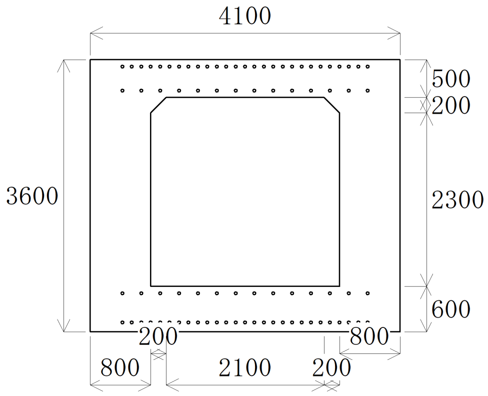
■主鉄筋：参照断面 1スパン−1ブロック

■斜引張鉄筋

荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量Aw (mm^2)	角度θ (度)
常時・L1	0.0	0.0	--

(3) 1スパン－3ブロック

■主鉄筋図



■主鉄筋：参照断面 1スパン－1ブロック

■斜引張鉄筋

荷重条件	間隔a (mm)	鉄筋量Aw (mm^2)	角度θ (度)
常時・L1	0.0	0.0	--

1.7 荷重

1.7.1 連動荷重

川表の方向：右側

(1) 常時 荷重総ケース数 [1]

常時荷重1ケース

常時荷重名称 ： [門柱・胸壁 (常時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置(m)	荷重ケース	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	指定なし	0.00	993.71	77.85
2	左胸壁	0.900	指定なし	-684.05	594.73	-612.90
3	右胸壁	22.400	指定なし	623.58	464.14	362.28

(2) 地震時 荷重総ケース数 [1]

地震時荷重1ケース

地震時時荷重名称 ： [門柱・胸壁 (地震時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置(m)	荷重ケース	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	指定なし	188.64	943.20	-1087.04
2	左胸壁	0.900	指定なし	-333.17	739.13	-1301.18
3	右胸壁	22.400	指定なし	529.61	590.11	796.83

1.7.2 検討ケース

(1)常時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称　:　[]

組合せ荷重

No	荷重種別	荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重（常時）	1.0000
2	固定荷重データ2	水重（常時）	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下（常時）	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位（常時）	1.0000
5	連動荷重(常時)1	門柱・胸壁（常時)1	1.0000

(2)地震時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称　:　[]

組合せ荷重

No	荷重種別	荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重（地震時）	1.0000
2	固定荷重データ2	水重（地震時）	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下（地震時）	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位（地震時）	1.0000
5	連動荷重(地震時)1	門柱・胸壁（地震時)1	1.0000

1.8 応力度照査用

(1) 断面幅寸法

スパン−ブロック	断面幅 (m)	左側壁幅 (m)	右側壁幅 (m)	中空幅 (m)
1- 1	3.700	0.600	0.600	2.500
1- 2	3.500	0.500	0.500	2.500
1- 3	4.100	0.800	0.800	2.500

(2) 断面高(厚)寸法

スパン−ブロック	断面高 (m)	中空高 (m)	頂版厚 (m)	底版厚 (m)
1- 1	3.600	2.500	0.500	0.600
1- 2	3.500	2.500	0.500	0.500
1- 3	3.600	2.500	0.500	0.600

(3) ハンチ寸法

スパン−ブロック	上側ハンチ		下側ハンチ	
	幅(m)	高(m)	幅(m)	高(m)
1- 1	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 2	0.200	0.200	0.000	0.000
1- 3	0.200	0.200	0.000	0.000

(4) 鋼材配置

■1スパン−1ブロック

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm²)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

■1スパン−2ブロック

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm²)
1	D41	27	0.0915	3.4085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.0915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.4085	18760.0
4	D41	27	3.3785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

■1スパン−3ブロック

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離(m)	断面下端からの距離(m)	鉄筋量(mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

注1)応力度計算はT形or矩形で計算します。
注2)応力度算出時には軸力を考慮していません。
注3)せん断計算を行いません。
注4)応力度計算は複鉄筋で計算します。

2章 本体縦方向の計算(地盤の沈下量および地盤の側方変位量)

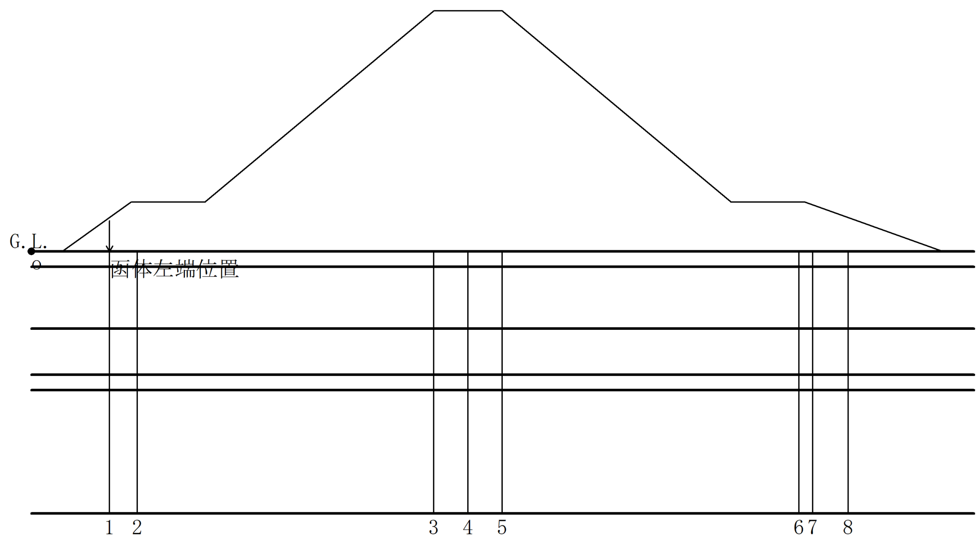
本体の縦方向の設計に考慮する地盤の沈下は、函体直近の基礎地盤面を対象として、床付け面位置における函体設置直後の残留沈下量分布として、即時沈下量分布と圧密沈下量分布の和を求める。

荷重

1. 即時沈下量Siは、プレロード等の事前載荷重の有無にかかわらず、函体施工以後に行う床付け面より上の盛土の全荷重を用いて算出する。
2. 圧密沈下量Scは、函体施工以後に行う盛土荷重のうち、地盤の初期鉛直応力に対して増分となる荷重を用いて算出する。

沈下量着目点数 = 8

着目点 No.	着目点のx座標 (m)	名称
1	0.000	樋門端部(川裏)
2	0.900	胸壁中央(川裏)
3	10.540	築堤端部(川裏)
4	11.650	堤防中央
5	12.760	築堤端部(川表)
6	22.400	胸壁中央(川表)
7	22.850	門柱中央
8	24.000	樋門端部(川表)



2.1 即時沈下量

　即時沈下量は、原則として盛土等の載荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として算定する。

即時沈下量Siは、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることができる。

堤体横断方向の即時沈下量分布は、以下に示す参考式で算定する。

$$S_{ix}=\sum_{i=1}^{n}\frac{-3a_i\cdot q_i}{Em\cdot\pi}\log\sin\left(\tan^{-1}\frac{a_i}{H}\right)\cdot\left(1.0-\frac{0.75}{\pi}\left[\left(1+\frac{x}{a_i}\right)\log\left|1+\frac{x}{a_i}\right|+\left(1-\frac{x}{a_i}\right)\log\left|1-\frac{x}{a_i}\right|\right]\right)$$

ここに、

S_{ix} :函軸方向xの位置の基礎地盤の即時沈下量（m）

q_i :盛土荷重（kN/m²）

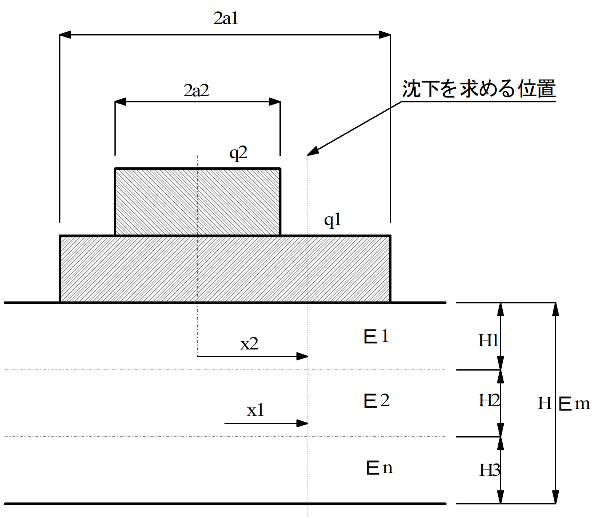
E_m :地盤の換算変形係数（kN/m²）

$2a_i$:載荷幅（m）

H :即時沈下の影響を考慮する深さ（m）

n :等分布荷重数

x :それぞれの等分布荷重のセンターからの距離（m）

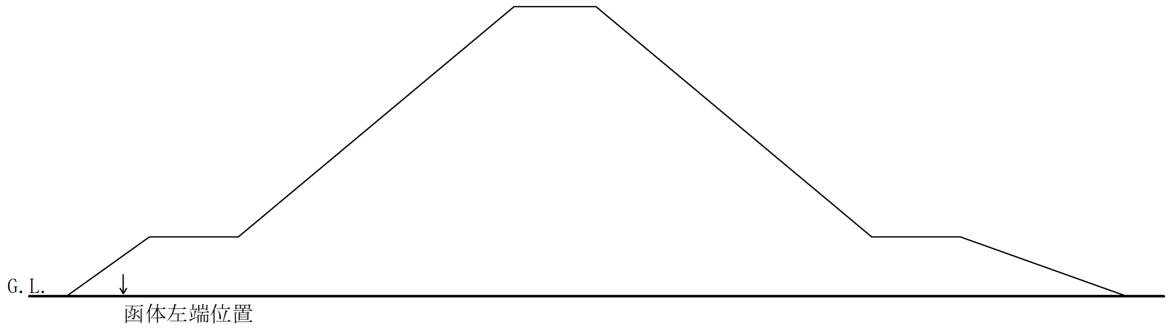


2.1.1 荷重条件

(1) 定型盛土タイプ : 任意形状設定

(2) 盛土数 : 1

盛土 No	単位重量 (kN/m³)	沈下計算スイッチ	奥行き長 L(m)	名称
1	18.000	全計算	3.000	任意盛土



2.1.2 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数E_{sm}は、下式で算出する。

B≠Lの場合

$$E_{sm}=\frac{\log\dfrac{(B+2h_n\cdot\tan\theta)\cdot L}{(L+2h_n\cdot\tan\theta)\cdot B}}{\Sigma\dfrac{1}{E_i}\log\dfrac{(B+2h_i\cdot\tan\theta)(L+2h_{i-1}\cdot\tan\theta)}{(L+2h_i\cdot\tan\theta)(B+2h_{i-1}\cdot\tan\theta)}}$$

B=Lの場合

$$E_{sm}=\frac{-\dfrac{1}{B+2h_n\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{B}}{\Sigma\dfrac{1}{E_i}\left(-\dfrac{1}{B+2h_i\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{B+2h_{i-1}\cdot\tan\theta}\right)}$$

ここに

E_{sm}:地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数（kN/m²)

B :載荷幅（m)

L :載荷奥行（m)

h_n :影響を調べなければならない深さで、載荷幅の3倍以上とする。(m)

E_i :細分した第i番目の層の変形係数（kN/m²)

θ :荷重の分散角度（=30°）

B	7.500 (m)		
L	10.000 (m)		
hn	6.000 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m²)
1	1.500	1.500	10920.0
2	0.500	2.000	12180.0
3	4.000	6.000	14840.0
合計	6.000		
Esm	12833.0 (kN/m²)		

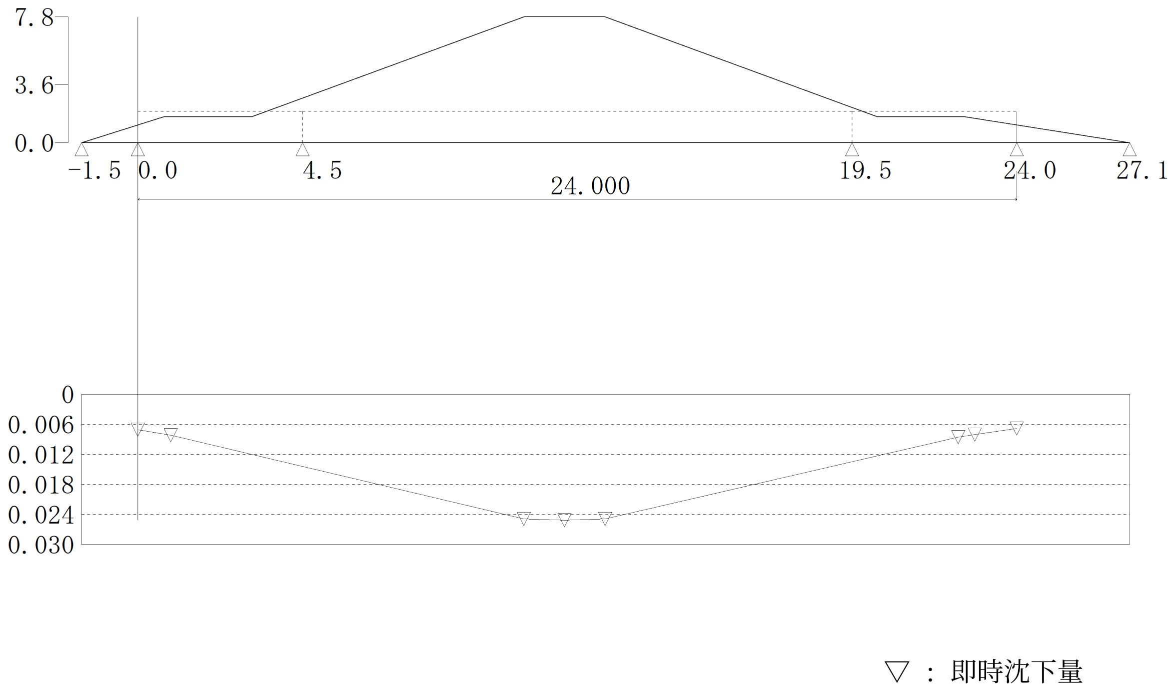
2.1.3 沈下量詳細

(1) 沈下量計算位置 [　　0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

即時沈下量 : 7.1 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	12.235	1.9
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	11.650	2.2
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	12.770	0.6
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	12.770	2.4

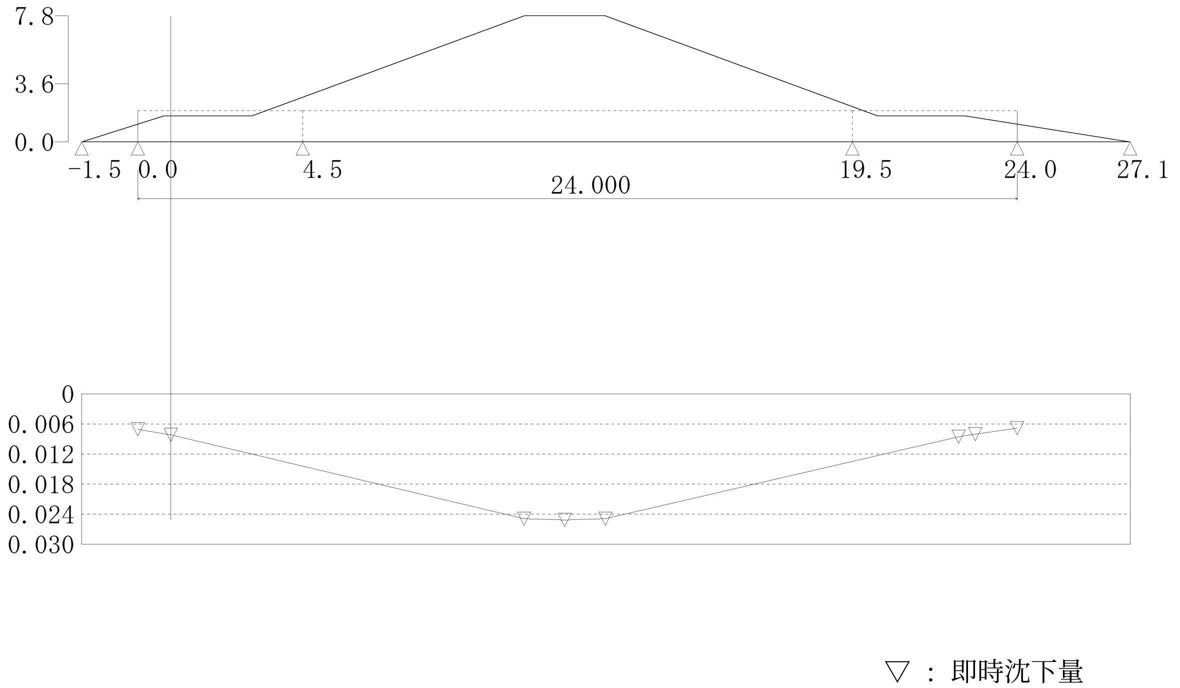


(2) 沈下量計算位置 [0.900] (m)

名称 : [胸壁中央(川裏)]

即時沈下量 : 8.1 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.335	2.1
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	10.750	3.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	11.870	0.6
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	11.870	2.5

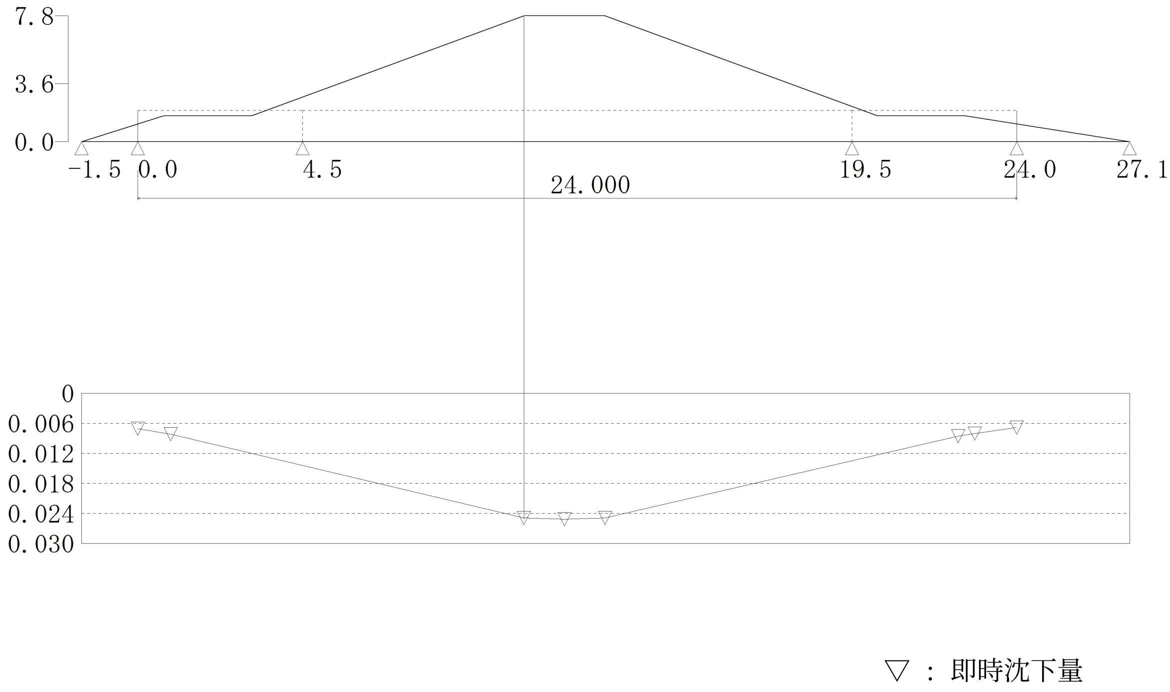


(3) 沈下量計算位置 [　 10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

即時沈下量 : 24.9 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心 距離　x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	1.695	2.7
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	1.110	18.5
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	2.230	0.7
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	2.230	2.9

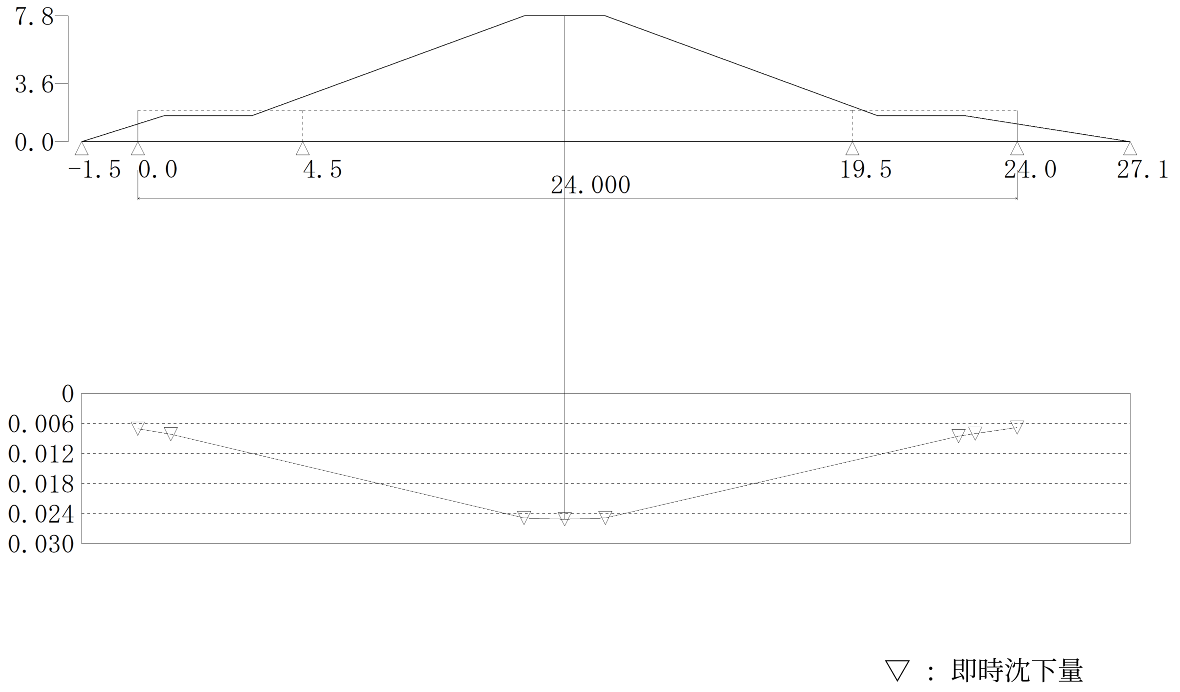


(4) 沈下量計算位置 [　 11.650] (m) (残留沈下量最大位置)

名称 : [堤防中央]

即時沈下量 : 25.1 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心 距離　x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.585	2.8
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	0.000	18.7
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	1.120	0.7
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	1.120	2.9

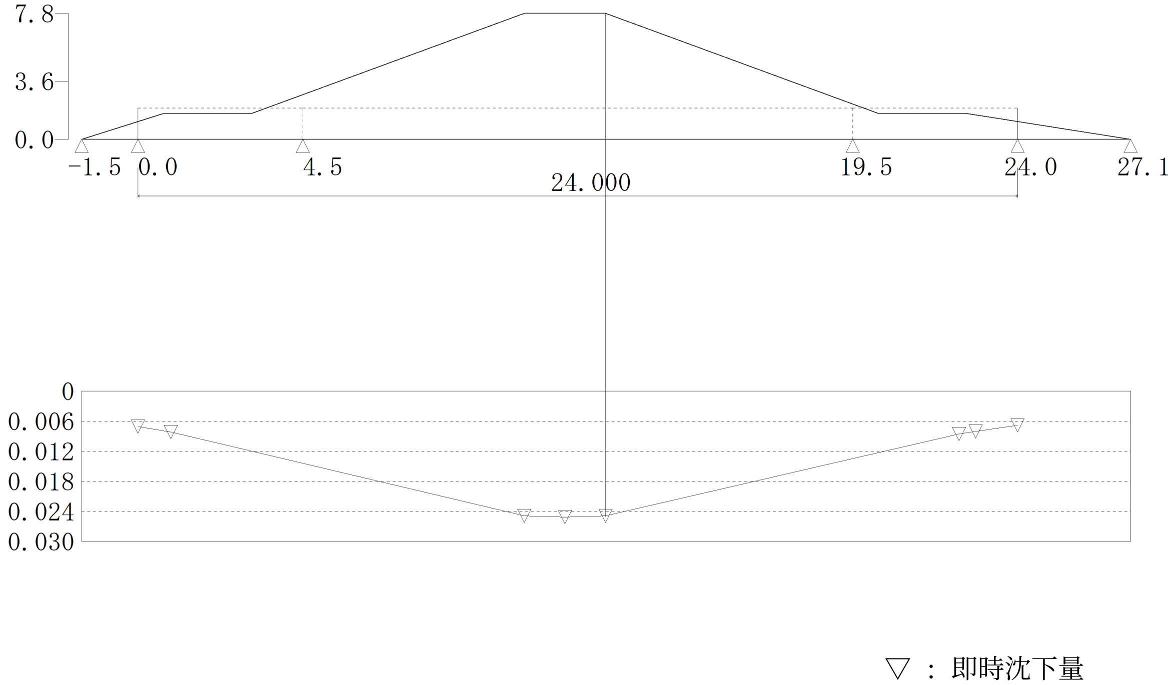


(5) 沈下量計算位置 [　 12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

即時沈下量 : 24.9 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心 距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.525	2.8
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	1.110	18.5
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	0.010	0.7
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	0.010	2.9

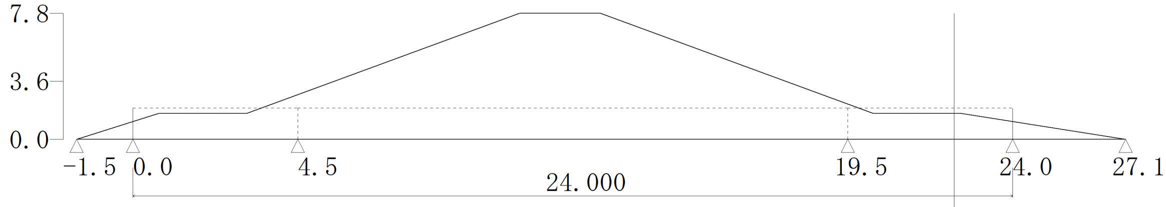


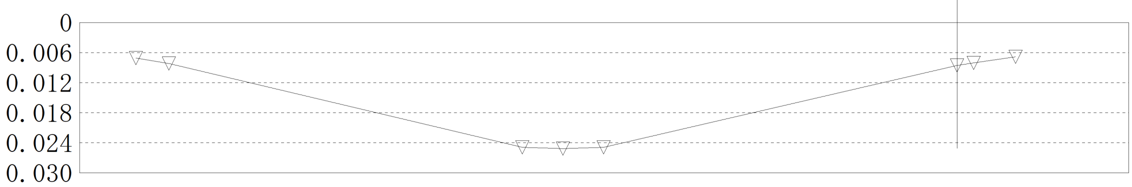
(6) 沈下量計算位置 [　 22.400] (m)

名称 : [胸壁中央(川表)]

即時沈下量 : 8.5 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.165	2.3
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	10.750	3.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	9.630	0.7
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	9.630	2.6





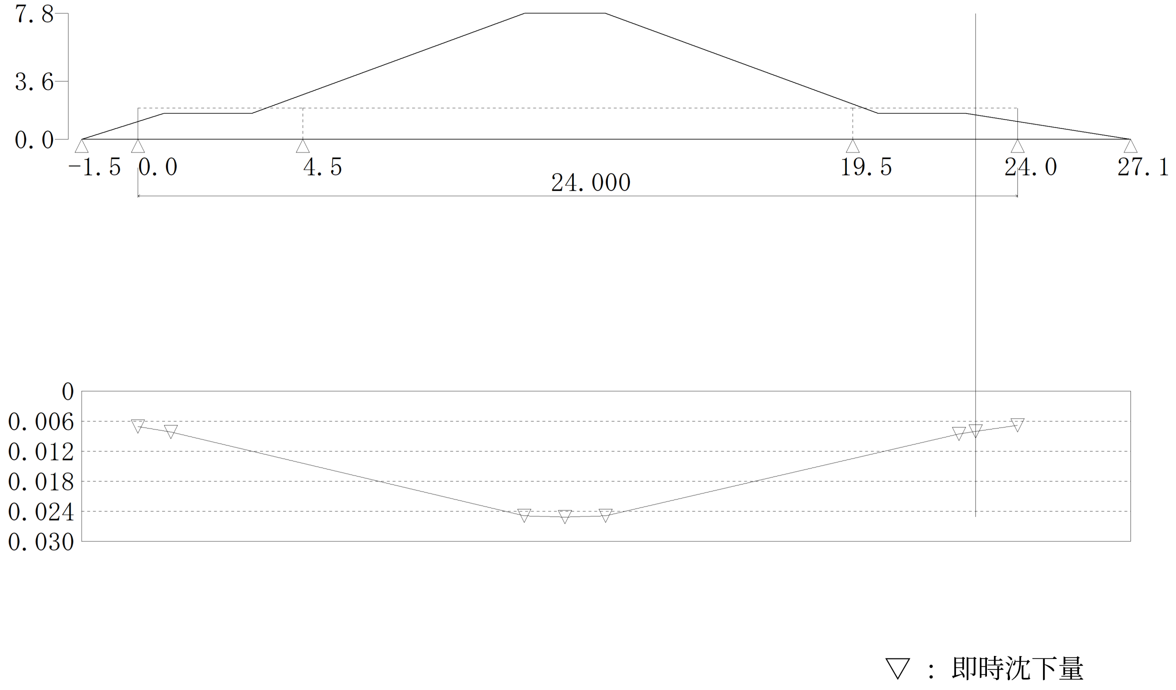
▽ : 即時沈下量

(7) 沈下量計算位置 [　22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

即時沈下量 : 8.0 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.615	2.2
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	11.200	2.6
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	10.080	0.6
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	10.080	2.6

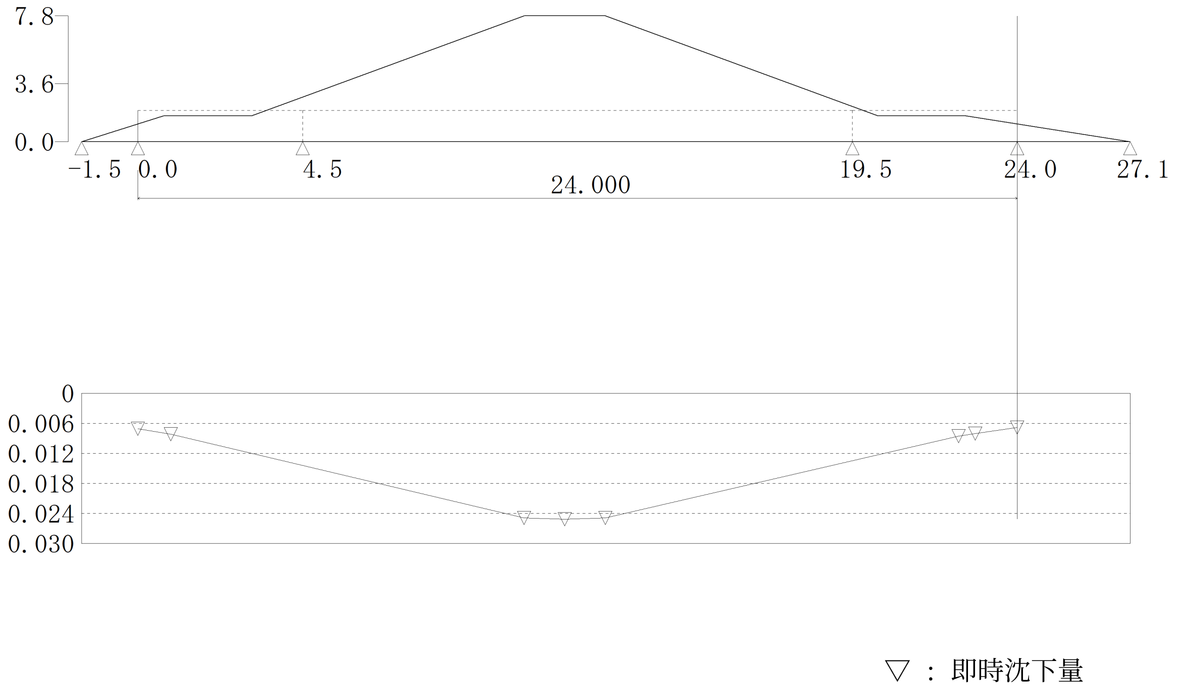


(8) 沈下量計算位置 [　24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

即時沈下量 : 6.8 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	即時沈下量 Six (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.765	2.0
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	12.350	1.6
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	11.230	0.6
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	11.230	2.5



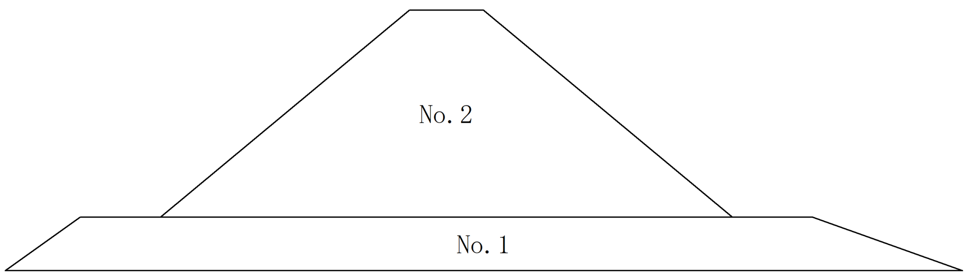
2.1.4 沈下量一覧

No	検討位置 (m)	名称	即時沈下量 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	7.1
2	0.900	胸壁中央(川裏)	8.1
3	10.540	築堤端部(川裏)	24.9
4	* 11.650	堤防中央	25.1
5	12.760	築堤端部(川表)	24.9
6	22.400	胸壁中央(川表)	8.5
7	22.850	門柱中央	8.0
8	24.000	樋門端部(川表)	6.8

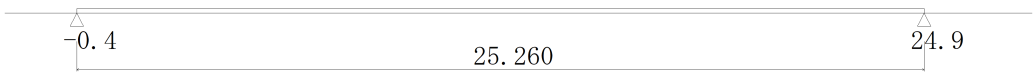
* : 残留沈下量最大位置

■荷重分割図

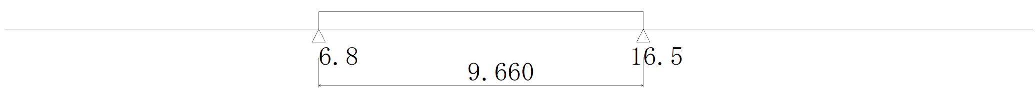
堤防盛土の分割図



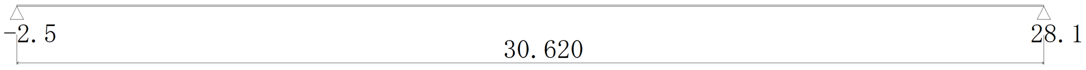
No.1



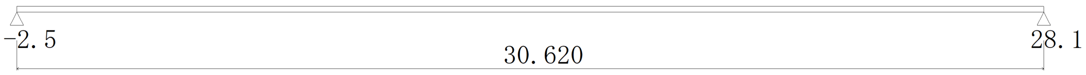
No.2



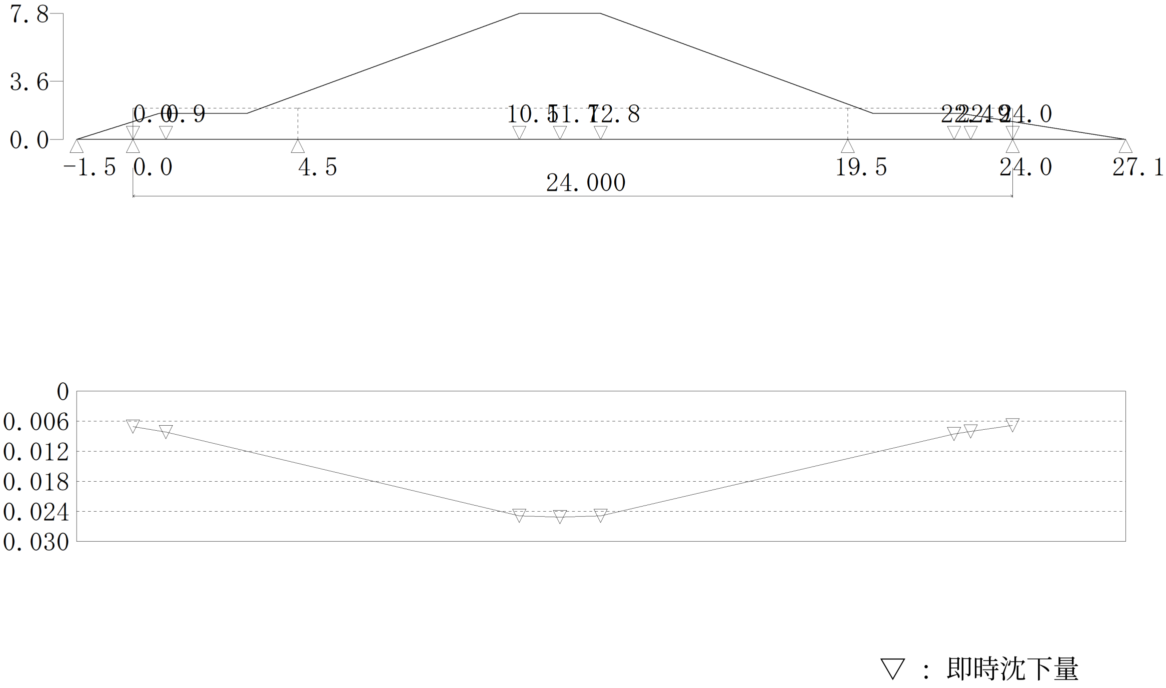
No.3



No.4



■沈下量曲線図


7.8
3.6
0.0
0.0
0.9
10.5
11.7
12.8
22.2
22.9
24.0
-1.5
0.0
4.5
19.5
24.0
27.1
24.000
0
0.006
0.012
0.018
0.024
0.030
▽ ： 即時沈下量

2.2 圧密沈下量

粘性土層の圧密沈下量は、盛土等による地盤内の鉛直応力の増分に対して算定する。

Δe法による圧密沈下量S_cは、層区分された粘性土層ごとに求めた合計とし、次式で求められる。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} \cdot H$$

ここに、

S_c ：圧密沈下量（m）
e_0 ：粘性土の初期間隙比
e_1 ：粘性土の圧縮後の間隙比で、圧縮試験で得られるe～logP曲線に粘性土層の中央深度の$P_0+\Delta P$を適用して求める。
P_0 ：盛土前の有効土かぶり圧(kN/m^2)
ΔP：盛土荷重による増加応力（kN/m^2）
H ：粘性土層の層厚（m）

Cc法による圧密沈下量S_cは、正規圧密状態にある粘性土の場合は、次式で求められる。

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \cdot \log_{10}\frac{P_0+\Delta P}{P_0} \cdot H$$

ここに、

S_c ：圧密沈下量（m）
C_c ：粘性土層の圧縮指数
e_0 ：粘性土の初期間隙比
P_0 ：盛土前の有効土かぶり圧(kN/m^2)
ΔP：盛土荷重による増加応力（kN/m^2）
H ：粘性土層の層厚（m）

2.2.1 基本条件

(1) 沈下量の算出方法 : Δe法,Cc法

(2) 即時沈下量計算時に使用する圧密沈下曲線 : Δe法

(3) 水位線の指定 : 指定なし

2.2.2 地盤条件

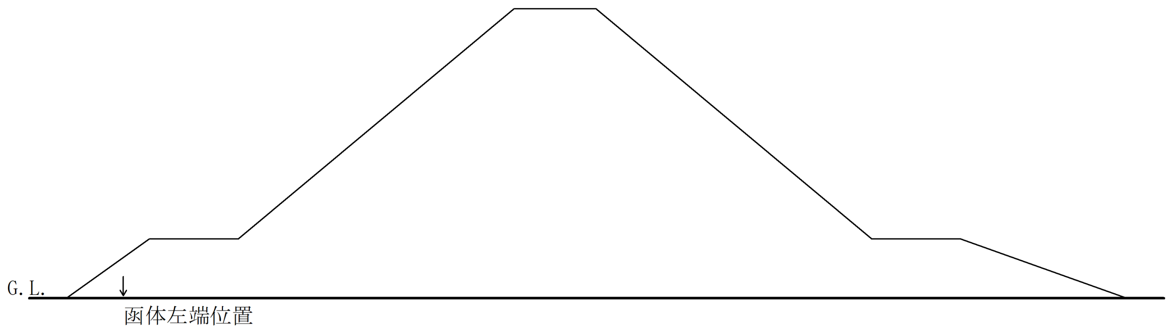
層 No	名称	層区分	深度 (m)	湿潤重量 (kN/m^3)	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0(kN/m^2)	変形係数 Es(kN/m^2)
1	砂質	砂層	0.500	18.000	1.0000	0.0	1400.0
2	シルト(1)	粘性両面層	2.500	18.000	1.0000	0.0	5740.0
3	シルト(2)	粘性両面層	4.000	18.000	1.0000	0.0	10920.0
4	シルト(3)	粘性両面層	4.500	18.000	1.0000	0.0	12180.0
5	シルト(4)	粘性両面層	8.500	20.000	1.0000	0.0	14840.0

2.2.3 荷重条件

(1) 定型盛土タイプ : 任意形状設定

(2) 盛土数 : 1

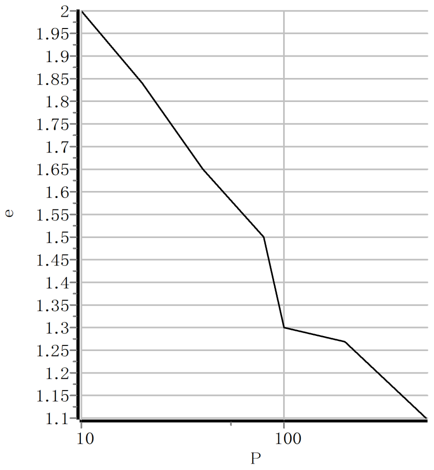
盛土 No	単位重量 (kN/m^3)	沈下計算 スイッチ	奥行き長 L(m)	名称
1	18.000	全計算	3.000	任意盛土



2.2.4 logP曲線

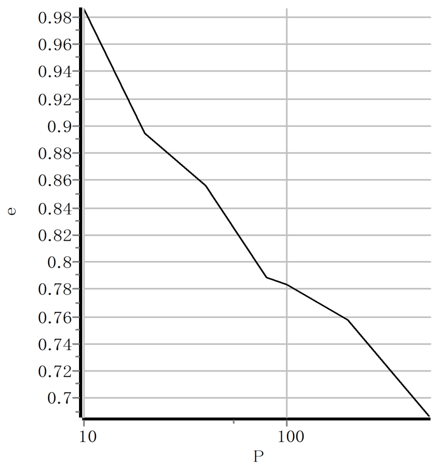
地層(粘性両面層) : 2 [e～logP曲線 : 土質試験値]

番号 No	圧密圧力 P(kN/㎡)	間隙比 e
1	10.0000	2.0000
2	20.0000	1.8400
3	40.0000	1.6500
4	80.0000	1.5000
5	100.0000	1.3000
6	200.0000	1.2700
7	500.0000	1.1000



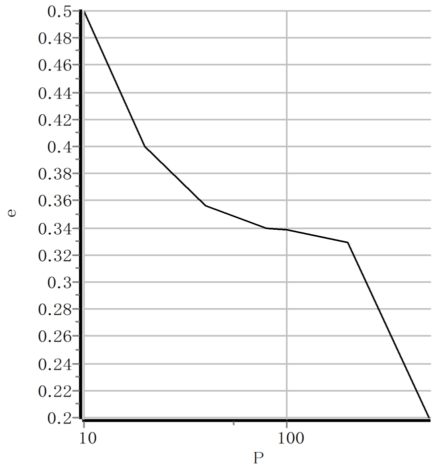
地層(粘性両面層) : 3 [e～logP曲線 : 土質試験値]

番号 No	圧密圧力 P(kN/㎡)	間隙比 e
1	10.0000	0.9860
2	20.0000	0.8950
3	40.0000	0.8560
4	80.0000	0.7890
5	100.0000	0.7840
6	200.0000	0.7580
7	500.0000	0.6870



地層(粘性両面層) : 4 [e～logP曲線 : 土質試験値]

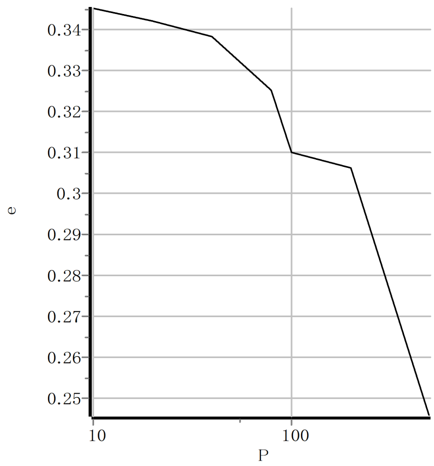
番号 No	圧密圧力 P(kN/m²)	間隙比 e
1	10.0000	0.5000
2	20.0000	0.4000
3	40.0000	0.3560
4	80.0000	0.3400
5	100.0000	0.3390
6	200.0000	0.3290
7	500.0000	0.2000



地層(粘性両面層) : 5 [e～logP曲線 : 土質試験値]

番号 No	圧密圧力 P(kN/m²)	間隙比 e
1	10.0000	0.3450
2	20.0000	0.3420
3	40.0000	0.3380

番号 No	圧密圧力 P(kN/m²)	間隙比 e
4	80.0000	0.3250
5	100.0000	0.3100
6	200.0000	0.3060
7	500.0000	0.2460



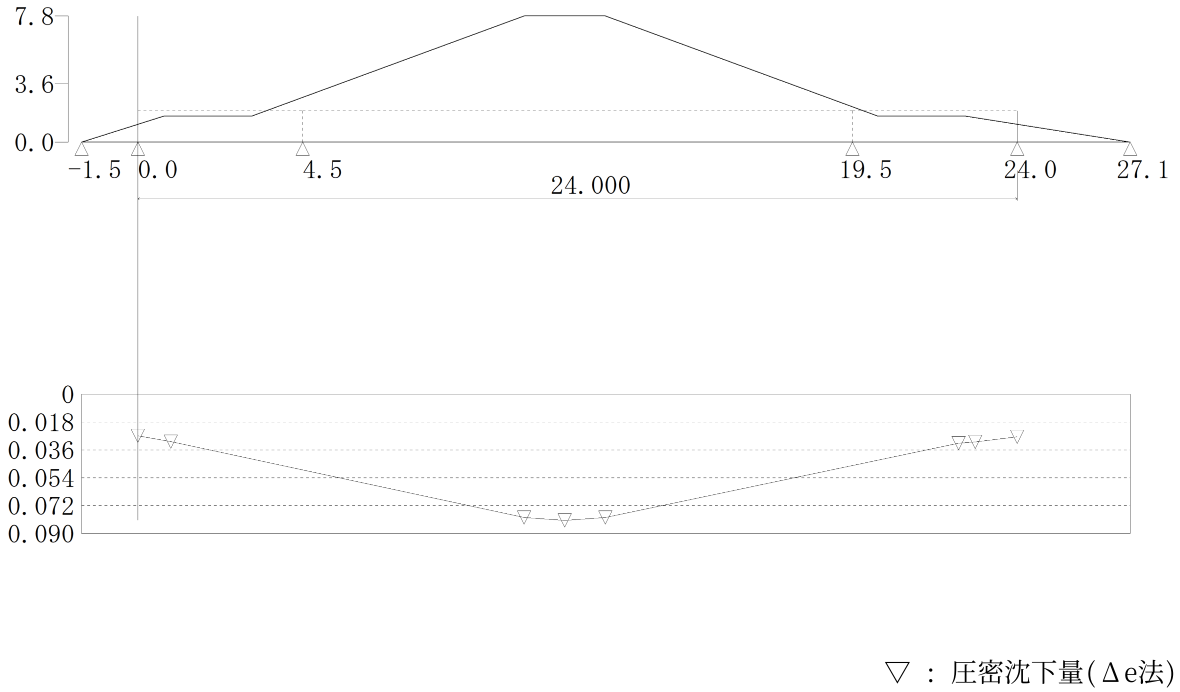
2.2.5 沈下量詳細(Δe法)

(1) 沈下量計算位置 [　　0.000] (m)

名称 ： [樋門端部(川裏)]

沈下量 ： 26.9 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.8	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	18.6	1.75774	1.62163
3	粘性両面層	1.500	22.9	58.500	19.5	0.81925	0.79151
4	粘性両面層	0.500	0.7	76.500	21.0	0.34103	0.33911
5	粘性両面層	4.000	3.3	121.000	25.3	0.30890	0.30781

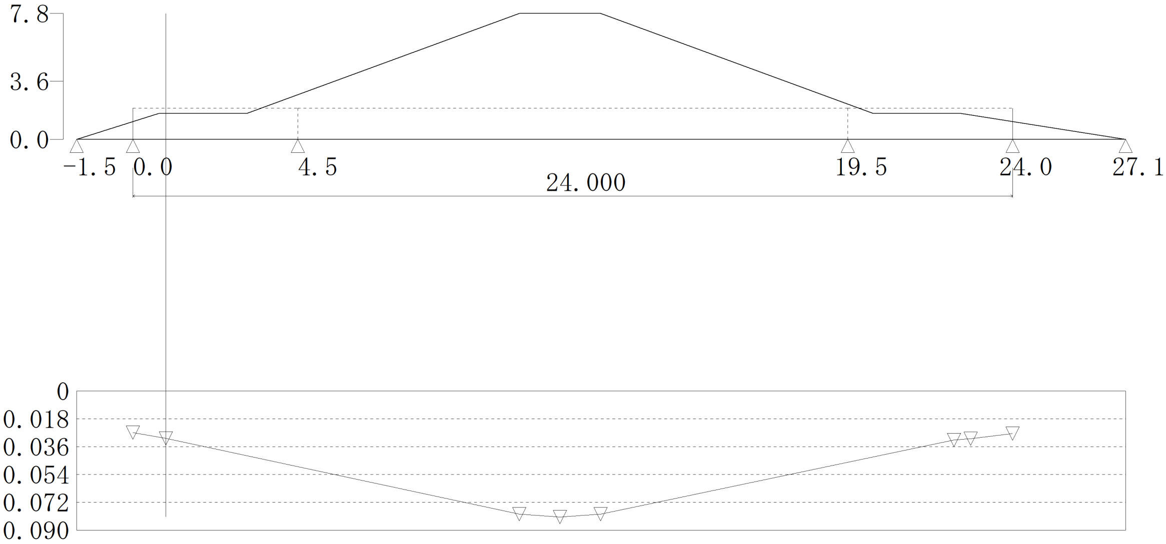


(2) 沈下量計算位置 [　　 0.900] (m)

名称 : [胸壁中央(川裏)]

沈下量 : 30.7 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.5	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	25.3	1.75774	1.59213
3	粘性両面層	1.500	25.8	58.500	25.3	0.81925	0.78797
4	粘性両面層	0.500	0.9	76.500	26.7	0.34103	0.33855
5	粘性両面層	4.000	4.0	121.000	30.5	0.30890	0.30760



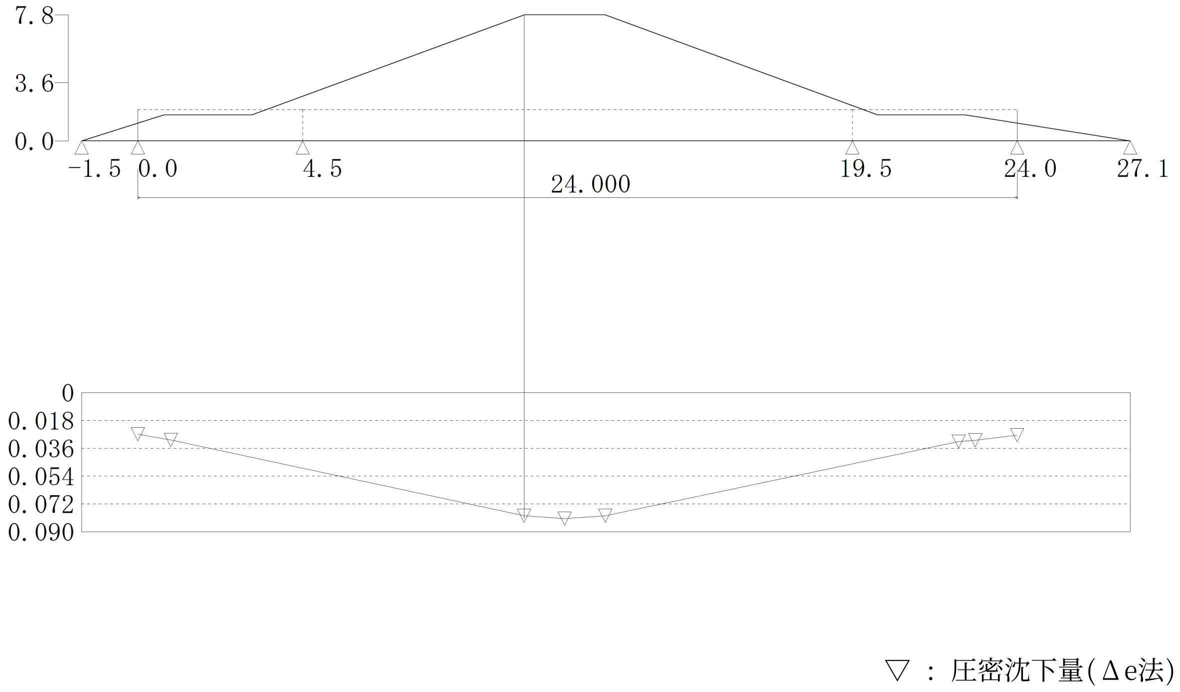
▽ : 圧密沈下量(Δe法)

(3) 沈下量計算位置 [　　10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

沈下量 : 79.6 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	139.1	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	132.5	1.75774	1.27980
3	粘性両面層	1.500	47.1	58.500	120.9	0.81925	0.76208
4	粘性両面層	0.500	4.2	76.500	113.9	0.34103	0.32971
5	粘性両面層	4.000	28.3	121.000	99.4	0.30890	0.29965

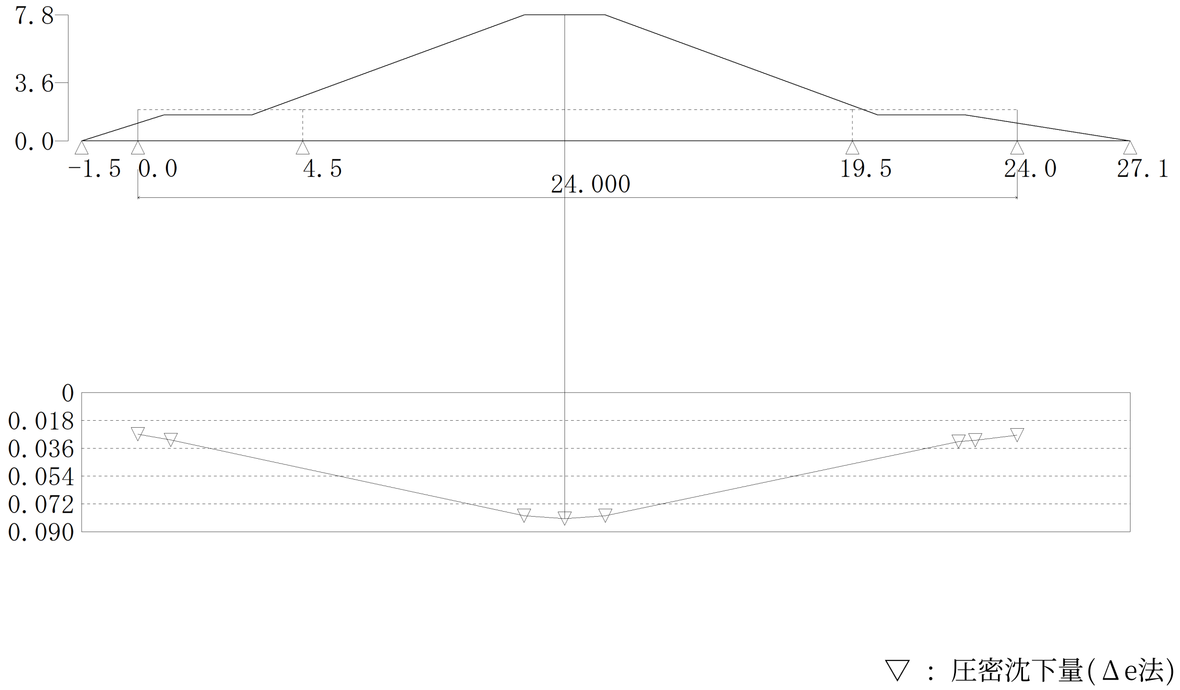


(4) 沈下量計算位置 [　 11.650] (m) (残留沈下量最大位置)

名称 ： [堤防中央]

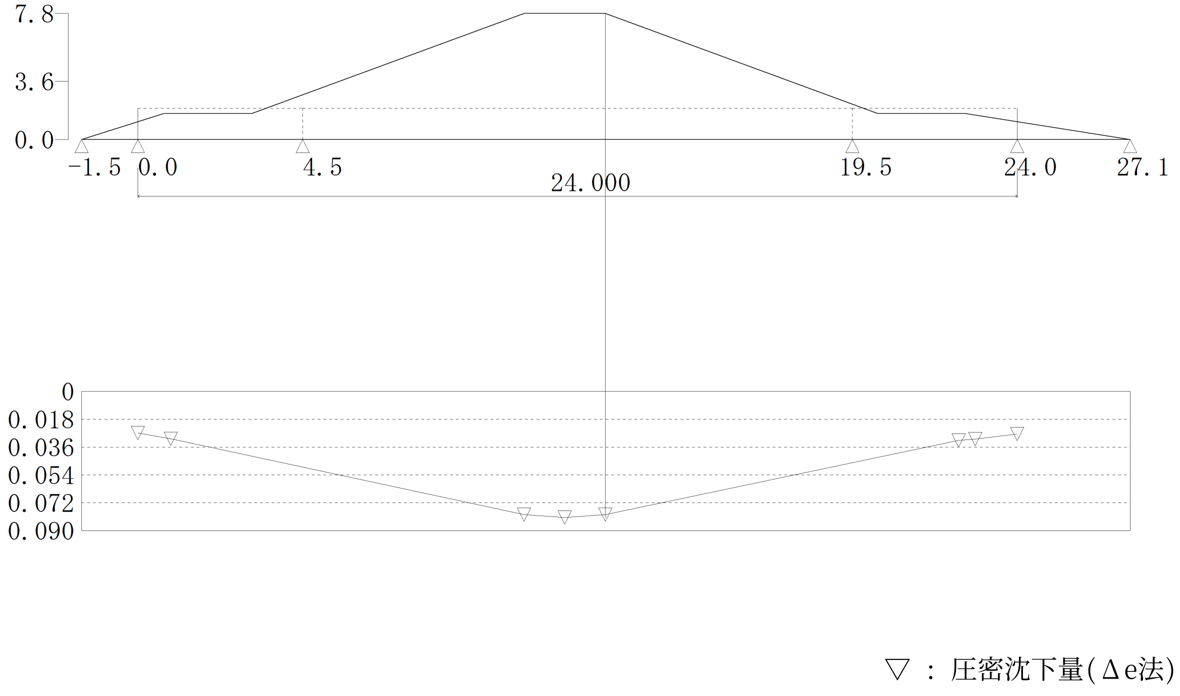
沈下量 ： 81.6 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	140.4	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	136.1	1.75774	1.27883
3	粘性両面層	1.500	47.6	58.500	123.7	0.81925	0.76150
4	粘性両面層	0.500	4.3	76.500	116.2	0.34103	0.32953
5	粘性両面層	4.000	29.6	121.000	100.9	0.30890	0.29920



(5) 沈下量計算位置 [　　12.760] (m)
　　名称 : [築堤端部(川表)]
　沈下量 : 79.7 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	139.1	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	132.5	1.75774	1.27980
3	粘性両面層	1.500	47.1	58.500	120.9	0.81925	0.76208
4	粘性両面層	0.500	4.2	76.500	114.0	0.34103	0.32971
5	粘性両面層	4.000	28.3	121.000	99.4	0.30890	0.29963

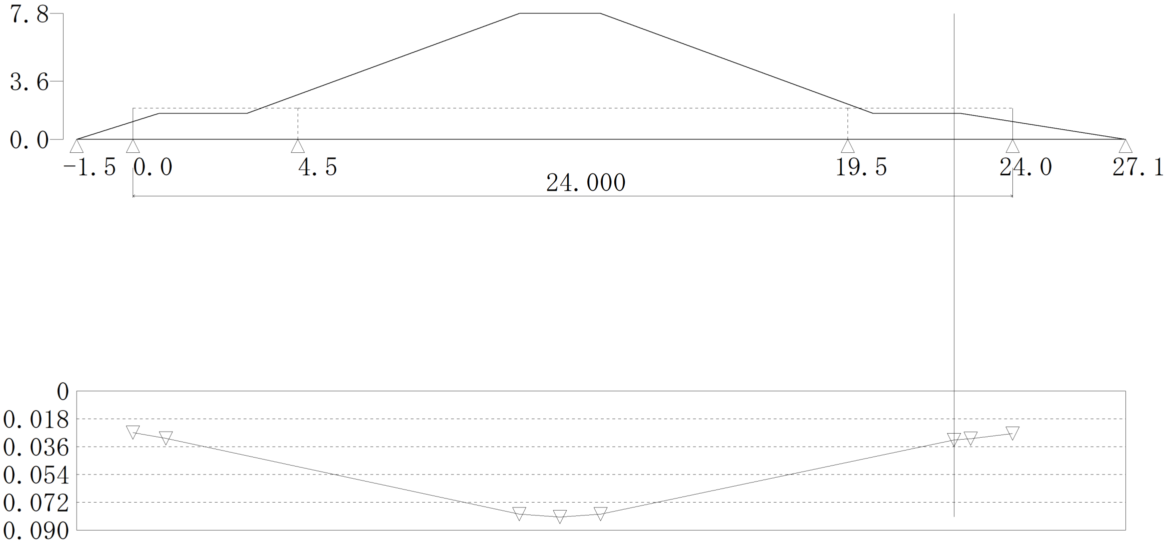


(6) 沈下量計算位置 [　 22.400] (m)

名称 ： [胸壁中央(川表)]

沈下量 ： 31.7 (mm)

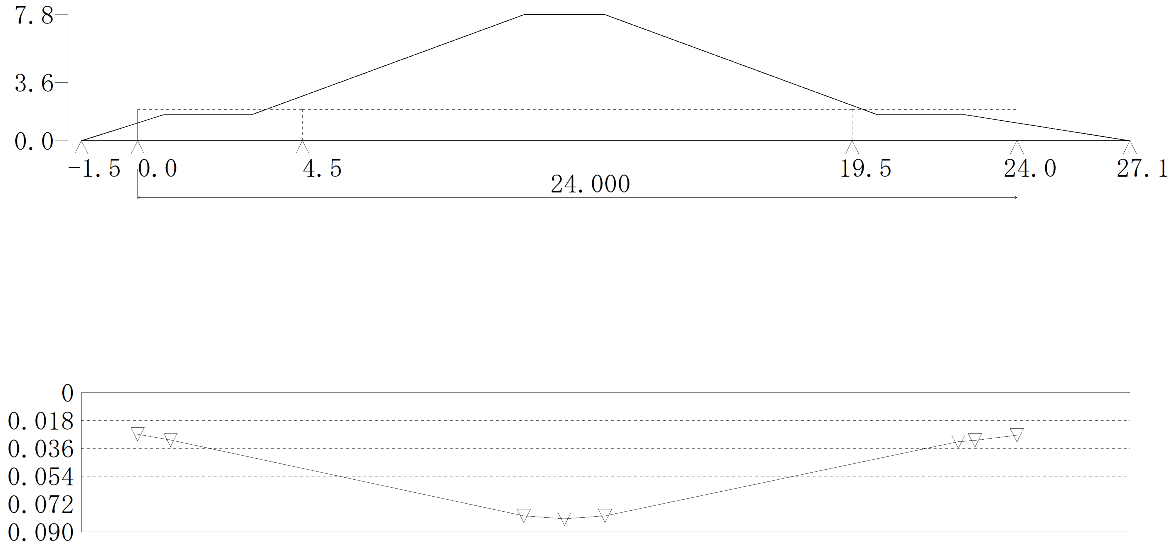
層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.7	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	27.2	1.75774	1.58422
3	粘性両面層	1.500	26.4	58.500	28.1	0.81925	0.78723
4	粘性両面層	0.500	1.1	76.500	29.5	0.34103	0.33816
5	粘性両面層	4.000	4.2	121.000	32.9	0.30890	0.30751



▽ ： 圧密沈下量(Δe法)

(7) 沈下量計算位置 [22.850] (m)
名称 : [門柱中央]
沈下量 : 30.8 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	27.1	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	25.5	1.75774	1.59103
3	粘性両面層	1.500	25.9	58.500	25.9	0.81925	0.78781
4	粘性両面層	0.500	0.9	76.500	27.0	0.34103	0.33850
5	粘性両面層	4.000	4.0	121.000	30.4	0.30890	0.30761



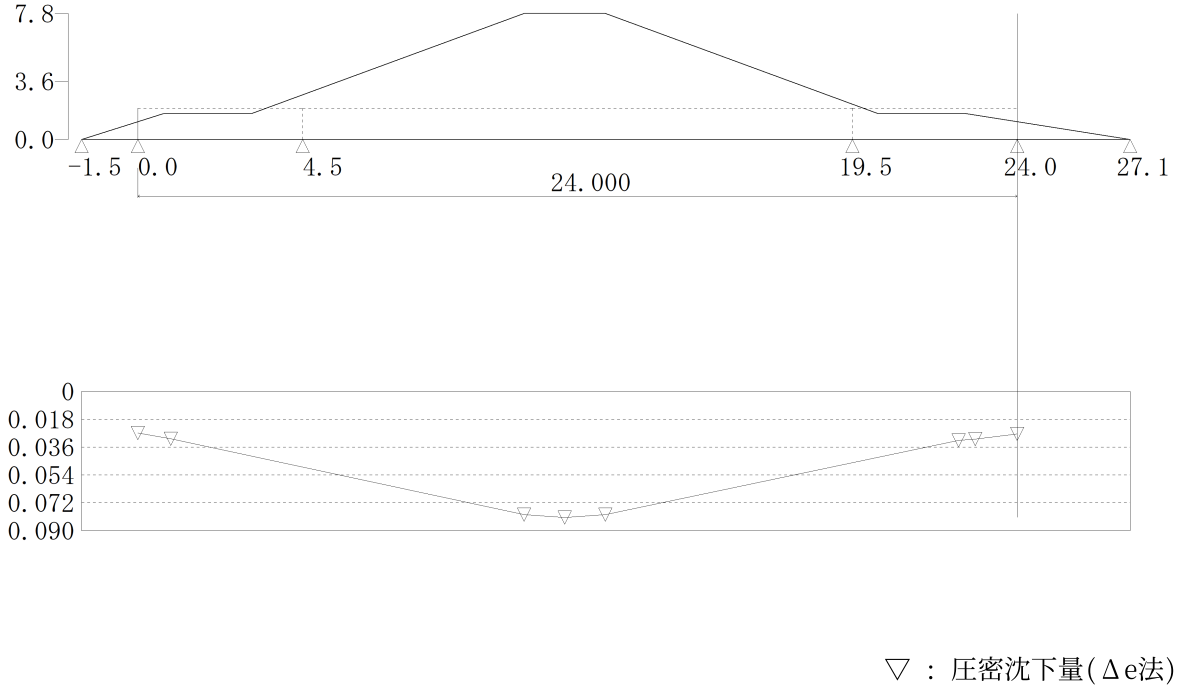
▽ : 圧密沈下量(Δe法)

(8) 沈下量計算位置 [　 24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

沈下量 : 27.5 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.8	----	----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	19.6	1.75774	1.61708
3	粘性両面層	1.500	23.5	58.500	20.1	0.81925	0.79071
4	粘性両面層	0.500	0.7	76.500	21.2	0.34103	0.33911
5	粘性両面層	4.000	3.3	121.000	24.5	0.30890	0.30783



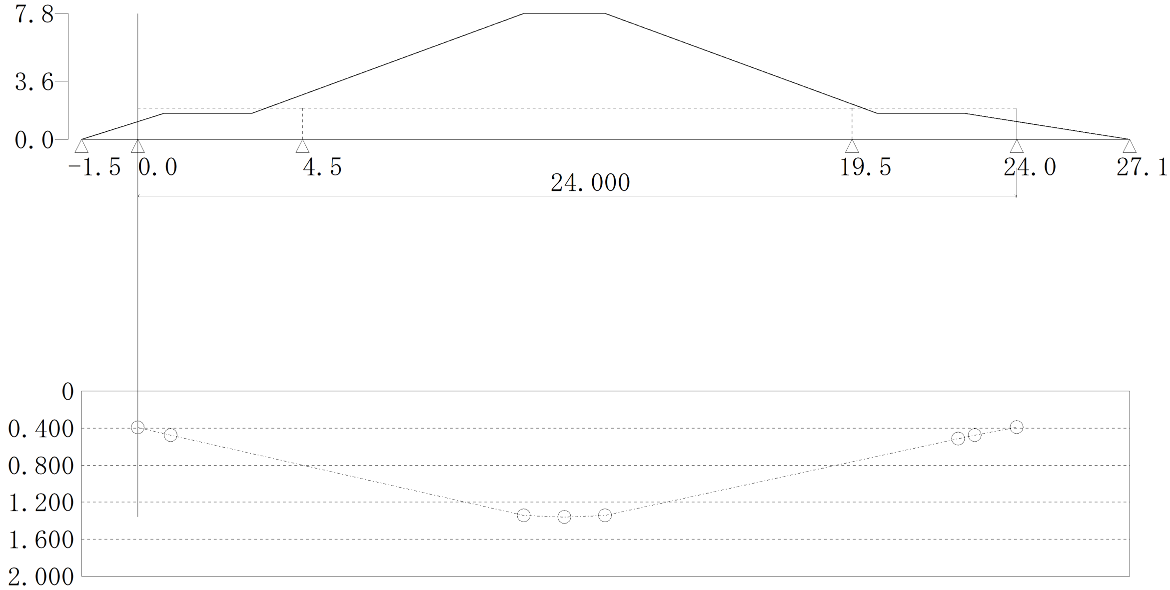
2.2.6 沈下量詳細(Cc法)

(1) 沈下量計算位置 [0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

沈下量 : 394.0 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.8	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	18.6	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	102.8	58.500	19.5	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	39.4	76.500	21.0	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	251.8	121.000	25.3	0.30890	1.0000



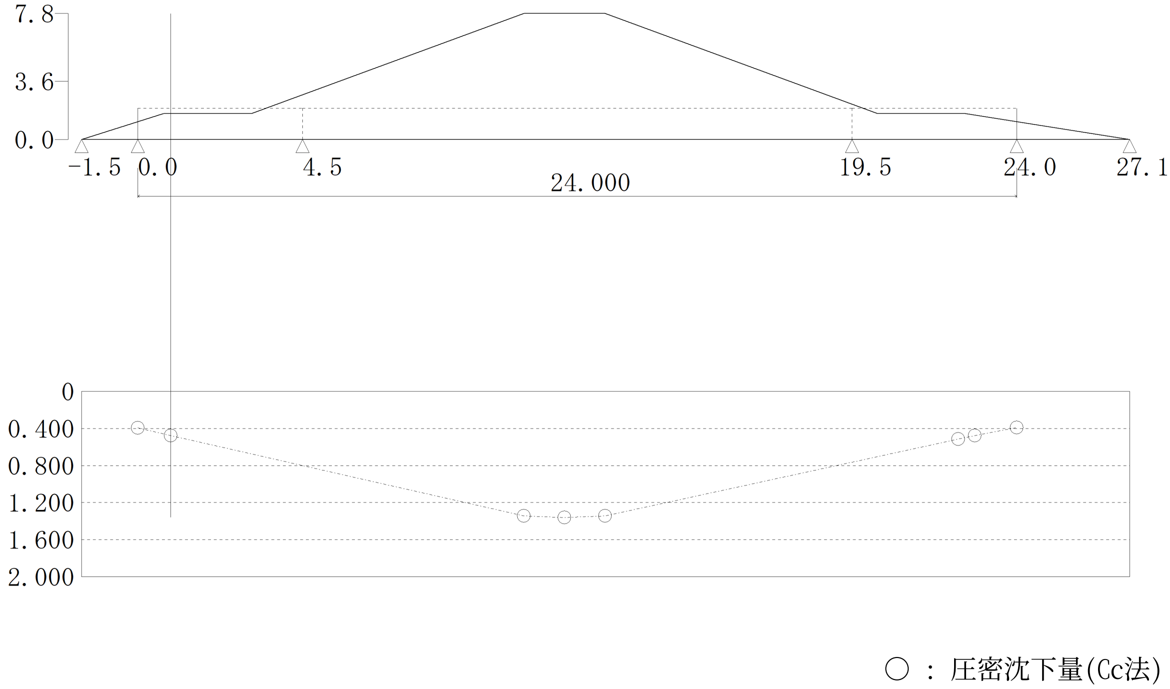
○ : 圧密沈下量(Cc法)

(2) 沈下量計算位置 [　　0.900] (m)

名称 : [胸壁中央(川裏)]

沈下量 : 475.6 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.5	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	25.3	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	128.5	58.500	25.3	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	48.4	76.500	26.7	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	298.6	121.000	30.5	0.30890	1.0000

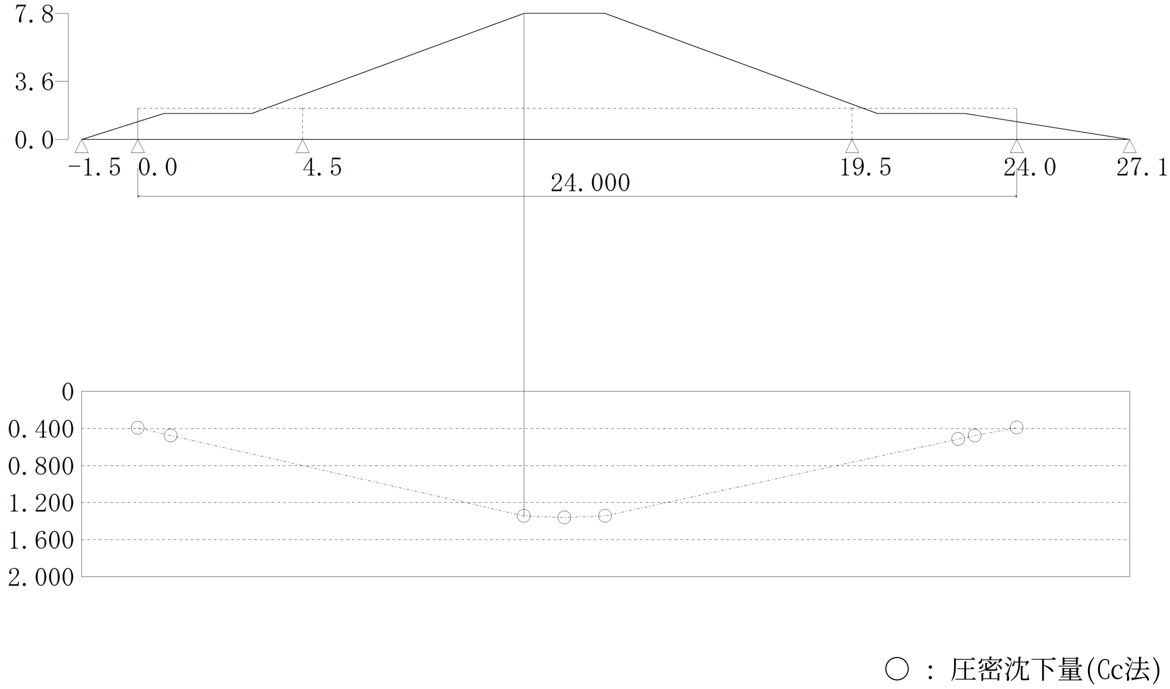


(3) 沈下量計算位置 [　 10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

沈下量 : 1344.5 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	139.1	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	132.5	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	401.2	58.500	120.9	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	147.7	76.500	113.9	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	795.6	121.000	99.4	0.30890	1.0000

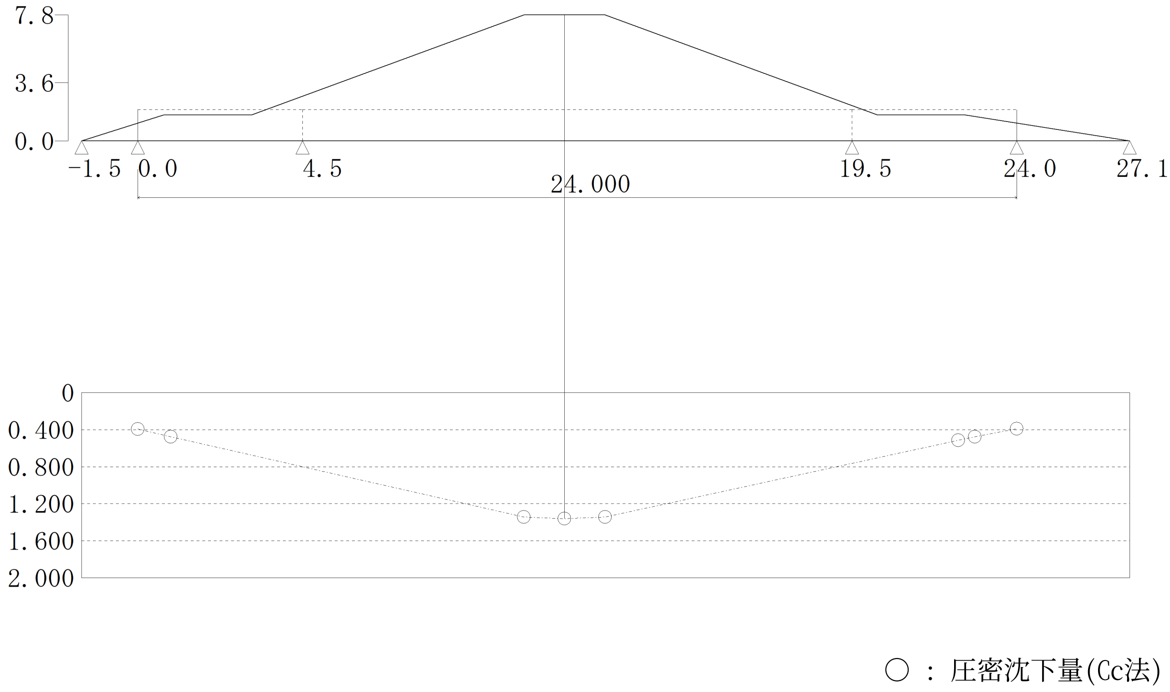


(4) 沈下量計算位置 [　 11.650] (m) (残留沈下量最大位置)

名称 : [堤防中央]

沈下量 : 1361.2 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	140.4	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	136.1	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	406.8	58.500	123.7	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	149.6	76.500	116.2	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	804.8	121.000	100.9	0.30890	1.0000

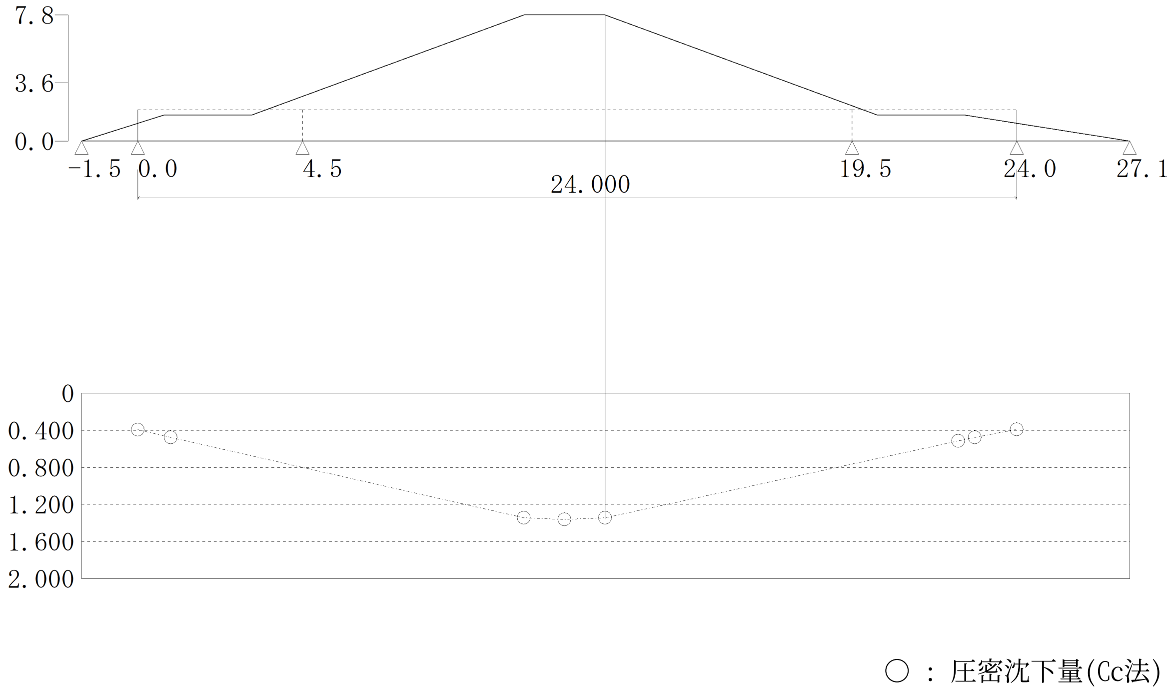


(5) 沈下量計算位置 [　　12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

沈下量 : 1345.0 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	139.1	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	132.5	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	401.2	58.500	120.9	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	147.7	76.500	114.0	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	796.0	121.000	99.4	0.30890	1.0000

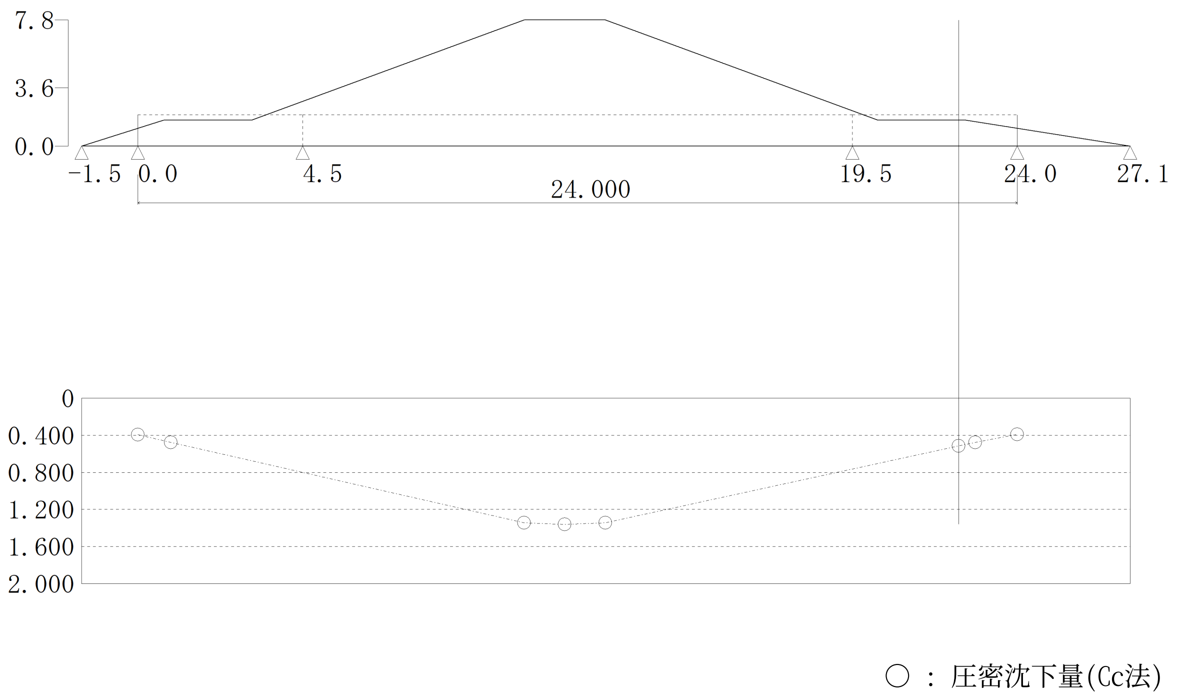


(6) 沈下量計算位置 [　 22.400] (m)

名称 : [胸壁中央(川表)]

沈下量 : 512.5 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.7	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	27.2	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	140.4	58.500	28.1	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	52.8	76.500	29.5	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	319.4	121.000	32.9	0.30890	1.0000

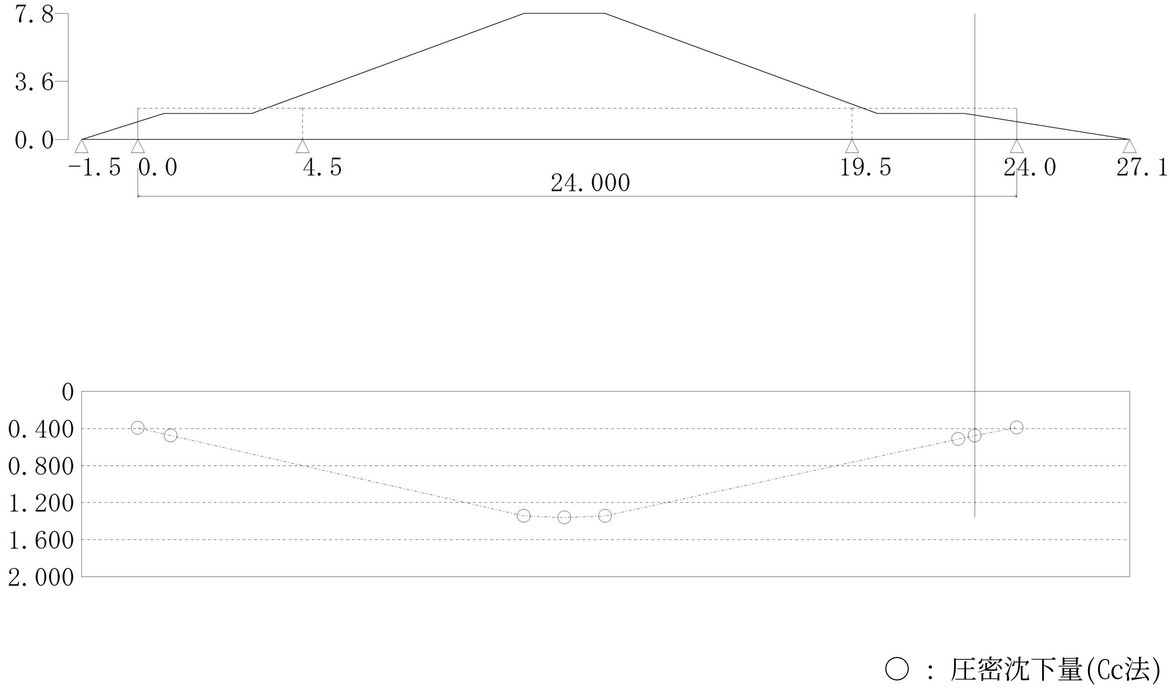


(7) 沈下量計算位置 [　 22.850] (m)

名称 ： [門柱中央]

沈下量 ： 477.7 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	27.1	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	25.5	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	131.0	58.500	25.9	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	49.0	76.500	27.0	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	297.6	121.000	30.4	0.30890	1.0000

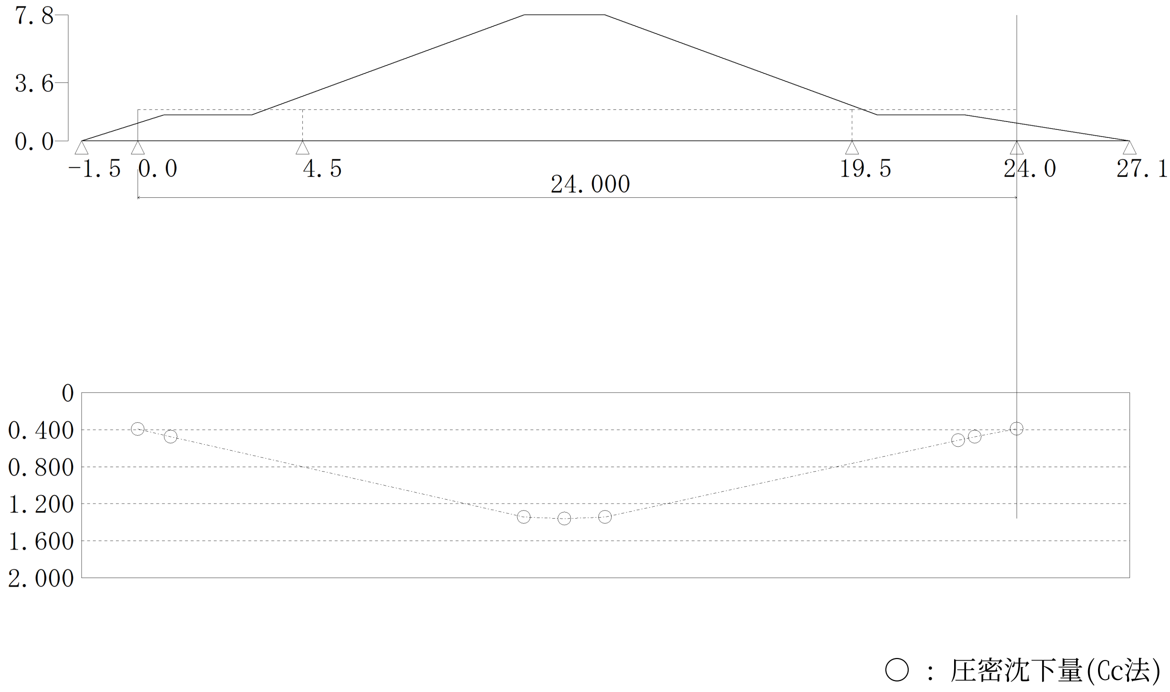


(8) 沈下量計算位置 [　24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

沈下量 : 390.4 (mm)

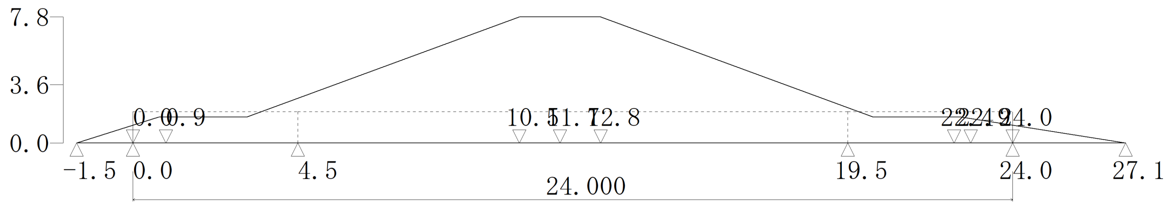
層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m²)	増加応力 ΔP (kN/m²)	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.8	-----	-----
2	粘性両面層	2.000	0.0	27.000	19.6	1.75774	1.0000
3	粘性両面層	1.500	105.8	58.500	20.1	0.81925	1.0000
4	粘性両面層	0.500	39.6	76.500	21.2	0.34103	1.0000
5	粘性両面層	4.000	245.0	121.000	24.5	0.30890	1.0000

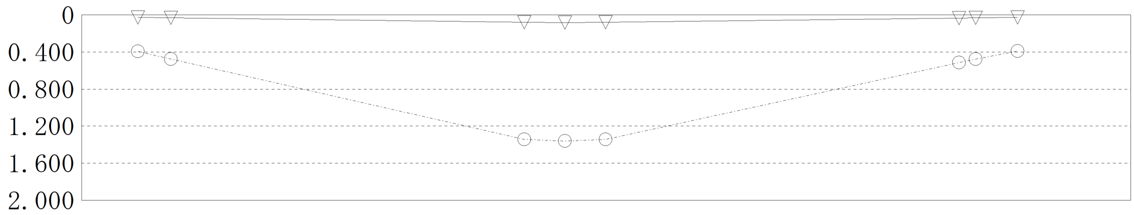


2.2.7 沈下量一覧

No	検討位置 (mm)	名称	Δe法 (mm)	Cc法 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	26.9	394.0
2	0.900	胸壁中央(川裏)	30.7	475.6
3	10.540	築堤端部(川裏)	79.6	1344.5
4	* 11.650	堤防中央	81.6	1361.2
5	12.760	築堤端部(川表)	79.7	1345.0
6	22.400	胸壁中央(川表)	31.7	512.5
7	22.850	門柱中央	30.8	477.7
8	24.000	樋門端部(川表)	27.5	390.4

* : 残留沈下量最大位置





▽ : 圧密沈下量(Δe法)
○ : 圧密沈下量(Cc法)

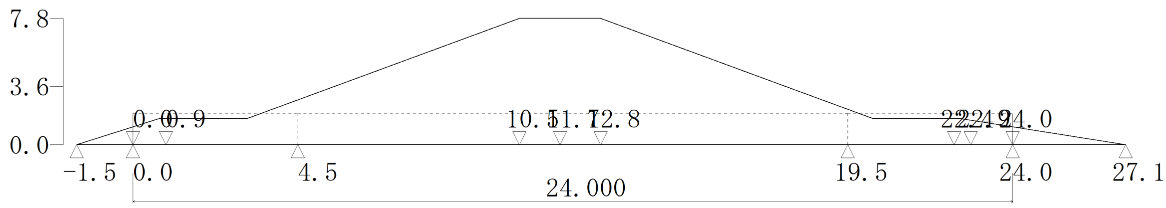
2.3 残留沈下量

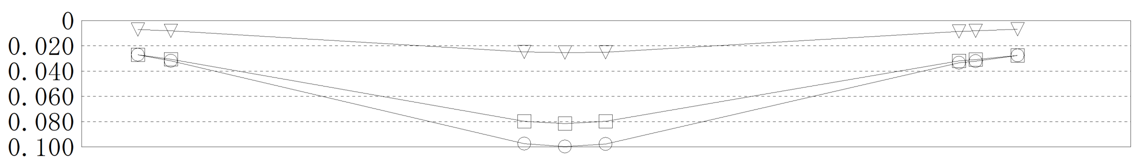
地盤の残留沈下量Sは、即時沈下量S_iと圧密沈下量(Δe法)S_cとを合計した沈下量の最大値とする。
ここでは、残留沈下量と剛支持とみなす残留沈下量の許容値と比較して基礎形式を判定する。
床付け面より上側地層の圧密沈下量は無視しています。

2.3.1 集計計算結果

No	検討位置 (m)	名称	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	キャンバー 量(mm)	残留沈下量 (mm)	許容値 (mm)	判定
1	0.000	樋門端部(川裏)	7.1	26.9	7.1	26.9	300.0	OK
2	0.900	胸壁中央(川裏)	8.1	30.7	7.1	31.7	300.0	OK
3	10.540	築堤端部(川裏)	24.9	79.6	7.0	97.5	300.0	OK
4	* 11.650	堤防中央	25.1	81.6	7.0	99.7	300.0	OK
5	12.760	築堤端部(川表)	24.9	79.7	6.9	97.6	300.0	OK
6	22.400	胸壁中央(川表)	8.5	31.7	6.8	33.4	300.0	OK
7	22.850	門柱中央	8.0	30.8	6.8	32.0	300.0	OK
8	24.000	樋門端部(川表)	6.8	27.5	6.8	27.5	300.0	OK

位置11.650 (m)にて最大残留沈下量99.7 > 50.0(mm) となり、柔支持基礎と判定する。
* : 残留沈下量最大位置





○ : 残留沈下量
▽ : 即時沈下量
□ : 圧密沈下量

2.4 側方変位量

側方変位量は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることできる。

$$R_{ix} = \sum_{i=1}^{n} \frac{-(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot a_i}{E_m \cdot \pi} \left[\frac{b_i}{2a_i} \log \frac{(a_i - x)^2 + b_i^2}{(a_i + x)^2 + b_i^2} + \frac{a_i - x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i - x} - \frac{a_i + x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i + x} \right]$$

ここに、

R_{ix} :函軸方向xの位置の地盤の側方変位量（m）

q_i :盛土荷重（kN/m^2）

E_m :地盤の換算変形係数（kN/m^2）

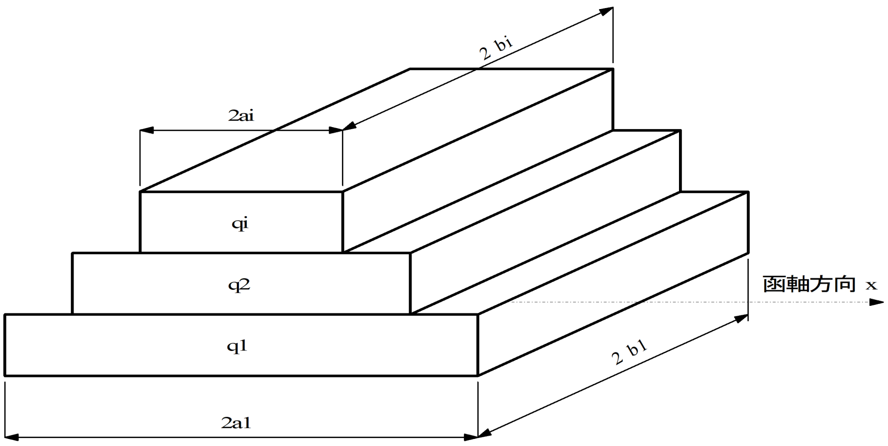
ν :地盤のポアソン比 = 0.30

$2a_i$:載荷幅（m）

$2b_i$:載荷奥行（m）

n :等分布荷重数（m）

x :それぞれの等分布荷重のセンターからの距離（m）



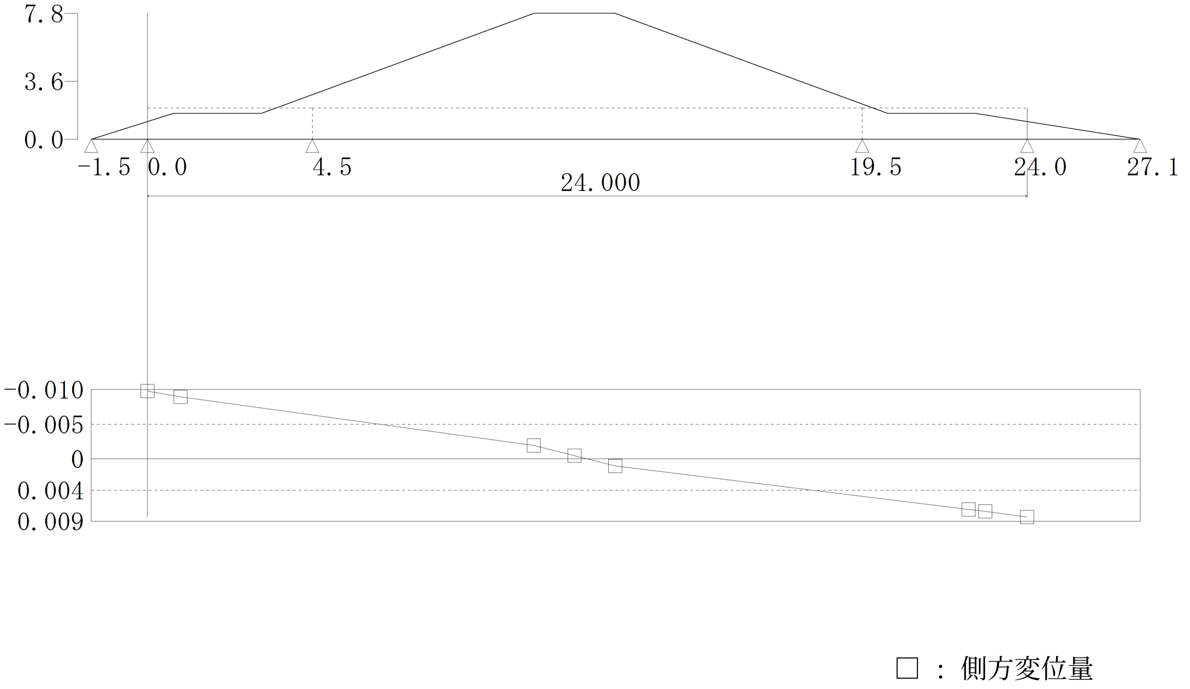
2.4.1 変位量詳細

(1) 沈下量計算位置 [0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

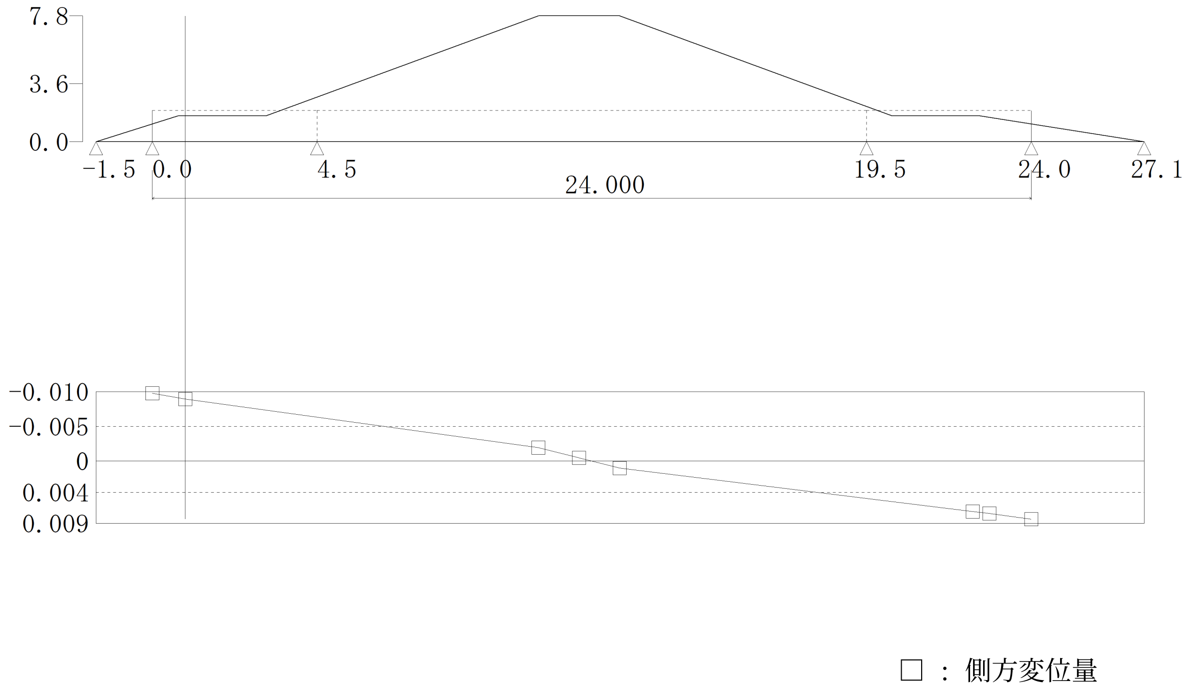
側方変位量 : -9.8 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	12.235	-1.9
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	11.650	-1.9
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	12.770	-1.2
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	12.770	-4.8



(2) 沈下量計算位置 [　　0.900] (m)
名称 : [胸壁中央(川裏)]
側方変位量 : -8.9 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.335	-1.5
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	10.750	-2.1
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	11.870	-1.1
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	11.870	-4.3

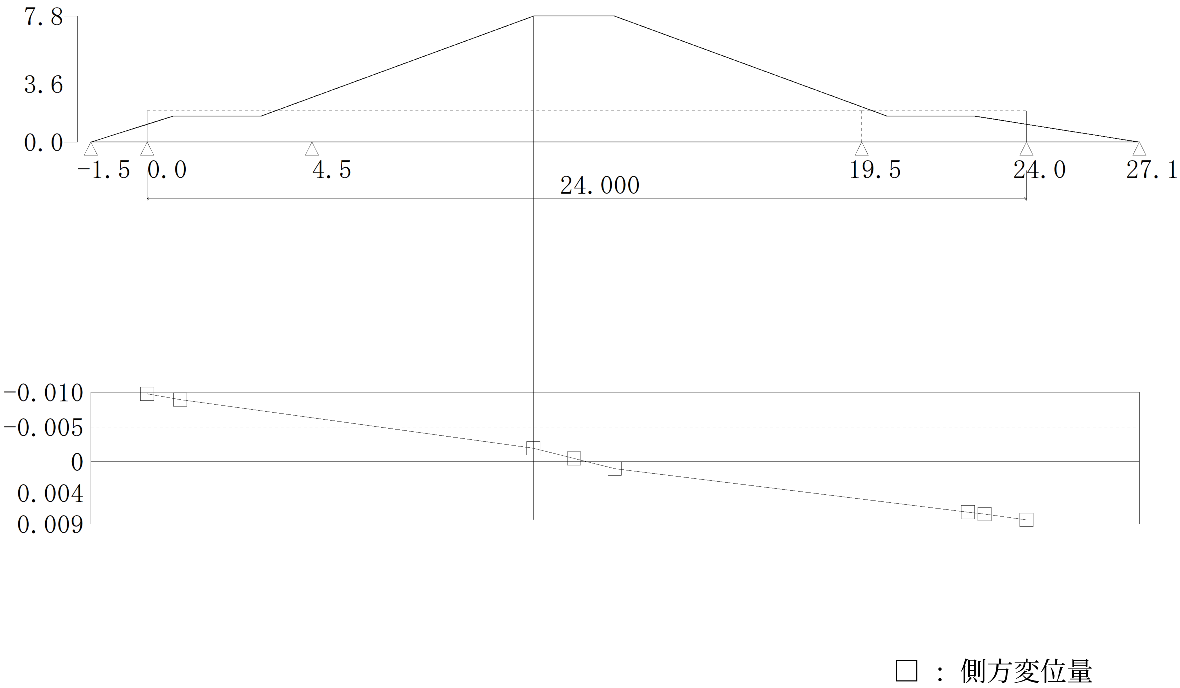


(3) 沈下量計算位置 [10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

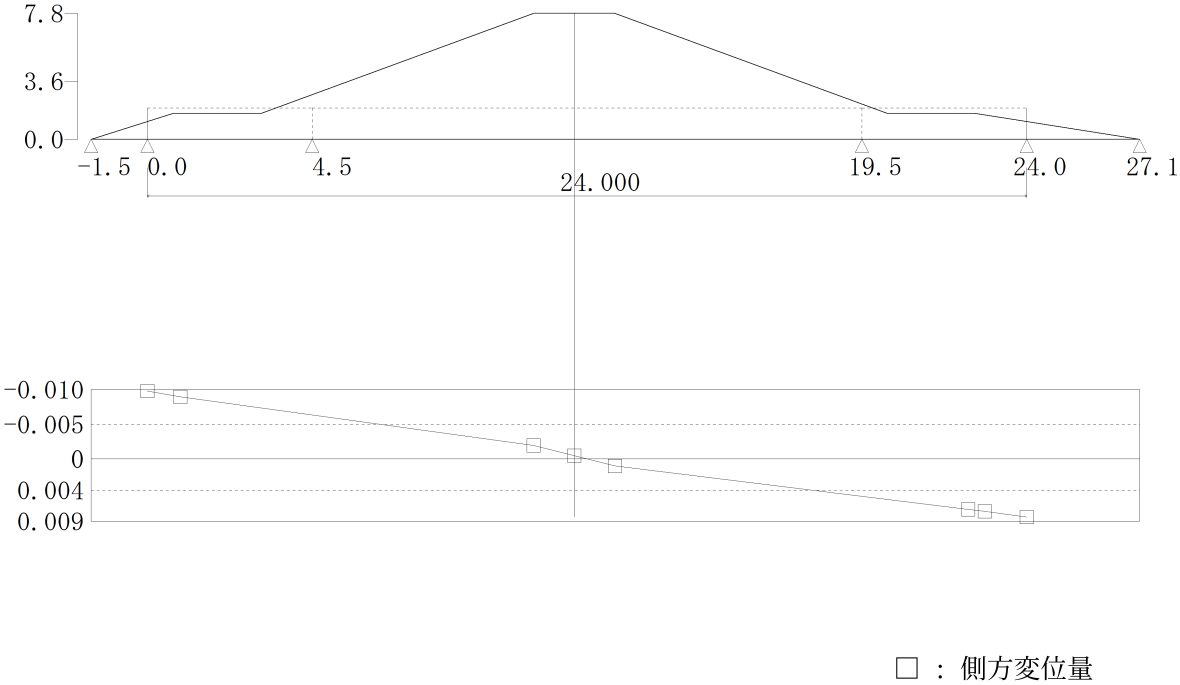
側方変位量 : -1.9 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心 距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	1.695	-0.1
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	1.110	-1.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	2.230	-0.2
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	2.230	-0.7



(4) 沈下量計算位置 [　11.650] (m)
名称 : [堤防中央]
側方変位量 : -0.5 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.585	-0.1
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	0.000	0.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	1.120	-0.1
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	1.120	-0.3

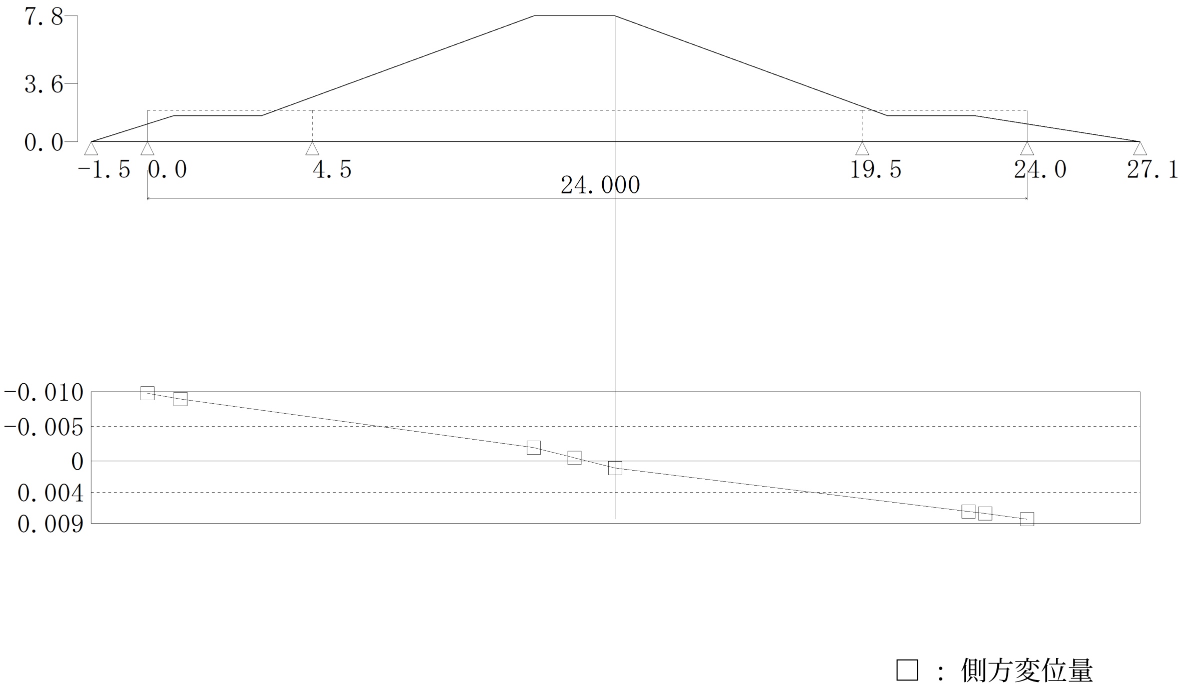


(5) 沈下量計算位置 [　 12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

側方変位量 : 1.0 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.525	0.0
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	1.110	1.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	0.010	0.0
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	0.010	0.0

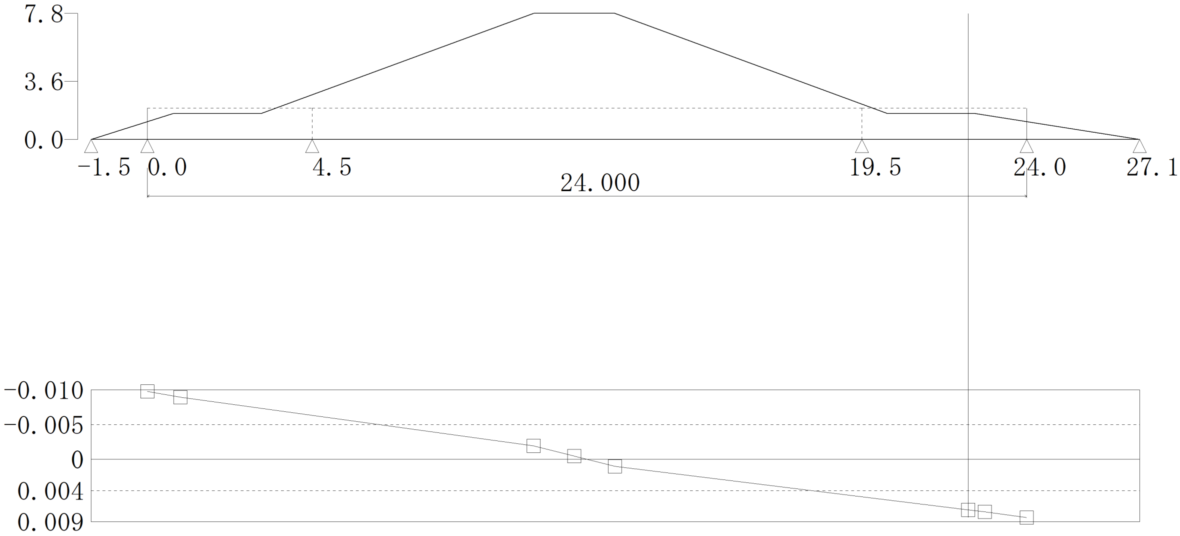


(6) 沈下量計算位置 [　　22.400] (m)

名称 : [胸壁中央(川表)]

側方変位量 : 7.3 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.165	1.2
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	10.750	2.1
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	9.630	0.8
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	9.630	3.2



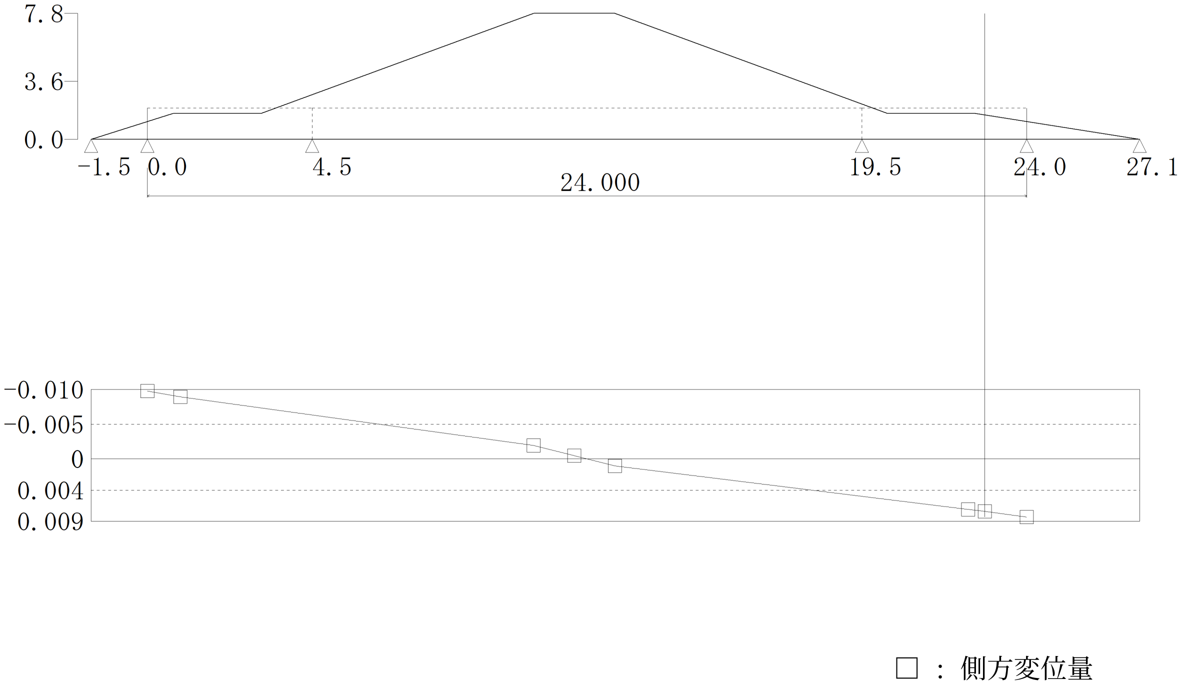
□ : 側方変位量

(7) 沈下量計算位置 [　22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

側方変位量 : 7.5 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.615	1.3
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	11.200	2.0
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	10.080	0.8
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	10.080	3.4

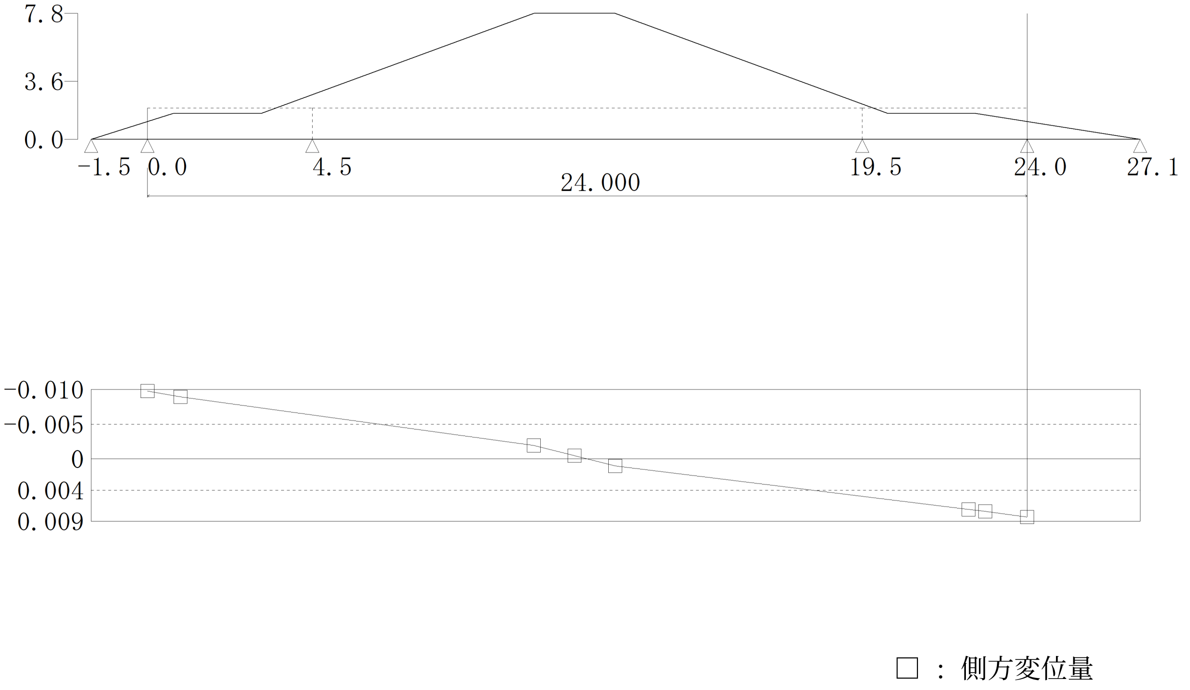


(8) 沈下量計算位置 [　24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

側方変位量 : 8.4 (mm)

番号 No	載荷幅 2ai (m)	載荷奥行 2bi (m)	深さ H (m)	換算変形係数 Em (kN/m²)	荷重 qi (kN/m²)	荷重中心距離 x (m)	側方変位量 Rix (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.765	1.7
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	111.600	12.350	1.8
3	30.620	10.000	6.000	12833.0	9.000	11.230	1.0
4	30.620	10.000	6.000	12833.0	36.000	11.230	3.9

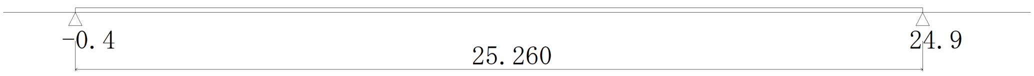


2.4.2 変位量一覧

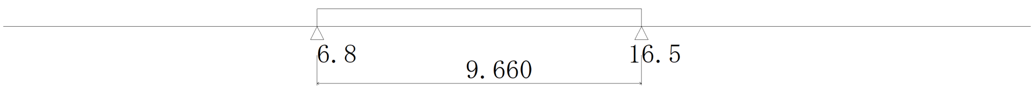
No	検討位置 (m)	名称	側方変位量 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	-9.8
2	0.900	胸壁中央(川裏)	-8.9
3	10.540	築堤端部(川裏)	-1.9
4	11.650	堤防中央	-0.5
5	12.760	築堤端部(川表)	1.0
6	22.400	胸壁中央(川表)	7.3
7	22.850	門柱中央	7.5
8	24.000	樋門端部(川表)	8.4

■荷重分割図

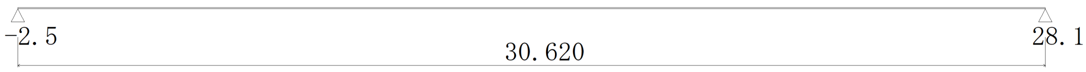
No.1



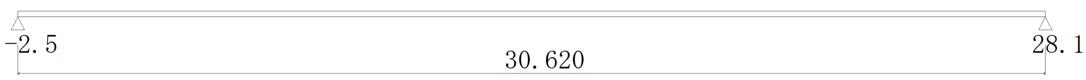
No.2



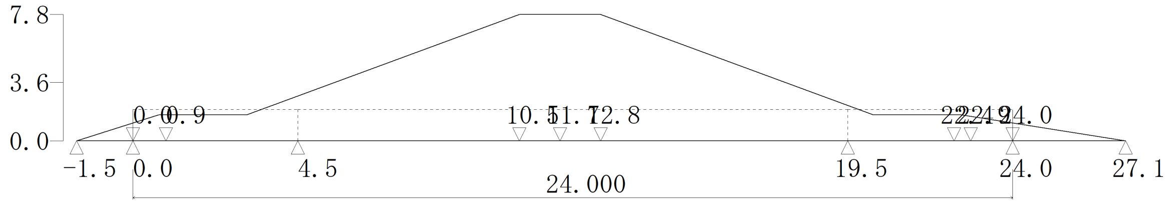
No.3

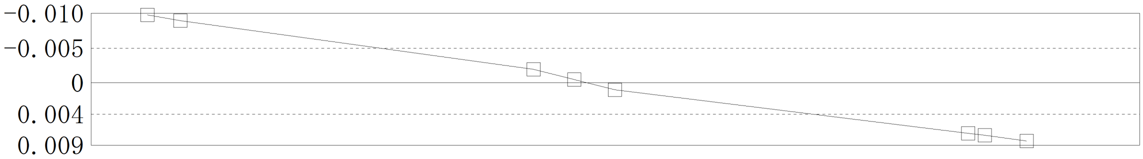


No.4



■変位量曲線図





□ : 側方変位量

3章 本体縦方向の計算(縦方向の計算)

3.1 基本式

函体縦方向の計算は、地盤変位を考慮した弾性床上の梁として計算する。

$$\frac{EI}{B}\cdot\frac{d^4w}{dx^4}+k_v\cdot(w-w_g)=q$$

$$\frac{EA}{U}\cdot\frac{d^2u}{dx^2}+k_s\cdot(u-u_g)=p$$

ここに、

w :函体のたわみ (m)

w_g:地盤変位(沈下) (m)

k_v:鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B :函体の幅 (m)

EI:函体の剛性 (kN・m^2)

q :函軸鉛直方向荷重 (kN/m^2)

u :函軸方向変位 (m)

u_g:地盤変位(側方変位) (m)

k_s:水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

U :函体の周長 (m)

EA:函体の函軸方向剛性 (kN)

p :函軸方向荷重 (kN/m^2)

函軸鉛直方向荷重qには、土かぶり土重(鉛直土圧)は考慮しないものとする。

1) 計算に必要な諸条件

柔構造樋門の本体の縦方向の計算に必要な諸条件を以下に示す。

その適用は一般に「表1」の通りである。

1. 函体諸元(スパン割、断面諸元)
2. スパンの結合条件(継手の変形特性)
3. 境界条件(樋門本体の左端、右端の支持条件)
4. 鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
5. キャンバー量の函軸方向分布
6. 地盤変位の影響(基礎地盤の沈下量及び側方変位量の函軸方向分布)
7. その他の外力(函体・門柱等の自重、土重、水重、土圧等)
8. 初期折れ角(キャンバー盛土施工時の継手部設置角)
9. しゃ水鋼矢板等の影響(鋼矢板と函体との結合条件、鋼矢板諸元、鋼矢板に作用する正負の周面摩擦力の影響等)
10. 緊張材の影響(緊張材の諸元、配置、緊張力、各種ロス等)

表1 柔構造樋門の本体の縦方向の設計に必要な条件量

基 本 式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
地盤変位の影響を考慮した弾性床上の梁	1, 2, 3, 4, 6, 7, 9	5, 8, 10

3.2 地盤反力係数

3.2.1 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数E_{om}は、下式で算出する。

B≠Lの場合

$$E_{om}=\frac{\log\dfrac{(B+2h_n\cdot\tan\theta)\cdot L}{(L+2h_n\cdot\tan\theta)\cdot B}}{\Sigma\dfrac{1}{E_i}\log\dfrac{(B+2h_i\cdot\tan\theta)(L+2h_{i-1}\cdot\tan\theta)}{(L+2h_i\cdot\tan\theta)(B+2h_{i-1}\cdot\tan\theta)}}$$

B=Lの場合

$$E_{om}=\frac{-\dfrac{1}{B+2h_n\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{B}}{\Sigma\dfrac{1}{E_i}\left(-\dfrac{1}{B+2h_i\cdot\tan\theta}+\dfrac{1}{B+2h_{i-1}\cdot\tan\theta}\right)}$$

ここに

E_{om}:地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m^2)

B :載荷幅 (m)

L :載荷奥行[函体のスパン長] (m)

h_n :影響を調べなければならない深さで、載荷幅の3倍以上とする。(m)

E_i :細分した第i番目の層の変形係数 (kN/m^2)

θ :荷重の分散角度 (=30°)

スパン1-ブロック1

B	3.700 (m)		
L	24.000 (m)		
hn	11.100 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m^2)
1	1.500	1.500	21840.0
2	0.500	2.000	24360.0
3	9.100	11.100	29680.0
合計	11.100		
Eom	26458.9 (kN/m^2)		

※層および深度は、床付け面を基準とした値

スパン1-ブロック2

B	3.500 (m)		
L	24.000 (m)		
hn	10.500 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m²)
1	1.500	1.500	21840.0
2	0.500	2.000	24360.0
3	8.500	10.500	29680.0
合計	10.500		
Eom	26351.5 (kN/m²)		

※層および深度は、床付け面を基準とした値

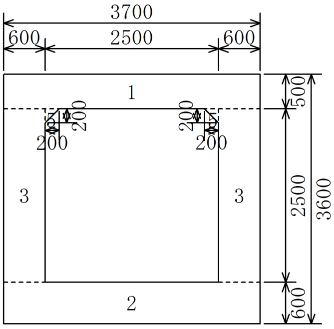
スパン1-ブロック3

B	4.100 (m)		
L	24.000 (m)		
hn	12.300 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m²)
1	1.500	1.500	21840.0
2	0.500	2.000	24360.0
3	10.300	12.300	29680.0
合計	12.300		
Eom	26649.9 (kN/m²)		

※層および深度は、床付け面を基準とした値

3.2.2 函体の諸元

スパン1-ブロック1



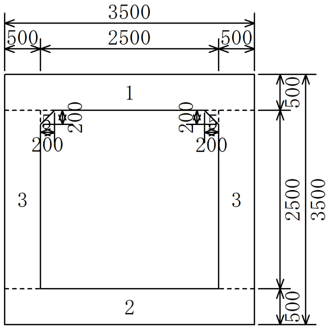
位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)	Ai・Yi^2 (m^3)	Ioi (m^4)
1	1.850	3.350	6.1975	20.7616	0.03854
2	2.220	0.300	0.6660	0.1998	0.06660
3	3.000	1.850	5.5500	10.2675	1.56250
5	0.040	3.033	0.1213	0.3680	0.00009
合計	7.110		12.5348	31.5970	1.66773

$Yg = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 12.5348 / 7.110 = 1.7630$ (m)

$I = \Sigma(Ai \cdot Yi^2) + \Sigma Ioi - Yg^2 \cdot \Sigma Ai = 31.5970 + 1.66773 - 3.1081 \cdot 7.110$

$= 11.16596$ (m^4)

スパン1-ブロック2



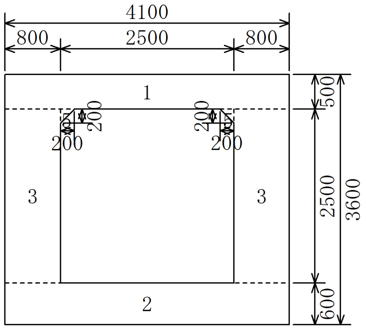
位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)	Ai・Yi^2 (m^3)	Ioi (m^4)
1	1.750	3.250	5.6875	18.4844	0.03646
2	1.750	0.250	0.4375	0.1094	0.03646
3	2.500	1.750	4.3750	7.6563	1.30208
5	0.040	2.933	0.1173	0.3442	0.00009
合計	6.040		10.6173	26.5942	1.37509

$Yg = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 10.6173 / 6.040 = 1.7578$ (m)

$I = \Sigma(Ai \cdot Yi^2) + \Sigma Ioi - Yg^2 \cdot \Sigma Ai = 26.5942 + 1.37509 - 3.0900 \cdot 6.040$

$= 9.30573$ (m^4)

スパン1-ブロック3



位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)	Ai・Yi² (m^3)	Ioi (m^4)
1	2.050	3.350	6.8675	23.0061	0.04271
2	2.460	0.300	0.7380	0.2214	0.07380
3	4.000	1.850	7.4000	13.6900	2.08333
5	0.040	3.033	0.1213	0.3680	0.00009
合計	8.550		15.1268	37.2856	2.19993

$Yg = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 15.1268 \ / \ 8.550 = 1.7692$ (m)

$I = \Sigma(Ai \cdot Yi^2)+\Sigma Ioi - Yg^2 \cdot \Sigma Ai = 37.2856 + 2.19993 - 3.1301 \cdot 8.550$

$= 12.72280$ (m^4)

3.2.3 鉛直方向地盤反力係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる鉛直方向地盤反力係数は次式による。

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

ここに、

k_v　:鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）

k_{vo}　:直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_{om}$$

B_v　:荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

E_{om}　:地盤の変形係数（kN/m^2）

α　:地盤反力係数の推定に用いる係数（=1.0）

A_v　:鉛直方向の載荷面積(スパン長×函体幅)（m^2）

D　:底版の幅（m）

l　:函体のスパン長（m）

β　:函体の特性値（m^{-1}）

E・I:函体の曲げ剛性（kN.m^2）

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

基礎の換算載荷幅B_v

函体剛性の評価	B_v	摘要
剛　体	$\sqrt{A_v}$	β・1≦1.5の場合
弾性体	$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	β・1>1.5の場合

スパン1-ブロック1

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 26458.9 = 88196.2 \ (kN/m^3)$$

函体剛性を弾性体, β' = 0.0721(m^{-1})と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{3.700}{0.0721}} = 7.162 \ (m)$$

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 88196.2 \cdot \left(\frac{7.162}{0.3}\right)^{-3/4} = 8165.7 \ (kN/m^3)$$

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

$$= \sqrt[4]{\frac{8165.7 \cdot 3.700}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 11.16596}} = 0.0721 \ (m^{-1})$$

$\beta \cdot 1 = 0.0721 \cdot 24.000 = 1.7310 > 1.5$

よって、弾性体であり、また、β　β'より仮定は正しい。

地震時は、常時の2倍とする

$k_v = 8165.71 \cdot 2 = 16331.4 \ (kN/m^3)$

スパン1-ブロック2

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 26351.5 = 87838.2 \ (kN/m^3)$$

函体剛性を弾性体, β' = 0.0750(m^{-1})と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{3.500}{0.0750}} = 6.830 \ (m)$$

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 87838.2 \cdot \left(\frac{6.830}{0.3}\right)^{-3/4} = 8428.0 \ (kN/m^3)$$

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

$$= \sqrt[4]{\frac{8428.0 \cdot 3.500}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 9.30573}} = 0.0750 \ (m^{-1})$$

$\beta \cdot 1 = 0.0750 \cdot 24.000 = 1.8008 > 1.5$

よって、弾性体であり、また、β　β'より仮定は正しい。

地震時は、常時の2倍とする

$k_v = 8427.96 \cdot 2 = 16855.9 \ (kN/m^3)$

スパン1-ブロック3

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$= \frac{1}{0.3} \cdot 26649.9 = 88832.9 \ (kN/m^3)$$

函体剛性を弾性体, $\beta' = 0.0710(m^{-1})$と仮定する。

$$B_v = \sqrt{\frac{D}{\beta'}} = \sqrt{\frac{4.100}{0.0710}} = 7.602 \ (m)$$

$$k_v = k_{vo} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 88832.9 \cdot \left(\frac{7.602}{0.3}\right)^{-3/4} = 7865.7 \ (kN/m^3)$$

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

$$= \sqrt[4]{\frac{7865.7 \cdot 4.100}{4 \cdot 2.50 \cdot 10^7 \cdot 12.72280}} = 0.0710 \ (m^{-1})$$

$\beta \cdot l = 0.0710 \cdot 24.000 = 1.7029 > 1.5$

よって、弾性体であり、また、β　β'より仮定は正しい。

地震時は、常時の2倍とする

$k_v = 7865.73 \cdot 2 = 15731.5 \ (kN/m^3)$

3.2.4 水平方向せん断地盤反力係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数は次式による。

$k_s = \lambda \cdot k_v$

ここに、

k_s :水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ :鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比

= 0.333

k_v :鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

3.2.5 地盤反力係数の一覧表

【計算値】

常時

スパン ブロック	位　置 (m)	B (m)	U (m)	k_v (kN/m^3)	k_s (kN/m^3)	k_v・B (kN/m^2)	k_s・U (kN/m^2)
1- 1	0.000～ 4.500	3.700	14.600	8165.7	2719.2	30213.1	39700.0
1- 2	4.500～ 19.500	3.500	14.000	8428.0	2806.5	29497.9	39291.2
1- 3	19.500～ 24.000	4.100	15.400	7865.7	2619.3	32249.5	40337.0

地震時

スパン ブロック	位　置 (m)	B (m)	U (m)	k_v (kN/m^3)	k_s (kN/m^3)	k_v・B (kN/m^2)	k_s・U (kN/m^2)
1- 1	0.000～ 4.500	3.700	14.600	16331.4	5438.4	60426.3	79400.1
1- 2	4.500～ 19.500	3.500	14.000	16855.9	5613.0	58995.8	78582.3
1- 3	19.500～ 24.000	4.100	15.400	15731.5	5238.6	64499.0	80674.1

【使用値】

常時

スパン ブロック	位　置 (m)	k_v・B (kN/m^2)	k_s・U (kN/m^2)
1- 1	0.000～ 4.500	30213.1	39700.0
1- 2	4.500～ 19.500	29497.9	39291.2
1- 3	19.500～ 24.000	32249.5	40337.0

地震時

スパン ブロック	位　置 (m)	低減係数 DE	k_v・B (kN/m^2)	k_s・U (kN/m^2)
1- 1	0.000～ 4.500	1.000	60426.3	79400.1
1- 2	4.500～ 19.500	1.000	58995.8	78582.3
1- 3	19.500～ 24.000	1.000	64499.0	80674.1

3.3 荷重

3.3.1 死荷重(自重)

(1)函体自重

W = (A1 + A2 + A3)・γc　(kN/m)

A1: 函体断面積(ハンチ除く) (m^2)

A2: 上側ハンチ断面積 (m^2)

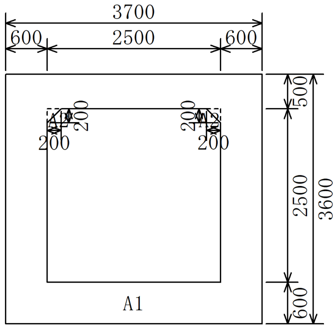
A3: 下側ハンチ断面積 (m^2)

γc: 単位体積重量(コンクリート) (kN/m^3)

スパンNo.　1-1

W = (　7.070 +　 0.040 +　 0.000)・ 24.50

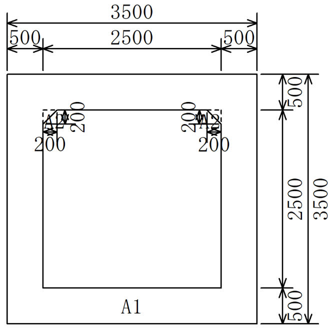
= 　174.195 (kN/m)



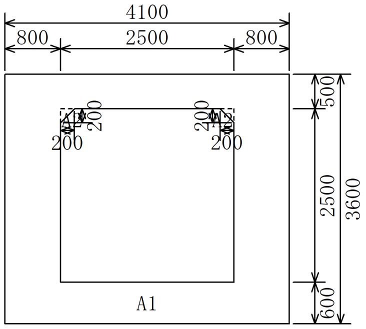
スパンNo.　1-2

W = (　6.000 +　 0.040 +　 0.000)・ 24.50

= 　147.980 (kN/m)



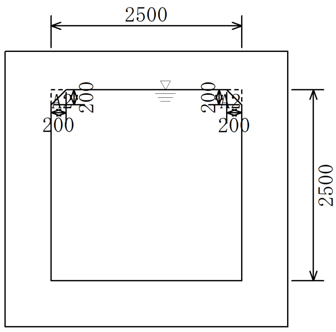
スパンNo.　1-3
W = (　8.510 +　 0.040 +　 0.000)・ 24.50
　=　　209.475 (kN/m)



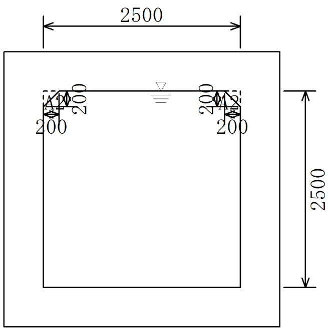
(2)函体水重

W = (中空面積 - A2 - A3)・γw　(kN/m)
　　A1: 中空部面積(ハンチ除く) (m^2)
　　A2: 上側ハンチ断面積 (m^2)
　　A3: 下側ハンチ断面積 (m^2)
　　γw: 単位体積重量(水) (kN/m^3)

スパンNo.　1-1
W = (　6.250 -　 0.040 -　 0.000)・　9.80
　=　　 60.858 (kN/m)



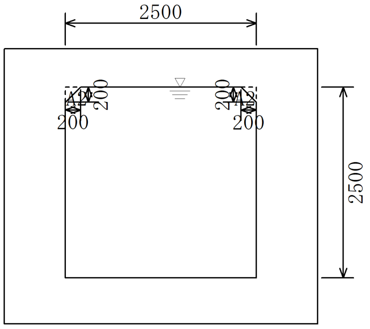
スパンNo.　1-2
W = (　6.250 -　 0.040 -　 0.000)・　9.80
　=　　 60.858 (kN/m)



スパンNo.　1-3

W = (　6.250 -　　0.040 -　　0.000)・　9.80

　=　　 60.858 (kN/m)



(3)しゃ水壁自重

A1 = X1・L2

A2 = L1・Y1・2

W　= (A1 + A2)・B・γc (kN)

X1: 頂版幅 (m)

Y1: 側壁高 (m)

L1: 側壁厚 (m)

L2: 頂版厚 (m)

A1: 頂版断面積 (m^2)

A2: 側壁断面積 (m^2)

B : 奥行幅 (m)

γc: 単位体積重量(コンクリート) (kN/m^3)

スパンNo.1-スパン原点からの距離(　12.000)

A1　=　 5.500・　1.000

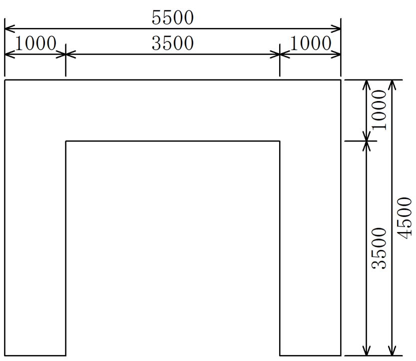
　=　　　5.500 (m^2)

A2 =　 1.000・　3.500・2

　=　　　7.000 (m^2)

W　= (　　　5.500 +　　　 7.000)・　0.500・ 24.50

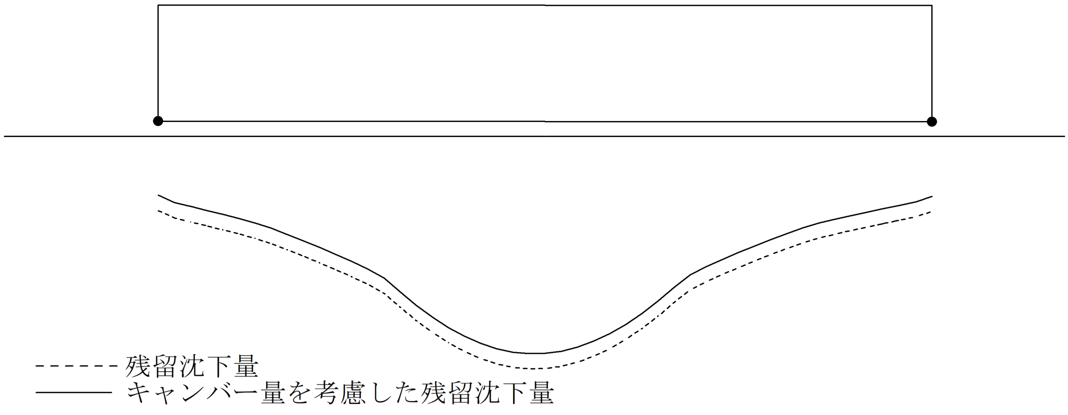
　=　　153.125 (kN)



3.3.2 地盤変位荷重(沈下、側方変位)

(1)キャンバー量

No	設定位置 (m)	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	キャンバー量 (mm)	残留沈下量 (mm)
1	0.000	7.1	26.9	7.1	26.9
2	24.000	6.8	27.5	6.8	27.5



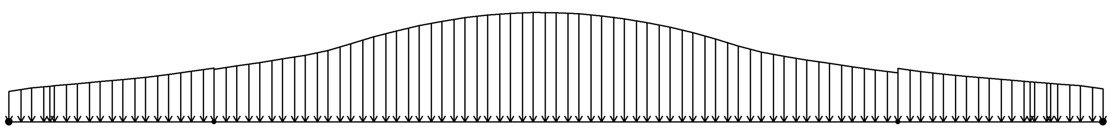
(2)地盤変位(沈下)等価荷重

【常時】

スパン1 スパン名称: [ ]

ブロック (部材No)	位 置 X(m)	底版幅 B(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
1-(1)	0.000～ 0.500	3.700	30213.1	26.9	30.3	-813.423	-914.317
1-(2)	0.500～ 0.900	3.700	30213.1	30.3	31.7	-914.317	-958.451
1-(3)	0.900～ 1.000	3.700	30213.1	31.7	32.1	-958.451	-969.438
1-(4)	1.000～ 1.500	3.700	30213.1	32.1	33.9	-969.438	-1024.386
1-(5)	1.500～ 2.000	3.700	30213.1	33.9	35.7	-1024.386	-1080.062
1-(6)	2.000～ 2.500	3.700	30213.1	35.7	37.7	-1080.062	-1137.589
1-(7)	2.500～ 3.000	3.700	30213.1	37.7	39.6	-1137.589	-1197.943
1-(8)	3.000～ 3.500	3.700	30213.1	39.6	42.1	-1197.943	-1271.662
1-(9)	3.500～ 4.000	3.700	30213.1	42.1	44.9	-1271.662	-1356.517
1-(10)	4.000～ 4.500	3.700	30213.1	44.9	47.8	-1356.517	-1445.407
2-(11)	4.500～ 5.000	3.500	29497.9	47.8	50.9	-1411.189	-1501.203
2-(12)	5.000～ 5.500	3.500	29497.9	50.9	54.0	-1501.203	-1594.056
2-(13)	5.500～ 6.000	3.500	29497.9	54.0	57.3	-1594.056	-1690.200
2-(14)	6.000～ 6.500	3.500	29497.9	57.3	60.8	-1690.200	-1792.421
2-(15)	6.500～ 7.000	3.500	29497.9	60.8	64.9	-1792.421	-1914.984
2-(16)	7.000～ 7.500	3.500	29497.9	64.9	71.3	-1914.984	-2102.141
2-(17)	7.500～ 8.000	3.500	29497.9	71.3	77.4	-2102.141	-2284.020
2-(18)	8.000～ 8.500	3.500	29497.9	77.4	82.9	-2284.020	-2445.199
2-(19)	8.500～ 9.000	3.500	29497.9	82.9	87.7	-2445.199	-2585.611
2-(20)	9.000～ 9.500	3.500	29497.9	87.7	91.7	-2585.611	-2704.334

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	底版幅 B(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
2-(21)	9.500～ 10.000	3.500	29497.9	91.7	94.9	-2704.334	-2800.186
2-(22)	10.000～ 10.500	3.500	29497.9	94.9	97.4	-2800.186	-2872.027
2-(23)	10.500～ 11.000	3.500	29497.9	97.4	99.0	-2872.027	-2918.939
2-(24)	11.000～ 11.500	3.500	29497.9	99.0	99.7	-2918.939	-2940.341
2-(25)	11.500～ 12.000	3.500	29497.9	99.7	99.5	-2940.341	-2935.996
2-(26)	12.000～ 12.500	3.500	29497.9	99.5	98.5	-2935.996	-2905.980
2-(27)	12.500～ 13.000	3.500	29497.9	98.5	96.6	-2905.980	-2850.694
2-(28)	13.000～ 13.500	3.500	29497.9	96.6	93.9	-2850.694	-2770.899
2-(29)	13.500～ 14.000	3.500	29497.9	93.9	90.4	-2770.899	-2667.648
2-(30)	14.000～ 14.500	3.500	29497.9	90.4	86.2	-2667.648	-2542.177
2-(31)	14.500～ 15.000	3.500	29497.9	86.2	81.2	-2542.177	-2395.650
2-(32)	15.000～ 15.500	3.500	29497.9	81.2	75.6	-2395.650	-2228.810
2-(33)	15.500～ 16.000	3.500	29497.9	75.6	69.2	-2228.810	-2041.047
2-(34)	16.000～ 16.500	3.500	29497.9	69.2	63.5	-2041.047	-1872.793
2-(35)	16.500～ 17.000	3.500	29497.9	63.5	59.7	-1872.793	-1761.324
2-(36)	17.000～ 17.500	3.500	29497.9	59.7	56.4	-1761.324	-1663.712
2-(37)	17.500～ 18.000	3.500	29497.9	56.4	53.3	-1663.712	-1570.778
2-(38)	18.000～ 18.500	3.500	29497.9	53.3	50.2	-1570.778	-1481.098
2-(39)	18.500～ 19.000	3.500	29497.9	50.2	47.3	-1481.098	-1394.747
2-(40)	19.000～ 19.500	3.500	29497.9	47.3	44.5	-1394.747	-1312.439
3-(41)	19.500～ 20.000	4.100	32249.5	44.5	41.9	-1434.866	-1350.273
3-(42)	20.000～ 20.500	4.100	32249.5	41.9	39.7	-1350.273	-1281.457
3-(43)	20.500～ 21.000	4.100	32249.5	39.7	37.9	-1281.457	-1223.259
3-(44)	21.000～ 21.500	4.100	32249.5	37.9	36.2	-1223.259	-1168.840
3-(45)	21.500～ 22.000	4.100	32249.5	36.2	34.6	-1168.840	-1117.221
3-(46)	22.000～ 22.400	4.100	32249.5	34.6	33.4	-1117.221	-1077.196
3-(47)	22.400～ 22.500	4.100	32249.5	33.4	33.1	-1077.196	-1067.295
3-(48)	22.500～ 22.850	4.100	32249.5	33.1	32.0	-1067.295	-1032.826
3-(49)	22.850～ 23.000	4.100	32249.5	32.0	31.6	-1032.826	-1018.093
3-(50)	23.000～ 23.500	4.100	32249.5	31.6	30.0	-1018.093	-968.940
3-(51)	23.500～ 24.000	4.100	32249.5	30.0	27.5	-968.940	-887.441



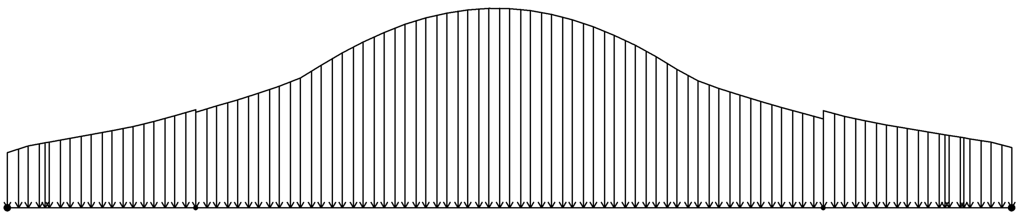
(2)地盤変位(沈下)等価荷重

【地震時】

スパン1 スパン名称: [ ]

ブロック (部材No)	位 置 X(m)	底版幅 B(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
1-(1)	0.000～ 0.500	3.700	60426.3	26.9	30.3	-1626.846	-1828.635
1-(2)	0.500～ 0.900	3.700	60426.3	30.3	31.7	-1828.635	-1916.901
1-(3)	0.900～ 1.000	3.700	60426.3	31.7	32.1	-1916.901	-1938.877
1-(4)	1.000～ 1.500	3.700	60426.3	32.1	33.9	-1938.877	-2048.772
1-(5)	1.500～ 2.000	3.700	60426.3	33.9	35.7	-2048.772	-2160.123
1-(6)	2.000～ 2.500	3.700	60426.3	35.7	37.7	-2160.123	-2275.177
1-(7)	2.500～ 3.000	3.700	60426.3	37.7	39.6	-2275.177	-2395.886
1-(8)	3.000～ 3.500	3.700	60426.3	39.6	42.1	-2395.886	-2543.324
1-(9)	3.500～ 4.000	3.700	60426.3	42.1	44.9	-2543.324	-2713.034
1-(10)	4.000～ 4.500	3.700	60426.3	44.9	47.8	-2713.034	-2890.814
2-(11)	4.500～ 5.000	3.500	58995.8	47.8	50.9	-2822.378	-3002.407
2-(12)	5.000～ 5.500	3.500	58995.8	50.9	54.0	-3002.407	-3188.112
2-(13)	5.500～ 6.000	3.500	58995.8	54.0	57.3	-3188.112	-3380.400
2-(14)	6.000～ 6.500	3.500	58995.8	57.3	60.8	-3380.400	-3584.842
2-(15)	6.500～ 7.000	3.500	58995.8	60.8	64.9	-3584.842	-3829.969
2-(16)	7.000～ 7.500	3.500	58995.8	64.9	71.3	-3829.969	-4204.282
2-(17)	7.500～ 8.000	3.500	58995.8	71.3	77.4	-4204.282	-4568.040
2-(18)	8.000～ 8.500	3.500	58995.8	77.4	82.9	-4568.040	-4890.398
2-(19)	8.500～ 9.000	3.500	58995.8	82.9	87.7	-4890.398	-5171.222
2-(20)	9.000～ 9.500	3.500	58995.8	87.7	91.7	-5171.222	-5408.668
2-(21)	9.500～ 10.000	3.500	58995.8	91.7	94.9	-5408.668	-5600.373
2-(22)	10.000～ 10.500	3.500	58995.8	94.9	97.4	-5600.373	-5744.054
2-(23)	10.500～ 11.000	3.500	58995.8	97.4	99.0	-5744.054	-5837.878
2-(24)	11.000～ 11.500	3.500	58995.8	99.0	99.7	-5837.878	-5880.682
2-(25)	11.500～ 12.000	3.500	58995.8	99.7	99.5	-5880.682	-5871.992
2-(26)	12.000～ 12.500	3.500	58995.8	99.5	98.5	-5871.992	-5811.960
2-(27)	12.500～ 13.000	3.500	58995.8	98.5	96.6	-5811.960	-5701.388
2-(28)	13.000～ 13.500	3.500	58995.8	96.6	93.9	-5701.388	-5541.799
2-(29)	13.500～ 14.000	3.500	58995.8	93.9	90.4	-5541.799	-5335.295
2-(30)	14.000～ 14.500	3.500	58995.8	90.4	86.2	-5335.295	-5084.354
2-(31)	14.500～ 15.000	3.500	58995.8	86.2	81.2	-5084.354	-4791.300
2-(32)	15.000～ 15.500	3.500	58995.8	81.2	75.6	-4791.300	-4457.619
2-(33)	15.500～ 16.000	3.500	58995.8	75.6	69.2	-4457.619	-4082.093
2-(34)	16.000～ 16.500	3.500	58995.8	69.2	63.5	-4082.093	-3745.587
2-(35)	16.500～ 17.000	3.500	58995.8	63.5	59.7	-3745.587	-3522.649
2-(36)	17.000～ 17.500	3.500	58995.8	59.7	56.4	-3522.649	-3327.425

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	底版幅 B(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
2-(37)	17.500～ 18.000	3.500	58995.8	56.4	53.3	-3327.425	-3141.557
2-(38)	18.000～ 18.500	3.500	58995.8	53.3	50.2	-3141.557	-2962.195
2-(39)	18.500～ 19.000	3.500	58995.8	50.2	47.3	-2962.195	-2789.494
2-(40)	19.000～ 19.500	3.500	58995.8	47.3	44.5	-2789.494	-2624.878
3-(41)	19.500～ 20.000	4.100	64499.0	44.5	41.9	-2869.731	-2700.547
3-(42)	20.000～ 20.500	4.100	64499.0	41.9	39.7	-2700.547	-2562.913
3-(43)	20.500～ 21.000	4.100	64499.0	39.7	37.9	-2562.913	-2446.518
3-(44)	21.000～ 21.500	4.100	64499.0	37.9	36.2	-2446.518	-2337.680
3-(45)	21.500～ 22.000	4.100	64499.0	36.2	34.6	-2337.680	-2234.443
3-(46)	22.000～ 22.400	4.100	64499.0	34.6	33.4	-2234.443	-2154.391
3-(47)	22.400～ 22.500	4.100	64499.0	33.4	33.1	-2154.391	-2134.591
3-(48)	22.500～ 22.850	4.100	64499.0	33.1	32.0	-2134.591	-2065.651
3-(49)	22.850～ 23.000	4.100	64499.0	32.0	31.6	-2065.651	-2036.186
3-(50)	23.000～ 23.500	4.100	64499.0	31.6	30.0	-2036.186	-1937.881
3-(51)	23.500～ 24.000	4.100	64499.0	30.0	27.5	-1937.881	-1774.883



(3)地盤変位(側方変位)等価荷重

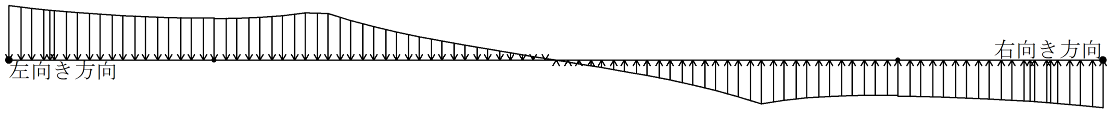
【常時】

スパン1 スパン名称: [　]

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	周長 U(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
1-(1)	0.000～ 0.500	14.600	39700.0	-9.8	-9.3	387.898	368.339
1-(2)	0.500～ 0.900	14.600	39700.0	-9.3	-8.9	368.339	354.901
1-(3)	0.900～ 1.000	14.600	39700.0	-8.9	-8.9	354.901	351.814
1-(4)	1.000～ 1.500	14.600	39700.0	-8.9	-8.5	351.814	337.845
1-(5)	1.500～ 2.000	14.600	39700.0	-8.5	-8.2	337.845	326.089
1-(6)	2.000～ 2.500	14.600	39700.0	-8.2	-8.0	326.089	316.357
1-(7)	2.500～ 3.000	14.600	39700.0	-8.0	-7.8	316.357	308.589
1-(8)	3.000～ 3.500	14.600	39700.0	-7.8	-7.6	308.589	302.851
1-(9)	3.500～ 4.000	14.600	39700.0	-7.6	-7.5	302.851	299.345
1-(10)	4.000～ 4.500	14.600	39700.0	-7.5	-7.5	299.345	298.444
2-(11)	4.500～ 5.000	14.000	39291.2	-7.5	-7.6	295.370	297.670

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	周長 U(m)	地盤バネ (kN/m^2)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
2-(12)	5.000～ 5.500	14.000	39291.2	-7.6	-7.7	297.670	304.122
2-(13)	5.500～ 6.000	14.000	39291.2	-7.7	-8.0	304.122	316.153
2-(14)	6.000～ 6.500	14.000	39291.2	-8.0	-8.5	316.153	335.587
2-(15)	6.500～ 7.000	14.000	39291.2	-8.5	-8.5	335.587	332.021
2-(16)	7.000～ 7.500	14.000	39291.2	-8.5	-7.1	332.021	280.770
2-(17)	7.500～ 8.000	14.000	39291.2	-7.1	-6.0	280.770	237.272
2-(18)	8.000～ 8.500	14.000	39291.2	-6.0	-5.1	237.272	199.543
2-(19)	8.500～ 9.000	14.000	39291.2	-5.1	-4.2	199.543	165.885
2-(20)	9.000～ 9.500	14.000	39291.2	-4.2	-3.4	165.885	135.068
2-(21)	9.500～ 10.000	14.000	39291.2	-3.4	-2.7	135.068	106.225
2-(22)	10.000～ 10.500	14.000	39291.2	-2.7	-2.0	106.225	78.731
2-(23)	10.500～ 11.000	14.000	39291.2	-2.0	-1.3	78.731	52.109
2-(24)	11.000～ 11.500	14.000	39291.2	-1.3	-0.7	52.109	25.969
2-(25)	11.500～ 12.000	14.000	39291.2	-0.7	0.0	25.969	-0.035
2-(26)	12.000～ 12.500	14.000	39291.2	0.0	0.7	-0.035	-26.239
2-(27)	12.500～ 13.000	14.000	39291.2	0.7	1.3	-26.239	-53.001
2-(28)	13.000～ 13.500	14.000	39291.2	1.3	2.1	-53.001	-80.739
2-(29)	13.500～ 14.000	14.000	39291.2	2.1	2.8	-80.739	-109.977
2-(30)	14.000～ 14.500	14.000	39291.2	2.8	3.6	-109.977	-141.421
2-(31)	14.500～ 15.000	14.000	39291.2	3.6	4.5	-141.421	-176.062
2-(32)	15.000～ 15.500	14.000	39291.2	4.5	5.5	-176.062	-215.307
2-(33)	15.500～ 16.000	14.000	39291.2	5.5	6.6	-215.307	-261.011
2-(34)	16.000～ 16.500	14.000	39291.2	6.6	7.9	-261.011	-311.515
2-(35)	16.500～ 17.000	14.000	39291.2	7.9	7.3	-311.515	-285.931
2-(36)	17.000～ 17.500	14.000	39291.2	7.3	6.8	-285.931	-268.672
2-(37)	17.500～ 18.000	14.000	39291.2	6.8	6.6	-268.672	-257.917
2-(38)	18.000～ 18.500	14.000	39291.2	6.6	6.4	-257.917	-251.944
2-(39)	18.500～ 19.000	14.000	39291.2	6.4	6.4	-251.944	-249.501
2-(40)	19.000～ 19.500	14.000	39291.2	6.4	6.4	-249.501	-249.748
3-(41)	19.500～ 20.000	15.400	40337.0	6.4	6.4	-256.396	-258.854
3-(42)	20.000～ 20.500	15.400	40337.0	6.4	6.5	-258.854	-263.159
3-(43)	20.500～ 21.000	15.400	40337.0	6.5	6.7	-263.159	-269.094
3-(44)	21.000～ 21.500	15.400	40337.0	6.7	6.9	-269.094	-276.542
3-(45)	21.500～ 22.000	15.400	40337.0	6.9	7.1	-276.542	-285.472
3-(46)	22.000～ 22.400	15.400	40337.0	7.1	7.3	-285.472	-293.714
3-(47)	22.400～ 22.500	15.400	40337.0	7.3	7.3	-293.714	-295.934
3-(48)	22.500～ 22.850	15.400	40337.0	7.3	7.5	-295.934	-304.237
3-(49)	22.850～ 23.000	15.400	40337.0	7.5	7.6	-304.237	-308.064

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	周長 U(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
3-(50)	23.000～ 23.500	15.400	40337.0	7.6	8.0	-308.064	-322.114
3-(51)	23.500～ 24.000	15.400	40337.0	8.0	8.4	-322.114	-338.473



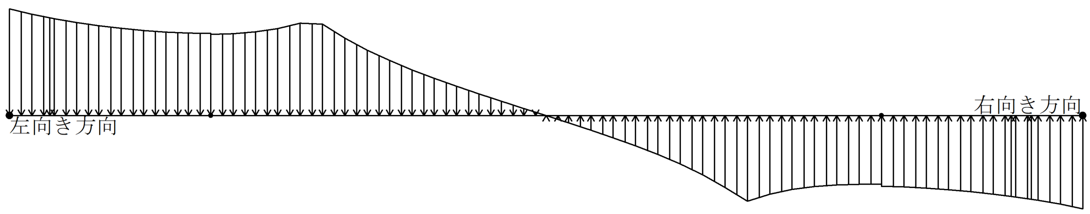
(3)地盤変位(側方変位)等価荷重

【地震時】

スパン1 スパン名称: [　]

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	周長 U(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
1-(1)	0.000～ 0.500	14.600	79400.1	-9.8	-9.3	775.795	736.677
1-(2)	0.500～ 0.900	14.600	79400.1	-9.3	-8.9	736.677	709.802
1-(3)	0.900～ 1.000	14.600	79400.1	-8.9	-8.9	709.802	703.628
1-(4)	1.000～ 1.500	14.600	79400.1	-8.9	-8.5	703.628	675.689
1-(5)	1.500～ 2.000	14.600	79400.1	-8.5	-8.2	675.689	652.178
1-(6)	2.000～ 2.500	14.600	79400.1	-8.2	-8.0	652.178	632.714
1-(7)	2.500～ 3.000	14.600	79400.1	-8.0	-7.8	632.714	617.178
1-(8)	3.000～ 3.500	14.600	79400.1	-7.8	-7.6	617.178	605.703
1-(9)	3.500～ 4.000	14.600	79400.1	-7.6	-7.5	605.703	598.690
1-(10)	4.000～ 4.500	14.600	79400.1	-7.5	-7.5	598.690	596.888
2-(11)	4.500～ 5.000	14.000	78582.3	-7.5	-7.6	590.741	595.340
2-(12)	5.000～ 5.500	14.000	78582.3	-7.6	-7.7	595.340	608.245
2-(13)	5.500～ 6.000	14.000	78582.3	-7.7	-8.0	608.245	632.305
2-(14)	6.000～ 6.500	14.000	78582.3	-8.0	-8.5	632.305	671.174
2-(15)	6.500～ 7.000	14.000	78582.3	-8.5	-8.5	671.174	664.042
2-(16)	7.000～ 7.500	14.000	78582.3	-8.5	-7.1	664.042	561.541
2-(17)	7.500～ 8.000	14.000	78582.3	-7.1	-6.0	561.541	474.544
2-(18)	8.000～ 8.500	14.000	78582.3	-6.0	-5.1	474.544	399.085
2-(19)	8.500～ 9.000	14.000	78582.3	-5.1	-4.2	399.085	331.770
2-(20)	9.000～ 9.500	14.000	78582.3	-4.2	-3.4	331.770	270.136
2-(21)	9.500～ 10.000	14.000	78582.3	-3.4	-2.7	270.136	212.450
2-(22)	10.000～ 10.500	14.000	78582.3	-2.7	-2.0	212.450	157.463
2-(23)	10.500～ 11.000	14.000	78582.3	-2.0	-1.3	157.463	104.219
2-(24)	11.000～ 11.500	14.000	78582.3	-1.3	-0.7	104.219	51.939

ブロック (部材No)	位　置 X(m)	周長 U(m)	地盤バネ (kN/m²)	地盤変位 (mm)		荷重強度 (kN/m)	
				始端	終端	始端	終端
2-(25)	11.500～ 12.000	14.000	78582.3	-0.7	0.0	51.939	-0.069
2-(26)	12.000～ 12.500	14.000	78582.3	0.0	0.7	-0.069	-52.478
2-(27)	12.500～ 13.000	14.000	78582.3	0.7	1.3	-52.478	-106.003
2-(28)	13.000～ 13.500	14.000	78582.3	1.3	2.1	-106.003	-161.479
2-(29)	13.500～ 14.000	14.000	78582.3	2.1	2.8	-161.479	-219.955
2-(30)	14.000～ 14.500	14.000	78582.3	2.8	3.6	-219.955	-282.843
2-(31)	14.500～ 15.000	14.000	78582.3	3.6	4.5	-282.843	-352.124
2-(32)	15.000～ 15.500	14.000	78582.3	4.5	5.5	-352.124	-430.613
2-(33)	15.500～ 16.000	14.000	78582.3	5.5	6.6	-430.613	-522.023
2-(34)	16.000～ 16.500	14.000	78582.3	6.6	7.9	-522.023	-623.029
2-(35)	16.500～ 17.000	14.000	78582.3	7.9	7.3	-623.029	-571.862
2-(36)	17.000～ 17.500	14.000	78582.3	7.3	6.8	-571.862	-537.344
2-(37)	17.500～ 18.000	14.000	78582.3	6.8	6.6	-537.344	-515.833
2-(38)	18.000～ 18.500	14.000	78582.3	6.6	6.4	-515.833	-503.889
2-(39)	18.500～ 19.000	14.000	78582.3	6.4	6.4	-503.889	-499.001
2-(40)	19.000～ 19.500	14.000	78582.3	6.4	6.4	-499.001	-499.496
3-(41)	19.500～ 20.000	15.400	80674.1	6.4	6.4	-512.791	-517.708
3-(42)	20.000～ 20.500	15.400	80674.1	6.4	6.5	-517.708	-526.318
3-(43)	20.500～ 21.000	15.400	80674.1	6.5	6.7	-526.318	-538.188
3-(44)	21.000～ 21.500	15.400	80674.1	6.7	6.9	-538.188	-553.084
3-(45)	21.500～ 22.000	15.400	80674.1	6.9	7.1	-553.084	-570.945
3-(46)	22.000～ 22.400	15.400	80674.1	7.1	7.3	-570.945	-587.427
3-(47)	22.400～ 22.500	15.400	80674.1	7.3	7.3	-587.427	-591.867
3-(48)	22.500～ 22.850	15.400	80674.1	7.3	7.5	-591.867	-608.475
3-(49)	22.850～ 23.000	15.400	80674.1	7.5	7.6	-608.475	-616.128
3-(50)	23.000～ 23.500	15.400	80674.1	7.6	8.0	-616.128	-644.228
3-(51)	23.500～ 24.000	15.400	80674.1	8.0	8.4	-644.228	-676.945



3.3.3 連動荷重

川表の方向：右側

(1) 常時 荷重総ケース数 [1]

常時荷重1ケース

常時荷重名称 ： [門柱・胸壁 (常時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置(m)	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	0.00	993.71	77.85
2	左胸壁	0.900	-684.05	594.73	-612.90
3	右胸壁	22.400	623.58	464.14	362.28

(2) 地震時 荷重総ケース数 [1]

地震時荷重1ケース

地震時時荷重名称 ： [門柱・胸壁 (地震時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置(m)	X軸方向集中荷重(kN)	Y軸方向集中荷重(kN)	モーメント荷重(kN・m)
1	門柱	22.850	188.64	943.20	-1087.04
2	左胸壁	0.900	-333.17	739.13	-1301.18
3	右胸壁	22.400	529.61	590.11	796.83

3.3.4 検討ケース

(1)常時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称　：[]

組合せ荷重

No	荷重種別	荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重（常時)	1.0000
2	固定荷重データ2	水重（常時)	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下（常時)	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位（常時)	1.0000
5	連動荷重(常時)1	門柱・胸壁（常時)1	1.0000

(2)地震時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称　：[]

組合せ荷重

No	荷重種別	荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重（地震時)	1.0000
2	固定荷重データ2	水重（地震時)	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下（地震時)	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位（地震時)	1.0000
5	連動荷重(地震時)1	門柱・胸壁（地震時)1	1.0000

3.4 FRAME荷重

3.4.1 函体自重（常時)

荷重 番号	開始 部材 番号	終了 部材 番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの 距離 (m)	j端からの 距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	10	-174.20	-174.20	0.000	0.000	4.500
14	11	40	-147.98	-147.98	0.000	0.000	15.000
14	41	51	-209.47	-209.47	0.000	0.000	4.500

14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

荷重 番号	格点 番号	X方向荷重 (kN)	Y方向荷重 (kN)	モーメント荷重 (kN.m)
51	26	0.00	-153.13	0.00

51:格点集中荷重

3.4.2 水重 (常時)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	10	-60.86	-60.86	0.000	0.000	4.500
14	11	40	-60.86	-60.86	0.000	0.000	15.000
14	41	51	-60.86	-60.86	0.000	0.000	4.500

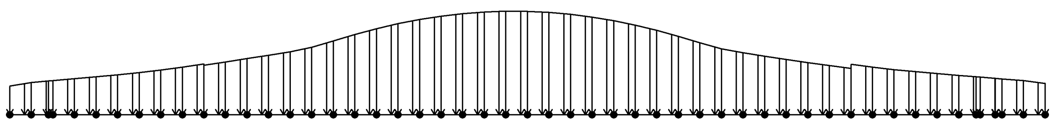
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

3.4.3 地盤変位-沈下（常時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	0	-813.42	-914.32	0.000	0.000	0.500
14	2	0	-914.32	-958.45	0.000	0.000	0.400
14	3	0	-958.45	-969.44	0.000	0.000	0.100
14	4	0	-969.44	-1024.39	0.000	0.000	0.500
14	5	0	-1024.39	-1080.06	0.000	0.000	0.500
14	6	0	-1080.06	-1137.59	0.000	0.000	0.500
14	7	0	-1137.59	-1197.94	0.000	0.000	0.500
14	8	0	-1197.94	-1271.66	0.000	0.000	0.500
14	9	0	-1271.66	-1356.52	0.000	0.000	0.500
14	10	0	-1356.52	-1445.41	0.000	0.000	0.500
14	11	0	-1411.19	-1501.20	0.000	0.000	0.500
14	12	0	-1501.20	-1594.06	0.000	0.000	0.500
14	13	0	-1594.06	-1690.20	0.000	0.000	0.500
14	14	0	-1690.20	-1792.42	0.000	0.000	0.500
14	15	0	-1792.42	-1914.98	0.000	0.000	0.500
14	16	0	-1914.98	-2102.14	0.000	0.000	0.500
14	17	0	-2102.14	-2284.02	0.000	0.000	0.500
14	18	0	-2284.02	-2445.20	0.000	0.000	0.500
14	19	0	-2445.20	-2585.61	0.000	0.000	0.500
14	20	0	-2585.61	-2704.33	0.000	0.000	0.500
14	21	0	-2704.33	-2800.19	0.000	0.000	0.500
14	22	0	-2800.19	-2872.03	0.000	0.000	0.500
14	23	0	-2872.03	-2918.94	0.000	0.000	0.500
14	24	0	-2918.94	-2940.34	0.000	0.000	0.500
14	25	0	-2940.34	-2936.00	0.000	0.000	0.500
14	26	0	-2936.00	-2905.98	0.000	0.000	0.500
14	27	0	-2905.98	-2850.69	0.000	0.000	0.500
14	28	0	-2850.69	-2770.90	0.000	0.000	0.500
14	29	0	-2770.90	-2667.65	0.000	0.000	0.500
14	30	0	-2667.65	-2542.18	0.000	0.000	0.500
14	31	0	-2542.18	-2395.65	0.000	0.000	0.500
14	32	0	-2395.65	-2228.81	0.000	0.000	0.500
14	33	0	-2228.81	-2041.05	0.000	0.000	0.500
14	34	0	-2041.05	-1872.79	0.000	0.000	0.500
14	35	0	-1872.79	-1761.32	0.000	0.000	0.500
14	36	0	-1761.32	-1663.71	0.000	0.000	0.500
14	37	0	-1663.71	-1570.78	0.000	0.000	0.500
14	38	0	-1570.78	-1481.10	0.000	0.000	0.500

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	39	0	-1481.10	-1394.75	0.000	0.000	0.500
14	40	0	-1394.75	-1312.44	0.000	0.000	0.500
14	41	0	-1434.87	-1350.27	0.000	0.000	0.500
14	42	0	-1350.27	-1281.46	0.000	0.000	0.500
14	43	0	-1281.46	-1223.26	0.000	0.000	0.500
14	44	0	-1223.26	-1168.84	0.000	0.000	0.500
14	45	0	-1168.84	-1117.22	0.000	0.000	0.500
14	46	0	-1117.22	-1077.20	0.000	0.000	0.400
14	47	0	-1077.20	-1067.30	0.000	0.000	0.100
14	48	0	-1067.30	-1032.83	0.000	0.000	0.350
14	49	0	-1032.83	-1018.09	0.000	0.000	0.150
14	50	0	-1018.09	-968.94	0.000	0.000	0.500
14	51	0	-968.94	-887.44	0.000	0.000	0.500

14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

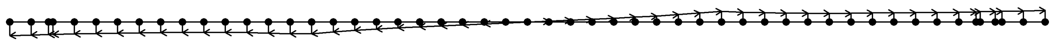


3.4.4 地盤変位-側方変位（常時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	1	0	-387.90	-368.34	0.000	0.000	0.500
13	2	0	-368.34	-354.90	0.000	0.000	0.400
13	3	0	-354.90	-351.81	0.000	0.000	0.100
13	4	0	-351.81	-337.84	0.000	0.000	0.500
13	5	0	-337.84	-326.09	0.000	0.000	0.500
13	6	0	-326.09	-316.36	0.000	0.000	0.500
13	7	0	-316.36	-308.59	0.000	0.000	0.500
13	8	0	-308.59	-302.85	0.000	0.000	0.500
13	9	0	-302.85	-299.34	0.000	0.000	0.500
13	10	0	-299.34	-298.44	0.000	0.000	0.500
13	11	0	-295.37	-297.67	0.000	0.000	0.500
13	12	0	-297.67	-304.12	0.000	0.000	0.500
13	13	0	-304.12	-316.15	0.000	0.000	0.500
13	14	0	-316.15	-335.59	0.000	0.000	0.500
13	15	0	-335.59	-332.02	0.000	0.000	0.500
13	16	0	-332.02	-280.77	0.000	0.000	0.500
13	17	0	-280.77	-237.27	0.000	0.000	0.500
13	18	0	-237.27	-199.54	0.000	0.000	0.500
13	19	0	-199.54	-165.88	0.000	0.000	0.500
13	20	0	-165.88	-135.07	0.000	0.000	0.500
13	21	0	-135.07	-106.23	0.000	0.000	0.500
13	22	0	-106.23	-78.73	0.000	0.000	0.500
13	23	0	-78.73	-52.11	0.000	0.000	0.500
13	24	0	-52.11	-25.97	0.000	0.000	0.500
13	25	0	-25.97	0.03	0.000	0.000	0.500
13	26	0	0.03	26.24	0.000	0.000	0.500
13	27	0	26.24	53.00	0.000	0.000	0.500
13	28	0	53.00	80.74	0.000	0.000	0.500
13	29	0	80.74	109.98	0.000	0.000	0.500
13	30	0	109.98	141.42	0.000	0.000	0.500
13	31	0	141.42	176.06	0.000	0.000	0.500
13	32	0	176.06	215.31	0.000	0.000	0.500
13	33	0	215.31	261.01	0.000	0.000	0.500
13	34	0	261.01	311.51	0.000	0.000	0.500
13	35	0	311.51	285.93	0.000	0.000	0.500
13	36	0	285.93	268.67	0.000	0.000	0.500
13	37	0	268.67	257.92	0.000	0.000	0.500
13	38	0	257.92	251.94	0.000	0.000	0.500

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	39	0	251.94	249.50	0.000	0.000	0.500
13	40	0	249.50	249.75	0.000	0.000	0.500
13	41	0	256.40	258.85	0.000	0.000	0.500
13	42	0	258.85	263.16	0.000	0.000	0.500
13	43	0	263.16	269.09	0.000	0.000	0.500
13	44	0	269.09	276.54	0.000	0.000	0.500
13	45	0	276.54	285.47	0.000	0.000	0.500
13	46	0	285.47	293.71	0.000	0.000	0.400
13	47	0	293.71	295.93	0.000	0.000	0.100
13	48	0	295.93	304.24	0.000	0.000	0.350
13	49	0	304.24	308.06	0.000	0.000	0.150
13	50	0	308.06	322.11	0.000	0.000	0.500
13	51	0	322.11	338.47	0.000	0.000	0.500

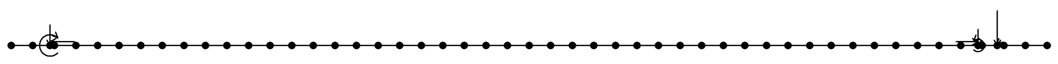
13:部材分布荷重(全体座標X方向)



3.4.5 門柱・胸壁 (常時)1

荷重番号	格点番号	X方向荷重(kN)	Y方向荷重(kN)	モーメント荷重(kN.m)
51	3	-684.05	-594.73	-612.90
51	47	623.58	-464.14	362.28
51	49	0.00	-993.71	77.85

51:格点集中荷重



3.4.6 函体自重（地震時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	10	-174.20	-174.20	0.000	0.000	4.500
14	11	40	-147.98	-147.98	0.000	0.000	15.000
14	41	51	-209.47	-209.47	0.000	0.000	4.500

14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

荷重番号	格点番号	X方向荷重 (kN)	Y方向荷重 (kN)	モーメント荷重 (kN.m)
51	26	0.00	-153.13	0.00

51:格点集中荷重

3.4.7 水重（地震時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	10	-60.86	-60.86	0.000	0.000	4.500
14	11	40	-60.86	-60.86	0.000	0.000	15.000
14	41	51	-60.86	-60.86	0.000	0.000	4.500

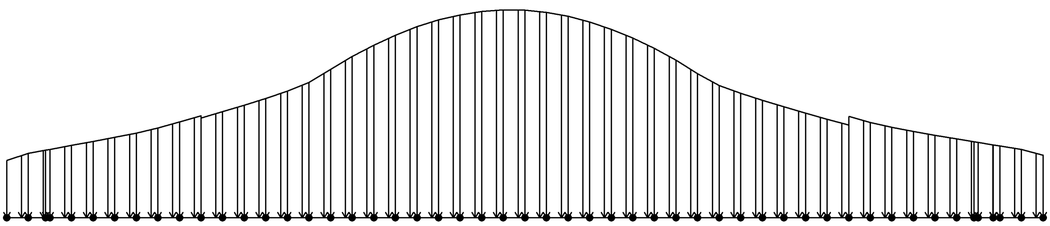
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

3.4.8 地盤変位-沈下（地震時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	0	-1626.85	-1828.63	0.000	0.000	0.500
14	2	0	-1828.63	-1916.90	0.000	0.000	0.400
14	3	0	-1916.90	-1938.88	0.000	0.000	0.100
14	4	0	-1938.88	-2048.77	0.000	0.000	0.500
14	5	0	-2048.77	-2160.12	0.000	0.000	0.500
14	6	0	-2160.12	-2275.18	0.000	0.000	0.500
14	7	0	-2275.18	-2395.89	0.000	0.000	0.500
14	8	0	-2395.89	-2543.32	0.000	0.000	0.500
14	9	0	-2543.32	-2713.03	0.000	0.000	0.500
14	10	0	-2713.03	-2890.81	0.000	0.000	0.500
14	11	0	-2822.38	-3002.41	0.000	0.000	0.500
14	12	0	-3002.41	-3188.11	0.000	0.000	0.500
14	13	0	-3188.11	-3380.40	0.000	0.000	0.500
14	14	0	-3380.40	-3584.84	0.000	0.000	0.500
14	15	0	-3584.84	-3829.97	0.000	0.000	0.500
14	16	0	-3829.97	-4204.28	0.000	0.000	0.500
14	17	0	-4204.28	-4568.04	0.000	0.000	0.500
14	18	0	-4568.04	-4890.40	0.000	0.000	0.500
14	19	0	-4890.40	-5171.22	0.000	0.000	0.500
14	20	0	-5171.22	-5408.67	0.000	0.000	0.500
14	21	0	-5408.67	-5600.37	0.000	0.000	0.500
14	22	0	-5600.37	-5744.05	0.000	0.000	0.500
14	23	0	-5744.05	-5837.88	0.000	0.000	0.500
14	24	0	-5837.88	-5880.68	0.000	0.000	0.500
14	25	0	-5880.68	-5871.99	0.000	0.000	0.500
14	26	0	-5871.99	-5811.96	0.000	0.000	0.500
14	27	0	-5811.96	-5701.39	0.000	0.000	0.500
14	28	0	-5701.39	-5541.80	0.000	0.000	0.500
14	29	0	-5541.80	-5335.30	0.000	0.000	0.500
14	30	0	-5335.30	-5084.35	0.000	0.000	0.500
14	31	0	-5084.35	-4791.30	0.000	0.000	0.500
14	32	0	-4791.30	-4457.62	0.000	0.000	0.500
14	33	0	-4457.62	-4082.09	0.000	0.000	0.500
14	34	0	-4082.09	-3745.59	0.000	0.000	0.500
14	35	0	-3745.59	-3522.65	0.000	0.000	0.500
14	36	0	-3522.65	-3327.42	0.000	0.000	0.500
14	37	0	-3327.42	-3141.56	0.000	0.000	0.500
14	38	0	-3141.56	-2962.20	0.000	0.000	0.500

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	39	0	-2962.20	-2789.49	0.000	0.000	0.500
14	40	0	-2789.49	-2624.88	0.000	0.000	0.500
14	41	0	-2869.73	-2700.55	0.000	0.000	0.500
14	42	0	-2700.55	-2562.91	0.000	0.000	0.500
14	43	0	-2562.91	-2446.52	0.000	0.000	0.500
14	44	0	-2446.52	-2337.68	0.000	0.000	0.500
14	45	0	-2337.68	-2234.44	0.000	0.000	0.500
14	46	0	-2234.44	-2154.39	0.000	0.000	0.400
14	47	0	-2154.39	-2134.59	0.000	0.000	0.100
14	48	0	-2134.59	-2065.65	0.000	0.000	0.350
14	49	0	-2065.65	-2036.19	0.000	0.000	0.150
14	50	0	-2036.19	-1937.88	0.000	0.000	0.500
14	51	0	-1937.88	-1774.88	0.000	0.000	0.500

14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

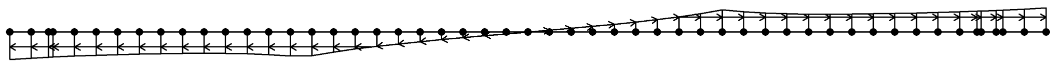


3.4.9 地盤変位-側方変位（地震時）

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	1	0	-775.80	-736.68	0.000	0.000	0.500
13	2	0	-736.68	-709.80	0.000	0.000	0.400
13	3	0	-709.80	-703.63	0.000	0.000	0.100
13	4	0	-703.63	-675.69	0.000	0.000	0.500
13	5	0	-675.69	-652.18	0.000	0.000	0.500
13	6	0	-652.18	-632.71	0.000	0.000	0.500
13	7	0	-632.71	-617.18	0.000	0.000	0.500
13	8	0	-617.18	-605.70	0.000	0.000	0.500
13	9	0	-605.70	-598.69	0.000	0.000	0.500
13	10	0	-598.69	-596.89	0.000	0.000	0.500
13	11	0	-590.74	-595.34	0.000	0.000	0.500
13	12	0	-595.34	-608.24	0.000	0.000	0.500
13	13	0	-608.24	-632.31	0.000	0.000	0.500
13	14	0	-632.31	-671.17	0.000	0.000	0.500
13	15	0	-671.17	-664.04	0.000	0.000	0.500
13	16	0	-664.04	-561.54	0.000	0.000	0.500
13	17	0	-561.54	-474.54	0.000	0.000	0.500
13	18	0	-474.54	-399.09	0.000	0.000	0.500
13	19	0	-399.09	-331.77	0.000	0.000	0.500
13	20	0	-331.77	-270.14	0.000	0.000	0.500
13	21	0	-270.14	-212.45	0.000	0.000	0.500
13	22	0	-212.45	-157.46	0.000	0.000	0.500
13	23	0	-157.46	-104.22	0.000	0.000	0.500
13	24	0	-104.22	-51.94	0.000	0.000	0.500
13	25	0	-51.94	0.07	0.000	0.000	0.500
13	26	0	0.07	52.48	0.000	0.000	0.500
13	27	0	52.48	106.00	0.000	0.000	0.500
13	28	0	106.00	161.48	0.000	0.000	0.500
13	29	0	161.48	219.95	0.000	0.000	0.500
13	30	0	219.95	282.84	0.000	0.000	0.500
13	31	0	282.84	352.12	0.000	0.000	0.500
13	32	0	352.12	430.61	0.000	0.000	0.500
13	33	0	430.61	522.02	0.000	0.000	0.500
13	34	0	522.02	623.03	0.000	0.000	0.500
13	35	0	623.03	571.86	0.000	0.000	0.500
13	36	0	571.86	537.34	0.000	0.000	0.500
13	37	0	537.34	515.83	0.000	0.000	0.500
13	38	0	515.83	503.89	0.000	0.000	0.500

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	39	0	503.89	499.00	0.000	0.000	0.500
13	40	0	499.00	499.50	0.000	0.000	0.500
13	41	0	512.79	517.71	0.000	0.000	0.500
13	42	0	517.71	526.32	0.000	0.000	0.500
13	43	0	526.32	538.19	0.000	0.000	0.500
13	44	0	538.19	553.08	0.000	0.000	0.500
13	45	0	553.08	570.94	0.000	0.000	0.500
13	46	0	570.94	587.43	0.000	0.000	0.400
13	47	0	587.43	591.87	0.000	0.000	0.100
13	48	0	591.87	608.47	0.000	0.000	0.350
13	49	0	608.47	616.13	0.000	0.000	0.150
13	50	0	616.13	644.23	0.000	0.000	0.500
13	51	0	644.23	676.95	0.000	0.000	0.500

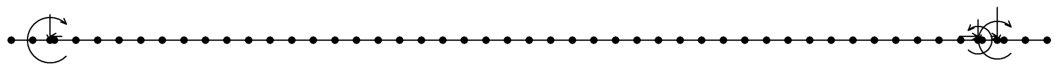
13:部材分布荷重(全体座標X方向)



3.4.10 門柱・胸壁 (地震時)1

荷重番号	格点番号	X方向荷重 (kN)	Y方向荷重 (kN)	モーメント荷重 (kN.m)
51	3	-333.17	-739.13	-1301.18
51	47	529.61	-590.11	796.83
51	49	188.64	-943.20	-1087.04

51:格点集中荷重



3.5 変位・相対変位・バネ反力

3.5.1 常時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

鉛直方向変位
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	相対	許容	判定	
1	0.000	64.109	26.923	37.186	37.000	×	1123.511
2	0.500	64.363	30.262	34.101	37.000	○	1030.295
3	0.900	64.566	31.723	32.843	37.000	○	992.302
4	1.000	64.617	32.087	32.530	37.000	○	982.848
5	1.500	64.870	33.905	30.965	37.000	○	935.554
6	2.000	65.123	35.748	29.375	37.000	○	887.500
7	2.500	65.374	37.652	27.721	37.000	○	837.552
8	3.000	65.623	39.650	25.973	37.000	○	784.721
9	3.500	65.869	42.090	23.779	37.000	○	718.450
10	4.000	66.112	44.898	21.214	37.000	○	640.946
11	4.500	66.352	47.840	18.511	37.000	○	559.285
11	4.500	66.352	47.840	18.511	35.000	○	546.045
12	5.000	66.585	50.892	15.693	35.000	○	462.924
13	5.500	66.812	54.040	12.772	35.000	○	376.753
14	6.000	67.030	57.299	9.731	35.000	○	287.041
15	6.500	67.238	60.764	6.474	35.000	○	190.962
16	7.000	67.435	64.919	2.516	35.000	○	74.212
17	7.500	67.620	71.264	-3.644	-50.000	○	-107.499
18	8.000	67.791	77.430	-9.639	-50.000	○	-284.340
19	8.500	67.946	82.894	-14.948	-50.000	○	-440.922
20	9.000	68.086	87.654	-19.568	-50.000	○	-577.212
21	9.500	68.209	91.679	-23.470	-50.000	○	-692.314
22	10.000	68.314	94.928	-26.614	-50.000	○	-785.066
23	10.500	68.401	97.364	-28.963	-50.000	○	-854.342
24	11.000	68.470	98.954	-30.485	-50.000	○	-899.229
25	11.500	68.520	99.680	-31.160	-50.000	○	-919.145
26	12.000	68.553	99.532	-30.980	-50.000	○	-913.839
27	12.500	68.568	98.515	-29.947	-50.000	○	-883.376
28	13.000	68.566	96.641	-28.075	-50.000	○	-828.157
29	13.500	68.546	93.936	-25.390	-50.000	○	-748.944
30	14.000	68.509	90.435	-21.926	-50.000	○	-646.782

番号	距離 X(m)	鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	相対	許容	判定	
31	14.500	68.455	86.182	-17.726	-50.000	○	-522.893
32	15.000	68.386	81.214	-12.829	-50.000	○	-378.416
33	15.500	68.301	75.558	-7.257	-50.000	○	-214.068
34	16.000	68.203	69.193	-0.990	-50.000	○	-29.206
35	16.500	68.092	63.489	4.603	35.000	○	135.773
36	17.000	67.970	59.710	8.259	35.000	○	243.633
37	17.500	67.837	56.401	11.436	35.000	○	337.339
38	18.000	67.696	53.251	14.445	35.000	○	426.109
39	18.500	67.547	50.210	17.337	35.000	○	511.404
40	19.000	67.392	47.283	20.109	35.000	○	593.184
41	19.500	67.232	44.493	22.740	35.000	○	670.768
41	19.500	67.232	44.493	22.740	41.000	○	733.339
42	20.000	67.068	41.870	25.199	41.000	○	812.650
43	20.500	66.902	39.736	27.167	41.000	○	876.109
44	21.000	66.734	37.931	28.803	41.000	○	928.890
45	21.500	66.565	36.244	30.321	41.000	○	977.847
46	22.000	66.395	34.643	31.751	41.000	○	1023.969
47	22.400	66.258	33.402	32.856	41.000	○	1059.575
48	22.500	66.223	33.095	33.128	41.000	○	1068.368
49	22.850	66.103	32.026	34.077	41.000	○	1098.956
50	23.000	66.051	31.569	34.482	41.000	○	1112.023
51	23.500	65.879	30.045	35.834	41.000	○	1155.615
52	24.000	65.706	27.518	38.188	41.000	○	1231.551

軸方向変位

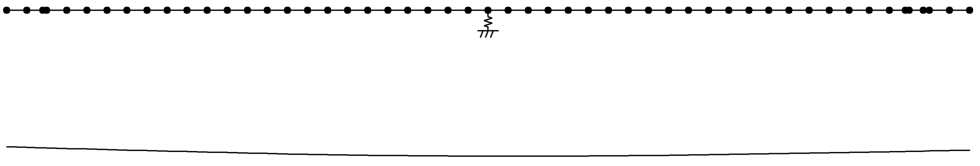
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
1	0.000	-0.546	-9.771	-21.684
2	0.500	-0.546	-9.278	-21.674
3	0.900	-0.545	-8.940	-21.652
4	1.000	-0.545	-8.862	-21.629
5	1.500	-0.542	-8.510	-21.505
6	2.000	-0.538	-8.214	-21.363
7	2.500	-0.534	-7.969	-21.204
8	3.000	-0.530	-7.773	-21.029
9	3.500	-0.525	-7.628	-20.837

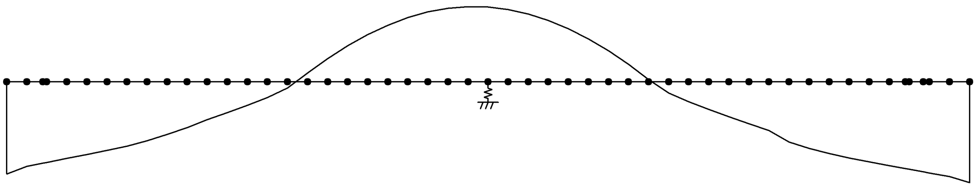
番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
10	4.000	-0.520	-7.540	-20.630
11	4.500	-0.514	-7.517	-20.407
11	4.500	-0.514	-7.517	-20.197
12	5.000	-0.507	-7.576	-19.919
13	5.500	-0.499	-7.740	-19.623
14	6.000	-0.491	-8.046	-19.309
15	6.500	-0.483	-8.541	-18.975
16	7.000	-0.474	-8.450	-18.621
17	7.500	-0.464	-7.146	-18.247
18	8.000	-0.454	-6.039	-17.856
19	8.500	-0.444	-5.079	-17.450
20	9.000	-0.433	-4.222	-17.033
21	9.500	-0.423	-3.438	-16.606
22	10.000	-0.412	-2.704	-16.171
23	10.500	-0.400	-2.004	-15.730
24	11.000	-0.389	-1.326	-15.285
25	11.500	-0.378	-0.661	-14.838
26	12.000	-0.366	0.001	-14.390
27	12.500	-0.355	0.668	-13.943
28	13.000	-0.344	1.349	-13.499
29	13.500	-0.332	2.055	-13.058
30	14.000	-0.321	2.799	-12.624
31	14.500	-0.310	3.599	-12.199
32	15.000	-0.300	4.481	-11.783
33	15.500	-0.290	5.480	-11.379
34	16.000	-0.280	6.643	-10.990
35	16.500	-0.270	7.928	-10.619
36	17.000	-0.261	7.277	-10.268
37	17.500	-0.253	6.838	-9.937
38	18.000	-0.245	6.564	-9.623
39	18.500	-0.237	6.412	-9.327
40	19.000	-0.230	6.350	-9.048
41	19.500	-0.224	6.356	-8.786
41	19.500	-0.224	6.356	-9.020
42	20.000	-0.219	6.417	-8.842
43	20.500	-0.215	6.524	-8.677
44	21.000	-0.211	6.671	-8.525
45	21.500	-0.208	6.856	-8.386

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
46	22.000	-0.205	7.077	-8.260
47	22.400	-0.203	7.281	-8.170
48	22.500	-0.202	7.337	-8.160
49	22.850	-0.202	7.542	-8.132
50	23.000	-0.201	7.637	-8.122
51	23.500	-0.201	7.986	-8.098
52	24.000	-0.201	8.391	-8.090

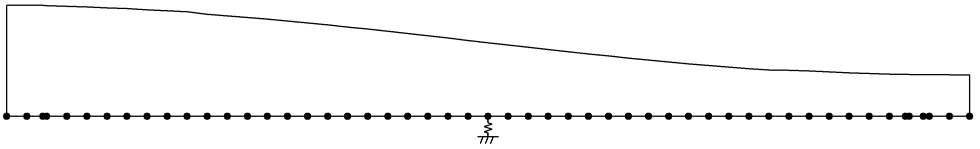
変位図



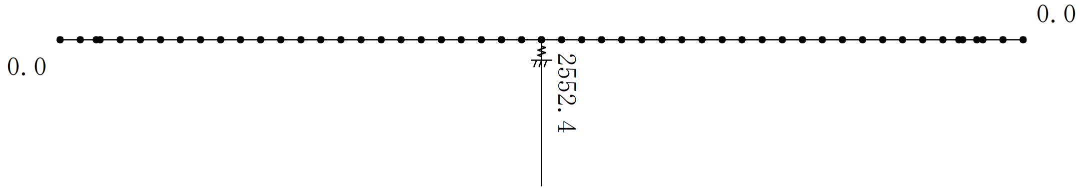
地盤バネ反力図



地盤バネ反力図(函軸方向)



反力図



3.5.2 地震時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

鉛直方向変位
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	相対	許容	判定	
1	0.000	59.321	26.923	32.398	37.000	○	1957.672
2	0.500	59.807	30.262	29.545	37.000	○	1785.267
3	0.900	60.196	31.723	28.473	37.000	○	1720.499
4	1.000	60.293	32.087	28.206	37.000	○	1704.394
5	1.500	60.777	33.905	26.872	37.000	○	1623.779
6	2.000	61.260	35.748	25.512	37.000	○	1541.565
7	2.500	61.739	37.652	24.086	37.000	○	1455.453
8	3.000	62.213	39.650	22.563	37.000	○	1363.422
9	3.500	62.682	42.090	20.592	37.000	○	1244.314
10	4.000	63.143	44.898	18.245	37.000	○	1102.483
11	4.500	63.595	47.840	15.755	37.000	○	952.021
11	4.500	63.595	47.840	15.755	35.000	○	929.483
12	5.000	64.035	50.892	13.143	35.000	○	775.381
13	5.500	64.458	54.040	10.418	35.000	○	614.637
14	6.000	64.862	57.299	7.563	35.000	○	446.177
15	6.500	65.244	60.764	4.479	35.000	○	264.256
16	7.000	65.600	64.919	0.681	35.000	○	40.166
17	7.500	65.929	71.264	-5.336	-50.000	○	-314.773
18	8.000	66.226	77.430	-11.204	-50.000	○	-660.996
19	8.500	66.489	82.894	-16.405	-50.000	○	-967.822
20	9.000	66.716	87.654	-20.938	-50.000	○	-1235.273
21	9.500	66.904	91.679	-24.775	-50.000	○	-1461.640
22	10.000	67.051	94.928	-27.878	-50.000	○	-1644.669
23	10.500	67.155	97.364	-30.208	-50.000	○	-1782.166
24	11.000	67.217	98.954	-31.737	-50.000	○	-1872.353
25	11.500	67.235	99.680	-32.445	-50.000	○	-1914.092
26	12.000	67.210	99.532	-32.323	-50.000	○	-1906.901
27	12.500	67.141	98.515	-31.374	-50.000	○	-1850.906
28	13.000	67.030	96.641	-29.611	-50.000	○	-1746.894
29	13.500	66.877	93.936	-27.059	-50.000	○	-1596.355
30	14.000	66.682	90.435	-23.753	-50.000	○	-1401.331
31	14.500	66.448	86.182	-19.734	-50.000	○	-1164.206
32	15.000	66.176	81.214	-15.038	-50.000	○	-887.188

番号	距離 X(m)	鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	相対	許容	判定	
33	15.500	65.869	75.558	-9.689	-50.000	○	-571.624
34	16.000	65.529	69.193	-3.664	-50.000	○	-216.140
35	16.500	65.160	63.489	1.671	35.000	○	98.568
36	17.000	64.764	59.710	5.053	35.000	○	298.124
37	17.500	64.343	56.401	7.942	35.000	○	468.561
38	18.000	63.902	53.251	10.652	35.000	○	628.413
39	18.500	63.443	50.210	13.233	35.000	○	780.700
40	19.000	62.969	47.283	15.686	35.000	○	925.434
41	19.500	62.483	44.493	17.990	35.000	○	1061.346
41	19.500	62.483	44.493	17.990	41.000	○	1160.350
42	20.000	61.988	41.870	20.118	41.000	○	1297.587
43	20.500	61.487	39.736	21.751	41.000	○	1402.903
44	21.000	60.981	37.931	23.050	41.000	○	1486.705
45	21.500	60.473	36.244	24.229	41.000	○	1562.750
46	22.000	59.962	34.643	25.319	41.000	○	1633.057
47	22.400	59.553	33.402	26.151	41.000	○	1686.696
48	22.500	59.450	33.095	26.355	41.000	○	1699.887
49	22.850	59.092	32.026	27.065	41.000	○	1745.690
50	23.000	58.938	31.569	27.368	41.000	○	1765.238
51	23.500	58.425	30.045	28.380	41.000	○	1830.460
52	24.000	57.912	27.518	30.394	41.000	○	1960.363

軸方向変位

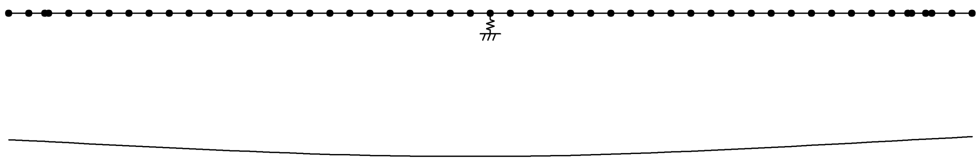
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
1	0.000	-0.395	-9.771	-31.352
2	0.500	-0.394	-9.278	-31.312
3	0.900	-0.393	-8.940	-31.222
4	1.000	-0.393	-8.862	-31.177
5	1.500	-0.389	-8.510	-30.908
6	2.000	-0.385	-8.214	-30.566
7	2.500	-0.380	-7.969	-30.155
8	3.000	-0.374	-7.773	-29.677
9	3.500	-0.367	-7.628	-29.133
10	4.000	-0.359	-7.540	-28.525
11	4.500	-0.351	-7.517	-27.853

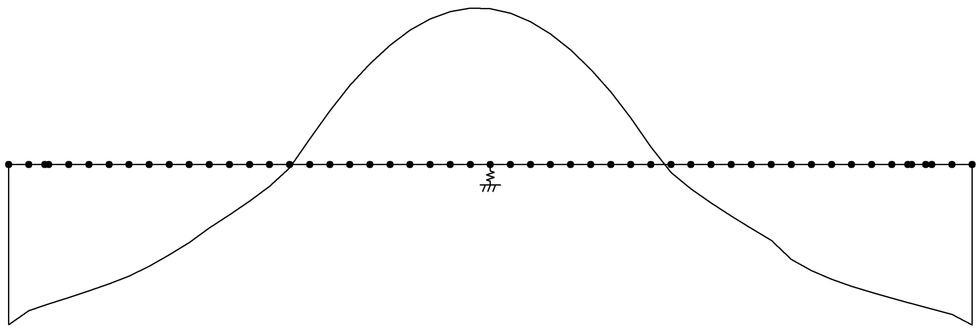
番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
11	4.500	-0.351	-7.517	-27.566
12	5.000	-0.340	-7.576	-26.709
13	5.500	-0.328	-7.740	-25.778
14	6.000	-0.315	-8.046	-24.771
15	6.500	-0.301	-8.541	-23.684
16	7.000	-0.287	-8.450	-22.515
17	7.500	-0.271	-7.146	-21.264
18	8.000	-0.254	-6.039	-19.942
19	8.500	-0.236	-5.079	-18.561
20	9.000	-0.218	-4.222	-17.130
21	9.500	-0.199	-3.438	-15.658
22	10.000	-0.180	-2.704	-14.153
23	10.500	-0.161	-2.004	-12.622
24	11.000	-0.141	-1.326	-11.072
25	11.500	-0.121	-0.661	-9.510
26	12.000	-0.101	0.001	-7.943
27	12.500	-0.081	0.668	-6.376
28	13.000	-0.061	1.349	-4.818
29	13.500	-0.042	2.055	-3.273
30	14.000	-0.022	2.799	-1.751
31	14.500	-0.003	3.599	-0.257
32	15.000	0.015	4.481	1.200
33	15.500	0.033	5.480	2.611
34	16.000	0.050	6.643	3.966
35	16.500	0.067	7.928	5.253
36	17.000	0.082	7.277	6.464
37	17.500	0.097	6.838	7.600
38	18.000	0.110	6.564	8.667
39	18.500	0.123	6.412	9.668
40	19.000	0.135	6.350	10.605
41	19.500	0.146	6.356	11.478
41	19.500	0.146	6.356	11.783
42	20.000	0.153	6.417	12.370
43	20.500	0.160	6.524	12.908
44	21.000	0.166	6.671	13.399
45	21.500	0.172	6.856	13.839
46	22.000	0.176	7.077	14.229
47	22.400	0.180	7.281	14.503

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		地盤バネ反力 R_h(kN/m)
		函体	地盤	
48	22.500	0.180	7.337	14.546
49	22.850	0.182	7.542	14.679
50	23.000	0.182	7.637	14.718
51	23.500	0.184	7.986	14.808
52	24.000	0.184	8.391	14.839

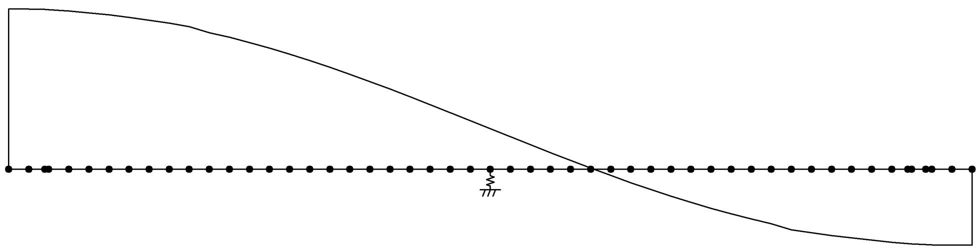
変位図



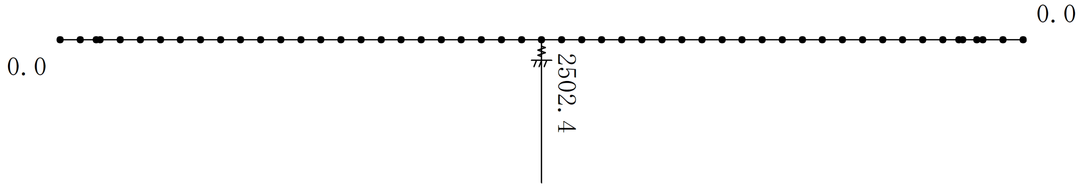
地盤バネ反力図



地盤バネ反力図(函軸方向)



反力図



3.6 断面力

3.6.1 常時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

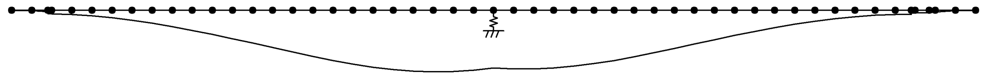
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X (m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN.m)
1	0.000	-0.004	0.000	0.000
2	0.500	178.222	420.925	107.173
3	0.900	314.204	731.423	338.149
4	0.900	998.247	136.693	951.049
5	1.000	1031.426	211.945	968.489
6	1.500	1193.056	574.020	1165.965
7	2.000	1348.322	912.259	1538.536
8	2.500	1498.291	1225.997	2074.140
9	3.000	1643.968	1514.042	2760.250
10	3.500	1786.361	1772.312	3583.219
11	4.000	1926.543	1994.639	4526.571
12	4.500	2065.730	2177.176	5571.226
13	5.000	2203.960	2325.007	6698.503
14	5.500	2344.522	2430.517	7889.179
15	6.000	2489.857	2492.058	9121.692
16	6.500	2643.221	2507.152	10373.496
17	7.000	2800.723	2469.041	11619.977
18	7.500	2944.703	2356.316	12830.102
19	8.000	3065.187	2153.955	13961.353
20	8.500	3165.563	1868.240	14970.164
21	9.000	3248.298	1509.307	15817.390
22	9.500	3315.126	1087.528	16468.997
23	10.000	3367.255	613.786	16896.258
24	10.500	3405.518	99.538	17076.032
25	11.000	3430.474	-443.252	16991.039
26	11.500	3442.463	-1002.242	16630.080
27	12.000	3441.640	-1564.885	15988.188
28	12.000	3441.640	834.374	15988.188
29	12.500	3427.988	280.672	16266.315
30	13.000	3401.317	-251.608	16272.430
31	13.500	3361.243	-750.281	16020.308
32	14.000	3307.143	-1203.611	15529.706
33	14.500	3238.088	-1600.429	14826.115
34	15.000	3152.722	-1930.156	13940.459

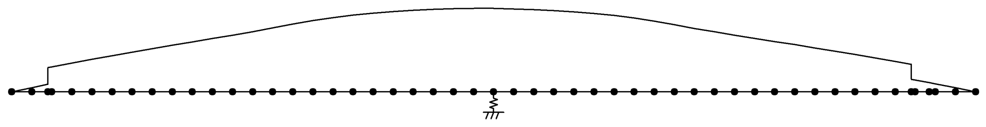
番号	距離 X (m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN.m)
35	15.500	3049.089	-2182.679	12908.827
36	16.000	2924.418	-2347.900	11772.331
37	16.500	2775.884	-2425.662	10575.504
38	17.000	2621.302	-2435.217	9358.037
39	17.500	2477.601	-2394.381	8148.686
40	18.000	2341.065	-2307.928	6971.259
41	18.500	2208.863	-2177.960	5848.010
42	19.000	2078.908	-2006.225	4800.260
43	19.500	1949.638	-1794.651	3848.425
44	20.000	1816.361	-1543.317	3012.280
45	20.500	1681.478	-1256.291	2311.057
46	21.000	1544.115	-940.205	1760.833
47	21.500	1403.478	-598.686	1375.090
48	22.000	1258.814	-233.397	1166.109
49	22.400	1139.690	75.179	1133.990
50	22.400	516.116	-388.961	771.710
51	22.500	485.812	-309.597	736.775
52	22.850	377.931	-24.932	677.920
53	22.850	377.937	-1018.642	600.070
54	23.000	330.789	-893.368	456.645
55	23.500	169.190	-461.625	116.988
56	24.000	-0.003	0.000	0.000

※軸力は引張を正、圧縮を負としています。

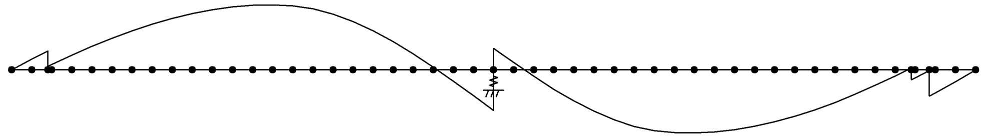
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



3.6.2 地震時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

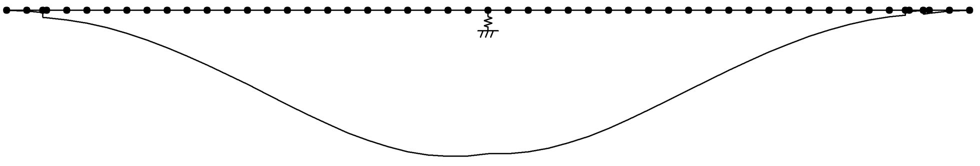
スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X (m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN.m)
1	0.000	-0.008	0.000	0.000
2	0.500	362.456	818.208	208.144
3	0.900	639.243	1425.341	657.717
4	0.900	972.399	686.211	1958.897
5	1.000	1039.965	833.950	2034.918
6	1.500	1369.270	1548.472	2632.203
7	2.000	1685.865	2222.288	3576.606
8	2.500	1991.904	2854.026	4847.478
9	3.000	2289.416	3441.230	6423.209
10	3.500	2580.431	3975.654	8279.911
11	4.000	2867.112	4444.848	10387.992
12	4.500	3151.909	4840.974	12712.581
13	5.000	3434.858	5162.808	15216.737
14	5.500	3722.630	5405.937	17862.271
15	6.000	4020.127	5566.772	20608.958
16	6.500	4333.880	5640.020	23414.445
17	7.000	4656.131	5611.772	26232.061
18	7.500	4951.578	5438.774	29002.091
19	8.000	5200.295	5090.493	31641.620
20	8.500	5409.073	4578.956	34065.373
21	9.000	5582.862	3923.856	36196.648
22	9.500	5725.139	3145.307	37968.654
23	10.000	5838.331	2264.413	39324.896
24	10.500	5924.114	1303.390	40219.711
25	11.000	5983.609	285.448	40618.799
26	11.500	6017.502	-765.475	40499.662
27	12.000	6026.106	-1825.036	39851.885
28	12.000	6026.106	524.226	39851.885
29	12.500	6009.389	-519.540	39851.890
30	13.000	5966.970	-1523.304	39339.012
31	13.500	5898.077	-2463.432	38339.192
32	14.000	5801.463	-3317.174	36889.978
33	14.500	5675.263	-4062.882	35040.025
34	15.000	5516.758	-4680.060	32848.519
35	15.500	5322.028	-5149.098	30384.656

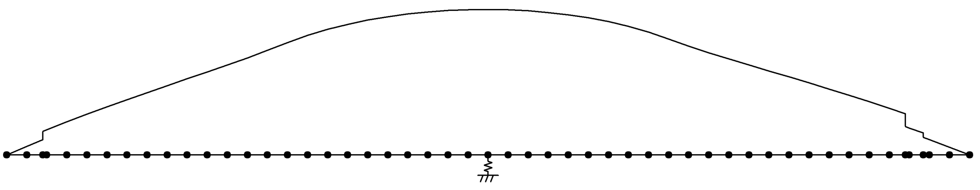
番号	距離 X (m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	モーメント M (kN.m)
36	16.000	5085.515	-5450.381	27727.382
37	16.500	4801.559	-5584.123	24962.200
38	17.000	4505.768	-5589.307	22164.685
39	17.500	4231.986	-5502.000	19388.308
40	18.000	3972.762	-5332.128	16676.447
41	18.500	3722.418	-5084.228	14069.185
42	19.000	3476.766	-4762.080	11604.593
43	19.500	3232.666	-4369.776	9318.798
44	20.000	2981.081	-3890.441	7250.885
45	20.500	2726.396	-3350.472	5438.462
46	21.000	2466.848	-2763.226	3908.291
47	21.500	2200.842	-2136.022	2681.895
48	22.000	1926.853	-1472.232	1778.366
49	22.400	1700.926	-916.413	1299.922
50	22.400	1171.328	-1506.523	503.092
51	22.500	1113.804	-1364.228	359.543
52	22.850	908.859	-855.868	-29.441
53	22.850	720.231	-1799.068	1057.599
54	23.000	630.579	-1576.298	804.410
55	23.500	322.873	-812.539	205.841
56	24.000	-0.007	0.000	0.000

※軸力は引張を正、圧縮を負としています。

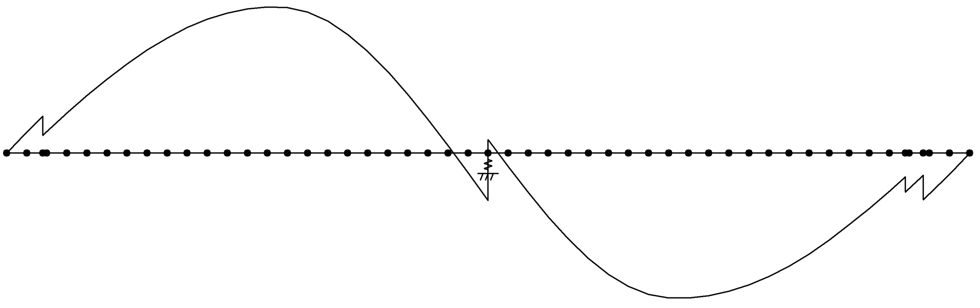
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



3.7 応力度

3.7.1 計算条件

曲げモーメントが作用する複鉄筋断面として計算する。

主鉄筋量に対してT形断面として中立軸位置を求め、応力度計算上の断面を決定する。

中立軸位置

$$x=\frac{n\cdot(As\cdot d+As'\cdot d')+B\cdot t^2/2}{n\cdot(As+As')+B\cdot t}$$

ここに、

x　：中立軸の位置（mm）

n　：函体の鉄筋コンクリートのヤング係数比 ＝ 15.0

As ：引張鉄筋量（mm²）

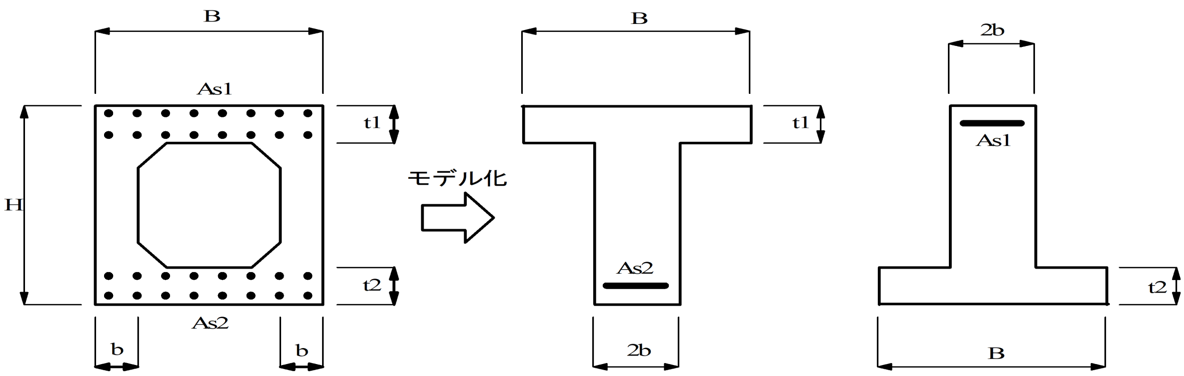
As'：圧縮鉄筋量（mm²）

d　：梁の有効高さ（mm）

d'　：コンクリート圧縮縁から圧縮鉄筋の鉄筋図心までの距離（mm）

B　：突縁(フランジ)幅（mm）

t　：突縁(フランジ)厚さ（mm）



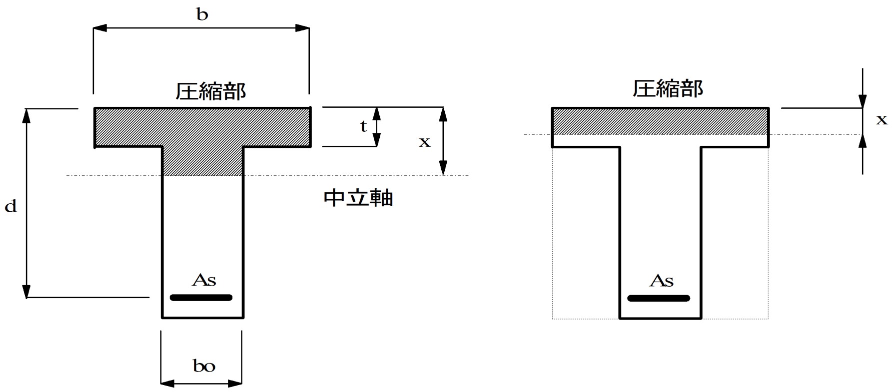
底版が引張り
（　下側引張）

頂版が引張り
（　上側引張）

中立軸の位置により、応力度計算上の断面は次のように計算する。

1)中立軸が壁(ウェブ)内にあるときは、T形断面とする。

2)中立軸が頂版または底版にあるときは、矩形断面とする。



T 形断面

矩形断面

底版引張時の計算条件

函体断面寸法

スパンーブロック	断面幅 B (m)	断面高 H (m)	ウェブ厚 2b(m)	突縁厚 t (m)	中立軸 x (m)	計算方法
1- 1	3.700	3.600	1.200	0.500	1.709	T形
1- 2	3.500	3.500	1.000	0.500	1.720	T形
1- 3	4.100	3.600	1.600	0.500	1.630	T形

函体配筋

スパンーブロック	断面幅 B (m)	断面高 H (m)	梁有効高 d (m)	引張鉄筋量 As(mm^2)	圧縮鉄筋位置 d' (m)	圧縮鉄筋量 As' (mm^2)
1- 1	3.700	3.600	3.346	54940.0	0.200	54940.0
1- 2	3.500	3.500	3.281	54940.0	0.200	54940.0
1- 3	4.100	3.600	3.346	54940.0	0.200	54940.0

頂版引張時の計算条件

函体断面寸法

スパン−ブロック	断面幅 B (m)	断面高 H (m)	ウェブ厚 2b(m)	突縁厚 t (m)	中立軸 x (m)	計算方法
1- 1	3.700	3.600	1.200	0.600	1.621	T形
1- 2	3.500	3.500	1.000	0.500	1.729	T形
1- 3	4.100	3.600	1.600	0.600	1.544	T形

函体配筋

スパン−ブロック	断面幅 B (m)	断面高 H (m)	梁有効高 d (m)	引張鉄筋量 As(mm^2)	圧縮鉄筋位置 d' (m)	圧縮鉄筋量 As' (mm^2)
1- 1	3.700	3.600	3.400	54940.0	0.254	54940.0
1- 2	3.500	3.500	3.300	54940.0	0.220	54940.0
1- 3	4.100	3.600	3.400	54940.0	0.254	54940.0

3.7.2 常時

検討ケース1 :

スパン1-ブロック1

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

項　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	3.700	3.700	3.700	3.700
断面全高	H	m	3.600	3.600	3.600	3.600
ウエブ幅	b	mm	1200.0	1200.0	1200.0	1200.0
曲げモーメント	M	kN.m	5571.226	0.000	5571.226	0.000
総鉄筋量	As	mm^2	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.935	----	0.935	----
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm^2	0.84	----	0.84	----
	σs	N/mm^2	34.15	----	34.15	----
	σs'	N/mm^2	-11.33	----	-11.33	----
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	180.00	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00

検討ケース1 :
スパン1-ブロック2

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.4085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.0915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.4085	18760.0
4	D41	27	3.3785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

項　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	3.500	3.500	3.500	3.500
断面全高	H	m	3.500	3.500	3.500	3.500
ウエブ幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	M	kN.m	17076.032	3848.425	16630.080	3848.425
総鉄筋量	As	mm^2	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.943	0.943	0.943	0.943
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm^2	2.73	0.62	2.66	0.62
	σs	N/mm^2	105.76	23.83	103.00	23.83
	σs'	N/mm^2	-37.00	-8.34	-36.03	-8.34
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	180.00	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00

検討ケース1 :
スパン1-ブロック3

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm²)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

項　　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	4.100	4.100	4.100	4.100
断面全高	H	m	3.600	3.600	3.600	3.600
ウエブ幅	b	mm	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0
曲げモーメント	M	kN.m	3848.425	0.000	3848.425	0.000
総鉄筋量	As	mm²	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.895	----	0.895	----
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm²	0.54	----	0.54	----
	σs	N/mm²	23.58	----	23.58	----
	σs'	N/mm²	-7.33	----	-7.33	----
許容値	σca	N/mm²	8.00	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm²	180.00	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm²	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00

3.7.3 地震時

検討ケース1 :

スパン1-ブロック1

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

項　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	3.700	3.700	3.700	3.700
断面全高	H	m	3.600	3.600	3.600	3.600
ウエブ幅	b	mm	1200.0	1200.0	1200.0	1200.0
曲げモーメント	M	kN.m	12712.581	0.000	12712.581	0.000
総鉄筋量	As	mm^2	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.935	----	0.935	----
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm^2	1.91	----	1.91	----
	σs	N/mm^2	77.93	----	77.93	----
	σs'	N/mm^2	-25.85	----	-25.85	----
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	-300.00	-300.00

検討ケース1 :
スパン1-ブロック2

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.4085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.0915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.4085	18760.0
4	D41	27	3.3785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

項　　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	3.500	3.500	3.500	3.500
断面全高	H	m	3.500	3.500	3.500	3.500
ウエブ幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	M	kN.m	40618.799	9318.798	39851.885	12712.581
総鉄筋量	As	mm^2	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.943	0.943	0.943	0.943
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm^2	6.50	1.49	6.37	2.03
	σs	N/mm^2	251.57	57.71	246.82	78.73
	σs'	N/mm^2	-88.00	-20.19	-86.34	-27.54
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	-300.00	-300.00

検討ケース1 :
スパン1-ブロック3

配筋

番号	鉄筋径	本数	断面上端からの距離 (m)	断面下端からの距離 (m)	鉄筋量 (mm^2)
1	D41	27	0.0915	3.5085	36180.0
2	D41	14	0.4085	3.1915	18760.0
3	D41	14	3.0915	0.5085	18760.0
4	D41	27	3.4785	0.1215	36180.0
				合計	109880.0

応力度照査

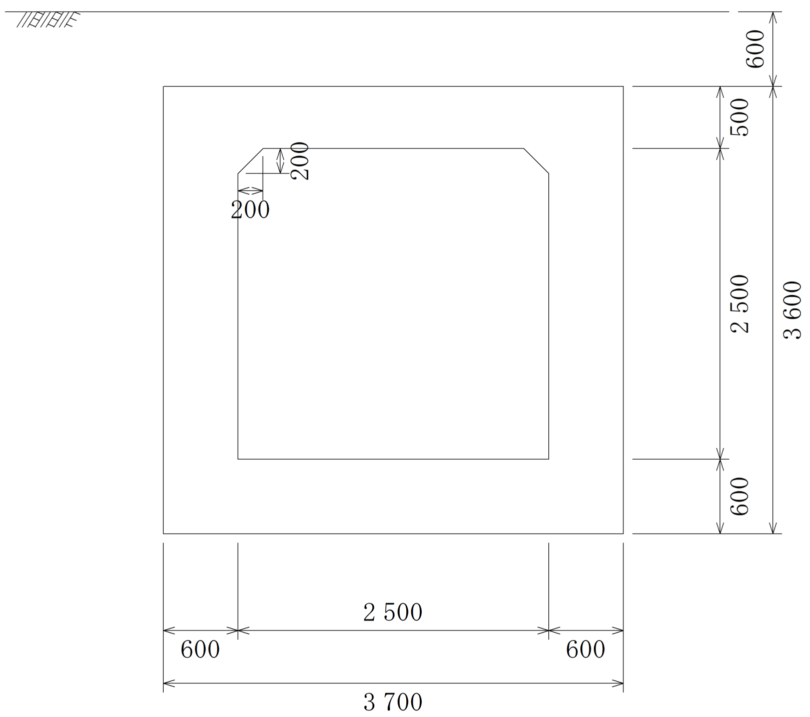
項　　　目	記号	単位	Mmax	Mmin	Nmax	Nmin
断面全幅	B	m	4.100	4.100	4.100	4.100
断面全高	H	m	3.600	3.600	3.600	3.600
ウエブ幅	b	mm	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0
曲げモーメント	M	kN.m	9318.798	-29.441	9318.798	0.000
総鉄筋量	As	mm^2	109880.0	109880.0	109880.0	109880.0
中立軸	X	m	0.895	0.896	0.895	----
ヤング係数比	n		15.0	15.0	15.0	15.0
応力度	σc	N/mm^2	1.32	0.00	1.32	----
	σs	N/mm^2	57.10	0.18	57.10	----
	σs'	N/mm^2	-17.75	-0.05	-17.75	----
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	-300.00	-300.00

4章 本体横方向の計算

4.1 設計条件

断面照査適用基準(最小鉄筋量) : 柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係) : 柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定 : しない

4.1.1 形状寸法



■形状寸法

X1	(m)	0.600
X2	(m)	2.500
Y1	(m)	0.500
Y2	(m)	2.500
Y3	(m)	0.600

■ハンチ寸法

W1	(m)	0.200
H1	(m)	0.200
W2	(m)	0.000
H2	(m)	0.000

■ブロック長

ブロック長	(m)	4.500

4.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

舗装	γa	kN/m^3	22.50
躯体	γc	kN/m^3	24.50
水	γs	kN/m^3	9.80
土(湿潤)	γt	kN/m^3	18.00
土(飽和)	γsat	kN/m^3	18.80

■コンクリート

設計基準強度	σck	N/mm^2	24.00
ヤング係数 $*10^4$	Ec	N/mm^2	2.50
許容曲げ圧縮応力度(一般部)	σca	N/mm^2	8.00
許容曲げ圧縮応力度 隅角部(ハンチあり)	σca	N/mm^2	8.00
許容曲げ圧縮応力度 隅角部(ハンチなし)	σca	N/mm^2	6.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm^2	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm^2	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm^2	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0
線膨張係数 $*10^{-6}$	α	/℃	10.00

■鉄筋

材質				SD345
鉄筋種別				一般
許容引張応力度	σsa	N/mm^2	(一般)	180.00
		N/mm^2	(厳しい環境下)	160.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm^2		200.00

4.1.3 盛土寸法

鉛直土圧係数の算定条件　：通常の地盤

舗装厚	(m)	0.000
盛土厚	(m)	0.600
鉛直土圧係数		1.000
衝撃係数		0.300
活荷重の低減係数 後輪	(%)	90.000
活荷重の低減係数 前輪	(%)	100.000

4.1.4 配筋

■主鉄筋

頂版外側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)	頂版内側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)
左隅角部	D16	250	794.4	左隅角部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	
支間部	D16	250	794.4	支間部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	
右隅角部	D16	250	794.4	右隅角部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	

側壁外側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)	側壁内側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)
左側壁	D13	250	506.8	左側壁	D13	250	506.8
	—	——			—	——	
右側壁	D13	250	506.8	右側壁	D13	250	506.8
	—	——			—	——	

底版外側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)	底版内側	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2)
左隅角部	D16	250	794.4	左隅角部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	
支間部	D16	250	794.4	支間部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	
右隅角部	D16	250	794.4	右隅角部	D16	250	794.4
	—	——			—	——	

■かぶり

部　　位		かぶり(mm)	部　　位		かぶり(mm)
頂　版	上側	120.0	右側壁	外側	120.0
	下側	120.0		内側	120.0
左側壁	外側	120.0	底　版	上側	120.0
	内側	120.0		下側	150.0
中　　　壁		——	———		——

■斜引張鉄筋

部　位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2)
頂　版	100.0	100.0
左側壁	100.0	100.0
右側壁	100.0	100.0
底　版	100.0	100.0

4.1.5 荷重

■上載荷重

(kN/m²)

上載荷重	0.000
雪 荷 重	0.000

■死荷重(水位)

case	外水位(m)	内水位(m)
1	0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ
内水位:底版上面からの高さ

■活荷重

側圧載荷重ケースなし

1)活荷重

case-1

荷重名称				
No	左端～距離 Li(m)	荷重強度 Pi(kN/m)	接地幅 Si(m)	分散角度 θi(度)
1	1.850	83.390	0.200	45.0

■温度荷重

(1) 温度上昇 : 載荷しない
(2) 温度下降 : 載荷しない

■検討荷重

荷重名称	検討ケース表記
水位ケース1	死-1
活荷重ケース1	活-1

No	検討ケース
1	死-1
2	死-1+活-1

4.1.6 照査条件

■ 基本

(1)	隅角部格点集中荷重	: 考慮しない
(2)	地盤反力度の計算方法	: 全幅
(3)	地盤反力度算出時の底版自重の考慮	: 無視する
(4)	水平土圧係数 左側	: 0.500
	水平土圧係数 右側	: 0.500
(5)	水平力差分を底版に考慮	: しない

■ 死荷重

(1)	頂版自重	: 部材厚のみ考慮
(2)	浮力の考え方	: 全幅で除した値を載荷する

■ 活荷重

(1)	活荷重側壁の考え方	: 考慮

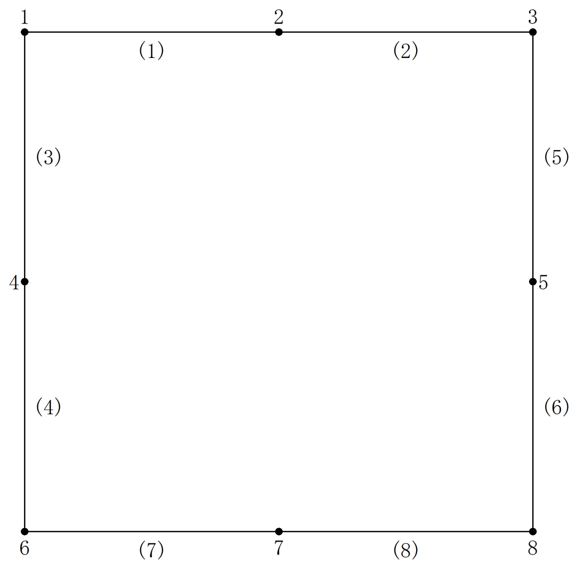
■ 応力度照査

(1)	鉄筋	: 複鉄筋
(2)	応力度算出時の軸力考慮	
	頂版	: 考慮する
	左側壁	: 考慮する
	右側壁	: 考慮する
	底版	: 考慮する
(3)	曲げ応力度の照査位置タイプ	: 部材端(部材内面)
(4)	曲げ応力度照査におけるハンチ影響	: 0.0
(5)	せん断応力度の照査位置タイプ	: 隅角部格点と隅角部格点より2*有効高の位置
(6)	せん断応力度照査におけるハンチ影響	: 0.0
(7)	最小鉄筋量の計算	: しない
(8)	最大鉄筋量の計算	: しない

4.2 横方向の計算

4.2.1 解析モデル

1)FRAME構造・寸法



2)座標データ

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	3.050
2	1.550	3.050
3	3.100	3.050
4	0.000	1.525
5	3.100	1.525
6	0.000	0.000
7	1.550	0.000
8	3.100	0.000

3)部材及び材質・断面特性

部　　位	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	ヤング係数 (kN/m^2)
		i端	j端			
頂版左側	1	1	2	5.000000E-001	1.041667E-002	2.500000E+007
頂版右側	2	2	3	5.000000E-001	1.041667E-002	2.500000E+007
左側壁上側	3	1	4	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007
左側壁下側	4	4	6	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007
右側壁上側	5	3	5	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007
右側壁下側	6	5	8	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007
底版左側	7	6	7	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007
底版右側	8	7	8	6.000000E-001	1.800000E-002	2.500000E+007

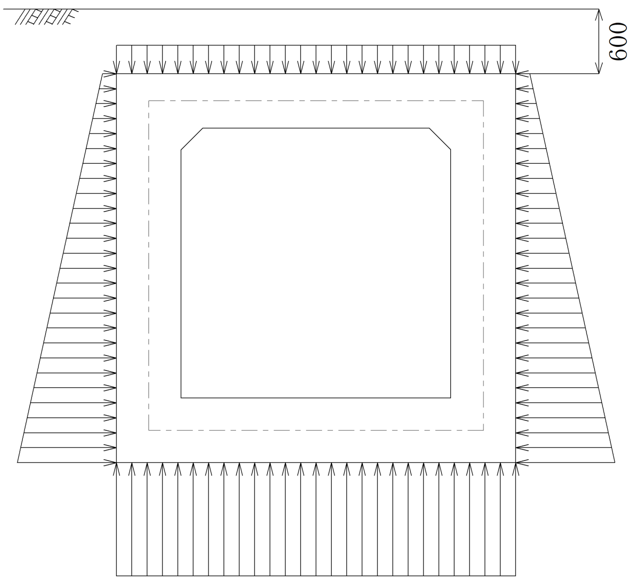
4)支点

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN.m/rad)
6	-1	-1	0
8	0	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

4.2.2 荷重

1)死荷重(case-1) []



躯体自重

(1) 頂　版

w = 0.500 × 24.50 = 12.25 (kN/m²)

(2) 左側壁

w = 0.600 × 24.50 = 14.70 (kN/m²)

(3) 右側壁

w = 0.600 × 24.50 = 14.70 (kN/m²)

上載荷重

(1) 盛土

	α				
盛土(水位上) =	1.000 ×	0.600 ×	18.00 =	10.80	(kN/m²)
			Σwd =	10.80	(kN/m²)

(2) 路面上載荷重

上載荷重 =　0.000 (kN/m²)

雪 荷 重 =　0.000 (kN/m²)

Σqd =　0.000 (kN/m²)

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

w = 10.80 +   0.00 = 10.80 (kN/m²)

土圧および水圧

土圧・水圧強度

$pi = Ko \times (qd + Zo \times \gamma)$

Ko ： 静止土圧係数　　　左 ＝ 0.500
　　　　　　　　　　　右 ＝ 0.500

qd ： 路面上載荷重　　　＝ 0.00 (kN/m²)

γ ： 土砂の単位重量　　＝ 18.00 (kN/m³)

Zo ： 着目位置での土砂の深さ (m)

(1)左側壁

記　号	着目位置	Zo (m)	p (kN/m²)
p_1	頂版天端	0.600	5.40
p_2	頂版軸線	0.850	7.65
p_3	底版軸線	3.900	35.10
p_4	底　　面	4.200	37.80

(2)右側壁

記　号	着目位置	Zo (m)	p (kN/m²)
p_1	頂版天端	0.600	5.40
p_2	頂版軸線	0.850	7.65
p_3	底版軸線	3.900	35.10
p_4	底　　面	4.200	37.80

外力集計

項　目			V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
躯体自重		頂　版	46.31		1.850		85.66
		左側壁	36.75		0.300		11.03
		右側壁	36.75		3.400		124.95
上載荷重		分布荷重	39.96		1.850		73.93
土圧	左側壁	分布		77.76		1.350	104.98
	右側壁	分布		-77.76		1.350	-104.98
合計			159.77				295.57

※外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 1.850 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法:全幅)

$$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$$

$$ql = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times Me}{B^2} = 43.18 \ (kN/m^2)$$

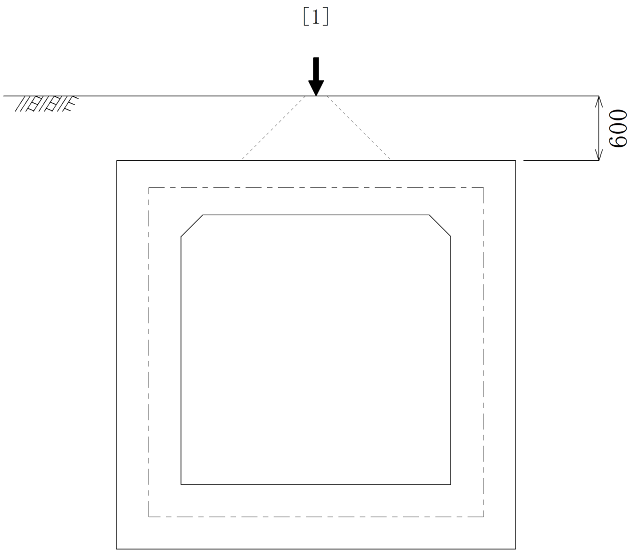
$$qr = \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times Me}{B^2} = 43.18 \ (kN/m^2)$$

$$ql' = ql + \frac{qr - ql}{B} \times \frac{T}{2} = 43.18 \ (kN/m^2)$$

$$qr' = qr + \frac{ql - qr}{B} \times \frac{T}{2} = 43.18 \ (kN/m^2)$$

ここに、T　:　側壁厚
ql　:　BOX全幅左端の地盤反力度
qr　:　BOX全幅右端の地盤反力度
ql ':　底版軸線左端の地盤反力度
qr ':　底版軸線右端の地盤反力度

2)活荷重(case-1) []



活荷重強度

No	L (m)	P (kN/m)	Do (m)	θ (°)	W (m)	Pvl (kN/m²)
1	1.850	83.39	0.200	45.0	1.400	59.56

L　：BOX左端から、右向きを正とした載荷点までの距離

$$Pvl = \frac{P}{W}$$

$$W = Do + \frac{2 \times D}{\tan\theta}$$

Pvl　：換算等分布活荷重 (kN/m²)
P　：BOX縦方向単位長さ当りの活荷重 (kN/m)
W　：荷重分布幅 (m)
Do　：接地幅 (m)
D　：路面から等分布活荷重載荷位置までの厚さ = 0.600 (m)
θ　：荷重の分布角度 (°)

載荷荷重

(1)頂版に作用する鉛直荷重

No	荷重強度 (kN/m²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
1	59.56	0.850	1.400

(2)左側壁に作用する水平荷重(活荷重土圧)

換算等分布荷重

$wl = 0.00$ (kN/m²)

$p = Ko \times wl = 0.500 \times 0.00 = 0.00$ (kN/m²)

(3)右側壁に作用する水平荷重(活荷重土圧)

換算等分布荷重

$wl = 0.00$ (kN/m^2)

$p = Ko \times wl = 0.500 \times 0.00 = 0.00$ (kN/m^2)

外力集計

項　目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
頂　版	分布1	83.39		1.850		154.27
左側壁	分布		0.00		1.800	0.00
右側壁	分布		0.00		1.800	0.00
合計		83.39				154.27

※外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 1.850 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法:全幅)

$$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

$$ql = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times Me}{B^2} = 22.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qr = \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times Me}{B^2} = 22.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$ql' = ql + \frac{qr - ql}{B} \times \frac{T}{2} = 22.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qr' = qr + \frac{ql - qr}{B} \times \frac{T}{2} = 22.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T　：　側壁厚

ql　：　BOX全幅左端の地盤反力度

qr　：　BOX全幅右端の地盤反力度

ql '：　底版軸線左端の地盤反力度

qr '：　底版軸線右端の地盤反力度

3)検討ケース

No	荷　　重　　名　　称
1	死-1
2	死-1+活-1

4.2.3 FRAME荷重

1) 死-1

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重(kN/m)	j端側荷重(kN/m)	i端からの距離(m)	j端からの距離(m)	載荷長(m)
14	1	2	-12.25	-12.25	0.000	0.000	3.100
14	3	4	-14.70	-14.70	0.250	0.300	2.500
14	5	6	-14.70	-14.70	0.250	0.300	2.500
14	1	2	-10.80	-10.80	0.000	0.000	3.100
13	3	4	7.65	35.10	0.000	0.000	3.050
13	5	6	-7.65	-35.10	0.000	0.000	3.050
14	7	8	43.18	43.18	0.000	0.000	3.100

荷重番号
13:部材分布荷重(全体座標X方向)
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

2) 死-1+活-1

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重(kN/m)	j端側荷重(kN/m)	i端からの距離(m)	j端からの距離(m)	載荷長(m)
14	1	2	-12.25	-12.25	0.000	0.000	3.100
14	3	4	-14.70	-14.70	0.250	0.300	2.500
14	5	6	-14.70	-14.70	0.250	0.300	2.500
14	1	2	-10.80	-10.80	0.000	0.000	3.100
13	3	4	7.65	35.10	0.000	0.000	3.050
13	5	6	-7.65	-35.10	0.000	0.000	3.050
14	1	2	-59.56	-59.56	0.850	0.850	1.400
14	7	8	65.72	65.72	0.000	0.000	3.100

荷重番号
13:部材分布荷重(全体座標X方向)
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)

4.2.4 断面力

1) 死-1

頂版左側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-16.167	21.791	35.728
1	0.082	-13.329	21.791	33.847
2	0.163	-10.644	21.791	31.967
3	0.245	-8.113	21.791	30.086
4	0.326	-5.736	21.791	28.206
5	0.408	-3.511	21.791	26.326
6	0.489	-1.440	21.791	24.445
7	0.571	0.477	21.791	22.565
8	0.653	2.241	21.791	20.684
9	0.734	3.852	21.791	18.804
10	0.760	4.329	21.791	18.210
11	0.816	5.309	21.791	16.924
12	0.897	6.613	21.791	15.043
13	0.979	7.764	21.791	13.163
14	1.061	8.761	21.791	11.282
15	1.142	9.605	21.791	9.402
16	1.224	10.295	21.791	7.522
17	1.305	10.832	21.791	5.641
18	1.387	11.215	21.791	3.761
19	1.468	11.445	21.791	1.880
右端	1.550	11.522	21.791	0.000

頂版右側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	11.522	21.791	0.000
1	0.082	11.445	21.791	-1.880
2	0.163	11.215	21.791	-3.761
3	0.245	10.832	21.791	-5.641
4	0.326	10.295	21.791	-7.522
5	0.408	9.605	21.791	-9.402
6	0.489	8.761	21.791	-11.282
7	0.571	7.764	21.791	-13.163
8	0.653	6.613	21.791	-15.043
9	0.734	5.309	21.791	-16.924
10	0.790	4.329	21.791	-18.209
11	0.816	3.852	21.791	-18.804

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
12	0.897	2.241	21.791	-20.684
13	0.979	0.477	21.791	-22.565
14	1.061	-1.440	21.791	-24.445
15	1.142	-3.511	21.791	-26.326
16	1.224	-5.736	21.791	-28.206
17	1.305	-8.113	21.791	-30.086
18	1.387	-10.644	21.791	-31.967
19	1.468	-13.329	21.791	-33.847
右端	1.550	-16.167	21.791	-35.727

左側壁上側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-16.167	35.728	-21.791
1	0.080	-14.443	35.728	-21.148
2	0.161	-12.774	35.728	-20.447
3	0.241	-11.162	35.728	-19.688
4	0.321	-9.615	36.772	-18.871
5	0.401	-8.135	37.952	-17.996
6	0.482	-6.727	39.132	-17.063
7	0.562	-5.397	40.312	-16.073
8	0.642	-4.149	41.491	-15.024
9	0.722	-2.987	42.671	-13.917
10	0.803	-1.916	43.851	-12.752
11	0.883	-0.941	45.031	-11.529
12	0.960	-0.100	46.165	-10.300
13	0.963	-0.067	46.211	-10.248
14	1.043	0.702	47.391	-8.910
15	1.124	1.362	48.571	-7.513
16	1.204	1.907	49.751	-6.058
17	1.284	2.333	50.930	-4.546
18	1.364	2.635	52.110	-2.975
19	1.445	2.809	53.290	-1.346
下端	1.525	2.849	54.470	0.340

左側壁下側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	2.849	54.470	0.340
1	0.080	2.752	55.650	2.085

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
2	0.161	2.513	56.830	3.888
3	0.241	2.127	58.010	5.748
4	0.321	1.589	59.189	7.667
5	0.401	0.894	60.369	9.643
6	0.482	0.039	61.549	11.678
7	0.562	-0.982	62.729	13.770
8	0.565	-1.025	62.776	13.854
9	0.642	-2.173	63.909	15.921
10	0.722	-3.539	65.089	18.129
11	0.803	-5.085	66.269	20.396
12	0.883	-6.815	67.449	22.720
13	0.963	-8.733	68.628	25.102
14	1.043	-10.846	69.808	27.543
15	1.124	-13.156	70.988	30.041
16	1.204	-15.670	72.168	32.598
17	1.284	-18.391	72.478	35.212
18	1.364	-21.324	72.478	37.884
19	1.445	-24.474	72.478	40.614
下端	1.525	-27.845	72.478	43.403

右側壁上側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-16.167	35.728	21.791
1	0.080	-14.443	35.728	21.148
2	0.161	-12.774	35.728	20.447
3	0.241	-11.162	35.728	19.688
4	0.321	-9.615	36.772	18.871
5	0.401	-8.135	37.952	17.996
6	0.482	-6.727	39.132	17.063
7	0.562	-5.397	40.312	16.073
8	0.642	-4.149	41.491	15.024
9	0.722	-2.987	42.671	13.917
10	0.803	-1.916	43.851	12.752
11	0.883	-0.941	45.031	11.529
12	0.960	-0.100	46.165	10.300
13	0.963	-0.067	46.211	10.248
14	1.043	0.702	47.391	8.910
15	1.124	1.362	48.571	7.513

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
16	1.204	1.907	49.751	6.058
17	1.284	2.333	50.930	4.546
18	1.364	2.635	52.110	2.975
19	1.445	2.809	53.290	1.346
下端	1.525	2.849	54.470	-0.340

右側壁下側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	2.849	54.470	-0.340
1	0.080	2.752	55.650	-2.085
2	0.161	2.513	56.830	-3.888
3	0.241	2.127	58.010	-5.748
4	0.321	1.589	59.189	-7.667
5	0.401	0.894	60.369	-9.643
6	0.482	0.039	61.549	-11.678
7	0.562	-0.982	62.729	-13.770
8	0.565	-1.025	62.776	-13.854
9	0.642	-2.173	63.909	-15.921
10	0.722	-3.539	65.089	-18.129
11	0.803	-5.085	66.269	-20.396
12	0.883	-6.815	67.449	-22.720
13	0.963	-8.733	68.628	-25.102
14	1.043	-10.846	69.808	-27.543
15	1.124	-13.156	70.988	-30.041
16	1.204	-15.670	72.168	-32.598
17	1.284	-18.391	72.477	-35.212
18	1.364	-21.324	72.477	-37.884
19	1.445	-24.474	72.477	-40.614
下端	1.525	-27.845	72.477	-43.403

底版左側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-27.845	43.403	-66.929
1	0.082	-22.529	43.403	-63.406
2	0.163	-17.500	43.403	-59.883
3	0.245	-12.758	43.403	-56.361
4	0.326	-8.304	43.403	-52.838
5	0.408	-4.137	43.403	-49.316

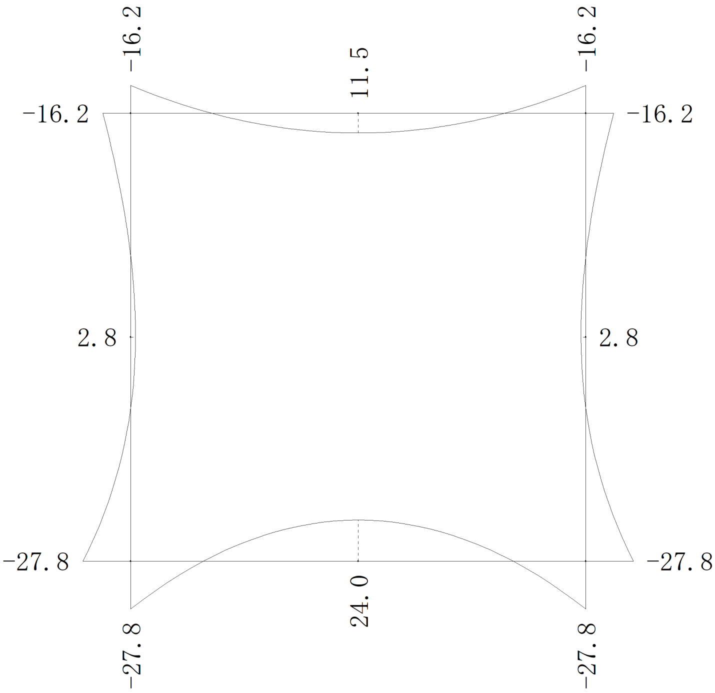
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
6	0.489	-0.258	43.403	-45.793
7	0.571	3.334	43.403	-42.271
8	0.653	6.639	43.403	-38.748
9	0.734	9.656	43.403	-35.226
10	0.816	12.386	43.403	-31.703
11	0.897	14.829	43.403	-28.180
12	0.900	14.903	43.403	-28.067
13	0.979	16.984	43.403	-24.658
14	1.061	18.852	43.403	-21.135
15	1.142	20.433	43.403	-17.613
16	1.224	21.726	43.403	-14.090
17	1.305	22.732	43.403	-10.568
18	1.387	23.450	43.403	-7.045
19	1.468	23.881	43.403	-3.523
右端	1.550	24.025	43.403	0.000

底版右側

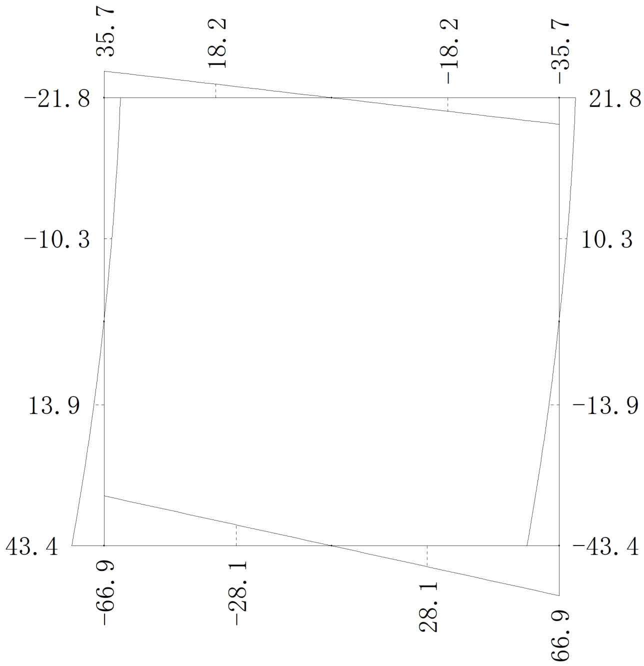
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	24.025	43.403	0.000
1	0.082	23.881	43.403	3.523
2	0.163	23.450	43.403	7.045
3	0.245	22.732	43.403	10.568
4	0.326	21.726	43.403	14.090
5	0.408	20.433	43.403	17.613
6	0.489	18.852	43.403	21.135
7	0.571	16.984	43.403	24.658
8	0.650	14.903	43.403	28.067
9	0.653	14.829	43.403	28.180
10	0.734	12.386	43.403	31.703
11	0.816	9.656	43.403	35.226
12	0.897	6.639	43.403	38.748
13	0.979	3.334	43.403	42.271
14	1.061	-0.258	43.403	45.793
15	1.142	-4.137	43.403	49.316
16	1.224	-8.304	43.403	52.838
17	1.305	-12.758	43.403	56.361
18	1.387	-17.500	43.403	59.883
19	1.468	-22.529	43.403	63.406
右端	1.550	-27.845	43.403	66.929

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



せん断力図



2) 死-1+活-1

頂版左側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-37.016	26.387	77.423
1	0.082	-30.776	26.387	75.542
2	0.163	-24.690	26.387	73.662
3	0.245	-18.758	26.387	71.781
4	0.326	-12.979	26.387	69.901
5	0.408	-7.353	26.387	68.021
6	0.489	-1.881	26.387	66.140
7	0.571	3.438	26.387	64.260
8	0.653	8.604	26.387	62.379
9	0.734	13.616	26.387	60.499
10	0.760	15.168	26.387	59.905
11	0.816	18.475	26.387	58.619
12	0.897	23.113	26.387	53.917
13	0.979	27.237	26.387	47.177
14	1.061	30.810	26.387	40.438
15	1.142	33.834	26.387	33.698
16	1.224	36.309	26.387	26.958
17	1.305	38.233	26.387	20.219
18	1.387	39.607	26.387	13.479
19	1.468	40.432	26.387	6.740
右端	1.550	40.707	26.387	0.000

頂版右側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	40.707	26.387	0.000
1	0.082	40.432	26.387	-6.740
2	0.163	39.607	26.387	-13.479
3	0.245	38.233	26.387	-20.219
4	0.326	36.309	26.387	-26.958
5	0.408	33.834	26.387	-33.698
6	0.489	30.810	26.387	-40.438
7	0.571	27.237	26.387	-47.177
8	0.653	23.113	26.387	-53.917
9	0.734	18.475	26.387	-58.619
10	0.790	15.168	26.387	-59.905
11	0.816	13.616	26.387	-60.499
12	0.897	8.604	26.387	-62.379

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
13	0.979	3.438	26.387	-64.260
14	1.061	-1.881	26.387	-66.140
15	1.142	-7.353	26.387	-68.021
16	1.224	-12.979	26.387	-69.901
17	1.305	-18.758	26.387	-71.781
18	1.387	-24.690	26.387	-73.662
19	1.468	-30.776	26.387	-75.542
右端	1.550	-37.016	26.387	-77.423

左側壁上側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-37.016	77.423	-26.387
1	0.080	-34.923	77.423	-25.744
2	0.161	-32.885	77.423	-25.043
3	0.241	-30.905	77.423	-24.284
4	0.321	-28.988	78.467	-23.467
5	0.401	-27.139	79.647	-22.592
6	0.482	-25.363	80.827	-21.660
7	0.562	-23.664	82.007	-20.669
8	0.642	-22.047	83.186	-19.620
9	0.722	-20.516	84.366	-18.513
10	0.803	-19.076	85.546	-17.348
11	0.883	-17.733	86.726	-16.125
12	0.960	-16.536	87.860	-14.896
13	0.963	-16.489	87.906	-14.845
14	1.043	-15.351	89.086	-13.506
15	1.124	-14.323	90.266	-12.109
16	1.204	-13.409	91.446	-10.654
17	1.284	-12.614	92.625	-9.142
18	1.364	-11.943	93.805	-7.571
19	1.445	-11.400	94.985	-5.942
下端	1.525	-10.991	96.165	-4.256

左側壁下側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-10.991	96.165	-4.256
1	0.080	-10.719	97.345	-2.511
2	0.161	-10.589	98.525	-0.709

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
3	0.241	-10.606	99.705	1.152
4	0.321	-10.775	100.884	3.071
5	0.401	-11.101	102.064	5.047
6	0.482	-11.587	103.244	7.082
7	0.562	-12.239	104.424	9.174
8	0.565	-12.268	104.471	9.258
9	0.642	-13.061	105.604	11.325
10	0.722	-14.059	106.784	13.533
11	0.803	-15.235	107.964	15.799
12	0.883	-16.596	109.144	18.124
13	0.963	-18.146	110.323	20.506
14	1.043	-19.890	111.503	22.947
15	1.124	-21.831	112.683	25.445
16	1.204	-23.976	113.863	28.001
17	1.284	-26.328	114.173	30.616
18	1.364	-28.892	114.173	33.288
19	1.445	-31.673	114.173	36.018
下端	1.525	-34.676	114.173	38.806

右側壁上側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-37.016	77.423	26.387
1	0.080	-34.923	77.423	25.744
2	0.161	-32.885	77.423	25.043
3	0.241	-30.905	77.423	24.284
4	0.321	-28.988	78.467	23.467
5	0.401	-27.139	79.647	22.592
6	0.482	-25.363	80.827	21.660
7	0.562	-23.664	82.007	20.669
8	0.642	-22.047	83.186	19.620
9	0.722	-20.516	84.366	18.513
10	0.803	-19.076	85.546	17.348
11	0.883	-17.733	86.726	16.125
12	0.960	-16.536	87.860	14.896
13	0.963	-16.489	87.906	14.845
14	1.043	-15.351	89.086	13.506
15	1.124	-14.323	90.266	12.109
16	1.204	-13.409	91.446	10.654

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
17	1.284	-12.614	92.625	9.142
18	1.364	-11.943	93.805	7.571
19	1.445	-11.400	94.985	5.942
下端	1.525	-10.991	96.165	4.256

右側壁下側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-10.991	96.165	4.256
1	0.080	-10.719	97.345	2.511
2	0.161	-10.589	98.525	0.709
3	0.241	-10.606	99.705	-1.152
4	0.321	-10.775	100.884	-3.071
5	0.401	-11.101	102.064	-5.047
6	0.482	-11.587	103.244	-7.082
7	0.562	-12.239	104.424	-9.174
8	0.565	-12.268	104.471	-9.258
9	0.642	-13.061	105.604	-11.325
10	0.722	-14.059	106.784	-13.533
11	0.803	-15.235	107.964	-15.799
12	0.883	-16.596	109.144	-18.124
13	0.963	-18.146	110.323	-20.506
14	1.043	-19.890	111.503	-22.947
15	1.124	-21.831	112.683	-25.445
16	1.204	-23.976	113.863	-28.001
17	1.284	-26.328	114.173	-30.616
18	1.364	-28.892	114.173	-33.288
19	1.445	-31.673	114.173	-36.018
下端	1.525	-34.676	114.173	-38.806

底版左側

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-34.676	38.806	-101.862
1	0.082	-26.584	38.806	-96.501
2	0.163	-18.931	38.806	-91.140
3	0.245	-11.714	38.806	-85.779
4	0.326	-4.935	38.806	-80.418
5	0.408	1.407	38.806	-75.056
6	0.489	7.311	38.806	-69.695

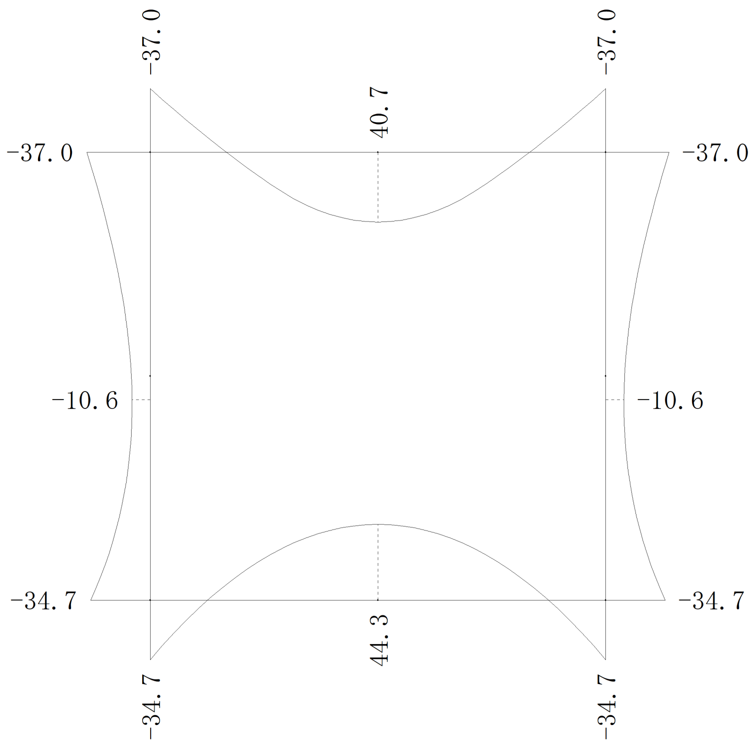
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
7	0.571	12.778	38.806	-64.334
8	0.653	17.808	38.806	-58.973
9	0.734	22.400	38.806	-53.612
10	0.816	26.555	38.806	-48.251
11	0.897	30.272	38.806	-42.889
12	0.900	30.385	38.806	-42.716
13	0.979	33.552	38.806	-37.528
14	1.061	36.395	38.806	-32.167
15	1.142	38.801	38.806	-26.806
16	1.224	40.769	38.806	-21.445
17	1.305	42.300	38.806	-16.084
18	1.387	43.393	38.806	-10.722
19	1.468	44.049	38.806	-5.361
右端	1.550	44.268	38.806	0.000

底版右側

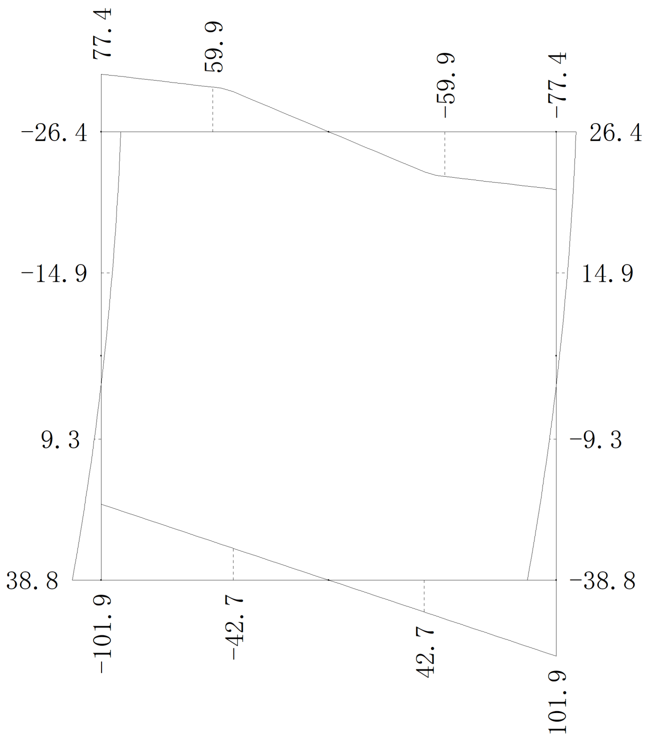
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	44.268	38.806	0.000
1	0.082	44.049	38.806	5.361
2	0.163	43.393	38.806	10.722
3	0.245	42.300	38.806	16.084
4	0.326	40.769	38.806	21.445
5	0.408	38.801	38.806	26.806
6	0.489	36.395	38.806	32.167
7	0.571	33.552	38.806	37.528
8	0.650	30.385	38.806	42.716
9	0.653	30.272	38.806	42.889
10	0.734	26.555	38.806	48.251
11	0.816	22.400	38.806	53.612
12	0.897	17.808	38.806	58.973
13	0.979	12.778	38.806	64.334
14	1.061	7.311	38.806	69.695
15	1.142	1.407	38.806	75.056
16	1.224	-4.935	38.806	80.418
17	1.305	-11.714	38.806	85.779
18	1.387	-18.931	38.806	91.140
19	1.468	-26.584	38.806	96.501
右端	1.550	-34.676	38.806	101.862

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



せん断力図



4.2.5 応力度計算

■曲げ応力度

頂　版(外側引張)

項　　　目		単　　位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-37.016	0.000	-37.016
軸　　　力	N	kN	26.387	0.000	26.387
部　材　幅	b	m	1.000	0.000	1.000
部　材　高	h	m	0.500	0.000	0.500
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	471.3	0.0	471.3
	内側	mm^2	471.3	0.0	471.3
使　用　鉄　筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4
中　立　軸	X	m	0.097	0.000	0.097
応　力　度	σc	N/mm^2	2.52	0.00	2.52
	σs	N/mm^2	110.87	0.00	110.87
	σs'	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	8.00	0.00	8.00
	σsa	N/mm^2	180.00	0.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	0.00	-200.00
検 討 ケ ー ス	——	———	死-1+活-1	—	死-1+活-1

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

頂　版(内側引張)

項　　　　目		単　　位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	0.000	40.707	0.000
軸　　　力	N	kN	0.000	26.387	0.000
部　材　幅	b	m	0.000	1.000	0.000
部　材　高	h	m	0.000	0.500	0.000
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	0.0	530.6	0.0
	内側	mm^2	0.0	530.6	0.0
使　用　鉄　筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4
	内側	mm^2	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4
中　立　軸	X	m	0.000	0.096	0.000
応　力　度	σc	N/mm^2	0.00	2.78	0.00
	σs	N/mm^2	0.00	123.74	0.00
	σs'	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	0.00	8.00	0.00
	σsa	N/mm^2	0.00	180.00	0.00
	σsa'	N/mm^2	0.00	-200.00	0.00
検 討 ケ ー ス	——	———	—	死-1+活-1	—

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

左側壁(外側引張)

項　　　　　目		単　　位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-37.016	-10.589	-34.676
軸　　　　　力	N	kN	77.423	98.525	114.173
部　　材　　幅	b	m	1.000	1.000	1.000
部　　材　　高	h	m	0.600	0.600	0.600
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	195.2	0.0	46.8
	内側	mm^2	124.5	0.0	29.9
使　用　鉄　筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8
中　　立　　軸	X	m	0.149	0.578	0.205
応　　力　　度	σc	N/mm^2	1.56	0.33	1.28
	σs	N/mm^2	52.06	0.00	25.75
	σs'	N/mm^2	-4.57	-3.95	-7.92
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	8.00	8.00	6.00
	σsa	N/mm^2	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00
検 討 ケ ー ス	——	———	死-1+活-1	死-1+活-1	死-1+活-1

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

左側壁(内側引張)

項　　目		単　位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	0.000	2.849	0.000
軸　　力	N	kN	0.000	54.470	0.000
部　材　幅	b	m	0.000	1.000	0.000
部　材　高	h	m	0.000	0.600	0.000
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	0.0	0.0	0.0
	内側	mm^2	0.0	0.0	0.0
使 用 鉄 筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8
中　立　軸	X	m	0.000	0.875	0.000
応　力　度	σc	N/mm^2	0.00	0.13	0.00
	σs	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
	σs'	N/mm^2	0.00	-1.74	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	0.00	8.00	0.00
	σsa	N/mm^2	0.00	180.00	0.00
	σsa'	N/mm^2	0.00	-200.00	0.00
検 討 ケ ー ス	——	———	—	死-1	—

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

右側壁(外側引張)

項　　目		単　位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-37.016	-10.589	-34.676
軸　　力	N	kN	77.423	98.525	114.173
部　材　幅	b	m	1.000	1.000	1.000
部　材　高	h	m	0.600	0.600	0.600
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	195.2	0.0	46.8
	内側	mm^2	124.5	0.0	29.9
使 用 鉄 筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8
中　立　軸	X	m	0.149	0.578	0.205
応　力　度	σc	N/mm^2	1.56	0.33	1.28
	σs	N/mm^2	52.06	0.00	25.75
	σs'	N/mm^2	-4.57	-3.95	-7.92
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	8.00	8.00	6.00
	σsa	N/mm^2	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00
検 討 ケ ー ス	——	———	死-1+活-1	死-1+活-1	死-1+活-1

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

右側壁(内側引張)

項　　　目		単　位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	0.000	2.849	0.000
軸　　　力	N	kN	0.000	54.470	0.000
部　材　幅	b	m	0.000	1.000	0.000
部　材　高	h	m	0.000	0.600	0.000
外側鉄筋かぶり	d1	mm	120.0	120.0	120.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	0.0	0.0	0.0
	内側	mm^2	0.0	0.0	0.0
使　用　鉄　筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8	D13 @ 250 D— @—— 506.8
中　立　軸	X	m	0.000	0.875	0.000
応　力　度	σc	N/mm^2	0.00	0.13	0.00
	σs	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
	σs'	N/mm^2	0.00	-1.74	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	0.00	8.00	0.00
	σsa	N/mm^2	0.00	180.00	0.00
	σsa'	N/mm^2	0.00	-200.00	0.00
検 討 ケ ー ス	——	———	—	死-1	—

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

底　版(外側引張)

項　　　　　目		単　　位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-34.676	0.000	-34.676
軸　　　　力	N	kN	38.806	0.000	38.806
部　材　幅	b	m	1.000	0.000	1.000
部　材　高	h	m	0.600	0.000	0.600
外側鉄筋かぶり	d1	mm	150.0	150.0	150.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	307.8	0.0	307.8
	内側	mm^2	307.8	0.0	307.8
使 用 鉄 筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4
	内側	mm^2	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4	D16 @ 250 D— @——— 794.4
中　立　軸	X	m	0.115	0.000	0.115
応　力　度	σc	N/mm^2	1.72	0.00	1.72
	σs	N/mm^2	74.80	0.00	74.80
	σs'	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	6.00	0.00	6.00
	σsa	N/mm^2	180.00	0.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	0.00	-200.00
検 討 ケ ー ス	——	———	死-1+活-1	—	死-1+活-1

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

底　版(内側引張)

項　　　　　目		単　　位	左隅角部	支 間 部	右隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	0.000	44.268	0.000
軸　　　　力	N	kN	0.000	38.806	0.000
部　材　幅	b	m	0.000	1.000	0.000
部　材　高	h	m	0.000	0.600	0.000
外側鉄筋かぶり	d1	mm	150.0	150.0	150.0
内側鉄筋かぶり	d2	mm	120.0	120.0	120.0
必 要 鉄 筋 量	外側	mm^2	0.0	400.1	0.0
	内側	mm^2	0.0	400.1	0.0
使　用　鉄　筋	外側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4
	内側	mm^2	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4	D16 @ 250 D— @—— 794.4
中　立　軸	X	m	0.000	0.118	0.000
応　力　度	σc	N/mm^2	0.00	2.06	0.00
	σs	N/mm^2	0.00	95.38	0.00
	σs'	N/mm^2	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	σca	N/mm^2	0.00	8.00	0.00
	σsa	N/mm^2	0.00	180.00	0.00
	σsa'	N/mm^2	0.00	-200.00	0.00
検 討 ケ ー ス	——	———	—	死-1+活-1	—

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■せん断応力度

$$\tau m = \frac{S}{b \times d} \leqq \tau a$$

b = 1000 (mm)

部材	照査位置	S (kN)	d (mm)	τm (N/mm²)	τa (N/mm²)	検討ケース	L (m)
頂版	左隅角部	77.423	380.0	0.204	0.780	死-1+活-1	0.000
	左τ点	59.905	380.0	0.158	0.390	死-1+活-1	0.760
	右τ点	-59.905	380.0	0.158	0.390	死-1+活-1	0.760
	右隅角部	-77.423	380.0	0.204	0.780	死-1+活-1	0.000
左側壁	上隅角部	-26.387	480.0	0.055	0.780	死-1+活-1	0.000
	上τ点	-14.896	480.0	0.031	0.390	死-1+活-1	0.960
	下τ点	13.854	480.0	0.029	0.390	死-1	0.960
	下隅角部	43.403	480.0	0.090	0.780	死-1	0.000
右側壁	上隅角部	26.387	480.0	0.055	0.780	死-1+活-1	0.000
	上τ点	14.896	480.0	0.031	0.390	死-1+活-1	0.960
	下τ点	-13.854	480.0	0.029	0.390	死-1	0.960
	下隅角部	-43.403	480.0	0.090	0.780	死-1	0.000
底版	左隅角部	-101.862	450.0	0.226	0.780	死-1+活-1	0.000
	左τ点	-42.716	450.0	0.095	0.390	死-1+活-1	0.900
	右τ点	42.716	450.0	0.095	0.390	死-1+活-1	0.900
	右隅角部	101.862	450.0	0.226	0.780	死-1+活-1	0.000

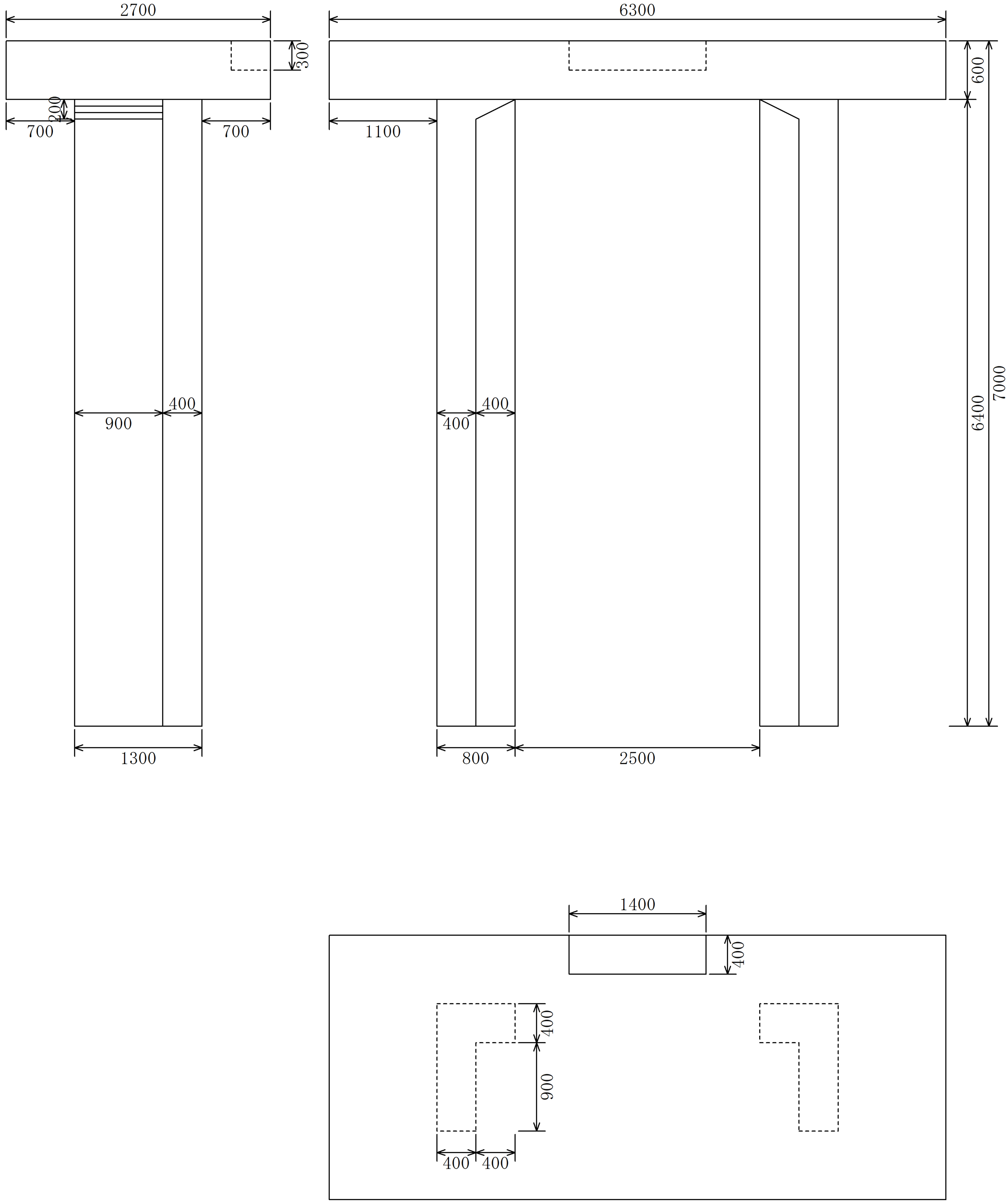
注) τ点:せん断応力度照査位置
L　:隅角部格点からの距離

5章 門柱の計算

5.1 設計条件

レベル2地震動照査	:	しない
河川構造物の耐震性能照査指針	:	河川構造物の耐震性能照査指針 令和2年2月
断面照査適用基準(最小鉄筋量)	:	柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係)	:	柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定	:	しない
管理橋の設置	:	する
管理橋の設置位置	:	正面

5.1.1 形状寸法図



5.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

躯体	γc	kN/m³	24.50

■コンクリート

設計基準強度	σck	N/mm²	24.00
ヤング係数 *10⁴	Ec	N/mm²	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0
線膨張係数 *10⁻⁶	α	/°C	10.00

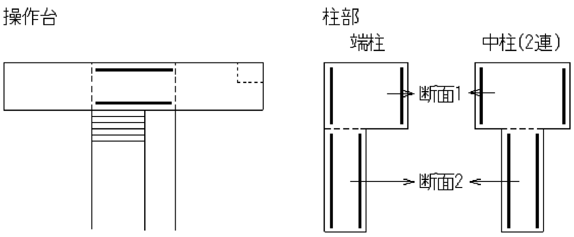
■鉄筋

材質				SD345
常時の扱い	操作台鉄筋			一般
	門柱鉄筋			厳しい環境下
許容引張応力度	σsa	N/mm²	常時(一般)	180.00
		N/mm²	常時(厳しい環境下)	160.00
		N/mm²	地震時	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	常時	200.00
		N/mm²	地震時	300.00

5.1.3 配筋

■主鉄筋

(1) 横方向



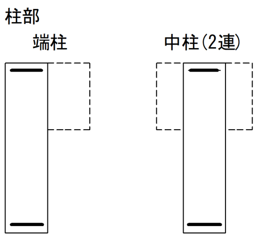
■操作台

		かぶり (mm)	径	本数	鉄筋量 (mm²)
左隅角部	上側外	70.0	D19	8	2292.0
	下側外	70.0	D19	8	2292.0
支間部	上側外	70.0	D19	8	2292.0
	下側外	70.0	D19	8	2292.0
右隅角部	上側外	70.0	D19	8	2292.0
	下側外	70.0	D19	8	2292.0

■柱

		かぶり (mm)	径	本数	鉄筋量 (mm²)
端柱 断面1	左側外	120.0	D16	4	794.4
	右側外	120.0	D16	4	794.4
端柱 断面2	左側外	120.0	D16	4	794.4
	右側外	120.0	D16	4	794.4

(2) 縦方向



		かぶり (mm)	径	本数	鉄筋量 (mm²)
端柱	上側	120.0	D16	5	993.0
	下側	120.0	D16	5	993.0

■斜引張鉄筋

(1) 横方向

部　　　位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2)
操作台左隅角部	0.0	0.0
操作台支間部	0.0	0.0
操作台右隅角部	0.0	0.0
柱部(端柱断面1)	0.0	0.0
柱部(端柱断面2)	0.0	0.0

(2) 縦方向

部　　　位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2)
柱部(端柱)	0.0	0.0

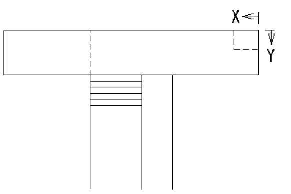
5.1.4 荷重

■基本荷重

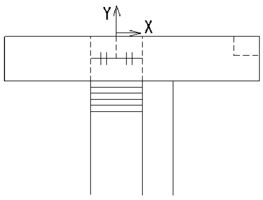
・基本

上載荷重	常時	kN/㎡	3.50
	地震時	kN/㎡	2.00
雪荷重	常時	kN/㎡	0.00
	地震時	kN/㎡	0.00
地域区分	B地域		
地盤種別	I種		
管理橋/支承荷重	考慮する		
設計水平震度	縦方向		0.20
	横方向		0.20
風荷重		kN/㎡	3.00
温度荷重	上昇	℃	15.0
	下降	℃	-15.0
風と慣性力の向き(横方向)	右 → 左		
風と慣性力の向き(縦方向)	川表←川裏		

管理橋反力作用位置



開閉装置設置位置



・横方向

荷重の組み合わせ	許容応力度の割増係数
常時 常時+風荷重作用時 常時+温度変化(上昇) 常時+温度変化(下降) 常時+風荷重作用時+温度変化(上昇) 常時+風荷重作用時+温度変化(下降) 地震時	1.00 1.25 1.15 1.15 1.35 1.35 1.50

・上屋

上屋	自重	kN	0.00
	高さH	m	0.000
	作用位置X	m	0.000
	作用位置Y	m	0.000

・上屋の作用位置Xは操作台幅(切り欠け幅を除く)1/2を原点としています。

・上屋の作用位置Yは操作台天端から上屋の高さ1/2を原点としています。

・ゲート + 開閉装置

ゲート	自重	kN	50.00
	自重位置	m	0.00
	摩擦抵抗力	kN	25.00
	巻き上げ荷重(常時)	kN	0.00
	巻き上げ荷重(地震時)	kN	0.00
	面積(自動計算)	m^2	7.500
	自重位置(縦方向)	m	0.000
	ゲート高Y0	m	3.000
開閉装置	自重	kN	60.00
	設置位置X	m	0.000
	設置位置Y	m	0.000

・管理橋 + 柱(戸当り)

管理橋(正面)	反力(死+活)	kN/1箇所	50.00
	反力(死)	kN/1箇所	50.00
	反力作用位置X	m	0.000
	反力作用位置Y	m	0.000
	慣性力(縦方向)	kN	20.00
	桁幅W	m	1.300
	管理橋オフセットP	m	0.000
戸当り	戸当り金物自重	kN/m	40.00
	戸当り金物高Y1	m	3.000
風荷重未載荷範囲	風荷重未載荷範囲Y2	横方向 m	0.000
	風荷重未載荷範囲Y3	縦方向 m	0.000

・縦方向の荷重ケース

No	荷重ケース	断面力	ケース名称
1	常時	×	
2	常時+風1	○	
3	常時+風2	×	
4	地震時1	○	
5	地震時2	×	

・縦方向の荷重ケースの摩擦抵抗力

No	荷重ケース	断面力	連動荷重
1	常時	--	○
2	常時+風1	○	○
3	常時+風2	--	○

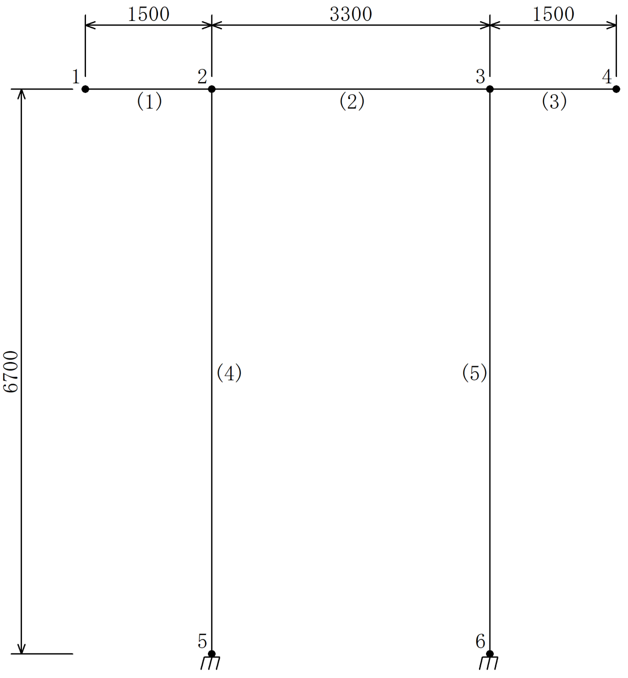
5.1.5 照査条件

(1) 横方向計算 門柱軸線の取り方	: 柱幅1/2幅位置
(2) 横方向計算 温度荷重の載荷範囲	: 全部材に載荷する
(3) 横方向計算 操作台の風荷重	: 載荷する
(4) 横方向計算 操作台の風荷重の載荷タイプ	: 集中荷重
(5) 横方向計算 隅角部格点集中荷重	: 考慮しない
(6) 横方向計算 ゲート位置原点算出方法	: 部材中心位置
(7) 横方向計算 上載、雪荷重載荷寸法	: 受け台寸法を含める
(8) 縦方向計算 上載、雪荷重載荷面積	: 受け台面積を考慮する
(9) 雪荷重 慣性力の取り扱い	: 考慮する
(10) 連動荷重X座標移動量(m)	: 0.000
(11) 連動荷重Y座標移動量(m)	: 0.000
(12) 連動荷重X座標移動量(表示用)(m)	: 0.000
(13) 連動荷重Y座標移動量(表示用)(m)	: 0.000
(14) 函体断面諸元の算出方法	: 張り出し寸法考慮
(15) 鉄筋	: 複鉄筋
(16) 応力度算出時の軸力考慮	
操作台	: 考慮する
柱	: 考慮する
(17) 操作台のせん断応力度の照査位置タイプ	: 隅角部格点と隅角部格点より2*有効高の位置
(18) 最小鉄筋量の計算	: しない
(19) 横方向 曲げ応力度抽出条件	: Smaxを含む
(20) 横方向 応力度抽出表示	: 全ケースから抽出

5.2 横方向の計算

5.2.1 解析モデル

1) FRAME構造・寸法



2) 座標データ

格点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	-1.500	6.700
2	0.000	6.700
3	3.300	6.700
4	4.800	6.700
5	0.000	0.000
6	3.300	0.000

3) 部材データ及び材質・断面特性

ヤング係数 2.500000E+007 (kN/m^2)

部　　位	部材番号	格点番号		断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)
		i端	j端		
操作台左張出	1	1	2	7.800000E-001	2.340000E-002
操作台	2	2	3	7.800000E-001	2.340000E-002
操作台右張出	3	3	4	7.800000E-001	2.340000E-002
左柱	4	2	5	6.800000E-001	2.864314E-002
右柱	5	3	6	6.800000E-001	2.864314E-002

5.2.2 荷重
(1) 基本荷重ケース
1) 門柱自重(門柱+操作台)
a) 操作台自重1
qv1 = 操作台断面積×コンクリート単位重量
= 1.620× 24.500
= 39.690 (kN/m)
*管理橋受け台区間を除く梁部分に鉛直方向の等分布荷重として載荷
b) 操作台自重2
qd = 管理橋受け台分を控除した操作台断面積×コンクリート単位重量
ad1 = 控除した管理橋受け台面積 0.120(㎡)
= 1.500× 24.500
= 36.750 (kN/m)
*管理橋受け台区間に鉛直方向の等分布荷重として載荷
c) 操作台自重3
qv1d = 柱ハンチ高×柱川表部奥行き長×コンクリート単位重量
= 0.200× 0.900× 24.500
= 4.410 (kN/m)
*柱ハンチ部に鉛直方向の三角形分布荷重として載荷
d) 左右柱自重
qv2 = 左右柱面積×コンクリート単位重量
= 0.680× 24.500
= 16.660 (kN/m)
*左右の柱それぞれに鉛直方向の等分布荷重として載荷

2) ゲート自重
Pg = ゲート
Pg = 50.00 (kN)
*操作台部材中央位置に鉛直方向の集中荷重として載荷

3) 開閉装置自重
Po = 開閉装置
Po = 60.00 (kN)
*操作台部材中央位置に鉛直方向の集中荷重として載荷

4) 戸当たり金物自重
Pd = 40.00 (kN/m)
*左右柱下端から戸当たり金物高まで鉛直方向の分布荷重として載荷

5) 管理橋反力 (死+活)
Pr = 50.00 (kN)
*管理橋桁両端位置に鉛直方向の集中荷重として載荷

6) 摩擦抵抗力
Pf = 摩擦抵抗力
Pf = 25.00 (kN)
*操作台部材中央位置に鉛直方向の集中荷重として載荷

7) 風荷重

柱部

qw = 柱幅×風荷重強度

= 1.300× 3.00

= 3.900 (kN/m)

風作用方向は、右から左

*門柱柱部材に水平方向の等分布荷重として載荷

操作台部

qw2 = 風の影響を受ける操作台面積×風荷重強度

= 1.620× 3.00

= 4.860 (kN)

*風荷重が作用する操作台の格点に水平方向の集中荷重として載荷

8) 常時温度荷重 (上昇)

tmp = 15.0 (°)

*全部材に一様に載荷

9) 常時温度荷重 (下降)

tmp = -15.0 (°)

*全部材に一様に載荷

10) 上載荷重 (常時)

q0 = 操作台幅(受け台寸法を含める)×上載荷重(kN/m²) = 2.700× 3.50= 9.450 (kN/m)

*操作台に鉛直方向の等分布荷重として載荷

11) 管理橋反力 (死)

Pr = 50.00 (kN)

*管理橋桁両端位置に鉛直方向の集中荷重として載荷

12) 地震時慣性力

a) 操作台1

管理橋受け台区間を除く操作台自重×設計水平震度

qHv1 = qv1×kh

= 39.690× 0.20

= 7.938 (kN/m)

*管理橋受け台区間を除く梁部分に水平方向の等分布荷重として載荷

b) 操作台2

管理橋受け台区間の操作台自重×設計水平震度

qHd = qd×kh

= 36.750× 0.20

= 7.350 (kN/m)

*管理橋受け台区間に水平方向の等分布荷重として載荷

c) 操作台3

柱ハンチ部自重×設計水平震度

qHv1d = qv1d×kh

= 4.410× 0.20

= 0.882 (kN/m)

*柱ハンチ部に水平方向の三角形分布荷重として載荷

d) 左右柱

左右柱自重×設計水平震度

qHv2 = qv2×kh

= 16.660× 0.20

= 3.332 (kN/m)

*左右の柱それぞれに水平方向の等分布荷重として載荷

e) 開閉装置

PHo = 開閉装置

開閉装置自重×設計水平震度

PHo = Po×kh

= 60.00× 0.20

= 12.000 (kN)

*操作台部材中央位置に水平方向の集中荷重として載荷

f) 管理橋反力 (死)

管理橋反力 (死)×設計水平震度

PHr = Pr×kh

= 50.00× 0.20

= 10.000 (kN)

*管理橋桁両端位置に水平方向の集中荷重として載荷

g) ゲート

ゲート自重/ゲート高×設計水平震度

PHg = ゲート

PHg = Pg/H×kh

= 50.00/ 3.000× 0.20

= 3.333 (kN/m)

*左柱下端からゲート高まで水平方向の分布荷重として載荷

h) 戸当たり金物

戸当たり金物自重×設計水平震度

PHd = Pd×kh

= 40.00× 0.20

= 8.000 (kN/m)

*左右柱下端から戸当たり金物高まで水平方向の分布荷重として載荷

i) 上載荷重

上載荷重(地震時)×設計水平震度

PHu = qe0×kh

= 5.400× 0.20

= 1.080 (kN/m)

*操作台の全部材に水平方向の分布荷重として載荷(雪荷重を慣性力に含む)

慣性力作用方向は、右から左

13) 上載荷重 (地震時)

qe0 = 操作台幅(受け台寸法を含める)×上載荷重(kN/m²) = 2.700× 2.00= 5.400 (kN/m)

*操作台に分布荷重として載荷

軸線外荷重の取り扱い

モデル軸線を外れる荷重は無視する。

(2) 組合せケース

2-1) 常時

1) 死荷重
2) 死荷重+風荷重
3) 死荷重+温度荷重(上昇)
4) 死荷重+温度荷重(下降)
5) 死荷重+風荷重+温度荷重(上昇)
6) 死荷重+風荷重+温度荷重(下降)

2-2) 地震時

1) 死荷重+慣性力

(3) 抽出ケース

1) 常時抽出　: 常　時-組合せケース 1)～6)から、最大/最小を抽出
2) 地震時　　: 地震時-組合せケース 1)
*) 上記抽出ケース断面力を設計断面力とする。

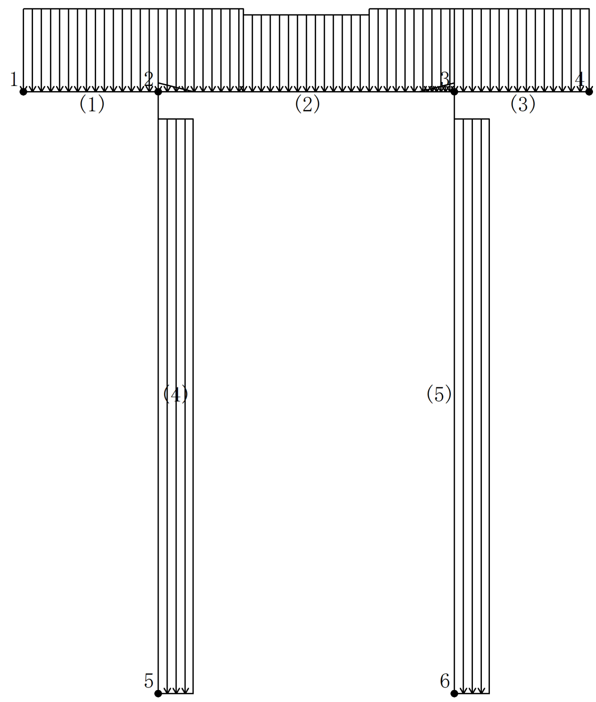
5.2.3 FRAME荷重

(1) 基本荷重データ

(1) 自重(門柱+操作台)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	4	0	-16.66	-16.66	0.300	0.000	6.400
14	5	0	-16.66	-16.66	0.300	0.000	6.400
14	1	0	-39.69	-39.69	0.000	0.000	1.500
14	2	0	-39.69	-39.69	0.000	2.350	0.950
14	2	0	-36.75	-36.75	0.950	0.950	1.400
14	2	0	-39.69	-39.69	2.350	0.000	0.950
14	3	0	-39.69	-39.69	0.000	0.000	1.500
14	2	0	-4.41	0.00	0.000	2.900	0.400
14	2	0	0.00	-4.41	2.900	0.000	0.400

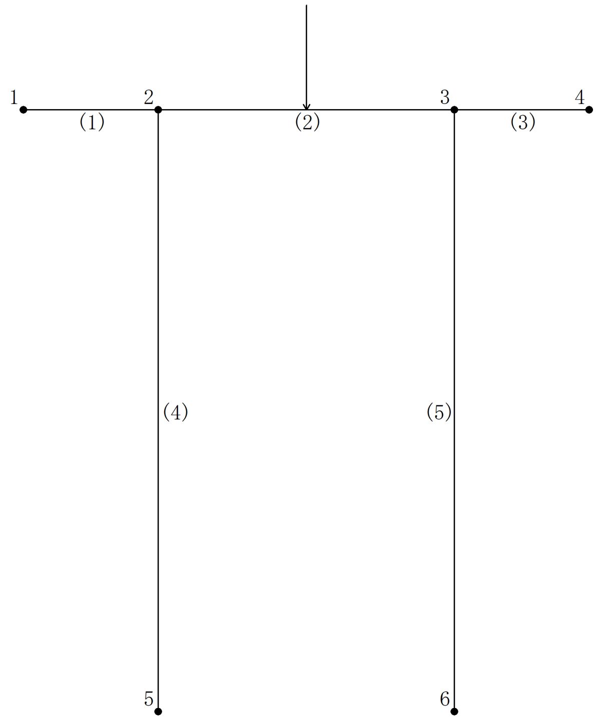
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)



(2) ゲート自重

荷重番号	部材番号	荷重強度 (kN) (kN・m)	i端からの距離 (m)
24	2	-50.00	1.650

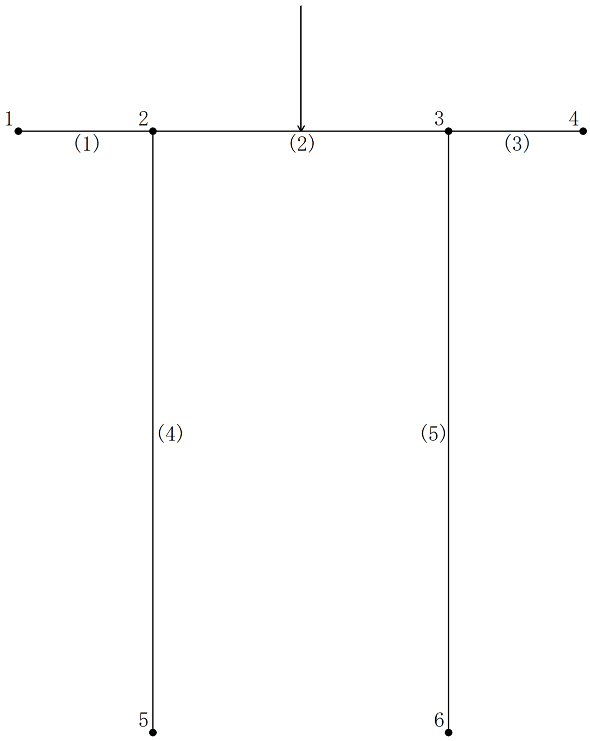
24:部材集中荷重(全体座標Y方向)



(3) 開閉装置自重

荷重 番号	部材 番号	荷重強度 (kN) (kN・m)	i端からの 距離 (m)
24	2	-60.00	1.650

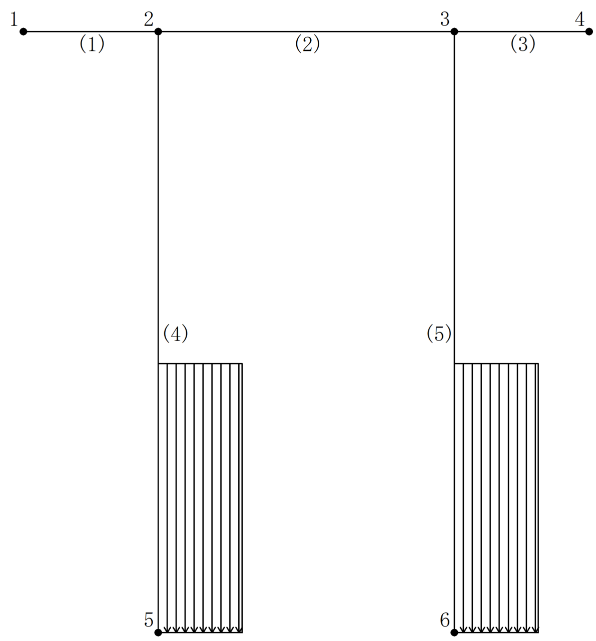
24:部材集中荷重(全体座標Y方向)



(4) 戸当たり自重

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	4	0	-40.00	-40.00	3.700	0.000	3.000
14	5	0	-40.00	-40.00	3.700	0.000	3.000

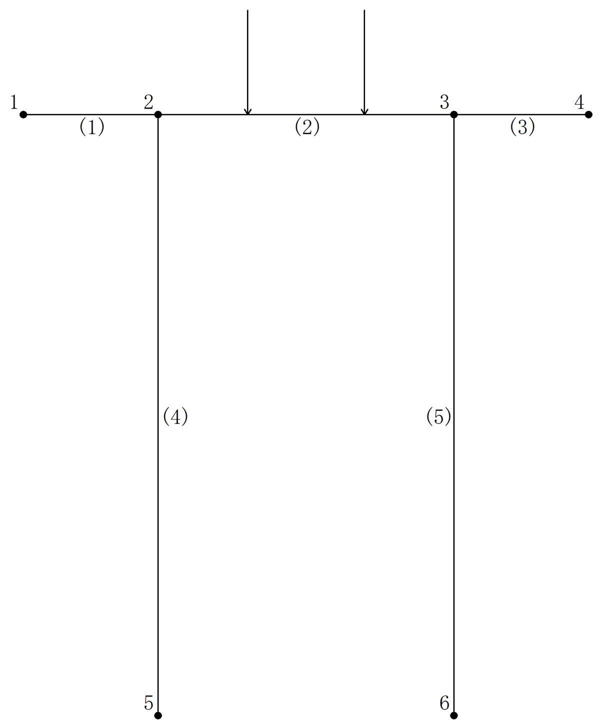
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)



(5) 管理橋反力(死+活荷重)

荷重 番号	部材 番号	荷重強度 (kN) (kN・m)	i端からの 距離 (m)
24	2	-50.00	1.000
24	2	-50.00	2.300

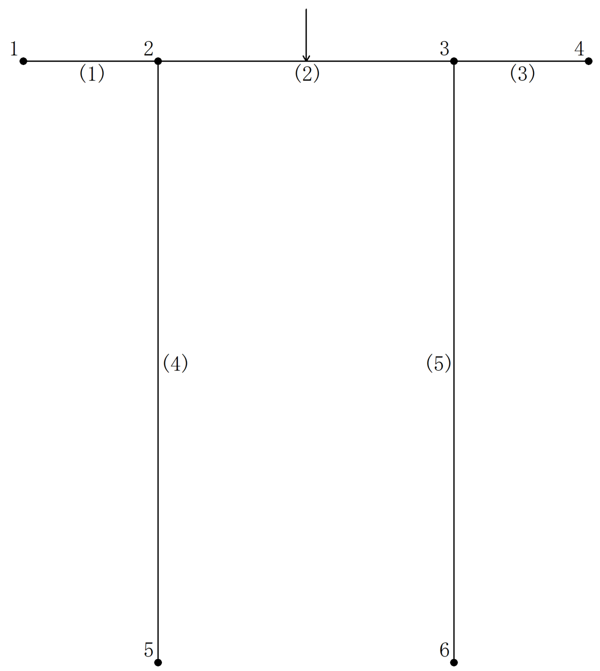
24:部材集中荷重(全体座標Y方向)



(6) 摩擦抵抗力

荷重番号	部材番号	荷重強度 (kN) (kN・m)	i端からの距離 (m)
24	2	-25.00	1.650

24:部材集中荷重(全体座標Y方向)



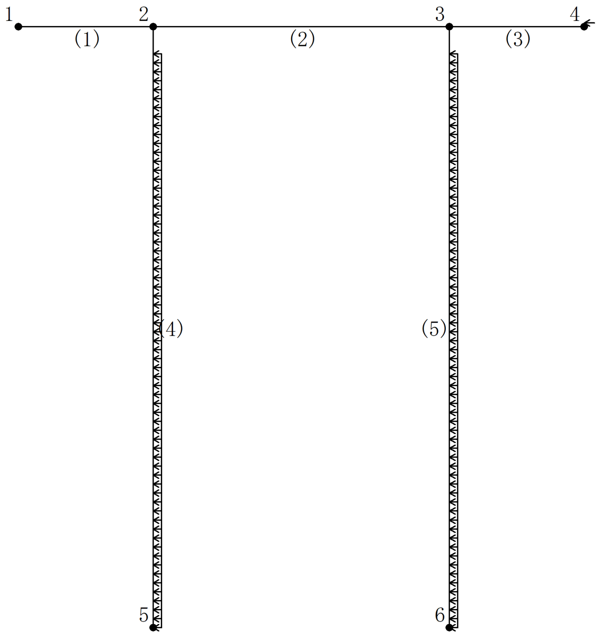
(7) 風荷重

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	4	0	-3.90	-3.90	0.300	0.000	6.400
13	5	0	-3.90	-3.90	0.300	0.000	6.400

13:部材分布荷重(全体座標X方向)

荷重番号	格点番号	X方向荷重 (kN)	Y方向荷重 (kN)
51	4	-4.86	0.00

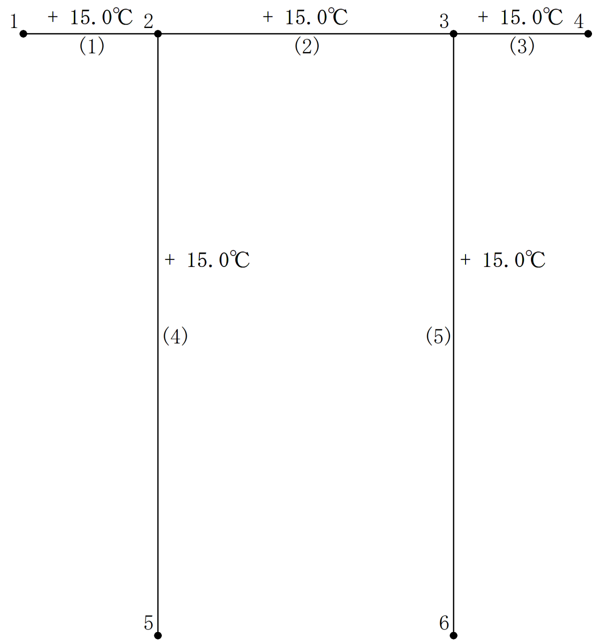
51:格点集中荷重



(8) 常時温度荷重(上昇)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	温度(℃)
31	1	0	15.000
31	2	0	15.000
31	3	0	15.000
31	4	0	15.000
31	5	0	15.000

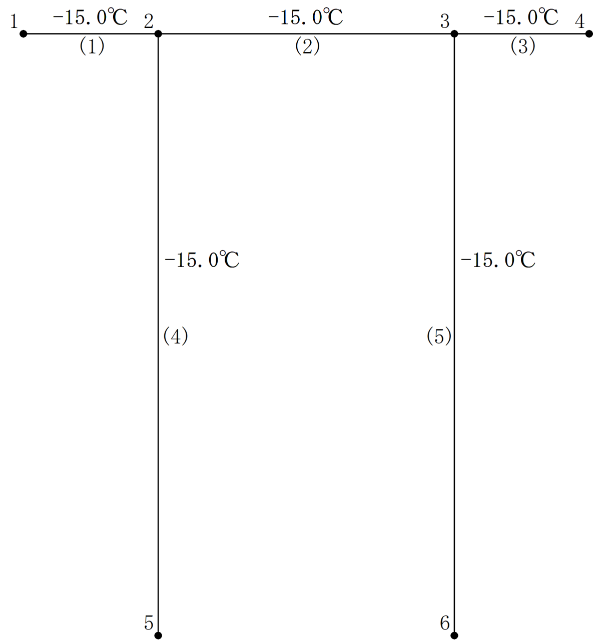
31:温度荷重



(9) 常時温度荷重(下降)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	温度(℃)
31	1	0	-15.000
31	2	0	-15.000
31	3	0	-15.000
31	4	0	-15.000
31	5	0	-15.000

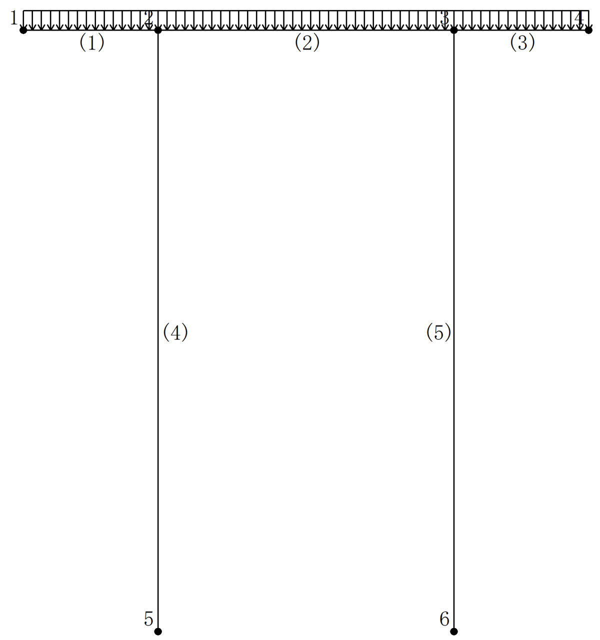
31:温度荷重



(10) 上載荷重(常時)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
14	1	0	-9.45	-9.45	0.000	0.000	1.500
14	2	0	-9.45	-9.45	0.000	0.000	3.300
14	3	0	-9.45	-9.45	0.000	0.000	1.500

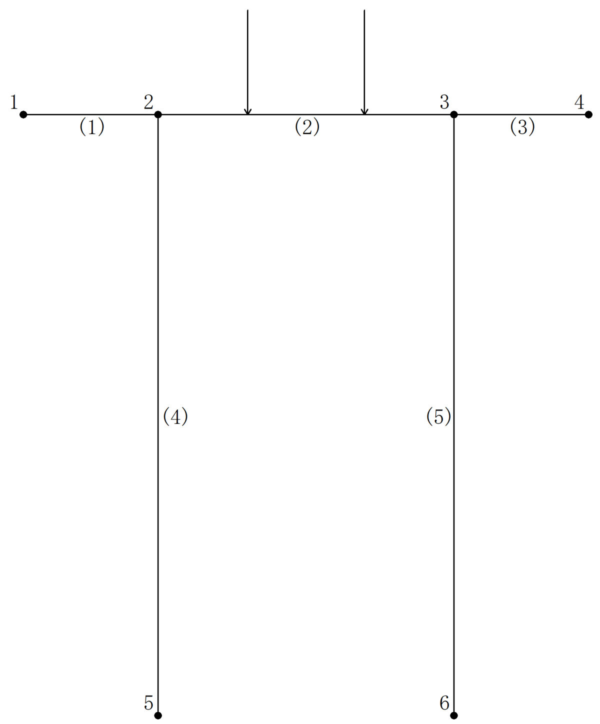
14:部材分布荷重(全体座標Y方向)



(11) 管理橋反力(死荷重)

荷重番号	部材番号	荷重強度(kN)(kN・m)	i端からの距離(m)
24	2	-50.00	1.000
24	2	-50.00	2.300

24:部材集中荷重(全体座標Y方向)



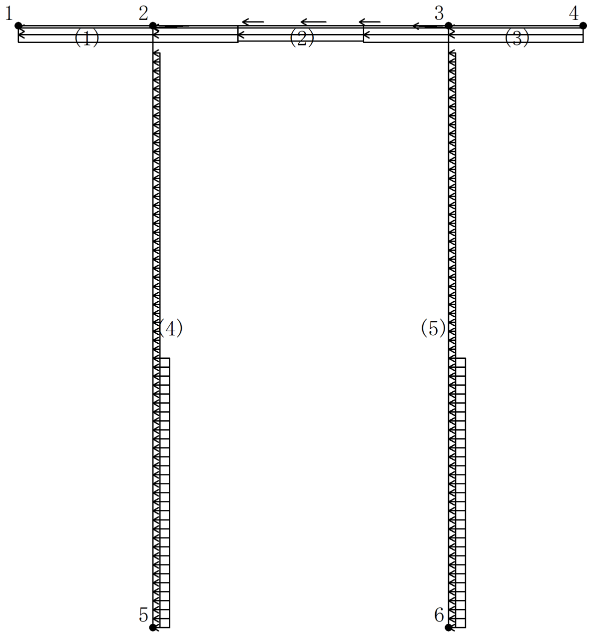
(12) 地震時慣性力

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	j端側荷重 (kN/m) (kN・m/m)	i端からの距離 (m)	j端からの距離 (m)	載荷長 (m)
13	1	0	-7.94	-7.94	0.000	0.000	1.500
13	2	0	-7.94	-7.94	0.000	2.350	0.950
13	2	0	-7.35	-7.35	0.950	0.950	1.400
13	2	0	-7.94	-7.94	2.350	0.000	0.950
13	3	0	-7.94	-7.94	0.000	0.000	1.500
13	2	0	-0.88	0.00	0.000	2.900	0.400
13	2	0	0.00	-0.88	2.900	0.000	0.400
13	4	0	-3.33	-3.33	0.300	0.000	6.400
13	5	0	-3.33	-3.33	0.300	0.000	6.400
13	4	0	-8.00	-8.00	3.700	0.000	3.000
13	5	0	-8.00	-8.00	3.700	0.000	3.000
13	4	0	-3.33	-3.33	3.700	0.000	3.000
13	1	0	-1.08	-1.08	0.000	0.000	1.500
13	2	0	-1.08	-1.08	0.000	0.000	3.300
13	3	0	-1.08	-1.08	0.000	0.000	1.500

13:部材分布荷重(全体座標X方向)

荷重番号	部材番号	荷重強度 (kN) (kN・m)	i端からの距離 (m)
23	2	-12.00	1.650
23	2	-10.00	1.000
23	2	-10.00	2.300

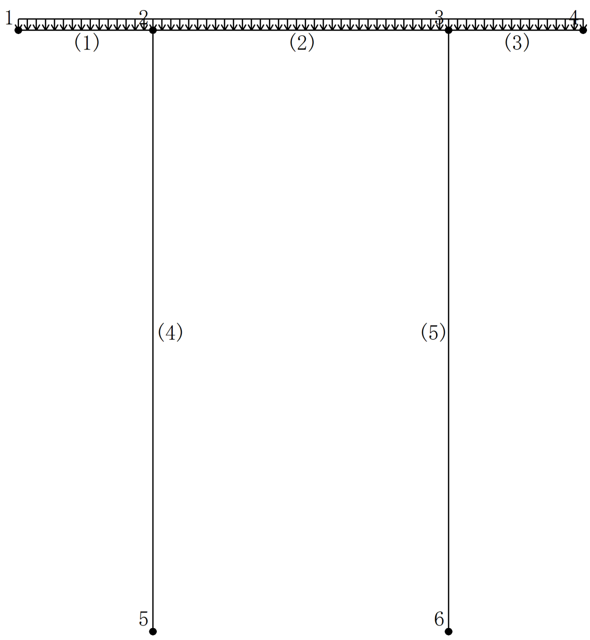
23:部材集中荷重(全体座標X方向)


1
2
3
4
(1)
(2)
(3)
(4)
(5)
5
6

(13) 上載荷重(地震時)

荷重番号	開始部材番号	終了部材番号	i端側荷重(kN/m)(kN・m/m)	j端側荷重(kN/m)(kN・m/m)	i端からの距離(m)	j端からの距離(m)	載荷長(m)
14	1	0	-5.40	-5.40	0.000	0.000	1.500
14	2	0	-5.40	-5.40	0.000	0.000	3.300
14	3	0	-5.40	-5.40	0.000	0.000	1.500

14:部材分布荷重(全体座標Y方向)



(2) 組合せ荷重データ

ケース番号 [1] ： 常時

全体割り増し係数 ： 1.0000

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)

ケース番号 [2] ： 常時+風荷重

全体割り増し係数 ： 0.8000

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)
8	7	風荷重

ケース番号 [3] ： 常時+温度(上昇)荷重

全体割り増し係数 ： 0.8696

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)
8	8	常時温度荷重(上昇)

ケース番号［4］： 常時+温度(下降)荷重
全体割り増し係数 ： 0.8696

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)
8	9	常時温度荷重(下降)

ケース番号［5］： 常時+風荷重+温度(上昇)荷重
全体割り増し係数 ： 0.7407

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)
8	7	風荷重
9	8	常時温度荷重(上昇)

ケース番号［6］： 常時+風荷重+温度(下降)荷重
全体割り増し係数 ： 0.7407

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	5	管理橋反力(死+活荷重)
6	6	摩擦抵抗力
7	10	上載荷重(常時)
8	7	風荷重
9	9	常時温度荷重(下降)

ケース番号 [7] : 地震時

全体割り増し係数 :　1.0000

番号	基本荷重	荷重タイトル
1	1	自重(門柱+操作台)
2	2	ゲート自重
3	3	開閉装置自重
4	4	戸当たり自重
5	11	管理橋反力(死荷重)
6	12	地震時慣性力
7	13	上載荷重(地震時)

5.2.4 断面力

■常時(モーメント:最小)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+温度(上昇)荷重
1	0.150	-0.553	0.000	-7.371	常時
2	0.300	-2.211	0.000	-14.742	常時
3	0.450	-4.975	0.000	-22.113	常時
4	0.600	-8.845	0.000	-29.484	常時
5	0.750	-13.821	0.000	-36.855	常時
6	0.900	-19.902	0.000	-44.226	常時
7	1.050	-27.088	0.000	-51.597	常時
8	1.200	-35.381	0.000	-58.968	常時
9	1.350	-44.779	0.000	-66.339	常時
右端	1.500	-55.283	0.000	-73.710	常時

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-102.876	11.977	159.732	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.330	-52.276	11.977	147.086	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	0.660	-5.726	11.977	135.054	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	0.990	36.862	11.977	123.129	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	1.060	43.175	11.977	83.697	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	1.320	63.780	11.977	74.799	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	1.650	86.600	11.977	63.506	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	1.980	72.693	11.977	-47.788	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	2.240	59.112	11.977	-56.685	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	2.310	53.729	11.950	-128.689	常時+温度(上昇)荷重
10	2.640	8.967	11.950	-142.687	常時+温度(上昇)荷重
11	2.970	-40.447	11.950	-156.812	常時+温度(上昇)荷重
右端	3.300	-98.084	9.577	-197.405	常時

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-55.283	0.000	73.710	常時
1	0.150	-44.779	0.000	66.339	常時
2	0.300	-35.381	0.000	58.968	常時
3	0.450	-27.088	0.000	51.597	常時
4	0.600	-19.902	0.000	44.226	常時
5	0.750	-13.821	0.000	36.855	常時
6	0.900	-8.845	0.000	29.484	常時
7	1.050	-4.975	0.000	22.113	常時
8	1.200	-2.211	0.000	14.742	常時
9	1.350	-0.553	0.000	7.371	常時
右端	1.500	0.000	0.000	0.000	常時+温度(下降)荷重

左柱

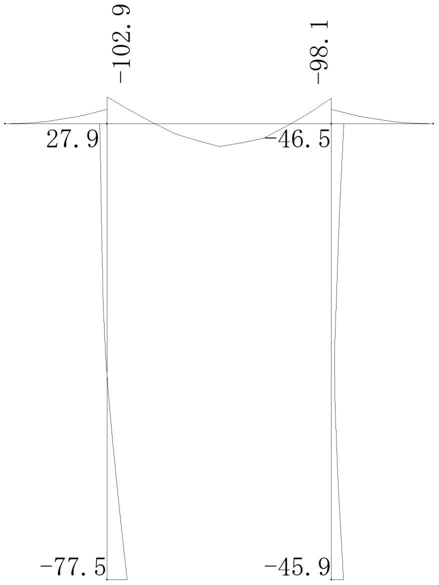
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	27.894	235.752	-4.705	常時+温度(下降)荷重
1	0.670	24.741	241.112	-4.705	常時+温度(下降)荷重
2	1.340	21.589	250.819	-4.705	常時+温度(下降)荷重
3	2.010	18.437	260.525	-4.705	常時+温度(下降)荷重
4	2.680	14.517	270.231	-11.950	常時+温度(上昇)荷重
5	3.350	6.511	279.937	-11.950	常時+温度(上昇)荷重
6	4.020	-6.211	269.721	-22.724	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	4.690	-22.085	297.841	-24.660	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	5.360	-39.255	325.961	-26.595	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	6.030	-57.722	354.081	-28.531	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
下端	6.700	-77.486	382.201	-30.466	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

右柱

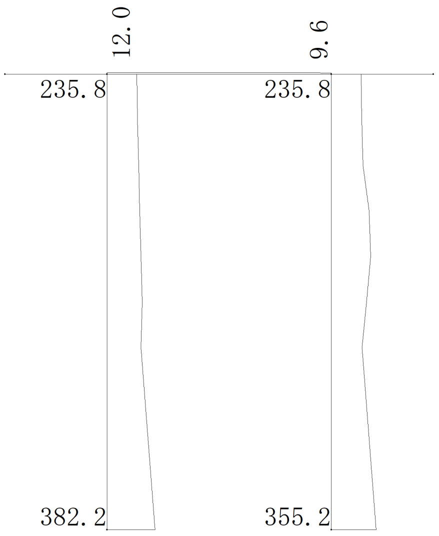
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-46.544	235.752	11.950	常時+温度(上昇)荷重
1	0.670	-38.537	241.112	11.950	常時+温度(上昇)荷重
2	1.340	-30.531	250.819	11.950	常時+温度(上昇)荷重
3	2.010	-23.553	299.604	9.577	常時
4	2.680	-17.136	310.766	9.577	常時
5	3.350	-12.133	279.937	4.705	常時+温度(下降)荷重
6	4.020	-12.594	242.709	-8.541	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	4.690	-18.965	270.829	-10.477	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	5.360	-26.633	298.950	-12.413	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	6.030	-35.598	327.070	-14.348	常時+風荷重+温度(下降)荷重
下端	6.700	-45.860	355.190	-16.284	常時+風荷重+温度(下降)荷重

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



軸力図



■常時(モーメント:最大)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+温度(下降)荷重
1	0.150	-0.409	0.000	-5.460	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	0.300	-1.638	0.000	-10.920	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	0.450	-3.686	0.000	-16.380	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	0.600	-6.552	0.000	-21.840	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	0.750	-10.238	0.000	-27.300	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	0.900	-14.742	0.000	-32.760	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	1.050	-20.065	0.000	-38.220	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	1.200	-26.208	0.000	-43.680	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	1.350	-33.169	0.000	-49.140	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
右端	1.500	-40.950	0.000	-54.600	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-75.965	4.705	171.657	常時+温度(下降)荷重
1	0.330	-21.797	4.705	156.812	常時+温度(下降)荷重
2	0.660	27.617	4.705	142.687	常時+温度(下降)荷重
3	0.990	72.513	9.577	147.992	常時
4	1.060	79.759	9.577	94.758	常時
5	1.320	102.834	9.577	82.746	常時
6	1.650	127.625	9.577	67.500	常時
7	1.980	102.834	9.577	-82.746	常時
8	2.240	79.759	9.577	-94.758	常時
9	2.310	72.513	9.577	-147.992	常時
10	2.640	36.903	5.805	-108.043	常時+風荷重+温度(下降)荷重
11	2.970	-0.734	5.805	-120.075	常時+風荷重+温度(下降)荷重
右端	3.300	-42.420	5.805	-132.720	常時+風荷重+温度(下降)荷重

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-40.950	3.600	54.600	常時+風荷重+温度(下降)荷重
1	0.150	-33.169	3.600	49.140	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	0.300	-26.208	3.600	43.680	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	0.450	-20.065	3.600	38.220	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	0.600	-14.742	3.600	32.760	常時+風荷重+温度(下降)荷重
5	0.750	-10.237	3.600	27.300	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	0.900	-6.552	3.600	21.840	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	1.050	-3.685	3.600	16.380	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	1.200	-1.638	3.600	10.920	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	1.350	-0.410	3.600	5.460	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
右端	1.500	0.000	3.600	0.000	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

左柱

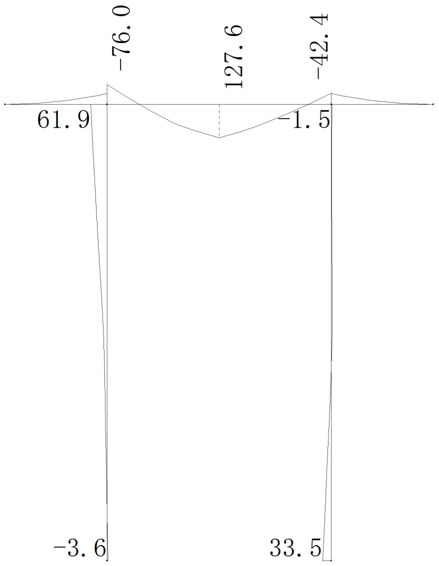
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	61.926	214.332	-11.977	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.670	53.704	218.898	-13.046	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	1.340	44.314	227.166	-14.982	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	2.010	34.439	254.269	-14.938	常時+風荷重
4	2.680	23.730	263.199	-17.028	常時+風荷重
5	3.350	13.155	251.971	-14.616	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	4.020	8.980	300.774	-4.705	常時+温度(下降)荷重
7	4.690	5.828	333.785	-4.705	常時+温度(下降)荷重
8	5.360	2.676	366.795	-4.705	常時+温度(下降)荷重
9	6.030	-0.476	399.806	-4.705	常時+温度(下降)荷重
下端	6.700	-3.628	432.817	-4.705	常時+温度(下降)荷重

右柱

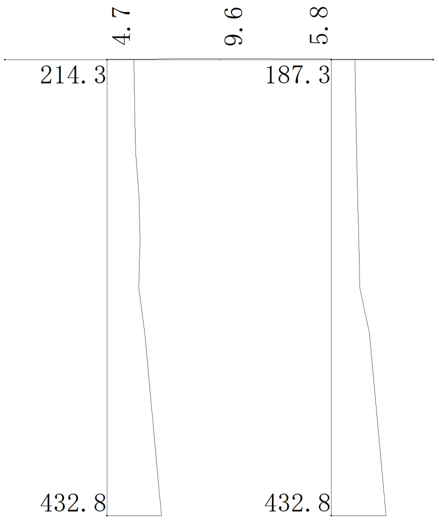
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-1.470	187.320	2.205	常時+風荷重+温度(下降)荷重
1	0.670	-0.190	191.886	1.136	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	1.340	-0.078	200.155	-0.799	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	2.010	-1.261	208.423	-2.735	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	2.680	-3.088	216.691	1.502	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	3.350	-2.730	224.959	-0.434	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	4.020	1.496	300.774	11.950	常時+温度(上昇)荷重
7	4.690	9.503	333.785	11.950	常時+温度(上昇)荷重
8	5.360	17.510	366.795	11.950	常時+温度(上昇)荷重
9	6.030	25.516	399.806	11.950	常時+温度(上昇)荷重
下端	6.700	33.523	432.817	11.950	常時+温度(上昇)荷重

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



軸力図



■常時(軸力:最小)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+温度(下降)荷重
1	0.150	-0.481	0.000	-6.410	常時+温度(下降)荷重
2	0.300	-1.923	0.000	-12.819	常時+温度(下降)荷重
3	0.450	-4.326	0.000	-19.229	常時+温度(下降)荷重
4	0.600	-7.691	0.000	-25.638	常時+温度(下降)荷重
5	0.750	-12.018	0.000	-32.048	常時+温度(下降)荷重
6	0.900	-17.306	0.000	-38.457	常時+温度(下降)荷重
7	1.050	-23.555	0.000	-44.867	常時+温度(下降)荷重
8	1.200	-30.766	0.000	-51.277	常時+温度(下降)荷重
9	1.350	-38.938	0.000	-57.686	常時+温度(下降)荷重
右端	1.500	-48.072	0.000	-64.096	常時+温度(下降)荷重

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-75.965	4.705	171.657	常時+温度(下降)荷重
1	0.330	-21.797	4.705	156.812	常時+温度(下降)荷重
2	0.660	27.617	4.705	142.687	常時+温度(下降)荷重
3	0.990	72.380	4.705	128.689	常時+温度(下降)荷重
4	1.060	78.681	4.705	82.398	常時+温度(下降)荷重
5	1.320	98.746	4.705	71.953	常時+温度(下降)荷重
6	1.650	120.303	4.705	58.696	常時+温度(下降)荷重
7	1.980	98.746	4.705	-71.953	常時+温度(下降)荷重
8	2.240	78.681	4.705	-82.398	常時+温度(下降)荷重
9	2.310	72.380	4.705	-128.689	常時+温度(下降)荷重
10	2.640	27.617	4.705	-142.687	常時+温度(下降)荷重
11	2.970	-21.797	4.705	-156.812	常時+温度(下降)荷重
右端	3.300	-75.965	4.705	-171.657	常時+温度(下降)荷重

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-48.072	0.000	64.096	常時+温度(上昇)荷重
1	0.150	-38.938	0.000	57.686	常時+温度(上昇)荷重
2	0.300	-30.766	0.000	51.277	常時+温度(上昇)荷重
3	0.450	-23.555	0.000	44.867	常時+温度(上昇)荷重
4	0.600	-17.306	0.000	38.457	常時+温度(上昇)荷重
5	0.750	-12.018	0.000	32.048	常時+温度(上昇)荷重
6	0.900	-7.691	0.000	25.638	常時+温度(上昇)荷重
7	1.050	-4.326	0.000	19.229	常時+温度(上昇)荷重
8	1.200	-1.923	0.000	12.819	常時+温度(上昇)荷重
9	1.350	-0.481	0.000	6.410	常時+温度(上昇)荷重
右端	1.500	0.000	0.000	0.000	常時+温度(上昇)荷重

左柱

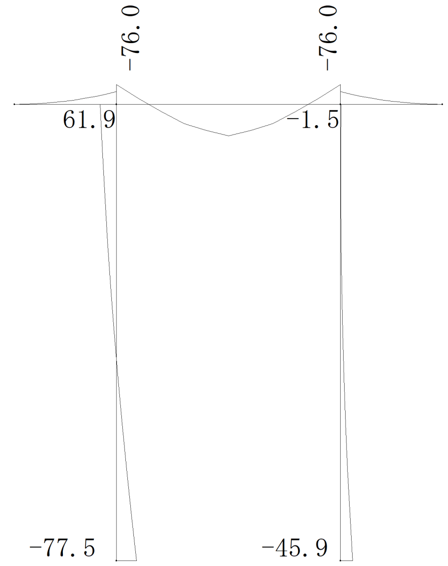
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	61.926	214.332	-11.977	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.670	53.704	218.898	-13.046	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	1.340	44.314	227.166	-14.982	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	2.010	33.628	235.434	-16.917	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	2.680	21.645	243.703	-18.853	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	3.350	8.365	251.971	-20.788	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	4.020	-6.211	269.721	-22.724	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	4.690	-22.085	297.841	-24.660	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	5.360	-39.255	325.961	-26.595	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	6.030	-57.722	354.081	-28.531	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
下端	6.700	-77.486	382.201	-30.466	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

右柱

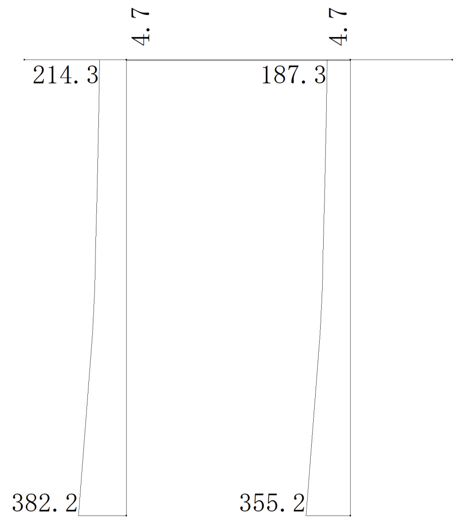
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-1.470	187.320	2.205	常時+風荷重+温度(下降)荷重
1	0.670	-0.190	191.886	1.136	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	1.340	-0.078	200.155	-0.799	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	2.010	-1.261	208.423	-2.735	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	2.680	-3.742	216.691	-4.670	常時+風荷重+温度(下降)荷重
5	3.350	-7.520	224.959	-6.606	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	4.020	-12.594	242.709	-8.541	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	4.690	-18.965	270.829	-10.477	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	5.360	-26.633	298.950	-12.413	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	6.030	-35.598	327.070	-14.348	常時+風荷重+温度(下降)荷重
下端	6.700	-45.860	355.190	-16.284	常時+風荷重+温度(下降)荷重

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



軸力図



■常時(軸力:最大)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.150	-0.410	0.000	-5.460	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	0.300	-1.638	0.000	-10.920	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	0.450	-3.686	0.000	-16.380	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	0.600	-6.552	0.000	-21.840	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	0.750	-10.238	0.000	-27.300	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	0.900	-14.742	0.000	-32.760	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	1.050	-20.065	0.000	-38.220	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	1.200	-26.208	0.000	-43.680	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	1.350	-33.169	0.000	-49.140	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
右端	1.500	-40.950	0.000	-54.600	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-102.876	11.977	159.732	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.330	-52.276	11.977	147.086	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	0.660	-5.726	11.977	135.054	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	0.990	36.862	11.977	123.129	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	1.060	43.175	11.977	83.697	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	1.320	63.780	11.977	74.799	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	1.650	86.600	11.977	63.506	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	1.980	72.693	11.977	-47.788	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	2.240	59.112	11.977	-56.685	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	2.310	54.690	11.977	-96.118	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
10	2.640	21.016	11.977	-108.043	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
11	2.970	-16.621	11.977	-120.075	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
右端	3.300	-58.308	11.977	-132.720	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-44.226	3.888	58.968	常時+風荷重
1	0.150	-35.823	3.888	53.071	常時+風荷重
2	0.300	-28.305	3.888	47.174	常時+風荷重
3	0.450	-21.671	3.888	41.278	常時+風荷重
4	0.600	-15.921	3.888	35.381	常時+風荷重
5	0.750	-11.057	3.888	29.484	常時+風荷重
6	0.900	-7.076	3.888	23.587	常時+風荷重
7	1.050	-3.980	3.888	17.690	常時+風荷重
8	1.200	-1.769	3.888	11.794	常時+風荷重
9	1.350	-0.442	3.888	5.897	常時+風荷重
右端	1.500	0.000	3.888	0.000	常時+風荷重

左柱

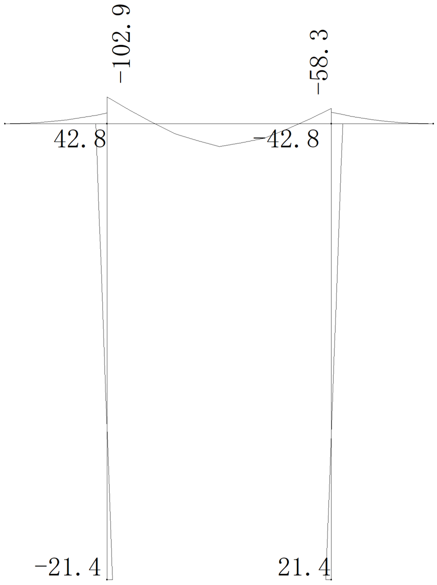
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	42.802	271.115	-9.577	常時
1	0.670	36.385	277.279	-9.577	常時
2	1.340	29.969	288.441	-9.577	常時
3	2.010	23.553	299.604	-9.577	常時
4	2.680	17.136	310.766	-9.577	常時
5	3.350	10.720	321.928	-9.577	常時
6	4.020	4.303	345.890	-9.577	常時
7	4.690	-2.113	383.852	-9.577	常時
8	5.360	-8.529	421.815	-9.577	常時
9	6.030	-14.946	459.777	-9.577	常時
下端	6.700	-21.362	497.739	-9.577	常時

右柱

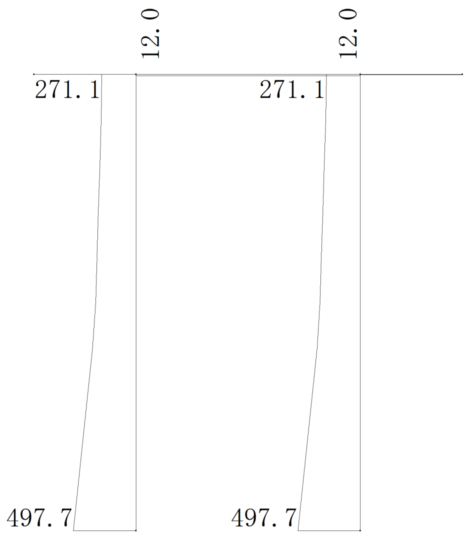
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-42.802	271.115	9.577	常時
1	0.670	-36.385	277.279	9.577	常時
2	1.340	-29.969	288.441	9.577	常時
3	2.010	-23.553	299.604	9.577	常時
4	2.680	-17.136	310.766	9.577	常時
5	3.350	-10.720	321.928	9.577	常時
6	4.020	-4.303	345.890	9.577	常時
7	4.690	2.113	383.852	9.577	常時
8	5.360	8.529	421.815	9.577	常時
9	6.030	14.946	459.777	9.577	常時
下端	6.700	21.362	497.739	9.577	常時

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



軸力図



■常時(せん断力:最小)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+温度(上昇)荷重
1	0.150	-0.553	0.000	-7.371	常時
2	0.300	-2.211	0.000	-14.742	常時
3	0.450	-4.975	0.000	-22.113	常時
4	0.600	-8.845	0.000	-29.484	常時
5	0.750	-13.821	0.000	-36.855	常時
6	0.900	-19.902	0.000	-44.226	常時
7	1.050	-27.088	0.000	-51.597	常時
8	1.200	-35.381	0.000	-58.968	常時
9	1.350	-44.779	0.000	-66.339	常時
右端	1.500	-55.283	0.000	-73.710	常時

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-102.876	11.977	159.732	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.330	-52.276	11.977	147.086	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	0.660	-5.726	11.977	135.054	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	0.990	36.862	11.977	123.129	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	1.060	60.030	11.950	82.398	常時+温度(上昇)荷重
5	1.320	80.096	11.950	71.953	常時+温度(上昇)荷重
6	1.650	101.653	11.950	58.696	常時+温度(上昇)荷重
7	1.980	102.834	9.577	-82.746	常時
8	2.240	79.759	9.577	-94.758	常時
9	2.310	72.513	9.577	-147.992	常時
10	2.640	21.036	9.577	-164.091	常時
11	2.970	-35.790	9.577	-180.334	常時
右端	3.300	-98.084	9.577	-197.405	常時

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-40.950	3.600	54.600	常時+風荷重+温度(下降)荷重
1	0.150	-33.169	3.600	49.140	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	0.300	-26.208	3.600	43.680	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	0.450	-20.065	3.600	38.220	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	0.600	-14.742	3.600	32.760	常時+風荷重+温度(下降)荷重
5	0.750	-10.237	3.600	27.300	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	0.900	-6.552	3.600	21.840	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	1.050	-3.685	3.600	16.380	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	1.200	-1.638	3.600	10.920	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	1.350	-0.410	3.600	5.460	常時+風荷重+温度(下降)荷重
右端	1.500	0.000	0.000	0.000	常時+温度(下降)荷重

左柱

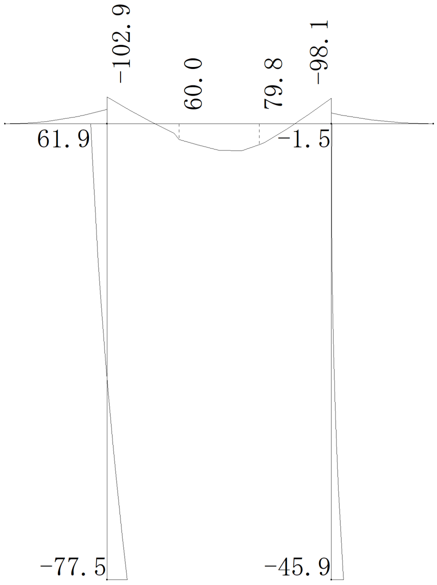
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	61.926	214.332	-11.977	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
1	0.670	53.704	218.898	-13.046	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
2	1.340	44.314	227.166	-14.982	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
3	2.010	33.628	235.434	-16.917	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
4	2.680	21.645	243.703	-18.853	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
5	3.350	8.365	251.971	-20.788	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
6	4.020	-6.211	269.721	-22.724	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
7	4.690	-22.085	297.841	-24.660	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
8	5.360	-39.255	325.961	-26.595	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
9	6.030	-57.722	354.081	-28.531	常時+風荷重+温度(上昇)荷重
下端	6.700	-77.486	382.201	-30.466	常時+風荷重+温度(上昇)荷重

右柱

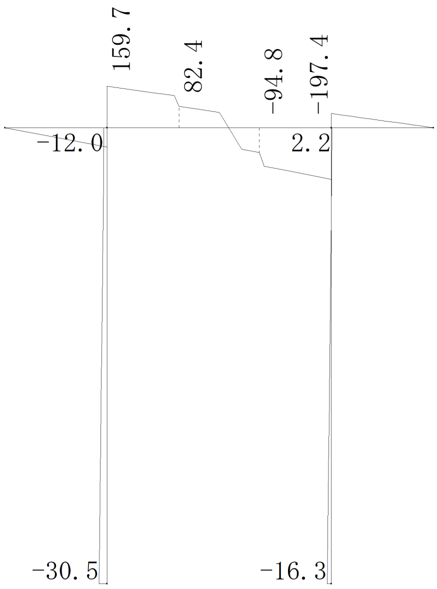
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-1.470	187.320	2.205	常時+風荷重+温度(下降)荷重
1	0.670	-0.190	191.886	1.136	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	1.340	-0.078	200.155	-0.799	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	2.010	-1.261	208.423	-2.735	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	2.680	-3.742	216.691	-4.670	常時+風荷重+温度(下降)荷重
5	3.350	-7.520	224.959	-6.606	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	4.020	-12.594	242.709	-8.541	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	4.690	-18.965	270.829	-10.477	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	5.360	-26.633	298.950	-12.413	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	6.030	-35.598	327.070	-14.348	常時+風荷重+温度(下降)荷重
下端	6.700	-45.860	355.190	-16.284	常時+風荷重+温度(下降)荷重

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



せん断力図



■常時(せん断力:最大)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	0.000	0.000	0.000	常時+温度(下降)荷重
1	0.150	-0.409	0.000	-5.460	常時+風荷重+温度(下降)荷重
2	0.300	-1.638	0.000	-10.920	常時+風荷重+温度(下降)荷重
3	0.450	-3.686	0.000	-16.380	常時+風荷重+温度(下降)荷重
4	0.600	-6.552	0.000	-21.840	常時+風荷重+温度(下降)荷重
5	0.750	-10.238	0.000	-27.300	常時+風荷重+温度(下降)荷重
6	0.900	-14.742	0.000	-32.760	常時+風荷重+温度(下降)荷重
7	1.050	-20.066	0.000	-38.220	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	1.200	-26.208	0.000	-43.680	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	1.350	-33.170	0.000	-49.140	常時+風荷重+温度(下降)荷重
右端	1.500	-40.950	0.000	-54.600	常時+風荷重+温度(下降)荷重

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-98.084	9.577	197.405	常時
1	0.330	-35.790	9.577	180.334	常時
2	0.660	21.036	9.577	164.091	常時
3	0.990	72.513	9.577	147.992	常時
4	1.060	79.759	9.577	94.758	常時
5	1.320	102.834	9.577	82.746	常時
6	1.650	102.107	9.603	68.586	常時+風荷重
7	1.980	88.581	5.805	-47.788	常時+風荷重+温度(下降)荷重
8	2.240	74.999	5.805	-56.685	常時+風荷重+温度(下降)荷重
9	2.310	70.577	5.805	-96.118	常時+風荷重+温度(下降)荷重
10	2.640	36.903	5.805	-108.043	常時+風荷重+温度(下降)荷重
11	2.970	-0.734	5.805	-120.075	常時+風荷重+温度(下降)荷重
右端	3.300	-42.420	5.805	-132.720	常時+風荷重+温度(下降)荷重

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
左端	0.000	-55.283	0.000	73.710	常時
1	0.150	-44.779	0.000	66.339	常時
2	0.300	-35.381	0.000	58.968	常時
3	0.450	-27.088	0.000	51.597	常時
4	0.600	-19.902	0.000	44.226	常時
5	0.750	-13.821	0.000	36.855	常時
6	0.900	-8.845	0.000	29.484	常時
7	1.050	-4.975	0.000	22.113	常時
8	1.200	-2.211	0.000	14.742	常時
9	1.350	-0.553	0.000	7.371	常時
右端	1.500	0.000	0.000	0.000	常時+温度(上昇)荷重

左柱

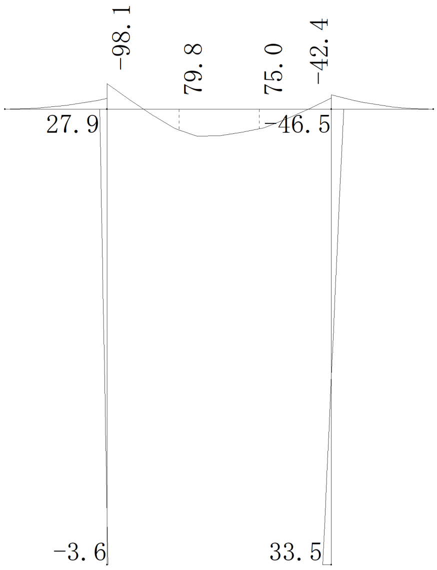
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	27.894	235.752	-4.705	常時+温度(下降)荷重
1	0.670	24.741	241.112	-4.705	常時+温度(下降)荷重
2	1.340	21.589	250.819	-4.705	常時+温度(下降)荷重
3	2.010	18.437	260.525	-4.705	常時+温度(下降)荷重
4	2.680	15.285	270.231	-4.705	常時+温度(下降)荷重
5	3.350	12.133	279.937	-4.705	常時+温度(下降)荷重
6	4.020	8.980	300.774	-4.705	常時+温度(下降)荷重
7	4.690	5.828	333.785	-4.705	常時+温度(下降)荷重
8	5.360	2.676	366.795	-4.705	常時+温度(下降)荷重
9	6.030	-0.476	399.806	-4.705	常時+温度(下降)荷重
下端	6.700	-3.628	432.817	-4.705	常時+温度(下降)荷重

右柱

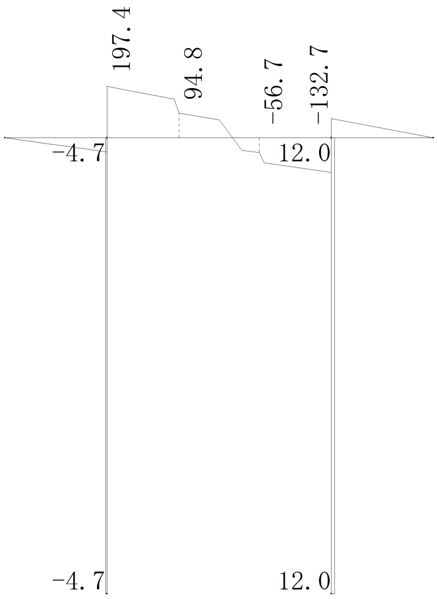
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)	荷重名称
上端	0.000	-46.544	235.752	11.950	常時+温度(上昇)荷重
1	0.670	-38.537	241.112	11.950	常時+温度(上昇)荷重
2	1.340	-30.531	250.819	11.950	常時+温度(上昇)荷重
3	2.010	-22.524	260.525	11.950	常時+温度(上昇)荷重
4	2.680	-14.517	270.231	11.950	常時+温度(上昇)荷重
5	3.350	-6.511	279.937	11.950	常時+温度(上昇)荷重
6	4.020	1.496	300.774	11.950	常時+温度(上昇)荷重
7	4.690	9.503	333.785	11.950	常時+温度(上昇)荷重
8	5.360	17.510	366.795	11.950	常時+温度(上昇)荷重
9	6.030	25.516	399.806	11.950	常時+温度(上昇)荷重
下端	6.700	33.523	432.817	11.950	常時+温度(上昇)荷重

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

曲げモーメント図



せん断力図



■地震時

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.507	-1.353	-6.764
2	0.300	-2.029	-2.705	-13.527
3	0.450	-4.565	-4.058	-20.291
4	0.600	-8.116	-5.411	-27.054
5	0.750	-12.682	-6.764	-33.818
6	0.900	-18.261	-8.116	-40.581
7	1.050	-24.856	-9.469	-47.345
8	1.200	-32.465	-10.822	-54.108
9	1.350	-41.088	-12.174	-60.872
右端	1.500	-50.726	-13.527	-67.635

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-245.592	38.473	273.912
1	0.330	-157.830	35.326	258.177
2	0.660	-75.095	32.345	243.270
3	0.990	2.731	29.393	228.508
4	1.060	15.624	18.803	175.558
5	1.320	59.844	16.611	164.599
6	1.650	111.867	13.829	150.689
7	1.980	122.999	-0.953	26.780
8	2.240	128.537	-3.145	15.821
9	2.310	129.041	-13.735	-37.130
10	2.640	114.370	-16.687	-51.892
11	2.970	94.790	-19.669	-66.799
右端	3.300	70.183	-22.816	-82.533

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-50.726	13.527	67.635
1	0.150	-41.088	12.174	60.872
2	0.300	-32.465	10.822	54.108
3	0.450	-24.856	9.469	47.345
4	0.600	-18.261	8.116	40.581
5	0.750	-12.682	6.764	33.818
6	0.900	-8.116	5.411	27.054
7	1.050	-4.565	4.058	20.291
8	1.200	-2.029	2.705	13.527
9	1.350	-0.507	1.353	6.764
右端	1.500	0.000	0.000	0.000

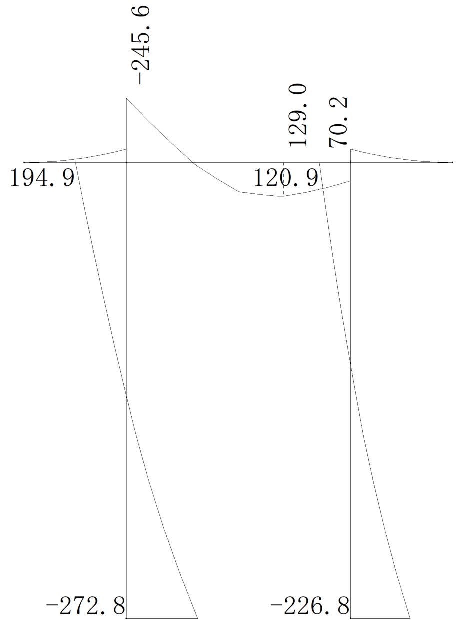
左柱

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	194.865	341.547	-52.000
1	0.670	159.797	347.711	-53.233
2	1.340	123.383	358.873	-55.466
3	2.010	85.473	370.035	-57.698
4	2.680	46.068	381.198	-59.930
5	3.350	5.166	392.360	-62.163
6	4.020	-37.811	416.322	-68.022
7	4.690	-86.677	454.284	-77.848
8	5.360	-142.127	492.246	-87.674
9	6.030	-204.160	530.209	-97.499
下端	6.700	-272.776	568.171	-107.325

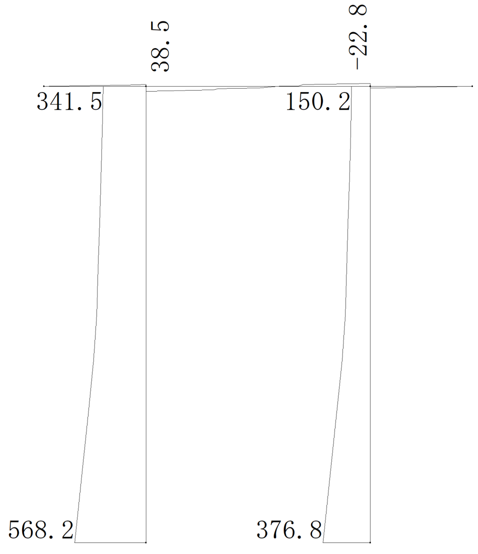
右柱

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	120.909	150.168	-36.343
1	0.670	96.331	156.332	-37.576
2	1.340	70.408	167.495	-39.808
3	2.010	42.989	178.657	-42.040
4	2.680	14.074	189.819	-44.273
5	3.350	-16.337	200.981	-46.505
6	4.020	-48.653	224.943	-51.298
7	4.690	-85.566	262.906	-58.890
8	5.360	-127.566	300.868	-66.483
9	6.030	-174.652	338.830	-74.075
下端	6.700	-226.826	376.792	-81.667

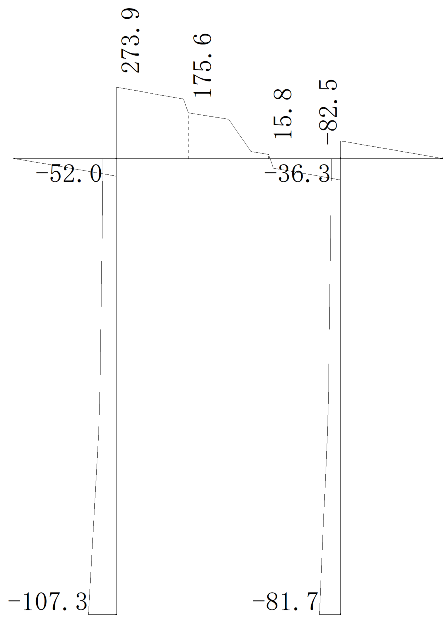
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.553	0.000	-7.371
2	0.300	-2.211	0.000	-14.742
3	0.450	-4.975	0.000	-22.113
4	0.600	-8.845	0.000	-29.484
5	0.750	-13.821	0.000	-36.855
6	0.900	-19.902	0.000	-44.226
7	1.050	-27.088	0.000	-51.597
8	1.200	-35.381	0.000	-58.968
9	1.350	-44.779	0.000	-66.339
右端	1.500	-55.283	0.000	-73.710

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-98.084	9.577	197.405
1	0.330	-35.790	9.577	180.334
2	0.660	21.036	9.577	164.091
3	0.990	72.513	9.577	147.992
4	1.060	79.759	9.577	94.758
5	1.320	102.834	9.577	82.746
6	1.650	127.625	9.577	67.500
7	1.980	102.834	9.577	-82.746
8	2.240	79.759	9.577	-94.758
9	2.310	72.513	9.577	-147.992
10	2.640	21.036	9.577	-164.091
11	2.970	-35.790	9.577	-180.334
右端	3.300	-98.084	9.577	-197.405

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-55.283	0.000	73.710
1	0.150	-44.779	0.000	66.339
2	0.300	-35.381	0.000	58.968
3	0.450	-27.088	0.000	51.597
4	0.600	-19.902	0.000	44.226
5	0.750	-13.821	0.000	36.855
6	0.900	-8.845	0.000	29.484
7	1.050	-4.975	0.000	22.113
8	1.200	-2.211	0.000	14.742
9	1.350	-0.553	0.000	7.371
右端	1.500	0.000	0.000	0.000

左柱

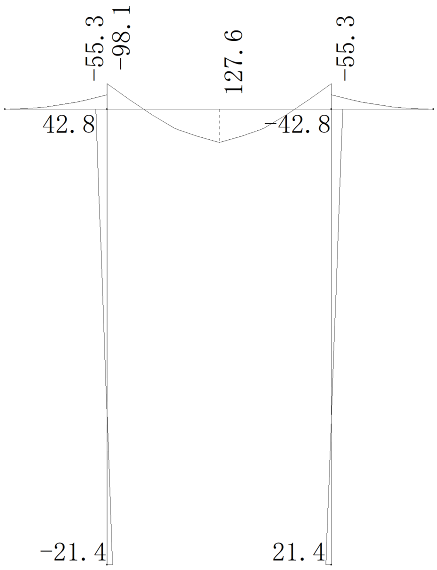
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	42.802	271.115	-9.577
1	0.670	36.385	277.279	-9.577
2	1.340	29.969	288.441	-9.577
3	2.010	23.553	299.604	-9.577
4	2.680	17.136	310.766	-9.577
5	3.350	10.720	321.928	-9.577
6	4.020	4.303	345.890	-9.577
7	4.690	-2.113	383.852	-9.577
8	5.360	-8.529	421.815	-9.577
9	6.030	-14.946	459.777	-9.577
下端	6.700	-21.362	497.739	-9.577

右柱

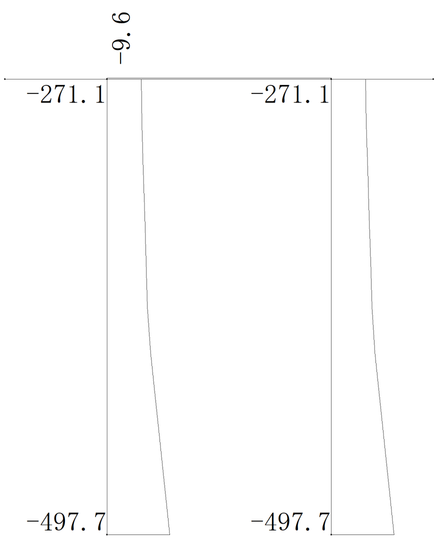
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-42.802	271.115	9.577
1	0.670	-36.385	277.279	9.577
2	1.340	-29.969	288.441	9.577
3	2.010	-23.553	299.604	9.577
4	2.680	-17.136	310.766	9.577
5	3.350	-10.720	321.928	9.577
6	4.020	-4.303	345.890	9.577
7	4.690	2.113	383.852	9.577
8	5.360	8.529	421.815	9.577
9	6.030	14.946	459.777	9.577
下端	6.700	21.362	497.739	9.577

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

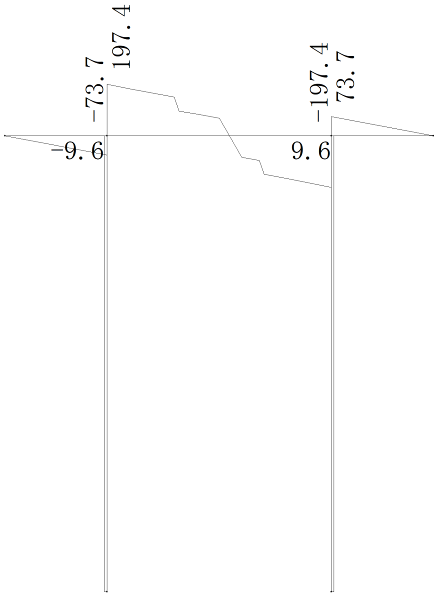
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時+風荷重

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.442	0.000	-5.897
2	0.300	-1.769	0.000	-11.794
3	0.450	-3.980	0.000	-17.690
4	0.600	-7.076	0.000	-23.587
5	0.750	-11.057	0.000	-29.484
6	0.900	-15.921	0.000	-35.381
7	1.050	-21.671	0.000	-41.278
8	1.200	-28.305	0.000	-47.174
9	1.350	-35.823	0.000	-53.071
右端	1.500	-44.226	0.000	-58.968

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-102.527	9.603	172.510
1	0.330	-47.879	9.603	158.853
2	0.660	2.396	9.603	145.859
3	0.990	48.390	9.603	132.980
4	1.060	55.208	9.603	90.393
5	1.320	77.461	9.603	80.783
6	1.650	102.107	9.603	68.586
7	1.980	87.088	9.603	-51.611
8	2.240	72.420	9.603	-61.220
9	2.310	67.644	9.603	-103.807
10	2.640	31.276	9.603	-116.686
11	2.970	-9.371	9.603	-129.681
右端	3.300	-54.393	9.603	-143.338

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-44.226	3.888	58.968
1	0.150	-35.823	3.888	53.071
2	0.300	-28.305	3.888	47.174
3	0.450	-21.671	3.888	41.278
4	0.600	-15.921	3.888	35.381
5	0.750	-11.057	3.888	29.484
6	0.900	-7.076	3.888	23.587
7	1.050	-3.980	3.888	17.690
8	1.200	-1.769	3.888	11.794
9	1.350	-0.442	3.888	5.897
右端	1.500	0.000	3.888	0.000

左柱

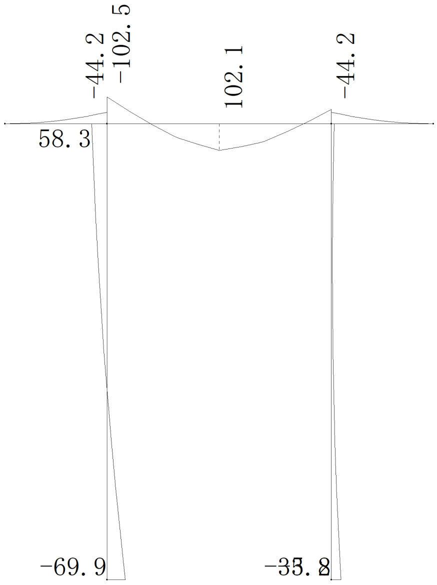
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	58.301	231.478	-9.603
1	0.670	51.654	236.410	-10.757
2	1.340	43.747	245.339	-12.847
3	2.010	34.439	254.269	-14.938
4	2.680	23.730	263.199	-17.028
5	3.350	11.621	272.129	-19.119
6	4.020	-1.889	291.298	-21.209
7	4.690	-16.799	321.668	-23.299
8	5.360	-33.110	352.038	-25.390
9	6.030	-50.821	382.408	-27.480
下端	6.700	-69.933	412.777	-29.571

右柱

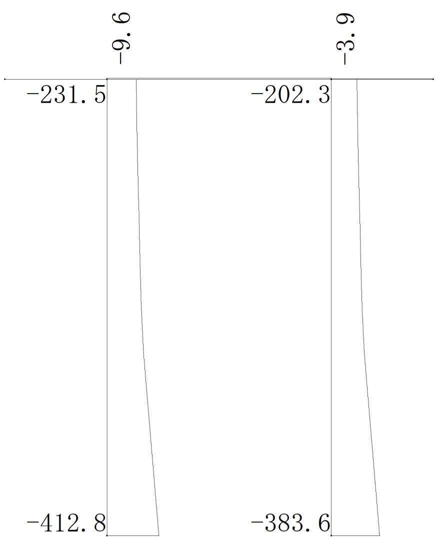
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-10.167	202.306	5.715
1	0.670	-6.552	207.237	4.560
2	1.340	-4.197	216.167	2.470
3	2.010	-3.242	225.097	0.379
4	2.680	-3.688	234.026	-1.711
5	3.350	-5.535	242.956	-3.801
6	4.020	-8.782	262.126	-5.892
7	4.690	-13.430	292.496	-7.982
8	5.360	-19.479	322.866	-10.073
9	6.030	-26.927	353.235	-12.163
下端	6.700	-35.777	383.605	-14.253

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

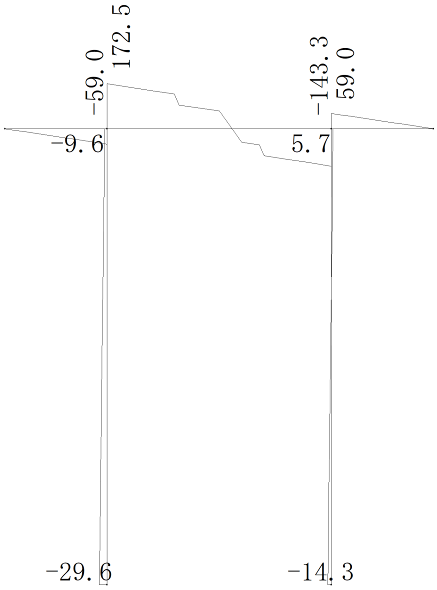
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時+温度荷重(上昇)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.481	0.000	-6.410
2	0.300	-1.923	0.000	-12.819
3	0.450	-4.326	0.000	-19.229
4	0.600	-7.691	0.000	-25.638
5	0.750	-12.018	0.000	-32.048
6	0.900	-17.306	0.000	-38.457
7	1.050	-23.555	0.000	-44.867
8	1.200	-30.766	0.000	-51.277
9	1.350	-38.938	0.000	-57.686
右端	1.500	-48.072	0.000	-64.096

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-94.616	11.950	171.657
1	0.330	-40.447	11.950	156.812
2	0.660	8.967	11.950	142.687
3	0.990	53.729	11.950	128.689
4	1.060	60.030	11.950	82.398
5	1.320	80.096	11.950	71.953
6	1.650	101.653	11.950	58.696
7	1.980	80.096	11.950	-71.953
8	2.240	60.030	11.950	-82.398
9	2.310	53.729	11.950	-128.689
10	2.640	8.967	11.950	-142.687
11	2.970	-40.447	11.950	-156.812
右端	3.300	-94.616	11.950	-171.657

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-48.072	0.000	64.096
1	0.150	-38.938	0.000	57.686
2	0.300	-30.766	0.000	51.277
3	0.450	-23.555	0.000	44.867
4	0.600	-17.306	0.000	38.457
5	0.750	-12.018	0.000	32.048
6	0.900	-7.691	0.000	25.638
7	1.050	-4.326	0.000	19.229
8	1.200	-1.923	0.000	12.819
9	1.350	-0.481	0.000	6.410
右端	1.500	0.000	0.000	0.000

左柱

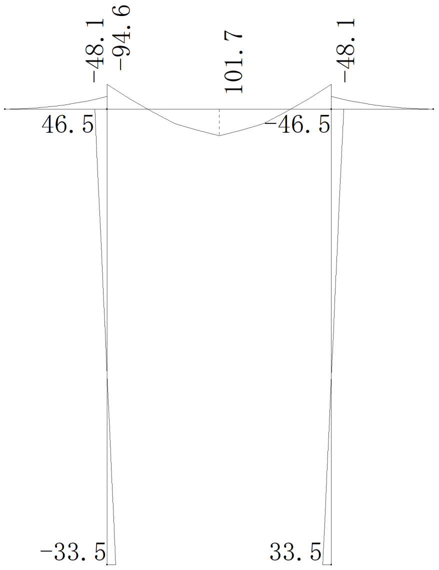
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	46.544	235.752	-11.950
1	0.670	38.537	241.112	-11.950
2	1.340	30.531	250.819	-11.950
3	2.010	22.524	260.525	-11.950
4	2.680	14.517	270.231	-11.950
5	3.350	6.511	279.937	-11.950
6	4.020	-1.496	300.774	-11.950
7	4.690	-9.503	333.785	-11.950
8	5.360	-17.510	366.795	-11.950
9	6.030	-25.516	399.806	-11.950
下端	6.700	-33.523	432.817	-11.950

右柱

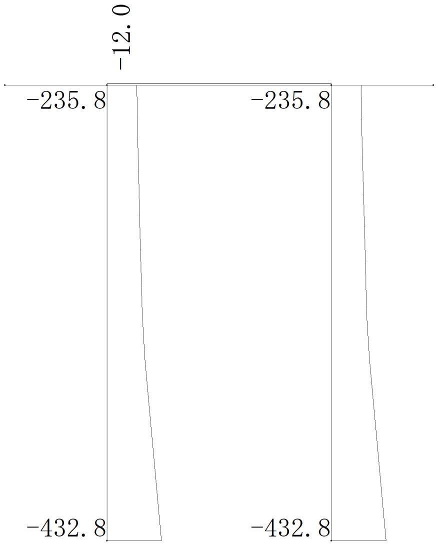
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-46.544	235.752	11.950
1	0.670	-38.537	241.112	11.950
2	1.340	-30.531	250.819	11.950
3	2.010	-22.524	260.525	11.950
4	2.680	-14.517	270.231	11.950
5	3.350	-6.511	279.937	11.950
6	4.020	1.496	300.774	11.950
7	4.690	9.503	333.785	11.950
8	5.360	17.510	366.795	11.950
9	6.030	25.516	399.806	11.950
下端	6.700	33.523	432.817	11.950

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

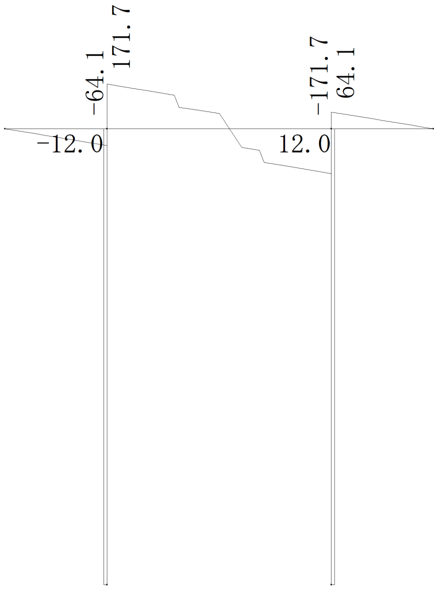
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時+温度荷重(下降)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.481	0.000	-6.410
2	0.300	-1.923	0.000	-12.819
3	0.450	-4.326	0.000	-19.229
4	0.600	-7.691	0.000	-25.638
5	0.750	-12.018	0.000	-32.048
6	0.900	-17.306	0.000	-38.457
7	1.050	-23.555	0.000	-44.867
8	1.200	-30.766	0.000	-51.277
9	1.350	-38.938	0.000	-57.686
右端	1.500	-48.072	0.000	-64.096

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-75.965	4.705	171.657
1	0.330	-21.797	4.705	156.812
2	0.660	27.617	4.705	142.687
3	0.990	72.380	4.705	128.689
4	1.060	78.681	4.705	82.398
5	1.320	98.746	4.705	71.953
6	1.650	120.303	4.705	58.696
7	1.980	98.746	4.705	-71.953
8	2.240	78.681	4.705	-82.398
9	2.310	72.380	4.705	-128.689
10	2.640	27.617	4.705	-142.687
11	2.970	-21.797	4.705	-156.812
右端	3.300	-75.965	4.705	-171.657

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-48.072	0.000	64.096
1	0.150	-38.938	0.000	57.686
2	0.300	-30.766	0.000	51.277
3	0.450	-23.555	0.000	44.867
4	0.600	-17.306	0.000	38.457
5	0.750	-12.018	0.000	32.048
6	0.900	-7.691	0.000	25.638
7	1.050	-4.326	0.000	19.229
8	1.200	-1.923	0.000	12.819
9	1.350	-0.481	0.000	6.410
右端	1.500	0.000	0.000	0.000

左柱

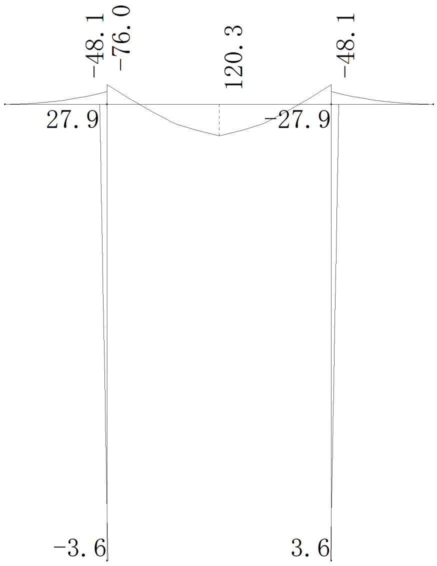
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	27.894	235.752	-4.705
1	0.670	24.741	241.112	-4.705
2	1.340	21.589	250.819	-4.705
3	2.010	18.437	260.525	-4.705
4	2.680	15.285	270.231	-4.705
5	3.350	12.133	279.937	-4.705
6	4.020	8.980	300.774	-4.705
7	4.690	5.828	333.785	-4.705
8	5.360	2.676	366.795	-4.705
9	6.030	-0.476	399.806	-4.705
下端	6.700	-3.628	432.817	-4.705

右柱

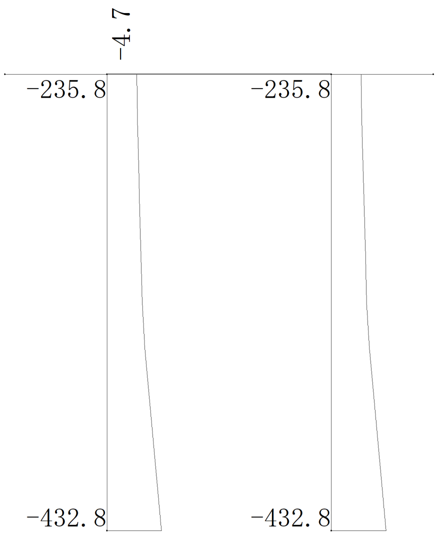
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-27.894	235.752	4.705
1	0.670	-24.741	241.112	4.705
2	1.340	-21.589	250.819	4.705
3	2.010	-18.437	260.525	4.705
4	2.680	-15.285	270.231	4.705
5	3.350	-12.133	279.937	4.705
6	4.020	-8.980	300.774	4.705
7	4.690	-5.828	333.785	4.705
8	5.360	-2.676	366.795	4.705
9	6.030	0.476	399.806	4.705
下端	6.700	3.628	432.817	4.705

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

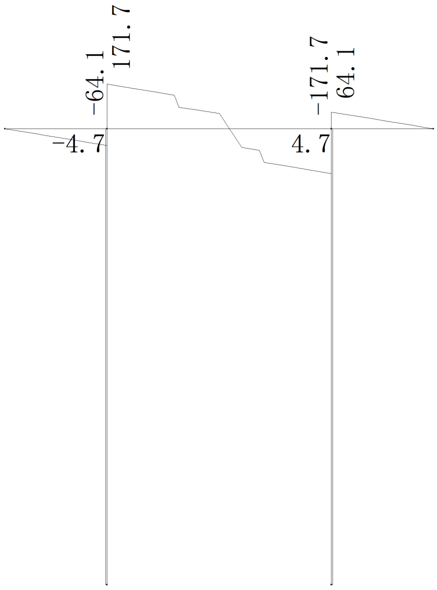
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時+風荷重+温度荷重(上昇)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.410	0.000	-5.460
2	0.300	-1.638	0.000	-10.920
3	0.450	-3.686	0.000	-16.380
4	0.600	-6.552	0.000	-21.840
5	0.750	-10.238	0.000	-27.300
6	0.900	-14.742	0.000	-32.760
7	1.050	-20.065	0.000	-38.220
8	1.200	-26.208	0.000	-43.680
9	1.350	-33.169	0.000	-49.140
右端	1.500	-40.950	0.000	-54.600

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-102.876	11.977	159.732
1	0.330	-52.276	11.977	147.086
2	0.660	-5.726	11.977	135.054
3	0.990	36.862	11.977	123.129
4	1.060	43.175	11.977	83.697
5	1.320	63.780	11.977	74.799
6	1.650	86.600	11.977	63.506
7	1.980	72.693	11.977	-47.788
8	2.240	59.112	11.977	-56.685
9	2.310	54.690	11.977	-96.118
10	2.640	21.016	11.977	-108.043
11	2.970	-16.621	11.977	-120.075
右端	3.300	-58.308	11.977	-132.720

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-40.950	3.600	54.600
1	0.150	-33.170	3.600	49.140
2	0.300	-26.208	3.600	43.680
3	0.450	-20.066	3.600	38.220
4	0.600	-14.742	3.600	32.760
5	0.750	-10.238	3.600	27.300
6	0.900	-6.552	3.600	21.840
7	1.050	-3.686	3.600	16.380
8	1.200	-1.638	3.600	10.920
9	1.350	-0.410	3.600	5.460
右端	1.500	0.000	3.600	0.000

左柱

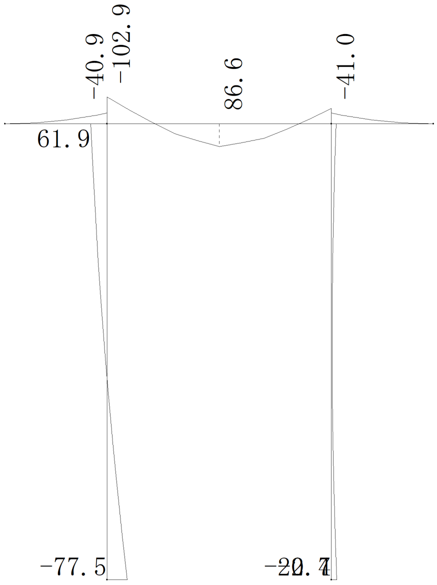
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	61.926	214.332	-11.977
1	0.670	53.704	218.898	-13.046
2	1.340	44.314	227.166	-14.982
3	2.010	33.628	235.434	-16.917
4	2.680	21.645	243.703	-18.853
5	3.350	8.365	251.971	-20.788
6	4.020	-6.211	269.721	-22.724
7	4.690	-22.085	297.841	-24.660
8	5.360	-39.255	325.961	-26.595
9	6.030	-57.722	354.081	-28.531
下端	6.700	-77.486	382.201	-30.466

右柱

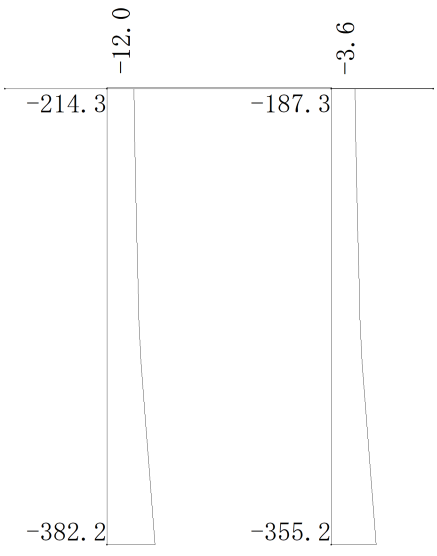
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-17.358	187.320	8.377
1	0.670	-11.942	191.886	7.308
2	1.340	-7.694	200.155	5.373
3	2.010	-4.743	208.423	3.437
4	2.680	-3.088	216.691	1.502
5	3.350	-2.730	224.959	-0.434
6	4.020	-3.670	242.709	-2.369
7	4.690	-5.905	270.829	-4.305
8	5.360	-9.438	298.950	-6.240
9	6.030	-14.268	327.070	-8.176
下端	6.700	-20.394	355.190	-10.112

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

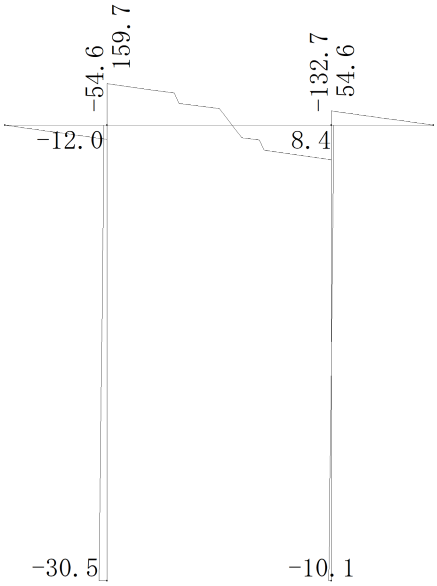
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



■常時+風荷重+温度荷重(下降)

操作台左張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.150	-0.409	0.000	-5.460
2	0.300	-1.638	0.000	-10.920
3	0.450	-3.686	0.000	-16.380
4	0.600	-6.552	0.000	-21.840
5	0.750	-10.238	0.000	-27.300
6	0.900	-14.742	0.000	-32.760
7	1.050	-20.066	0.000	-38.220
8	1.200	-26.208	0.000	-43.680
9	1.350	-33.170	0.000	-49.140
右端	1.500	-40.950	0.000	-54.600

操作台

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-86.989	5.805	159.732
1	0.330	-36.389	5.805	147.086
2	0.660	10.162	5.805	135.054
3	0.990	52.749	5.805	123.129
4	1.060	59.062	5.805	83.697
5	1.320	79.667	5.805	74.799
6	1.650	102.487	5.805	63.506
7	1.980	88.581	5.805	-47.788
8	2.240	74.999	5.805	-56.685
9	2.310	70.577	5.805	-96.118
10	2.640	36.903	5.805	-108.043
11	2.970	-0.734	5.805	-120.075
右端	3.300	-42.420	5.805	-132.720

操作台右張出

着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
左端	0.000	-40.950	3.600	54.600
1	0.150	-33.169	3.600	49.140
2	0.300	-26.208	3.600	43.680
3	0.450	-20.065	3.600	38.220
4	0.600	-14.742	3.600	32.760
5	0.750	-10.237	3.600	27.300
6	0.900	-6.552	3.600	21.840
7	1.050	-3.685	3.600	16.380
8	1.200	-1.638	3.600	10.920
9	1.350	-0.410	3.600	5.460
右端	1.500	0.000	3.600	0.000

左柱

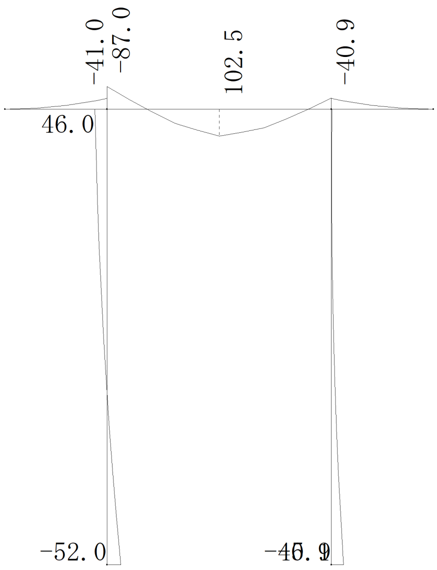
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	46.039	214.332	-5.805
1	0.670	41.952	218.898	-6.874
2	1.340	36.698	227.166	-8.810
3	2.010	30.147	235.434	-10.745
4	2.680	22.299	243.703	-12.681
5	3.350	13.155	251.971	-14.616
6	4.020	2.713	269.721	-16.552
7	4.690	-9.025	297.841	-18.487
8	5.360	-22.060	325.961	-20.423
9	6.030	-36.392	354.081	-22.359
下端	6.700	-52.020	382.201	-24.294

右柱

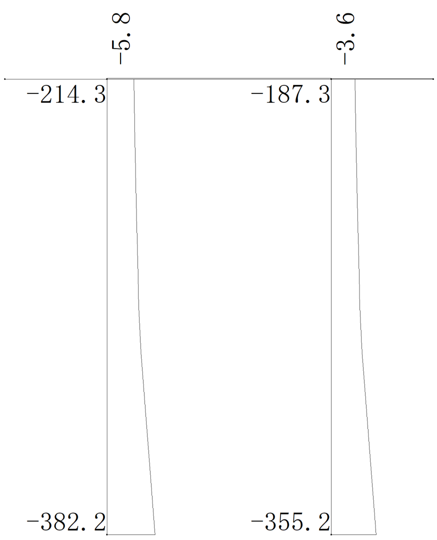
着目点	距離 (m)	モーメント M(kN.m)	軸　力 N(kN)	せん断力 S(kN)
上端	0.000	-1.470	187.320	2.205
1	0.670	-0.190	191.886	1.136
2	1.340	-0.078	200.155	-0.799
3	2.010	-1.261	208.423	-2.735
4	2.680	-3.742	216.691	-4.670
5	3.350	-7.520	224.959	-6.606
6	4.020	-12.594	242.709	-8.541
7	4.690	-18.965	270.829	-10.477
8	5.360	-26.633	298.950	-12.413
9	6.030	-35.598	327.070	-14.348
下端	6.700	-45.860	355.190	-16.284

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

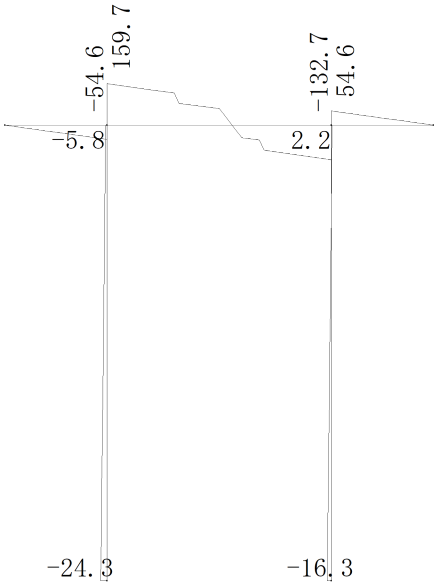
曲げモーメント図



軸力図



せん断力図



5.2.5 応力度照査

1)操作台

■断面情報

	記号	単位	操作台
断面幅	B	m	1.300
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm^2	D19 - 8 = 2292.0
	下	mm^2	D19 - 8 = 2292.0

■曲げ応力度(常時)

	記号	単位	左隅角部	支間部	右隅角部
抽出荷重			風+温度(上昇)	常時	常時
抽出状態			モーメント最小	モーメント最大	モーメント最小
曲げモーメント	M	kN.m	-102.876	127.625	-98.084
軸力	N	kN	11.977	9.577	9.577
断面高	H	m	0.600	0.600	0.600
断面幅	B	m	1.300	1.300	1.300
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0
	d2 As2	mm mm^2	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0
中立軸	X	m	0.136	0.135	0.136
応力度	σc	N/mm^2	2.09	2.59	1.99
	σs	N/mm^2	90.64	113.58	86.81
	σs'	N/mm^2	-15.22	-18.69	-14.45
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	180.00	180.00	180.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■曲げ応力度(地震時)

	記号	単位	左隅角部	支間部	右隅角部
抽出荷重			地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	-245.592	-157.830	70.183
軸力	N	kN	38.473	35.326	-22.816
断面高	H	m	0.600	0.600	0.600
断面幅	B	m	1.300	1.300	1.300
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0
	d2 As2	mm mm^2	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0
中立軸	X	m	0.137	0.139	0.124
応力度	σc	N/mm^2	4.99	3.22	1.40
	σs	N/mm^2	214.31	135.48	68.48
	σs'	N/mm^2	-36.70	-23.97	-9.17
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	-300.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

3)左柱

■断面情報

	記号	単位	断面1	断面2
断面幅	B	m	0.400	0.900
断面高	H	m	0.800	0.400
断面積	A	m^2	0.320	0.360
断面二次モーメント	Iz	m^4	0.01707	0.00480
鉄筋情報	左	mm^2	D16 - 4 = 794.4	D16 - 4 = 794.4
	右	mm^2	D16 - 4 = 794.4	D16 - 4 = 794.4

■剛比

断面1

Iz1 / (Iz1 + Iz2)

= 0.01707 / (0.01707 + 0.00480)

= 0.780

断面2

Iz2 / (Iz1 + Iz2)

= 0.00480 / (0.01707 + 0.00480)

= 0.220

ここに

Iz1 : 断面1の断面二次モーメント(m^4)

Iz2 : 断面2の断面二次モーメント(m^4)

■面積比

断面1

A1 / (A1 + A2)

= 0.320 / (0.320 + 0.360)

= 0.471

断面2

A2 / (A1 + A2)

= 0.360 / (0.320 + 0.360)

= 0.529

ここに

A1 : 断面1の断面積(m^2)

A2 : 断面2の断面積(m^2)

■曲げ応力度(常時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			風+温度(上昇)	風+温度(上昇)	風+温度(上昇)	風+温度(上昇)
抽出状態			モーメント最大	モーメント最小	モーメント最大	モーメント最小
曲げモーメント	M	kN.m	48.333	-60.477	13.594	-17.009
軸力	N	kN	100.862	179.859	113.470	202.342
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm²	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
中立軸	X	m	0.294	0.388	0.244	0.340
応力度	σc	N/mm²	2.00	2.34	1.00	1.24
	σs	N/mm²	39.37	26.50	2.22	---
	σs'	N/mm²	-17.81	-24.26	-7.58	-12.06
許容値	σca	N/mm²	8.00	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm²	160.00	160.00	160.00	---
	σsa'	N/mm²	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■曲げ応力度(地震時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			地震時	地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	152.090	-212.899	42.775	-59.878
軸力	N	kN	160.728	267.374	180.819	300.796
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
中立軸	X	m	0.219	0.231	0.126	0.142
応力度	σc	N/mm^2	6.65	9.25	4.20	5.52
	σs	N/mm^2	209.94	269.02	76.41	79.90
	σs'	N/mm^2	-45.15	-66.79	-3.23	-13.06
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	-300.00	-300.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

5)右柱

■断面情報

	記号	単位	断面1	断面2
断面幅	B	m	0.400	0.900
断面高	H	m	0.800	0.400
断面積	A	m^2	0.320	0.360
断面二次モーメント	Iz	m^4	0.01707	0.00480
鉄筋情報	右	mm^2	D16 - 4 = 794.4	D16 - 4 = 794.4
	左	mm^2	D16 - 4 = 794.4	D16 - 4 = 794.4

■剛比

断面1

Iz1 / (Iz1 + Iz2)

= 0.01707 / (0.01707 + 0.00480)

= 0.780

断面2

Iz2 / (Iz1 + Iz2)

= 0.00480 / (0.01707 + 0.00480)

= 0.220

ここに

Iz1 : 断面1の断面二次モーメント(m^4)

Iz2 : 断面2の断面二次モーメント(m^4)

■面積比

断面1

A1 / (A1 + A2)

= 0.320 / (0.320 + 0.360)

= 0.471

断面2

A2 / (A1 + A2)

= 0.360 / (0.320 + 0.360)

= 0.529

ここに

A1 : 断面1の断面積(m^2)

A2 : 断面2の断面積(m^2)

■曲げ応力度(常時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			常時温度(上昇)	風+温度(下降)	常時	風+温度(下降)
抽出状態			モーメント最小	モーメント最小	軸力最大	モーメント最小
曲げモーメント	M	kN.m	-36.327	-35.793	-9.395	-10.067
軸力	N	kN	110.942	167.148	143.531	188.042
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
中立軸	X	m	0.397	0.595	0.397	0.441
応力度	σc	N/mm^2	1.40	1.32	0.75	0.90
	σs	N/mm^2	14.94	2.84	---	---
	σs'	N/mm^2	-14.65	-15.79	-7.89	-9.79
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00	---	---
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■曲げ応力度(地震時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			地震時	地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	94.368	-177.035	26.541	-49.791
軸力	N	kN	70.667	177.314	79.501	199.478
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
中立軸	X	m	0.202	0.216	0.108	0.123
応力度	σc	N/mm^2	4.16	7.76	2.83	4.97
	σs	N/mm^2	147.76	250.17	67.93	95.56
	σs'	N/mm^2	-25.30	-51.69	---	-1.61
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00	---	-300.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

1)操作台

■断面情報

	記号	単位	操作台
断面幅	B	m	1.300
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm^2	D19 - 8 = 2292.0
	下	mm^2	D19 - 8 = 2292.0

■せん断応力度(常時)

	記号	単位	左隅角部	左τ点	右τ点	右隅角部
抽出荷重			常時	常時	常時	常時
曲げモーメント	M	kN.m	-98.084	79.759	79.759	-98.084
軸力	N	kN	9.577	9.577	9.577	9.577
せん断力	S	kN	197.405	94.758	-94.758	-197.405
断面高	H	m	0.600	0.600	0.600	0.600
断面幅	B	m	1.300	1.300	1.300	1.300
有効高	d	m	0.530	0.530	0.530	0.530
ウェブ幅	b	m	1.300	1.300	1.300	1.300
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0
	d2 As2	mm mm^2	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.287	0.138	0.138	0.287
許容値	τa	N/mm^2	0.780	0.390	0.390	0.780
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700	1.700

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■せん断応力度(地震時)

	記号	単位	左隅角部	左τ点	右τ点	右隅角部
抽出荷重			地震時	地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	-245.592	15.624	128.537	70.183
軸力	N	kN	38.473	18.803	-3.145	-22.816
せん断力	S	kN	273.912	175.558	15.821	-82.533
断面高	H	m	0.600	0.600	0.600	0.600
断面幅	B	m	1.300	1.300	1.300	1.300
有効高	d	m	0.530	0.530	0.530	0.530
ウェブ幅	b	m	1.300	1.300	1.300	1.300
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0	70.0 D19-8=2292.0
	d2 As2	mm mm^2	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0	530.0 D19-8=2292.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.398	0.255	0.023	0.120
許容値	τa	N/mm^2	1.170	0.585	0.585	1.170
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550	2.550	2.550

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

3)左柱

■せん断応力度(常時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			風+温度(上昇)	風+温度(上昇)	風+温度(上昇)	風+温度(上昇)
曲げモーメント	M	kN.m	48.333	-60.477	13.594	-17.009
軸力	N	kN	100.862	179.859	113.470	202.342
せん断力	S	kN	-5.636	-14.337	-6.341	-16.129
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
有効高	d	m	0.680	0.680	0.280	0.280
ウェブ幅	b	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.021	0.053	0.025	0.064
許容値	τa	N/mm^2	0.390	0.390	0.390	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700	1.700

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■せん断応力度(地震時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			地震時	地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	152.090	-212.899	42.775	-59.878
軸力	N	kN	160.728	267.374	180.819	300.796
せん断力	S	kN	-24.471	-50.506	-27.530	-56.819
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
有効高	d	m	0.680	0.680	0.280	0.280
ウェブ幅	b	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.090	0.186	0.109	0.225
許容値	τa	N/mm^2	0.585	0.585	0.585	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550	2.550	2.550

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

5)右柱

■せん断応力度(常時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			常時温度(上昇)	風+温度(下降)	常時温度(上昇)	風+温度(下降)
曲げモーメント	M	kN.m	-36.327	-35.793	-10.217	-10.067
軸力	N	kN	110.942	167.148	124.810	188.042
せん断力	S	kN	5.624	-7.663	6.327	-8.621
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
有効高	d	m	0.680	0.680	0.280	0.280
ウェブ幅	b	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.021	0.028	0.025	0.034
許容値	τa	N/mm^2	0.390	0.390	0.390	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700	1.700

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■せん断応力度(地震時)

			断面1		断面2	
	記号	単位	上端	下端	上端	下端
抽出荷重			地震時	地震時	地震時	地震時
曲げモーメント	M	kN.m	94.368	-177.035	26.541	-49.791
軸力	N	kN	70.667	177.314	79.501	199.478
せん断力	S	kN	-17.102	-38.432	-19.240	-43.236
断面高	H	m	0.800	0.800	0.400	0.400
断面幅	B	m	0.400	0.400	0.900	0.900
有効高	d	m	0.680	0.680	0.280	0.280
ウェブ幅	b	m	0.400	0.400	0.900	0.900
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4	120.0 D16-4=794.4
	d2 As2	mm mm^2	680.0 D16-4=794.4	680.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4	280.0 D16-4=794.4
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.063	0.141	0.076	0.172
許容値	τa	N/mm^2	0.585	0.585	0.585	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550	2.550	2.550

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

5.3 縦方向の計算

5.3.1 作用荷重

■基本荷重(常時+風1(川表←川裏)) *原点:柱前面, 下端

鉛直荷重

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	計算式
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.756	
操作台	250.05	10.206×24.50	0.650	2.700/2-0.700
ゲート	50.00		0.450	0.900/2+0.000
開閉装置	60.00		0.450	0.450+0.000
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	0.450	0.900/2
摩擦抵抗力	25.00		0.450	0.900/2+0.000
上載荷重	59.54	6.300×2.700×3.50	0.650	----
管理橋反力	100.00	50.00×2	2.000	2.000-0.000
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.800	0.900+0.400+0.700-0.200

風荷重

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	計算式
門柱(端柱)	-30.72	(0.400+0.400)×6.400×-3.00×2	3.200	6.400/2
操作台	-11.34	0.600×6.300×-3.00	6.700	6.400+(0.600/2)
ゲート	-22.50	7.500×-3.00	1.500	3.000/2

■作用荷重集計(常時+風1(川表←川裏)) *原点:柱幅1/2, 下端

1) 基本荷重の集計

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	-30.72	0.756	3.200	161.19	-98.30
操作台	250.05	-11.34	0.650	6.700	162.53	-75.98
ゲート	50.00	-22.50	0.450	1.500	22.50	-33.75
開閉装置	60.00		0.450		27.00	
戸当り	240.00		0.450		108.00	
摩擦抵抗力	25.00		0.450		11.25	
上載荷重	59.54		0.650		38.70	
管理橋反力	100.00		2.000		200.00	
切り欠部控除	-4.12		1.800		-7.41	
Σ	993.71	-64.56			723.76	-208.03
偏心量	e = Σ(Vi・Xi+Hi・Yi)/Σ(Vi)ーB/2 = 515.73/993.71-1.300/2 = -0.131 (m)					
鉛直荷重	N = ΣVi = 993.71 軸力(kN)					
水平荷重	H = ΣHi = -64.56 せん断力(kN)					
モーメント	M = Σ(Vi)・e = 993.71・-0.131 = -130.19 (kN.m)					

■基本荷重(地震時) *原点:柱前面, 下端

鉛直荷重

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	計算式
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.756	
操作台	250.05	10.206×24.50	0.650	2.700/2-0.700
ゲート	50.00		0.450	0.900/2+0.000
開閉装置	60.00		0.450	0.450+0.000
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	0.450	0.900/2
上載荷重	34.02	6.300×2.700×2.00	0.650	----
管理橋反力	100.00	50.00×2	2.000	2.000-0.000
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.800	0.900+0.400+0.700-0.200

慣性力

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	計算式
門柱(端柱)	-42.65	213.25×-0.20	3.200	6.400/2
操作台	-50.01	250.05×-0.20	6.700	6.400+(0.600/2)
ゲート	-10.00	50.00×-0.20	1.500	3.000/2
開閉装置	-12.00	60.00×-0.20	7.000	6.400+0.600+0.000
戸当り	-48.00	240.00×-0.20	1.500	3.000/2
上載荷重	-6.80	34.02×-0.20	7.000	0.600+6.400
管理橋慣性力	-20.00		7.000	0.600+6.400-0.000
切り欠部控除	0.82	-4.12×-0.20	6.850	6.400+0.600-(0.300/2)

■作用荷重集計(地震時) *原点:柱幅1/2, 下端

1) 基本荷重の集計

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	-42.65	0.756	3.200	161.19	-136.48
操作台	250.05	-50.01	0.650	6.700	162.53	-335.06
ゲート	50.00	-10.00	0.450	1.500	22.50	-15.00
開閉装置	60.00	-12.00	0.450	7.000	27.00	-84.00
戸当り	240.00	-48.00	0.450	1.500	108.00	-72.00
上載荷重	34.02	-6.80	0.650	7.000	22.11	-47.63
管理橋反力	100.00		2.000		200.00	
管理橋慣性力		-20.00		7.000		-140.00
切り欠部控除	-4.12	0.82	1.800	6.850	-7.41	5.64
Σ	943.20	-188.64			695.93	-824.53
偏心量	e = Σ(Vi・Xi+Hi・Yi)/Σ(Vi)−B/2 = -128.61/943.20-1.300/2 = -0.786 (m)					
鉛直荷重	N = ΣVi = 943.20 軸力(kN)					
水平荷重	H = ΣHi = -188.64 せん断力(kN)					
モーメント	M = Σ(Vi)・e = 943.20・-0.786 = -741.68 (kN.m)					

5.3.2 断面力集計

■常時+風1(川表←川裏)

	記号	単位	全柱	端柱
断面幅	B	m		0.400
断面高	H	m		1.300
断面積	A	m²	1.360	0.680
断面二次モーメント	Iz	m⁴	0.20029	0.10014
軸力	N	kN	993.714	496.857
せん断力	S	kN	-64.560	-32.280
モーメント	M	kN.m	-130.186	-65.093

■地震時

	記号	単位	全柱	端柱
断面幅	B	m		0.400
断面高	H	m		1.300
断面積	A	m²	1.360	0.680
断面二次モーメント	Iz	m⁴	0.20029	0.10014
軸力	N	kN	943.199	471.600
せん断力	S	kN	-188.640	-94.320
モーメント	M	kN.m	-741.685	-370.842

※軸力Nは圧縮を正、引張を負としています。

5.3.3 応力度照査

■断面情報

	記号	単位	端柱
断面幅	B	m	0.400
断面高	H	m	1.300
鉄筋情報	上	mm^2	D16 - 5 = 993.0
	下	mm^2	D16 - 5 = 993.0

■曲げ応力度(常時+風1(川表←川裏))

	記号	単位	端柱
曲げモーメント	M	kN.m	-65.093
軸力	N	kN	496.857
断面高	H	m	1.300
断面幅	B	m	0.400
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-5=993.0
	d2 As2	mm mm^2	1180.0 D16-5=993.0
中立軸	X	m	1.783
応力度	σc	N/mm^2	1.42
	σs	N/mm^2	---
	σs'	N/mm^2	-19.90
許容値	σca	N/mm^2	10.00
	σsa	N/mm^2	---
	σsa'	N/mm^2	-250.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■曲げ応力度(地震時)

	記号	単位	端柱
曲げモーメント	M	kN.m	-370.842
軸力	N	kN	471.600
断面高	H	m	1.300
断面幅	B	m	0.400
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-5=993.0
	d2 As2	mm mm^2	1180.0 D16-5=993.0
中立軸	X	m	0.466
応力度	σc	N/mm^2	5.79
	σs	N/mm^2	132.99
	σs'	N/mm^2	-64.48
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■せん断応力度(常時+風1(川表←川裏))

	記号	単位	端柱
曲げモーメント	M	kN.m	-65.093
軸力	N	kN	496.857
せん断力	S	kN	-32.280
断面高	H	m	1.300
断面幅	B	m	0.400
有効高	d	m	1.180
ウェブ幅	b	m	0.400
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-5=993.0
	d2 As2	mm mm^2	1180.0 D16-5=993.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.068
許容値	τa	N/mm^2	0.488
	τa2	N/mm^2	2.125

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

■せん断応力度(地震時)

	記号	単位	端柱
曲げモーメント	M	kN.m	-370.842
軸力	N	kN	471.600
せん断力	S	kN	-94.320
断面高	H	m	1.300
断面幅	B	m	0.400
有効高	d	m	1.180
ウェブ幅	b	m	0.400
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 D16-5=993.0
	d2 As2	mm mm^2	1180.0 D16-5=993.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.200
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

軸力は圧縮を正、引張を負としています。

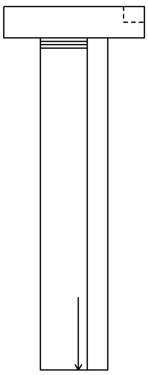
5.4 本体縦方向連動荷重

5.4.1 常時

■鉛直力

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	Vi・Xi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.106	22.58
操作台	250.05	10.206×24.50	0.000	0.00
ゲート	50.00		-0.200	-10.00
開閉装置	60.00		-0.200	-12.00
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	-0.200	-48.00
摩擦抵抗力	25.00		-0.200	-5.00
上載荷重	59.54	6.300×2.700×3.50	0.000	0.00
管理橋反力	100.00	50.00×2	1.350	135.00
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.150	-4.73

鉛直荷重V = ΣVi = 993.71 (kN)
作用位置X = Σ(Vi・Xi)/ΣVi = 77.85/993.71 = 0.078 (m)
作用位置X : 鉛直方向合力作用位置(門柱端柱全幅中心からの距離)



■荷重合成

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
基本荷重	993.71	0.00	0.078	0.000	77.85	0.00

鉛直力　V = Σ(Vi) = 993.71 (kN)
水平力　H = Σ(Hi) = 0.00 (kN)
モーメント　M = Σ(Hi・Yi)+Σ(Vi・Xi) = 77.85 (kN.m)
符号 : 正方向:水平力 右向き(川表から川裏)、モーメント 時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 993.71

門柱の設置位置が右側のため

H_R = -H = 0.00

M_R = M + Hpt × Y

= 77.85 + 0.00 × 1.831 = 77.85

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)

H ： 連動荷重集計位置での水平力 (kN)

M ： 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	門柱連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	左から右を+	左から右を+
モーメント	M_R	時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

門柱の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

Y_1 = Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 15.1268 / 8.550 = 1.769

Y = H - Y_1 = 3.600 - 1.769

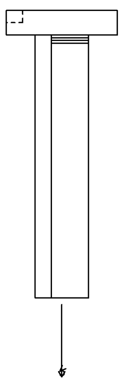
= 1.831

H ： 門柱設置位置における本体断面高さ (m)

Y_1 ： 門柱設置位置における本体断面下縁から図心までの距離 (m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■門柱連動荷重図

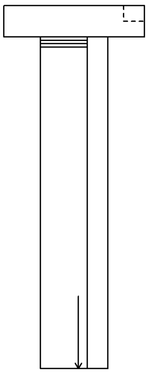


5.4.2 常時+風(川表←川裏)

■鉛直力

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	Vi・Xi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.106	22.58
操作台	250.05	10.206×24.50	0.000	0.00
ゲート	50.00		-0.200	-10.00
開閉装置	60.00		-0.200	-12.00
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	-0.200	-48.00
摩擦抵抗力	25.00		-0.200	-5.00
上載荷重	59.54	6.300×2.700×3.50	0.000	0.00
管理橋反力	100.00	50.00×2	1.350	135.00
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.150	-4.73

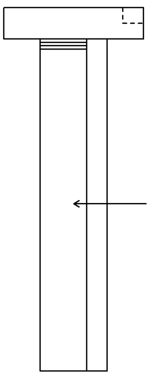
鉛直荷重V = ΣVi = 993.71 (kN)
作用位置X = Σ(Vi・Xi)/ΣVi = 77.85/993.71 = 0.078 (m)
作用位置X : 鉛直方向合力作用位置(門柱端柱全幅中心からの距離)



■水平力

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	-30.72	(0.400+0.400)×6.400×-3.00×2	3.200	-98.30
操作台	-11.34	0.600×6.300×-3.00	6.700	-75.98
ゲート	-22.50	7.500×-3.00	1.500	-33.75

水平荷重H = ΣHi = -64.56 (kN)
作用位置Y = Σ(Hi・Yi)/ΣHi = -208.03/-64.56 = 3.222 (m)
作用位置Y : 水平方向合力作用位置(門柱柱底面からの距離)



■荷重合成

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
基本荷重	993.71	-64.56	0.078	3.222	77.85	-208.03

鉛直力　V = Σ(Vi) = 993.71 (kN)
水平力　H = Σ(Hi) = -64.56 (kN)
モーメント　M = Σ(Hi・Yi)+Σ(Vi・Xi) = -130.19 (kN.m)
符号 : 正方向:水平力 右向き(川表から川裏)、モーメント 時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 993.71
門柱の設置位置が右側のため
H_R = -H = 64.56
M_R = M + Hpt × Y
= -130.19 + -64.56 × 1.831 = -248.38

V : 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)
H : 連動荷重集計位置での水平力 (kN)
M : 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)
Y : 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	門柱連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	左から右を+	左から右を+
モーメント	M_R	時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

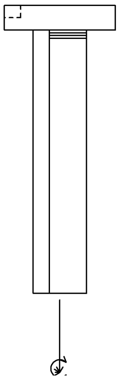
門柱の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

Y_1 = Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 15.1268 / 8.550 = 1.769
Y = H - Y_1 = 3.600 - 1.769
= 1.831

H : 門柱設置位置における本体断面高さ (m)
Y_1 : 門柱設置位置における本体断面下縁から図心までの距離 (m)
Y : 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■門柱連動荷重図

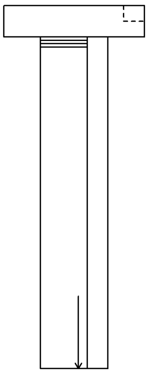


5.4.3 常時+風(川表→川裏)

■鉛直力

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	Vi・Xi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.106	22.58
操作台	250.05	10.206×24.50	0.000	0.00
ゲート	50.00		-0.200	-10.00
開閉装置	60.00		-0.200	-12.00
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	-0.200	-48.00
摩擦抵抗力	25.00		-0.200	-5.00
上載荷重	59.54	6.300×2.700×3.50	0.000	0.00
管理橋反力	100.00	50.00×2	1.350	135.00
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.150	-4.73

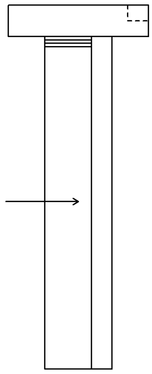
鉛直荷重V = ΣVi = 993.71 (kN)
作用位置X = Σ(Vi・Xi)/ΣVi = 77.85/993.71 = 0.078 (m)
作用位置X : 鉛直方向合力作用位置(門柱端柱全幅中心からの距離)



■水平力

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	30.72	(0.400+0.400)×6.400×3.00×2	3.200	98.30
操作台	11.34	0.600×6.300×3.00	6.700	75.98
ゲート	22.50	7.500×3.00	1.500	33.75

水平荷重H = ΣHi = 64.56 (kN)
作用位置Y = Σ(Hi・Yi)/ΣHi = 208.03/64.56 = 3.222 (m)
作用位置Y : 水平方向合力作用位置(門柱柱底面からの距離)



■荷重合成

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
基本荷重	993.71	64.56	0.078	3.222	77.85	208.03

鉛直力 $V = \Sigma(Vi) = 993.71$ (kN)
水平力 $H = \Sigma(Hi) = 64.56$ (kN)
モーメント $M = \Sigma(Hi \cdot Yi)+\Sigma(Vi \cdot Xi) = 285.88$ (kN.m)
符号 ： 正方向:水平力 右向き(川表から川裏)、モーメント 時計回り

■連動荷重の詳細

$V_R = V = 993.71$
門柱の設置位置が右側のため
$H_R = -H = -64.56$
$M_R = M + Hpt \times Y$
$= 285.88 + 64.56 \times 1.831 = 404.07$

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)
H ： 連動荷重集計位置での水平力 (kN)
M ： 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)
Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	門柱連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	左から右を+	左から右を+
モーメント	M_R	時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

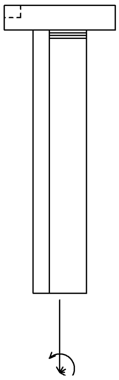
門柱の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

$Y_1 = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 15.1268 / 8.550 = 1.769$
$Y = H - Y_1 = 3.600 - 1.769$
$= 1.831$

H ： 門柱設置位置における本体断面高さ (m)
Y_1 ： 門柱設置位置における本体断面下縁から図心までの距離 (m)
Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■門柱連動荷重図

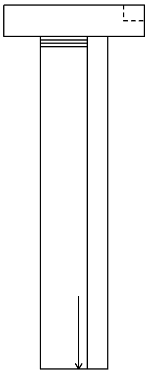


5.4.4 地震時(川表←川裏)

■鉛直力

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	Vi・Xi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.106	22.58
操作台	250.05	10.206×24.50	0.000	0.00
ゲート	50.00		-0.200	-10.00
開閉装置	60.00		-0.200	-12.00
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	-0.200	-48.00
上載荷重	34.02	6.300×2.700×2.00	0.000	0.00
管理橋反力	100.00	50.00×2	1.350	135.00
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.150	-4.73

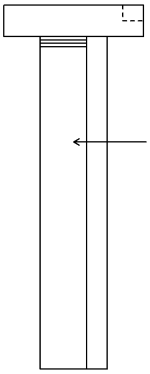
鉛直荷重V = ΣVi = 943.20 (kN)
作用位置X = Σ(Vi・Xi)/ΣVi = 82.85/943.20 = 0.088 (m)
作用位置X : 鉛直方向合力作用位置(門柱端柱全幅中心からの距離)



■地震慣性力

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	-42.65	213.25×-0.20	3.200	-136.48
操作台	-50.01	250.05×-0.20	6.700	-335.06
ゲート	-10.00	50.00×-0.20	1.500	-15.00
開閉装置	-12.00	60.00×-0.20	7.000	-84.00
戸当り	-48.00	240.00×-0.20	1.500	-72.00
上載荷重	-6.80	34.02×-0.20	7.000	-47.63
管理橋慣性力	-20.00		7.000	-140.00
切り欠部控除	0.82	-4.12×-0.20	6.850	5.64

水平荷重H = ΣHi = -188.64 (kN)
作用位置Y = Σ(Hi・Yi)/ΣHi = -824.53/-188.64 = 4.371 (m)
作用位置Y : 水平方向合力作用位置(門柱柱底面からの距離)



■荷重合成

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
基本荷重	943.20	-188.64	0.088	4.371	82.85	-824.53

鉛直力　　V = Σ(Vi)　　　　　　　= 943.20 (kN)
水平力　　H = Σ(Hi)　　　　　　　= -188.64 (kN)
モーメント　M = Σ(Hi・Yi)+Σ(Vi・Xi) = -741.68 (kN.m)
符号 ： 正方向:水平力 右向き(川表から川裏)、モーメント 時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 943.20
門柱の設置位置が右側のため
H_R = -H = 188.64
M_R = M + Hpt × Y
　= -741.68 + -188.64 × 1.831 = -1087.04

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力　(kN)
H ： 連動荷重集計位置での水平力　(kN)
M ： 連動荷重集計位置でのモーメント　(kN.m)
Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ　(m)

	記号	門柱連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	左から右を+	左から右を+
モーメント	M_R	時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

門柱の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

$Y_1 = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 15.1268 / 8.550 = 1.769$

$Y = H - Y_1 = 3.600 - 1.769$

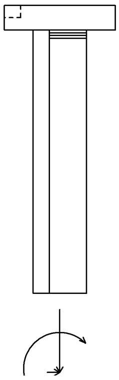
$= 1.831$

H : 門柱設置位置における本体断面高さ (m)

Y_1 : 門柱設置位置における本体断面下縁から図心までの距離 (m)

Y : 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■門柱連動荷重図

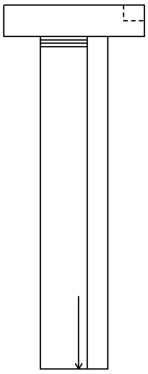


5.4.5 地震時(川表→川裏)

■鉛直力

荷重種類	Vi(kN)	計算式	Xi(m)	Vi・Xi(kN.m)
門柱(端柱)	213.25	0.680×6.400×24.50×2	0.106	22.58
操作台	250.05	10.206×24.50	0.000	0.00
ゲート	50.00		-0.200	-10.00
開閉装置	60.00		-0.200	-12.00
戸当り	240.00	40.00×3.000×2	-0.200	-48.00
上載荷重	34.02	6.300×2.700×2.00	0.000	0.00
管理橋反力	100.00	50.00×2	1.350	135.00
切り欠部控除	-4.12	-0.168×24.50	1.150	-4.73

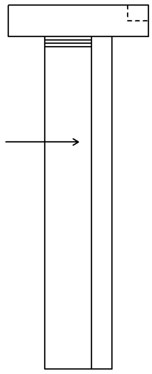
鉛直荷重V = ΣVi = 943.20 (kN)
作用位置X = Σ(Vi・Xi)/ΣVi = 82.85/943.20 = 0.088 (m)
作用位置X : 鉛直方向合力作用位置(門柱端柱全幅中心からの距離)



■地震慣性力

荷重種類	Hi(kN)	計算式	Yi(m)	Hi・Yi(kN.m)
門柱(端柱)	42.65	213.25×0.20	3.200	136.48
操作台	50.01	250.05×0.20	6.700	335.06
ゲート	10.00	50.00×0.20	1.500	15.00
開閉装置	12.00	60.00×0.20	7.000	84.00
戸当り	48.00	240.00×0.20	1.500	72.00
上載荷重	6.80	34.02×0.20	7.000	47.63
管理橋慣性力	20.00		7.000	140.00
切り欠部控除	-0.82	-4.12×0.20	6.850	-5.64

水平荷重H = ΣHi = 188.64 (kN)
作用位置Y = Σ(Hi・Yi)/ΣHi = 824.53/188.64 = 4.371 (m)
作用位置Y : 水平方向合力作用位置(門柱柱底面からの距離)



■荷重合成

荷重種類	Vi(kN)	Hi(kN)	Xi(m)	Yi(m)	Vi・Xi(kN.m)	Hi・Yi(kN.m)
基本荷重	943.20	188.64	0.088	4.371	82.85	824.53

鉛直力 V = Σ(Vi) = 943.20 (kN)
水平力 H = Σ(Hi) = 188.64 (kN)
モーメント M = Σ(Hi・Yi)+Σ(Vi・Xi) = 907.38 (kN.m)
符号 : 正方向:水平力 右向き(川表から川裏)、モーメント 時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 943.20
門柱の設置位置が右側のため
H_R = -H = -188.64
M_R = M + Hpt × Y
= 907.38 + 188.64 × 1.831 = 1252.73

V : 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)
H : 連動荷重集計位置での水平力 (kN)
M : 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)
Y : 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	門柱連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	左から右を+	左から右を+
モーメント	M_R	時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

門柱の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

$Y_1 = \Sigma(Ai \cdot Yi)/\Sigma Ai = 15.1268 / 8.550 = 1.769$

$Y = H - Y_1 = 3.600 - 1.769$

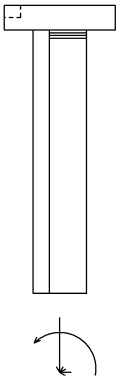
$= 1.831$

H ： 門柱設置位置における本体断面高さ (m)

Y_1 ： 門柱設置位置における本体断面下縁から図心までの距離 (m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■門柱連動荷重図



6章 川表胸壁の計算

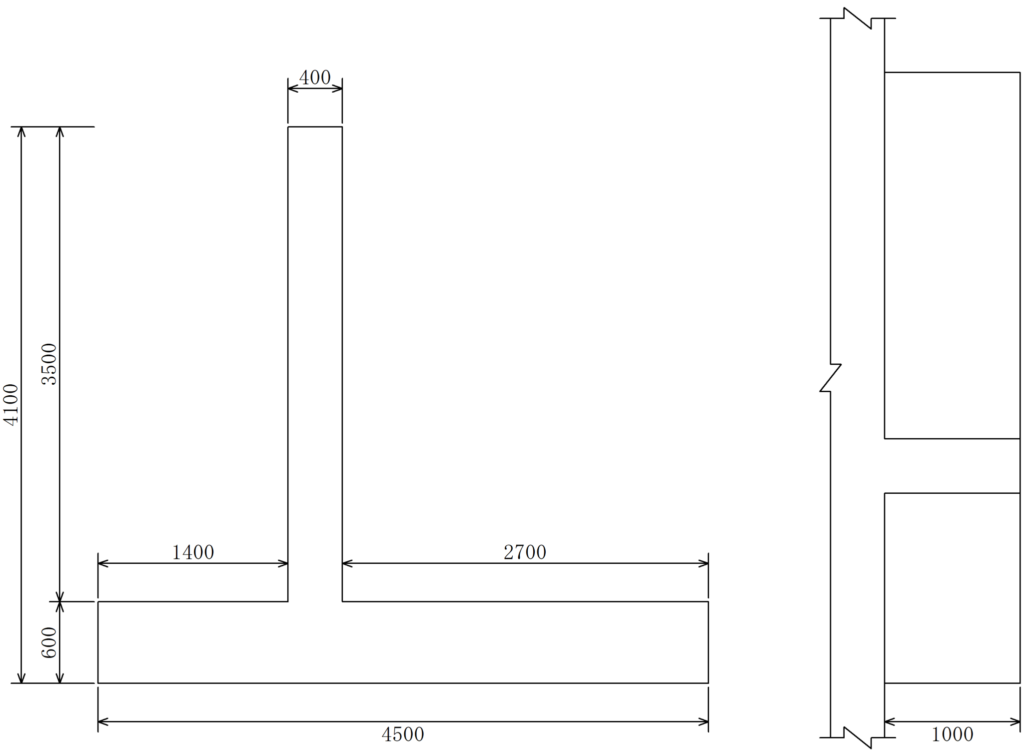
6.1 設計条件

断面照査適用基準(最小鉄筋量) : 柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係) : 柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定 : しない
張り出し寸法

	記号	入力値 (m)
つま先版	L1	1.000
かかと版	L2	1.000
つま先版(連動荷重計算用)	L3	1.000
かかと版(連動荷重計算用)	L4	1.000
描画用	L	1.000

6.1.1 形状寸法図

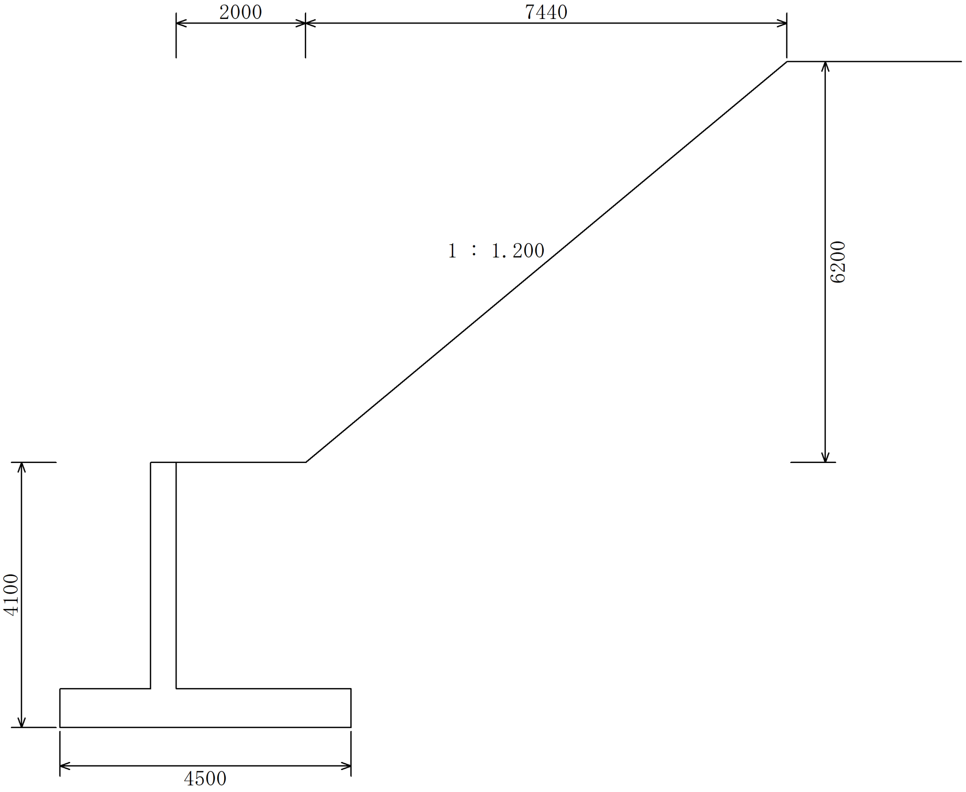
■胸壁形状図



■土砂形状図

形状タイプ　[段差形状]

たて壁天端からのオフセット (m) [　0.000]



6.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

躯　体	γ_c	kN/m³	24.50
水	γ_w	kN/m³	9.80
土砂(湿潤)	γ_t	kN/m³	18.00
土砂(飽和)	γ_{sat}	kN/m³	18.80

■コンクリート

			たて壁	底　版
設計基準強度	σck	N/mm²	24.00	24.00
ヤング係数*10⁴	Ec	N/mm²	2.50	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0	15.0

■鉄筋

材　質	SD345			
常時の扱い	たて壁鉄筋	厳しい環境下		
	底版鉄筋	厳しい環境下		
許容引張応力度	σsa	N/mm²	常時(一般)	180.00
		N/mm²	常時(厳しい環境下)	160.00
		N/mm²	地震時	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	常　時	200.00
		N/mm²	地震時	300.00

■土

せん断抵抗角	φ	度	35.00
残留強度	φres	度	35
ピーク強度	φpeak	度	35
静止土圧係数	Ko		0.500

6.1.3 配筋

■主鉄筋

部　位		かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2/m)
たて壁	前面 背面	120.0 120.0	D13 D13	125 125	1013.6 1013.6
つま先版	上側 下側	120.0 150.0	D22 D22	125 125	3096.8 3096.8
かかと版	上側 下側	120.0 150.0	D22 D29	125 125	3096.8 5139.2

■斜引張鉄筋

部　位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2/m)
たて壁	250.0	506.8
つま先版	250.0	1146.0
かかと版	250.0	1146.0

6.1.4 荷重

■基本荷重

1) 土圧計算用 壁高(底版厚除く) (m)

断面力算出用　 : 3.500

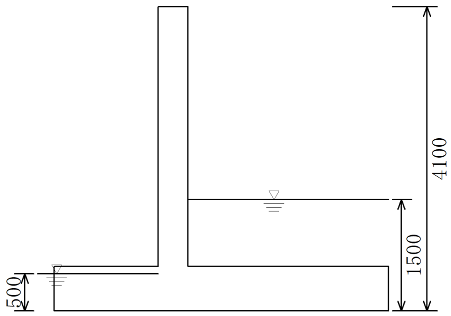
連動荷重算出用 : 3.500

2) 水位、雪荷重、その他上載荷重

2-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

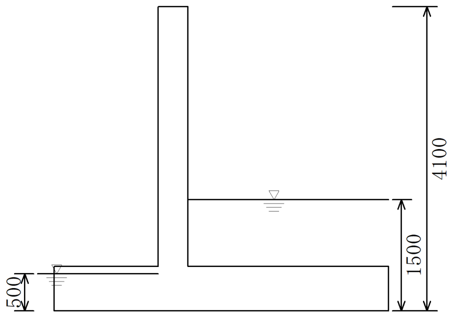
つま先側	(m)	0.500
かかと側	(m)	1.500



2-2) 地震時 ケース数 [1]

<ケース1>

つま先側	(m)	0.500
かかと側	(m)	1.500
慣性力の向き		右 → 左

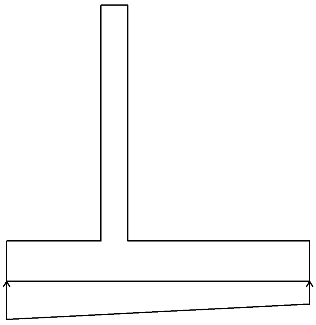


3) 地盤反力度

3-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

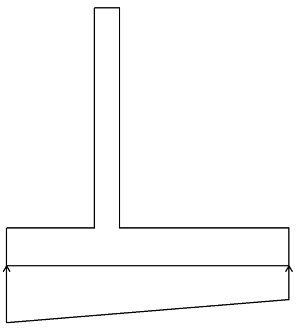
	(kN/m²),(m)
つま先側	300.39
かかと側	178.86



3-2) 地震時　ケース数 [1]

<ケース1>

	(kN/m^2),(m)
つま先側	478.15
かかと側	283.01



4) 地震時慣性力(設計水平震度)

構造物計算用	0.20
土圧算出用	0.20

■地盤反力度の詳細
・本体縦方向の結果を引用した地盤反力度
1)常時
検討ケース1ー荷重名称 : []
つま先版位置の地盤反力度の計算
本体縦方向の照査位置(24.000)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。
鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m^2) = 地盤バネ反力(kN/m)
38.188233197 × 3.22494859E+004 = 1231.551
ここで求めた地盤バネ反力をつま先版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。
地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m^2)
1231.551 / 4.100 = 300.378

かかと版位置の地盤反力度の計算
本体縦方向の照査位置(19.500)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。
鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m^2) = 地盤バネ反力(kN/m)
22.739541274 × 3.22494859E+004 = 733.339
ここで求めた地盤バネ反力をかかと版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。
地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m^2)
733.339 / 4.100 = 178.863

2)地震時

検討ケース1ー荷重名称 : []

つま先版位置の地盤反力度の計算

本体縦方向の照査位置(24.000)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。

鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m²) = 地盤バネ反力(kN/m)

30.393713109 × 6.44989718E+004 = 1960.363

ここで求めた地盤バネ反力をつま先版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。

地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m²)

1960.363 / 4.100 = 478.137

かかと版位置の地盤反力度の計算

本体縦方向の照査位置(19.500)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。

鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m²) = 地盤バネ反力(kN/m)

17.990212442 × 6.44989718E+004 = 1160.350

ここで求めた地盤バネ反力をかかと版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。

地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m²)

1160.350 / 4.100 = 283.012

6.1.5 照査条件

雪荷重 慣性力の取り扱い	:	考慮する
揚圧力にしゃ水鋼矢板考慮	:	考慮しない
連動荷重X座標移動量(m)	:	0.000
連動荷重Y座標移動量(m)	:	0.000
連動荷重X座標移動量(表示用)(m)	:	0.000
連動荷重Y座標移動量(表示用)(m)	:	0.000
函体断面諸元の算出方法	:	張り出し寸法考慮
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 鉛直力	:	背面土重を含む
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 鉛直力	:	背面水重を含む
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 地震時土圧	:	慣性力の向きが逆方向の場合は地震時土圧を載荷する
たて壁計算時の張り出し長	:	かかと版を用いる
地震時土圧計算式	:	常に主働土圧を用いる
主働土圧の土圧係数算定方法	:	柔構造樋門の手引き(物部・岡部法)
水位以下の見かけの震度算出時の上載荷重	:	背面土砂を考慮しない
水位以下の見かけの震度の算出方法	:	水位面の直上、直下の土圧は等しい
地震時土圧係数の算出方法	:	内部計算
設計断面位置での上載荷重取り扱い(Kh'算出時)	:	上載荷重を考慮しない
鉄筋	:	複鉄筋
最小鉄筋量の計算	:	しない

6.2 たて壁の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

6.2.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 土圧(静止土圧)

※ξ_A(常時静止土圧 崩壊角) = 45.0°として算出

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W　=　98.208 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　3.500 (m)

換算載荷重　　　　q　= W/wq

= 98.208/ 3.500

= 28.059 (kN/m²)

天端の土圧

$p1 = q0' \cdot Ko = 28.059 \times 0.500 = 14.030$ (kN/m²)

水位面での土圧

$p2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$

$= 0.500 \times 18.00 \times 2.600 + 14.030$

$= 37.430$ (kN/m²)

基部の土圧

$p3 = Ko \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$

$= 0.500 \times (18.80 - 9.80) \times 0.900 + 37.430$

$= 41.480$ (kN/m²)

設計土圧

$P = p3$

$= 41.480$ (kN/m²)

ここに、

Ko　：常時静止土圧係数 = 0.50

γ_t　：土砂単位重量(湿潤) (kN/m³)

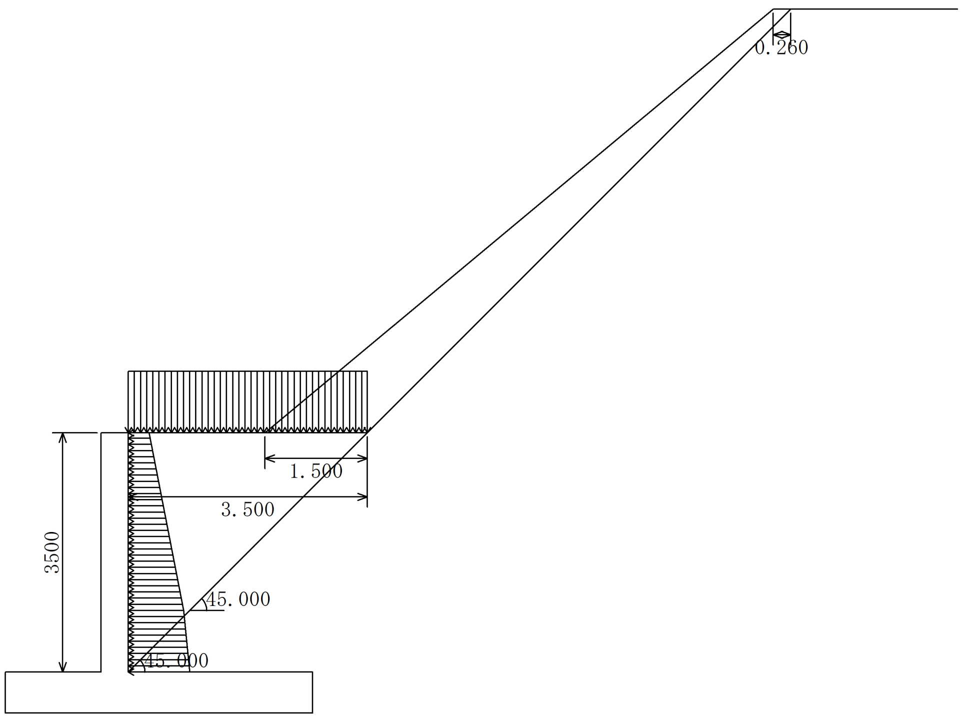
γ_{sat}　：土砂単位重量(飽和) (kN/m³)

γ_w　：水の単位重量 (kN/m³)

h1　：水位より上の高さ (m)

h2　：水位より下の深さ (m)

■胸壁換算載荷重図



1-2) 水圧

$Ph = hh \cdot \gamma_w =$ 0.900× 9.80 = 8.820 (kN/m²)

ここに、

hh ： たて壁基部からかかと側水位までの高さ (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m³)

2) 地震時-1

2-1) 慣性力

$H = B \cdot \gamma_c \cdot kh =$ 0.400 × 24.50 × 0.20 = 1.960

ここに、

H ： 慣性力 (kN/m²)

B ： たて壁厚 (m)

γ_c ： コンクリート単位重量 (kN/m³)

kh ： 設計水平震度

2-2) 土圧

●土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	$h1$ =	2.600 (m)
水位面より下の深さ	$h2$ =	0.900 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ =	0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t =	18.00 (kN/m³)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat} =	18.80 (kN/m³)
水の単位重量	γ_w =	9.80 (kN/m³)
上載荷重	$q0$ =	0.00 (kN/m²)
上載荷重載荷幅	$wq0$ =	0.000 (m)
換算載荷重載荷幅	B =	2.648 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ =	35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α =	0.00 (°)
壁面摩擦角(土とコンクリート)	δ_E =	0.00 (°)
設計水平震度	kh =	0.20
全上載荷重	$q0'$ =	0.00 (kN/m²)

水中の見かけの水平震度

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 2.600 + 18.80 \times 0.900 + 0.00}{18.00 \times 2.600 + (18.80 - 9.80) \times 0.900 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.232$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 13.069$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 0.00° + 0.00° - 0.00°)$$

$$+\sec(35.00° + 0.00° + 0.00° - 0.00°)$$

$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00° + 0.00° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 0.00°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.74415$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.74415$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.74415}\right) + 0.00° = 53.345(°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$= -\tan(35.00^\circ + 0.00^\circ + 0.00^\circ - 0.00^\circ)$$

$$+\sec(35.00^\circ + 0.00^\circ + 0.00^\circ - 0.00^\circ)$$

$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00^\circ + 0.00^\circ + 13.069^\circ)\times\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)}{\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 13.069^\circ)}}$$

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.79290$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}' - 0.00^\circ) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}' - 0.00^\circ)} = 0.79290$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.79290}\right) + 0.00^\circ = 51.589(^\circ)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.00^\circ - 11.310^\circ - 0.00^\circ)}{\cos(11.310^\circ)\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ + 11.310^\circ + 0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 11.310^\circ)}{\cos(0.00^\circ + 11.310^\circ + 0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.3956$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o < 0$ のときは $\sin(\phi-\alpha-\theta_o) = 0$ とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.00^\circ - 13.069^\circ - 0.00^\circ)}{\cos(13.069^\circ)\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ + 13.069^\circ + 0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 13.069^\circ)}{\cos(0.00^\circ + 13.069^\circ + 0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.4203$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o' < 0$ のときは $\sin(\phi-\alpha-\theta_o') = 0$ とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W　=　8.300 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　2.648 (m)

換算載荷重　　　　q　= W/wq

$= \quad 8.300 / 2.648$
$= \quad 3.134 \ (kN/m^2)$

天端の土圧

$P1 = q0' \cdot K_{EA} = \quad 3.134 \times 0.3956 = \quad 1.240 \ (kN/m^2)$

水位面の土圧

$P2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$
$= \ 0.3956 \times 18.00 \times \ 2.600 + \ 1.240$
$= \ 19.753 \ (kN/m^2)$

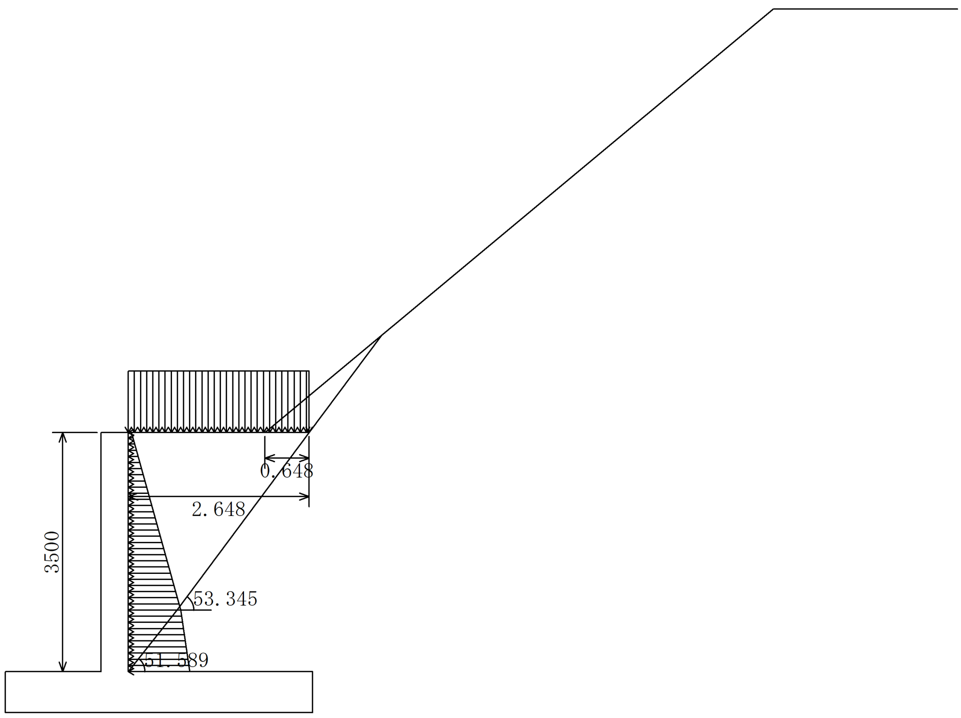
基部の土圧

$P3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$
$= \ 0.4203 \times (\ 18.80 - \ 9.80) \times \ 0.900 + 19.753$
$= \ 23.157 \ (kN/m^2)$

設計土圧

$P_{HE} = P3 \ \cdot \cos\delta = \ 23.157 \times \cos(\ 0.00°)$
$= \ 23.157 \ (kN/m^2)$

■胸壁換算載荷重図



2-3) 水圧

$Ph = hh \cdot \gamma_w = \quad 0.900 \times \ 9.80 = \quad 8.820 \ (kN/m^2)$

ここに、

hh ： たて壁基部からかかと側水位までの高さ (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

6.2.2 断面力集計

1) 常時-1

	$P(kN/m^2)$	$l(m)$	$P\cdot l^2/2(kN.m/m)$
水圧	8.82	1.000	4.41
土圧	41.48	1.000	20.74
Σ	50.30	----	25.15
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 25.15			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 50.30			

2) 地震時-1

	$P(kN/m^2)$	$l(m)$	$P\cdot l^2/2(kN.m/m)$
慣性力	1.96	1.000	0.98
水圧	8.82	1.000	4.41
土圧	23.16	1.000	11.58
Σ	33.94	----	16.97
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 16.97			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 33.94			

6.2.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	たて壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	前	mm^2	D13 - 8.00 = 1013.6
	背	mm^2	D13 - 8.00 = 1013.6

■常時-1

	記号	単位	基部
曲げモーメント	M	kN.m	25.15
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
必要鉄筋量	前	mm^2	557.0
	背	mm^2	557.0
中立軸	X	m	0.084
応力度	σc	N/mm^2	2.64
	σs	N/mm^2	92.28
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

■地震時-1

	記号	単位	基部
曲げモーメント	M	kN.m	16.97
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
必要鉄筋量	前	mm^2	188.2
	背	mm^2	188.2
中立軸	X	m	0.084
応力度	σc	N/mm^2	1.78
	σs	N/mm^2	62.26
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

2) せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部
せん断力	S	kN	50.30
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.180
許容値	τa	N/mm^2	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700

■地震時-1

	記号	単位	基部
せん断力	S	kN	33.94
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.121
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

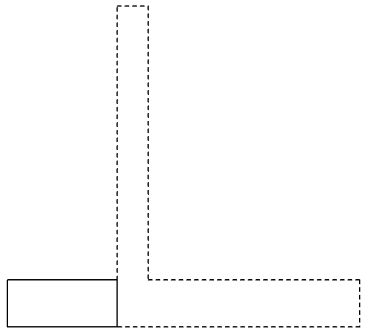
6.3 つま先版の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

6.3.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c =$ 0.600 × 24.50 = 14.700

ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

1-2) 地盤反力

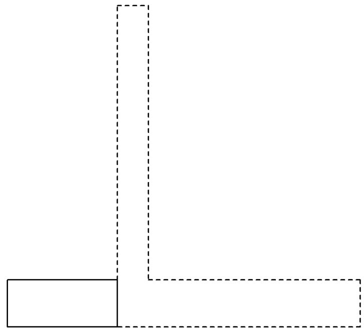
	地盤反力度 (kN/m²)
基部	262.58
端部	300.39

1-3) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.811× 9.80	7.949
端部	0.500× 9.80	4.900

2) 地震時-1

2-1) 躯体自重



$S_W = h \cdot \gamma_c =$ 0.600 × 24.50 = 14.700

ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

2-2) 地盤反力

	地盤反力度 (kN/m²)
基部	417.44
端部	478.15

2-3) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.811× 9.80	7.949
端部	0.500× 9.80	4.900

6.3.2 断面力集計

1) 常時-1

1-1) 基部

	P(kN/m^2)	l(m)	P・l^2/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	7.95	1.000	3.97
地盤反力度	262.58	1.000	131.29
Σ	255.83	----	127.91
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 127.91			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 255.83			

1-2) 端部

	P(kN/m^2)	l(m)	P・l^2/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	4.90	1.000	2.45
地盤反力度	300.39	1.000	150.20
Σ	290.59	----	145.30
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 145.30			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 290.59			

2) 地震時-1

2-1) 基部

	P(kN/m^2)	l(m)	P・l^2/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	7.95	1.000	3.97
地盤反力度	417.44	1.000	208.72
Σ	410.69	----	205.34
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 205.34			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 410.69			

2-2) 端部

	P(kN/m^2)	l(m)	P・l^2/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	4.90	1.000	2.45
地盤反力度	478.15	1.000	239.08
Σ	468.35	----	234.17
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l^2/2) = 234.17			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 468.35			

6.3.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	つま先版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm²	D22 - 8.00 = 3096.8
	下	mm²	D22 - 8.00 = 3096.8

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	127.91	145.30
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm²	450.0 3096.8	450.0 3096.8
必要鉄筋量	上	mm²	1989.2	2280.2
	下	mm²	1989.2	2280.2
中立軸	X	m	0.155	0.155
応力度	σc	N/mm²	3.72	4.22
	σs	N/mm²	105.89	120.27
	σs'	N/mm²	-12.67	-14.39
許容値	σca	N/mm²	8.00	8.00
	σsa	N/mm²	160.00	160.00
	σsa'	N/mm²	-200.00	-200.00

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	205.34	234.17
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm²	450.0 3096.8	450.0 3096.8
必要鉄筋量	上	mm²	1684.9	1938.8
	下	mm²	1684.9	1938.8
中立軸	X	m	0.155	0.155
応力度	σc	N/mm²	5.97	6.81
	σs	N/mm²	169.98	193.85
	σs'	N/mm²	-20.34	-23.20
許容値	σca	N/mm²	12.00	12.00
	σsa	N/mm²	300.00	300.00
	σsa'	N/mm²	-300.00	-300.00

2) せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	255.83	290.59
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm²	450.0 3096.8	450.0 3096.8
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm²	0.569	0.646
許容値	τa	N/mm²	0.390	0.390
	τa2	N/mm²	1.700	1.700
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm²	671.2	810.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm²	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	410.69	468.35
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm²	450.0 3096.8	450.0 3096.8
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm²	0.913	1.041
許容値	τa	N/mm²	0.585	0.585
	τa2	N/mm²	2.550	2.550
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm²	687.7	810.5
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm²	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

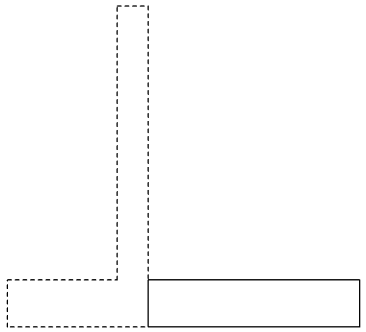
6.4 かかと版の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

6.4.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c =$ 0.600 × 24.50 = 14.700

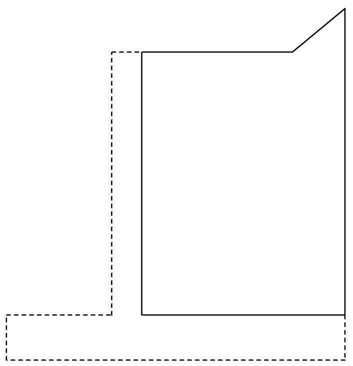
ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

1-2) 土重



$Pw1 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat})$ = 2.600× 18.00 + 0.900× 18.80 = 63.720

$Pw2 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat})$ = 3.183× 18.00 + 0.900× 18.80 = 74.220

ここに、

Pw1 : 土重(基部) (kN/m²)

Pw2 : 土重(端部) (kN/m²)

h1 : 照査位置での水位以上の高さ (m)

h2 : 照査位置での水位以下の深さ (m)

γ_t : 土砂単位重量(湿潤) (kN/m³)

γ_{sat} : 土砂単位重量(飽和) (kN/m³)

1-3) 地盤反力

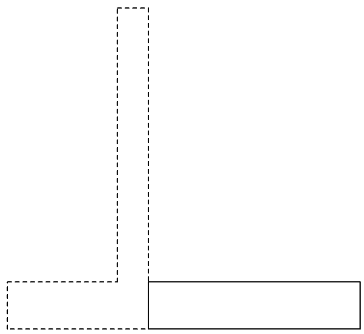
	地盤反力度 (kN/m²)
基部	251.78
端部	178.86

1-4) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.900× 9.80	8.820
端部	1.500× 9.80	14.700

2) 地震時-1

2-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700$

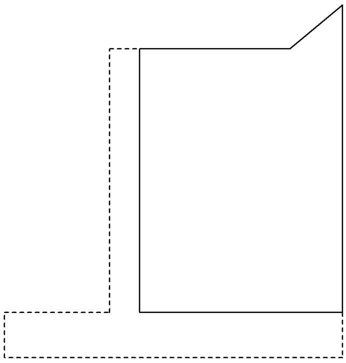
ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

2-2) 土重



$$Pw1 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = 2.600 \times 18.00 + 0.900 \times 18.80 = 63.720$$
$$Pw2 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = 3.183 \times 18.00 + 0.900 \times 18.80 = 74.220$$

ここに、

Pw1 ： 土重(基部) (kN/m^2)

Pw2 ： 土重(端部) (kN/m^2)

h1 ： 照査位置での水位以上の高さ (m)

h2 ： 照査位置での水位以下の深さ (m)

γ_t ： 土砂単位重量(湿潤) (kN/m^3)

γ_{sat} ： 土砂単位重量(飽和) (kN/m^3)

2-3) 地盤反力

	地盤反力度 (kN/m^2)
基部	400.09
端部	283.01

2-4) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m^2)
基部	0.900× 9.80	8.820
端部	1.500× 9.80	14.700

6.4.2 断面力集計

1) 常時-1

1-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-63.72	1.000	-31.86
揚圧力	8.82	1.000	4.41
地盤反力度	251.78	1.000	125.89
Σ	182.18	----	91.09
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 91.09			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 182.18			

1-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-74.22	1.000	-37.11
揚圧力	14.70	1.000	7.35
地盤反力度	178.86	1.000	89.43
Σ	104.64	----	52.32
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 52.32			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 104.64			

2) 地震時-1

2-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-63.72	1.000	-31.86
揚圧力	8.82	1.000	4.41
地盤反力度	400.09	1.000	200.05
Σ	330.49	----	165.25
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 165.25			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 330.49			

2-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-74.22	1.000	-37.11
揚圧力	14.70	1.000	7.35
地盤反力度	283.01	1.000	141.51
Σ	208.79	----	104.40
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 104.40			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 208.79			

6.4.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	かかと版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm^2	D22 - 8.00 = 3096.8
	下	mm^2	D29 - 8.00 = 5139.2

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	91.09	52.32
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
必要鉄筋量	上	mm^2	834.6	465.8
	下	mm^2	1385.1	773.0
中立軸	X	m	0.186	0.186
応力度	σc	N/mm^2	2.19	1.26
	σs	N/mm^2	46.73	26.84
	σs'	N/mm^2	-11.67	-6.71
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	165.25	104.40
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
必要鉄筋量	上	mm^2	805.8	497.1
	下	mm^2	1337.3	825.0
中立軸	X	m	0.186	0.186
応力度	σc	N/mm^2	3.98	2.51
	σs	N/mm^2	84.78	53.56
	σs'	N/mm^2	-21.18	-13.38
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00

2) せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	182.18	104.64
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.405	0.233
許容値	τa	N/mm^2	0.390	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	377.1	0.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	330.49	208.79
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.734	0.464
許容値	τa	N/mm^2	0.585	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	517.0	0.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

6.5 本体縦方向連動荷重

張り出し長 : 1.000 (m)

6.5.1 常時-1

1)鉛直荷重

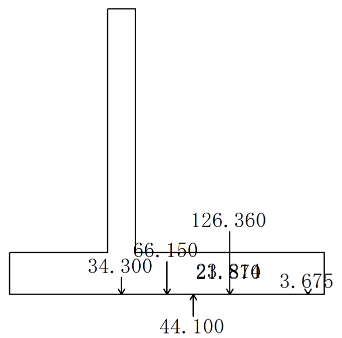
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	0.650	42.998
土重1	3.675	2.667	9.800
土重2	126.360	1.550	195.858
土重3	21.870	1.550	33.899
つま先水重	0.000	-0.900	0.000
かかと水重	23.814	1.550	36.912
揚圧力	-44.100	1.025	-45.203
合　計	232.069		274.263

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 232.069 (kN)

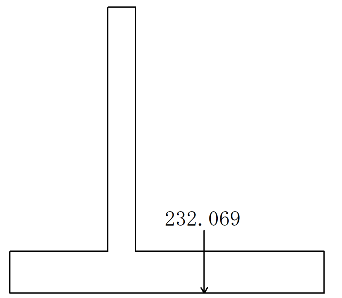
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 1.182 (m)

X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

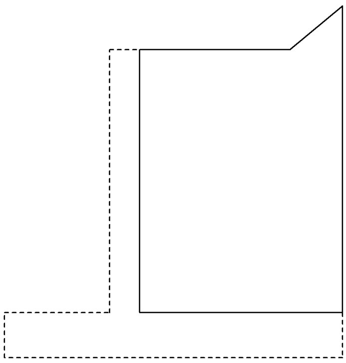
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	0.650	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m²)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.2042・ 1.000	0.204	2.667	4.294
2	2.700・ 2.600・ 1.000	7.020	1.550	2.800
3	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		9.654		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水

前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	1.400・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.900	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		2.430		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・　24.50	34.300	0.000
底版	2.700・　24.50	66.150	0.650

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.204・　18.00	3.675	2.667
土砂2	7.020・　18.00	126.360	1.550
土砂3	2.430・　9.00	21.870	1.550

1-2-3)水

位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・　9.80	0.000	-0.900
かかと	2.430・　9.80	23.814	1.550

1-2-4)揚圧力

前面水位　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　$Hr = 1.500$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.500 \cdot 9.80 = 14.700$ (kN/m²)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 44.100 \text{ (kN)}$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.625 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

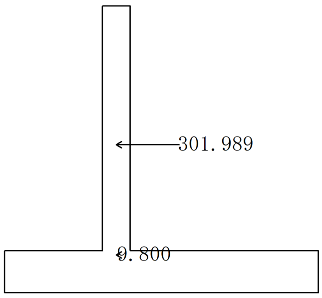
$X = 1.025$ (m)

2)水平荷重

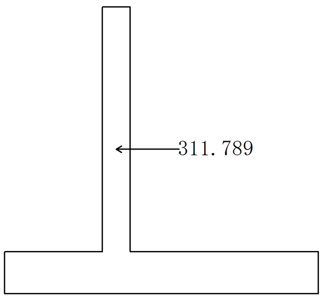
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
土圧	301.989	2.117	639.439
水圧	9.800	0.542	5.308
合　計	311.789		644.748

水平荷重 H = Σ(Hi) = 311.789 (kN)
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) = 2.068 (m)
Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)土圧

(静止土圧)

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　　W = 416.701 (kN/m)
換算載荷重載荷幅　wq = 4.683 (m)
換算載荷重　　　　　q = W/wq
= 416.701/ 4.683
= 88.975 (kN/m²)

土圧強度　$Pa1 = Ko \cdot q = 0.500 \times 88.975$
$= 44.488$ (kN/m²)
$Pa2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot h1 + Pa1 = 0.500 \times 18.00 \times 3.183 + 44.488$
$= 73.138$ (kN/m²)
$Pa3 = Ko \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + Pa2$
$= 0.500 \times (18.80 - 9.80) \times 1.500 + 73.138$
$= 79.888$ (kN/m²)

土圧力　$P1 = (Pa1+Pa2) \cdot 1/2 \cdot h1$

$= (\ 44.488+\ 73.138)\times 1/2\times\ \ 3.183$
$= 187.220\ (kN/m)$

胸壁底面からの作用位置

$y1\ = \{(2\cdot Pa1+Pa2)/(Pa1+Pa2)\}\cdot h1/3+h2$
$= \{(2\times\ 44.488+\ 73.138)/(\ 44.488+\ 73.138)\}\times\ \ 3.183/3+\ \ 1.500$
$=\ \ \ 2.962\ (m)$

$P2\ = (Pa2+Pa3)\cdot 1/2\cdot h2$
$= (\ 73.138+\ 79.888)\times 1/2\times\ \ 1.500$
$= 114.769\ (kN/m)$

胸壁底面からの作用位置

$y2\ = \{(2\cdot Pa2+Pa3)/(Pa2+Pa3)\}\cdot h2/3$
$= \{(2\times\ 73.138+\ 79.888)/(\ 73.138+\ 79.888)\}\times\ \ 1.500/3$
$=\ \ \ 0.739\ (m)$

土圧合力

$Phd = (P1+P2)\cdot B$
$= (187.220+114.769)\times\ \ 1.000$
$= 301.989\ (kN)$

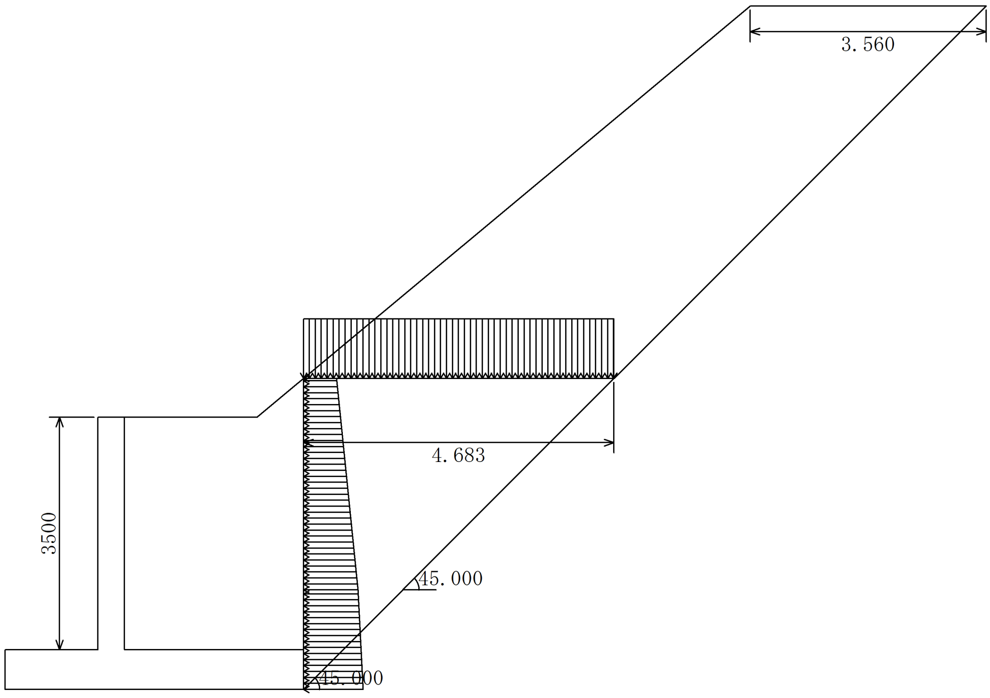
合力の作用位置

$Y\ = (P1\cdot y1+P2\cdot y2)/(P1+P2)$
$= (187.220\times\ \ 2.962+114.769\times\ \ 0.739)/(187.220+114.769)$
$=\ \ \ 2.117\ (m)$

ここに、

Ko　：静止土圧係数 =　0.500
h1　：水位面より上の高さ (m)
h2　：水位面より下の深さ (m)
γ_t　：土砂単位重量(湿潤) (kN/m^3)
γ_{sat}：土砂単位重量(飽和) (kN/m^3)
γ_w　：水の単位重量 (kN/m^3)
B　：張出し幅 =　1.000 (m)

■胸壁換算載荷重図



2-2)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h1^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 1.500^2 \times 1.000$

$= 11.025$ (kN)

作用位置

$y1 = h1/3 = 1.500/3 = 0.500$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 0.500^2 \times 1.000$

$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h2/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$

$= 11.025 - 1.225$

$= 9.800$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$

$= (11.025 \times 0.500 - 1.225 \times 0.167)/ 9.800$

$= 0.542$ (m)

ここに、

h1 ： かかと側水位 (m)

h2 ： つま先側水位 (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 V = Σ(Vi)・2
= 232.069 × 2
= 464.14 (kN)

水平力 H = Σ(Hi)・2
= 311.789 × 2
= 623.58 (kN)

モーメント M = - Σ(Vi・Xi)・2 + Σ(Hi・Yi)・2
= -274.263 × 2 + 644.748 × 2
= 740.97 (kN.m)

正方向 ： 水平力 左向き(背面から前面)，モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 464.14

胸壁の設置位置が右側のため

H_R = H = 623.58

M_R = -(M - H × Y)
= -(740.97 - 623.58 × 1.769) = 362.28

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)

H ： 連動荷重集計位置での水平力 (kN)

M ： 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

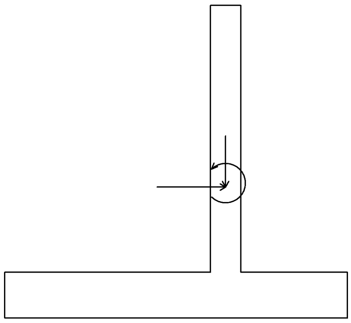
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

Y = Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 15.1268 / 8.550 = 1.769

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



6.5.2 地震時-1(つま先→かかと)

1)鉛直荷重

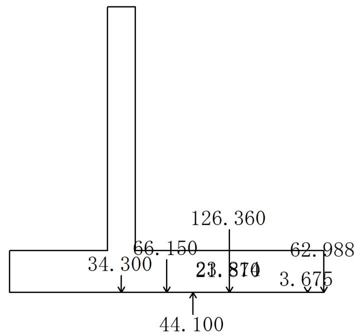
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	0.650	42.998
土重1	3.675	2.667	9.800
土重2	126.360	1.550	195.858
土重3	21.870	1.550	33.899
つま先水重	0.000	-0.900	0.000
かかと水重	23.814	1.550	36.912
揚圧力	-44.100	1.025	-45.203
土圧鉛直	62.988	2.900	182.666
合　計	295.057		456.929

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 295.057 (kN)

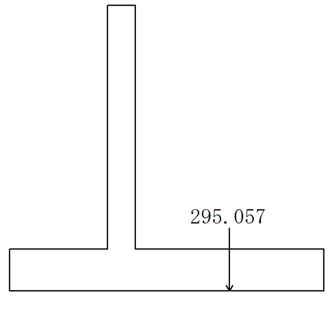
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 1.549 (m)

X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

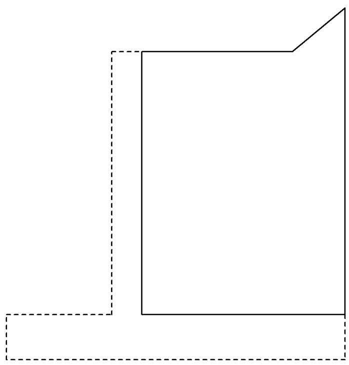
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	0.650	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m²)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.2042・ 1.000	0.204	2.667	4.294
2	2.700・ 2.600・ 1.000	7.020	1.550	2.800
3	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		9.654		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水

前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	1.400・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.900	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		2.430		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・　24.50	34.300	0.000
底版	2.700・　24.50	66.150	0.650

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.204・　18.00	3.675	2.667
土砂2	7.020・　18.00	126.360	1.550
土砂3	2.430・　9.00	21.870	1.550

1-2-3)水

位置	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・　9.80	0.000	-0.900
かかと	2.430・　9.80	23.814	1.550

1-2-4)揚圧力

前面水位　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　$Hr = 1.500$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m^2)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.500 \cdot 9.80 = 14.700$ (kN/m^2)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 44.100 \text{ (kN)}$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.625 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

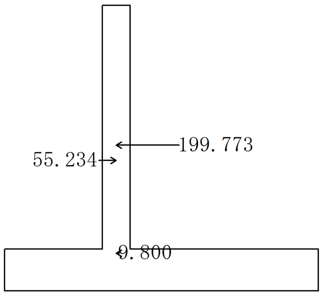
$X = 1.025$ (m)

2)水平荷重

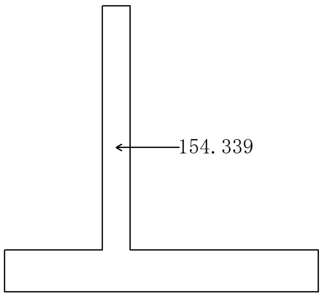
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
慣性力	-55.234	1.876	-103.602
土圧	199.773	2.093	418.104
水圧	9.800	0.542	5.308
合　計	154.339		319.811

水平荷重 H = Σ(Hi) = 154.339 (kN)
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) = 2.072 (m)
Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)慣性力

H_{E1} = V・kh = 276.169× -0.200
= -55.234 (kN)

慣性力作用位置から底版下面、たて壁中心位置までの距離

Y_{E1} = 1.876 (m)
M_{E1} = H_{E1}・Y_{E1} = -55.234× 1.876
= -103.602 (kN.m)

ここに、

H_{E1}(水平力) : 背面から前面を(+)とする。
M_{E1}(モーメント) : 反時計回りを(+)とする。

2-2)土圧

土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	$h1$	= 3.183 (m)
水位面より下の深さ	$h2$	= 1.500 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ	= 0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	= 18.00 (kN/m³)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	= 18.80 (kN/m³)
水の単位重量	γ_w	= 9.80 (kN/m³)
上載荷重	$q0$	= 0.00 (kN/m²)
上載荷重載荷幅	$wq0$	= 2.212 (m)
換算載荷重載荷幅	$wq0'$	= 4.136 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ	= 35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	= 0.00 (°)
壁面摩擦角(土と土)	δ_E	= 17.50 (°)
張出し幅	B	= 1.000 (m)
設計水平震度	kh	= 0.20
全上載荷重	$q0'$	= 0.00 (kN/m²)

水中の見かけの水平震度

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 3.183 + 18.80 \times 1.500 + 0.00}{18.00 \times 3.183 + (18.80 - 9.80) \times 1.500 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.242$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 13.578$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$+ \sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$\times \sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.85747$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.85747$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.85747}\right) + 0.00° = 49.388 (°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$=-\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$+\sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 13.578°)\times\sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 13.578°)}}$$

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.93734$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}' - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}' - 0.00°)} = 0.93734$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.93734}\right) + 0.00° = 46.852(°)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00° - 11.310° - 0.00°)}{\cos 11.310° \times\cos^2 0.00° \times\cos(0.00° + 11.310° + 17.50°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00° + 17.50°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}{\cos(0.00° + 11.310° + 17.50°)\times\cos(0.00° - 0.00°)}}\right]^2}$$

$$= 0.3797$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o)=0$とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00° - 13.578° - 0.00°)}{\cos 13.578° \times\cos^2 0.00° \times\cos(0.00° + 13.578° + 17.50°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00° + 17.50°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 13.578°)}{\cos(0.00° + 13.578° + 17.50°)\times\cos(0.00° - 0.00°)}}\right]^2}$$

$$= 0.4161$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o' < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o')=0$とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　W　= 320.863 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　4.136 (m)

換算載荷重　　　　q0' = W/wq

$= 320.863 / 4.136$
$= 77.585\ (kN/m^2)$

天端の土圧

$p1 = q0' \cdot K_{EA} = 77.585 \times 0.3797 = 29.462\ (kN/m^2)$

水位面の土圧

$p2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$
$= 0.3797 \times 18.00 \times 3.183 + 29.462$
$= 51.222\ (kN/m^2)$

基部の土圧

$p3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$
$= 0.4161 \times (18.80 - 9.80) \times 1.500 + 51.222$
$= 56.839\ (kN/m^2)$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1+p2) \cdot h1$$

$$= \frac{1}{2} \times (29.462 + 51.222) \times 3.183 = 128.422\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y1 = \{(2 \cdot p1+p2)/(p1+p2)\} \cdot h1/3+h2$
$= \{(2\times 29.462+ 51.222)/(29.462+ 51.222)\}\times 3.183/3+ 1.500$
$= 2.949\ (m)$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2+p3) \cdot h2$$

$$= \frac{1}{2} \times (51.222 + 56.839) \times 1.500 = 81.046\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y2 = \{(2 \cdot p2+p3)/(p2+p3)\} \cdot h2/3$
$= \{(2\times 51.222+ 56.839)/(51.222+ 56.839)\}\times(1.500/3)$
$= 0.737\ (m)$

土圧合力

$P_{EA} = (P1 + P2) \cdot B = (128.422 + 81.046) \times 1.000$
$= 209.468\ (kN)$

合力の作用位置

$Y = (P1 \cdot y1+P2 \cdot y2)/(P1+P2)$
$= (128.422\times 2.949+ 81.046\times 0.737)/(128.422+ 81.046)$
$= 2.093\ (m)$

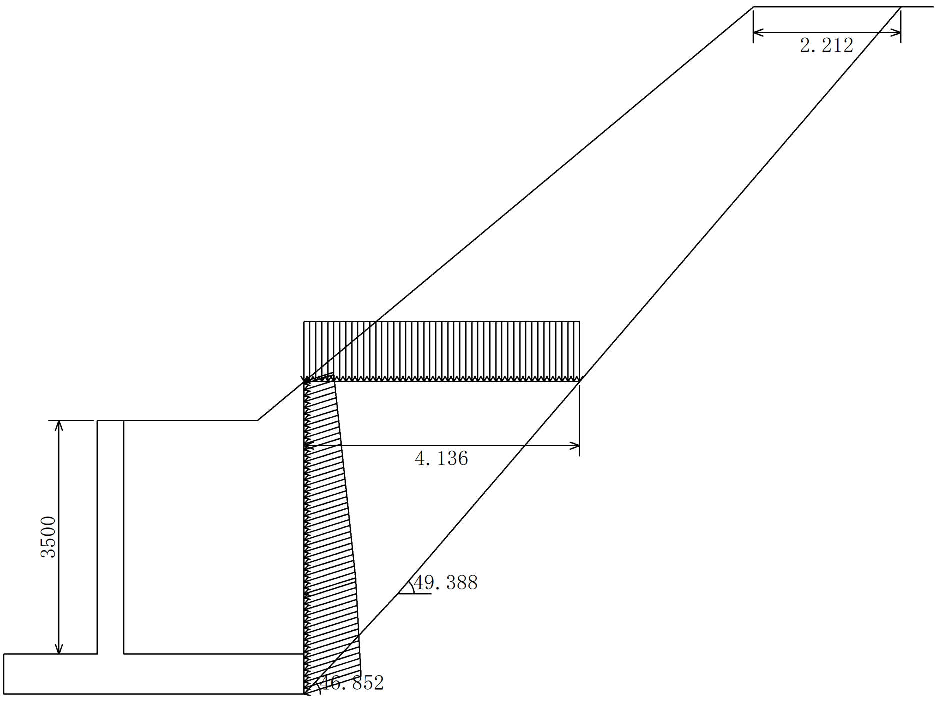
水平成分

$P_{HE} = P_{EA} \cdot \cos\delta = 209.468 \times \cos(17.50°)$
$= 199.773\ (kN)$

鉛直成分

$P_{VE} = P_{EA} \cdot \sin\delta = 209.468 \times \sin(17.50°)$
$= 62.988\ (kN)$

■胸壁換算載荷重図



2-3)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 1.500^2 \times 1.000$

$= 11.025$ (kN)

作用位置

$y1 = h2/3 = 1.500/3 = 0.500$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h3^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 0.500^2 \times 1.000$

$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h3/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$

$= 11.025 - 1.225$

$= 9.800$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$

$= (11.025 \times 0.500 - 1.225 \times 0.167)/ 9.800$

$= 0.542$ (m)

ここに、

h2 ： かかと側水位 (m)

h3 ： つま先側水位 (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 $V = \Sigma(Vi) \cdot 2$

$= 295.057 \times 2$

$= 590.11$ (kN)

水平力 $H = \Sigma(Hi) \cdot 2$

$= 154.339 \times 2$

$= 308.68$ (kN)

モーメント $M = - \Sigma(Vi \cdot Xi) \cdot 2 + \Sigma(Hi \cdot Yi) \cdot 2$

$= -456.929 \times 2 + 319.811 \times 2$

$= -274.24$ (kN.m)

正方向 : 水平力 左向き(背面から前面), モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 590.11

胸壁の設置位置が右側のため

H_R = H = 308.68

M_R = -(M - H × Y)

　　= -(-274.24 - 308.68 × 1.769) = 820.36

V　：連動荷重集計位置での鉛直力　(kN)

H　：連動荷重集計位置での水平力　(kN)

M　：連動荷重集計位置でのモーメント　(kN.m)

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ　(m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

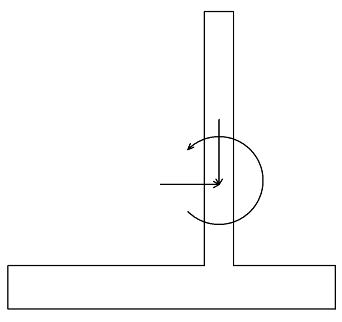
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

Y　= Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 15.1268 / 8.550 = 1.769

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



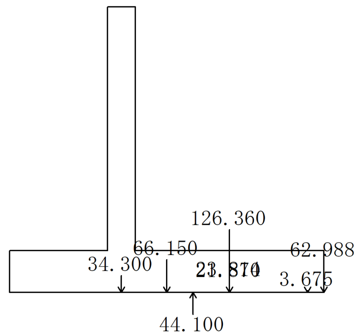
6.5.3 地震時-1(かかと→つま先)

1)鉛直荷重

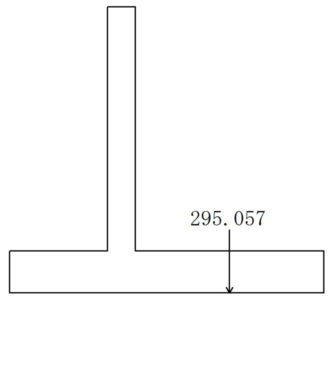
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	0.650	42.998
土重1	3.675	2.667	9.800
土重2	126.360	1.550	195.858
土重3	21.870	1.550	33.899
つま先水重	0.000	-0.900	0.000
かかと水重	23.814	1.550	36.912
揚圧力	-44.100	1.025	-45.203
土圧鉛直	62.988	2.900	182.666
合　計	295.057		456.929

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 295.057 (kN)
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 1.549 (m)
X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

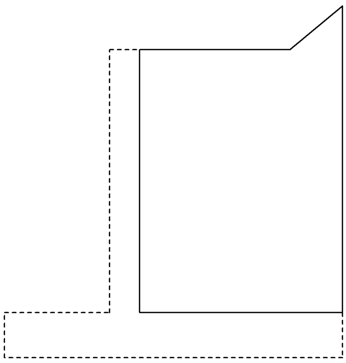
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	0.650	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m²)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.2042・ 1.000	0.204	2.667	4.294
2	2.700・ 2.600・ 1.000	7.020	1.550	2.800
3	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		9.654		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水

前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	1.400・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.900	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	2.700・ 0.900・ 1.000	2.430	1.550	1.050
Σ		2.430		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・　24.50	34.300	0.000
底版	2.700・　24.50	66.150	0.650

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.204・　18.00	3.675	2.667
土砂2	7.020・　18.00	126.360	1.550
土砂3	2.430・　9.00	21.870	1.550

1-2-3)水

位置	計算式 W× γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・　9.80	0.000	-0.900
かかと	2.430・　9.80	23.814	1.550

1-2-4)揚圧力

前面水位　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　$Hr = 1.500$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m^2)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.500 \cdot 9.80 = 14.700$ (kN/m^2)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 44.100 \text{ (kN)}$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.625 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

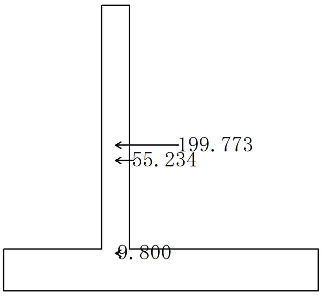
$X = 1.025$ (m)

2)水平荷重

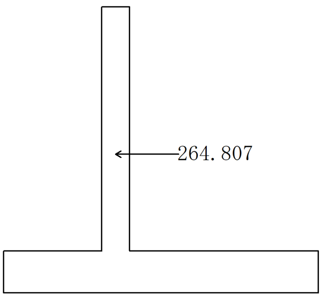
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
慣性力	55.234	1.876	103.602
土圧	199.773	2.093	418.104
水圧	9.800	0.542	5.308
合　計	264.807		527.014

水平荷重 H = Σ(Hi) =　　264.807 (kN)
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) =　1.990 (m)
　　　　Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)慣性力

H_{E1} = V・kh = 276.169× 0.200
= 55.234 (kN)

慣性力作用位置から底版下面、たて壁中心位置までの距離

Y_{E1} = 1.876 (m)
M_{E1} = H_{E1}・Y_{E1} = 55.234× 1.876
= 103.602 (kN.m)

ここに、
　　H_{E1}(水平力)　　: 背面から前面を(+)とする。
　　M_{E1}(モーメント) : 反時計回りを(+)とする。

2-2)土圧

土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	h1	= 3.183 (m)
水位面より下の深さ	h2	= 1.500 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ	= 0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	= 18.00 (kN/m^3)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	= 18.80 (kN/m^3)
水の単位重量	γ_w	= 9.80 (kN/m^3)
上載荷重	q0	= 0.00 (kN/m^2)
上載荷重載荷幅	wq0	= 2.212 (m)
換算載荷重載荷幅	wq0’	= 4.136 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ	= 35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	= 0.00 (°)
壁面摩擦角(土と土)	δ_E	= 17.50 (°)
張出し幅	B	= 1.000 (m)
設計水平震度	kh	= 0.20
全上載荷重	q0’	= 0.00 (kN/m^2)

水中の見かけの水平震度 kh’

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 3.183 + 18.80 \times 1.500 + 0.00}{18.00 \times 3.183 + (18.80 - 9.80) \times 1.500 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.242$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 13.578$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$+\sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$\times \sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.85747$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.85747$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.85747}\right) + 0.00° = 49.388 (°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$=-\tan(35.00^\circ+17.50^\circ+0.00^\circ-0.00^\circ)$$

$$+\sec(35.00^\circ+17.50^\circ+0.00^\circ-0.00^\circ)$$

$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00^\circ+17.50^\circ+13.578^\circ)\times\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)}{\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-13.578^\circ)}}$$

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.93734$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}'-0.00^\circ) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}'-0.00^\circ)} = 0.93734$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.93734}\right) + 0.00^\circ = 46.852(^\circ)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-11.310^\circ-0.00^\circ)}{\cos 11.310^\circ\times\cos^2 0.00^\circ\times\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+17.50^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-11.310^\circ)}{\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+17.50^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.3797$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o)=0$とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-13.578^\circ-0.00^\circ)}{\cos 13.578^\circ\times\cos^2 0.00^\circ\times\cos(0.00^\circ+13.578^\circ+17.50^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-13.578^\circ)}{\cos(0.00^\circ+13.578^\circ+17.50^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.4161$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o' < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o')=0$とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W = 320.863 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq = 4.136 (m)

換算載荷重　　　　q0' = W/wq

$= 320.863 / 4.136$
$= 77.585$ (kN/m²)

天端の土圧

$p1 = q0' \cdot K_{EA} = 77.585 \times 0.3797 = 29.462$ (kN/m²)

水位面の土圧

$p2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$
$= 0.3797 \times 18.00 \times 3.183 + 29.462$
$= 51.222$ (kN/m²)

基部の土圧

$p3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$
$= 0.4161 \times (18.80 - 9.80) \times 1.500 + 51.222$
$= 56.839$ (kN/m²)

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1+p2) \cdot h1$$
$$= \frac{1}{2} \times (29.462 + 51.222) \times 3.183 = 128.422 \text{ (kN)}$$

胸壁底面からの作用位置

$y1 = \{(2 \cdot p1+p2)/(p1+p2)\} \cdot h1/3+h2$
$= \{(2 \times 29.462 + 51.222)/(29.462 + 51.222)\} \times 3.183/3 + 1.500$
$= 2.949$ (m)

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2+p3) \cdot h2$$
$$= \frac{1}{2} \times (51.222 + 56.839) \times 1.500 = 81.046 \text{ (kN)}$$

胸壁底面からの作用位置

$y2 = \{(2 \cdot p2+p3)/(p2+p3)\} \cdot h2/3$
$= \{(2 \times 51.222 + 56.839)/(51.222 + 56.839)\} \times (1.500/3)$
$= 0.737$ (m)

土圧合力

$P_{EA} = (P1 + P2) \cdot B = (128.422 + 81.046) \times 1.000$
$= 209.468$ (kN)

合力の作用位置

$Y = (P1 \cdot y1 + P2 \cdot y2)/(P1+P2)$
$= (128.422 \times 2.949 + 81.046 \times 0.737)/(128.422 + 81.046)$
$= 2.093$ (m)

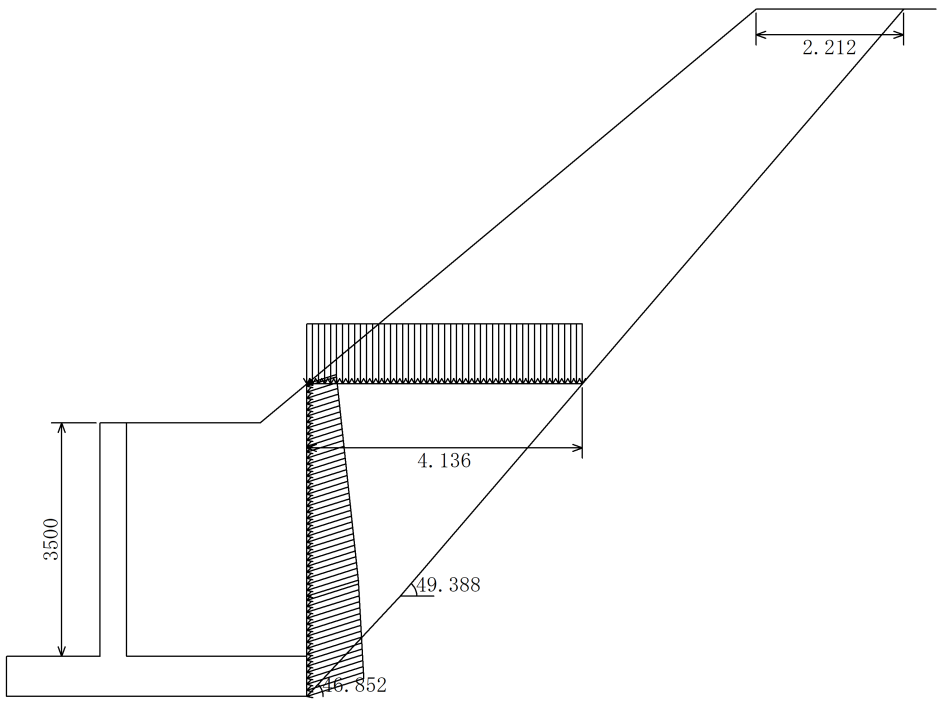
水平成分

$P_{HE} = P_{EA} \cdot \cos\delta = 209.468 \times \cos(17.50°)$
$= 199.773$ (kN)

鉛直成分

$P_{VE} = P_{EA} \cdot \sin\delta = 209.468 \times \sin(17.50°)$
$= 62.988$ (kN)

■胸壁換算載荷重図



2-3)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$
$= 1/2 \times 9.80 \times 1.500^2 \times 1.000$
$= 11.025$ (kN)

作用位置

$y1 = h2/3 = 1.500/3 = 0.500$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h3^2 \cdot B$
$= 1/2 \times 9.80 \times 0.500^2 \times 1.000$
$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h3/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$
$= 11.025 - 1.225$
$= 9.800$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$
$= (11.025 \times 0.500 - 1.225 \times 0.167)/ 9.800$
$= 0.542$ (m)

ここに、

h2 ： かかと側水位 (m)
h3 ： つま先側水位 (m)
γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)
B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 $V = \Sigma(Vi) \cdot 2$
$= 295.057 \times 2$
$= 590.11$ (kN)

水平力 $H = \Sigma(Hi) \cdot 2$
$= 264.807 \times 2$
$= 529.61$ (kN)

モーメント $M = -\Sigma(Vi \cdot Xi) \cdot 2 + \Sigma(Hi \cdot Yi) \cdot 2$
$= -456.929 \times 2 + 527.014 \times 2$
$= 140.17$ (kN.m)

正方向 ： 水平力 左向き(背面から前面)，モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 590.11

胸壁の設置位置が右側のため

H_R = H = 529.61

M_R = -(M - H × Y)

　　= -(140.17 - 529.61 × 1.769) = 796.83

V　：連動荷重集計位置での鉛直力　(kN)

H　：連動荷重集計位置での水平力　(kN)

M　：連動荷重集計位置でのモーメント　(kN.m)

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ　(m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

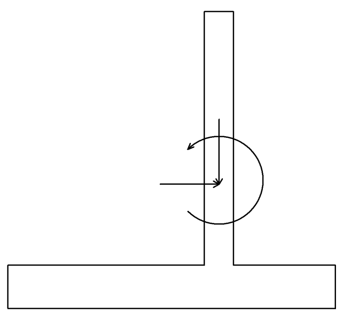
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック3

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	2.050	3.350	6.8675
2	2.460	0.300	0.7380
3	4.000	1.850	7.4000
5	0.040	3.033	0.1213
合計	8.550		15.1268

Y　= Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 15.1268 / 8.550 = 1.769

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



7章 川裏胸壁の計算

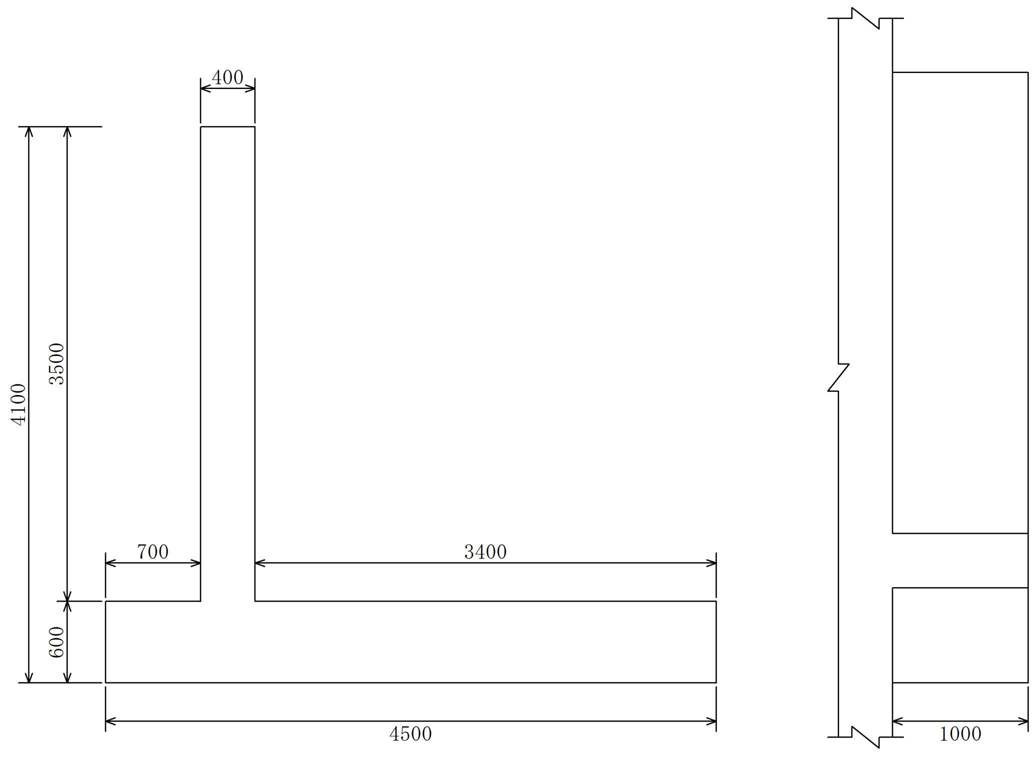
7.1 設計条件

断面照査適用基準(最小鉄筋量) ： 柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係) ： 柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定 ： しない
張り出し寸法

	記号	入力値 (m)
つま先版	L1	1.000
かかと版	L2	1.000
つま先版(連動荷重計算用)	L3	1.000
かかと版(連動荷重計算用)	L4	1.000
描画用	L	1.000

7.1.1 形状寸法図

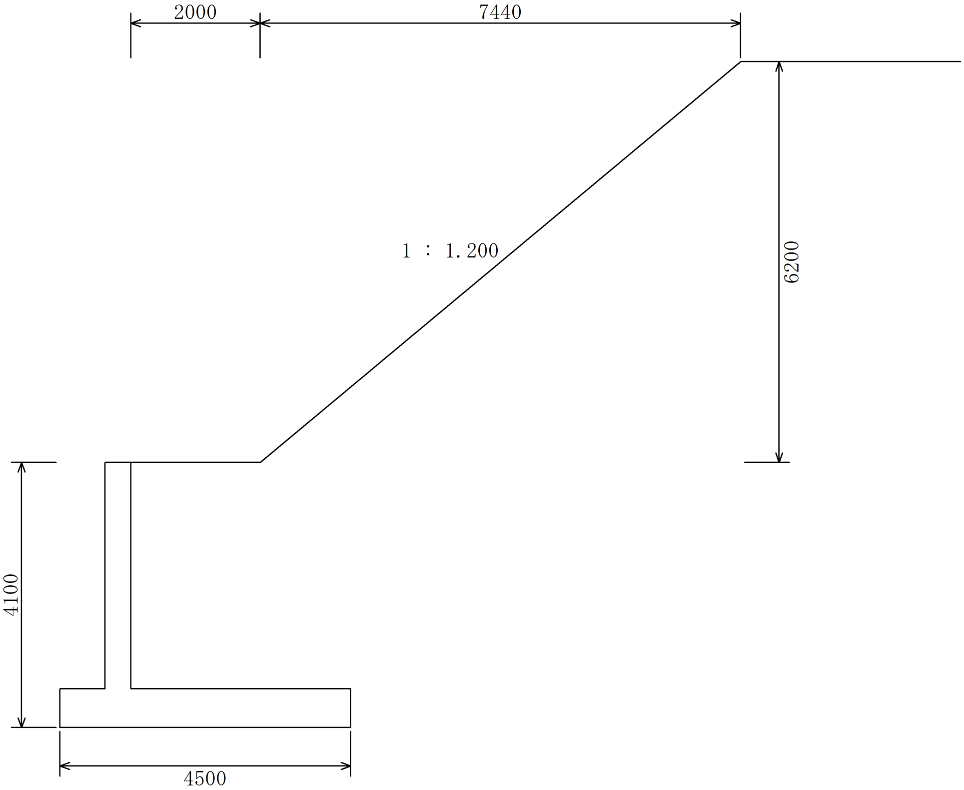
■胸壁形状図



■土砂形状図

形状タイプ　[段差形状]

たて壁天端からのオフセット (m) [　0.000]



7.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

躯　体	γ_c	kN/m³	24.50
水	γ_w	kN/m³	9.80
土砂(湿潤)	γ_t	kN/m³	18.00
土砂(飽和)	γ_{sat}	kN/m³	18.80

■コンクリート

			たて壁	底　版
設計基準強度	σck	N/mm²	24.00	24.00
ヤング係数*10⁴	Ec	N/mm²	2.50	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0	15.0

■鉄筋

材　質				SD345
常時の扱い	たて壁鉄筋			厳しい環境下
	底版鉄筋			厳しい環境下
許容引張応力度	σsa	N/mm²	常時(一般)	180.00
		N/mm²	常時(厳しい環境下)	160.00
		N/mm²	地震時	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	常　時	200.00
		N/mm²	地震時	300.00

■土

せん断抵抗角	φ	度	35.00
残留強度	φres	度	35
ピーク強度	φpeak	度	35
静止土圧係数	Ko		0.500

7.1.3 配筋

■主鉄筋

部　位		かぶり (mm)	径	ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm^2/m)
たて壁	前面 背面	120.0 120.0	D13 D13	125 125	1013.6 1013.6
つま先版	上側 下側	120.0 150.0	D22 D22	125 125	3096.8 3096.8
かかと版	上側 下側	120.0 150.0	D22 D29	125 125	3096.8 5139.2

■斜引張鉄筋

部　位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2/m)
たて壁	250.0	506.8
つま先版	250.0	1146.0
かかと版	250.0	1146.0

7.1.4 荷重

■基本荷重

1) 土圧計算用 壁高(底版厚除く) (m)

断面力算出用　 : 3.500

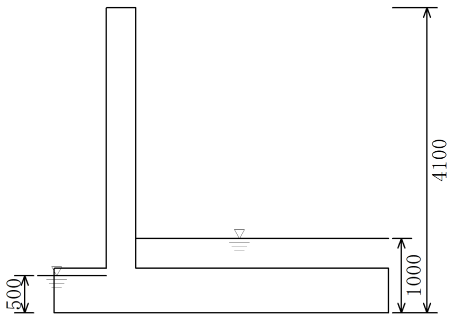
連動荷重算出用 : 3.500

2) 水位、雪荷重、その他上載荷重

2-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

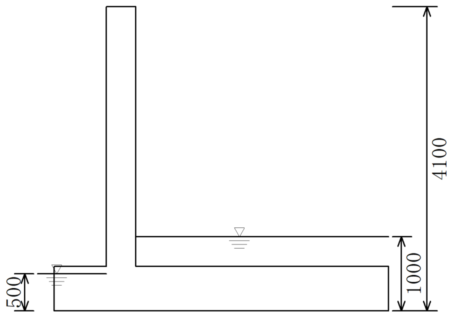
つま先側	(m)	0.500
かかと側	(m)	1.000



2-2) 地震時 ケース数 [1]

<ケース1>

つま先側	(m)	0.500
かかと側	(m)	1.000
慣性力の向き		右 → 左

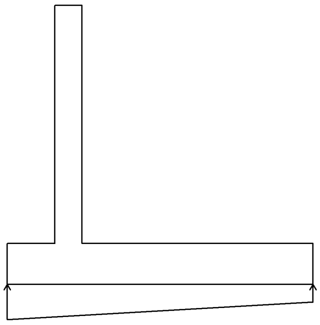


3) 地盤反力度

3-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

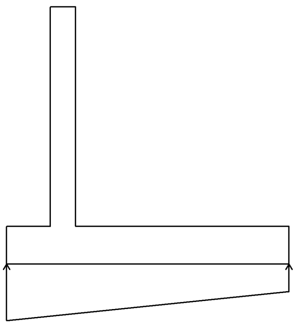
	(kN/m²),(m)
つま先側	303.64
かかと側	151.16



3-2) 地震時　ケース数 [1]

<ケース1>

	(kN/m²),(m)
つま先側	529.07
かかと側	257.31



4) 地震時慣性力(設計水平震度)

構造物計算用	0.20
土圧算出用	0.20

■地盤反力度の詳細
・本体縦方向の結果を引用した地盤反力度
1)常時
検討ケース1ー荷重名称 : []
つま先版位置の地盤反力度の計算
本体縦方向の照査位置(0.000)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。
鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m^2) = 地盤バネ反力(kN/m)
37.186185527 × 3.02131267E+004 = 1123.511
ここで求めた地盤バネ反力をつま先版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。
地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m^2)
1123.511 / 3.700 = 303.652

かかと版位置の地盤反力度の計算
本体縦方向の照査位置(4.500)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。
鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m^2) = 地盤バネ反力(kN/m)
18.511316704 × 3.02131267E+004 = 559.285
ここで求めた地盤バネ反力をかかと版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。
地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m^2)
559.285 / 3.700 = 151.158

2)地震時

検討ケース1ー荷重名称 : []

つま先版位置の地盤反力度の計算

本体縦方向の照査位置(0.000)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。

鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m²) = 地盤バネ反力(kN/m)

32.397712024 × 6.04262534E+004 = 1957.672

ここで求めた地盤バネ反力をつま先版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。

地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m²)

1957.672 / 3.700 = 529.101

かかと版位置の地盤反力度の計算

本体縦方向の照査位置(4.500)の鉛直相対変位とその位置の地盤反力度により地盤バネ反力を算出します。

鉛直相対変位(mm)×鉛直バネ(kN/m²) = 地盤バネ反力(kN/m)

15.755091405 × 6.04262534E+004 = 952.021

ここで求めた地盤バネ反力をかかと版位置の函体幅で除することにより、その位置の地盤反力度を求めます。

地盤バネ反力(kN/m) / 断面幅(m) = 地盤反力度(kN/m²)

952.021 / 3.700 = 257.303

7.1.5 照査条件

雪荷重 慣性力の取り扱い	: 考慮する
揚圧力にしゃ水鋼矢板考慮	: 考慮しない
連動荷重X座標移動量(m)	: 0.000
連動荷重Y座標移動量(m)	: 0.000
連動荷重X座標移動量(表示用)(m)	: 0.000
連動荷重Y座標移動量(表示用)(m)	: 0.000
函体断面諸元の算出方法	: 張り出し寸法考慮
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 鉛直力	: 背面土重を含む
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 鉛直力	: 背面水重を含む
本体縦方向計算 連動荷重の取り扱い 地震時土圧	: 慣性力の向きが逆方向の場合は地震時土圧を載荷する
たて壁計算時の張り出し長	: かかと版を用いる
地震時土圧計算式	: 常に主働土圧を用いる
主働土圧の土圧係数算定方法	: 柔構造樋門の手引き(物部・岡部法)
水位以下の見かけの震度算出時の上載荷重	: 背面土砂を考慮しない
水位以下の見かけの震度の算出方法	: 水位面の直上、直下の土圧は等しい
地震時土圧係数の算出方法	: 内部計算
設計断面位置での上載荷重取り扱い(Kh'算出時)	: 上載荷重を考慮しない
鉄筋	: 複鉄筋
最小鉄筋量の計算	: しない

7.2 たて壁の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

7.2.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 土圧(静止土圧)

※ξ_A(常時静止土圧 崩壊角) = 45.0°として算出

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W　=　98.208 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　3.500 (m)

換算載荷重　　　　q　= W/wq

= 98.208/ 3.500

= 28.059 (kN/m^2)

天端の土圧

p1 = q0'・Ko = 28.059× 0.500 = 14.030 (kN/m^2)

水位面での土圧

p2 = Ko・γ_t・h1+p1

= 0.500× 18.00× 3.100+ 14.030

= 41.930 (kN/m^2)

基部の土圧

p3 = Ko・(γ_{sat}-γ_w)・h2+p2

= 0.500×(18.80- 9.80)× 0.400+ 41.930

= 43.730 (kN/m^2)

設計土圧

P = p3

= 43.730 (kN/m^2)

ここに、

Ko　: 常時静止土圧係数 = 0.50

γ_t　: 土砂単位重量(湿潤) (kN/m^3)

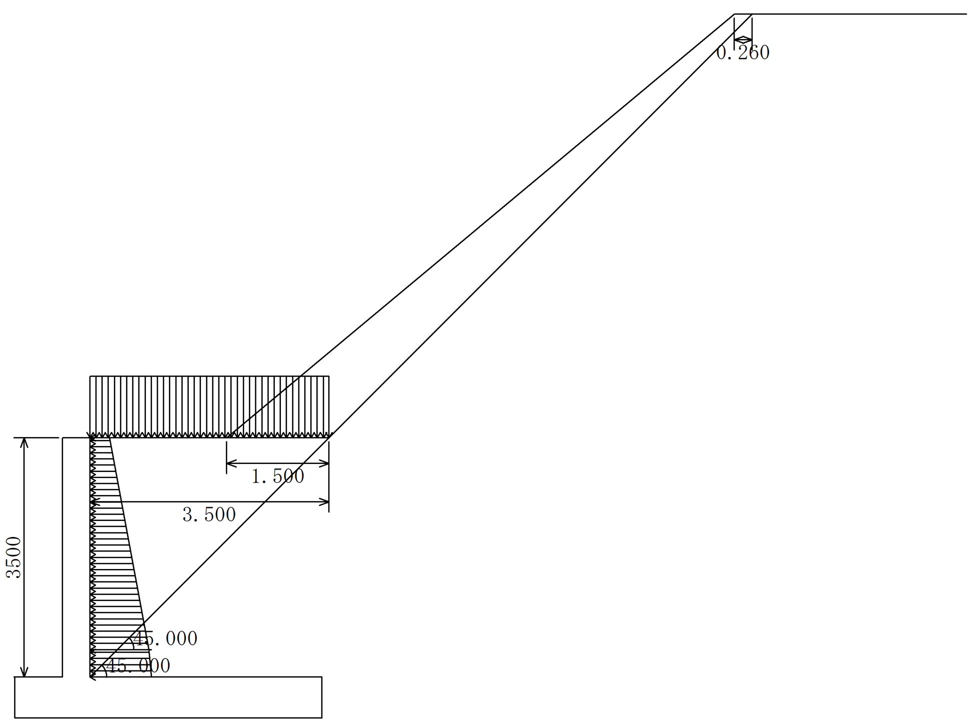
γ_{sat}　: 土砂単位重量(飽和) (kN/m^3)

γ_w　: 水の単位重量 (kN/m^3)

h1　: 水位より上の高さ (m)

h2　: 水位より下の深さ (m)

■胸壁換算載荷重図



1-2) 水圧

$Ph = hh \cdot \gamma_w =$ 0.400× 9.80 = 3.920 (kN/m²)

ここに、

hh ： たて壁基部からかかと側水位までの高さ (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m³)

2) 地震時-1

2-1) 慣性力

$H = B \cdot \gamma_c \cdot kh =$ 0.400 × 24.50 × 0.20 = 1.960

ここに、

H ： 慣性力 (kN/m²)

B ： たて壁厚 (m)

γ_c ： コンクリート単位重量 (kN/m³)

kh ： 設計水平震度

2-2) 土圧

●土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	$h1$	= 3.100 (m)
水位面より下の深さ	$h2$	= 0.400 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ	= 0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	= 18.00 (kN/m^3)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	= 18.80 (kN/m^3)
水の単位重量	γ_w	= 9.80 (kN/m^3)
上載荷重	$q0$	= 0.00 (kN/m^2)
上載荷重載荷幅	$wq0$	= 0.000 (m)
換算載荷重載荷幅	B	= 2.612 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ	= 35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	= 0.00 (°)
壁面摩擦角(土とコンクリート)	δ_E	= 0.00 (°)
設計水平震度	kh	= 0.20
全上載荷重	$q0'$	= 0.00 (kN/m^2)

水中の見かけの水平震度

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 3.100 + 18.80 \times 0.400 + 0.00}{18.00 \times 3.100 + (18.80 - 9.80) \times 0.400 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.213$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 12.035$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 0.00° + 0.00° - 0.00°)$$
$$+\sec(35.00° + 0.00° + 0.00° - 0.00°)$$
$$\times \sqrt{\frac{\cos(0.00° + 0.00° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 0.00°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.74415$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.74415$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.74415}\right) + 0.00° = 53.345 (°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$= -\tan(35.00^\circ + 0.00^\circ + 0.00^\circ - 0.00^\circ)$$

$$+\sec(35.00^\circ + 0.00^\circ + 0.00^\circ - 0.00^\circ)$$

$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00^\circ + 0.00^\circ + 12.035^\circ)\times\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)}{\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 12.035^\circ)}}$$

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.76359$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}' - 0.00^\circ) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}' - 0.00^\circ)} = 0.76359$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.76359}\right) + 0.00^\circ = 52.635(^\circ)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.00^\circ - 11.310^\circ - 0.00^\circ)}{\cos(11.310^\circ)\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ + 11.310^\circ + 0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 11.310^\circ)}{\cos(0.00^\circ + 11.310^\circ + 0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.3956$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o < 0$ のときは $\sin(\phi-\alpha-\theta_o) = 0$ とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.00^\circ - 12.035^\circ - 0.00^\circ)}{\cos(12.035^\circ)\times\cos^2(0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ + 12.035^\circ + 0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ - 0.00^\circ - 12.035^\circ)}{\cos(0.00^\circ + 12.035^\circ + 0.00^\circ)\times\cos(0.00^\circ - 0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.4055$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o' < 0$ のときは $\sin(\phi-\alpha-\theta_o') = 0$ とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W = 7.402 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq = 2.612 (m)

換算載荷重　　　　q = W/wq

$= 7.402 / 2.612$

$= 2.833$ (kN/m²)

天端の土圧

$P1 = q0' \cdot K_{EA} = 2.833 \times 0.3956 = 1.121$ (kN/m²)

水位面の土圧

$P2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$

$= 0.3956 \times 18.00 \times 3.100 + 1.121$

$= 23.195$ (kN/m²)

基部の土圧

$P3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$

$= 0.4055 \times (18.80 - 9.80) \times 0.400 + 23.195$

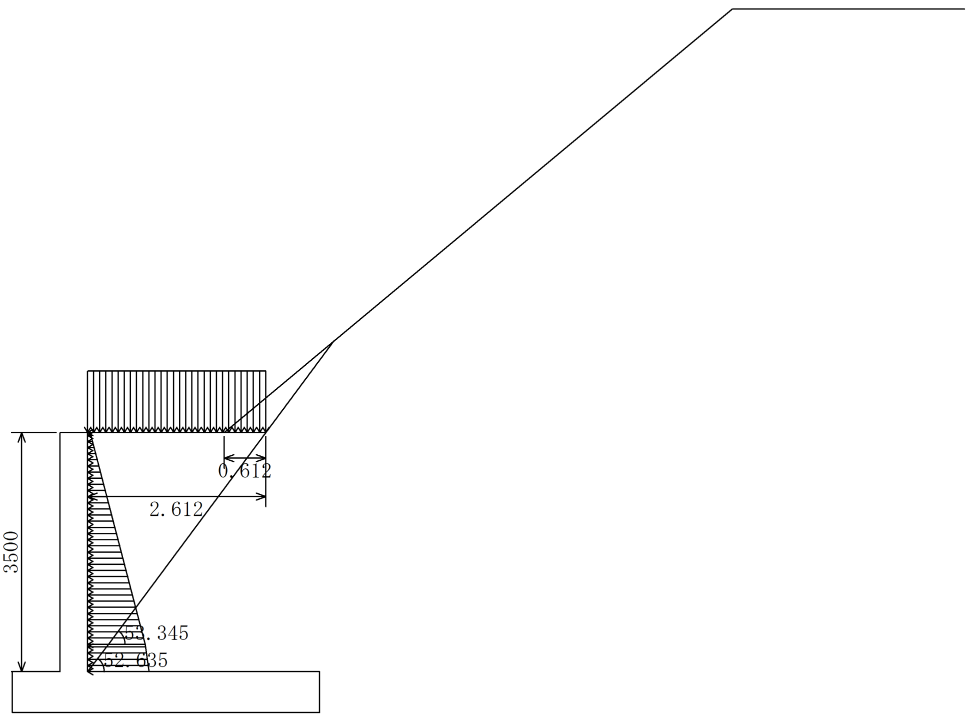
$= 24.654$ (kN/m²)

設計土圧

$P_{HE} = P3 \cdot \cos\delta = 24.654 \times \cos(0.00°)$

$= 24.654$ (kN/m²)

■胸壁換算載荷重図



2-3) 水圧

$Ph = hh \cdot \gamma_w = 0.400 \times 9.80 = 3.920$ (kN/m²)

ここに、

hh ： たて壁基部からかかと側水位までの高さ (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m³)

7.2.2 断面力集計

1) 常時-1

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
水圧	3.92	1.000	1.96
土圧	43.73	1.000	21.86
Σ	47.65	----	23.82
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 23.82			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 47.65			

2) 地震時-1

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
慣性力	1.96	1.000	0.98
水圧	3.92	1.000	1.96
土圧	24.65	1.000	12.33
Σ	30.53	----	15.27
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 15.27			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 30.53			

7.2.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	たて壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	前	mm^2	D13 - 8.00 = 1013.6
	背	mm^2	D13 - 8.00 = 1013.6

■常時-1

	記号	単位	基部
曲げモーメント	M	kN.m	23.82
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
必要鉄筋量	前	mm^2	525.6
	背	mm^2	525.6
中立軸	X	m	0.084
応力度	σc	N/mm^2	2.50
	σs	N/mm^2	87.42
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

■地震時-1

	記号	単位	基部
曲げモーメント	M	kN.m	15.27
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
必要鉄筋量	前	mm^2	168.5
	背	mm^2	168.5
中立軸	X	m	0.084
応力度	σc	N/mm^2	1.60
	σs	N/mm^2	56.02
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

2) せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部
せん断力	S	kN	47.65
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.170
許容値	τa	N/mm^2	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700

■地震時-1

	記号	単位	基部
せん断力	S	kN	30.53
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 1013.6
	d2 As2	mm mm^2	280.0 1013.6
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.109
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

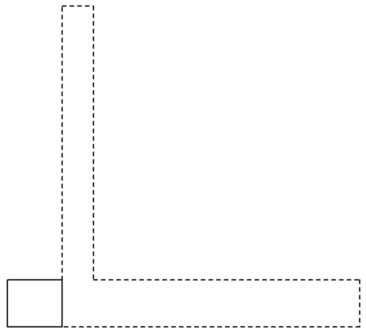
7.3 つま先版の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

7.3.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c = \quad 0.600 \times \quad 24.50 = \quad 14.700$

ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m^2)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m^3)

1-2) 地盤反力

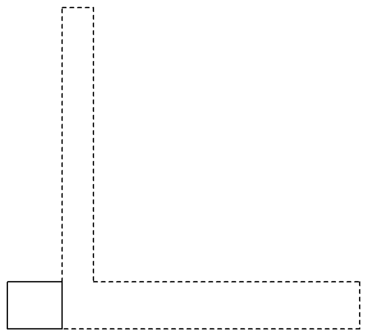
	地盤反力度 (kN/m^2)
基部	279.92
端部	303.64

1-3) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m^2)
基部	0.578× 9.80	5.662
端部	0.500× 9.80	4.900

2) 地震時-1

2-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c =$ 0.600 × 24.50 = 14.700
ここに、

Sw ： 躯体自重 (kN/m²)

h ： 底版高 (m)

γ_c ： コンクリート単位重量 (kN/m³)

2-2) 地盤反力

	地盤反力度 (kN/m²)
基部	486.80
端部	529.07

2-3) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.578× 9.80	5.662
端部	0.500× 9.80	4.900

7.3.2 断面力集計

1) 常時-1

1-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	5.66	1.000	2.83
地盤反力度	279.92	1.000	139.96
Σ	270.88	----	135.44
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 135.44			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 270.88			

1-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	4.90	1.000	2.45
地盤反力度	303.64	1.000	151.82
Σ	293.84	----	146.92
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 146.92			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 293.84			

2) 地震時-1

2-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	5.66	1.000	2.83
地盤反力度	486.80	1.000	243.40
Σ	477.76	----	238.88
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 238.88			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 477.76			

2-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
揚圧力	4.90	1.000	2.45
地盤反力度	529.07	1.000	264.54
Σ	519.27	----	259.64
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 259.64			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 519.27			

7.3.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	つま先版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm^2	D22 - 8.00 = 3096.8
	下	mm^2	D22 - 8.00 = 3096.8

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	135.44	146.92
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 3096.8	450.0 3096.8
必要鉄筋量	上	mm^2	2114.7	2307.3
	下	mm^2	2114.7	2307.3
中立軸	X	m	0.155	0.155
応力度	σc	N/mm^2	3.94	4.27
	σs	N/mm^2	112.12	121.62
	σs'	N/mm^2	-13.42	-14.56
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	238.88	259.64
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 3096.8	450.0 3096.8
必要鉄筋量	上	mm^2	1980.8	2165.5
	下	mm^2	1980.8	2165.5
中立軸	X	m	0.155	0.155
応力度	σc	N/mm^2	6.95	7.55
	σs	N/mm^2	197.74	214.92
	σs'	N/mm^2	-23.67	-25.72
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00

2) せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	270.88	293.84
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 3096.8	450.0 3096.8
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.602	0.653
許容値	τa	N/mm^2	0.390	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	731.3	822.9
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	477.76	519.27
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 3096.8	450.0 3096.8
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	1.062	1.154
許容値	τa	N/mm^2	0.585	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	830.6	919.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

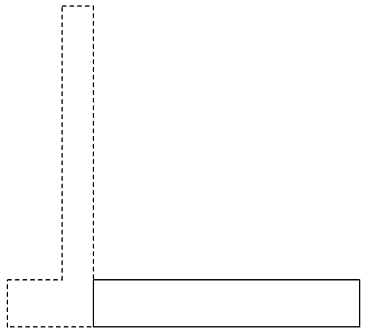
7.4 かかと版の計算

張り出し長 : 1.000 (m)

7.4.1 作用荷重

1) 常時-1

1-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c = \quad 0.600 \times \quad 24.50 = \quad 14.700$

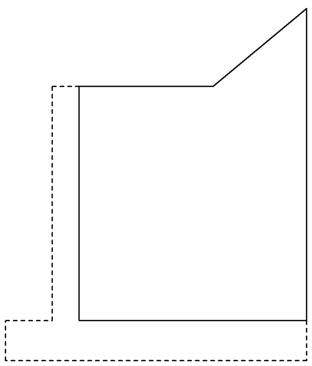
ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

1-2) 土重



$Pw1 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = \quad 3.100 \times \ 18.00 + \quad 0.400 \times \ 18.80 = \quad 63.320$

$Pw2 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = \quad 4.267 \times \ 18.00 + \quad 0.400 \times \ 18.80 = \quad 84.320$

ここに、

Pw1 : 土重(基部) (kN/m²)

Pw2 : 土重(端部) (kN/m²)

h1 : 照査位置での水位以上の高さ (m)

h2 : 照査位置での水位以下の深さ (m)

γ_t : 土砂単位重量(湿潤) (kN/m³)

γ_{sat} : 土砂単位重量(飽和) (kN/m³)

1-3) 地盤反力

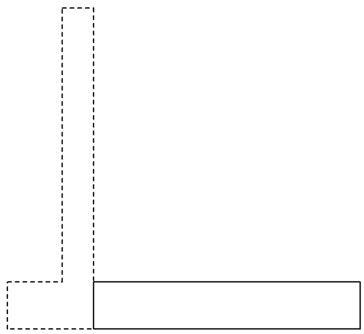
	地盤反力度 (kN/m²)
基部	266.37
端部	151.16

1-4) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量(γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.622× 9.80	6.098
端部	1.000× 9.80	9.800

2) 地震時-1

2-1) 躯体自重



$Sw = h \cdot \gamma_c = 0.600 \times 24.50 = 14.700$

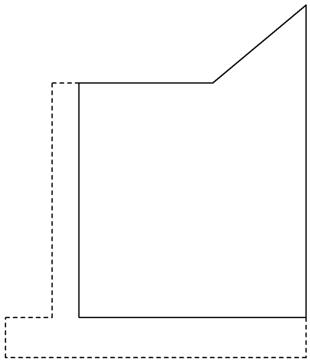
ここに、

Sw : 躯体自重 (kN/m²)

h : 底版高 (m)

γ_c : コンクリート単位重量 (kN/m³)

2-2) 土重



$Pw1 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = 3.100 \times 18.00 + 0.400 \times 18.80 = 63.320$

$Pw2 = (h1 \cdot \gamma_t + h2 \cdot \gamma_{sat}) = 4.267 \times 18.00 + 0.400 \times 18.80 = 84.320$

ここに、

Pw1 ： 土重(基部) (kN/m²)

Pw2 ： 土重(端部) (kN/m²)

h1 ： 照査位置での水位以上の高さ (m)

h2 ： 照査位置での水位以下の深さ (m)

γ_t ： 土砂単位重量(湿潤) (kN/m³)

γ_{sat} ： 土砂単位重量(飽和) (kN/m³)

2-3) 地盤反力

	地盤反力度 (kN/m²)
基部	462.64
端部	257.31

2-4) 揚圧力

	計算式 水位高×水の単位重量 (γ_w)	ui (kN/m²)
基部	0.622× 9.80	6.098
端部	1.000× 9.80	9.800

7.4.2 断面力集計

1) 常時-1

1-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-63.32	1.000	-31.66
揚圧力	6.10	1.000	3.05
地盤反力度	266.37	1.000	133.18
Σ	194.44	----	97.22
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 97.22			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 194.44			

1-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-84.32	1.000	-42.16
揚圧力	9.80	1.000	4.90
地盤反力度	151.16	1.000	75.58
Σ	61.94	----	30.97
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 30.97			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 61.94			

2) 地震時-1

2-1) 基部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-63.32	1.000	-31.66
揚圧力	6.10	1.000	3.05
地盤反力度	462.64	1.000	231.32
Σ	390.72	----	195.36
曲げモーメント M(kN.m/m) Σ(P・l²/2) = 195.36			
せん断力 S(kN/m) Σ(P・l) = 390.72			

2-2) 端部

	P(kN/m²)	l(m)	P・l²/2(kN.m/m)
自重	-14.70	1.000	-7.35
土重	-84.32	1.000	-42.16
揚圧力	9.80	1.000	4.90
地盤反力度	257.31	1.000	128.66
Σ	168.09	----	84.05
曲げモーメント M(kN.m/m)　Σ(P・l²/2) = 84.05			
せん断力　S(kN/m)　Σ(P・l)　= 168.09			

7.4.3 応力度照査

1) 曲げ応力度

■断面情報

	記号	単位	かかと版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.600
鉄筋情報	上	mm^2	D22 - 8.00 = 3096.8
	下	mm^2	D29 - 8.00 = 5139.2

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	97.22	30.97
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
必要鉄筋量	上	mm^2	894.0	269.7
	下	mm^2	1483.6	447.5
中立軸	X	m	0.186	0.186
応力度	σc	N/mm^2	2.34	0.75
	σs	N/mm^2	49.88	15.89
	σs'	N/mm^2	-12.46	-3.97
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00
	σsa'	N/mm^2	-200.00	-200.00

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
曲げモーメント	M	kN.m	195.36	84.05
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
必要鉄筋量	上	mm^2	962.0	396.2
	下	mm^2	1596.5	657.6
中立軸	X	m	0.186	0.186
応力度	σc	N/mm^2	4.71	2.02
	σs	N/mm^2	100.22	43.12
	σs'	N/mm^2	-25.04	-10.77
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2	-300.00	-300.00

2）せん断応力度

■常時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	194.44	61.94
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.432	0.138
許容値	τa	N/mm^2	0.390	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	426.0	0.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

■地震時-1

	記号	単位	基部	端部
せん断力	S	kN	390.72	168.09
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 3096.8	120.0 3096.8
	d2 As2	mm mm^2	450.0 5139.2	450.0 5139.2
有効高	d	mm	450.0	450.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.868	0.374
許容値	τa	N/mm^2	0.585	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550
必要斜引張鉄筋量	Awreq	mm^2	645.2	0.0
使用斜引張鉄筋量	Aw	mm^2	1146.0	1146.0
斜引張鉄筋の間隔	a	mm	250.0	250.0

7.5 本体縦方向連動荷重

張り出し長 : 1.000 (m)

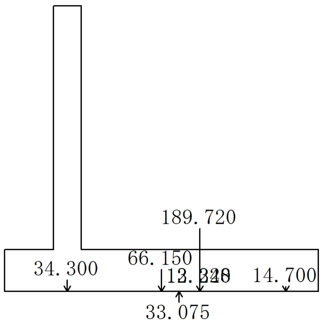
7.5.1 常時-1

1)鉛直荷重

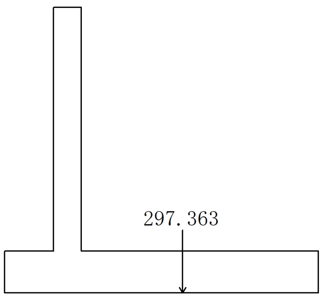
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	1.350	89.303
土重1	14.700	3.133	46.060
土重2	189.720	1.900	360.468
土重3	12.240	1.900	23.256
つま先水重	0.000	-0.550	0.000
かかと水重	13.328	1.900	25.323
揚圧力	-33.075	1.600	-52.920
合　計	297.363		491.490

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 297.363 (kN)
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 1.653 (m)
X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

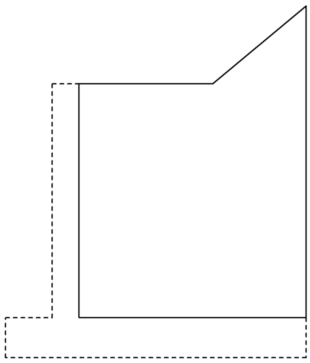
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	1.350	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m^2)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.8167・ 1.000	0.817	3.133	4.489
2	3.400・ 3.100・ 1.000	10.540	1.900	2.550
3	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		12.717		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水

前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.700・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.550	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		1.360		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・ 24.50	34.300	0.000
底版	2.700・ 24.50	66.150	1.350

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.817・ 18.00	14.700	3.133
土砂2	10.540・ 18.00	189.720	1.900
土砂3	1.360・ 9.00	12.240	1.900

1-2-3)水

位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・ 9.80	0.000	-0.550
かかと	1.360・ 9.80	13.328	1.900

1-2-4)揚圧力

前面水位　　　　　　　　　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　　　　　　　　　$Hr = 1.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.000 \cdot 9.80 = 9.800$ (kN/m²)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 33.075 \text{ (kN)}$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.500 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

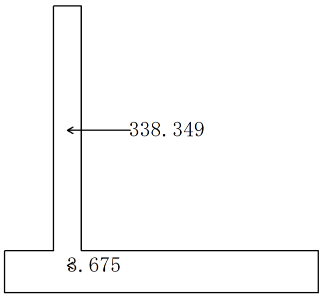
$X = 1.600$ (m)

2)水平荷重

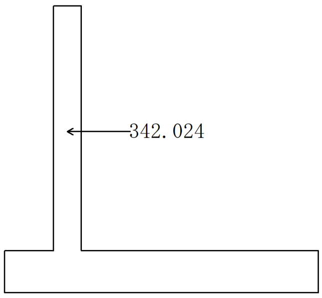
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
土圧	338.349	2.325	786.596
水圧	3.675	0.389	1.429
合　計	342.024		788.026

水平荷重 H = Σ(Hi) = 342.024 (kN)
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) = 2.304 (m)
Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)土圧

(静止土圧)

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　W = 431.558 (kN/m)
換算載荷重載荷幅　wq = 5.267 (m)
換算載荷重　q = W/wq
= 431.558/ 5.267
= 81.941 (kN/m²)

土圧強度　Pa1 = Ko・q = 0.500× 81.941
= 40.971 (kN/m²)
Pa2 = Ko・γ_t・h1+Pa1 = 0.500× 18.00× 4.267+ 40.971
= 79.371 (kN/m²)
Pa3 = Ko・(γ_{sat} - γ_w)・h2 + Pa2
= 0.500×(18.80- 9.80)× 1.000+ 79.371
= 83.871 (kN/m²)

土圧力　P1 = (Pa1+Pa2)・1/2・h1

= (40.971+ 79.371)×1/2× 4.267
= 256.728 (kN/m)

胸壁底面からの作用位置

y1 = {(2・Pa1+Pa2)/(Pa1+Pa2)}・h1/3+h2
= {(2× 40.971+ 79.371)/(40.971+ 79.371)}× 4.267/3+ 1.000
= 2.906 (m)

P2 = (Pa2+Pa3)・1/2・h2
= (79.371+ 83.871)×1/2× 1.000
= 81.621 (kN/m)

胸壁底面からの作用位置

y2 = {(2・Pa2+Pa3)/(Pa2+Pa3)}・h2/3
= {(2× 79.371+ 83.871)/(79.371+ 83.871)}× 1.000/3
= 0.495 (m)

土圧合力

Phd = (P1+P2)・B
= (256.728+ 81.621)× 1.000
= 338.349 (kN)

合力の作用位置

Y = (P1・y1+P2・y2)/(P1+P2)
= (256.728× 2.906+ 81.621× 0.495)/(256.728+ 81.621)
= 2.325 (m)

ここに、

Ko ： 静止土圧係数 = 0.500

h1 ： 水位面より上の高さ (m)

h2 ： 水位面より下の深さ (m)

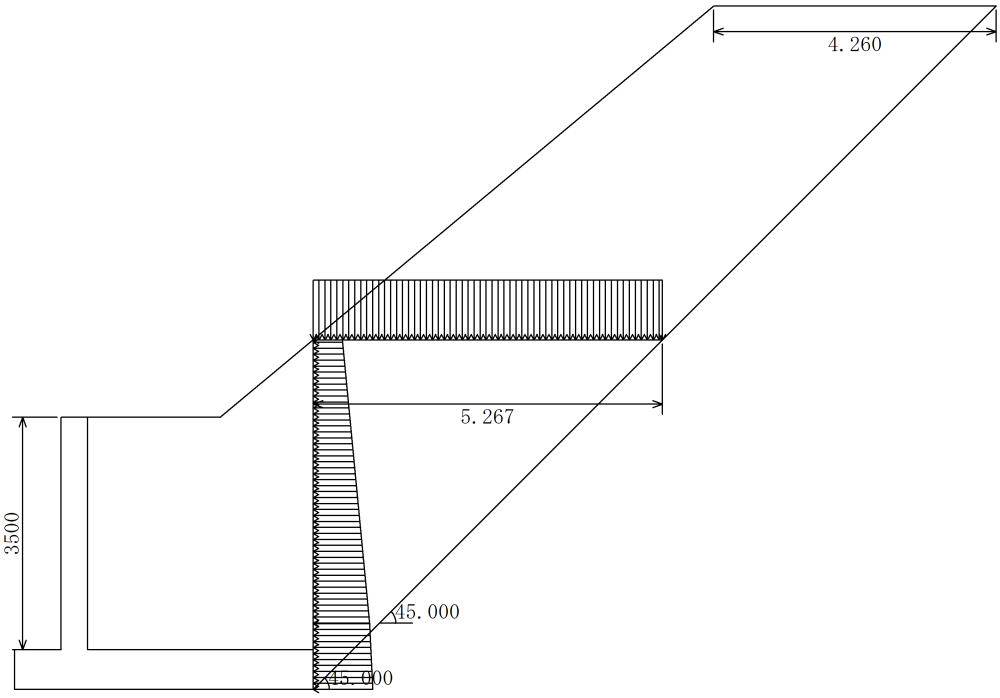
γ_t ： 土砂単位重量(湿潤) (kN/m^3)

γ_{sat} ： 土砂単位重量(飽和) (kN/m^3)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

■胸壁換算載荷重図



2-2)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h1^2 \cdot B$

$= 1/2\times 9.80\times 1.000^2\times 1.000$

$= 4.900$ (kN)

作用位置

$y1 = h1/3 = 1.000/3 = 0.333$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$

$= 1/2\times 9.80\times 0.500^2\times 1.000$

$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h2/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$

$= 4.900 - 1.225$

$= 3.675$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$

$= (4.900\times 0.333 - 1.225\times 0.167)/ 3.675$

$= 0.389$ (m)

ここに、

h1 ： かかと側水位 (m)

h2 ： つま先側水位 (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m³)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 V = Σ(Vi)・2
= 297.363 × 2
= 594.73 (kN)

水平力 H = Σ(Hi)・2
= 342.024 × 2
= 684.05 (kN)

モーメント M = - Σ(Vi・Xi)・2 + Σ(Hi・Yi)・2
= -491.490 × 2 + 788.026 × 2
= 593.07 (kN.m)

正方向 ： 水平力 左向き(背面から前面), モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 594.73

胸壁の設置位置が左側のため

H_R = -H = -684.05

M_R = M - H × Y
= 593.07 - 684.05 × 1.763 = -612.90

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)

H ： 連動荷重集計位置での水平力 (kN)

M ： 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

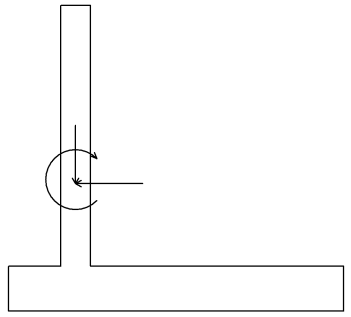
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック1

位置	Ai (m²)	Yi (m)	Ai・Yi (m³)
1	1.850	3.350	6.1975
2	2.220	0.300	0.6660
3	3.000	1.850	5.5500
5	0.040	3.033	0.1213
合計	7.110		12.5348

Y = Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 12.5348 / 7.110 = 1.763

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



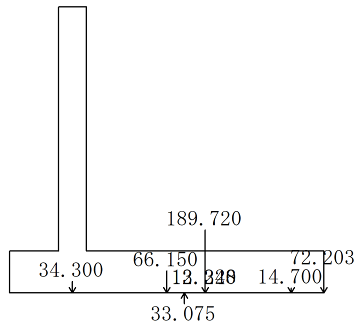
7.5.2 地震時-1(つま先→かかと)

1)鉛直荷重

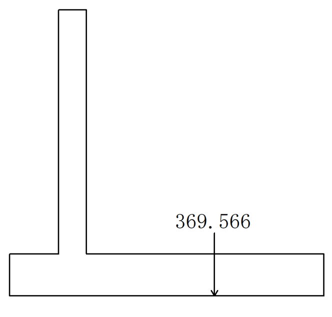
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	1.350	89.303
土重1	14.700	3.133	46.060
土重2	189.720	1.900	360.468
土重3	12.240	1.900	23.256
つま先水重	0.000	-0.550	0.000
かかと水重	13.328	1.900	25.323
揚圧力	-33.075	1.600	-52.920
土圧鉛直	72.203	3.600	259.932
合　計	369.566		751.422

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 369.566 (kN)
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 2.033 (m)
X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

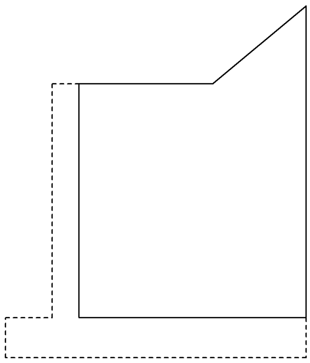
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	1.350	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m^2)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.8167・ 1.000	0.817	3.133	4.489
2	3.400・ 3.100・ 1.000	10.540	1.900	2.550
3	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		12.717		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水

前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.700・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.550	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m^3)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		1.360		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・　24.50	34.300	0.000
底版	2.700・　24.50	66.150	1.350

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.817・　18.00	14.700	3.133
土砂2	10.540・　18.00	189.720	1.900
土砂3	1.360・　9.00	12.240	1.900

1-2-3)水

位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・　9.80	0.000	-0.550
かかと	1.360・　9.80	13.328	1.900

1-2-4)揚圧力

前面水位　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　$Hr = 1.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m^2)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.000 \cdot 9.80 = 9.800$ (kN/m^2)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 33.075 \ (kN)$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.500 \ (m)$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

$X = 1.600$ (m)

2)水平荷重

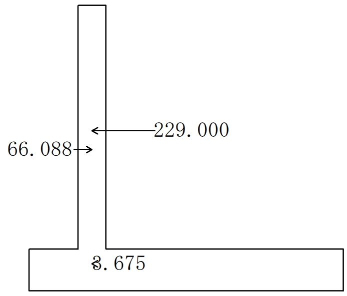
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
慣性力	-66.088	2.030	-134.135
土圧	229.000	2.302	527.227
水圧	3.675	0.389	1.429
合　計	166.587		394.520

水平荷重 H = Σ(Hi) = 166.587 (kN)

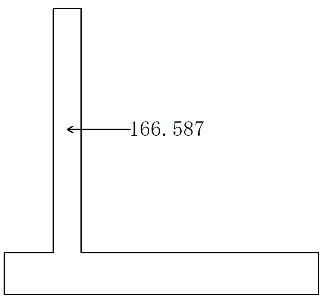
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) = 2.368 (m)

Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)慣性力

H_{E1} = V・kh = 330.438× -0.200

= -66.088 (kN)

慣性力作用位置から底版下面、たて壁中心位置までの距離

Y_{E1} = 2.030 (m)

M_{E1} = H_{E1}・Y_{E1} = -66.088× 2.030

= -134.135 (kN.m)

ここに、

H_{E1}(水平力)　:　背面から前面を(+)とする。

M_{E1}(モーメント)　:　反時計回りを(+)とする。

2-2)土圧

土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	h1	= 4.267 (m)
水位面より下の深さ	h2	= 1.000 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ	= 0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	= 18.00 (kN/m³)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	= 18.80 (kN/m³)
水の単位重量	γ_w	= 9.80 (kN/m³)
上載荷重	q0	= 0.00 (kN/m²)
上載荷重載荷幅	wq0	= 2.835 (m)
換算載荷重載荷幅	wq0'	= 4.559 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ	= 35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	= 0.00 (°)
壁面摩擦角(土と土)	δ_E	= 17.50 (°)
張出し幅	B	= 1.000 (m)
設計水平震度	kh	= 0.20
全上載荷重	q0'	= 0.00 (kN/m²)

水中の見かけの水平震度

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 4.267 + 18.80 \times 1.000 + 0.00}{18.00 \times 4.267 + (18.80 - 9.80) \times 1.000 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.223$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 12.563$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$+\sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$\times \sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.85747$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.85747$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.85747}\right) + 0.00° = 49.388 (°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$=-\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$+\sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$
$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 12.563°)\times\sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 12.563°)}}$$

$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.90005$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}' - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}' - 0.00°)} = 0.90005$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.90005}\right) + 0.00° = 48.011(°)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00° - 11.310° - 0.00°)}{\cos 11.310° \times\cos^2 0.00° \times\cos(0.00° + 11.310° + 17.50°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00° + 17.50°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}{\cos(0.00° + 11.310° + 17.50°)\times\cos(0.00° - 0.00°)}}\right]^2}$$

$= 0.3797$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o)=0$とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00° - 12.563° - 0.00°)}{\cos 12.563° \times\cos^2 0.00° \times\cos(0.00° + 12.563° + 17.50°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00° + 17.50°)\times\sin(35.00° - 0.00° - 12.563°)}{\cos(0.00° + 12.563° + 17.50°)\times\cos(0.00° - 0.00°)}}\right]^2}$$

$= 0.3993$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o' < 0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o')=0$とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W　= 334.911 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　4.559 (m)

換算載荷重　　　　q0' = W/wq

$= 334.911 / 4.559$

$= 73.468\ (kN/m^2)$

天端の土圧

$p1 = q0' \cdot K_{EA} = 73.468 \times 0.3797 = 27.899\ (kN/m^2)$

水位面の土圧

$p2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$

$= 0.3797 \times 18.00 \times 4.267 + 27.899$

$= 57.063\ (kN/m^2)$

基部の土圧

$p3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$

$= 0.3993 \times (18.80 - 9.80) \times 1.000 + 57.063$

$= 60.657\ (kN/m^2)$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1+p2) \cdot h1$$

$$= \frac{1}{2} \times (27.899 + 57.063) \times 4.267 = 181.253\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y1 = \{(2 \cdot p1+p2)/(p1+p2)\} \cdot h1/3 + h2$

$= \{(2 \times 27.899 + 57.063)/(27.899 + 57.063)\} \times 4.267/3 + 1.000$

$= 2.889\ (m)$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2+p3) \cdot h2$$

$$= \frac{1}{2} \times (57.063 + 60.657) \times 1.000 = 58.860\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y2 = \{(2 \cdot p2+p3)/(p2+p3)\} \cdot h2/3$

$= \{(2 \times 57.063 + 60.657)/(57.063 + 60.657)\} \times (1.000/3)$

$= 0.495\ (m)$

土圧合力

$P_{EA} = (P1 + P2) \cdot B = (181.253 + 58.860) \times 1.000$

$= 240.113\ (kN)$

合力の作用位置

$Y = (P1 \cdot y1 + P2 \cdot y2)/(P1+P2)$

$= (181.253 \times 2.889 + 58.860 \times 0.495)/(181.253 + 58.860)$

$= 2.302\ (m)$

水平成分

$P_{HE} = P_{EA} \cdot \cos\delta = 240.113 \times \cos(17.50°)$

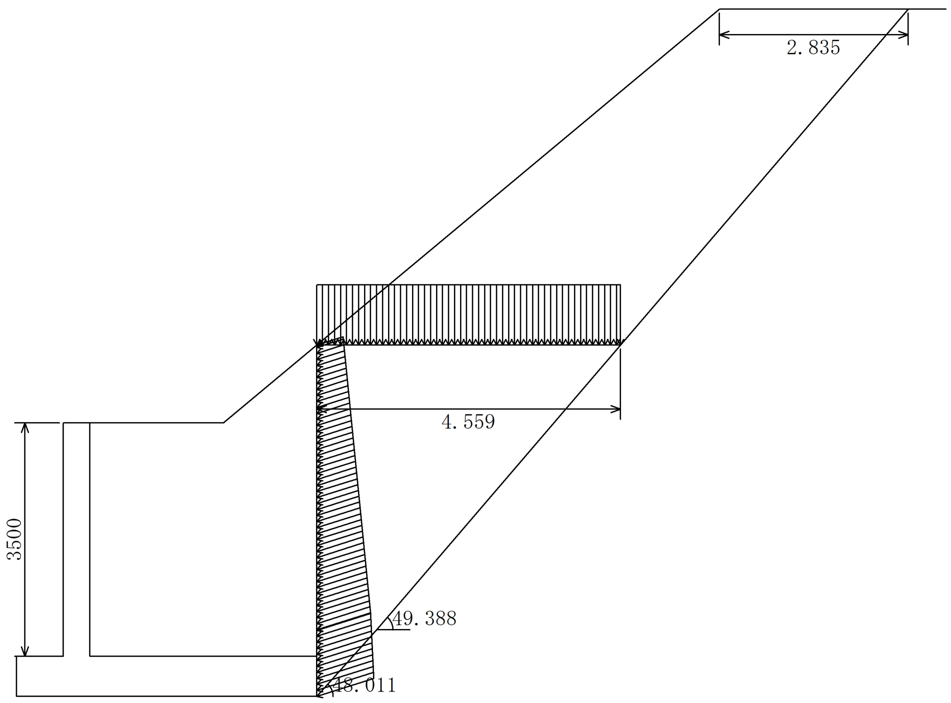
$= 229.000\ (kN)$

鉛直成分

$P_{VE} = P_{EA} \cdot \sin\delta = 240.113 \times \sin(17.50°)$

$= 72.203\ (kN)$

■胸壁換算載荷重図



2-3)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 1.000^2 \times 1.000$

$= 4.900$ (kN)

作用位置

$y1 = h2/3 = 1.000/3 = 0.333$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h3^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 0.500^2 \times 1.000$

$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h3/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$

$= 4.900 - 1.225$

$= 3.675$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$

$= (4.900 \times 0.333 - 1.225 \times 0.167)/ 3.675$

$= 0.389$ (m)

ここに、

h2 ： かかと側水位 (m)

h3 ： つま先側水位 (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 $V = \Sigma(Vi) \cdot 2$

$= 369.566 \times 2$

$= 739.13$ (kN)

水平力 $H = \Sigma(Hi) \cdot 2$

$= 166.587 \times 2$

$= 333.17$ (kN)

モーメント $M = -\Sigma(Vi \cdot Xi) \cdot 2 + \Sigma(Hi \cdot Yi) \cdot 2$

$= -751.422 \times 2 + 394.520 \times 2$

$= -713.80$ (kN.m)

正方向 ： 水平力 左向き(背面から前面), モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 739.13

胸壁の設置位置が左側のため

H_R = -H = -333.17

M_R = M - H × Y

= -713.80 - 333.17 × 1.763 = -1301.18

V ： 連動荷重集計位置での鉛直力 (kN)

H ： 連動荷重集計位置での水平力 (kN)

M ： 連動荷重集計位置でのモーメント (kN.m)

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

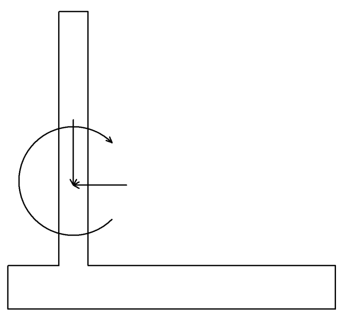
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック1

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	1.850	3.350	6.1975
2	2.220	0.300	0.6660
3	3.000	1.850	5.5500
5	0.040	3.033	0.1213
合計	7.110		12.5348

Y = Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 12.5348 / 7.110 = 1.763

Y ： 連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



7.5.3 地震時-1(かかと→つま先)

1)鉛直荷重

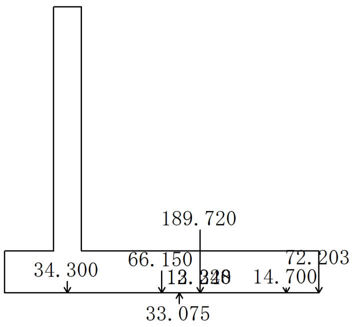
	Vi (kN)	Xi (m)	Vi・Xi (kN.m)
たて壁	34.300	0.000	0.000
底版	66.150	1.350	89.303
土重1	14.700	3.133	46.060
土重2	189.720	1.900	360.468
土重3	12.240	1.900	23.256
つま先水重	0.000	-0.550	0.000
かかと水重	13.328	1.900	25.323
揚圧力	-33.075	1.600	-52.920
土圧鉛直	72.203	3.600	259.932
合　計	369.566		751.422

鉛直荷重 V = Σ(Vi) = 　369.566 (kN)

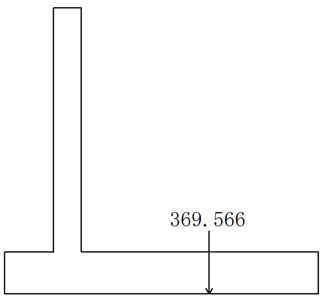
作用位置 X = Σ(Vi・Xi) / Σ(Vi) = 　2.033 (m)

X : たて壁中心からの水平距離

鉛直荷重図(一覧)



鉛直荷重図



1-1)体積および重心位置

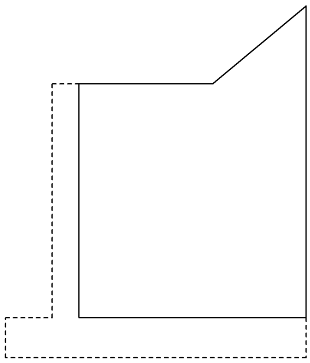
1-1-1)躯体

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.400・ 3.500・ 1.000	1.400	0.000	2.350
2	4.500・ 0.600・ 1.000	2.700	1.350	0.300
Σ		4.100		

1-1-2)土砂

区分	計算式 面積(m²)×奥行(m) 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.8167・ 1.000	0.817	3.133	4.489
2	3.400・ 3.100・ 1.000	10.540	1.900	2.550
3	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		12.717		

区分1 ： 天端より上側の土砂
区分2 ： 天端より下側で水位線より上の土砂
区分3 ： 天端より下側で水位線より下の土砂



1-1-3)水
前面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	0.700・ 0.000・ 1.000	0.000	-0.550	0.000
Σ		0.000		

背面

区分	計算式 幅×高さ×奥行(m)	体積 (m³)	重心位置(m)	
			Xi	Yi
1	3.400・ 0.400・ 1.000	1.360	1.900	0.800
Σ		1.360		

1-2)作用力

1-2-1)躯体

部位	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
たて壁	1.400・　24.50	34.300	0.000
底版	2.700・　24.50	66.150	1.350

作用位置Xi ： たて壁中心からの距離

1-2-2)土砂

土砂位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
土砂1	0.817・　18.00	14.700	3.133
土砂2	10.540・　18.00	189.720	1.900
土砂3	1.360・　9.00	12.240	1.900

1-2-3)水

位置	計算式 W×γ	鉛直力 Vi(kN)	作用位置 Xi(m)
つま先	0.000・　9.80	0.000	-0.550
かかと	1.360・　9.80	13.328	1.900

1-2-4)揚圧力

前面水位　$Hf = 0.500$ (m)

背面水位　$Hr = 1.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度　$Pf = Hf \cdot \gamma_w = 0.500 \cdot 9.80 = 4.900$ (kN/m^2)

フーチング背面での水圧強度　$Pr = Hr \cdot \gamma_w = 1.000 \cdot 9.80 = 9.800$ (kN/m^2)

揚圧力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 33.075 \text{ (kN)}$$

フーチング前面から距離 X'

$$X' = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 2.500 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj ： 土圧方向フーチング幅　$Bj = 4.500$ (m)

Bc ： 直角方向フーチング幅　$Bc = 1.000$ (m)

作用位置(たて壁中心から)

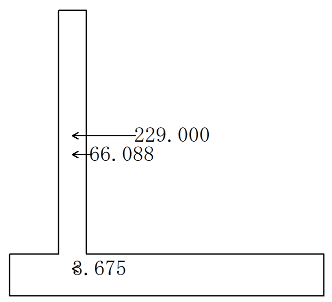
$X = 1.600$ (m)

2)水平荷重

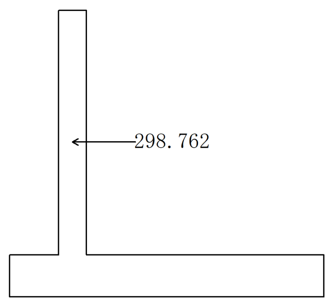
	Hi (kN)	Yi (m)	Hi・Yi (kN.m)
慣性力	66.088	2.030	134.135
土圧	229.000	2.302	527.227
水圧	3.675	0.389	1.429
合　計	298.762		662.791

水平荷重 H = Σ(Hi) = 298.762 (kN)
作用位置 Y = Σ(Hi・Yi) / Σ(Hi) = 2.218 (m)
Y : 底面からの高さ

水平荷重図(一覧)



水平荷重図



2-1)慣性力

H_{E1} = V・kh = 330.438× 0.200
= 66.088 (kN)

慣性力作用位置から底版下面、たて壁中心位置までの距離

Y_{E1} = 2.030 (m)
M_{E1} = H_{E1}・Y_{E1} = 66.088× 2.030
= 134.135 (kN.m)

ここに、
H_{E1}(水平力) : 背面から前面を(+)とする。
M_{E1}(モーメント) : 反時計回りを(+)とする。

2-2)土圧

土圧タイプ ： 主働土圧

水位面より上の高さ	h1	= 4.267 (m)
水位面より下の深さ	h2	= 1.000 (m)
壁背面と鉛直面のなす角度	θ	= 0.00 (°)
土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	= 18.00 (kN/m³)
土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	= 18.80 (kN/m³)
水の単位重量	γ_w	= 9.80 (kN/m³)
上載荷重	q0	= 0.00 (kN/m²)
上載荷重載荷幅	wq0	= 2.835 (m)
換算載荷重載荷幅	wq0'	= 4.559 (m)
土砂のせん断抵抗角	ϕ	= 35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	= 0.00 (°)
壁面摩擦角(土と土)	δ_E	= 17.50 (°)
張出し幅	B	= 1.000 (m)
設計水平震度	kh	= 0.20
全上載荷重	q0'	= 0.00 (kN/m²)

水中の見かけの水平震度 kh'

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1 + \gamma_{sat} \cdot h2 + q0'}{\gamma_t \cdot h1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + q0'} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00 \times 4.267 + 18.80 \times 1.000 + 0.00}{18.00 \times 4.267 + (18.80 - 9.80) \times 1.000 + 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.223$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 12.563$ (°)

■地震時主働崩壊角

水位以上の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = -\tan(\phi + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi + \delta_E + \theta - \alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_o) \cdot \sin(\phi + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \sin(\phi - \alpha - \theta_o)}}$$

$$= -\tan(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$+\sec(35.00° + 17.50° + 0.00° - 0.00°)$$

$$\times \sqrt{\frac{\cos(0.00° + 17.50° + 11.310°) \times \sin(35.00° + 17.50°)}{\cos(0.00° - 0.00°) \times \sin(35.00° - 0.00° - 11.310°)}}$$

$\cot(\xi_{EA} - \alpha) = 0.85747$

よって、

$$\cot(\xi_{EA} - 0.00°) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA} - 0.00°)} = 0.85747$$

$$\xi_{EA} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.85747}\right) + 0.00° = 49.388 (°)$$

水位以下の地震時主働崩壊角

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = -\tan(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)+\sec(\phi+\delta_E+\theta-\alpha)\sqrt{\frac{\cos(\theta+\delta_E+\theta_o')\cdot\sin(\phi+\delta_E)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}}$$

$$=-\tan(35.00^\circ+17.50^\circ+0.00^\circ-0.00^\circ)$$

$$+\sec(35.00^\circ+17.50^\circ+0.00^\circ-0.00^\circ)$$

$$\times\sqrt{\frac{\cos(0.00^\circ+17.50^\circ+12.563^\circ)\times\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)}{\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-12.563^\circ)}}$$

$$\cot(\xi_{EA}'-\alpha) = 0.90005$$

よって、

$$\cot(\xi_{EA}'-0.00^\circ) = \frac{1}{\tan(\xi_{EA}'-0.00^\circ)} = 0.90005$$

$$\xi_{EA}' = \tan^{-1}\left(\frac{1}{0.90005}\right) + 0.00^\circ = 48.011(^\circ)$$

■地震時主働土圧係数

水位以上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-11.310^\circ-0.00^\circ)}{\cos 11.310^\circ\times\cos^2 0.00^\circ\times\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+17.50^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-11.310^\circ)}{\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+17.50^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.3797$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o<0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o)=0$とする。

水位以下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta_E)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-12.563^\circ-0.00^\circ)}{\cos 12.563^\circ\times\cos^2 0.00^\circ\times\cos(0.00^\circ+12.563^\circ+17.50^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ+17.50^\circ)\times\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-12.563^\circ)}{\cos(0.00^\circ+12.563^\circ+17.50^\circ)\times\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$$= 0.3993$$

ただし、$\phi-\alpha-\theta_o'<0$のときは、$\sin(\phi-\alpha-\theta_o')=0$とする。

背面土の影響は、背面土重および上載荷重を載荷重に換算。

背面土重　　　　　W　= 334.911 (kN/m)

換算載荷重載荷幅　wq　=　4.559 (m)

換算載荷重　　　　q0' = W/wq

$= 334.911/\ 4.559$

$= 73.468\ (kN/m^2)$

天端の土圧

$p1 = q0' \cdot K_{EA} = 73.468 \times 0.3797 = 27.899\ (kN/m^2)$

水位面の土圧

$p2 = K_{EA} \cdot \gamma_t \cdot h1 + p1$

$= 0.3797 \times 18.00 \times 4.267 + 27.899$

$= 57.063\ (kN/m^2)$

基部の土圧

$p3 = K_{EA}' \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot h2 + p2$

$= 0.3993 \times (18.80 - 9.80) \times 1.000 + 57.063$

$= 60.657\ (kN/m^2)$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1+p2) \cdot h1$$

$$= \frac{1}{2} \times (27.899 + 57.063) \times 4.267 = 181.253\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y1 = \{(2 \cdot p1+p2)/(p1+p2)\} \cdot h1/3+h2$

$= \{(2 \times 27.899+ 57.063)/(27.899+ 57.063)\} \times 4.267/3+ 1.000$

$= 2.889\ (m)$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2+p3) \cdot h2$$

$$= \frac{1}{2} \times (57.063 + 60.657) \times 1.000 = 58.860\ (kN)$$

胸壁底面からの作用位置

$y2 = \{(2 \cdot p2+p3)/(p2+p3)\} \cdot h2/3$

$= \{(2 \times 57.063+ 60.657)/(57.063+ 60.657)\} \times (1.000/3)$

$= 0.495\ (m)$

土圧合力

$P_{EA} = (P1 + P2) \cdot B = (181.253+ 58.860) \times 1.000$

$= 240.113\ (kN)$

合力の作用位置

$Y = (P1 \cdot y1+P2 \cdot y2)/(P1+P2)$

$= (181.253 \times 2.889+ 58.860 \times 0.495)/(181.253+ 58.860)$

$= 2.302\ (m)$

水平成分

$P_{HE} = P_{EA} \cdot \cos\delta = 240.113 \times \cos(17.50°)$

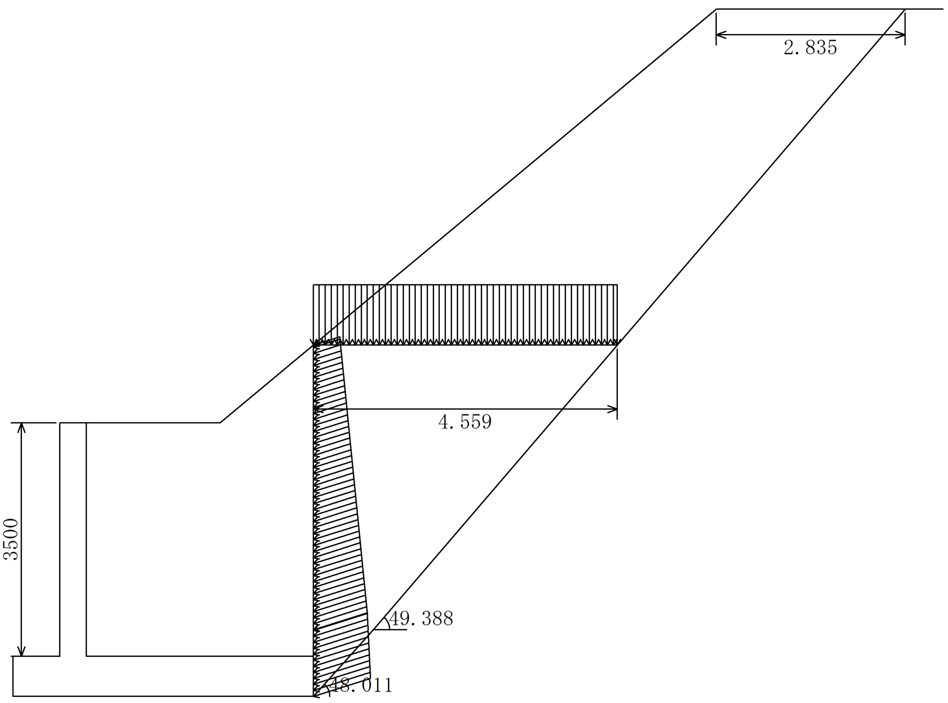
$= 229.000\ (kN)$

鉛直成分

$P_{VE} = P_{EA} \cdot \sin\delta = 240.113 \times \sin(17.50°)$

$= 72.203\ (kN)$

■胸壁換算載荷重図



2-3)水圧

かかと側水圧

$Pw1 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h2^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 1.000^2 \times 1.000$

$= 4.900$ (kN)

作用位置

$y1 = h2/3 = 1.000/3 = 0.333$ (m)

つま先側水圧

$Pw2 = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h3^2 \cdot B$

$= 1/2 \times 9.80 \times 0.500^2 \times 1.000$

$= 1.225$ (kN)

作用位置

$y2 = h3/3 = 0.500/3 = 0.167$ (m)

水圧合力

$P = Pw1 - Pw2$

$= 4.900 - 1.225$

$= 3.675$ (kN)

合力作用位置

$Y = (Pw1 \cdot y1 - Pw2 \cdot y2)/P$

$= (4.900 \times 0.333 - 1.225 \times 0.167)/3.675$

$= 0.389$ (m)

ここに、

h2 ： かかと側水位 (m)

h3 ： つま先側水位 (m)

γ_w ： 水の単位重量 (kN/m^3)

B ： 張出し幅 = 1.000 (m)

3)荷重集計

鉛直力 $V = \Sigma(Vi) \cdot 2$

$= 369.566 \times 2$

$= 739.13$ (kN)

水平力 $H = \Sigma(Hi) \cdot 2$

$= 298.762 \times 2$

$= 597.52$ (kN)

モーメント $M = -\Sigma(Vi \cdot Xi) \cdot 2 + \Sigma(Hi \cdot Yi) \cdot 2$

$= -751.422 \times 2 + 662.791 \times 2$

$= -177.26$ (kN.m)

正方向 ： 水平力 左向き(背面から前面), モーメント 反時計回り

■連動荷重の詳細

V_R = V = 739.13

胸壁の設置位置が左側のため

H_R = -H = -597.52

M_R = M - H × Y

　　= -177.26 - 597.52 × 1.763 = -1230.69

V　：連動荷重集計位置での鉛直力　(kN)

H　：連動荷重集計位置での水平力　(kN)

M　：連動荷重集計位置でのモーメント　(kN.m)

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ　(m)

	記号	胸壁連動荷重	本体「連動荷重」荷重
鉛直力	V_R	上から下向きを+	上から下向きを+
水平力	H_R	右から左を+	左から右を+
モーメント	M_R	反時計回を+	反時計回を+

■連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さの詳細

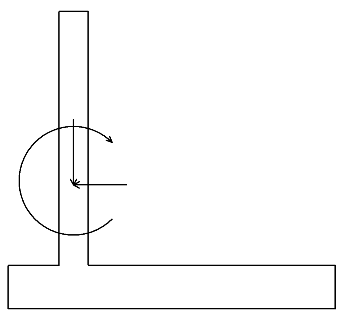
胸壁の設置箇所 スパン1-ブロック1

位置	Ai (m^2)	Yi (m)	Ai・Yi (m^3)
1	1.850	3.350	6.1975
2	2.220	0.300	0.6660
3	3.000	1.850	5.5500
5	0.040	3.033	0.1213
合計	7.110		12.5348

Y　= Σ(Ai・Yi)/ΣAi = 12.5348 / 7.110 = 1.763

Y　：連動荷重集計位置から本体縦方向モデル作用位置までの高さ (m)

■胸壁連動荷重図



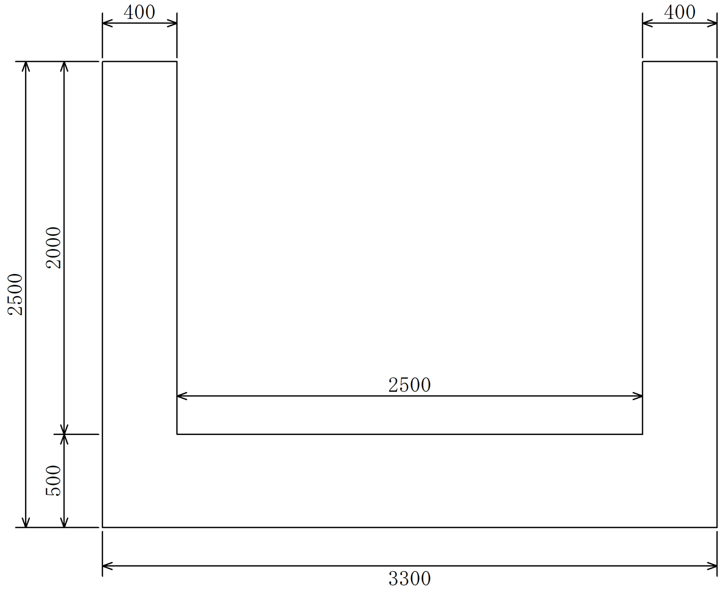
8章 川表翼壁の計算

8.1 設計条件

断面照査適用基準(最小鉄筋量) : 柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係) : 柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定 : しない

8.1.1 形状寸法図

形状寸法図



8.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

躯体	γc	kN/m³	24.50
水	γw	kN/m³	9.80
土砂(湿潤)	γt	kN/m³	18.00
土砂(飽和)	γsat	kN/m³	18.80

■コンクリート

			側壁	底版
設計基準強度	σck	N/mm²	24.00	24.00
ヤング係数 *10⁴	Ec	N/mm²	2.50	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0	15.0
線膨張係数 *10⁻⁶	α	/°C	10.00	10.00

■鉄筋

材質				SD345
常時の扱い	側壁鉄筋			厳しい環境下
	底版鉄筋			厳しい環境下
許容引張応力度	σsa	N/mm²	常時(一般)	180.00
		N/mm²	常時(厳しい環境下)	160.00
		N/mm²	地震時	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	常時	200.00
		N/mm²	地震時	300.00

■土

せん断抵抗角	φ	度	35.00
残留強度	φres	度	35
ピーク強度	φpeak	度	35
静止土圧係数	Ko		0.500

■安定計算

		常時	地震時
浮き上がりに対する安全率	Fsaf	1.333	1.333

8.1.3 配筋

■主鉄筋

部位		かぶり(mm)	径	ピッチ(mm)	鉄筋量(mm^2/m)
側壁	外側	120.0	D13	250	506.8
	内側	120.0	D13	250	506.8
底版	上側	120.0	D13	250	506.8
	下側	150.0	D13	250	506.8

■斜引張鉄筋

部位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2/m)
側壁	100.0	100.0
底版	100.0	100.0

8.1.4 荷重

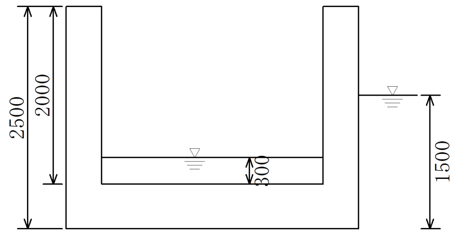
■基本荷重

1) 水位、雪荷重、その他上載荷重

1-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

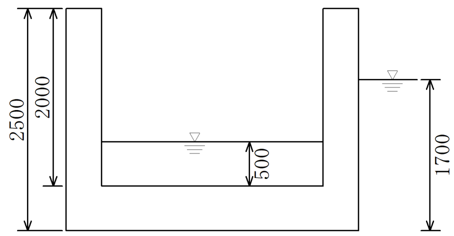
内水位	(m)	0.300
外水位	(m)	1.500



1-2) 地震時　ケース数 [1]

<ケース1>

内水位	(m)	0.500
外水位	(m)	1.700
慣性力の向き		右 → 左



2) 地震時慣性力(設計水平震度)

構造物計算用	0.20
土圧算出用	0.20

3) 安定計算(底版厚を除く)

壁高(m)	2.000

4) 背面土砂

壁天端からのオフセット(m)	0.000

8.1.5 照査条件

■考え方

(1)	浮き上がりの検討(全体計算)	: 翼壁全体の計算をしない
(2)	翼壁設置位置Y座標オフセット 表示用(m)	: 0.000
(3)	隅角部格点集中荷重	: 考慮しない
(4)	側壁自重の載荷範囲	: 底版上面
(5)	土圧の計算方法	: 常時は静止土圧、地震時は受働側土圧選択
(6)	地盤反力度の取り扱い	: 考慮する
(7)	地盤反力度の揚圧力の取り扱い	: 考慮する
(8)	地震時の内水位の取り扱い	: 地震時動水圧として考慮
	地震時動水圧計算時の水位分割数	: 10
(9)	地震時受働側土圧式	: 地震時静止土圧
(10)	主働土圧の土圧係数算定方法	: 柔構造樋門の手引き(物部・岡部法)
	水位以下の見かけの震度の算出方法	: 水位面の直上、直下の土圧は等しい
	地震時土圧係数の算出方法	: 内部計算
(11)	鉄筋	: 複鉄筋
(12)	応力度算出時の軸力考慮	
	左側壁	: 考慮する
	右側壁	: 考慮する
	底版	: 考慮する
(13)	側壁の曲げ応力度の照査位置	
	隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
(14)	側壁のせん断応力度の照査位置タイプ	: 任意点
	隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
	許容応力度の割増し	: 考慮しない
(15)	底版の曲げ応力度の照査位置	
	左側隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
(16)	底版のせん断応力度の照査位置タイプ	: 隅角部格点と隅角部格点より2*有効高の位置
(17)	最小鉄筋量の計算	: しない

8.2 浮き上がりに対する検討

8.2.1 浮き上がりに対する検討

$$Fs = \frac{P}{U}$$

$$P = (2 \cdot ho \cdot t1 + B \cdot t2) \cdot \gamma_c + Bo \cdot hwi \cdot \gamma_w$$

$$U = B \cdot hw \cdot \gamma_w$$

ここに、

P ：鉛直力 (kN/m)

U ：揚圧力 (kN/m)

B ：底版幅 = 3.300 (m)

Bo ：内空幅 = 2.500 (m)

ho ：側壁高 = 2.000 (m)

t1 ：側壁厚 = 0.400 (m)

t2 ：底版厚 = 0.500 (m)

hwi：内水高 (m)

hw ：外水位高 (m)

γ_c：コンクリートの単位重量 = 24.50 (kN/m^3)

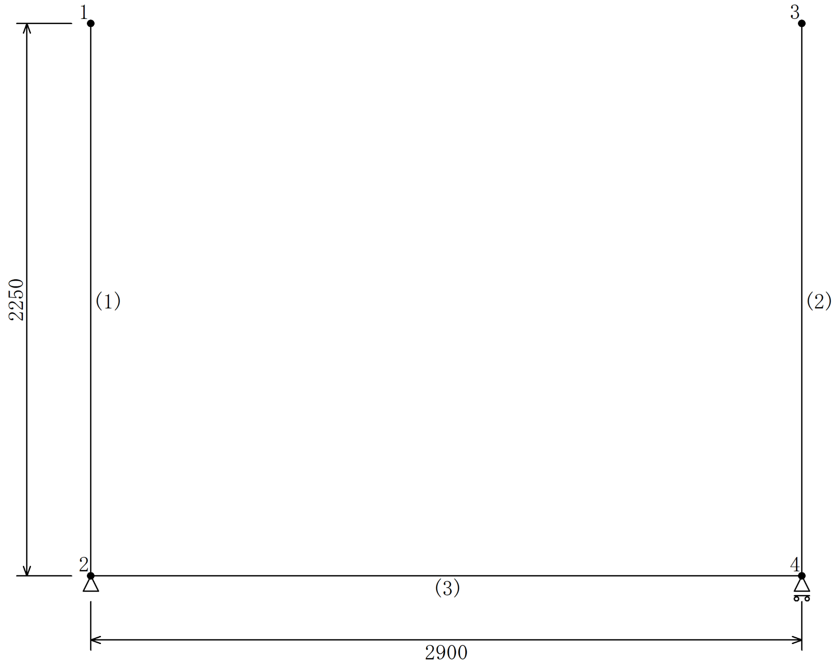
γ_w：水の単位重量 = 9.80 (kN/m^3)

荷重状態	hw (m)	hwi (m)	P (kN/m)	U (kN/m)	安全率 Fs		必要安全率 Fsa	判定
常　時-1	1.500	0.300	86.975	48.510	1.793	≧	1.333	○
地震時-1	1.700	0.500	91.875	54.978	1.671	≧	1.333	○

8.3 断面力の計算

8.3.1 解析モデル

1) FRAME構造・寸法



2) 座標データ

格点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	2.250
2	0.000	0.000
3	2.900	2.250
4	2.900	0.000

3) 部材データ及び材質・断面特性

部　位	部材番号	格点番号		断面積 (㎡)	断面2次モーメント (m^4)	ヤング係数 (kN/㎡)
		i端	j端			
左側壁	1	1	2	4.000000E-001	5.333333E-003	2.500000E+007
右側壁	2	3	4	4.000000E-001	5.333333E-003	2.500000E+007
底　版	3	2	4	5.000000E-001	1.041667E-002	2.500000E+007

8.3.2 荷重

1) 躯体自重

1-1) 左右側壁

$w = t1 \cdot \gamma_c$

$= 0.400 \times 24.50$

$= 9.800$ (kN/m^2)

ここに、

t1 :側壁厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

*底版上面位置に載荷する。

1-2) 底版

$w = t2 \cdot \gamma_c$

$= 0.500 \times 24.50$

$= 12.250$ (kN/m^2)

ここに、

t2 :底版厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

2) 土圧

2-1) 常　時-1

土圧は、常時静止土圧により求める。

土圧作用位置

地表面から水位面までの深さ　H1 = 1.000 (m)

水位面から底版軸線までの深さ H2 = 1.250 (m)

土圧作用面の上端土圧

上載荷重　　　= 0.00(kN/m^2)

雪荷重　　　　= 0.00(kN/m^2)

その他上載荷重 = 0.00(kN/m^2)

全上載荷重 q0 = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00(kN/m^2)

$q1 = Ko \cdot q0 = 0.500 \times 0.00 = 0.000$ (kN/m^2)

水位面での土圧

$q2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot H1 + q1$

$= 0.500 \times 18.00 \times 1.000 + 0.000$

$= 9.000$ (kN/m^2)

底版軸線位置での土圧

$q3 = Ko \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + q2$

$= 0.500 \times (18.80 - 9.80) \times 1.250 + 9.000$

$= 14.625$ (kN/m^2)

ここに、

Ko　:常時静止土圧係数

γ_t　:土砂の単位重量 (湿潤) (kN/m^3)

γ_{sat}　:土砂の単位重量 (飽和) (kN/m^3)

γ_w　:水の単位重量 (kN/m^3)

H1　:地表面(側壁上端)から水位面までの深さ (m)

H2　:水位面から底版軸線までの深さ (m)

2-2) 地震時-1

土圧は、主働側、受働側ともに地震時静止土圧により求める。

壁背面と鉛直面のなす角度	θ	=	0.00 (°)
背面土砂の単位重量(湿潤)	γ_t	=	18.00 (kN/m^3)
背面土砂の単位重量(飽和)	γ_{sat}	=	18.80 (kN/m^3)
水の単位重量	γ_w	=	9.80 (kN/m^3)
背面土砂の内部摩擦角	ϕ	=	35.00 (°)
地表面と水平面のなす角度	α	=	0.00 (°)
壁面摩擦角　　常時	δ	=	11.67 (°)
壁面摩擦角　地震時	δ_E	=	0.00 (°)
上載荷重		=	0.00 (kN/m^2)
雪荷重		=	0.00 (kN/m^2)
その他上載荷重		=	0.00 (kN/m^2)
全上載荷重	q0	=	0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 (kN/m^2)
設計水平震度	kh	=	0.20
地表面から水位面までの深さ	h1	=	0.800 (m)
水位面から底版下面までの深さ	h2	=	1.700 (m)

水中の見かけの水平震度　kh'

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1+\gamma_{sat} \cdot h2+q0}{\gamma_t \cdot h1+(\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot h2+q0} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00\times 0.800+18.80\times 1.700+0.00}{18.00\times 0.800+(18.80-9.80)\times 1.700+0.00}\times 0.20$$

$$= 0.312$$

水位以上の地震時合成角　$\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角　$\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 17.338$ (°)

■常時静止土圧

・常時静止土圧係数

Ko = 0.500

・土圧強度

側壁上端の土圧

$qo_1 = Ko \cdot q0$
$= 0.500\times 0.00$
$= 0.000$ (kN/m^2)

水位面の土圧

$qo_2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot H1+qo_1$
$= 0.500\times 18.00\times 0.800+0.000$
$= 7.200$ (kN/m^2)

底版軸線位置の土圧

$qo_3 = Ko \cdot (\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot H2 + qo_2$
$= 0.500\times (18.80-9.80)\times 1.450+7.200$
$= 13.725$ (kN/m^2)

ここに、

Ko　　　:常時静止土圧係数

γ_t　　　:土砂の単位重量（湿潤）(kN/m^3)

γ_{sat}　　　:土砂の単位重量（飽和）(kN/m^3)

γ_w　　　:水の単位重量（kN/m^3)

H1　　　:地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m)

H2　　　:水位面から底版軸線までの深さ（m)

■地震時主働土圧

・地震時主働土圧係数

水位より上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-11.310^\circ-0.00)}{\cos 11.310^\circ\cdot\cos^2 0.00^\circ\cdot\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35.00^\circ+0.00^\circ)\cdot\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-11.310^\circ)}{\cos(0.00^\circ+11.310^\circ+0.00^\circ)\cdot\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$= 0.3956$

水位より下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00^\circ-17.338^\circ-0.00^\circ)}{\cos 17.338^\circ\cdot\cos^2 0.00^\circ\cdot\cos(0.00^\circ+17.338^\circ+0.00^\circ)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35.00^\circ+0.00^\circ)\cdot\sin(35.00^\circ-0.00^\circ-17.338^\circ)}{\cos(0.00^\circ+17.338^\circ+0.00^\circ)\cdot\cos(0.00^\circ-0.00^\circ)}}\right]^2}$$

$= 0.4893$

・土圧強度

側壁上端の土圧

$q_{HE1} = K_{EA}\cdot q0$

$= 0.3956\times 0.00$

$= 0.000$ (kN/m^2)

水位面の土圧

$q_{HE2} = K_{EA}\cdot\gamma_t\cdot H1+q_{HE1}$

$= 0.3956\times 18.00\times 0.800+0.000$

$= 5.696$ (kN/m^2)

底版軸線位置の土圧

$q_{HE3} = K_{EA}'\cdot(\gamma_{sat}-\gamma_w)\cdot H2+q_{HE2}$

$= 0.4893\times(18.80-9.80)\times 1.450+5.696$

$= 12.082$ (kN/m^2)

ここに、

K_{EA} ：水位より上の地震時主働土圧係数
K_{EA}' ：水位より下の地震時主働土圧係数
γ_t ：土砂の単位重量（湿潤）（kN/m^3）
γ_{sat} ：土砂の単位重量（飽和）（kN/m^3）
γ_w ：水の単位重量（kN/m^3）
H1 ：地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m）
H2 ：水位面から底版軸線までの深さ（m）

■常時主働土圧

・常時主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta+\delta) \cdot \left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(\ 35.00° \ - \ 0.00°\ )}{\cos^2\ 0.00° \ \cdot \cos(\ 0.00° \ + 11.67°\ )}$$

$$\times \frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\ 35.00° + 11.67°\ )\cdot\sin(\ 35.00° - \ 0.00°\ )}{\cos(\ 0.00° + 11.67°\ )\cdot\cos(\ 0.00° - \ 0.00°\ )}}\right]^2}$$

$$= 0.2508$$

$$K_{AH} = K_A \cdot \cos\delta$$
$$= 0.2508 \cdot \cos\ 11.67°$$
$$= 0.2457$$

・土圧強度

側壁上端の土圧

$$q_{H1} = K_{AH} \cdot q0$$
$$= \ 0.2457 \times \ 0.00$$
$$= \ 0.000\ (kN/m^2)$$

水位面の土圧

$$q_{H2} = K_{AH} \cdot \gamma_t \cdot H1 + q_{H1}$$
$$= \ 0.2457 \times 18.00 \times \ 0.800 + \ 0.000$$
$$= \ 3.538\ (kN/m^2)$$

底版軸線位置の土圧

$$q_{H3} = K_{AH} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + q_{H2}$$
$$= \ 0.2457 \times (\ 18.80 - \ 9.80) \times \ 1.450 + \ 3.538$$
$$= \ 6.744\ (kN/m^2)$$

ここに、

K_{AH} ：常時主働土圧係数(水平成分)
K_A ：常時主働土圧係数
γ_t ：土砂の単位重量（湿潤）（kN/m^3）
γ_{sat} ：土砂の単位重量（飽和）（kN/m^3）
γ_w ：水の単位重量（kN/m^3）
H1 ：地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m）
H2 ：水位面から底版軸線までの深さ（m）

■地震時静止土圧

地震時静止土圧強度は次式により求める

q_{OE}= qo+(q_{HE}-q_H)

ここに、

q_{OE} ： 地震時静止土圧強度 (kN/m^2)

qo ： 常時静止土圧強度 (kN/m^2)

q_{HE} ： 主働土圧を仮定した場合の地震時の土圧強度 (kN/m^2)

q_H ： 主働土圧を仮定した場合の常時土圧強度 (kN/m^2)

土圧強度

	常　時 静止土圧 qo (kN/m^2)	地震時 主働土圧 q_{HE} (kN/m^2)	常　時 主働土圧 q_H (kN/m^2)	地震時 静止土圧 q_{OE} (kN/m^2)
側壁上端の土圧 q_1	0.000	0.000	0.000	0.000
水位面の土圧 q_2	7.200	5.696	3.538	9.359
底版軸線位置の土圧 q_3	13.725	12.082	6.744	19.064

3) 水圧

3-1) 外水圧

W = H・γ_w

ここに、

W: 左右側壁にかかる軸線位置での外水圧 (kN/m^2)

H: 軸線位置からの外水位 (m)

Wo = Ho・γ_w

ここに、

Wo： 左右側壁にかかる底版下面での外水圧 (kN/m^2)

Ho： 外水位 (m)

γ_w: 水の単位重量 = 9.80 (kN/m^2)

検討ケース	H (m)	W (kN/m^2)	Ho (m)	Wo (kN/m^2)
常　時-1	1.250	12.250	1.500	14.700
地震時-1	1.450	14.210	1.700	16.660

3-2) 内水圧

Wi = Hi・γ_w

ここに、

Wi： 左右側壁にかかる底版上面及び底版にかかる内水位での内水圧 (kN/m^2)

Hi： 内水位 (m)

γ_w: 水の単位重量 = 9.80 (kN/m^2)

検討ケース	Hi (m)	Wi (kN/m^2)
常　時-1	0.300	2.940
地震時-1	0.500	4.900

4) 揚圧力

$u = Ho \cdot \gamma_w$

ここに、

u ： 底版全幅左右端の水圧強度 (kN/m^2)

Ho： 外水位 (m)

γ_w： 水の単位重量 = 9.80 (kN/m^2)

検討ケース	Ho (m)	u (kN/m^2)
常　時-1	1.500	14.700
地震時-1	1.700	16.660

5) 地震時慣性力

5-1) 左右側壁

$He = t1 \cdot \gamma_c \cdot kh$

= 0.400 × 24.50 × 0.200

= 1.960 (kN/m^2)

ここに、

He：側壁に作用する地震時慣性力 (kN/m^2)

t1：側壁厚 (m)

γ_c：コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

kh：設計水平震度

*底版上面位置に載荷する。

5-2) 底版

$He = t2 \cdot \gamma_c \cdot kh$

= 0.500 × 24.50 × 0.200

= 2.450 (kN/m^2)

ここに、

He：底版に作用する地震時慣性力 (kN/m^2)

t2：底版厚 (m)

γ_c：コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

kh：設計水平震度

6) 地震時動水圧

$$Pd = \frac{7}{8} \cdot \gamma w \cdot kh \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、

Pd ：地震時動水圧 (kN/m^2)

γw：水の単位重量 (kN/m^3)

kh ：設計水平震度

H ：水深 (m)

h ：水面から地震時動水圧が作用するまでの水深 (m)

6-1) 地震時-1

kh = 0.20, H = 0.500(m), γw = 9.80(kN/m^3)

番号	h (m)	Pd (kN/m^2)
1	0.000	0.000
2	0.050	-0.271
3	0.100	-0.383
4	0.150	-0.470
5	0.200	-0.542
6	0.250	-0.606
7	0.300	-0.664
8	0.350	-0.717
9	0.400	-0.767
10	0.450	-0.813
11	0.500	-0.858

7) 地盤反力度・底面摩擦力

7-1) 地盤反力度

7-1-1) 常　時-1

作用力の集計

底版中心での作用力の集計

項　目	鉛 直 力 Vi (kN/m)	水 平 力 Hi (kN/m)	アーム長		回転モーメント(kN.m/m)	
			Xi(m)	Yi(m)	Mxi=Vi・Xi	Myi=Hi・Yi
自　重	74.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土　圧	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水　圧	7.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚 圧 力	-42.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合　計	39.445	0.000	--	--	0.000	0.000

※鉛直力(Vi)は、下向きを正とする。
※水平力(Hi)は、右向きを正とする。
※回転モーメント(Mxi,Myi)は、時計回りを正とする。

底版中心での作用力の集計結果

鉛直力　　：V　$=\Sigma$Vi　　　= 39.445 (kN/m)

水平力　　：H　$=\Sigma$Hi　　　= 0.000 (kN/m)

モーメント：M_B $=-\Sigma Mxi-\Sigma Myi$ = 0.000 (kN.m/m)

地盤反力度　(台形分布)

$$q_{left} = \frac{V}{B} + \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{39.445}{2.900} + \frac{6\times\ 0.000}{8.410}$$

$$= 13.602\ (kN/m^2)$$

$$q_{right} = \frac{V}{B} - \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{39.445}{2.900} - \frac{6\times\ 0.000}{8.410}$$

$$= 13.602\ (kN/m^2)$$

ここに、

V　:基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN/m)

M_B :基礎底面図心に作用するモーメント (kN.m/m)

B　:底版軸線幅 =　2.900 (m)

q_{left}:基礎底面左端の地盤反力度 (kN/m^2)

q_{righ}:基礎底面右端の地盤反力度 (kN/m^2)

7-1-2) 地震時-1

作用力の集計

底版中心での作用力の集計

項　　目	鉛 直 力 Vi (kN/m)	水 平 力 Hi (kN/m)	アーム長		回転モーメント(kN.m/m)	
			Xi(m)	Yi(m)	Mxi=Vi・Xi	Myi=Hi・Yi
自　　重	74.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土　　圧	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水　　圧	12.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚 圧 力	-48.314	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
慣 性 力	0.000	-14.945	0.000	0.656	0.000	-9.800
動 水 圧	0.000	-0.566	0.000	0.448	0.000	-0.254
合　　計	38.661	-15.511	--	--	0.000	-10.054

※鉛直力(Vi)は、下向きを正とする。
※水平力(Hi)は、右向きを正とする。
※回転モーメント(Mxi,Myi)は、時計回りを正とする。

底版中心での作用力の集計結果

鉛直力　　: V　=ΣVi　　　　= 38.661 (kN/m)

水平力　　: H　=ΣHi　　　　=-15.511 (kN/m)

モーメント: M_B =-ΣMxi-ΣMyi= 10.054 (kN.m/m)

地盤反力度 (台形分布)

$$q_{left} = \frac{V}{B} + \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{38.661}{2.900} + \frac{6\times\ 10.054}{8.410}$$

$$= 20.504\ (kN/m^2)$$

$$q_{right} = \frac{V}{B} - \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{38.661}{2.900} - \frac{6\times\ 10.054}{8.410}$$

$$= 6.159\ (kN/m^2)$$

ここに、

V :基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN/m)

M_B :基礎底面図心に作用するモーメント (kN.m/m)

B :底版軸線幅 = 2.900 (m)

q_{left}:基礎底面左端の地盤反力度 (kN/m^2)

q_{righ}:基礎底面右端の地盤反力度 (kN/m^2)

7-2) 底面摩擦力

$q_F = -H\ /\ B_o\ (kN/m^2)$

ここに、

q_F:底面摩擦力強度 (kN/m^2)

H:水平力 (kN/m)

B_o:底版軸線幅 = 2.900 (m)

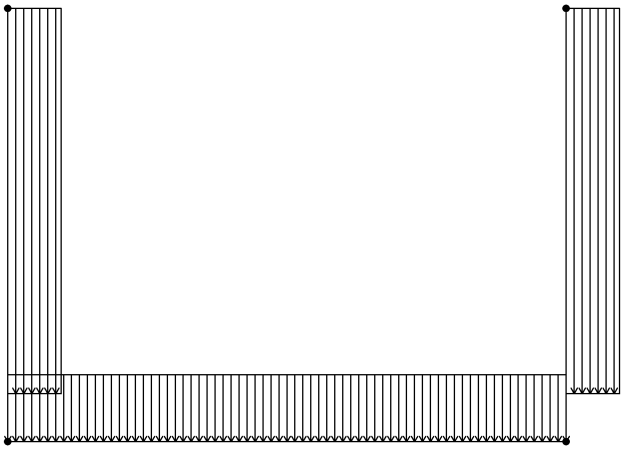
検討ケース	H (kN/m)	q_F (kN/m^2)
地震時-1	-15.511	5.349

8.3.3 FRAME荷重

1) 検討荷重詳細

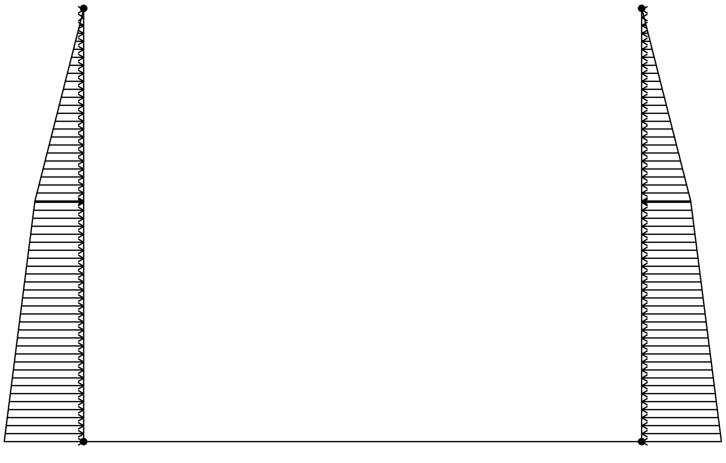
1-1) 常　時-1

■翼壁自重



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁重量	左側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
右側壁重量	右側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
底版重量	底　版	鉛　直	0.000	2.900	-12.250	-12.250

■常時-土圧-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側土圧	左側壁	水　平	0.000	1.000	0.000	9.000
左側土圧	左側壁	水　平	1.000	1.250	9.000	14.625
右側土圧	右側壁	水　平	0.000	1.000	0.000	-9.000
右側土圧	右側壁	水　平	1.000	1.250	-9.000	-14.625

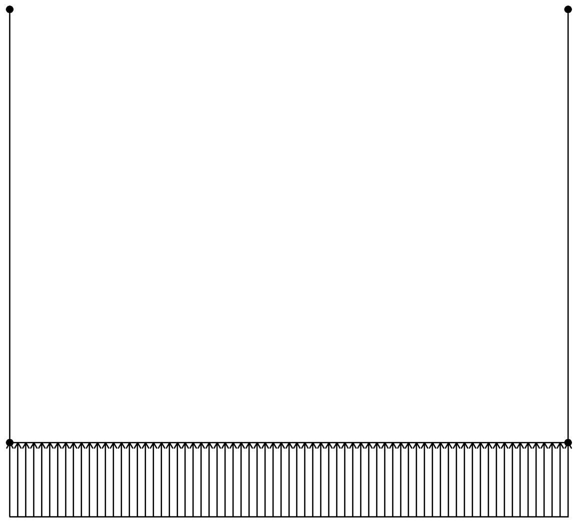
■常時-水圧-1

荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側水圧	左側壁	水　平	1.000	1.250	0.000	12.250
右側水圧	右側壁	水　平	1.000	1.250	0.000	-12.250
左側水圧	左側壁	水　平	1.700	0.300	0.000	-2.940
右側水圧	右側壁	水　平	1.700	0.300	0.000	2.940
底版水圧	底　版	鉛　直	0.200	2.500	-2.940	-2.940

■常時-揚圧力-1

荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
揚圧力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	14.700	14.700

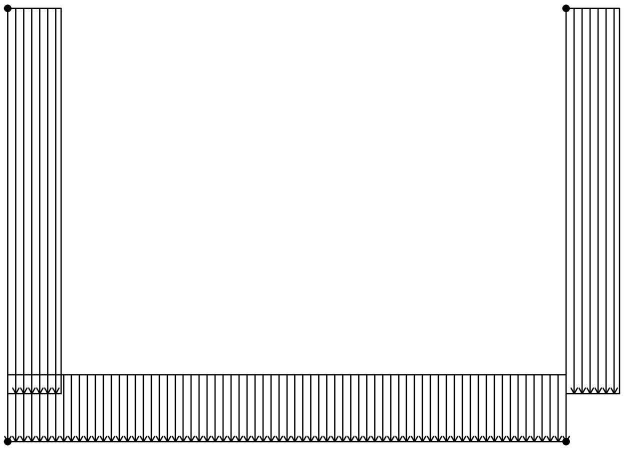
■地盤反力度(常　時-1)



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
地盤反力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	13.602	13.602

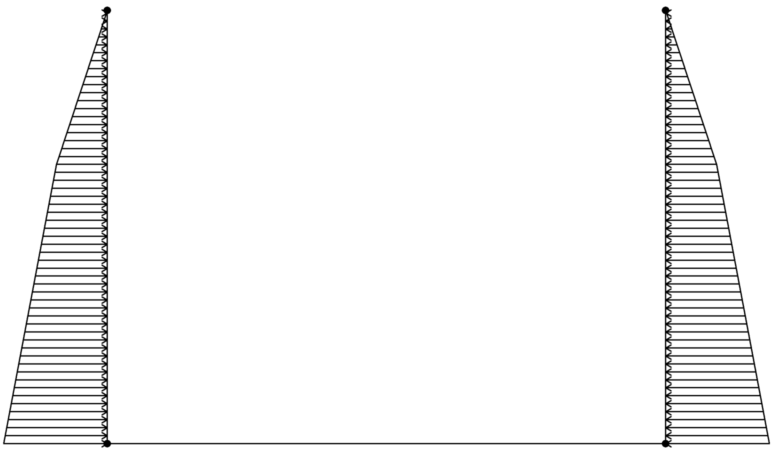
1-2) 地震時-1

■翼壁自重



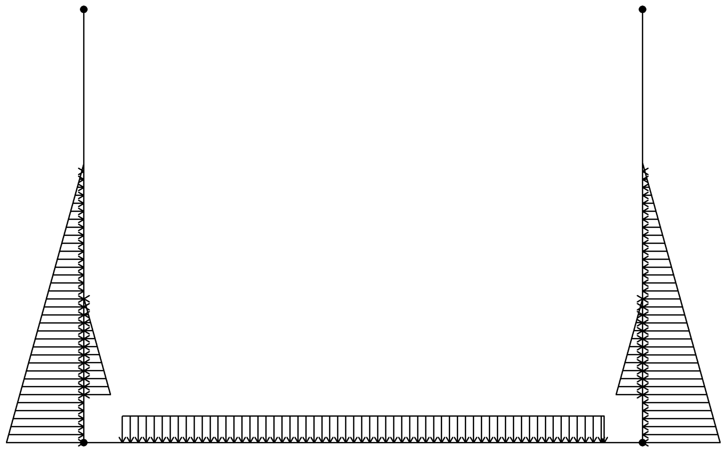
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁重量	左側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
右側壁重量	右側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
底版重量	底　版	鉛　直	0.000	2.900	-12.250	-12.250

■地震時-土圧-1



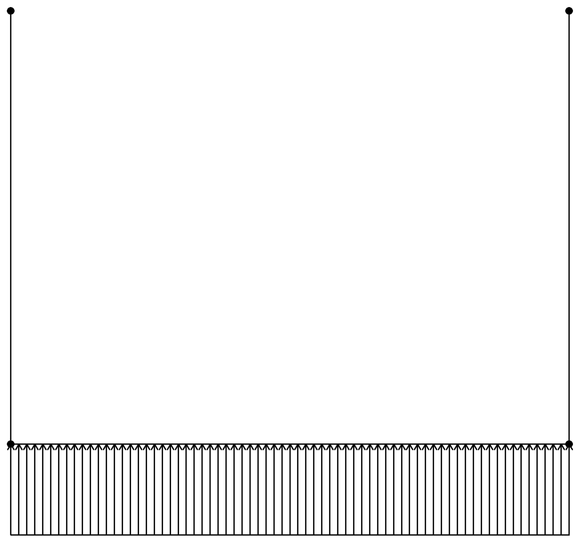
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側土圧	左側壁	水　平	0.000	0.800	0.000	9.359
左側土圧	左側壁	水　平	0.800	1.450	9.359	19.064
右側土圧	右側壁	水　平	0.000	0.800	0.000	-9.359
右側土圧	右側壁	水　平	0.800	1.450	-9.359	-19.064

■地震時-水圧-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側水圧	左側壁	水　平	0.800	1.450	0.000	14.210
右側水圧	右側壁	水　平	0.800	1.450	0.000	-14.210
左側水圧	左側壁	水　平	1.500	0.500	0.000	-4.900
右側水圧	右側壁	水　平	1.500	0.500	0.000	4.900
底版水圧	底　版	鉛　直	0.200	2.500	-4.900	-4.900

■地震時-揚圧力-1

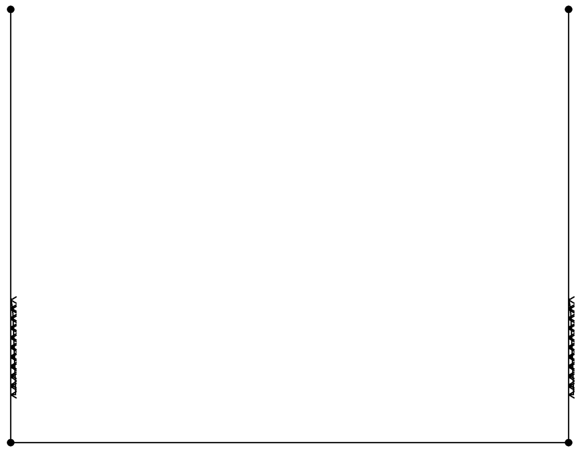


荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
揚圧力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	16.660	16.660

■地震時慣性力-1

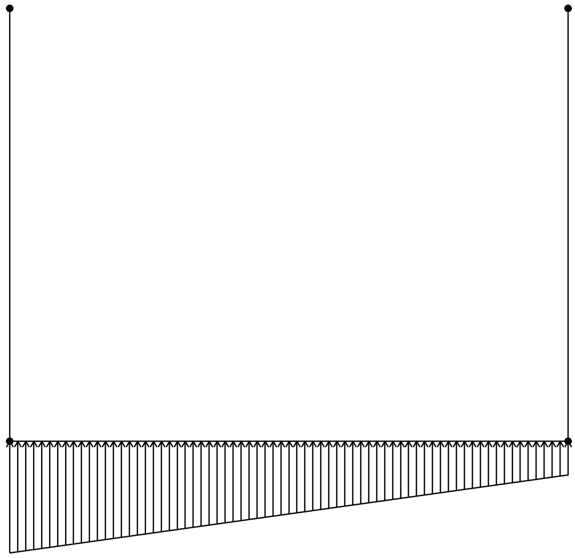
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁慣性力	左側壁	水　平	0.000	2.000	-1.960	-1.960
右側壁慣性力	右側壁	水　平	0.000	2.000	-1.960	-1.960
底版慣性力	底　版	水　平	0.000	2.900	-2.450	-2.450

■地震時動水圧-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側動水圧	左側壁	水　平	1.500	0.050	0.000	-0.271
左側動水圧	左側壁	水　平	1.550	0.050	-0.271	-0.383
左側動水圧	左側壁	水　平	1.600	0.050	-0.383	-0.470
左側動水圧	左側壁	水　平	1.650	0.050	-0.470	-0.542
左側動水圧	左側壁	水　平	1.700	0.050	-0.542	-0.606
左側動水圧	左側壁	水　平	1.750	0.050	-0.606	-0.664
左側動水圧	左側壁	水　平	1.800	0.050	-0.664	-0.717
左側動水圧	左側壁	水　平	1.850	0.050	-0.717	-0.767
左側動水圧	左側壁	水　平	1.900	0.050	-0.767	-0.813
左側動水圧	左側壁	水　平	1.950	0.050	-0.813	-0.858
右側動水圧	右側壁	水　平	1.500	0.050	0.000	-0.271
右側動水圧	右側壁	水　平	1.550	0.050	-0.271	-0.383
右側動水圧	右側壁	水　平	1.600	0.050	-0.383	-0.470
右側動水圧	右側壁	水　平	1.650	0.050	-0.470	-0.542
右側動水圧	右側壁	水　平	1.700	0.050	-0.542	-0.606
右側動水圧	右側壁	水　平	1.750	0.050	-0.606	-0.664
右側動水圧	右側壁	水　平	1.800	0.050	-0.664	-0.717
右側動水圧	右側壁	水　平	1.850	0.050	-0.717	-0.767
右側動水圧	右側壁	水　平	1.900	0.050	-0.767	-0.813
右側動水圧	右側壁	水　平	1.950	0.050	-0.813	-0.858

■地盤反力度(地震時-1)



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
地盤反力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	20.504	6.159

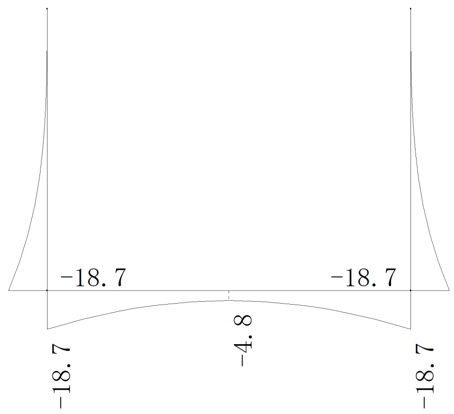
■底面摩擦力(地震時-1)

荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
底面摩擦力	底　版	軸方向	0.000	2.900	5.349	5.349

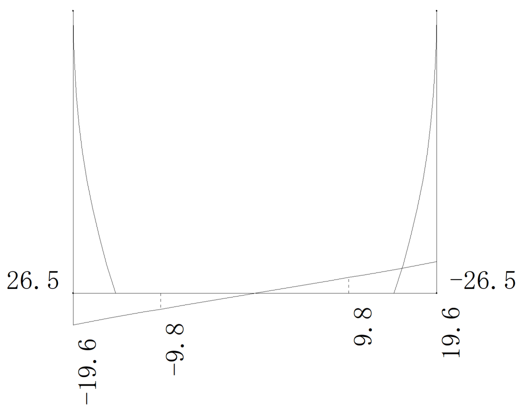
8.3.4 断面力

1) 常　時-1

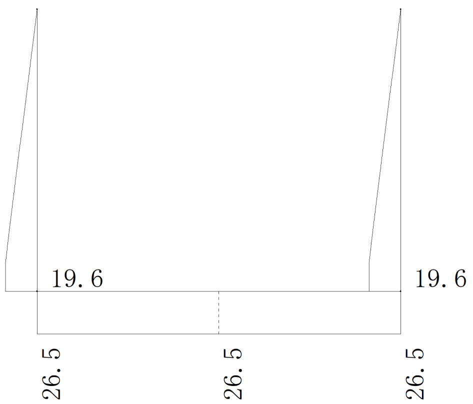
曲げモーメント



せん断力



軸力



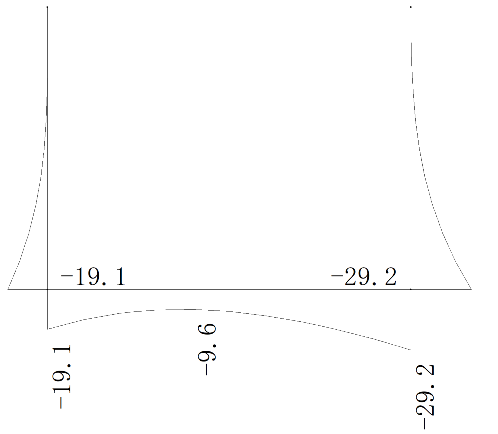
断面力一覧

部　位	着目点	距　離 (m)	曲げモーメント M (kN.m)	せん断力 (kN)	軸　力 (kN)
左側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.017	0.228	2.205
	2	0.450	-0.137	0.911	4.410
	3	0.675	-0.461	2.050	6.615
	4	0.900	-1.093	3.645	8.820
	5	1.125	-2.137	5.737	11.025
	6	1.350	-3.728	8.526	13.230
	7	1.575	-6.028	12.039	15.435
	8	1.800	-9.199	16.227	17.640
	9	2.025	-13.352	20.796	19.600
	壁下端	2.250	-18.657	26.481	19.600
右側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.017	-0.228	2.205
	2	0.450	-0.137	-0.911	4.410
	3	0.675	-0.461	-2.050	6.615
	4	0.900	-1.093	-3.645	8.820
	5	1.125	-2.137	-5.737	11.025
	6	1.350	-3.728	-8.526	13.230
	7	1.575	-6.028	-12.039	15.435
	8	1.800	-9.199	-16.227	17.640
	9	2.025	-13.352	-20.796	19.600
	壁下端	2.250	-18.657	-26.481	19.600
底　版	底版左	0.000	-18.657	-19.600	26.481
	1	0.290	-13.636	-15.210	26.481
	2	0.580	-9.776	-11.407	26.481
	3	0.700	-8.502	-9.834	26.481
	4	0.870	-7.020	-7.605	26.481
	5	1.160	-5.366	-3.802	26.481
	6	1.450	-4.814	0.000	26.481
	7	1.740	-5.366	3.802	26.481
	8	2.030	-7.020	7.605	26.481
	9	2.200	-8.502	9.834	26.481
	10	2.320	-9.776	11.407	26.481
	11	2.610	-13.636	15.210	26.481
	底版右	2.900	-18.657	19.600	26.481

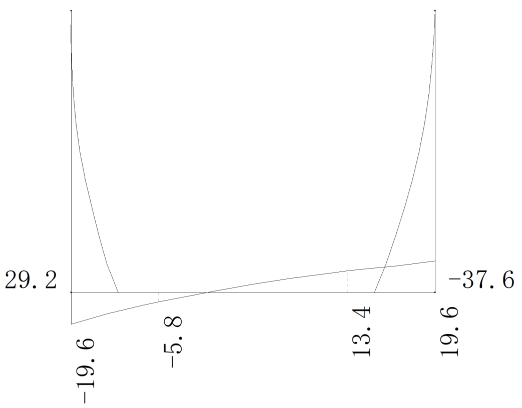
※曲げモーメントの正は内側引張,負は外側引張
　軸力の正は圧縮,負は引張

2) 地震時-1

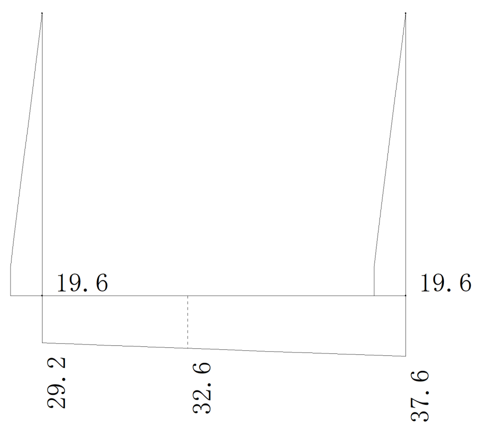
曲げモーメント



せん断力



軸力



断面力一覧

部　位	着目点	距　離 (m)	曲げモーメント M (kN.m)	せん断力 (kN)	軸　力 (kN)
左側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	0.027	-0.145	2.205
	2	0.450	0.021	0.302	4.410
	3	0.675	-0.153	1.342	6.615
	4	0.900	-0.628	2.998	8.820
	5	1.125	-1.563	5.451	11.025
	6	1.350	-3.144	8.739	13.230
	7	1.575	-5.558	12.821	15.435
	8	1.800	-8.936	17.250	17.640
	9	2.025	-13.343	22.155	19.600
	壁下端	2.250	-19.108	29.224	19.600
右側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.072	-0.737	2.205
	2	0.450	-0.376	-2.066	4.410
	3	0.675	-1.046	-3.988	6.615
	4	0.900	-2.216	-6.526	8.820
	5	1.125	-4.044	-9.861	11.025
	6	1.350	-6.716	-14.031	13.230
	7	1.575	-10.420	-19.023	15.435
	8	1.800	-15.316	-24.566	17.640
	9	2.025	-21.506	-30.561	19.600
	壁下端	2.250	-29.161	-37.630	19.600
底　版	底版左	0.000	-19.108	-19.600	29.224
	1	0.290	-14.432	-13.024	30.065
	2	0.580	-11.416	-7.844	30.905
	3	0.700	-10.597	-5.822	31.253
	4	0.870	-9.842	-3.080	31.746
	5	1.160	-9.589	1.268	32.587
	6	1.450	-10.537	5.200	33.427
	7	1.740	-12.565	8.716	34.268
	8	2.030	-15.552	11.816	35.109
	9	2.200	-17.701	13.440	35.601
	10	2.320	-19.378	14.500	35.949
	11	2.610	-23.922	16.768	36.790
	底版右	2.900	-29.161	19.600	37.630

※曲げモーメントの正は内側引張,負は外側引張
　軸力の正は圧縮,負は引張

8.4 応力度照査

8.4.1 曲げ応力度

1)左側壁

■断面情報

	記号	単位	左側壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	外	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	内	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	328.9
	内	mm^2	328.9
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.44
	σs	N/mm^2	107.57
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-19.108
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	173.1
	内	mm^2	173.1
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.51
	σs	N/mm^2	110.71
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

2)右側壁

■断面情報

	記号	単位	右側壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	外	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	内	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	328.9
	内	mm^2	328.9
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.44
	σs	N/mm^2	107.57
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-29.161
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	293.0
	内	mm^2	293.0
中立軸	X	m	0.068
応力度	σc	N/mm^2	3.89
	σs	N/mm^2	180.48
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

3)底版

■断面情報

	記号	単位	底版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.500
鉄筋情報	上	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	下	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	左σ点	支間部	右σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657	-4.814	-18.657
軸力	N	kN	26.481	26.481	26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
必要鉄筋量	上	mm^2	224.8	0.0	224.8
	下	mm^2	224.8	0.0	224.8
中立軸	X	m	0.086	0.229	0.086
応力度	σc	N/mm^2	1.63	0.23	1.63
	σs	N/mm^2	75.70	1.83	75.70
	σs'	N/mm^2		-1.66	
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00	160.00
	σsa'	N/mm^2		-200.00	

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	左σ点	支間部	右σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-19.108	-9.589	-29.161
軸力	N	kN	29.224	32.587	37.630
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
必要鉄筋量	上	mm^2	113.6	16.5	193.1
	下	mm^2	113.6	16.5	193.1
中立軸	X	m	0.087	0.125	0.084
応力度	σc	N/mm^2	1.66	0.67	2.58
	σs	N/mm^2	75.09	18.00	122.72
	σs'	N/mm^2		-0.38	
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2		-300.00	

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

8.4.2 せん断応力度

1)左側壁

■常時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.095
許容値	τa	N/mm^2	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700

■地震時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	29.224
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.104
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

2)右側壁

■常時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	-26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.095
許容値	τa	N/mm^2	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700

■地震時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	-37.630
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.134
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

3)底版

■常時-1

	記号	単位	左端部	左τ点	右τ点	右端部
せん断力	S	kN	-19.600	-9.834	9.834	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0	350.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.056	0.028	0.028	0.056
許容値	τa	N/mm^2	0.780	0.390	0.390	0.780
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700	1.700

■地震時-1

	記号	単位	左端部	左τ点	右τ点	右端部
せん断力	S	kN	-19.600	-5.822	13.440	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0	350.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.056	0.017	0.038	0.056
許容値	τa	N/mm^2	1.170	0.585	0.585	1.170
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550	2.550	2.550

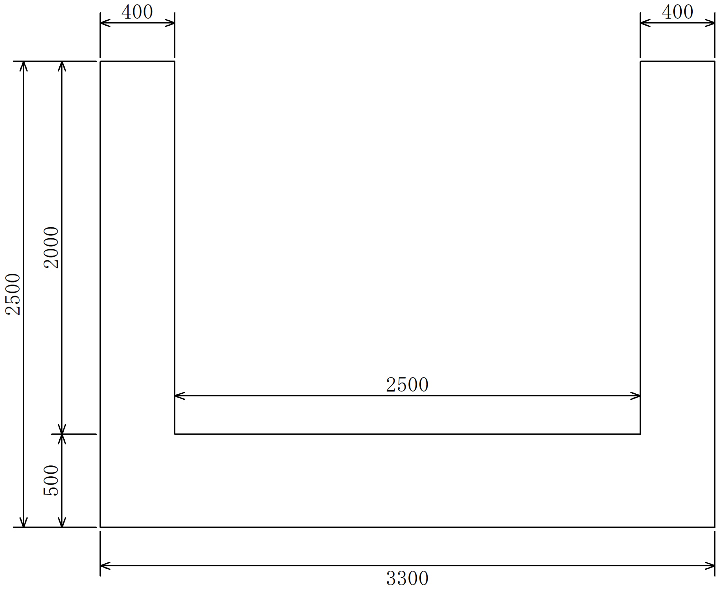
9章 川裏翼壁の計算

9.1 設計条件

断面照査適用基準(最小鉄筋量)	: 柔構造樋門 設計の手引き
断面照査適用基準(せん断応力度関係)	: 柔構造樋門 設計の手引き
鉄筋量直接指定	: しない

9.1.1 形状寸法図

形状寸法図



9.1.2 材料

■適用基準

土工指針 H11

■単位重量

躯体	γc	kN/m³	24.50
水	γw	kN/m³	9.80
土砂(湿潤)	γt	kN/m³	18.00
土砂(飽和)	γsat	kN/m³	18.80

■コンクリート

			側壁	底版
設計基準強度	σck	N/mm²	24.00	24.00
ヤング係数 *10⁴	Ec	N/mm²	2.50	2.50
許容曲げ圧縮応力度	σca	N/mm²	8.00	8.00
許容軸圧縮応力度	σca	N/mm²	6.50	6.50
許容せん断応力度	τa1	N/mm²	0.390	0.390
許容せん断応力度	τa2	N/mm²	1.700	1.700
ヤング係数比	Es/Ec		15.0	15.0
線膨張係数 *10⁻⁶	α	/°C	10.00	10.00

■鉄筋

材質				SD345
常時の扱い	側壁鉄筋			厳しい環境下
	底版鉄筋			厳しい環境下
許容引張応力度	σsa	N/mm²	常時(一般)	180.00
		N/mm²	常時(厳しい環境下)	160.00
		N/mm²	地震時	300.00
許容圧縮応力度	σsa'	N/mm²	常時	200.00
		N/mm²	地震時	300.00

■土

せん断抵抗角	φ	度	35.00
残留強度	φres	度	35
ピーク強度	φpeak	度	35
静止土圧係数	Ko		0.500

■安定計算

		常時	地震時
浮き上がりに対する安全率	Fsaf	1.333	1.333

9.1.3 配筋

■主鉄筋

部位		かぶり(mm)	径	ピッチ(mm)	鉄筋量(mm^2/m)
側壁	外側	120.0	D13	250	506.8
	内側	120.0	D13	250	506.8
底版	上側	120.0	D13	250	506.8
	下側	150.0	D13	250	506.8

■斜引張鉄筋

部位	部材軸方向の間隔 a (mm)	鉄筋量 Aw (mm^2/m)
側壁	100.0	100.0
底版	100.0	100.0

9.1.4 荷重

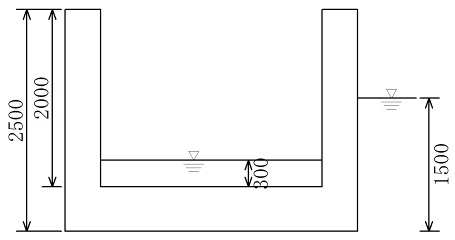
■基本荷重

1) 水位、雪荷重、その他上載荷重

1-1) 常時　ケース数 [1]

<ケース1>

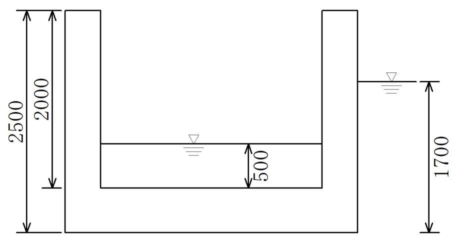
内水位	(m)	0.300
外水位	(m)	1.500



1-2) 地震時　ケース数 [1]

<ケース1>

内水位	(m)	0.500
外水位	(m)	1.700
慣性力の向き		右 → 左



2) 地震時慣性力(設計水平震度)

構造物計算用	0.20
土圧算出用	0.20

3) 安定計算(底版厚を除く)

壁高(m)	2.000

4) 背面土砂

壁天端からのオフセット(m)	0.000

9.1.5 照査条件

■考え方

(1) 浮き上がりの検討(全体計算)	: 翼壁全体の計算をしない
(2) 翼壁設置位置Y座標オフセット 表示用(m)	: 0.000
(3) 隅角部格点集中荷重	: 考慮しない
(4) 側壁自重の載荷範囲	: 底版上面
(5) 土圧の計算方法	: 常時は静止土圧、地震時は受働側土圧選択
(6) 地盤反力度の取り扱い	: 考慮する
(7) 地盤反力度の揚圧力の取り扱い	: 考慮する
(8) 地震時の内水位の取り扱い	: 地震時動水圧として考慮
地震時動水圧計算時の水位分割数	: 10
(9) 地震時受働側土圧式	: 地震時静止土圧
(10) 主働土圧の土圧係数算定方法	: 柔構造樋門の手引き(物部・岡部法)
水位以下の見かけの震度の算出方法	: 水位面の直上、直下の土圧は等しい
地震時土圧係数の算出方法	: 内部計算
(11) 鉄筋	: 複鉄筋
(12) 応力度算出時の軸力考慮	
左側壁	: 考慮する
右側壁	: 考慮する
底版	: 考慮する
(13) 側壁の曲げ応力度の照査位置	
隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
(14) 側壁のせん断応力度の照査位置タイプ	: 任意点
隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
許容応力度の割増し	: 考慮しない
(15) 底版の曲げ応力度の照査位置	
左側隅角部格点から任意点までの距離(m)	: 0.000
(16) 底版のせん断応力度の照査位置タイプ	: 隅角部格点と隅角部格点より2*有効高の位置
(17) 最小鉄筋量の計算	: しない

9.2 浮き上がりに対する検討

9.2.1 浮き上がりに対する検討

$$Fs = \frac{P}{U}$$

$P = (2 \cdot ho \cdot t1 + B \cdot t2) \cdot \gamma_c + Bo \cdot hwi \cdot \gamma_w$

$U = B \cdot hw \cdot \gamma_w$

ここに、

P ：鉛直力 (kN/m)

U ：揚圧力 (kN/m)

B ：底版幅 = 3.300 (m)

Bo：内空幅 = 2.500 (m)

ho：側壁高 = 2.000 (m)

t1：側壁厚 = 0.400 (m)

t2：底版厚 = 0.500 (m)

hwi：内水高 (m)

hw ：外水位高 (m)

γ_c：コンクリートの単位重量 = 24.50 (kN/m^3)

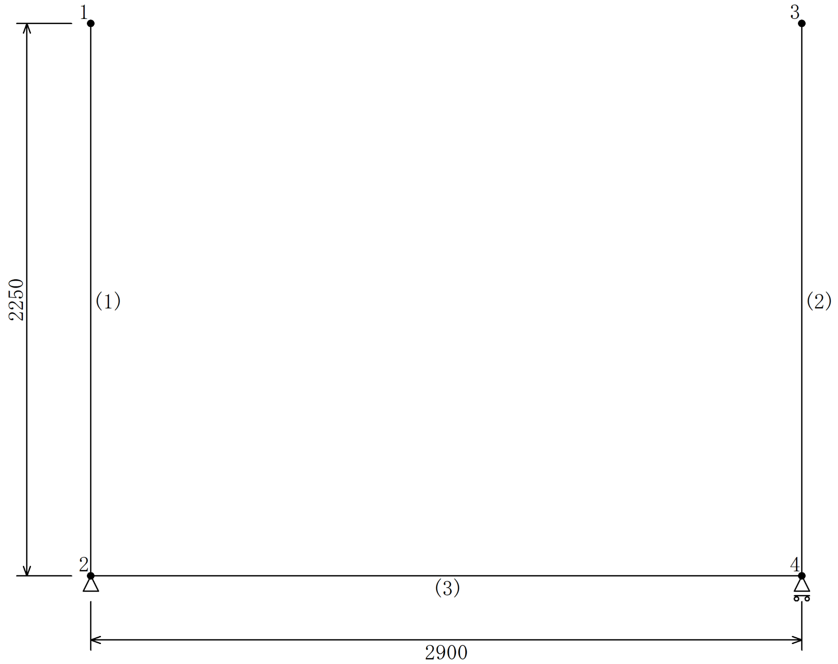
γ_w：水の単位重量 = 9.80 (kN/m^3)

荷重状態	hw (m)	hwi (m)	P (kN/m)	U (kN/m)	安全率 Fs		必要安全率 Fsa	判定
常　時-1	1.500	0.300	86.975	48.510	1.793	≧	1.333	○
地震時-1	1.700	0.500	91.875	54.978	1.671	≧	1.333	○

9.3 断面力の計算

9.3.1 解析モデル

1) FRAME構造・寸法



2) 座標データ

格点番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	2.250
2	0.000	0.000
3	2.900	2.250
4	2.900	0.000

3) 部材データ及び材質・断面特性

部　位	部材番号	格点番号		断面積 (㎡)	断面2次モーメント (m^4)	ヤング係数 (kN/㎡)
		i端	j端			
左側壁	1	1	2	4.000000E-001	5.333333E-003	2.500000E+007
右側壁	2	3	4	4.000000E-001	5.333333E-003	2.500000E+007
底　版	3	2	4	5.000000E-001	1.041667E-002	2.500000E+007

9.3.2 荷重

1) 躯体自重

1-1) 左右側壁

$w = t1 \cdot \gamma_c$

$= 0.400 \times 24.50$

$= 9.800$ (kN/m^2)

ここに、

t1 :側壁厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

*底版上面位置に載荷する。

1-2) 底版

$w = t2 \cdot \gamma_c$

$= 0.500 \times 24.50$

$= 12.250$ (kN/m^2)

ここに、

t2 :底版厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

2) 土圧

2-1) 常　時-1

土圧は、常時静止土圧により求める。

土圧作用位置

地表面から水位面までの深さ　H1 = 1.000 (m)

水位面から底版軸線までの深さ H2 = 1.250 (m)

土圧作用面の上端土圧

上載荷重 = 0.00(kN/m^2)

雪荷重 = 0.00(kN/m^2)

その他上載荷重 = 0.00(kN/m^2)

全上載荷重 q0 = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00(kN/m^2)

$q1 = Ko \cdot q0 = 0.500 \times 0.00 = 0.000$ (kN/m^2)

水位面での土圧

$q2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot H1 + q1$

$= 0.500 \times 18.00 \times 1.000 + 0.000$

$= 9.000$ (kN/m^2)

底版軸線位置での土圧

$q3 = Ko \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + q2$

$= 0.500 \times (18.80 - 9.80) \times 1.250 + 9.000$

$= 14.625$ (kN/m^2)

ここに、

Ko :常時静止土圧係数

γ_t :土砂の単位重量 (湿潤) (kN/m^3)

γ_{sat} :土砂の単位重量 (飽和) (kN/m^3)

γ_w :水の単位重量 (kN/m^3)

H1 :地表面(側壁上端)から水位面までの深さ (m)

H2 :水位面から底版軸線までの深さ (m)

2-2) 地震時-1

土圧は、主働側、受働側ともに地震時静止土圧により求める。

壁背面と鉛直面のなす角度 θ = 0.00 (°)

背面土砂の単位重量(湿潤) γ_t = 18.00 (kN/m^3)

背面土砂の単位重量(飽和) γ_{sat} = 18.80 (kN/m^3)

水の単位重量 γ_w = 9.80 (kN/m^3)

背面土砂の内部摩擦角 ϕ = 35.00 (°)

地表面と水平面のなす角度 α = 0.00 (°)

壁面摩擦角　常時 δ = 11.67 (°)

壁面摩擦角　地震時 δ_E = 0.00 (°)

上載荷重 = 0.00 (kN/m^2)

雪荷重 = 0.00 (kN/m^2)

その他上載荷重 = 0.00 (kN/m^2)

全上載荷重 q0 = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 (kN/m^2)

設計水平震度 kh = 0.20

地表面から水位面までの深さ h1 = 0.800 (m)

水位面から底版下面までの深さ h2 = 1.700 (m)

水中の見かけの水平震度 kh'

$$kh' = \frac{\gamma_t \cdot h1+\gamma_{sat} \cdot h2+q0}{\gamma_t \cdot h1+(\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot h2+q0} \cdot kh$$

$$= \frac{18.00\times 0.800+ 18.80\times 1.700+ 0.00}{18.00\times 0.800+(18.80- 9.80)\times 1.700+ 0.00} \times 0.20$$

$$= 0.312$$

水位以上の地震時合成角 $\theta_o = \tan^{-1}(kh) = 11.310$ (°)

水位以下の地震時合成角 $\theta_o' = \tan^{-1}(kh') = 17.338$ (°)

■常時静止土圧

・常時静止土圧係数

Ko = 0.500

・土圧強度

側壁上端の土圧

$$qo_1 = Ko \cdot q0$$
$$= 0.500\times 0.00$$
$$= 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水位面の土圧

$$qo_2 = Ko \cdot \gamma_t \cdot H1+qo_1$$
$$= 0.500\times 18.00\times 0.800+ 0.000$$
$$= 7.200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版軸線位置の土圧

$$qo_3 = Ko \cdot (\gamma_{sat}-\gamma_w) \cdot H2 + qo_2$$
$$= 0.500\times(18.80- 9.80)\times 1.450+ 7.200$$
$$= 13.725 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

Ko　　　：常時静止土圧係数

γ_t　　　：土砂の単位重量（湿潤）（kN/m³）

γ_{sat}　　　：土砂の単位重量（飽和）（kN/m³）

γ_w　　　：水の単位重量（kN/m³）

H1　　　：地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m）

H2　　　：水位面から底版軸線までの深さ（m）

■地震時主働土圧

・地震時主働土圧係数

水位より上の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}=\frac{\cos^2(\phi-\theta_o-\theta)}{\cos\theta_o\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o+\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o)}{\cos(\theta+\theta_o+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00°-11.310°-0.00)}{\cos 11.310°\cdot\cos^2 0.00°\cdot\cos(0.00°+11.310°+0.00°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35.00°+0.00°)\cdot\sin(35.00°-0.00°-11.310°)}{\cos(0.00°+11.310°+0.00°)\cdot\cos(0.00°-0.00°)}}\right]^2}$$

$= 0.3956$

水位より下の地震時主働土圧係数

$$K_{EA}'=\frac{\cos^2(\phi-\theta_o'-\theta)}{\cos\theta_o'\cdot\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\theta_o'+\delta)\cdot\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta_o')}{\cos(\theta+\theta_o'+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35.00°-17.338°-0.00°)}{\cos 17.338°\cdot\cos^2 0.00°\cdot\cos(0.00°+17.338°+0.00°)}$$

$$\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35.00°+0.00°)\cdot\sin(35.00°-0.00°-17.338°)}{\cos(0.00°+17.338°+0.00°)\cdot\cos(0.00°-0.00°)}}\right]^2}$$

$= 0.4893$

・土圧強度

側壁上端の土圧

$q_{HE1} = K_{EA}\cdot q0$

$= 0.3956\times 0.00$

$= 0.000$ (kN/m²)

水位面の土圧

$q_{HE2} = K_{EA}\cdot\gamma_t\cdot H1+q_{HE1}$

$= 0.3956\times 18.00\times 0.800+ 0.000$

$= 5.696$ (kN/m²)

底版軸線位置の土圧

$q_{HE3} = K_{EA}'\cdot(\gamma_{sat}-\gamma_w)\cdot H2 + q_{HE2}$

$= 0.4893\times(18.80- 9.80)\times 1.450+ 5.696$

$= 12.082$ (kN/m²)

ここに、

K_{EA} ：水位より上の地震時主働土圧係数
K_{EA}' ：水位より下の地震時主働土圧係数
γ_t ：土砂の単位重量（湿潤）（kN/m^3）
γ_{sat} ：土砂の単位重量（飽和）（kN/m^3）
γ_w ：水の単位重量（kN/m^3）
H1 ：地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m）
H2 ：水位面から底版軸線までの深さ（m）

■常時主働土圧

・常時主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta+\delta) \cdot \left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cdot\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(\ 35.00° \ - \ 0.00° \ )}{\cos^2 \ 0.00° \ \cdot \cos(\ 0.00° \ + 11.67° \ )}$$

$$\times \frac{1}{\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\ 35.00° \ + 11.67° \ )\cdot\sin(\ 35.00° \ - \ 0.00° \ )}{\cos(\ 0.00° \ + 11.67° \ )\cdot\cos(\ 0.00° \ - \ 0.00° \ )}}\right]^2}$$

$= 0.2508$

$K_{AH} = K_A \cdot \cos\delta$
$= 0.2508 \cdot \cos 11.67°$
$= 0.2457$

・土圧強度

側壁上端の土圧

$q_{H1} = K_{AH} \cdot q0$
$= 0.2457 \times 0.00$
$= 0.000$ (kN/m^2)

水位面の土圧

$q_{H2} = K_{AH} \cdot \gamma_t \cdot H1 + q_{H1}$
$= 0.2457 \times 18.00 \times 0.800 + 0.000$
$= 3.538$ (kN/m^2)

底版軸線位置の土圧

$q_{H3} = K_{AH} \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + q_{H2}$
$= 0.2457 \times (18.80 - 9.80) \times 1.450 + 3.538$
$= 6.744$ (kN/m^2)

ここに、

K_{AH} ：常時主働土圧係数(水平成分)
K_A ：常時主働土圧係数
γ_t ：土砂の単位重量（湿潤）（kN/m^3）
γ_{sat} ：土砂の単位重量（飽和）（kN/m^3）
γ_w ：水の単位重量（kN/m^3）
H1 ：地表面(側壁上端)から水位面までの深さ（m）
H2 ：水位面から底版軸線までの深さ（m）

■地震時静止土圧

地震時静止土圧強度は次式により求める

$q_{OE}= qo+(q_{HE}-q_{H})$

ここに、

q_{OE} ： 地震時静止土圧強度 (kN/m²)

qo ： 常時静止土圧強度 (kN/m²)

q_{HE} ： 主働土圧を仮定した場合の地震時の土圧強度 (kN/m²)

q_{H} ： 主働土圧を仮定した場合の常時土圧強度 (kN/m²)

土圧強度

		常　時 静止土圧 qo (kN/m²)	地震時 主働土圧 q_{HE} (kN/m²)	常　時 主働土圧 q_{H} (kN/m²)	地震時 静止土圧 q_{OE} (kN/m²)
側壁上端の土圧	q_1	0.000	0.000	0.000	0.000
水位面の土圧	q_2	7.200	5.696	3.538	9.359
底版軸線位置の土圧	q_3	13.725	12.082	6.744	19.064

3) 水圧

3-1) 外水圧

$W = H \cdot \gamma_w$

ここに、

W: 左右側壁にかかる軸線位置での外水圧 (kN/m²)

H: 軸線位置からの外水位 (m)

$Wo = Ho \cdot \gamma_w$

ここに、

Wo： 左右側壁にかかる底版下面での外水圧 (kN/m²)

Ho： 外水位 (m)

γ_w: 水の単位重量 =　9.80 (kN/m²)

検討ケース	H (m)	W (kN/m²)	Ho (m)	Wo (kN/m²)
常　時-1	1.250	12.250	1.500	14.700
地震時-1	1.450	14.210	1.700	16.660

3-2) 内水圧

$Wi = Hi \cdot \gamma_w$

ここに、

Wi： 左右側壁にかかる底版上面及び底版にかかる内水位での内水圧 (kN/m²)

Hi： 内水位 (m)

γ_w: 水の単位重量 =　9.80 (kN/m²)

検討ケース	Hi (m)	Wi (kN/m²)
常　時-1	0.300	2.940
地震時-1	0.500	4.900

4) 揚圧力

$u = Ho \cdot \gamma_w$

ここに、

u ： 底版全幅左右端の水圧強度 (kN/m^2)

Ho： 外水位 (m)

γ_w: 水の単位重量 = 9.80 (kN/m^2)

検討ケース	Ho (m)	u (kN/m^2)
常　時-1	1.500	14.700
地震時-1	1.700	16.660

5) 地震時慣性力

5-1) 左右側壁

$He = t1 \cdot \gamma_c \cdot kh$

$= 0.400 \times 24.50 \times 0.200$

$= 1.960$ (kN/m^2)

ここに、

He :側壁に作用する地震時慣性力 (kN/m^2)

t1 :側壁厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

kh :設計水平震度

*底版上面位置に載荷する。

5-2) 底版

$He = t2 \cdot \gamma_c \cdot kh$

$= 0.500 \times 24.50 \times 0.200$

$= 2.450$ (kN/m^2)

ここに、

He :底版に作用する地震時慣性力 (kN/m^2)

t2 :底版厚 (m)

γ_c:コンクリートの単位重量 (kN/m^3)

kh :設計水平震度

6) 地震時動水圧

$$Pd = \frac{7}{8} \cdot \gamma w \cdot kh \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、

Pd :地震時動水圧 (kN/m^2)

γw:水の単位重量 (kN/m^3)

kh :設計水平震度

H :水深 (m)

h :水面から地震時動水圧が作用するまでの水深 (m)

6-1) 地震時-1

kh = 0.20, H = 0.500(m), γw = 9.80(kN/m³)

番号	h (m)	Pd (kN/m²)
1	0.000	0.000
2	0.050	-0.271
3	0.100	-0.383
4	0.150	-0.470
5	0.200	-0.542
6	0.250	-0.606
7	0.300	-0.664
8	0.350	-0.717
9	0.400	-0.767
10	0.450	-0.813
11	0.500	-0.858

7) 地盤反力度・底面摩擦力

7-1) 地盤反力度

7-1-1) 常　時-1

作用力の集計

底版中心での作用力の集計

項　　目	鉛 直 力 Vi (kN/m)	水 平 力 Hi (kN/m)	アーム長		回転モーメント(kN.m/m)	
			Xi(m)	Yi(m)	Mxi=Vi・Xi	Myi=Hi・Yi
自　　重	74.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土　　圧	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水　　圧	7.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚 圧 力	-42.630	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合　　計	39.445	0.000	--	--	0.000	0.000

※鉛直力(Vi)は、下向きを正とする。
※水平力(Hi)は、右向きを正とする。
※回転モーメント(Mxi,Myi)は、時計回りを正とする。

底版中心での作用力の集計結果

鉛直力　　：V　=ΣVi　　　　= 39.445 (kN/m)

水平力　　：H　=ΣHi　　　　=　0.000 (kN/m)

モーメント：M_B =-ΣMxi-ΣMyi=　0.000 (kN.m/m)

地盤反力度　(台形分布)

$$q_{left} = \frac{V}{B} + \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{39.445}{2.900} + \frac{6\times\ 0.000}{8.410}$$

$$= 13.602\ (kN/m^2)$$

$$q_{right} = \frac{V}{B} - \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{39.445}{2.900} - \frac{6\times\ 0.000}{8.410}$$

$$= 13.602\ (kN/m^2)$$

ここに、

V　:基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN/m)

M_B　:基礎底面図心に作用するモーメント (kN.m/m)

B　:底版軸線幅 =　2.900 (m)

q_{left}:基礎底面左端の地盤反力度 (kN/m^2)

q_{righ}:基礎底面右端の地盤反力度 (kN/m^2)

7-1-2) 地震時-1

作用力の集計

底版中心での作用力の集計

項　　目	鉛 直 力 Vi (kN/m)	水 平 力 Hi (kN/m)	アーム長		回転モーメント(kN.m/m)	
			Xi(m)	Yi(m)	Mxi=Vi・Xi	Myi=Hi・Yi
自　　重	74.725	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土　　圧	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水　　圧	12.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚 圧 力	-48.314	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
慣 性 力	0.000	-14.945	0.000	0.656	0.000	-9.800
動 水 圧	0.000	-0.566	0.000	0.448	0.000	-0.254
合　　計	38.661	-15.511	--	--	0.000	-10.054

※鉛直力(Vi)は、下向きを正とする。
※水平力(Hi)は、右向きを正とする。
※回転モーメント(Mxi,Myi)は、時計回りを正とする。

底版中心での作用力の集計結果

鉛直力　　: V　=ΣVi　　　　= 38.661 (kN/m)

水平力　　: H　=ΣHi　　　　=-15.511 (kN/m)

モーメント: M_B =-ΣMxi-ΣMyi= 10.054 (kN.m/m)

地盤反力度　（台形分布）

$$q_{left} = \frac{V}{B} + \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{38.661}{2.900} + \frac{6\times\ 10.054}{8.410}$$

$$= 20.504\ (kN/m^2)$$

$$q_{right} = \frac{V}{B} - \frac{6M_B}{B^2}$$

$$= \frac{38.661}{2.900} - \frac{6\times\ 10.054}{8.410}$$

$$= 6.159\ (kN/m^2)$$

ここに、

V　：基礎底面に作用する鉛直荷重（kN/m）

M_B　：基礎底面図心に作用するモーメント（kN.m/m）

B　：底版軸線幅 ＝　2.900（m）

q_{left}：基礎底面左端の地盤反力度（kN/m²）

q_{righ}：基礎底面右端の地盤反力度（kN/m²）

7-2) 底面摩擦力

q_F = -H / B_o (kN/m²)

ここに、

q_F：底面摩擦力強度（kN/m²）

H：水平力（kN/m）

B_o：底版軸線幅 ＝　2.900（m）

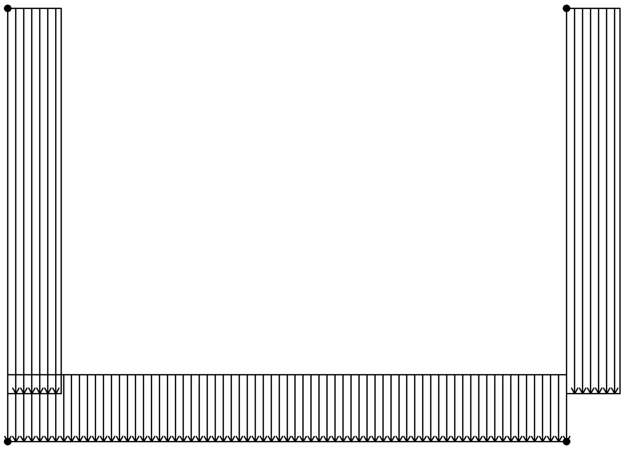
検討ケース	H (kN/m)	q_F (kN/m²)
地震時-1	-15.511	5.349

9.3.3 FRAME荷重

1) 検討荷重詳細

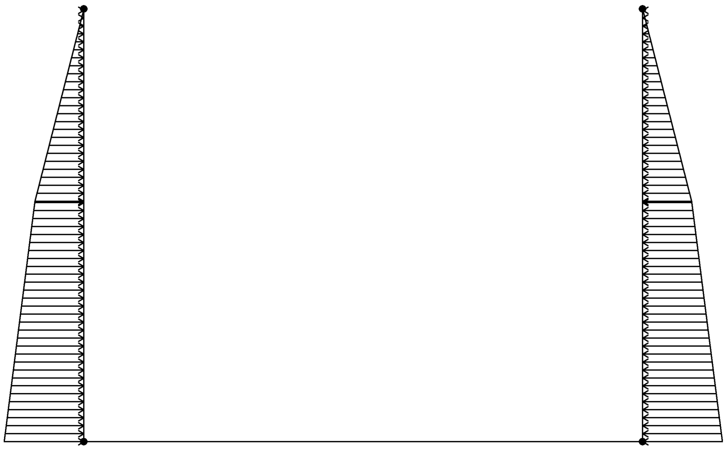
1-1) 常　時-1

■翼壁自重



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁重量	左側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
右側壁重量	右側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
底版重量	底　版	鉛　直	0.000	2.900	-12.250	-12.250

■常時-土圧-1

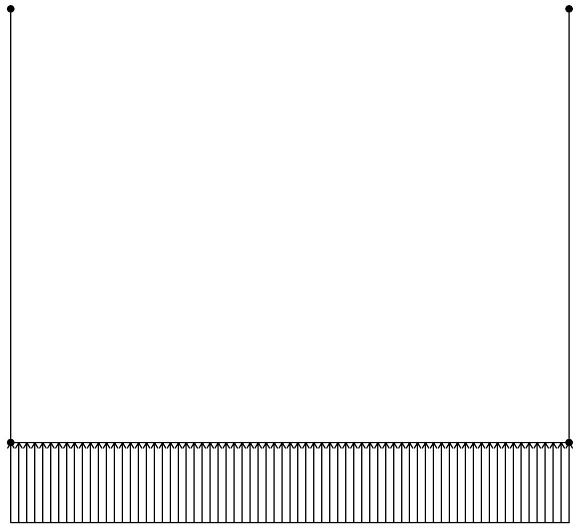


荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側土圧	左側壁	水　平	0.000	1.000	0.000	9.000
左側土圧	左側壁	水　平	1.000	1.250	9.000	14.625
右側土圧	右側壁	水　平	0.000	1.000	0.000	-9.000
右側土圧	右側壁	水　平	1.000	1.250	-9.000	-14.625

■常時-水圧-1

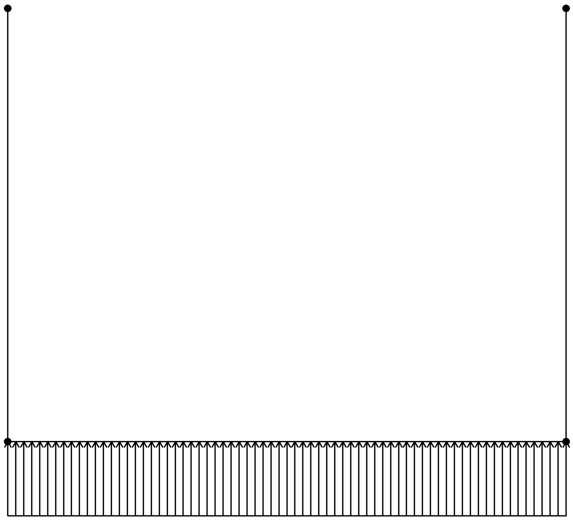
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側水圧	左側壁	水　平	1.000	1.250	0.000	12.250
右側水圧	右側壁	水　平	1.000	1.250	0.000	-12.250
左側水圧	左側壁	水　平	1.700	0.300	0.000	-2.940
右側水圧	右側壁	水　平	1.700	0.300	0.000	2.940
底版水圧	底　版	鉛　直	0.200	2.500	-2.940	-2.940

■常時-揚圧力-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
揚圧力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	14.700	14.700

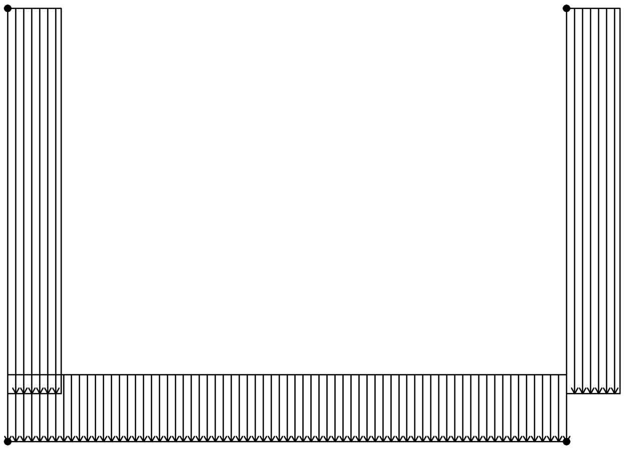
■地盤反力度(常　時-1)



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
地盤反力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	13.602	13.602

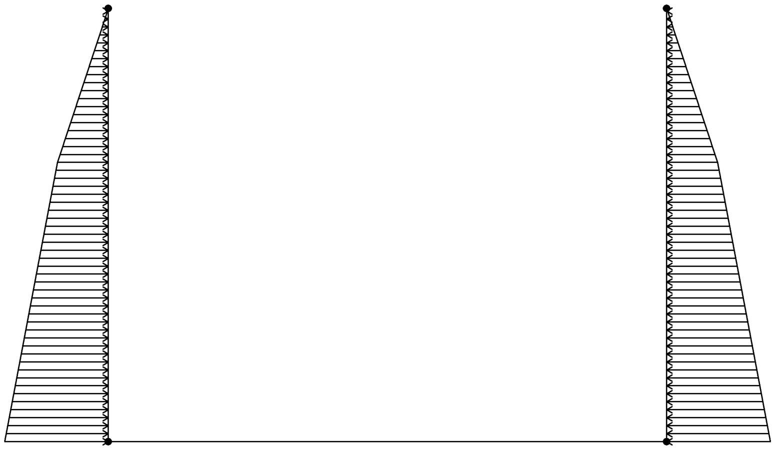
1-2） 地震時-1

■翼壁自重



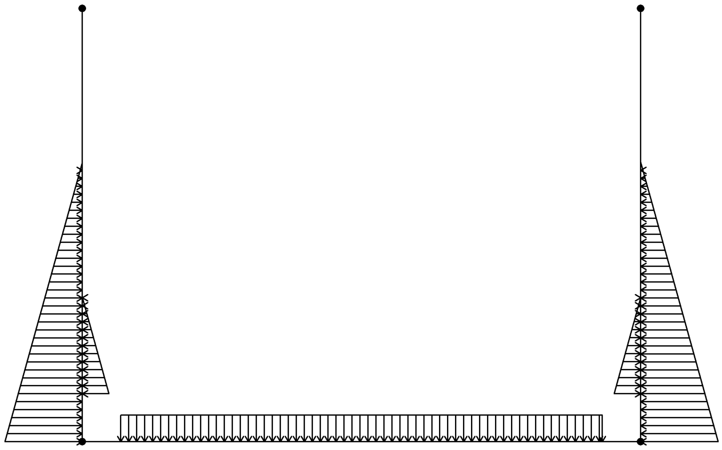
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁重量	左側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
右側壁重量	右側壁	鉛　直	0.000	2.000	-9.800	-9.800
底版重量	底　版	鉛　直	0.000	2.900	-12.250	-12.250

■地震時-土圧-1



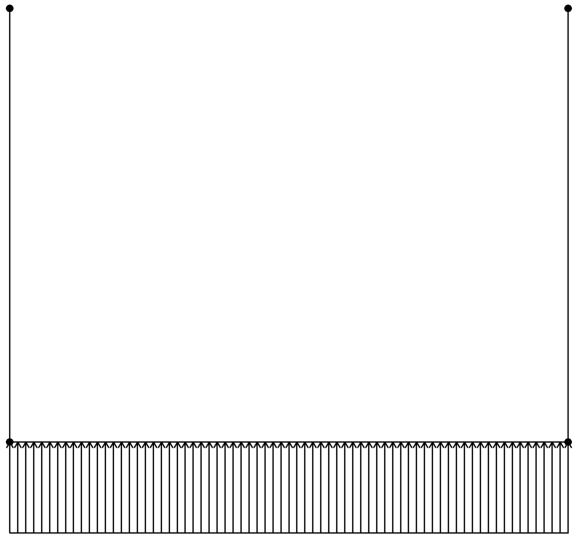
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側土圧	左側壁	水　平	0.000	0.800	0.000	9.359
左側土圧	左側壁	水　平	0.800	1.450	9.359	19.064
右側土圧	右側壁	水　平	0.000	0.800	0.000	-9.359
右側土圧	右側壁	水　平	0.800	1.450	-9.359	-19.064

■地震時-水圧-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側水圧	左側壁	水　平	0.800	1.450	0.000	14.210
右側水圧	右側壁	水　平	0.800	1.450	0.000	-14.210
左側水圧	左側壁	水　平	1.500	0.500	0.000	-4.900
右側水圧	右側壁	水　平	1.500	0.500	0.000	4.900
底版水圧	底　版	鉛　直	0.200	2.500	-4.900	-4.900

■地震時-揚圧力-1

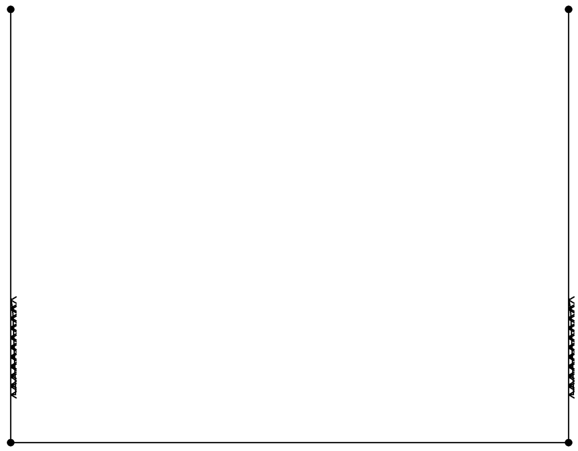


荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
揚圧力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	16.660	16.660

■地震時慣性力-1

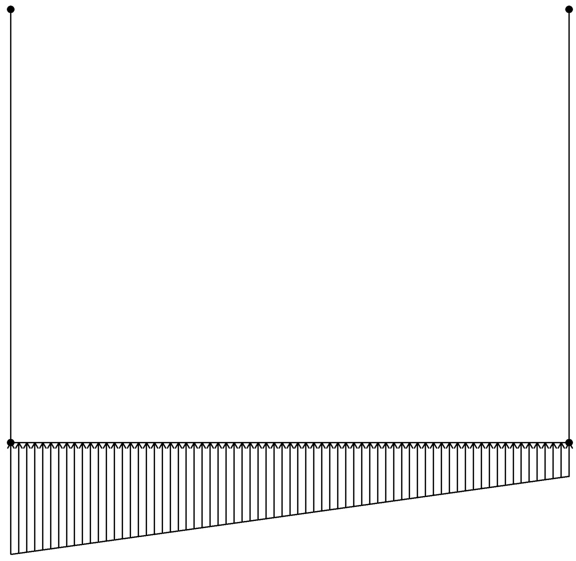
荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側壁慣性力	左側壁	水　平	0.000	2.000	-1.960	-1.960
右側壁慣性力	右側壁	水　平	0.000	2.000	-1.960	-1.960
底版慣性力	底　版	水　平	0.000	2.900	-2.450	-2.450

■地震時動水圧-1



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
左側動水圧	左側壁	水　平	1.500	0.050	0.000	-0.271
左側動水圧	左側壁	水　平	1.550	0.050	-0.271	-0.383
左側動水圧	左側壁	水　平	1.600	0.050	-0.383	-0.470
左側動水圧	左側壁	水　平	1.650	0.050	-0.470	-0.542
左側動水圧	左側壁	水　平	1.700	0.050	-0.542	-0.606
左側動水圧	左側壁	水　平	1.750	0.050	-0.606	-0.664
左側動水圧	左側壁	水　平	1.800	0.050	-0.664	-0.717
左側動水圧	左側壁	水　平	1.850	0.050	-0.717	-0.767
左側動水圧	左側壁	水　平	1.900	0.050	-0.767	-0.813
左側動水圧	左側壁	水　平	1.950	0.050	-0.813	-0.858
右側動水圧	右側壁	水　平	1.500	0.050	0.000	-0.271
右側動水圧	右側壁	水　平	1.550	0.050	-0.271	-0.383
右側動水圧	右側壁	水　平	1.600	0.050	-0.383	-0.470
右側動水圧	右側壁	水　平	1.650	0.050	-0.470	-0.542
右側動水圧	右側壁	水　平	1.700	0.050	-0.542	-0.606
右側動水圧	右側壁	水　平	1.750	0.050	-0.606	-0.664
右側動水圧	右側壁	水　平	1.800	0.050	-0.664	-0.717
右側動水圧	右側壁	水　平	1.850	0.050	-0.717	-0.767
右側動水圧	右側壁	水　平	1.900	0.050	-0.767	-0.813
右側動水圧	右側壁	水　平	1.950	0.050	-0.813	-0.858

■地盤反力度(地震時-1)



荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
地盤反力	底　版	鉛　直	0.000	2.900	20.504	6.159

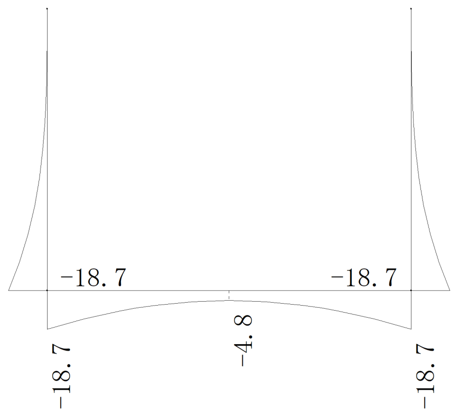
■底面摩擦力(地震時-1)

荷重名称	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m²)	終点強度 (kN/m²)
底面摩擦力	底　版	軸方向	0.000	2.900	5.349	5.349

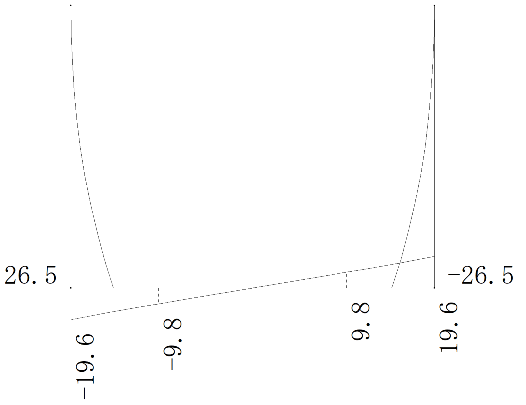
9.3.4 断面力

1) 常　時-1

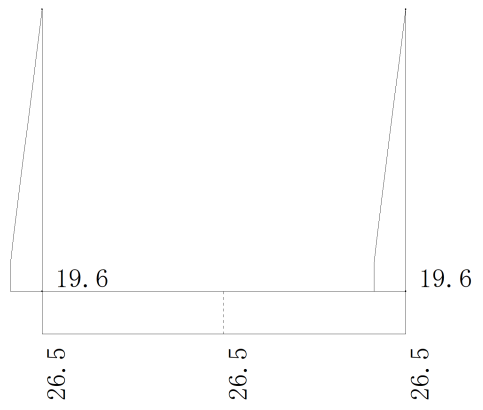
曲げモーメント



せん断力



軸力



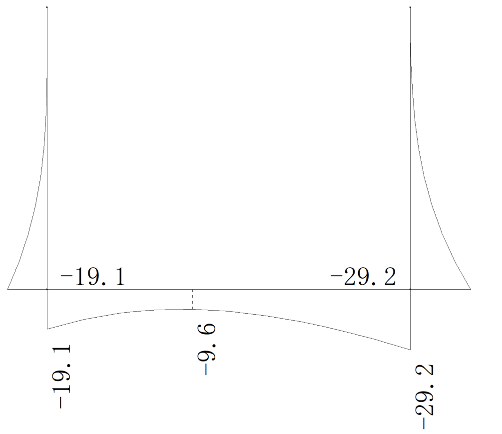
断面力一覧

部　位	着目点	距　離 (m)	曲げモーメント M (kN.m)	せん断力 (kN)	軸　力 (kN)
左側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.017	0.228	2.205
	2	0.450	-0.137	0.911	4.410
	3	0.675	-0.461	2.050	6.615
	4	0.900	-1.093	3.645	8.820
	5	1.125	-2.137	5.737	11.025
	6	1.350	-3.728	8.526	13.230
	7	1.575	-6.028	12.039	15.435
	8	1.800	-9.199	16.227	17.640
	9	2.025	-13.352	20.796	19.600
	壁下端	2.250	-18.657	26.481	19.600
右側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.017	-0.228	2.205
	2	0.450	-0.137	-0.911	4.410
	3	0.675	-0.461	-2.050	6.615
	4	0.900	-1.093	-3.645	8.820
	5	1.125	-2.137	-5.737	11.025
	6	1.350	-3.728	-8.526	13.230
	7	1.575	-6.028	-12.039	15.435
	8	1.800	-9.199	-16.227	17.640
	9	2.025	-13.352	-20.796	19.600
	壁下端	2.250	-18.657	-26.481	19.600
底　版	底版左	0.000	-18.657	-19.600	26.481
	1	0.290	-13.636	-15.210	26.481
	2	0.580	-9.776	-11.407	26.481
	3	0.700	-8.502	-9.834	26.481
	4	0.870	-7.020	-7.605	26.481
	5	1.160	-5.366	-3.802	26.481
	6	1.450	-4.814	0.000	26.481
	7	1.740	-5.366	3.802	26.481
	8	2.030	-7.020	7.605	26.481
	9	2.200	-8.502	9.834	26.481
	10	2.320	-9.776	11.407	26.481
	11	2.610	-13.636	15.210	26.481
	底版右	2.900	-18.657	19.600	26.481

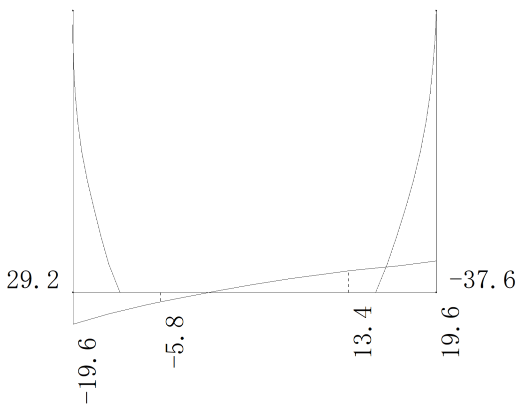
※曲げモーメントの正は内側引張,負は外側引張
　軸力の正は圧縮,負は引張

2) 地震時-1

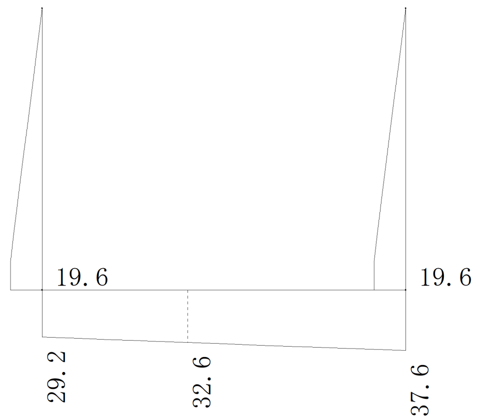
曲げモーメント



せん断力



軸力



断面力一覧

部　位	着目点	距　離 (m)	曲げモーメント M (kN.m)	せん断力 (kN)	軸　力 (kN)
左側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	0.027	-0.145	2.205
	2	0.450	0.021	0.302	4.410
	3	0.675	-0.153	1.342	6.615
	4	0.900	-0.628	2.998	8.820
	5	1.125	-1.563	5.451	11.025
	6	1.350	-3.144	8.739	13.230
	7	1.575	-5.558	12.821	15.435
	8	1.800	-8.936	17.250	17.640
	9	2.025	-13.343	22.155	19.600
	壁下端	2.250	-19.108	29.224	19.600
右側壁	壁上端	0.000	0.000	0.000	0.000
	1	0.225	-0.072	-0.737	2.205
	2	0.450	-0.376	-2.066	4.410
	3	0.675	-1.046	-3.988	6.615
	4	0.900	-2.216	-6.526	8.820
	5	1.125	-4.044	-9.861	11.025
	6	1.350	-6.716	-14.031	13.230
	7	1.575	-10.420	-19.023	15.435
	8	1.800	-15.316	-24.566	17.640
	9	2.025	-21.506	-30.561	19.600
	壁下端	2.250	-29.161	-37.630	19.600
底　版	底版左	0.000	-19.108	-19.600	29.224
	1	0.290	-14.432	-13.024	30.065
	2	0.580	-11.416	-7.844	30.905
	3	0.700	-10.597	-5.822	31.253
	4	0.870	-9.842	-3.080	31.746
	5	1.160	-9.589	1.268	32.587
	6	1.450	-10.537	5.200	33.427
	7	1.740	-12.565	8.716	34.268
	8	2.030	-15.552	11.816	35.109
	9	2.200	-17.701	13.440	35.601
	10	2.320	-19.378	14.500	35.949
	11	2.610	-23.922	16.768	36.790
	底版右	2.900	-29.161	19.600	37.630

※曲げモーメントの正は内側引張,負は外側引張
　軸力の正は圧縮,負は引張

9.4 応力度照査

9.4.1 曲げ応力度

1)左側壁

■断面情報

	記号	単位	左側壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	外	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	内	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	328.9
	内	mm^2	328.9
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.44
	σs	N/mm^2	107.57
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-19.108
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	173.1
	内	mm^2	173.1
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.51
	σs	N/mm^2	110.71
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

2)右側壁

■断面情報

	記号	単位	右側壁
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.400
鉄筋情報	外	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	内	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	328.9
	内	mm^2	328.9
中立軸	X	m	0.071
応力度	σc	N/mm^2	2.44
	σs	N/mm^2	107.57
許容値	σca	N/mm^2	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-29.161
軸力	N	kN	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
必要鉄筋量	外	mm^2	293.0
	内	mm^2	293.0
中立軸	X	m	0.068
応力度	σc	N/mm^2	3.89
	σs	N/mm^2	180.48
許容値	σca	N/mm^2	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

3)底版

■断面情報

	記号	単位	底版
断面幅	B	m	1.000
断面高	H	m	0.500
鉄筋情報	上	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8
	下	mm^2	D13 - 4.00 = 506.8

■常時-1

	記号	単位	左σ点	支間部	右σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.657	-4.814	-18.657
軸力	N	kN	26.481	26.481	26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
必要鉄筋量	上	mm^2	224.8	0.0	224.8
	下	mm^2	224.8	0.0	224.8
中立軸	X	m	0.086	0.229	0.086
応力度	σc	N/mm^2	1.63	0.23	1.63
	σs	N/mm^2	75.70	1.83	75.70
	σs'	N/mm^2		-1.66	
許容値	σca	N/mm^2	8.00	8.00	8.00
	σsa	N/mm^2	160.00	160.00	160.00
	σsa'	N/mm^2		-200.00	

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

■地震時-1

	記号	単位	左σ点	支間部	右σ点
曲げモーメント	M	kN.m	-19.108	-9.589	-29.161
軸力	N	kN	29.224	32.587	37.630
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
必要鉄筋量	上	mm^2	113.6	16.5	193.1
	下	mm^2	113.6	16.5	193.1
中立軸	X	m	0.087	0.125	0.084
応力度	σc	N/mm^2	1.66	0.67	2.58
	σs	N/mm^2	75.09	18.00	122.72
	σs'	N/mm^2		-0.38	
許容値	σca	N/mm^2	12.00	12.00	12.00
	σsa	N/mm^2	300.00	300.00	300.00
	σsa'	N/mm^2		-300.00	

※軸力は圧縮を正、引張を負とする。

9.4.2 せん断応力度

1)左側壁

■常時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.095
許容値	τa	N/mm^2	0.390
	τa2	N/mm^2	1.700

■地震時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	29.224
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.104
許容値	τa	N/mm^2	0.585
	τa2	N/mm^2	2.550

2)右側壁

■常時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	-26.481
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm²	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm²	0.095
許容値	τa	N/mm²	0.390
	τa2	N/mm²	1.700

■地震時-1

	記号	単位	τ点
せん断力	S	kN	-37.630
使用鉄筋	d1 As1	mm mm²	120.0 506.8
	d2 As2	mm mm²	280.0 506.8
有効高	d	mm	280.0
断面幅	b	mm	1000.0
平均せん断応力度	τm	N/mm²	0.134
許容値	τa	N/mm²	0.585
	τa2	N/mm²	2.550

3)底版

■常時-1

	記号	単位	左端部	左τ点	右τ点	右端部
せん断力	S	kN	-19.600	-9.834	9.834	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0	350.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.056	0.028	0.028	0.056
許容値	τa	N/mm^2	0.780	0.390	0.390	0.780
	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700	1.700

■地震時-1

	記号	単位	左端部	左τ点	右τ点	右端部
せん断力	S	kN	-19.600	-5.822	13.440	19.600
使用鉄筋	d1 As1	mm mm^2	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8	150.0 506.8
	d2 As2	mm mm^2	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8	380.0 506.8
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0	350.0
断面幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
割増係数	α		2.000	1.000	1.000	2.000
平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.056	0.017	0.038	0.056
許容値	τa	N/mm^2	1.170	0.585	0.585	1.170
	τa2	N/mm^2	2.550	2.550	2.550	2.550

10章 しゃ水工の設計

10.1 基本式

10.1.1 加重クリープ比による検討

しゃ水工の計算は、打設長(しゃ水工の鉛直方向)および打設範囲(しゃ水工の水平方向)の2つの方向について、レインの提案に基づく加重クリープ比による検討を行う。

a)加重クリープ比による検討(鉛直方向)

$$C \leqq \frac{L/3 + \Sigma l_v + m \times l_m}{\Delta H}$$

ここに、

C　:加重クリープ比

L　:本体および翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)

Σl_v:しゃ水矢板等の鉛直方向浸透経路長 (m)

m　:軟らかい粘土の往復考慮(考慮する:m=2、考慮しない:m=1)

l_m　:軟らかい粘土の層厚(m)

ΔH:内外水位差 (m)

b)加重クリープ比による検討(水平方向)

$$C \leqq \frac{L/3 + \Sigma l_h}{\Delta H}$$

ここに、

C　:加重クリープ比

L　:本体および翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)

Σl_h:しゃ水矢板等の水平方向浸透経路長 (m)

ΔH:内外水位差 (m)

区　分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と礫を含む砂利	2.5
軟らかい粘土	3.0
中くらいの粘土	2.0
堅い粘土	1.8
その他	1.0

(Laneの原典より)

10.1.2 しゃ水矢板長の計算

しゃ水矢板長は、レインの提案式を変形した式より算出される浸透経路長をもとに鉛直方向および水平方向において算出する。

$$\Sigma l = C \cdot \Delta H - \frac{L}{3}$$

ここに、

Σl:しゃ水矢板等の鉛直方向および水平方向の浸透経路長 (m)
C :加重クリープ比
ΔH:内外水位差 (m)
L :本体および翼壁の函軸方向の浸透経路長 (m)

a)鉛直方向しゃ水矢板長の計算

$$l_v' = \frac{\Sigma l_v - m \times l_m}{n}$$

ここに、

l_v' :軟らかい粘土、しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した鉛直方向浸透経路長(m)
Σl_v:鉛直方向浸透経路長(m)
m :軟らかい粘土の往復考慮(考慮する:m=2、考慮しない:m=1)
l_m :軟らかい粘土の層厚(m)
n :鉛直方向のしゃ水矢板による経路長倍数n
往復考慮する時は設置個所数×2、しない時は設置個所数

鉛直方向のしゃ水矢板長は、次式にて算出する。

$$l_v = l_v' + l_m$$

ここに、

l_v :鉛直方向しゃ水矢板長(m)
l_v':軟らかい粘土、しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した鉛直方向浸透経路長(m)
l_m :軟らかい粘土の層厚(m)

b)水平方向しゃ水矢板長の計算

$$l_h' = \frac{\Sigma l_h}{n}$$

ここに、

l_h' :しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した水平方向浸透経路長(m)
Σl_h:水平方向浸透経路長(m)
n :水平方向のしゃ水矢板による経路長倍数n
往復考慮する時は設置個所数×2、しない時は設置個所数

・矢板天端より現地盤が高い場合

水平方向のしゃ水矢板長は、次式にて算出する。

$$l_h = l_m - l_s$$

ここに、

l_h:水平方向しゃ水矢板長(m)
l_m:開削幅(m)
l_s:しゃ水壁(m)

・矢板天端より現地盤が低い場合

水平方向のしゃ水矢板長は、次式にて算出する。

$l_h = l_m - l_s$

ここに、

l_h:水平方向しゃ水矢板長(m)

l_m:開削幅と浸透経路長(l_h')を比較して、大きい方の値(m)

l_s:しゃ水壁(m)

10.2 鉛直・水平両計算に必要な諸条件

1. 函軸方向の浸透経路長 L(m)

名　称	経路長 (m)
本体 川裏翼壁 川表翼壁	24.000 8.000 8.000
L	40.000

2. 内外水位差 ΔH(m)

名　称	水　位 (m)
川表水位 川裏水位	2.000 0.500
ΔH	1.500

10.3 鉛直方向(打設長)の検討

10.3.1 しゃ水矢板等の浸透経路長

軟らかい粘土の考慮 : 　　考慮しない

名　称	経路長 (m)	往復考慮
本体配置矢板1 川裏翼壁配置矢板 川表翼壁配置矢板	2.000 2.000 2.000	する する する
計	12.000	

10.3.2 照査結果

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
しゃ水矢板等の鉛直方向の浸透経路長 Σl(m)	:	12.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
軟らかい粘土の考慮	:	考慮しない

$$C' = \frac{40.000/3 + 12.000}{1.500}$$

$$= 16.889 \geqq 8.500 \quad \cdots \quad \text{OK}$$

10.3.3 しゃ水矢板長の計算(鉛直方向)

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
鉛直方向しゃ水工設置箇所数	:	3
鉛直方向のしゃ水矢板による経路長倍数 n	:	6
軟らかい粘土の考慮	:	考慮しない

鉛直方向浸透経路長Σl_v

$$\Sigma l_v = C_v \cdot \Delta H - \frac{L}{3}$$

$$= 8.500 \times 1.500 - \frac{40.000}{3}$$

$$= -0.583$$

しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した鉛直方向浸透経路長l_v'

$$l_v' = \frac{\Sigma l}{n}$$

$$= \frac{-0.583}{6}$$

$$= -0.097$$

鉛直方向しゃ水矢板長l_v

軟らかい粘土を考慮しないため、$l_v = l_v'$

$l_v = -0.097$

10.4 水平方向(打設範囲)の検討

10.4.1 しゃ水矢板等の浸透経路長

名　称	経路長 (m)	往復考慮
本体水平方向	5.000	する
川裏翼壁水平方向	5.000	する
川表翼壁水平方向	5.000	する
計	30.000	

10.4.2 照査結果

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
しゃ水矢板等の水平方向の浸透経路長 Σl(m)	:	30.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500

$$C' = \frac{40.000/3 + 30.000}{1.500}$$

$$= 28.889 \geqq 8.500 \quad \cdots \quad \text{OK}$$

10.4.3 しゃ水矢板長の計算(水平方向)

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
鉛直方向しゃ水工設置箇所数	:	3
水平方向のしゃ水矢板による経路長倍数 n	:	6
矢板天端と現地盤の高さ	:	矢板天端の方が高い
開削幅 l_m(m)	:	5.000
しゃ水壁 l_s(m)	:	1.000

矢板天端よりも現地盤の方が低いので、計算値と開削幅の比較を行う。

水平方向浸透経路長 Σl_h

$$\Sigma l_h = C_h \cdot \Delta H - \frac{L}{3}$$

$$= 8.500 \times 1.500 - \frac{40.000}{3}$$

$$= -0.583$$

しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した水平方向浸透経路長l_h'

$$l_h' = \frac{\Sigma l_h}{n}$$

$$= \frac{-0.583}{6}$$

$$= -0.097$$

開削幅 $l_m = 5.000$

計算値 < 開削幅 より 開削幅を用いる。

水平方向しゃ水矢板長l_h

$$l_h = l_m - l_s$$

$$= 5.000 - 1.000$$

$$= 4.000$$

11章 計算結果一覧表

11.1 本体縦方向結果一覧表

11.1.1 残留沈下量

No	検討位置 (m)	名称	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	キャンバー量(mm)	残留沈下量 (mm)	許容値 (mm)	判定
1	0.000	樋門端部(川裏)	7.1	26.9	7.1	26.9	300.0	OK
2	0.900	胸壁中央(川裏)	8.1	30.7	7.1	31.7	300.0	OK
3	10.540	築堤端部(川裏)	24.9	79.6	7.0	97.5	300.0	OK
4	* 11.650	堤防中央	25.1	81.6	7.0	99.7	300.0	OK
5	12.760	築堤端部(川表)	24.9	79.7	6.9	97.6	300.0	OK
6	22.400	胸壁中央(川表)	8.5	31.7	6.8	33.4	300.0	OK
7	22.850	門柱中央	8.0	30.8	6.8	32.0	300.0	OK
8	24.000	樋門端部(川表)	6.8	27.5	6.8	27.5	300.0	OK

位置11.650 (m)にて最大残留沈下量99.7 > 50.0(mm) となり、柔支持基礎と判定する。
* : 残留沈下量最大位置

11.1.2 変位・相対変位・バネ反力

常時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	函体	地盤	相対	許容	判定	
1	0.000	-0.546	-9.771	64.109	26.923	37.186	37.000	×	1123.511
2	0.500	-0.546	-9.278	64.363	30.262	34.101	37.000	○	1030.295
3	0.900	-0.545	-8.940	64.566	31.723	32.843	37.000	○	992.302
4	1.000	-0.545	-8.862	64.617	32.087	32.530	37.000	○	982.848
5	1.500	-0.542	-8.510	64.870	33.905	30.965	37.000	○	935.554
6	2.000	-0.538	-8.214	65.123	35.748	29.375	37.000	○	887.500
7	2.500	-0.534	-7.969	65.374	37.652	27.721	37.000	○	837.552
8	3.000	-0.530	-7.773	65.623	39.650	25.973	37.000	○	784.721
9	3.500	-0.525	-7.628	65.869	42.090	23.779	37.000	○	718.450
10	4.000	-0.520	-7.540	66.112	44.898	21.214	37.000	○	640.946
11	4.500	-0.514	-7.517	66.352	47.840	18.511	35.000	○	559.285
12	5.000	-0.507	-7.576	66.585	50.892	15.693	35.000	○	462.924
13	5.500	-0.499	-7.740	66.812	54.040	12.772	35.000	○	376.753
14	6.000	-0.491	-8.046	67.030	57.299	9.731	35.000	○	287.041
15	6.500	-0.483	-8.541	67.238	60.764	6.474	35.000	○	190.962
16	7.000	-0.474	-8.450	67.435	64.919	2.516	35.000	○	74.212
17	7.500	-0.464	-7.146	67.620	71.264	-3.644	-50.000	○	-107.499
18	8.000	-0.454	-6.039	67.791	77.430	-9.639	-50.000	○	-284.340
19	8.500	-0.444	-5.079	67.946	82.894	-14.948	-50.000	○	-440.922
20	9.000	-0.433	-4.222	68.086	87.654	-19.568	-50.000	○	-577.212
21	9.500	-0.423	-3.438	68.209	91.679	-23.470	-50.000	○	-692.314
22	10.000	-0.412	-2.704	68.314	94.928	-26.614	-50.000	○	-785.066
23	10.500	-0.400	-2.004	68.401	97.364	-28.963	-50.000	○	-854.342
24	11.000	-0.389	-1.326	68.470	98.954	-30.485	-50.000	○	-899.229
25	11.500	-0.378	-0.661	68.520	99.680	-31.160	-50.000	○	-919.145
26	12.000	-0.366	0.001	68.553	99.532	-30.980	-50.000	○	-913.839
27	12.500	-0.355	0.668	68.568	98.515	-29.947	-50.000	○	-883.376
28	13.000	-0.344	1.349	68.566	96.641	-28.075	-50.000	○	-828.157
29	13.500	-0.332	2.055	68.546	93.936	-25.390	-50.000	○	-748.944
30	14.000	-0.321	2.799	68.509	90.435	-21.926	-50.000	○	-646.782
31	14.500	-0.310	3.599	68.455	86.182	-17.726	-50.000	○	-522.893
32	15.000	-0.300	4.481	68.386	81.214	-12.829	-50.000	○	-378.416

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 Rv(kN/m)
		函体	地盤	函体	地盤	相対	許容	判定	
33	15.500	-0.290	5.480	68.301	75.558	-7.257	-50.000	○	-214.068
34	16.000	-0.280	6.643	68.203	69.193	-0.990	-50.000	○	-29.206
35	16.500	-0.270	7.928	68.092	63.489	4.603	35.000	○	135.773
36	17.000	-0.261	7.277	67.970	59.710	8.259	35.000	○	243.633
37	17.500	-0.253	6.838	67.837	56.401	11.436	35.000	○	337.339
38	18.000	-0.245	6.564	67.696	53.251	14.445	35.000	○	426.109
39	18.500	-0.237	6.412	67.547	50.210	17.337	35.000	○	511.404
40	19.000	-0.230	6.350	67.392	47.283	20.109	35.000	○	593.184
41	19.500	-0.224	6.356	67.232	44.493	22.740	35.000	○	733.339
42	20.000	-0.219	6.417	67.068	41.870	25.199	41.000	○	812.650
43	20.500	-0.215	6.524	66.902	39.736	27.167	41.000	○	876.109
44	21.000	-0.211	6.671	66.734	37.931	28.803	41.000	○	928.890
45	21.500	-0.208	6.856	66.565	36.244	30.321	41.000	○	977.847
46	22.000	-0.205	7.077	66.395	34.643	31.751	41.000	○	1023.969
47	22.400	-0.203	7.281	66.258	33.402	32.856	41.000	○	1059.575
48	22.500	-0.202	7.337	66.223	33.095	33.128	41.000	○	1068.368
49	22.850	-0.202	7.542	66.103	32.026	34.077	41.000	○	1098.956
50	23.000	-0.201	7.637	66.051	31.569	34.482	41.000	○	1112.023
51	23.500	-0.201	7.986	65.879	30.045	35.834	41.000	○	1155.615
52	24.000	-0.201	8.391	65.706	27.518	38.188	41.000	○	1231.551

地震時

検討ケース1 - 荷重名称: [ ]

スパン1 スパン名称: [ ]

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	函体	地盤	相対	許容	判定	
1	0.000	-0.395	-9.771	59.321	26.923	32.398	37.000	○	1957.672
2	0.500	-0.394	-9.278	59.807	30.262	29.545	37.000	○	1785.267
3	0.900	-0.393	-8.940	60.196	31.723	28.473	37.000	○	1720.499
4	1.000	-0.393	-8.862	60.293	32.087	28.206	37.000	○	1704.394
5	1.500	-0.389	-8.510	60.777	33.905	26.872	37.000	○	1623.779
6	2.000	-0.385	-8.214	61.260	35.748	25.512	37.000	○	1541.565
7	2.500	-0.380	-7.969	61.739	37.652	24.086	37.000	○	1455.453
8	3.000	-0.374	-7.773	62.213	39.650	22.563	37.000	○	1363.422
9	3.500	-0.367	-7.628	62.682	42.090	20.592	37.000	○	1244.314
10	4.000	-0.359	-7.540	63.143	44.898	18.245	37.000	○	1102.483
11	4.500	-0.351	-7.517	63.595	47.840	15.755	35.000	○	952.021
12	5.000	-0.340	-7.576	64.035	50.892	13.143	35.000	○	775.381
13	5.500	-0.328	-7.740	64.458	54.040	10.418	35.000	○	614.637
14	6.000	-0.315	-8.046	64.862	57.299	7.563	35.000	○	446.177
15	6.500	-0.301	-8.541	65.244	60.764	4.479	35.000	○	264.256
16	7.000	-0.287	-8.450	65.600	64.919	0.681	35.000	○	40.166
17	7.500	-0.271	-7.146	65.929	71.264	-5.336	-50.000	○	-314.773
18	8.000	-0.254	-6.039	66.226	77.430	-11.204	-50.000	○	-660.996
19	8.500	-0.236	-5.079	66.489	82.894	-16.405	-50.000	○	-967.822
20	9.000	-0.218	-4.222	66.716	87.654	-20.938	-50.000	○	-1235.273
21	9.500	-0.199	-3.438	66.904	91.679	-24.775	-50.000	○	-1461.640
22	10.000	-0.180	-2.704	67.051	94.928	-27.878	-50.000	○	-1644.669
23	10.500	-0.161	-2.004	67.155	97.364	-30.208	-50.000	○	-1782.166
24	11.000	-0.141	-1.326	67.217	98.954	-31.737	-50.000	○	-1872.353
25	11.500	-0.121	-0.661	67.235	99.680	-32.445	-50.000	○	-1914.092
26	12.000	-0.101	0.001	67.210	99.532	-32.323	-50.000	○	-1906.901
27	12.500	-0.081	0.668	67.141	98.515	-31.374	-50.000	○	-1850.906
28	13.000	-0.061	1.349	67.030	96.641	-29.611	-50.000	○	-1746.894
29	13.500	-0.042	2.055	66.877	93.936	-27.059	-50.000	○	-1596.355
30	14.000	-0.022	2.799	66.682	90.435	-23.753	-50.000	○	-1401.331
31	14.500	-0.003	3.599	66.448	86.182	-19.734	-50.000	○	-1164.206
32	15.000	0.015	4.481	66.176	81.214	-15.038	-50.000	○	-887.188
33	15.500	0.033	5.480	65.869	75.558	-9.689	-50.000	○	-571.624
34	16.000	0.050	6.643	65.529	69.193	-3.664	-50.000	○	-216.140

番号	距離 X(m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					地盤バネ反力 R_v(kN/m)
		函体	地盤	函体	地盤	相対	許容	判定	
35	16.500	0.067	7.928	65.160	63.489	1.671	35.000	○	98.568
36	17.000	0.082	7.277	64.764	59.710	5.053	35.000	○	298.124
37	17.500	0.097	6.838	64.343	56.401	7.942	35.000	○	468.561
38	18.000	0.110	6.564	63.902	53.251	10.652	35.000	○	628.413
39	18.500	0.123	6.412	63.443	50.210	13.233	35.000	○	780.700
40	19.000	0.135	6.350	62.969	47.283	15.686	35.000	○	925.434
41	19.500	0.146	6.356	62.483	44.493	17.990	35.000	○	1160.350
42	20.000	0.153	6.417	61.988	41.870	20.118	41.000	○	1297.587
43	20.500	0.160	6.524	61.487	39.736	21.751	41.000	○	1402.903
44	21.000	0.166	6.671	60.981	37.931	23.050	41.000	○	1486.705
45	21.500	0.172	6.856	60.473	36.244	24.229	41.000	○	1562.750
46	22.000	0.176	7.077	59.962	34.643	25.319	41.000	○	1633.057
47	22.400	0.180	7.281	59.553	33.402	26.151	41.000	○	1686.696
48	22.500	0.180	7.337	59.450	33.095	26.355	41.000	○	1699.887
49	22.850	0.182	7.542	59.092	32.026	27.065	41.000	○	1745.690
50	23.000	0.182	7.637	58.938	31.569	27.368	41.000	○	1765.238
51	23.500	0.184	7.986	58.425	30.045	28.380	41.000	○	1830.460
52	24.000	0.184	8.391	57.912	27.518	30.394	41.000	○	1960.363

11.1.3 曲げ応力度

常時

荷重ID	抽出	スパンーブロック	コンクリート応力度 (N/mm²)			鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σc	σca	判定	σs	σsa	判定
1	----	1- 1	0.84	8.00	OK	34.15	180.00	OK
1	----	1- 2	2.73	8.00	OK	105.76	180.00	OK
1	----	1- 3	0.54	8.00	OK	23.58	180.00	OK

地震時

荷重ID	抽出	スパンーブロック	コンクリート応力度 (N/mm²)			鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σc	σca	判定	σs	σsa	判定
1	----	1- 1	1.91	12.00	OK	77.93	300.00	OK
1	----	1- 2	6.50	12.00	OK	251.57	300.00	OK
1	----	1- 3	1.32	12.00	OK	57.10	300.00	OK

11.2 本体横方向結果一覧表

11.2.1 曲げ応力度

	照査位置	荷重名称	コンクリート応力度　(N/mm²)		
			σc	σca	判定
頂版	左隅角部	死-1+活-1	2.52	8.00	OK
	支間部	死-1+活-1	2.78	8.00	OK
	右隅角部	死-1+活-1	2.52	8.00	OK
左側壁	上隅角部	死-1+活-1	1.56	8.00	OK
	支間部	死-1+活-1	0.33	8.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	1.28	6.00	OK
右側壁	上隅角部	死-1+活-1	1.56	8.00	OK
	支間部	死-1+活-1	0.33	8.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	1.28	6.00	OK
底版	左隅角部	死-1+活-1	1.72	6.00	OK
	支間部	死-1+活-1	2.06	8.00	OK
	右隅角部	死-1+活-1	1.72	6.00	OK

	照査位置	荷重名称	引張鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs	σsa	判定
頂版	左隅角部	死-1+活-1	110.87	180.00	OK
	支間部	死-1+活-1	123.74	180.00	OK
	右隅角部	死-1+活-1	110.87	180.00	OK
左側壁	上隅角部	死-1+活-1	52.06	180.00	OK
	支間部	死-1+活-1	0.00	180.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	25.75	180.00	OK
右側壁	上隅角部	死-1+活-1	52.06	180.00	OK
	支間部	死-1+活-1	0.00	180.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	25.75	180.00	OK
底版	左隅角部	死-1+活-1	74.80	180.00	OK
	支間部	死-1+活-1	95.38	180.00	OK
	右隅角部	死-1+活-1	74.80	180.00	OK

	照査位置	荷重名称	圧縮鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs'	σsa'	判定
頂版	左隅角部	死-1+活-1	----	----	--
	支間部	死-1+活-1	----	----	--
	右隅角部	死-1+活-1	----	----	--
左側壁	上隅角部	死-1+活-1	-4.57	-200.00	OK
	支間部	死-1+活-1	-3.95	-200.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	-7.92	-200.00	OK
右側壁	上隅角部	死-1+活-1	-4.57	-200.00	OK
	支間部	死-1+活-1	-3.95	-200.00	OK
	下隅角部	死-1+活-1	-7.92	-200.00	OK
底版	左隅角部	死-1+活-1	----	----	--
	支間部	死-1+活-1	----	----	--
	右隅角部	死-1+活-1	----	----	--

11.2.2 せん断応力度

	照査位置	荷重名称	せん断応力度 (N/mm²)		
			τm	τa	判定
頂版	左隅角部	死-1+活-1	0.204	0.780	OK
	左τ点	死-1+活-1	0.158	0.390	OK
	右τ点	死-1+活-1	0.158	0.390	OK
	右隅角部	死-1+活-1	0.204	0.780	OK
左側壁	上隅角部	死-1+活-1	0.055	0.780	OK
	上τ点	死-1+活-1	0.031	0.390	OK
	下τ点	死-1	0.029	0.390	OK
	下隅角部	死-1	0.090	0.780	OK
右側壁	上隅角部	死-1+活-1	0.055	0.780	OK
	上τ点	死-1+活-1	0.031	0.390	OK
	下τ点	死-1	0.029	0.390	OK
	下隅角部	死-1	0.090	0.780	OK
底版	左隅角部	死-1+活-1	0.226	0.780	OK
	左τ点	死-1+活-1	0.095	0.390	OK
	右τ点	死-1+活-1	0.095	0.390	OK
	右隅角部	死-1+活-1	0.226	0.780	OK

11.3 門柱結果一覧表

11.3.1 曲げ応力度

計算方向	照査位置	荷重種別	抽出状態	部位	コンクリート応力度(N/mm²)		
					σc	σca	判定
横	操作台	地震時	---	左隅角部	4.99	12.00	OK
	左柱	地震時	---	下端部-1	9.25	12.00	OK
	右柱	地震時	---	下端部-1	7.76	12.00	OK
縦	端柱	地震時	---	基部	5.79	12.00	OK

計算方向	照査位置	荷重種別	抽出状態	部位	引張鉄筋応力度(N/mm²)		
					σs	σsa	判定
横	操作台	地震時	---	左隅角部	214.31	300.00	OK
	左柱	地震時	---	下端部-1	269.02	300.00	OK
	右柱	地震時	---	下端部-1	250.17	300.00	OK
縦	端柱	地震時	---	基部	132.99	300.00	OK

計算方向	照査位置	荷重種別	抽出状態	部位	圧縮鉄筋応力度(N/mm²)		
					σs'	σsa'	判定
横	操作台	地震時	---	左隅角部	-36.70	-300.00	OK
	左柱	地震時	---	下端部-1	-66.79	-300.00	OK
	右柱	地震時	---	下端部-1	-51.69	-300.00	OK
縦	端柱	地震時	---	基部	-64.48	-300.00	OK

11.3.2 せん断応力度

計算方向	照査位置	荷重種別	部位	せん断応力度(N/mm²)		判定
				τm	τa	
横	操作台	地震時	左τ点	0.255	0.585	OK
	左柱	地震時	下端部-2	0.225	0.585	OK
	右柱	地震時	下端部-2	0.172	0.585	OK
縦	端柱	地震時	基部	0.200	0.585	OK

11.4 川表胸壁結果一覧表

11.4.1 曲げ応力度

荷重種類	部位	照査位置	モーメントM (kN.m)	コンクリート応力度 (N/mm²)		
				σc	σca	判定
常時-1	た て 壁	基部	25.15	2.64	8.00	OK
常時-1	つま先版	端部	145.30	4.22	8.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	165.25	3.98	12.00	OK

荷重種類	部位	照査位置	引張鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs	σsa	判定
常時-1	た て 壁	基部	92.28	160.00	OK
常時-1	つま先版	端部	120.27	160.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	84.78	300.00	OK

荷重種類	部位	照査位置	圧縮鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs'	σsa'	判定
常時-1	た て 壁	基部	----	----	--
常時-1	つま先版	端部	-14.39	-200.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	-21.18	-300.00	OK

11.4.2 せん断応力度

荷重種類	部位	照査位置	せん断力 (kN)	せん断応力度　(N/mm²)		
				τm	τa	判定
常時-1	た て 壁	基部	50.30	0.180	0.390	OK
地震時-1	つま先版	端部	468.35	1.041	2.550	OK
地震時-1	かかと版	基部	330.49	0.734	2.550	OK

荷重種類	部位	照査位置	斜引張鉄筋量　(mm²)		
			Awreq	Aw	判定
常時-1	た て 壁	基部	----	----	--
地震時-1	つま先版	端部	810.5	1146.0	OK
地震時-1	かかと版	基部	517.0	1146.0	OK

11.5 川裏胸壁結果一覧表

11.5.1 曲げ応力度

荷重種類	部位	照査位置	モーメントM (kN.m)	コンクリート応力度 (N/mm²)		
				σc	σca	判定
常時-1	たて壁	基部	23.82	2.50	8.00	OK
常時-1	つま先版	端部	146.92	4.27	8.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	195.36	4.71	12.00	OK

荷重種類	部位	照査位置	引張鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs	σsa	判定
常時-1	たて壁	基部	87.42	160.00	OK
常時-1	つま先版	端部	121.62	160.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	100.22	300.00	OK

荷重種類	部位	照査位置	圧縮鉄筋応力度 (N/mm²)		
			σs'	σsa'	判定
常時-1	たて壁	基部	----	----	--
常時-1	つま先版	端部	-14.56	-200.00	OK
地震時-1	かかと版	基部	-25.04	-300.00	OK

11.5.2 せん断応力度

荷重種類	部位	照査位置	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm²)		
				τm	τa	判定
常時-1	た て 壁	基部	47.65	0.170	0.390	OK
地震時-1	つま先版	端部	519.27	1.154	2.550	OK
地震時-1	かかと版	基部	390.72	0.868	2.550	OK

荷重種類	部位	照査位置	斜引張鉄筋量 (mm²)		
			Awreq	Aw	判定
常時-1	た て 壁	基部	----	----	--
地震時-1	つま先版	端部	919.0	1146.0	OK
地震時-1	かかと版	基部	645.2	1146.0	OK

11.6 川表翼壁結果一覧表

11.6.1 浮き上がりの検討

荷重種類	荷重P (kN/m)	揚圧力U (kN/m)	安全率Fs		
			計算値	許容値	判定
常時-1	86.975	48.510	1.793	1.333	OK
地震時-1	91.875	54.978	1.671	1.333	OK

11.6.2 曲げ応力度

荷重種類	部位	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	コンクリート応力度 (N/mm²)		
				σc	σca	判定
常時-1	左側壁	19.600	-18.657	2.44	8.00	OK
常時-1	右側壁	19.600	-18.657	2.44	8.00	OK
常時-1	底版	26.481	-18.657	1.63	8.00	OK

荷重種類	部位	引張鉄筋応力度 (N/mm²)		
		σs	σsa	判定
常時-1	左側壁	107.57	160.00	OK
常時-1	右側壁	107.57	160.00	OK
常時-1	底版	75.70	160.00	OK

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

11.6.3 せん断応力度

荷重種類	部位	照査位置	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm²)		
				τm	τa	判定
常時-1	左側壁	τ点	26.481	0.095	0.390	OK
常時-1	右側壁	τ点	-26.481	0.095	0.390	OK
常時-1	底版	右τ点	9.834	0.028	0.390	OK

11.7 川裏翼壁結果一覧表

11.7.1 浮き上がりの検討

荷重種類	荷重P (kN/m)	揚圧力U (kN/m)	安全率Fs		
			計算値	許容値	判定
常時-1	86.975	48.510	1.793	1.333	OK
地震時-1	91.875	54.978	1.671	1.333	OK

11.7.2 曲げ応力度

荷重種類	部位	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN.m)	コンクリート応力度 (N/mm²)		
				σc	σca	判定
常時-1	左側壁	19.600	-18.657	2.44	8.00	OK
常時-1	右側壁	19.600	-18.657	2.44	8.00	OK
常時-1	底版	26.481	-18.657	1.63	8.00	OK

荷重種類	部位	引張鉄筋応力度 (N/mm²)		
		σs	σsa	判定
常時-1	左側壁	107.57	160.00	OK
常時-1	右側壁	107.57	160.00	OK
常時-1	底版	75.70	160.00	OK

※軸力は圧縮を正、引張を負としています。

11.7.3 せん断応力度

荷重種類	部位	照査位置	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm²)		
				τm	τa	判定
常時-1	左側壁	τ点	26.481	0.095	0.390	OK
常時-1	右側壁	τ点	-26.481	0.095	0.390	OK
常時-1	底版	右τ点	9.834	0.028	0.390	OK

11.8 しゃ水工結果一覧表

11.8.1 鉛直方向(打設長)の検討

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
しゃ水矢板等の鉛直方向の浸透経路長 Σl(m)	:	12.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
軟らかい粘土の考慮	:	考慮しない

$$C' = \frac{40.000/3 + 12.000}{1.500}$$

$$= 16.889 \geqq 8.500 \quad \cdots \quad \mathrm{OK}$$

11.8.2 鉛直方向矢板長の計算

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
鉛直方向しゃ水工設置箇所数	:	3
鉛直方向のしゃ水矢板による経路長倍数 n	:	6
軟らかい粘土の考慮	:	考慮しない

鉛直方向浸透経路長Σl_v

$$\Sigma l_v = C_v \cdot \Delta H - \frac{L}{3}$$

$$= 8.500 \times 1.500 - \frac{40.000}{3}$$

$$= -0.583$$

しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した鉛直方向浸透経路長l_v'

$$l_v' = \frac{\Sigma l}{n}$$

$$= \frac{-0.583}{6}$$

$$= -0.097$$

鉛直方向しゃ水矢板長l_v

軟らかい粘土を考慮しないため、$l_v = l_v'$

$l_v = -0.097$

11.8.3 水平方向(打設範囲)の検討

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
しゃ水矢板等の水平方向の浸透経路長 Σl(m)	:	30.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500

$$C' = \frac{40.000/3 + 30.000}{1.500}$$

$$= 28.889 \geqq 8.500 \quad \cdots \quad \mathrm{OK}$$

11.8.4 水平方向矢板長の計算

本体及び翼壁の函軸方向の浸透経路長 L(m)	:	40.000
内外水位差　ΔH	:	1.500
加重クリープ比 C	:	8.500
鉛直方向しゃ水工設置箇所数	:	3
水平方向のしゃ水矢板による経路長倍数 n	:	6
矢板天端と現地盤の高さ	:	矢板天端の方が高い
開削幅 l_m(m)	:	5.000
しゃ水壁 l_s(m)	:	1.000

矢板天端よりも現地盤の方が低いので、計算値と開削幅の比較を行う。

水平方向浸透経路長Σl_h

$$\Sigma l_h = C_h \cdot \Delta H - \frac{L}{3}$$

$$= 8.500 \times 1.500 - \frac{40.000}{3}$$

$$= -0.583$$

しゃ水矢板による経路長倍数nを考慮した水平方向浸透経路長l_h'

$$l_h' = \frac{\Sigma l_h}{n}$$

$$= \frac{-0.583}{6}$$

$$= -0.097$$

開削幅 $l_m = 5.000$

計算値 < 開削幅 より 開削幅を用いる。

水平方向しゃ水矢板長l_h

$$l_h = l_m - l_s$$

$$= 5.000 - 1.000$$

$$= 4.000$$