

目 次

1 設計条件	1
1-1 構造形式	1
1-2 単位体積重量	1
1-3 許容応力度	1
1-4 その他	1
1-5 樋門概略図	2
1-6 堤体形状	2
2 地盤沈下量及び地盤の側方変位量の計算	3
2-1 即時沈下量の算出	5
2-1-1 地盤の変形係数	6
2-1-2 荷重条件	7
2-1-3 即時沈下量	7
2-2 側方変位量の計算	11
2-2-1 側方変位量の計算	12
2-3 圧密沈下量の計算	15
2-3-1 地層条件	15
2-3-2 圧密沈下量の計算結果	16
2-4 地盤沈下量の集計	21
3 本体縦方向の検討	22
3-1 基本式	22
3-2 地盤反力係数	23
3-2-1 地盤の変形係数	23
3-2-2 函体の諸元	25
3-2-3 鉛直方向地盤反力係数	27
3-2-4 水平方向せん断地盤反力係数	30
3-2-5 地盤反力係数の一覧	30
3-3 荷重計算	31
3-3-1 自重	31
3-3-2 水重	32
3-4 単体荷重ケース	33
3-4-1 常時－ケース 1	33
3-4-2 常時－ケース 2	34
3-4-3 常時－ケース 3	35
3-4-4 地震時－ケース 1	36
3-4-5 地震時－ケース 2	37
3-4-6 地震時－ケース 3	38
3-5 荷重組合せ	39
3-6 断面力の計算	42
3-6-1 常時－ケース1	42
3-6-2 地震時－ケース1	45
3-6-3 断面力の集計	48
3-7 応力度の計算	50
3-7-1 中立軸の計算	50
3-7-2 応力度－頂版引張り	52
3-7-3 応力度－底版引張り	53
3-7-4 応力度の集計	54

1 設計条件

柔構造樋門の設計（直接基礎）

1-1 構造形式

断面構造形式	一連ボックス
樋門長	12.600 m
内空断面	1.000×1.000 m

1-2 単位体積重量

材料名	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	24.50
水	9.80

1-3 許容応力度

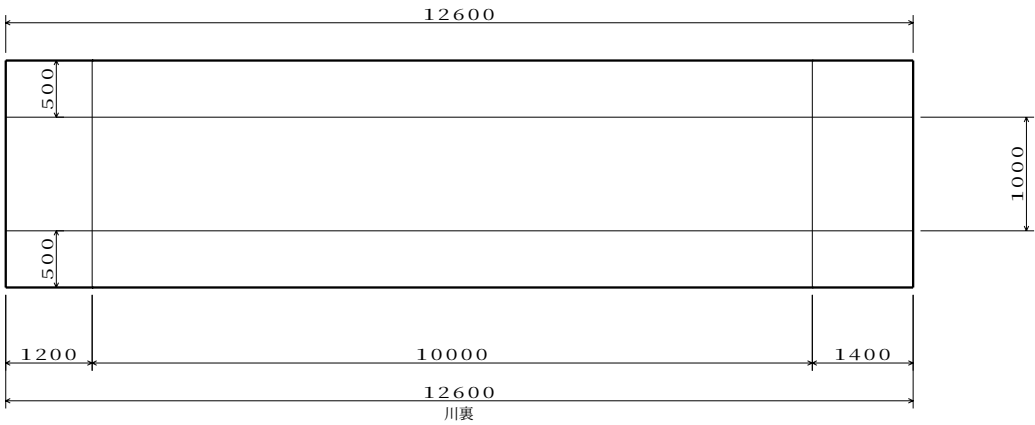
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 8.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
コンクリート許容せん断応力度	$\sigma_{ca} = 0.39 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋許容曲げ引張応力度（常時）	$\sigma_{ca} = 160.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
（地震時）	$\sigma_{ca} = 200.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

1-4 その他

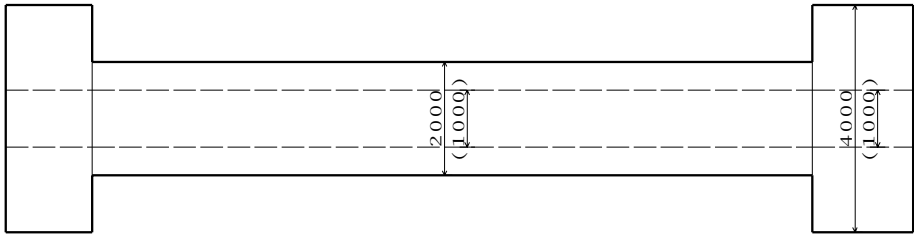
ヤング係数比	$n = 15$
コンクリートの弾性係数	$E_k = 2.35 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
地盤のポアソン比	$\nu = 0.30$

1-5 樋門概略図

側面図 (mm)

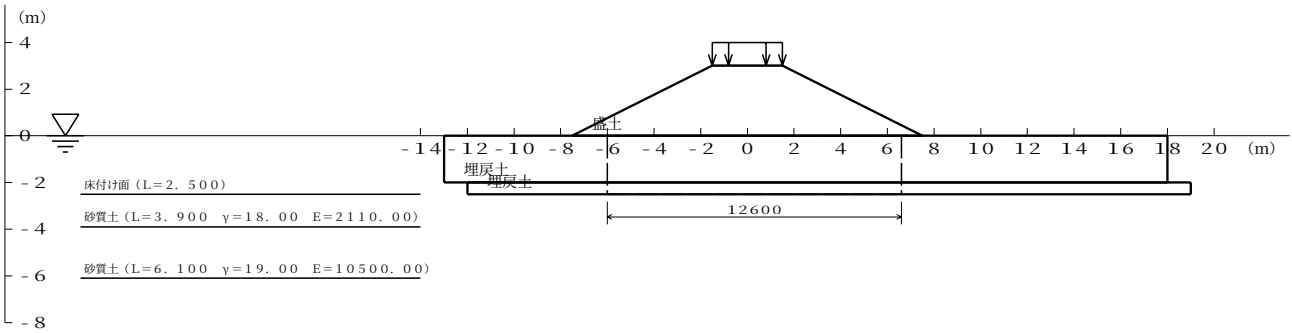


平面図 (mm)



1-6 堤体形状

L : (m) γ : (kN/m³) E : (kN/m²)



2 地盤沈下量及び地盤の側方変位量の計算

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を対象として、基礎地盤面位置における函体設置後の残留沈下分布として即時沈下量と圧密沈下量の和である。

なお、地盤の沈下量は、砂質土で即時沈下量、粘性土では即時沈下量と圧密沈下量を考慮する。

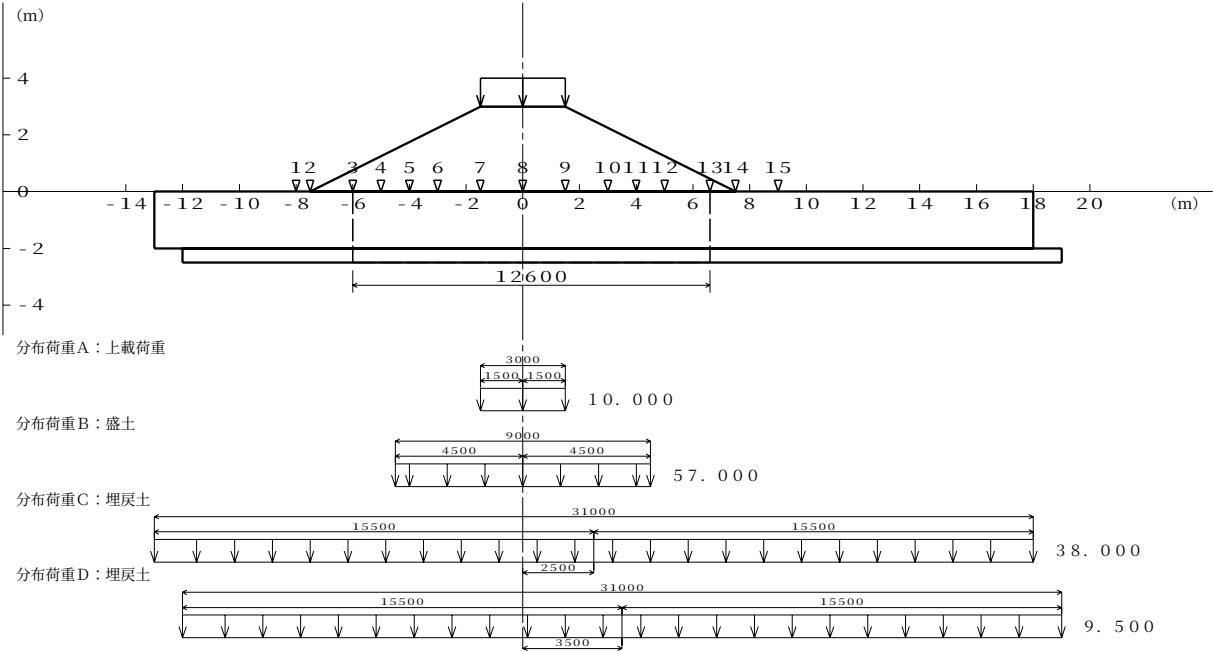
荷重

- 1) 即時沈下量 S_{il} 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基礎地盤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 S_{cl} 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。

沈下量検討位置

記号	名称	位置(m)
1		-8.000
2	盛土端部	-7.500
3		-6.000
4		-5.000
5		-4.000
6		-3.000
7	盛土法肩部	-1.500
8	盛土中央部	0.000
9	盛土法肩部	1.500
10		3.000
11		4.000
12		5.000
13		6.600
14	盛土端部	7.500
15		9.000

寸法値：(mm) 荷重強度：(kN/m²)



2-1 即時沈下量の算出

即時沈下量は、原則として盛土等の载荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として求める。

堤体横断方向の即時沈下分布は以下に示す参考式を用いて算定する。

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

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/m^2)

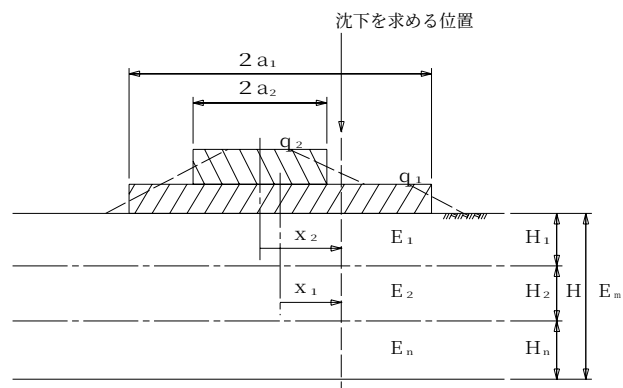
E_m : 地盤の換算変形係数 (kN/m^2)

$2a_i$: 载荷幅 (m)

H : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m)

n : 等分布の荷重数

x : それぞれの等分布荷重中心からの距離 (m)



2-1-1 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数 E_n は、下式で算出する。

$B \neq L$ の場合

$$E_n = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \cdot \tan \theta) \cdot L}{(L + 2h_n \cdot \tan \theta) \cdot B}}{\sum \frac{1}{E_i} \log \frac{(B + 2h_i \cdot \tan \theta)(L + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}{(L + 2h_i \cdot \tan \theta)(B + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta)}}$$

$B = L$ の場合

$$E_n = \frac{-\frac{1}{B + 2h_n \cdot \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum \frac{1}{E_i} \left(-\frac{1}{B + 2h_i \cdot \tan \theta} + \frac{1}{B + 2h_{i-1} \cdot \tan \theta} \right)}$$

ここに、

- E_n : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²)
- B : 載荷幅 (= 30.000 m)
- L : 載荷奥行 (= 6.000 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。 (= 6.100 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 °)

床付面深度 = 2.500 (m)

層	層厚 (m)	深度 (m)	E_i (kN/m ²)
1	1.400	3.900	2110.00
2	2.200	6.100	10500.00
合計	3.600		

$E_n = 3664.231 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

2-1-2 荷重条件

即時沈下計算に用いる荷重は、下表の通りとなる。

ブロック	載荷位置 (m)		荷重強度 (kN/m ²)	備考
	開始位置	終了位置		
A	-1.500	1.500	10.000	上載荷重
B	-4.500	4.500	57.000	盛土
C	-13.000	18.000	38.000	埋戻土
D	-12.000	19.000	9.500	埋戻土

2-1-3 即時沈下量

分布荷重A

$$H_n = 3.600 \text{ (m)}$$

$$\text{載荷幅 } 2a = 3.000 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重 } q = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-8.000	-8.000	0.0
2	-7.500	-7.500	0.0
3	-6.000	-6.000	0.0
4	-5.000	-5.000	0.0
5	-4.000	-4.000	0.3
6	-3.000	-3.000	0.8
7	-1.500	-1.500	2.5
8	0.000	0.000	3.7
9	1.500	1.500	2.5
10	3.000	3.000	0.8
11	4.000	4.000	0.3
12	5.000	5.000	0.0
13	6.600	6.600	0.0
14	7.500	7.500	0.0
15	9.000	9.000	0.0

分布荷重B

$H_n = 3.600$ (m)

載荷幅 $2a = 9.000$ (m)

荷重 $q = 57.000$ (kN/m²)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-8.000	-8.000	4.6
2	-7.500	-7.500	5.1
3	-6.000	-6.000	7.3
4	-5.000	-5.000	9.3
5	-4.000	-4.000	12.8
6	-3.000	-3.000	14.6
7	-1.500	-1.500	16.1
8	0.000	0.000	16.5
9	1.500	1.500	16.1
10	3.000	3.000	14.6
11	4.000	4.000	12.8
12	5.000	5.000	9.3
13	6.600	6.600	6.3
14	7.500	7.500	5.1
15	9.000	9.000	3.5

分布荷重C

$H_n = 3.600$ (m)

載荷幅 $2a = 31.000$ (m)

荷重 $q = 38.000$ (kN/m²)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-8.000	-10.500	3.6
2	-7.500	-10.000	3.6
3	-6.000	-8.500	3.7
4	-5.000	-7.500	3.8
5	-4.000	-6.500	3.9
6	-3.000	-5.500	3.9
7	-1.500	-4.000	4.0
8	0.000	-2.500	4.0
9	1.500	-1.000	4.0
10	3.000	0.500	4.0
11	4.000	1.500	4.0
12	5.000	2.500	4.0
13	6.600	4.100	4.0
14	7.500	5.000	3.9
15	9.000	6.500	3.9

分布荷重D

$H_n = 3.600 \text{ (m)}$

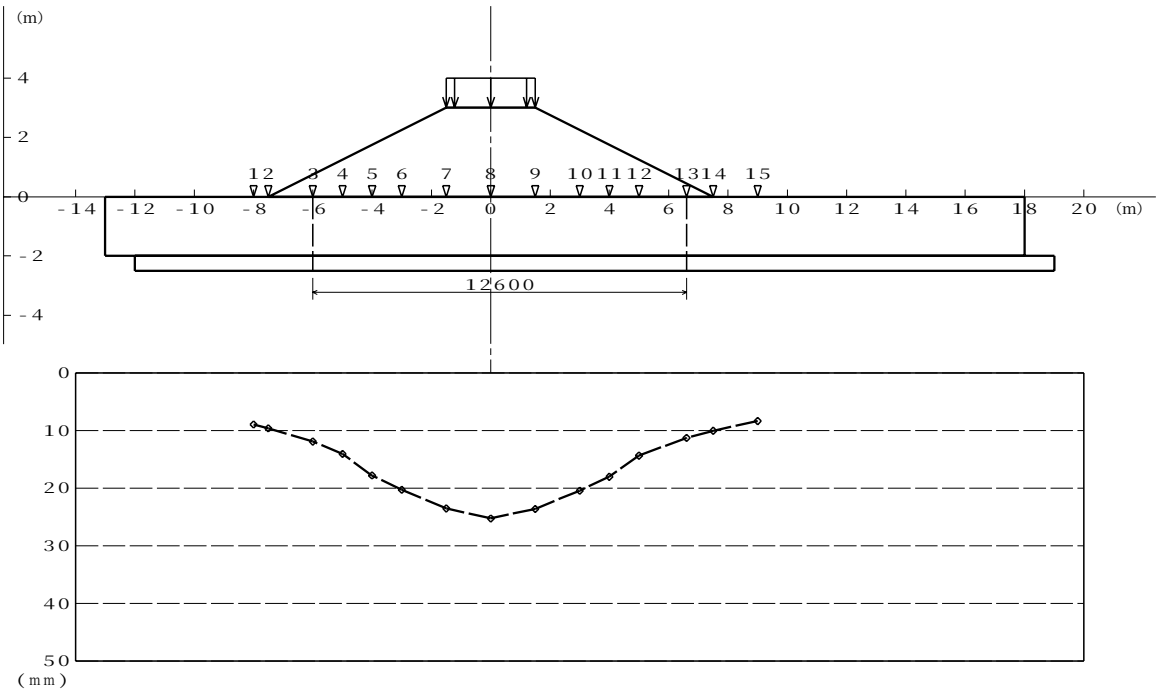
載荷幅 $2a = 31.000 \text{ (m)}$

荷重 $q = 9.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-8.000	-11.500	0.9
2	-7.500	-11.000	0.9
3	-6.000	-9.500	0.9
4	-5.000	-8.500	0.9
5	-4.000	-7.500	1.0
6	-3.000	-6.500	1.0
7	-1.500	-5.000	1.0
8	0.000	-3.500	1.0
9	1.500	-2.000	1.0
10	3.000	-0.500	1.0
11	4.000	0.500	1.0
12	5.000	1.500	1.0
13	6.600	3.100	1.0
14	7.500	4.000	1.0
15	9.000	5.500	1.0

合計

着目点	名称	検討位置 (m)	即時沈下量 (mm)
1		-8.000	9.0
2	盛土端部	-7.500	9.6
3		-6.000	11.9
4		-5.000	14.1
5		-4.000	17.8
6		-3.000	20.3
7	盛土法肩部	-1.500	23.5
8	盛土中央部	0.000	25.3
9	盛土法肩部	1.500	23.6
10		3.000	20.5
11		4.000	18.0
12		5.000	14.4
13		6.600	11.3
14	盛土端部	7.500	10.1
15		9.000	8.4



2-2 側方変位量の計算

側方変位量は、地盤を弾性体と見なして弾性変位量として求めることができる。本体の設計に考慮する

側方変位量の算定は、側方変位が卓越する層までを対象とする。

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

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 (= 5.000 m)

n : 等分布荷重数

x : それぞれの等分布荷重の中心からの距離 (m)

2-2-1 側方変位量の計算

分布荷重A

$H_n = 3.600 \text{ (m)}$

載荷幅 $2a = 3.000 \text{ (m)}$

荷重 $q = 10.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-8.000	-8.000	-0.4
2	-7.500	-7.500	-0.4
3	-6.000	-6.000	-0.5
4	-5.000	-5.000	-0.6
5	-4.000	-4.000	-0.7
6	-3.000	-3.000	-0.9
7	-1.500	-1.500	-1.4
8	0.000	0.000	0.0
9	1.500	1.500	1.4
10	3.000	3.000	1.0
11	4.000	4.000	0.8
12	5.000	5.000	0.6
13	6.600	6.600	0.5
14	7.500	7.500	0.4
15	9.000	9.000	0.4

分布荷重B

$H_n = 3.600 \text{ (m)}$

載荷幅 $2a = 9.000 \text{ (m)}$

荷重 $q = 57.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-8.000	-8.000	-7.7
2	-7.500	-7.500	-8.3
3	-6.000	-6.000	-10.7
4	-5.000	-5.000	-13.2
5	-4.000	-4.000	-12.5
6	-3.000	-3.000	-8.6
7	-1.500	-1.500	-4.0
8	0.000	0.000	0.0
9	1.500	1.500	4.0
10	3.000	3.000	8.7
11	4.000	4.000	12.5
12	5.000	5.000	13.2
13	6.600	6.600	9.7
14	7.500	7.500	8.3
15	9.000	9.000	6.8

分布荷重C

$H_n = 3.600 \text{ (m)}$

載荷幅 $2a = 31.000 \text{ (m)}$

荷重 $q = 38.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-8.000	-10.500	-6.9
2	-7.500	-10.000	-6.4
3	-6.000	-8.500	-5.2
4	-5.000	-7.500	-4.4
5	-4.000	-6.500	-3.7
6	-3.000	-5.500	-3.1
7	-1.500	-4.000	-2.2
8	0.000	-2.500	-1.3
9	1.500	-1.000	-0.5
10	3.000	0.500	0.3
11	4.000	1.500	0.8
12	5.000	2.500	1.4
13	6.600	4.100	2.3
14	7.500	5.000	2.8
15	9.000	6.500	3.8

分布荷重D

$H_n = 3.600 \text{ (m)}$

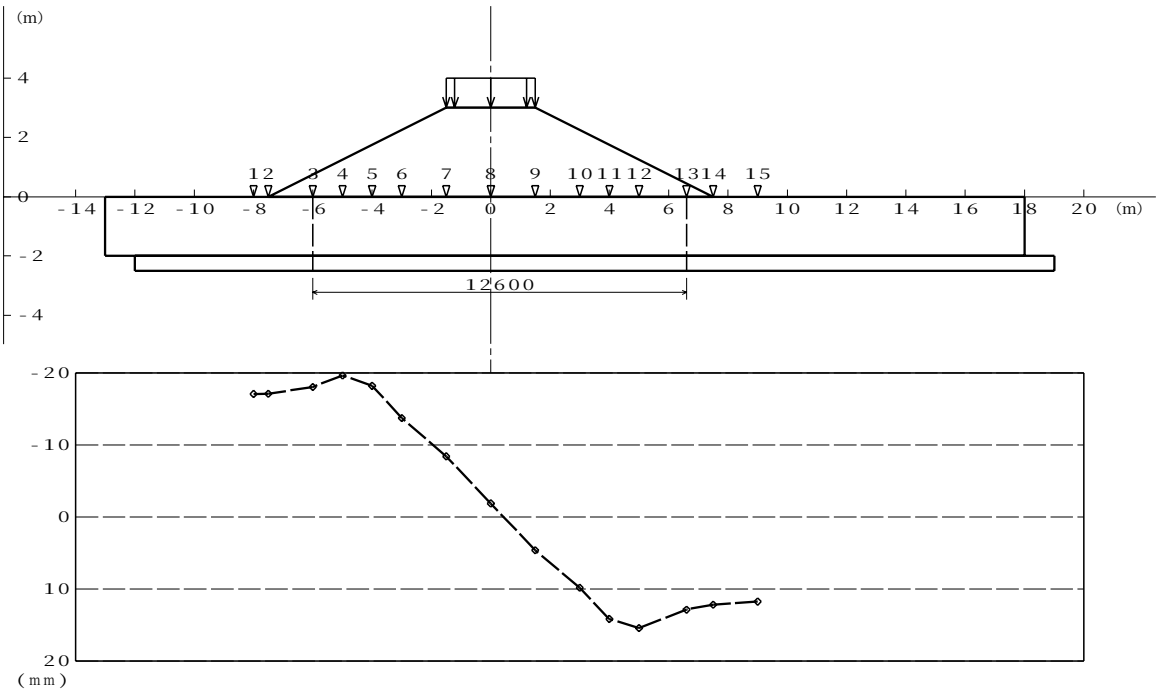
載荷幅 $2a = 31.000 \text{ (m)}$

荷重 $q = 9.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-8.000	-11.500	-1.9
2	-7.500	-11.000	-1.8
3	-6.000	-9.500	-1.5
4	-5.000	-8.500	-1.3
5	-4.000	-7.500	-1.1
6	-3.000	-6.500	-0.9
7	-1.500	-5.000	-0.7
8	0.000	-3.500	-0.4
9	1.500	-2.000	-0.2
10	3.000	-0.500	0.0
11	4.000	0.500	0.1
12	5.000	1.500	0.2
13	6.600	3.100	0.4
14	7.500	4.000	0.6
15	9.000	5.500	0.8

合計

着目点	名称	検討位置 (m)	側方変位量 (mm)
1		-8.000	-17.0
2	盛土端部	-7.500	-17.0
3		-6.000	-18.0
4		-5.000	-19.6
5		-4.000	-18.2
6		-3.000	-13.7
7	盛土法肩部	-1.500	-8.4
8	盛土中央部	0.000	-1.8
9	盛土法肩部	1.500	4.6
10		3.000	9.8
11		4.000	14.2
12		5.000	15.4
13		6.600	12.9
14	盛土端部	7.500	12.2
15		9.000	11.8



2-3 圧密沈下量の計算

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求める。

Δ e 法

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \times H$$

C c 法

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \times \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0 + q_0} \times H$$

M v 法

$$S = m_v \times \Delta P \times H$$

ここに、

- S : 圧密沈下量 (m)
- e₀ : 粘性土の初期間隙比 (有効土かぶり圧 P₀ + q₀ に対する間隙比)
- e₁ : 粘性土の圧密後の間隙比 (P₀ + Δ P に対する間隙比)
- C_c : 粘性土層の圧縮指数
- H : 粘性土層の層厚 (m)
- P₀ : 盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m²)
- q₀ : 圧密先行荷重による鉛直応力の増加量 (kN/m²)
- Δ P : 盛土荷重による鉛直増加応力 (kN/m²)
- m_v : 粘性土層の平均体積圧縮係数 (m²/kN)
- 平均圧密圧力 p $\sqrt{(P_0 + q_0) \times (P_0 + \Delta P)}$

2-3-1 地層条件

地下水位 0.000 (m)

層 No	種類	深度 (m)	湿潤単重 (kN/m ³)	飽和単重 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	計算法	e-logP 番号	loglv-logP 番号	圧縮指数	圧密先行荷重 (kN/m ²)	排水条件	logCv-logP 番号
1	砂質土	2.500	19.00	19.00	2110.00	---	---	---	---	---	---	---
2	砂質土	3.900	18.00	18.00	2110.00	---	---	---	---	---	---	---
3	砂質土	6.100	19.00	19.00	10500.00	---	---	---	---	---	---	---

2-3-2 圧密沈下量の計算結果

計算地点 1 :

計算位置 : -8.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 2 : 盛土端部

計算位置 : -7.500 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 3 :

計算位置 : -6.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 4 :

計算位置 : -5.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 5 :

計算位置 : -4.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 6 :

計算位置 : -3.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 7 : 盛土法肩部

計算位置 : -1.500 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 8 : 盛土中央部

計算位置 : 0.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 9 : 盛土法肩部

計算位置 : 1.500 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 10：

計算位置 : 3.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 11：

計算位置 : 4.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 12：

計算位置 : 5.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 13：

計算位置 : 6.600 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 14：盛土端部

計算位置 : 7.500 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

計算地点 15：

計算位置 : 9.000 (m)

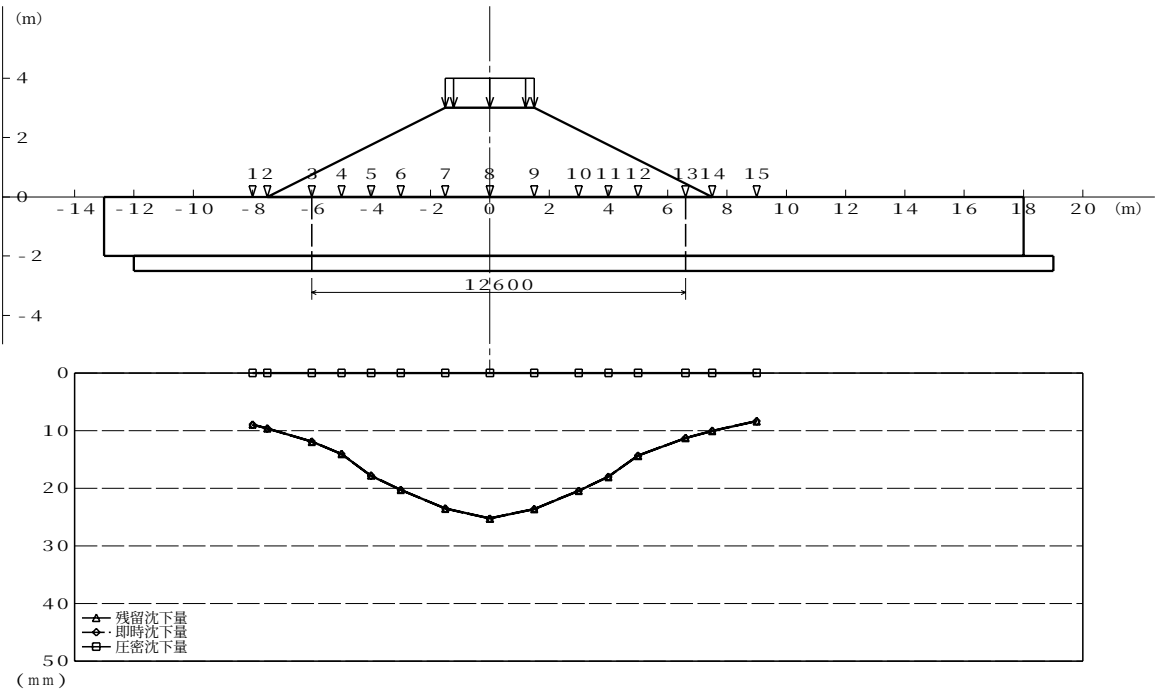
層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 P_o (kN/m ²)	圧密先行荷重 q_o (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 (mm)
1	---	2.500	---	---	---	0.00
2	---	1.400	---	---	---	0.00
3	---	2.200	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 e_o	圧密後間隙比 e_1	体積圧縮係数 M_v (m ² /kN)	圧縮指数 C_c
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---

2-4 地盤沈下量の集計

着目点	名称	検討位置 (m)	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	残留沈下量 (mm)	許容値 (mm)	判定
1		-8.000	9.0	0.0	9.0	500.0	OK
2	盛土端部	-7.500	9.6	0.0	9.6	500.0	OK
3		-6.000	11.9	0.0	11.9	500.0	OK
4		-5.000	14.1	0.0	14.1	500.0	OK
5		-4.000	17.8	0.0	17.8	500.0	OK
6		-3.000	20.3	0.0	20.3	500.0	OK
7	盛土法肩部	-1.500	23.5	0.0	23.5	500.0	OK
8	盛土中央部	0.000	25.3	0.0	25.3	500.0	OK
9	盛土法肩部	1.500	23.6	0.0	23.6	500.0	OK
10		3.000	20.5	0.0	20.5	500.0	OK
11		4.000	18.0	0.0	18.0	500.0	OK
12		5.000	14.4	0.0	14.4	500.0	OK
13		6.600	11.3	0.0	11.3	500.0	OK
14	盛土端部	7.500	10.1	0.0	10.1	500.0	OK
15		9.000	8.4	0.0	8.4	500.0	OK

最大残留沈下量 25.3 mm ≤ 30.0 mm となり剛支持基礎とする。



3 本体縦方向の検討

3-1 基本式

函体縦方向の計算は、直接基礎において弾性床上の梁として計算する。

$$\frac{E I}{B} \cdot \frac{d^4 w}{d x^4} + k_v \cdot w = q$$

$$\frac{E A}{U} \cdot \frac{d^2 u}{d x^2} + k_s \cdot u = p$$

ここに、

- w : 函体のたわみ (m)
 k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)
 B : 函体の幅 (m)
 $E I$: 函体の剛性 (kN・m²)
 q : 函軸鉛直方向荷重 (kN/m²)
 u : 函軸方向変位 (m)
 k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)
 U : 函体の周長 (m)
 $E A$: 函体の函軸方向剛性 (kN)
 p : 函軸方向荷重 (kN/m²)

1) 計算に必要な諸条件

直接基礎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 鉛直土圧（自動車荷重を含む場合がある）
- ⑥ その他の外力（函体・門柱等の自重、土重、水重、土圧等）
- ⑦ シャ水鋼矢板等の影響（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囲摩擦力の影響等）
- ⑧ 緊張材の影響（緊張材の諸元、配置、緊張力、各種ロス等）

表1 剛支持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
弾性床上の梁	① ② ③ ④ ⑤ ⑥	⑦ ⑧

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。

$B \neq L$ の場合

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

$B = L$ の場合

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

ここに、

E_{om} : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/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。 (= 6.100 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 °)

スパン 1 - 1 川裏 (川裏胸壁部)

B =4.000 (m)

L =1.200 (m)

h_n =3.600 (m)

層	層厚 (m)	深度 (m)	E _i (kN/m ²)
1	1.400	3.900	8440.00
2	2.200	6.100	42000.00
合計	3.600		

E_m =11642.600 (kN/m²)

スパン 1 - 2 川裏 (函体部)

B =2.000 (m)

L =10.000 (m)

h_n =3.600 (m)

層	層厚 (m)	深度 (m)	E _i (kN/m ²)
1	1.400	3.900	8440.00
2	2.200	6.100	42000.00
合計	3.600		

E_m =12862.844 (kN/m²)

スパン 1 - 3 川裏 (川裏胸壁部)

B =4.000 (m)

L =1.400 (m)

h_n =3.600 (m)

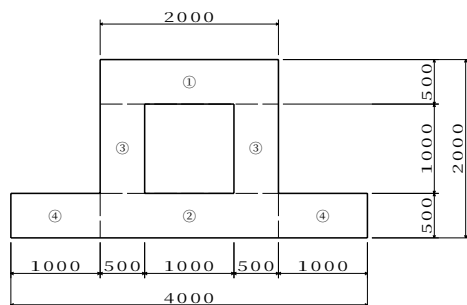
層	層厚 (m)	深度 (m)	E _i (kN/m ²)
1	1.400	3.900	8440.00
2	2.200	6.100	42000.00
合計	3.600		

E_m =11808.781 (kN/m²)

3-2-2 函体の諸元

地盤反力係数の算定時に必要となる函体の諸元を算出する。

スパン 1 - 1 川裏（川裏胸壁部）



	A_i (m^2)	Y_i (m)	$A_i \cdot Y_i$ (m^3)	$A_i \cdot Y_i^2$ (m^4)	I_{oi} (m^4)
①	1.000	1.750	1.750	3.0625	0.0208
②	1.000	0.250	0.250	0.0625	0.0208
③	1.000	1.000	1.000	1.0000	0.0833
④	1.000	0.250	0.250	0.0625	0.0208
計	4.000	3.250	3.250	4.1875	0.1458

$$Y_g = \frac{\sum (A_i \cdot Y_i)}{\sum A_i} = \frac{3.250}{4.000}$$

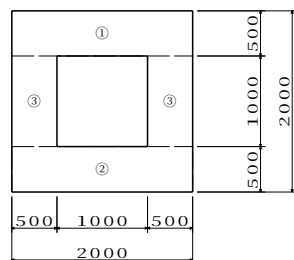
$$= 0.813 \text{ (m)}$$

$$I = \sum (A_i \cdot Y_i^2) + \sum I_{oi} - Y_g^2 \cdot \sum A_i$$

$$= 4.1875 + 0.1458 - 0.660 \times 4.000$$

$$= 1.6927 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン 1 - 2 川裏（函体部）



	A_i (m^2)	Y_i (m)	$A_i \cdot Y_i$ (m^3)	$A_i \cdot Y_i^2$ (m^4)	I_{oi} (m^4)
①	1.000	1.750	1.750	3.0625	0.0208
②	1.000	0.250	0.250	0.0625	0.0208
③	1.000	1.000	1.000	1.0000	0.0833
計	3.000	3.250	3.000	4.1250	0.1250

$$Y_g = \frac{\sum (A_i \cdot Y_i)}{\sum A_i} = \frac{3.000}{3.000}$$

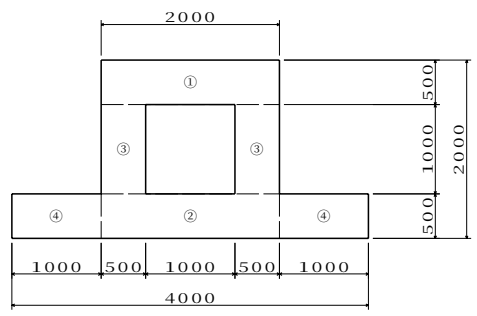
$$= 1.000 \text{ (m)}$$

$$I = \sum (A_i \cdot Y_i^2) + \sum I_{oi} - Y_g^2 \cdot \sum A_i$$

$$= 4.1250 + 0.1250 - 1.000 \times 3.000$$

$$= 1.2500 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン 1 - 3 川裏 (川裏胸壁部)



	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i ・Y _i (m ³)	A _i ・Y _i ² (m ⁴)	I _{oi} (m ⁴)
①	1.000	1.750	1.750	3.0625	0.0208
②	1.000	0.250	0.250	0.0625	0.0208
③	1.000	1.000	1.000	1.0000	0.0833
④	1.000	0.250	0.250	0.0625	0.0208
計	4.000	3.250	3.250	4.1875	0.1458

$$Y_G = \frac{\sum (A_i \cdot Y_i)}{\sum A_i} = \frac{3.250}{4.000}$$
$$= 0.813 \text{ (m)}$$

$$I = \sum (A_i \cdot Y_i^2) + \sum I_{oi} - Y_G^2 \cdot \sum A_i$$
$$= 4.1875 + 0.1458 - 0.660 \times 4.000$$
$$= 1.6927 \text{ (m}^4\text{)}$$

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/m³)
- 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/m²)
- 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 (m²)
- D : 底版の幅 (m)
- l : 函体のスパン長 (m)
- β : 函体の特性値 (m⁻¹)
- $E \cdot I$: 函体の曲げ剛性 (kN・m²)

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

基礎の換算載荷幅 B_v

函体剛性の評価	B_v	摘要
剛体	$\sqrt{A_v}$	$\beta \cdot l \leq 1.5$ の場合
弾性体	$\sqrt{\frac{D}{\beta}}$	$\beta \cdot l > 1.5$ の場合

スパン 1 - 1 川裏 (川裏胸壁部)

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 11642.600 = 38808.67 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$k_v = 3617.08 \quad (\text{kN/m}^3)$ と仮定する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = \sqrt[4]{\frac{3617.08 \times 4.000}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 1.6927}} = 0.098 \quad (\text{m}^{-1})$$

$\beta \times l = 0.098 \times 12.600 = 1.230 \leq 1.5$ よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times I} = \sqrt{4.000 \times 12.600} = 7.099 \quad (\text{m})$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 38808.67 \times \left(\frac{7.099}{0.3} \right)^{-3/4} = 3617.08 \quad (\text{kN/m}^3)$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$\begin{aligned} k_v &= 3617.08 \times 2.00 \\ &= 7234.16 \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

スパン 1 - 2 川裏 (函体部)

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12862.844 = 42876.15 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$k_v = 5182.41 \quad (\text{kN/m}^3)$ と仮定する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = \sqrt[4]{\frac{5182.41 \times 2.000}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 1.2500}} = 0.097 \quad (\text{m}^{-1})$$

$\beta \times l = 0.097 \times 12.600 = 1.221 \leq 1.5$ よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times I} = \sqrt{2.000 \times 12.600} = 5.020 \quad (\text{m})$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 42876.15 \times \left(\frac{5.020}{0.3} \right)^{-3/4} = 5182.41 \quad (\text{kN/m}^3)$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$\begin{aligned} k_v &= 5182.41 \times 2.00 \\ &= 10364.81 \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

スパン 1 - 3 川裏 (川裏胸壁部)

常時

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 11808.781 = 39362.60 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$k_v = 3668.71 \quad (\text{kN/m}^3)$ と仮定する

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = \sqrt[4]{\frac{3668.71 \times 4.000}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 1.6927}} = 0.098 \quad (\text{m}^{-1})$$

$\beta \times l = 0.098 \times 12.600 = 1.235 \leq 1.5$ によって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times I} = \sqrt{4.000 \times 12.600} = 7.099 \quad (\text{m})$$

従って

$$k_v = k_{v0} \times \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 39362.60 \times \left(\frac{7.099}{0.3} \right)^{-3/4} = 3668.71 \quad (\text{kN/m}^3)$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$\begin{aligned} k_v &= 3668.71 \times 2.00 \\ &= 7337.42 \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

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

常時

スパン番号 ブロック番号	位置 (m)	L (m)	k_v (kN/m ³)	k_s (kN/m ³)	$k_v \times L$ (kN/m ²)	$k_s \times L$ (kN/m ²)
1-1	0.000～ 1.200	4.000	3617.08	1204.49	14468.32	4817.95
1-2	1.200～ 11.200	2.000	5182.41	1725.74	10364.81	3451.48
1-3	11.200～ 12.600	4.000	3668.71	1221.68	14674.84	4886.72

L：底版の幅

地震時

スパン番号 ブロック番号	位置 (m)	L (m)	k_v (kN/m ³)	k_s (kN/m ³)	$k_v \times L$ (kN/m ²)	$k_s \times L$ (kN/m ²)
1-1	0.000～ 1.200	4.000	7234.16	2408.98	28936.65	9635.90
1-2	1.200～ 11.200	2.000	10364.81	3451.48	20729.63	6902.97
1-3	11.200～ 12.600	4.000	7337.42	2443.36	29349.68	9773.44

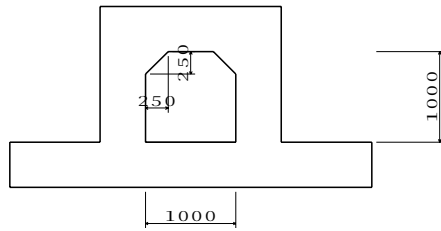
L：底版の幅

3-3-1 自重

$$W = (A_1 + A_2 + A_3) \cdot \gamma = (3.000 + 0.063 + 1.000) \times 24.500 = 99.531 \text{ (kN/m)}$$

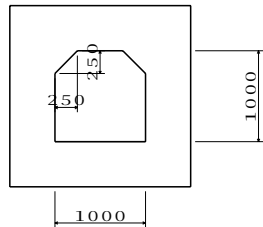
3-3-2 水重

スパン 1 - 1 川裏 (川裏胸壁部)



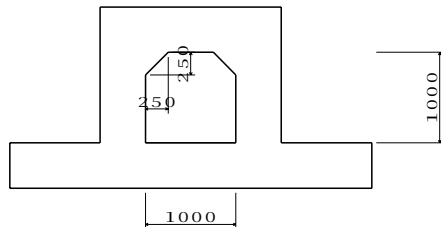
$$W = (1.000 \times 1.000 - 0.250 \times 0.250) \times 9.800 \\ = 9.188 \text{ (kN/m)}$$

スパン 1 - 2 川裏 (函体部)



$$W = (1.000 \times 1.000 - 0.250 \times 0.250) \times 9.800 \\ = 9.188 \text{ (kN/m)}$$

スパン 1 - 3 川裏 (川裏胸壁部)



$$W = (1.000 \times 1.000 - 0.250 \times 0.250) \times 9.800 \\ = 9.188 \text{ (kN/m)}$$

3-4 単体荷重ケース

3-4-1 常時ケース 1

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力 (kN)	鉛直力 (kN)	モーメント (kN・m)
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	自重1-1	0.000	1.200	99.531	99.531	-----	-----	-----
1	自重1-2	1.200	11.200	75.031	75.031	-----	-----	-----
1	自重1-3	11.200	12.600	99.531	99.531	-----	-----	-----
1	水重1-4	0.000	1.200	9.188	9.188	-----	-----	-----
1	水重1-5	1.200	11.200	9.188	9.188	-----	-----	-----
1	水重1-6	11.200	12.600	9.188	9.188	-----	-----	-----

3-4-2 常時—ケース 2

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力	鉛直力	モーメント
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	土重	0.000	1.200	28.500	51.300	-----	-----	-----
1	土重	1.200	4.500	51.300	136.800	-----	-----	-----
1	土重	4.500	7.500	136.800	136.800	-----	-----	-----
1	土重	7.500	11.200	136.800	43.700	-----	-----	-----
1	土重	11.200	12.600	43.700	17.100	-----	-----	-----
1	上載荷重	4.500	7.500	20.000	20.000	-----	-----	-----

3-4-3 常時—ケース 3

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力 (kN)	鉛直力 (kN)	モーメント (kN・m)
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-150.000	-----	-----
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-----	10.000	-----
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-----	-----	-160.000
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	180.000	-----	-----
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	-----	150.000	-----
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	-----	-----	200.000
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	10.000	-----	-----
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	-----	200.000	-----
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	-----	-----	70.000

3-4-4 地震時—ケース 1

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力	鉛直力	モーメント
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	自重1-1	0.000	1.200	99.531	99.531	-----	-----	-----
1	自重1-2	1.200	11.200	75.031	75.031	-----	-----	-----
1	自重1-3	11.200	12.600	99.531	99.531	-----	-----	-----
1	水重1-4	0.000	1.200	9.188	9.188	-----	-----	-----
1	水重1-5	1.200	11.200	9.188	9.188	-----	-----	-----
1	水重1-6	11.200	12.600	9.188	9.188	-----	-----	-----

3-4-5 地震時—ケース 2

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力	鉛直力	モーメント
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	土重	0.000	1.200	28.500	51.300	-----	-----	-----
1	土重	1.200	4.500	51.300	136.800	-----	-----	-----
1	土重	4.500	7.500	136.800	136.800	-----	-----	-----
1	土重	7.500	11.200	136.800	43.700	-----	-----	-----
1	土重	11.200	12.600	43.700	17.100	-----	-----	-----
1	上載荷重	4.500	7.500	20.000	20.000	-----	-----	-----

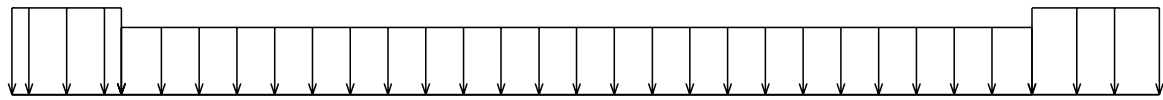
3-4-6 地震時—ケース 3

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力	鉛直力	モーメント
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-300.000	-----	-----
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-----	100.000	-----
1	川裏胸壁部	0.600	-----	-----	-----	-----	-----	-400.000
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	500.000	-----	-----
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	-----	200.000	-----
1	川表胸壁部	11.900	-----	-----	-----	-----	-----	500.000
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	150.000	-----	-----
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	-----	30.000	-----
1	川表門柱部	12.100	-----	-----	-----	-----	-----	150.000

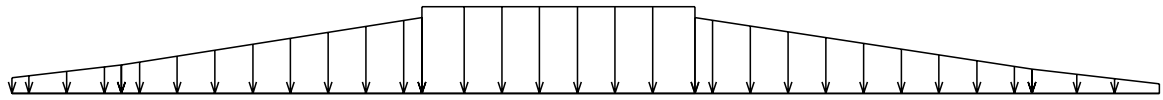
3-5 荷重組合せ

組合せ ケース番号	名称	単体荷重			割増係数
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	
常 時 ケース1	常時(自動作成)	○	○	○	1.00
地震時 ケース1	地震時(自動作成)	○	○	○	1.50

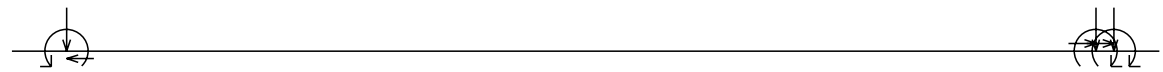
常時一設計モデル図
単体荷重ケース1



単体荷重ケース2



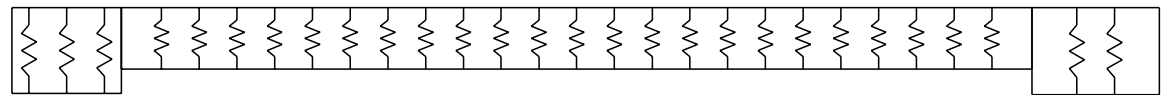
単体荷重ケース3



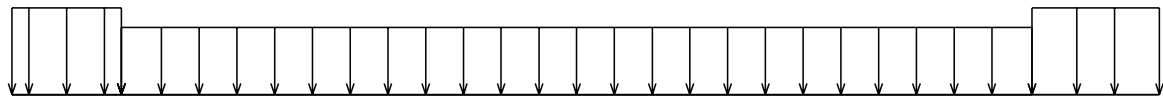
継手形式



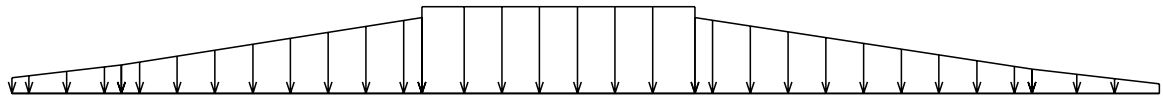
地盤反力係数



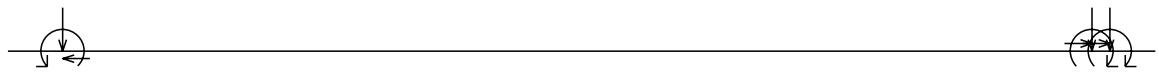
地震時一設計モデル図
単体荷重ケース1



単体荷重ケース2



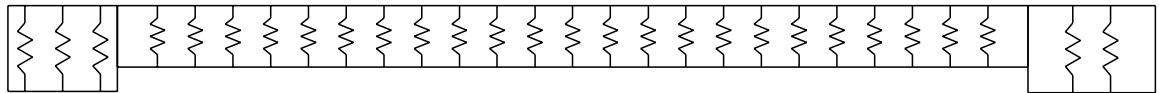
単体荷重ケース3



継手形式



地盤反力係数



3-6 断面力の計算

3-6-1 常時－ケース1

組合せケース名称 : 常時(自動作成)

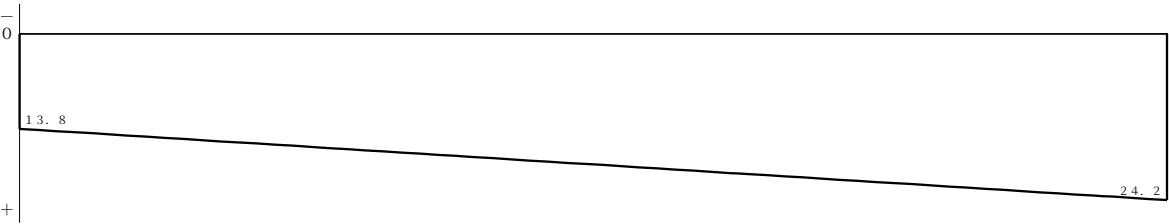
1スパン目 (照査位置数 70箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	0.0	0.9	0.0	13.8	13.8	40.0	OK	0.00	0.00	0.00	199.44
0.200	0.0	0.9	0.0	14.0	14.0	40.0	OK	0.82	12.30	1.24	201.83
0.400	0.0	0.9	0.0	14.1	14.1	40.0	OK	1.64	24.32	4.90	204.21
0.600	0.0	0.9	0.0	14.3	14.3	40.0	OK	152.45	26.06	-149.05	206.59
0.800	0.0	0.9	0.0	14.4	14.4	40.0	OK	153.27	37.51	-142.69	208.97
1.000	0.0	0.9	0.0	14.6	14.6	40.0	OK	154.09	48.68	-134.07	211.35
1.200	0.0	0.9	0.0	14.8	14.8	40.0	OK	154.91	59.56	-123.24	213.73
1.201	0.0	0.9	0.0	14.8	14.8	20.0	OK	154.91	59.58	-123.18	153.12
1.400	0.0	0.9	0.0	14.9	14.9	20.0	OK	155.49	62.73	-111.00	154.82
1.600	0.0	0.9	0.0	15.1	15.1	20.0	OK	156.08	65.21	-98.19	156.53
1.800	0.0	0.9	0.0	15.3	15.3	20.0	OK	156.66	66.99	-84.96	158.23
2.000	0.0	0.9	0.0	15.4	15.4	20.0	OK	157.25	68.08	-71.44	159.94
2.200	0.0	0.9	0.0	15.6	15.6	20.0	OK	157.84	68.47	-57.77	161.64
2.400	0.0	0.9	0.0	15.8	15.8	20.0	OK	158.42	68.16	-44.10	163.35
2.600	0.0	0.9	0.0	15.9	15.9	20.0	OK	159.01	67.16	-30.55	165.06
2.800	0.0	0.9	0.0	16.1	16.1	20.0	OK	159.59	65.47	-17.28	166.76
3.000	0.0	0.9	0.0	16.3	16.3	20.0	OK	160.18	63.08	-4.41	168.47
3.200	0.0	0.9	0.0	16.4	16.4	20.0	OK	160.76	60.00	7.90	170.18
3.400	0.0	0.9	0.0	16.6	16.6	20.0	OK	161.35	56.22	19.54	171.88
3.600	0.0	0.9	0.0	16.8	16.8	20.0	OK	161.94	51.74	30.34	173.59
3.800	0.0	0.9	0.0	16.9	16.9	20.0	OK	162.52	46.57	40.19	175.29
4.000	0.0	0.9	0.0	17.1	17.1	20.0	OK	163.11	40.70	48.92	177.00
4.200	0.0	0.9	0.0	17.2	17.2	20.0	OK	163.69	34.14	56.42	178.71
4.400	0.0	0.9	0.0	17.4	17.4	20.0	OK	164.28	26.89	62.54	180.41
4.600	0.0	0.9	0.0	17.6	17.6	20.0	OK	164.86	17.07	67.03	182.12
4.800	0.0	0.9	0.0	17.7	17.7	20.0	OK	165.45	5.46	69.28	183.82
4.890	0.0	0.9	0.0	17.8	17.8	20.0	OK	165.71	0.34	69.54	184.59
5.000	0.0	0.9	0.0	17.9	17.9	20.0	OK	166.04	-5.81	69.24	185.53
5.200	0.0	0.9	0.0	18.1	18.1	20.0	OK	166.62	-16.73	66.98	187.24
5.400	0.0	0.9	0.0	18.2	18.2	20.0	OK	167.21	-27.32	62.57	188.94
5.600	0.0	0.9	0.0	18.4	18.4	20.0	OK	167.79	-37.57	56.07	190.65
5.800	0.0	0.9	0.0	18.6	18.6	20.0	OK	168.38	-47.47	47.56	192.35
6.000	0.0	0.9	0.0	18.7	18.7	20.0	OK	168.97	-57.03	37.10	194.06
6.200	0.0	0.9	0.0	18.9	18.9	20.0	OK	169.55	-66.25	24.77	195.77
6.400	0.0	0.9	0.0	19.1	19.1	20.0	OK	170.14	-75.13	10.62	197.47
6.600	0.0	0.9	0.0	19.2	19.2	20.0	OK	170.72	-83.67	-5.26	199.18
6.800	0.0	0.9	0.0	19.4	19.4	20.0	OK	171.31	-91.87	-22.82	200.89
7.000	0.0	0.9	0.0	19.6	19.6	20.0	OK	171.89	-99.73	-41.99	202.59
7.200	0.0	0.9	0.0	19.7	19.7	20.0	OK	172.48	-107.24	-62.69	204.30
7.400	0.0	0.9	0.0	19.9	19.9	20.0	OK	173.07	-114.41	-84.86	206.00
7.600	0.0	0.9	0.0	20.0	20.0	20.0	OK	173.65	-119.12	-108.33	207.71
7.800	0.0	0.9	0.0	20.2	20.2	20.0	OUT	174.24	-120.61	-132.33	209.42
7.900	0.0	0.9	0.0	20.3	20.3	20.0	OUT	174.53	-120.84	-144.40	210.27
8.000	0.0	0.9	0.0	20.4	20.4	20.0	OUT	174.82	-120.74	-156.48	211.12
8.200	0.0	0.9	0.0	20.5	20.5	20.0	OUT	175.41	-119.53	-180.53	212.83
8.400	0.0	0.9	0.0	20.7	20.7	20.0	OUT	175.99	-116.97	-204.21	214.53
8.600	0.0	0.9	0.0	20.9	20.9	20.0	OUT	176.58	-113.07	-227.24	216.24
8.800	0.0	0.9	0.0	21.0	21.0	20.0	OUT	177.17	-107.81	-249.35	217.95
9.000	0.0	0.9	0.0	21.2	21.2	20.0	OUT	177.75	-101.21	-270.27	219.65
9.200	0.0	0.9	0.0	21.4	21.4	20.0	OUT	178.34	-93.26	-289.75	221.36
9.400	0.0	0.9	0.0	21.5	21.5	20.0	OUT	178.92	-83.97	-307.49	223.06
9.600	0.0	0.9	0.0	21.7	21.7	20.0	OUT	179.51	-73.32	-323.24	224.77

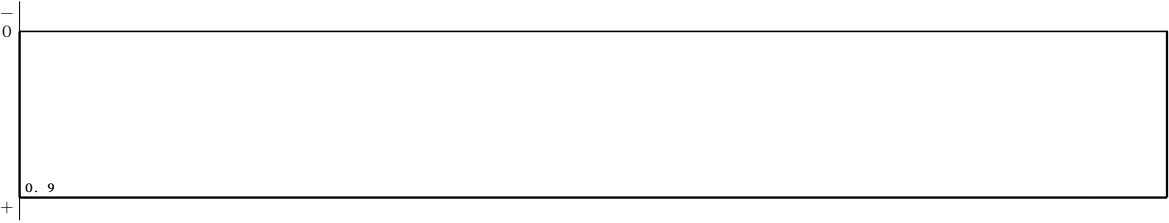
X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
9.800	0.0	0.9	0.0	21.9	21.9	20.0	OUT	180.09	-61.33	-336.73	226.48
10.000	0.0	0.9	0.0	22.0	22.0	20.0	OUT	180.68	-47.99	-347.69	228.18
10.200	0.0	0.9	0.0	22.2	22.2	20.0	OUT	181.27	-33.30	-355.84	229.89
10.400	0.0	0.9	0.0	22.3	22.3	20.0	OUT	181.85	-17.27	-360.92	231.59
10.600	0.0	0.9	0.0	22.5	22.5	20.0	OUT	182.44	0.11	-362.66	233.30
10.800	0.0	0.9	0.0	22.7	22.7	20.0	OUT	183.02	18.84	-360.79	235.01
11.000	0.0	0.9	0.0	22.8	22.8	20.0	OUT	183.61	38.92	-355.03	236.71
11.200	0.0	0.9	0.0	23.0	23.0	20.0	OUT	184.20	60.35	-345.13	238.42
11.201	0.0	0.9	0.0	23.0	23.0	40.0	OK	184.20	60.53	-345.07	337.57
11.400	0.0	0.9	0.0	23.2	23.2	40.0	OK	185.02	98.00	-329.32	339.98
11.600	0.0	0.9	0.0	23.3	23.3	40.0	OK	185.85	136.89	-305.85	342.39
11.800	0.0	0.9	0.0	23.5	23.5	40.0	OK	186.68	177.02	-274.48	344.81
11.890	0.0	0.9	0.0	23.6	23.6	40.0	OK	187.06	195.49	-257.72	345.90
12.000	0.0	0.9	0.0	23.7	23.7	40.0	OK	7.51	68.40	-49.96	347.22
12.100	0.0	0.9	0.0	23.7	23.7	40.0	OK	-2.07	-110.44	27.93	348.43
12.200	0.0	0.9	0.0	23.8	23.8	40.0	OK	-1.65	-88.97	17.96	349.64
12.400	0.0	0.9	0.0	24.0	24.0	40.0	OK	-0.82	-45.10	4.53	352.05
12.600	0.0	0.9	0.0	24.2	24.2	40.0	OK	0.00	0.00	0.03	354.47

※ 下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

函体沈下量 及び 地盤変位図 (mm)



函軸方向変位量 及び 地盤変位図 (mm)



軸力図 (kN)

This graph shows the axial force in the box body. The vertical axis represents force in kilonewtons (kN), with positive values indicating tension and negative values indicating compression. The curve starts at 0, rises to a peak of 187.06 kN, and then drops to -2.0 kN, indicating a change in the internal force distribution.

せん断力図 (kN)

This graph shows the shear force in the box body. The vertical axis represents force in kilonewtons (kN), with positive values indicating tension and negative values indicating compression. The curve starts at 0, dips to a minimum of -120.84 kN, and then rises to 195.49 kN, indicating a change in the internal force distribution.

曲げモーメント図 (kN・m)

This graph shows the bending moment in the box body. The vertical axis represents moment in kilonewton-meters (kN・m), with positive values indicating tension and negative values indicating compression. The curve starts at 0, dips to a minimum of 69.54 kN・m, and then rises to -362.66 kN・m, indicating a change in the internal force distribution.

反力 (kN)

This graph shows the reaction force in the box body. The vertical axis represents force in kilonewtons (kN), with positive values indicating tension and negative values indicating compression. The curve starts at 153.12 kN, rises to a peak of 354.47 kN, and then drops to 0, indicating a change in the internal force distribution.

3-6-2 地震時—ケース1

組合せケース名称 : 地震時(自動作成)

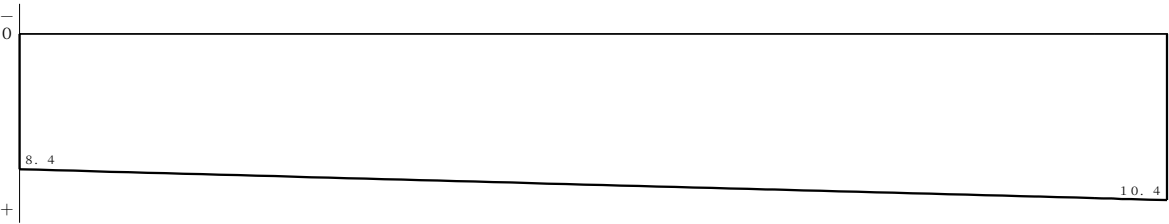
1スパン目 (照査位置数 70箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	0.0	3.7	0.0	8.4	8.4	40.0	OK	0.00	0.00	0.00	243.95
0.200	0.0	3.7	0.0	8.5	8.5	40.0	OK	7.16	21.05	2.12	244.83
0.400	0.0	3.7	0.0	8.5	8.5	40.0	OK	14.31	41.52	8.38	245.71
0.600	0.0	3.7	0.0	8.5	8.5	40.0	OK	321.46	-38.58	-381.31	246.59
0.800	0.0	3.7	0.0	8.6	8.6	40.0	OK	328.62	-19.28	-387.09	247.47
1.000	0.0	3.7	0.0	8.6	8.6	40.0	OK	335.77	-0.56	-389.06	248.35
1.200	0.0	3.7	0.0	8.6	8.6	40.0	OK	342.93	17.57	-387.35	249.24
1.201	0.0	3.7	0.0	8.6	8.6	20.0	OK	342.95	17.61	-387.34	178.55
1.400	0.0	3.7	0.0	8.6	8.6	20.0	OK	348.05	25.72	-383.01	179.18
1.600	0.0	3.7	0.0	8.7	8.7	20.0	OK	353.18	32.96	-377.13	179.81
1.800	0.0	3.7	0.0	8.7	8.7	20.0	OK	358.31	39.29	-369.89	180.44
2.000	0.0	3.7	0.0	8.7	8.7	20.0	OK	363.43	44.71	-361.47	181.07
2.200	0.0	3.7	0.0	8.8	8.8	20.0	OK	368.56	49.22	-352.06	181.70
2.400	0.0	3.7	0.0	8.8	8.8	20.0	OK	373.68	52.82	-341.85	182.33
2.600	0.0	3.7	0.0	8.8	8.8	20.0	OK	378.81	55.51	-331.00	182.96
2.800	0.0	3.7	0.0	8.9	8.9	20.0	OK	383.93	57.29	-319.70	183.60
3.000	0.0	3.7	0.0	8.9	8.9	20.0	OK	389.06	58.16	-308.14	184.23
3.200	0.0	3.7	0.0	8.9	8.9	20.0	OK	394.18	58.12	-296.50	184.86
3.400	0.0	3.7	0.0	9.0	9.0	20.0	OK	399.31	57.17	-284.96	185.49
3.600	0.0	3.7	0.0	9.0	9.0	20.0	OK	404.43	55.30	-273.70	186.12
3.800	0.0	3.7	0.0	9.0	9.0	20.0	OK	409.56	52.53	-262.90	186.75
4.000	0.0	3.7	0.0	9.0	9.0	20.0	OK	414.69	48.85	-252.74	187.38
4.200	0.0	3.7	0.0	9.1	9.1	20.0	OK	419.81	44.26	-243.42	188.01
4.400	0.0	3.7	0.0	9.1	9.1	20.0	OK	424.94	38.76	-235.10	188.64
4.600	0.0	3.7	0.0	9.1	9.1	20.0	OK	430.06	30.48	-228.07	189.28
4.800	0.0	3.7	0.0	9.2	9.2	20.0	OK	435.19	20.19	-223.01	189.91
5.000	0.0	3.7	0.0	9.2	9.2	20.0	OK	440.31	10.03	-219.99	190.54
5.200	0.0	3.7	0.0	9.2	9.2	20.0	OK	445.44	0.00	-218.99	191.17
5.400	0.0	3.7	0.0	9.3	9.3	20.0	OK	450.56	-9.90	-219.98	191.80
5.600	0.0	3.7	0.0	9.3	9.3	20.0	OK	455.69	-19.69	-222.94	192.43
5.800	0.0	3.7	0.0	9.3	9.3	20.0	OK	460.81	-29.34	-227.85	193.06
6.000	0.0	3.7	0.0	9.3	9.3	20.0	OK	465.94	-38.87	-234.67	193.69
6.200	0.0	3.7	0.0	9.4	9.4	20.0	OK	471.07	-48.27	-243.39	194.32
6.400	0.0	3.7	0.0	9.4	9.4	20.0	OK	476.19	-57.55	-253.97	194.96
6.600	0.0	3.7	0.0	9.4	9.4	20.0	OK	481.32	-66.70	-266.40	195.59
6.800	0.0	3.7	0.0	9.5	9.5	20.0	OK	486.44	-75.72	-280.64	196.22
7.000	0.0	3.7	0.0	9.5	9.5	20.0	OK	491.57	-84.62	-296.68	196.85
7.200	0.0	3.7	0.0	9.5	9.5	20.0	OK	496.69	-93.39	-314.48	197.48
7.400	0.0	3.7	0.0	9.6	9.6	20.0	OK	501.82	-102.03	-334.03	198.11
7.600	0.0	3.7	0.0	9.6	9.6	20.0	OK	506.94	-108.42	-355.19	198.74
7.800	0.0	3.7	0.0	9.6	9.6	20.0	OK	512.07	-111.81	-377.23	199.37
8.000	0.0	3.7	0.0	9.7	9.7	20.0	OK	517.20	-114.06	-399.84	200.00
8.200	0.0	3.7	0.0	9.7	9.7	20.0	OK	522.32	-115.18	-422.78	200.64
8.280	0.0	3.7	0.0	9.7	9.7	20.0	OK	524.37	-115.31	-432.00	200.89
8.400	0.0	3.7	0.0	9.7	9.7	20.0	OK	527.45	-115.17	-445.84	201.27
8.600	0.0	3.7	0.0	9.7	9.7	20.0	OK	532.57	-114.03	-468.78	201.90
8.800	0.0	3.7	0.0	9.8	9.8	20.0	OK	537.70	-111.75	-491.37	202.53
9.000	0.0	3.7	0.0	9.8	9.8	20.0	OK	542.82	-108.34	-513.40	203.16
9.200	0.0	3.7	0.0	9.8	9.8	20.0	OK	547.95	-103.80	-534.63	203.79
9.400	0.0	3.7	0.0	9.9	9.9	20.0	OK	553.07	-98.12	-554.85	204.42
9.600	0.0	3.7	0.0	9.9	9.9	20.0	OK	558.20	-91.31	-573.81	205.05
9.800	0.0	3.7	0.0	9.9	9.9	20.0	OK	563.32	-83.37	-591.30	205.68
10.000	0.0	3.7	0.0	10.0	10.0	20.0	OK	568.45	-74.30	-607.08	206.32

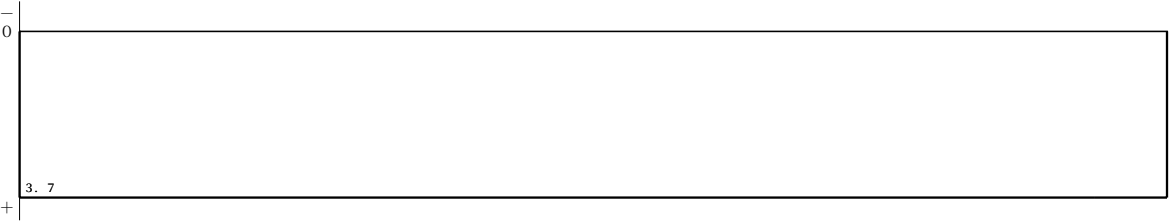
X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
10.200	0.0	3.7	0.0	10.0	10.0	20.0	OK	573.58	-64.09	-620.94	206.95
10.400	0.0	3.7	0.0	10.0	10.0	20.0	OK	578.70	-52.75	-632.64	207.58
10.600	0.0	3.7	0.0	10.0	10.0	20.0	OK	583.83	-40.28	-641.97	208.21
10.800	0.0	3.7	0.0	10.1	10.1	20.0	OK	588.95	-26.67	-648.68	208.84
11.000	0.0	3.7	0.0	10.1	10.1	20.0	OK	594.08	-11.93	-652.56	209.47
11.150	0.0	3.7	0.0	10.1	10.1	20.0	OK	597.92	-0.14	-653.48	209.94
11.200	0.0	3.7	0.0	10.1	10.1	20.0	OK	599.20	3.93	-653.38	210.10
11.201	0.0	3.7	0.0	10.1	10.1	40.0	OK	599.24	4.08	-653.38	297.47
11.400	0.0	3.7	0.0	10.2	10.2	40.0	OK	606.46	33.41	-649.66	298.36
11.600	0.0	3.7	0.0	10.2	10.2	40.0	OK	613.72	63.83	-639.95	299.26
11.800	0.0	3.7	0.0	10.2	10.2	40.0	OK	620.97	95.19	-624.07	300.15
11.890	0.0	3.7	0.0	10.2	10.2	40.0	OK	624.24	109.60	-614.85	300.55
12.000	0.0	3.7	0.0	10.3	10.3	40.0	OK	128.23	-72.51	-121.82	301.04
12.100	0.0	3.7	0.0	10.3	10.3	40.0	OK	-18.14	-86.01	21.75	301.49
12.200	0.0	3.7	0.0	10.3	10.3	40.0	OK	-14.51	-69.28	13.98	301.94
12.400	0.0	3.7	0.0	10.3	10.3	40.0	OK	-7.25	-35.11	3.53	302.83
12.600	0.0	3.7	0.0	10.4	10.4	40.0	OK	0.00	0.00	0.03	303.72

※ 下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

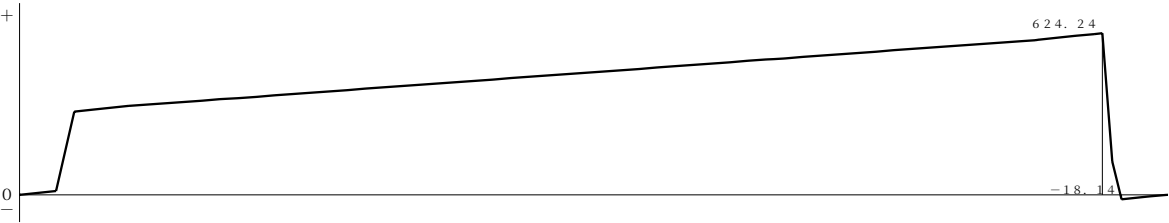
函体沈下量 及び 地盤変位図 (mm)



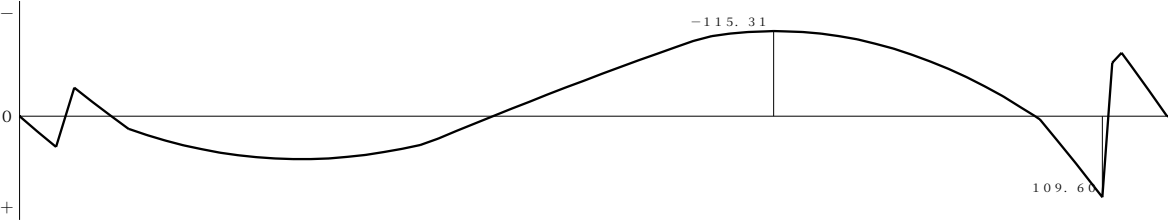
函軸方向変位量 及び 地盤変位図 (mm)



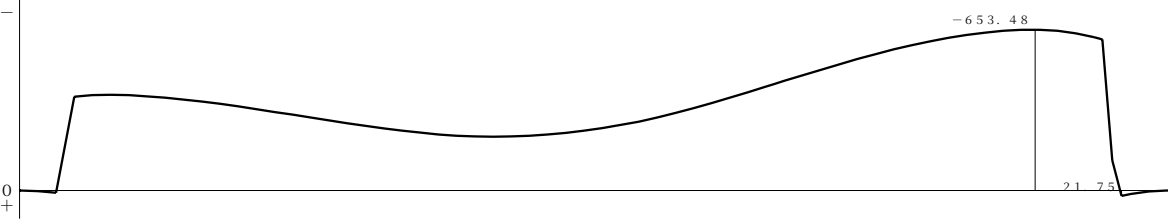
軸力図 (kN)



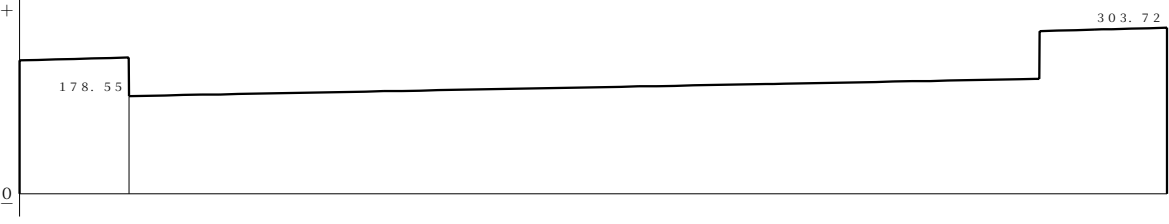
セン断力図 (kN)



曲げモーメント図 (kN・m)



反力 (kN)



3-6-3 断面力の集計

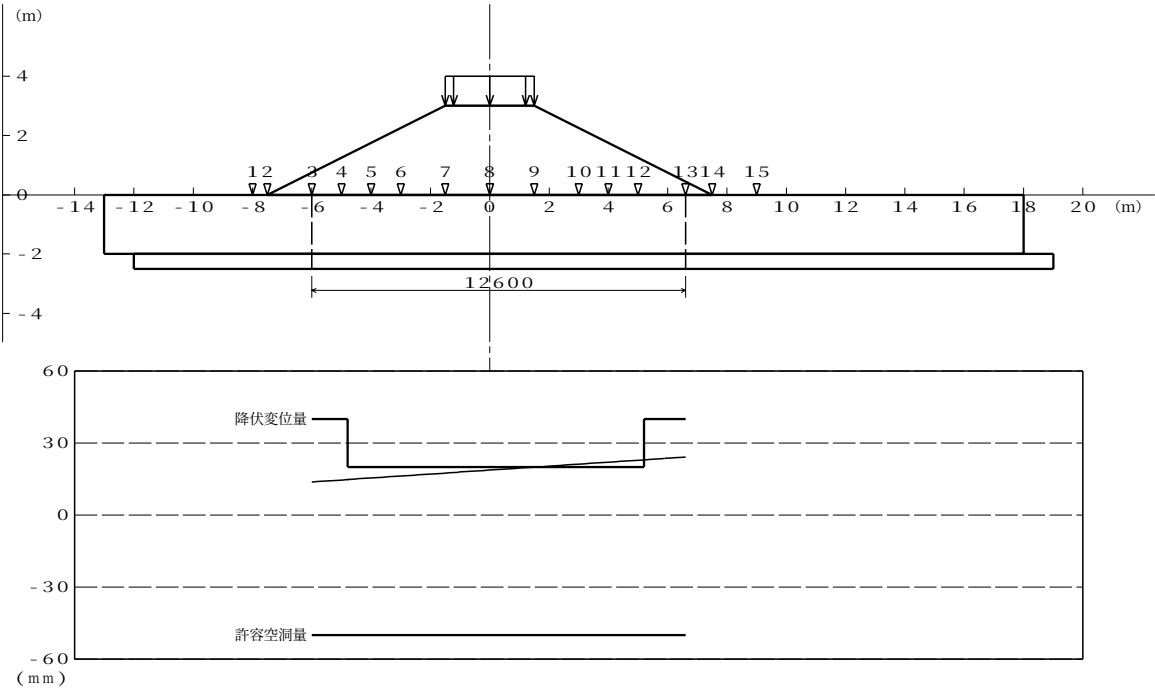
常時—ケース1

組合せケース名称 : 常時(自動作成)

	函軸変位量 (mm)	開口 (mm)	函体沈下量 (mm)	目違い (mm)	初期折れ角 (°)	折れ角	
						(rad)	(°)
始点	0.849	----	13.785	----	----	----	----
終点	0.849	----	24.155	----	----	----	----

スパン 番号	軸力 (kN)		せん断力 (kN)		モーメント (kN・m)		反力 (kN)		相対沈下量 (mm)	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
スパン1	-2.07	187.06	-120.84	195.49	-362.66	69.54	153.12	354.47	13.79	24.16
全スパン	-2.07	187.06	-120.84	195.49	-362.66	69.54	153.12	354.47	13.79	24.16

相対沈下量



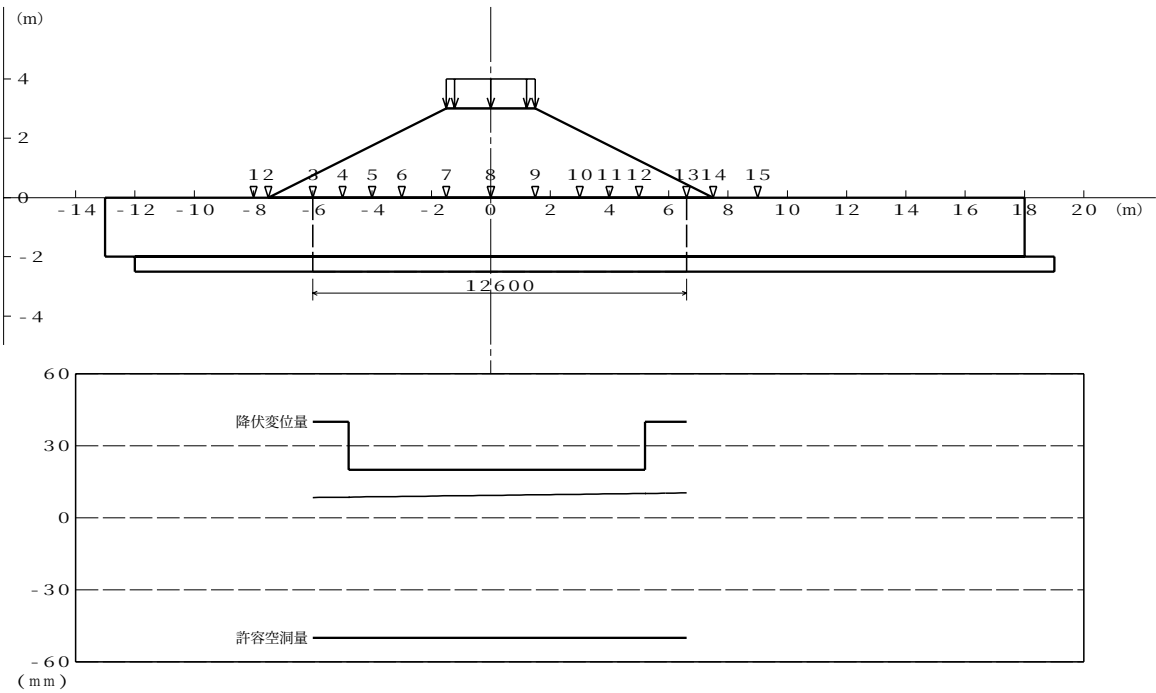
地震時一ケース1

組合せケース名称：地震時(自動作成)

	函軸変位量 (mm)	開口 (mm)	函体沈下量 (mm)	目違い (mm)	初期折れ角 (°)	折れ角	
						(rad)	(°)
始点	3.713	----	8.430	----	----	----	----
終点	3.713	----	10.348	----	----	----	----

スパン 番号	軸力 (kN)		せん断力 (kN)		モーメント (kN・m)		反力 (kN)		相対沈下量 (mm)	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
スパン1	-18.14	624.24	-115.31	109.60	-653.48	21.75	178.55	303.72	8.43	10.35
全スパン	-18.14	624.24	-115.31	109.60	-653.48	21.75	178.55	303.72	8.43	10.35

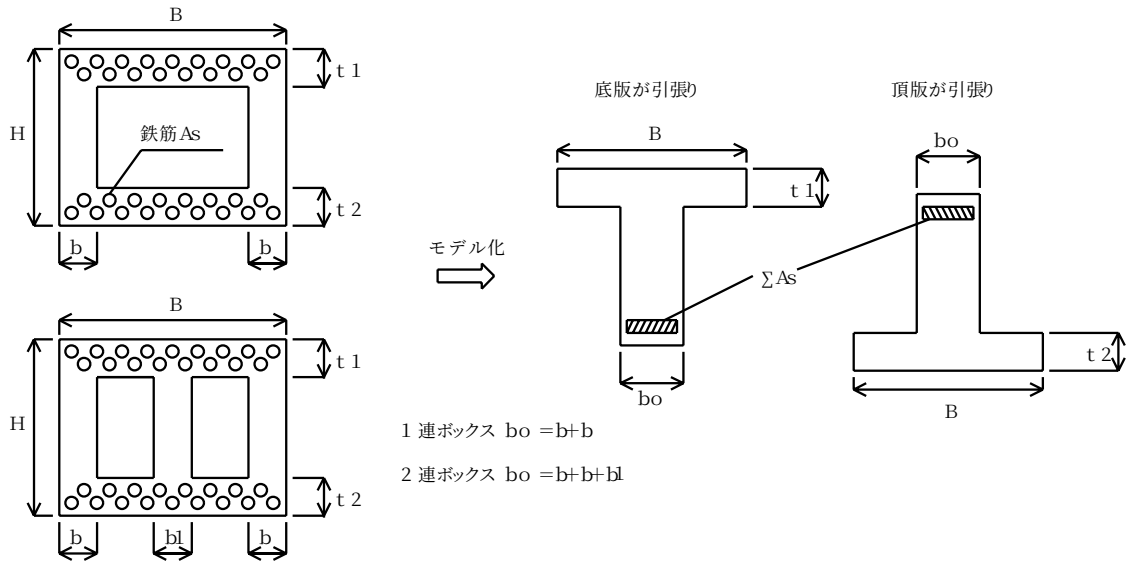
相対沈下量



3-7 応力度の計算

函体縦方向の設計は、T形断面として設計する。

但し、せん断応力度の計算については腹部のみで計算する。



矩形函体のモデル化

3-7-1 中立軸の計算

仮定した主鉄筋量に対して、T形断面としての中立軸を求める。

単鉄筋として計算する場合の中立軸は以式で求める。

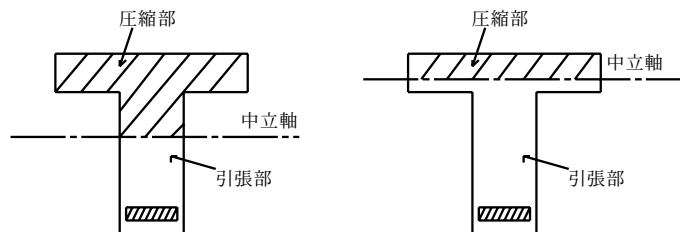
$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + B \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + B \cdot t}$$

ここに、

- x : 中立軸の位置 (mm)
- n : 鉄筋コンクリートの弾性係数比 (15)
- A_s : 引張鉄筋量 (mm^2)
- d : 梁の有効高さ (mm)
- B : 突縁 (フランジ) 幅 (mm)
- t : 突縁 (フランジ) 厚さ (mm)

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。

- i) 中立軸が壁(ウェブ)内にあるときは、T形断面とする。
- ii) 中立軸が頂版または底板内にあるときは、矩形断面とする。



鉄筋コンクリート函体の断面の計算方法

頂版が引張りの場合の計算条件

スパン番号	B (mm)	H (mm)	d (mm)	b _o (mm)	t (mm)	使用鉄筋 径×本数	A _s (mm ²)	x (mm)	計算方法
スパン1	2000	2000	1900	1000	500	D22× 4本 ----	1548.4	287.5	矩形断面

底版が引張りの場合の計算条件

スパン番号	B (mm)	H (mm)	d (mm)	b _o (mm)	t (mm)	使用鉄筋 径×本数	A _s (mm ²)	x (mm)	計算方法
スパン1	2000	2000	1890	1000	500	D19× 4本 ----	1146.0	277.7	矩形断面

3-7-2 応力度－頂版引張り

1スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	362.665	----	----	653.480	----	----
せん断力	S	(kN)	195.491	----	----	115.319	----	----
部材幅	B	(mm)	2000	----	----	2000	----	----
部材高	H	(mm)	2000	----	----	2000	----	----
有効高	d	(mm)	1900	----	----	1900	----	----
使用鉄筋			D22× 4本	----	----	D22× 4本	----	----
1 段目	d '	(mm)	100	----	----	100	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2 段目	d '	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A _s	(mm ²)	1548.4	----	----	1548.4	----	----
中立軸	x	(mm)	198.8	----	----	198.8	----	----
コンクリート圧縮応力度	σ _c	(N/mm ²)	1.0	----	----	1.8	----	----
鉄筋引張応力度	σ _s	(N/mm ²)	127.7	----	----	230.2	----	----
平均せん断応力度	τ _{av}	(N/mm ²)	0.10	----	----	0.06	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	σ _{ca}	(N/mm ²)	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	σ _{sa}	(N/mm ²)	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	τ _{ma}	(N/mm ²)	0.39	----	----	0.58	----	----
σ _c / σ _{ca} < 1.00			0.12	----	----	0.15	----	----
σ _s / σ _{sa} < 1.00			0.80	----	----	0.77	----	----
τ _{av} / τ _{ma} < 1.00			0.25	----	----	0.10	----	----

3-7-3 応力度－底版引張り

1スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	69.540	----	----	21.749	----	----
せん断力	S	(kN)	195.491	----	----	115.319	----	----
部材幅	B	(mm)	2000	----	----	2000	----	----
部材高	H	(mm)	2000	----	----	2000	----	----
有効高	d	(mm)	1890	----	----	1890	----	----
使用鉄筋			D19× 4本	----	----	D19× 4本	----	----
1 段目	d '	(mm)	110	----	----	110	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2 段目	d '	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A _s	(mm ²)	1146.0	----	----	1146.0	----	----
中立軸	x	(mm)	171.9	----	----	171.9	----	----
コンクリート圧縮応力度	σ _c	(N/mm ²)	0.2	----	----	0.1	----	----
鉄筋引張応力度	σ _s	(N/mm ²)	33.1	----	----	10.4	----	----
平均せん断応力度	τ _{av}	(N/mm ²)	0.10	----	----	0.06	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	σ _{ca}	(N/mm ²)	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	σ _{sa}	(N/mm ²)	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	τ _{ma}	(N/mm ²)	0.39	----	----	0.58	----	----
σ _c / σ _{ca} < 1.00			0.03	----	----	0.01	----	----
σ _s / σ _{sa} < 1.00			0.21	----	----	0.04	----	----
τ _{av} / τ _{ma} < 1.00			0.25	----	----	0.10	----	----

3-7-4 応力度の集計

スパン番号	引張側	σ_c / σ_{ca}	抽出ケース	σ_s / σ_{sa}	抽出ケース	τ_m / τ_{ma}	抽出ケース	判定
スパン1	頂版	0.15	地震時ケース1	0.80	常時ケース1	0.25	常時ケース1	OK
	底版	0.03	常時ケース1	0.21	常時ケース1	0.25	常時ケース1	OK