

Excelで解く樋門設計

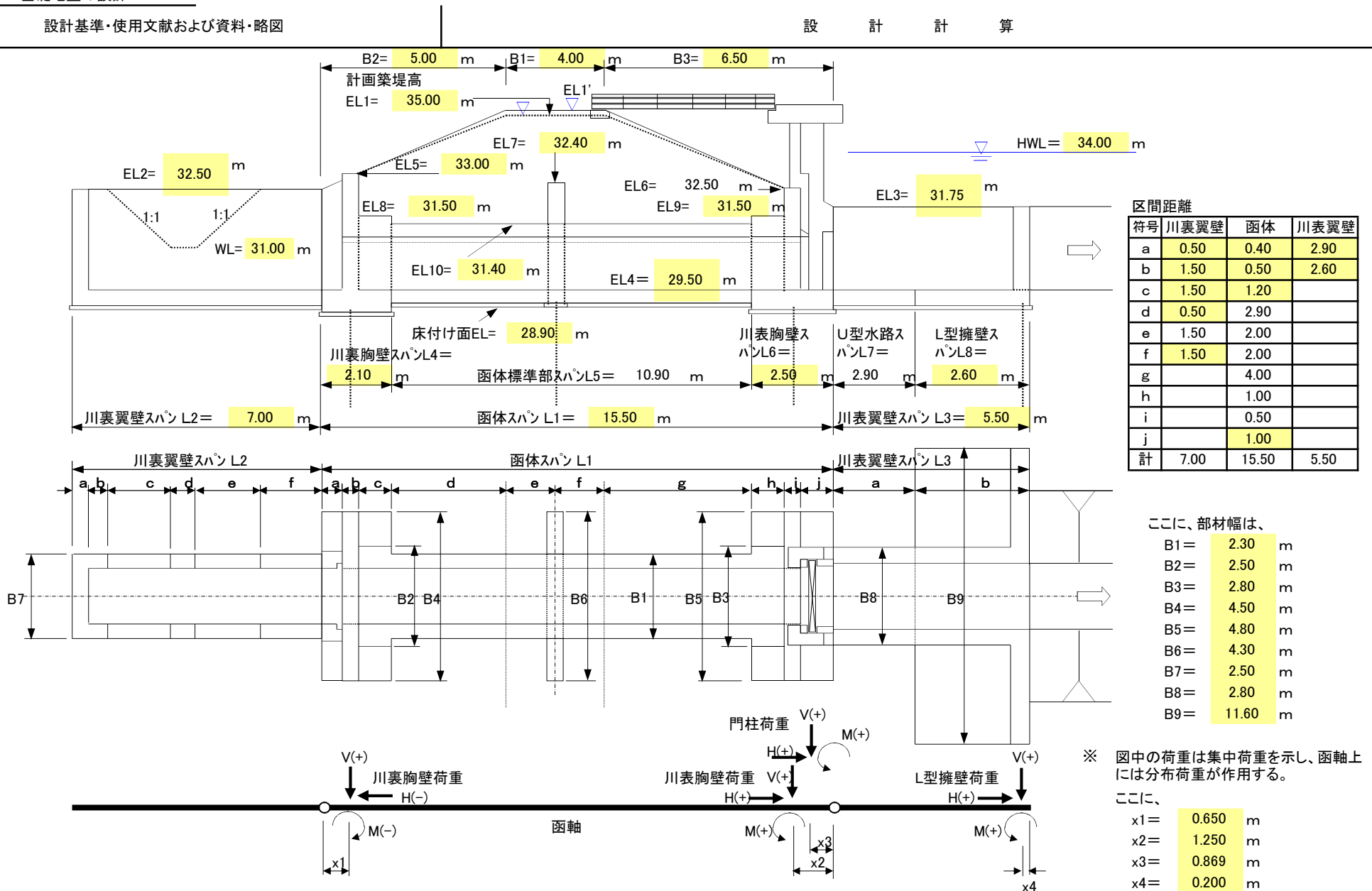
第10章 基礎地盤(沈下量)の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

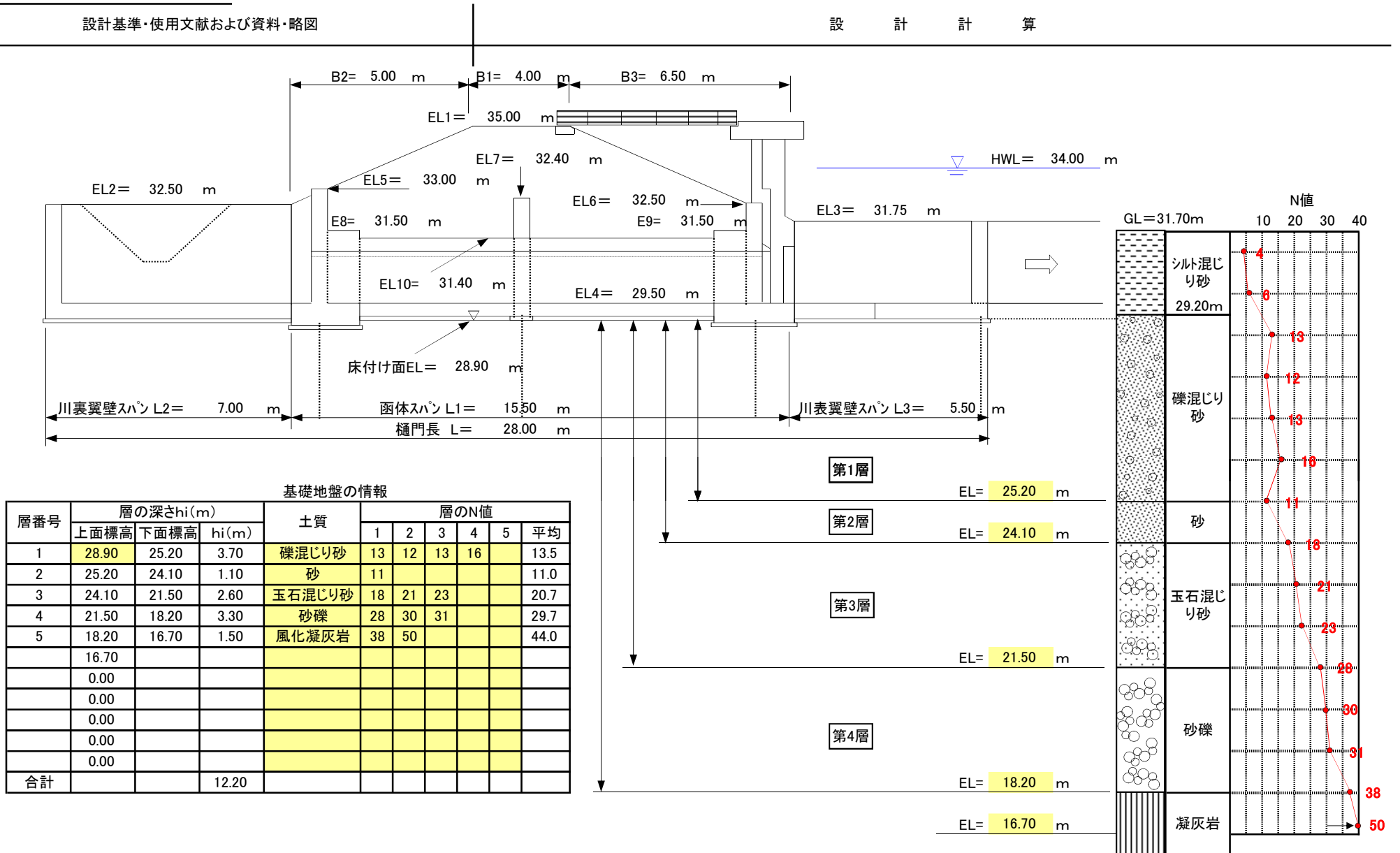
設計計算



第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

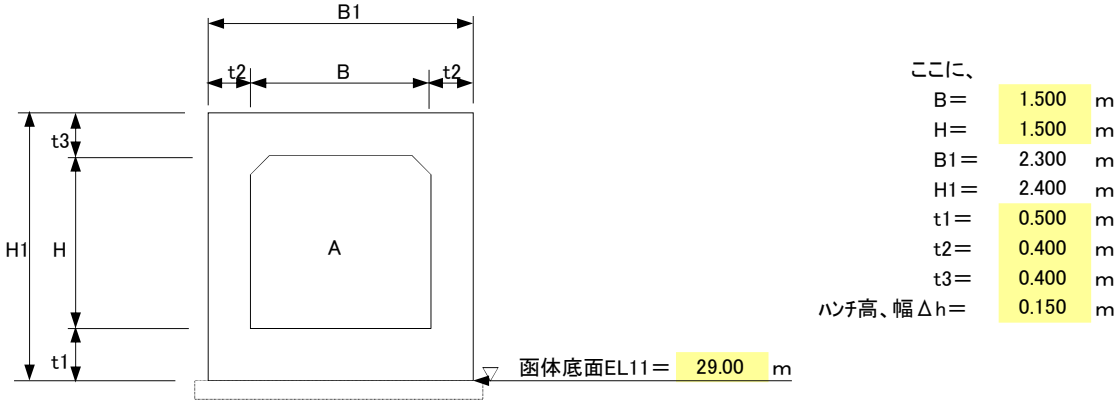
10-1. 地盤定数の整理

10-1-1. 地質データの整理

表 10.1.1 床付け面より下の地質データ一覧

層番号	深度(標高)(m)		層厚(m)	土質		層の平均N値	単位重量γ (KN/m ³)	変形係数 Es(KN/m ²)	備考
	上面	下面		名称	符号				
1	28.90	25.20	3.70	礫混じり砂	Ag1	13.5	18.6	9,450	N値推定(700・N)
2	25.20	24.10	1.10	砂	Ag2	11.0	17.6	7,700	''
3	24.10	21.50	2.60	玉石混じり砂	Ag3	20.7	19.0	14,490	''
4	21.50	18.20	3.30	砂礫	Ag4	29.7	18.6	20,790	''
5	18.20	16.70	1.50	風化凝灰岩	tf	44.0	19.6	30,800	''
	合計		12.20						

※ 1. 変形係数EsはN値より推定し、次により求めた。
Es = 700・N



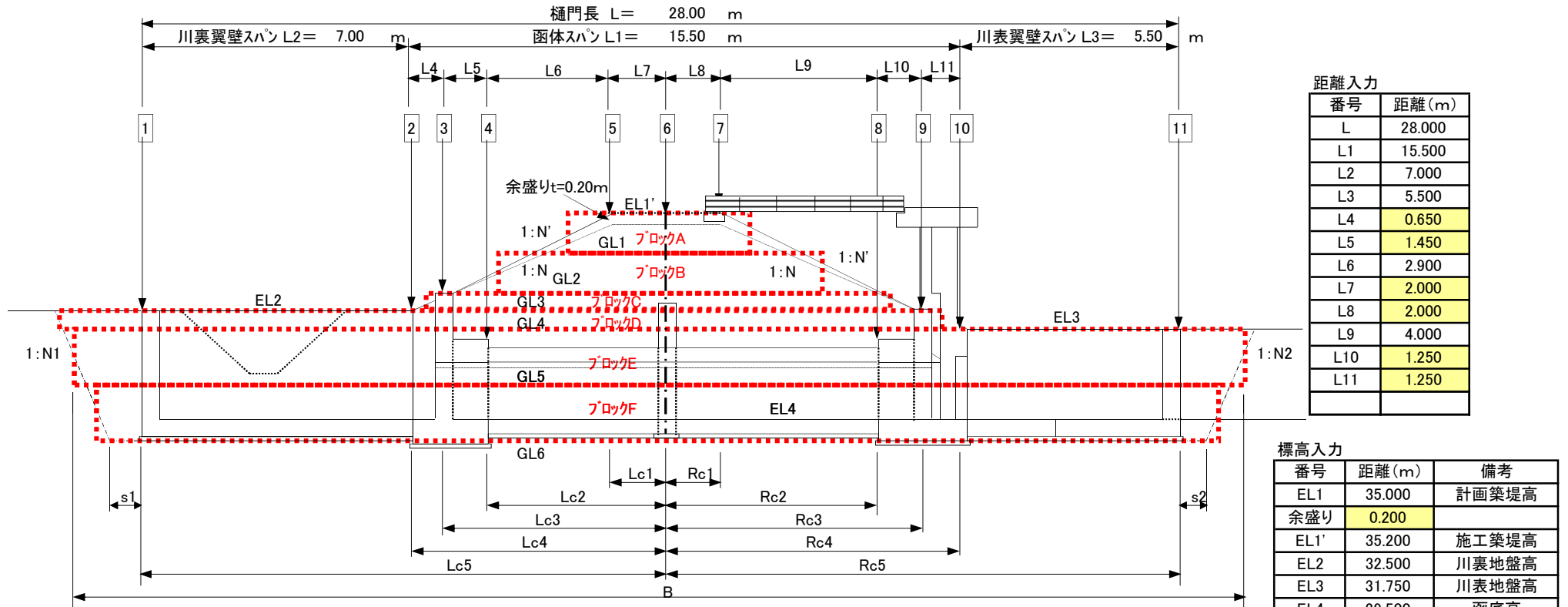
第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

10-1-2. 沈下量の検討箇所

沈下量を検討する箇所は築堤形状および構造形状の変化点とし、その箇所と分割した荷重ブロックを次に示す。



距離入力

番号	距離(m)
L	28.000
L1	15.500
L2	7.000
L3	5.500
L4	0.650
L5	1.450
L6	2.900
L7	2.000
L8	2.000
L9	4.000
L10	1.250
L11	1.250

標高入力

番号	距離(m)	備考
EL1	35.000	計画築堤高
余盛り	0.200	
EL1'	35.200	施工築堤高
EL2	32.500	川裏地盤高
EL3	31.750	川表地盤高
EL4	29.500	函底高
GL1	34.050	ブロックAの下面
GL2	32.825	川裏、川表胸壁高
GL3	32.500	ブロックCの下面
GL4	31.750	ブロックDの下面
GL5	30.325	ブロックEの下面
GL6	28.900	床付け面

胸壁寸法

位置	符号	川裏	川表
つま先版長	b1	0.400	1.000
たて壁厚	b2	0.500	0.500
かかと版長	b3	1.200	1.000

図 10.1.1 沈下量の検討箇所図

ここに、
 掘削余裕幅
 s1 = 0.50 m
 s2 = 0.50 m
 掘削勾配
 N1 = 0.5
 N2 = 0.5
 計画築堤法面勾配
 N = 2 (施工法勾配N' = 1.85)

※ 1. ブロックAの高さを1.15mとした。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

10-1-3. 荷重ブロックの計算
(1) 沈下量を検討する箇所

表 10.1.2 沈下量を検討する箇所

箇所		函体左端からの距離(m)	樋門左端からの距離(m)	築堤中央からの距離(m)
検討箇所	番号			
川裏翼壁端部	1		0	-14.000
函体左側端部	2	0.000	7.000	-7.000
川裏胸壁中央部	3	0.650	7.650	-6.350
川裏胸壁後側端部	4	2.100	9.100	-4.900
川裏側築堤天端端部	5	5.000	12.000	-2.000
築堤中央部	6	7.000	14.000	0
川表側築堤天端端部	7	9.000	16.000	2.000
川表胸壁後側端部	8	13.000	20.000	6.000
川表胸壁中央部	9	14.250	21.250	7.250
函体右側端部	10	15.500	22.500	8.500
川表翼壁端部	11		28.000	14.000

(2) ブロック荷重の計算

表 10.1.3 ブロック荷重の計算

ブロック名	標高(m)		ブロック高h(m)	築堤法勾配		ブロック長aの計算			盛土材の重量 $\gamma_s(\text{KN/m}^3)$	ブロック重量q(KN/m ²)		ブロック重心の中央からの離れe(m)	備考
	上面	下面		符号	勾配	上面長	下面長	ブロック長		符号	荷重		
A	35.200	34.050	1.150	N	1.85	4.000	8.255	6.128	18.6	WA	21.390	0	築堤盛土
B	34.050	32.825	1.225	N	1.85	8.255	12.788	10.522	18.6	WB	22.785	0	〃
C	32.825	32.500	0.325	N	1.85	12.788	13.991	13.390	18.6	WC	6.045	0	〃
D	32.500	31.750	0.750	N	1.85	23.300	24.313	23.806	18.6	WD	13.950	-3.403	埋戻し土
E	31.750	30.325	1.425			31.850	30.425	31.138	18.6	WE	26.505	0	〃
F	30.325	28.900	1.425			30.425	29.000	29.713	18.6	WF	26.505	0	〃
合計			6.300										

※ 1. 掘削余裕幅および掘削勾配は次のとおりである。

・掘削余裕幅

川裏翼壁端部 : s1 = 0.50
川表翼壁端部 : s2 = 0.50

・掘削勾配

N1 = 0.5
N2 = 0.5

2. ブロック重量は分布荷重とし次の計算による。

$$q(\text{KN/m}^2) = h \cdot \gamma_s$$

3. e : ブロック重心位置の中央からの離れ(m)

4. Eブロック長 = 掘削平均幅B

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 変形係数 E_s

沈下量の検討をおこなう地盤の変形係数 E_{sm} は次式で求める。

$$E_{sm} = \frac{\log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta)L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta)B}}{n} = \frac{(A)}{(B)}$$

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

10-1-4. 換算変形係数の計算

沈下量の計算は基礎地盤の換算変形係数により検討する。

表 10.1.4 検討地盤の換算変形係数

層	層厚 h_n (m)	深度 h_i (m)	E_s 値 (KN/m ²)	上辺の値(A)		下辺の値(B)			換算変形係数 E_{sm} (KN/m ²)		
				分子	分母	(A)	分子	分母	(B)	計算値	決定値
	0.00	0.00									
1	3.70	3.70	9,450	149.2476	541.4450	1.28863	116.85551	235.80060	0.000074		
2	1.10	4.80	7,700				277.77671	313.13877	0.000016		
3	2.60	7.40	14,490				350.92295	434.50599	0.000015		
4	3.30	10.70	20,790				515.21331	621.29948	0.000009		
5	1.50	12.20	30,800				708.08330	756.30429	0.000002		
		12.20									
		12.20									
		12.20									
計	12.20					1.28863			0.000116	11,134	11,130

※ 1. 堤体幅 B 、掘削幅 L および荷重の分散角は次による。

堤体奥行 $L = 3.300$ m (E_{sm} を求める場合は開削幅)

堤体幅 $B =$ 掘削平均幅 $=$ Eブロック長 $= 31.138$ m (E_{sm} を求める場合は堤体幅)

荷重の分散角 $\theta = 30^\circ$ ($\tan \theta = 0.5774$ rad)

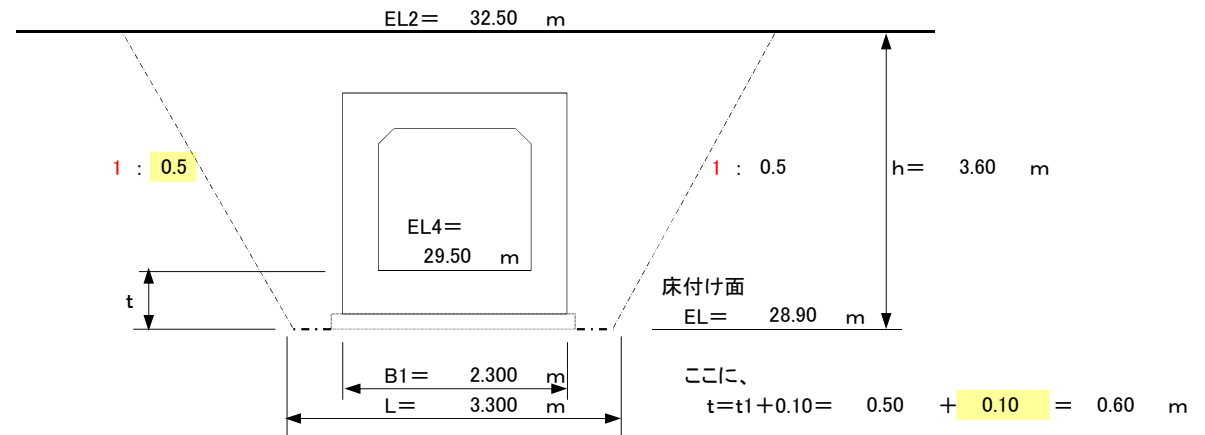


図 10.1.2 掘削図

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・即時沈下量

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こととし、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。

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

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) (E_{sm})
- 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)

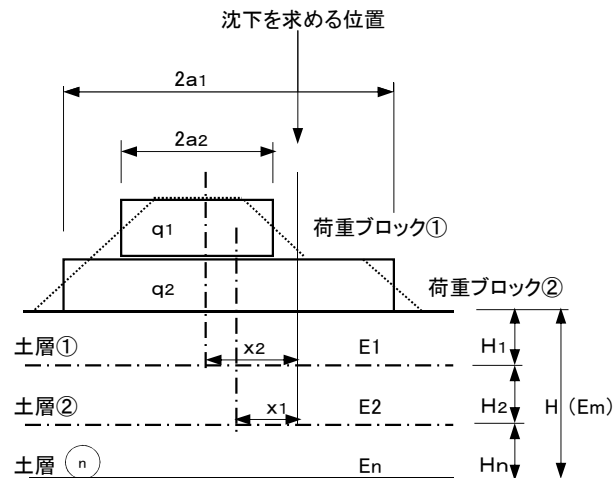


図 10.2.1 即時沈下の計算モデル

10-2. 基礎地盤変位の検討

10-2-1. 即時沈下量の計算

本設計では、ホーリング柱状図から「砂質土」地盤であり沈下量の計算は「即時沈下量」とし、これを「残留沈下量」とする。

(1) 計算定数の整理

- ・ 検討する基礎面からの深さ $h_n = 12.20 \text{ m}$
- ・ 換算変形係数 $E_{sm} = 11130 \text{ KN/m}^2$
- ・ 荷重ブロックデータ

ブロック	重心位置e (m)	载荷幅a _i (m)		ブロック荷重q _i (KN/m ²)
		2a _i	a _i	
A	0	6.128	3.064	21.390
B	0	10.522	5.261	22.785
C	0	13.390	6.695	6.045
D	-3.403	23.806	11.903	13.950
E	0	31.138	15.569	26.505
F	0	29.713	14.857	26.505

※ 1. a_i = 2a_i/2

・ 着目点までの距離データ

箇所		左端からの距離(m)	築堤中央からの距離(m)
検討箇所	番号		
川裏翼壁端部	1	0.000	-14.000
函体左側端部	2	7.000	-7.000
川裏胸壁中央部	3	7.650	-6.350
川裏胸壁後側端部	4	9.100	-4.900
川裏側築堤天端端部	5	12.000	-2.000
築堤中央部	6	14.000	0.000
川表側築堤天端端部	7	16.000	2.000
川表胸壁後側端部	8	20.000	6.000
川表胸壁中央部	9	21.250	7.250
函体右側端部	10	22.500	8.500
川表翼壁端部	11	28.000	14.000

(2) 即時沈下量の計算
 即時沈下量は次の式で計算する。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \underbrace{(-3a_i \cdot q_i / E_m \cdot \pi)}_{\text{①式}} \log \sin \underbrace{(\tan^{-1} a_i / H)}_{\text{②式}} \cdot [1.0 - 0.75 / \pi \{ \underbrace{(1+x/a_i)}_{\text{③式}} \log | \underbrace{1+x/a_i}_{\text{④式}} | + \underbrace{(1-x/a_i)}_{\text{⑤式}} \log | \underbrace{1-x/a_i}_{\text{⑥式}} | \}]$$

荷重ブロック		A												
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置e(m)	荷重の重心位置x(m)	換算変形係数E _m (KN/m ²)	載荷幅a _i (m)	沈下影響深さH(m)	荷重q _i (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式	⑥式	即時沈下量S(m)
								$-3a_i \cdot q_i / E_m \cdot \pi$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (a_i / H) \}$	$1+x/a_i$	$\log 1+x/a_i $	$1-x/a_i$	$\log 1-x/a_i $	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	-3.5692	1.2723	5.5692	1.7172	0.0000
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	-1.2846	0.2504	3.2846	1.1892	0.0011
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	-1.0725	0.0699	3.0725	1.1225	0.0015
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	-0.5992	-0.5121	2.5992	0.9552	0.0027
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	0.3473	-1.0577	1.6527	0.5024	0.0071
6	0.000	0.000	0.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0079
7	2.000	0.000	2.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	1.6527	0.5024	0.3473	-1.0577	0.0071
8	6.000	0.000	6.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	2.9582	1.0846	-0.9582	-0.0427	0.0018
9	7.250	0.000	7.250	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	3.3662	1.2138	-1.3662	0.3120	0.0010
10	8.500	0.000	8.500	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	3.7742	1.3282	-1.7742	0.5733	0.0004
11	14.000	0.000	14.000	11130	3.064	12.20	21.390	-0.0056	-1.4123	5.5692	1.7172	-3.5692	1.2723	0.0000

※ 1. ②式のE_mは換算変形係数E_mとする。

荷重ブロック		B												
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置e(m)	荷重の重心位置x(m)	換算変形係数E _m (KN/m ²)	載荷幅a _i (m)	沈下影響深さH(m)	荷重q _i (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式	⑥式	即時沈下量S(m)
								$-3a_i \cdot q_i / E_m \cdot \pi$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (a_i / H) \}$	$1+x/a_i$	$\log 1+x/a_i $	$1-x/a_i$	$\log 1-x/a_i $	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	-1.6611	0.5075	3.6611	1.2978	0.0006
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	-0.3305	-1.1070	2.3305	0.8461	0.0042
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	-0.2070	-1.5751	2.2070	0.7916	0.0048
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	0.0686	-2.6792	1.9314	0.6582	0.0071
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	0.6198	-0.4783	1.3802	0.3222	0.0092
6	0.000	0.000	0.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0095
7	2.000	0.000	2.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	1.3802	0.3222	0.6198	-0.4783	0.0092
8	6.000	0.000	6.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	2.1405	0.7610	-0.1405	-1.9628	0.0052
9	7.250	0.000	7.250	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	2.3781	0.8663	-0.3781	-0.9727	0.0040
10	8.500	0.000	8.500	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	2.6157	0.9615	-0.6157	-0.4851	0.0031
11	14.000	0.000	14.000	11130	5.261	12.20	22.785	-0.0103	-0.9264	3.6611	1.2978	-1.6611	0.5075	0.0006

※ 1. ②式のE_mは換算変形係数E_mとする。

荷重ブロック		C											即時沈下量S (m)	
着目点	着目点までの距離 (m)	重心位置e (m)	荷重の重心位置x (m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai (m)	沈下影響深さH (m)	荷重qi (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式		⑥式
								$-\frac{3ai \cdot qi}{Em \cdot \pi}$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (ai/H) \}$	$1+x/ai$	$\log 1+x/ai $	$1-x/ai$	$\log 1-x/ai $	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	-1.0911	0.0872	3.0911	1.1285	0.0005
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	-0.0456	-3.0888	2.0456	0.7157	0.0016
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	0.0515	-2.9656	1.9485	0.6670	0.0018
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	0.2681	-1.3164	1.7319	0.5492	0.0022
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	0.7013	-0.3549	1.2987	0.2614	0.0025
6	0.000	0.000	0.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0025
7	2.000	0.000	2.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	1.2987	0.2614	0.7013	-0.3549	0.0025
8	6.000	0.000	6.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	1.8962	0.6398	0.1038	-2.2652	0.0019
9	7.250	0.000	7.250	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	2.0829	0.7338	-0.0829	-2.4901	0.0015
10	8.500	0.000	8.500	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	2.2696	0.8196	-0.2696	-1.3108	0.0012
11	14.000	0.000	14.000	11130	6.695	12.20	6.045	-0.0035	-0.7317	3.0911	1.1285	-1.0911	0.0872	0.0005

※ 1. ②式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		D											即時沈下量S (m)	
着目点	着目点までの距離 (m)	重心位置e (m)	荷重の重心位置x (m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai (m)	沈下影響深さH (m)	荷重qi (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式		⑥式
								$-\frac{3ai \cdot qi}{Em \cdot \pi}$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (ai/H) \}$	$1+x/ai$	$\log 1+x/ai $	$1-x/ai$	$\log 1-x/ai $	
1	-14.000	-3.403	-10.597	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	0.1097	-2.2098	1.8903	0.6367	0.0039
2	-7.000	-3.403	-3.597	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	0.6978	-0.3598	1.3022	0.2640	0.0050
3	-6.350	-3.403	-2.947	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	0.7524	-0.2845	1.2476	0.2212	0.0050
4	-4.900	-3.403	-1.497	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	0.8742	-0.1344	1.1258	0.1185	0.0051
5	-2.000	-3.403	1.403	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	1.1179	0.1114	0.8821	-0.1254	0.0051
6	0.000	-3.403	3.403	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	1.2859	0.2515	0.7141	-0.3367	0.0050
7	2.000	-3.403	5.403	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	1.4539	0.3743	0.5461	-0.6050	0.0049
8	6.000	-3.403	9.403	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	1.7900	0.5822	0.2100	-1.5605	0.0042
9	7.250	-3.403	10.653	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	1.8950	0.6392	0.1050	-2.2536	0.0039
10	8.500	-3.403	11.903	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	2.0000	0.6931	0.0000	0.0000	0.0034
11	14.000	-3.403	17.403	11130	11.903	12.20	13.950	-0.0142	-0.3590	2.4621	0.9010	-0.4621	-0.7720	0.0020

※ 1. ②式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		E											即時沈下量S (m)	
着目点	着目点までの距離 (m)	重心位置e (m)	荷重の重心位置x (m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai (m)	沈下影響深さH (m)	荷重qi (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式		⑥式
								$-\frac{3ai \cdot qi}{Em \cdot \pi}$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (ai/H) \}$	$1+x/ai$	$\log 1+x/ai $	$1-x/ai$	$\log 1-x/ai $	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	0.1008	-2.2948	1.8992	0.6414	0.0065
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	0.5504	-0.5971	1.4496	0.3713	0.0081
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	0.5921	-0.5240	1.4079	0.3421	0.0081
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	0.6853	-0.3779	1.3147	0.2736	0.0083
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	0.8715	-0.1375	1.1285	0.1209	0.0084
6	0.000	0.000	0.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0085
7	2.000	0.000	2.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.1285	0.1209	0.8715	-0.1375	0.0084
8	6.000	0.000	6.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.3854	0.3260	0.6146	-0.4868	0.0082
9	7.250	0.000	7.250	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.4657	0.3823	0.5343	-0.6267	0.0080
10	8.500	0.000	8.500	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.5460	0.4356	0.4540	-0.7896	0.0078
11	14.000	0.000	14.000	11130	15.569	12.20	26.505	-0.0354	-0.2394	1.8992	0.6414	0.1008	-2.2948	0.0065

※ 1. ②式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		F											即時沈下量S (m)	
着目点	着目点までの距離 (m)	重心位置e (m)	荷重の重心位置x (m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai (m)	沈下影響深さH (m)	荷重qi (KN/m ²)	①式	②式	③式	④式	⑤式		⑥式
								$-\frac{3ai \cdot qi}{Em \cdot \pi}$	$\log \sin \{ \tan^{-1} (ai/H) \}$	$1+x/ai$	$\log 1+x/ai $	$1-x/ai$	$\log 1-x/ai $	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	0.0577	-2.8528	1.9423	0.6639	0.0064
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	0.5288	-0.6371	1.4712	0.3861	0.0082
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	0.5726	-0.5576	1.4274	0.3559	0.0083
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	0.6702	-0.4002	1.3298	0.2850	0.0085
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	0.8654	-0.1446	1.1346	0.1263	0.0087
6	0.000	0.000	0.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0087
7	2.000	0.000	2.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.1346	0.1263	0.8654	-0.1446	0.0087
8	6.000	0.000	6.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.4039	0.3392	0.5961	-0.5173	0.0084
9	7.250	0.000	7.250	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.4880	0.3974	0.5120	-0.6694	0.0082
10	8.500	0.000	8.500	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.5721	0.4524	0.4279	-0.8489	0.0080
11	14.000	0.000	14.000	11130	14.857	12.20	26.505	-0.0338	-0.2577	1.9423	0.6639	0.0577	-2.8528	0.0064

※ 1. ②式のEmは換算変形係数Esmとする。

表 10.2.1 即時沈下量(残留沈下量)の集計

着目点	着目点の位置	x(m)	荷重ブロック毎の即時沈下量 Si(m)						即時沈下量 Si(m)	備考
			A	B	C	D	E	F		
1	川裏翼壁端部	-14.000	0.0000	0.0006	0.0005	0.0039	0.0065	0.0064	0.018	
2	函体左側端部	-7.000	0.0011	0.0042	0.0016	0.0050	0.0081	0.0082	0.028	
3	川裏胸壁中央部	-6.350	0.0015	0.0048	0.0018	0.0050	0.0081	0.0083	0.030	
4	川裏胸壁後側端部	-4.900	0.0027	0.0071	0.0022	0.0051	0.0083	0.0085	0.034	
5	川裏側築堤天端端部	-2.000	0.0071	0.0092	0.0025	0.0051	0.0084	0.0087	0.041	
6	築堤中央部	0.000	0.0079	0.0095	0.0025	0.0050	0.0085	0.0087	0.042	MAX
7	川表側築堤天端端部	2.000	0.0071	0.0092	0.0025	0.0049	0.0084	0.0087	0.041	
8	川表胸壁後側端部	6.000	0.0018	0.0052	0.0019	0.0042	0.0082	0.0084	0.030	
9	川表胸壁中央部	7.250	0.0010	0.0040	0.0015	0.0039	0.0080	0.0082	0.027	
10	函体右側端部	8.500	0.0004	0.0031	0.0012	0.0034	0.0078	0.0080	0.024	
11	川表翼壁端部	14.000	0.0000	0.0006	0.0005	0.0020	0.0065	0.0064	0.016	

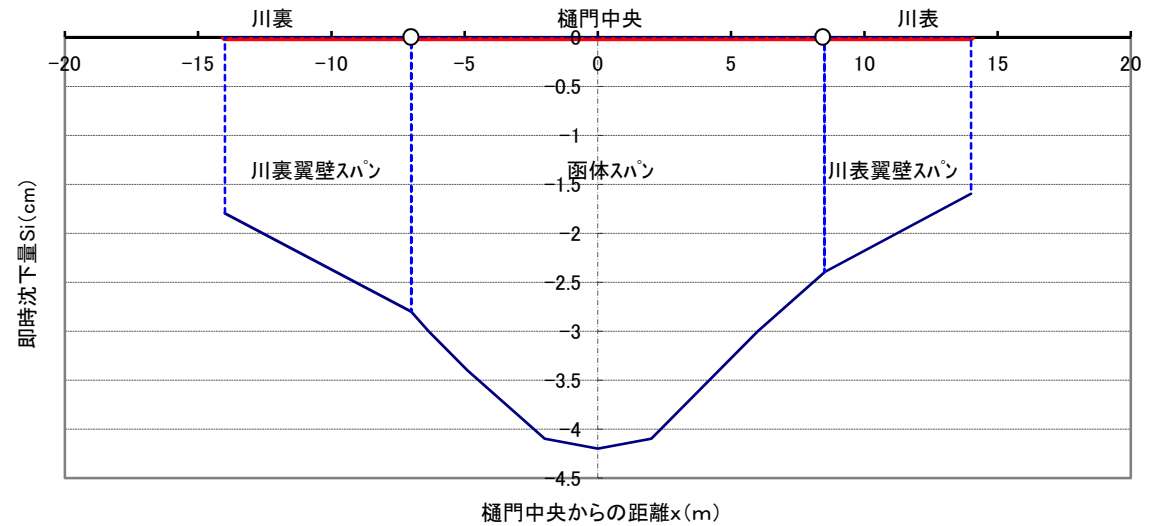


図 10.2.2 即時沈下量(残留沈下量)のグラフ

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・側方変位量の検討

残留沈下量が5cmを超える場合、堤体を等価な複数の帯状荷重に近似して側方変位量を求める方法により算出する。

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

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/m²)
- E_m : 地盤の換算変形係数(KN/m²) (=E_{sm})
- ν : 地盤のポアソン比で、通常 ν=0.3~0.45程度である
- 2a_i : 載荷幅(m) 堤体幅 B=2a_i
- 2b_i : 載荷奥行(m) 平均開削幅 L=2b_i
- 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)

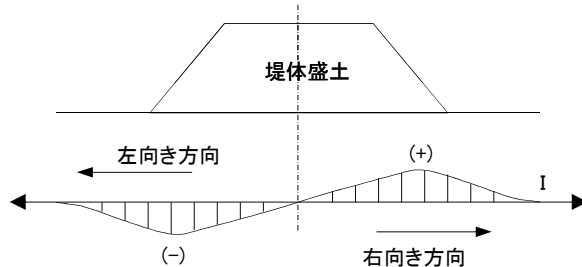


図 10.2.3 側方変位分布

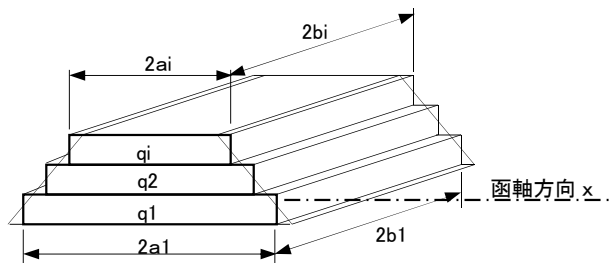


図 10.2.4 側方変位の計算モデル

10-2-2. 側方変位量の計算

(1) 基本事項の整理

即時沈下量が目的とした5cmを超えていることから側方変位量の計算をおこなう。ここに、側方変位量は次の式で計算する。

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

荷重の計算モデルは残留沈下量の検討で用いた荷重でおこなう。ここに、入力条件として以下の事項を定義する。

- ・換算変形係数 E_{sm} = 11,130 KN/m²
- ・載荷奥行 b_i = L/2 = 3.30 / 2 = 1.65 m
- ・ポアソン比 ν = 0.3
- ・荷重ブロックータ

ブロック	重心位置 e (m)	載荷幅 a1 (m)		ブロック荷重 q _i (KN/m ²)
		2a _i	a _i	
A	0	6.128	3.064	21.390
B	0	10.522	5.261	22.785
C	0	13.390	6.695	6.045
D	-3.403	23.806	11.903	13.950
E	0	31.138	15.569	26.505
F	0	29.713	14.857	26.505

※ 1. a_i = 2a_i/2

・着目点までの距離 T-タ

箇所		左端からの距離 (m)	築堤中央からの距離 (m)
検討箇所	番号		
川裏翼壁端部	1	0.000	-14.000
函体左側端部	2	7.000	-7.000
川裏胸壁中央部	3	7.650	-6.350
川裏胸壁後側端部	4	9.100	-4.900
川裏側築堤天端端部	5	12.000	-2.000
築堤中央部	6	14.000	0.000
川表側築堤天端端部	7	16.000	2.000
川表胸壁後側端部	8	20.000	6.000
川表胸壁中央部	9	21.250	7.250
函体右側端部	10	22.500	8.500
川表翼壁端部	11	28.000	14.000

(2) 側方変位量の計算

荷重ブロック		A							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm(KN/m ²)	載荷幅ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比ν	荷重 qi (KN/m ²)	$-(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot \frac{1}{ai/(Em \cdot \pi)}$	$(bi/2ai) \log \left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2} \right]$	$\frac{(ai-x)/ai}{\tan^{-1} [bi/(ai-x)]}$	$\frac{(ai+x) \tan^{-1} [bi/(ai+x)]}{1}$	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.23603	0.53684	0.53448	-0.0002
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.46911	0.53376	0.50993	-0.0005
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.51440	0.53310	0.49907	-0.0005
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.64209	0.53100	0.43868	-0.0007
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.53742	0.52058	0.34658	-0.0007
6	0.000	0.000	0.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	0.00000	0.49398	0.49398	0.0000
7	2.000	0.000	2.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	-0.53742	0.34658	0.52058	0.0007
8	6.000	0.000	6.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	-0.54192	0.49061	0.53268	0.0006
9	7.250	0.000	7.250	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	-0.45352	0.51296	0.53399	0.0005
10	8.500	0.000	8.500	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	-0.38819	0.52283	0.53490	0.0004
11	14.000	0.000	14.000	11130	3.064	1.650	0.300	21.39	-0.00097	-0.23603	0.53448	0.53684	0.0002

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		B							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm(KN/m ²)	載荷幅ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比ν	荷重 qi (KN/m ²)	$-(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot \frac{1}{ai/(Em \cdot \pi)}$	$(bi/2ai) \log \left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2} \right]$	$\frac{(ai-x)/ai}{\tan^{-1} [bi/(ai-x)]}$	$\frac{(ai+x) \tan^{-1} [bi/(ai+x)]}{1}$	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.24351	0.31286	0.30998	-0.0004
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.51469	0.31176	0.25093	-0.0010
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.55838	0.31154	0.20439	-0.0012
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.56686	0.31091	0.09301	-0.0014
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.22321	0.30839	0.29035	-0.0004
6	0.000	0.000	0.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	0.00000	0.30391	0.30391	0.0000
7	2.000	0.000	2.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	-0.22321	0.29035	0.30839	0.0004
8	6.000	0.000	6.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	-0.57701	0.16150	0.31141	0.0013
9	7.250	0.000	7.250	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	-0.49734	0.26181	0.31183	0.0010
10	8.500	0.000	8.500	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	-0.41975	0.29007	0.31214	0.0008
11	14.000	0.000	14.000	11130	5.261	1.650	0.300	22.79	-0.00178	-0.24351	0.30998	0.31286	0.0004

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

荷重ブロック		C							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm(KN/m ²)	載荷幅ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比ν	荷重 qi(KN/m ²)	$-\frac{(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot ai}{ai/(Em \cdot \pi)}$	$\frac{(bi/2ai)\log\left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2}\right]}{[(ai+x)^2+bi^2]}$	$\frac{\{(ai-x)/ai\}}{\tan^{-1}\{bi/(ai-x)\}}$	$\frac{(ai+x)\tan^{-1}\{bi/(ai+x)\}}{[bi/(ai+x)]}$	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.25129	0.24593	0.24239	-0.0002
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.51919	0.24527	0.06323	-0.0004
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.50626	0.24515	0.07032	-0.0004
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.38677	0.24481	0.19930	-0.0003
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.14189	0.24356	0.23700	-0.0001
6	0.000	0.000	0.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	0.00000	0.24164	0.24164	0.0000
7	2.000	0.000	2.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	-0.14189	0.23700	0.24356	0.0001
8	6.000	0.000	6.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	-0.48481	0.12168	0.24508	0.0004
9	7.250	0.000	7.250	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	-0.51452	0.10332	0.24531	0.0004
10	8.500	0.000	8.500	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	-0.45164	0.19966	0.24549	0.0003
11	14.000	0.000	14.000	11130	6.695	1.650	0.300	6.05	-0.00060	-0.25129	0.24239	0.24593	0.0002

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		D							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm(KN/m ²)	載荷幅ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比ν	荷重 qi(KN/m ²)	$-\frac{(1+\nu)(1-2\nu)q_i \cdot ai}{ai/(Em \cdot \pi)}$	$\frac{(bi/2ai)\log\left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2}\right]}{[(ai+x)^2+bi^2]}$	$\frac{\{(ai-x)/ai\}}{\tan^{-1}\{bi/(ai-x)\}}$	$\frac{(ai+x)\tan^{-1}\{bi/(ai+x)\}}{[bi/(ai+x)]}$	
1	-14.000	-3.403	-10.597	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	0.32884	0.13837	0.09889	-0.0009
2	-7.000	-3.403	-3.597	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	0.08458	0.13810	0.13684	-0.0002
3	-6.350	-3.403	-2.947	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	0.06863	0.13805	0.13708	-0.0002
4	-4.900	-3.403	-1.497	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	0.03438	0.13793	0.13748	-0.0001
5	-2.000	-3.403	1.403	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.03220	0.13750	0.13792	0.0001
6	0.000	-3.403	3.403	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.07977	0.13692	0.13809	0.0002
7	2.000	-3.403	5.403	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.13204	0.13575	0.13820	0.0003
8	6.000	-3.403	9.403	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.27237	0.12253	0.13834	0.0007
9	7.250	-3.403	10.653	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.33146	0.09687	0.13837	0.0009
10	8.500	-3.403	11.903	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.37033	0.00000	0.13840	0.0013
11	14.000	-3.403	17.403	11130	11.903	1.650	0.300	13.95	-0.00247	-0.22616	0.13467	0.13847	0.0006

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

荷重ブロック		E							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比v	荷重 qi (KN/m ²)	$-(1+v)(1-2v)q_i \cdot ai / (Em \cdot \pi)$	$(bi/2ai) \log \left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2} \right]$	$\tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai-x} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai+x} \right]$	$\frac{(ai+x) \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai+x} \right] - (ai-x) \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai-x} \right]}{bi}$	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.27189	0.10587	0.08169	-0.0018
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.10099	0.10579	0.10470	-0.0006
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.09042	0.10578	0.10487	-0.0006
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.06814	0.10575	0.10515	-0.0004
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.02707	0.10567	0.10546	-0.0002
6	0.000	0.000	0.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	0.00000	0.10559	0.10559	0.0000
7	2.000	0.000	2.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	-0.02707	0.10546	0.10567	0.0002
8	6.000	0.000	6.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	-0.08489	0.10495	0.10577	0.0005
9	7.250	0.000	7.250	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	-0.10517	0.10462	0.10580	0.0007
10	8.500	0.000	8.500	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	-0.12728	0.10412	0.10581	0.0008
11	14.000	0.000	14.000	11130	15.569	1.650	0.300	26.51	-0.00614	-0.27189	0.08169	0.10587	0.0018

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

荷重ブロック		F							①式	②式	③式	④式	側方変位量 Rxi(m)
着目点	着目点までの距離(m)	重心位置(m)	x(m)	換算変形係数Esm (KN/m ²)	載荷幅 ai(m)	載荷奥行bi(m)	ポアソン比v	荷重 qi (KN/m ²)	$-(1+v)(1-2v)q_i \cdot ai / (Em \cdot \pi)$	$(bi/2ai) \log \left[\frac{(ai-x)^2+bi^2}{(ai+x)^2+bi^2} \right]$	$\tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai-x} \right] - \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai+x} \right]$	$\frac{(ai+x) \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai+x} \right] - (ai-x) \tan^{-1} \left[\frac{bi}{ai-x} \right]}{bi}$	
1	-14.000	0.000	-14.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.30472	0.11094	0.06298	-0.0021
2	-7.000	0.000	-7.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.11155	0.11085	0.10947	-0.0007
3	-6.350	0.000	-6.350	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.09973	0.11084	0.10970	-0.0006
4	-4.900	0.000	-4.900	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.07498	0.11080	0.11006	-0.0004
5	-2.000	0.000	-2.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.02971	0.11071	0.11046	-0.0002
6	0.000	0.000	0.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	0.00000	0.11061	0.11061	0.0000
7	2.000	0.000	2.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	-0.02971	0.11046	0.11071	0.0002
8	6.000	0.000	6.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	-0.09357	0.10980	0.11083	0.0006
9	7.250	0.000	7.250	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	-0.11624	0.10936	0.11085	0.0007
10	8.500	0.000	8.500	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	-0.14118	0.10866	0.11087	0.0008
11	14.000	0.000	14.000	11130	14.857	1.650	0.300	26.51	-0.00586	-0.30472	0.06298	0.11094	0.0021

※ 1. ①式のEmは換算変形係数Esmとする。

表 10.2.2 側方変位量の集計

着目点	着目点の位置	x(m)	荷重ブロック毎の即時沈下量 Si(m)						側方変位量 Ri(m)	備考
			A	B	C	D	E	F		
1	川裏翼壁端部	-14.000	-0.0002	-0.0004	-0.0002	-0.0009	-0.0018	-0.0021	-0.006	
2	函体左側端部	-7.000	-0.0005	-0.0010	-0.0004	-0.0002	-0.0006	-0.0007	-0.003	
3	川裏胸壁中央部	-6.350	-0.0005	-0.0012	-0.0004	-0.0002	-0.0006	-0.0006	-0.004	
4	川裏胸壁後側端部	-4.900	-0.0007	-0.0014	-0.0003	-0.0001	-0.0004	-0.0004	-0.003	
5	川裏側築堤天端端部	-2.000	-0.0007	-0.0004	-0.0001	0.0001	-0.0002	-0.0002	-0.002	
6	築堤中央部	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.000	
7	川表側築堤天端端部	2.000	0.0007	0.0004	0.0001	0.0003	0.0002	0.0002	0.002	
8	川表胸壁後側端部	6.000	0.0006	0.0013	0.0004	0.0007	0.0005	0.0006	0.004	
9	川表胸壁中央部	7.250	0.0005	0.0010	0.0004	0.0009	0.0007	0.0007	0.004	
10	函体右側端部	8.500	0.0004	0.0008	0.0003	0.0013	0.0008	0.0008	0.004	
11	川表翼壁端部	14.000	0.0002	0.0004	0.0002	0.0006	0.0018	0.0021	0.005	

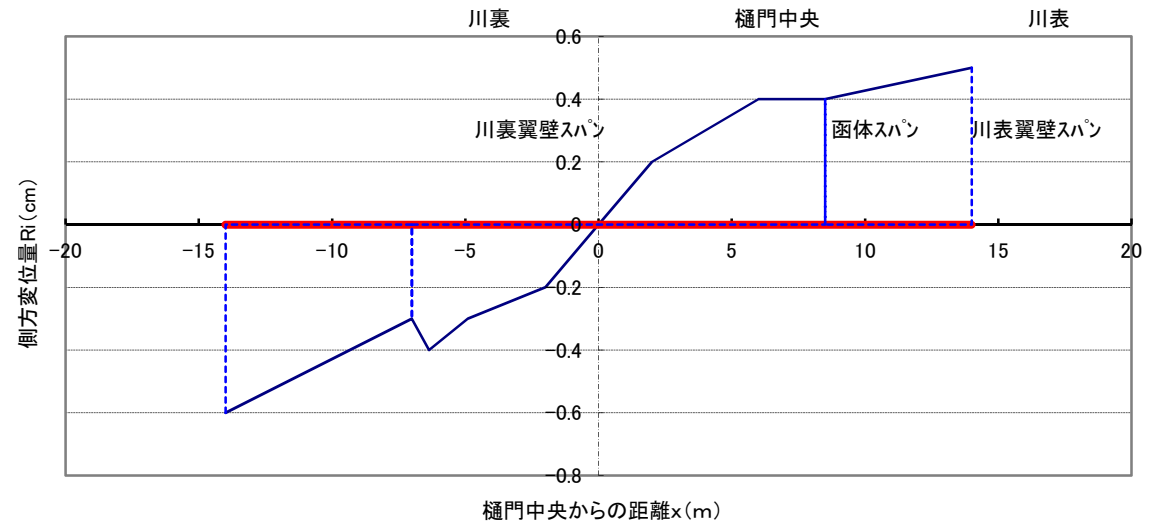
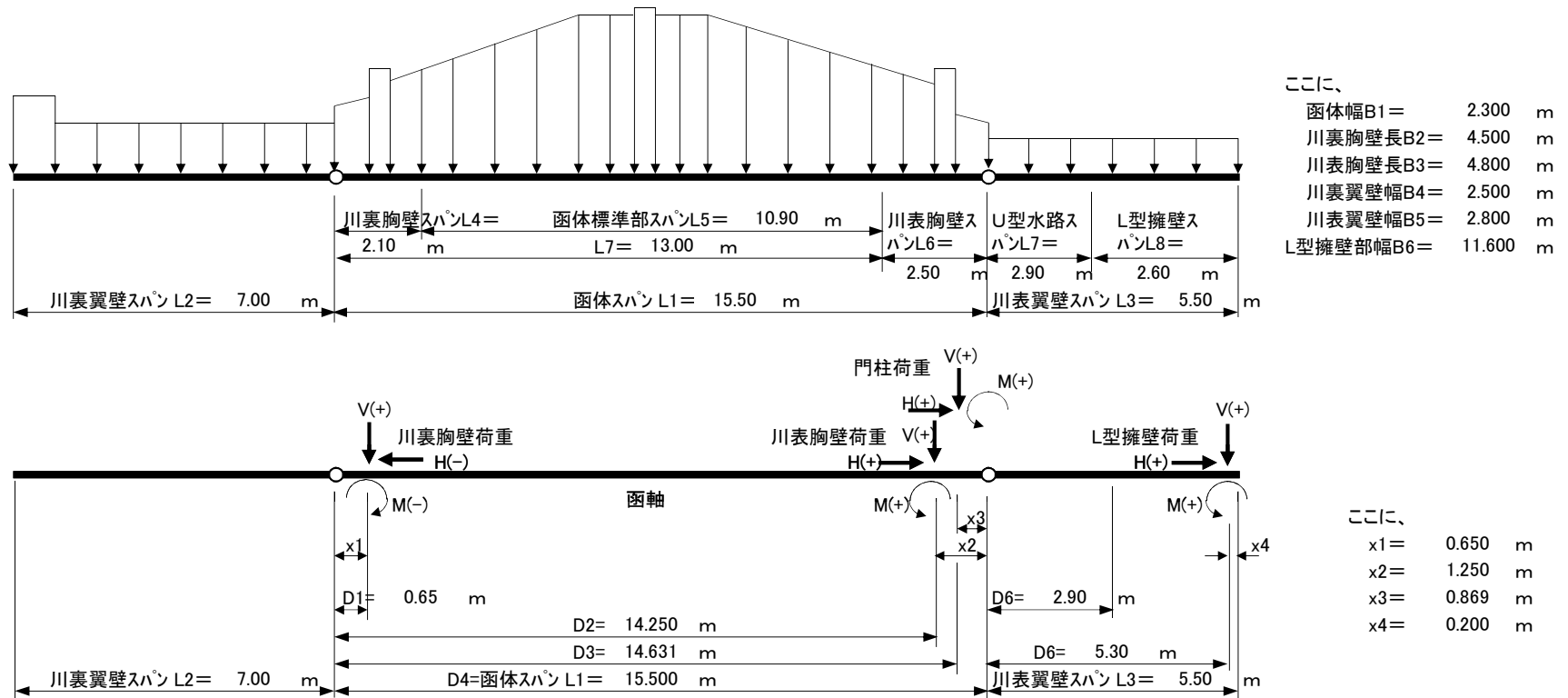


図 10.2.5 側方変位量のグラフ



第10章 基礎地盤の設計

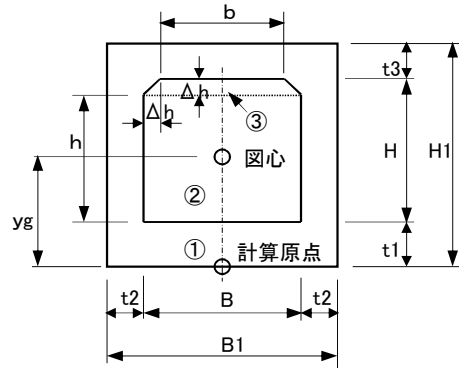
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・断面二次モーメントの計算

函体縦方向の計算には各構造の剛性として断面二次モーメントを求めるが、その計算式を次に示す。



①の断面二次モーメント(矩形断面)

$$I_{o1} = \frac{B1 \cdot H1^3}{12}$$

$$y1 = \frac{H1}{2}$$

②の断面二次モーメント(矩形断面)

$$I_{o2} = \frac{B \cdot h^3}{12}$$

$$y2 = \frac{h}{2}$$

③の断面二次モーメント(台形断面)

$$I_{o3} = \frac{B^2 + 4B \cdot b + b^2}{36(B+b)} \cdot \Delta h^3$$

$$y3 = \frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{\Delta h}{3}$$

10-3. 函体縦方向の計算

10-3-1. 断面二次モーメントの計算

(1) 函体

表 10.3.1 函体部の断面二次モーメント

番号	名称	断面積 A_i (m^2)		図心距離 y_i (m)		$A_i \cdot y_i$ (m^2)	$A_i \cdot y_i^2$ (m^4)	断面二次モーメント I_{oi} (m^4)
		計算式	A_i	計算式	y_i			
①	矩形部	$B1 \cdot H1$	5.520	$H1/2$	1.200	6.624	7.949	2.6496
②	矩形部	$B \cdot h$	-2.025	$h/2 + t1$	1.175	-2.379	-2.796	-0.3075
③	台形部	$1/2 \cdot (b+B) \cdot \Delta h$	-0.203	$y3 + h + t1$	1.922	-0.390	-0.750	-0.0004
合計			3.292			3.855	4.403	2.3417

ここに、

$$B1 = 2.300 \text{ m} \quad , \quad t1 = 0.500 \text{ m}$$

$$H1 = 2.400 \text{ m} \quad , \quad t2 = 0.400 \text{ m}$$

$$B = 1.500 \text{ m} \quad , \quad t3 = 0.400 \text{ m}$$

$$H = 1.500 \text{ m} \quad , \quad \Delta h = 0.150 \text{ m}$$

$$b = B - 2 \cdot \Delta h = 1.500 - 2 \times 0.150 = 1.200 \text{ m}$$

$$h = H - \Delta h = 1.500 - 0.150 = 1.350 \text{ m}$$

断面①の断面二次モーメント

$$I_{o1} = \frac{B1 \cdot H1^3}{12} = \frac{2.300 \times 2.400^3}{12} = 2.6496 \text{ m}^4$$

断面②の断面二次モーメント

$$I_{o2} = \frac{B \cdot h^3}{12} = \frac{1.500 \times 1.350^3}{12} = -0.3075 \text{ m}^4$$

断面③の断面二次モーメント

$$I_{o3} = \frac{B^2 + 4B \cdot b + b^2}{36(B+b)} \cdot \Delta h^3$$

$$= \frac{1.500^2 + 4 \times 1.500 \times 1.200 + 1.200^2}{36 \times (1.500 + 1.200)} \times 0.150^3 = -0.0004 \text{ m}^4$$

断面③の図心位置

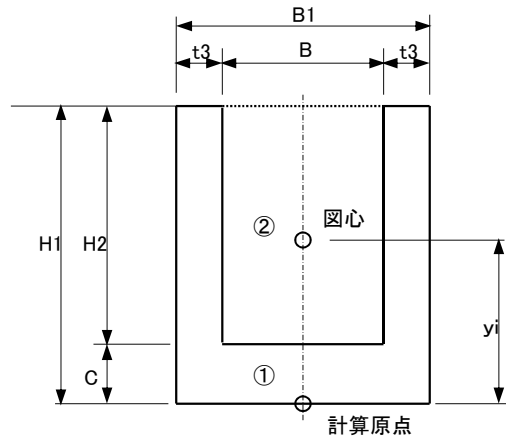
$$y3 = \frac{B+2b}{B+b} \cdot \frac{\Delta h}{3} = \frac{1.500 + 2 \times 1.200}{1.500 + 1.200} \times \frac{0.150}{3} = 0.072 \text{ m}$$

原点から図心までの距離(中立軸) y_g (m) は、

$$y_g = \frac{\sum (A_i \cdot y_i)}{A_i} = \frac{3.855}{3.292} = 1.171 \text{ m}$$

函体の断面二次モーメント I (m^4) は、

$$I = \sum (A_i \cdot y_i^2) + \sum I_{oi} - y_g^2 \cdot \sum A_i = 4.403 + 2.3417 - 1.171^2 \times 3.292 = 2.2306 \text{ m}^4$$



- ここに、
- B1= 2.50 m
 - H1= 3.50 m
 - B= 1.50 m
 - H2= 3.00 m
 - t3= 0.50 m
 - C= 0.50 m

- ① : 外形断面
- ② : 内形断面(水路断面)

図 10.3.1 川裏翼壁U型水路の断面

(2) 川裏翼壁(U型水路)

表 10.3.2 函体部の断面二次モーメント

番号	名称	断面積Ai(m ²)		図心距離yi(m)		Ai・yi(m ²)	Ai・yi ² (m ⁴)	断面二次モーメント Ioi(m ⁴)
		計算式	Ai	計算式	yi			
①	矩形部	B1・H1	8.750	H1/2	1.750	15.313	26.797	8.9323
②	矩形部	B・H2	-4.500	H2/2+C	2.000	-9.000	-18.000	-3.375
合計			4.250			6.313	8.797	5.5573

断面①の断面二次モーメント

$$I_{o1} = \frac{B1 \cdot H1^3}{12} = \frac{2.500 \times 3.500^3}{12} = 8.9323 \text{ m}^4$$

断面②の断面二次モーメント

$$I_{o2} = \frac{B \cdot H2^3}{12} = \frac{1.500 \times 3.000^3}{12} = -3.375 \text{ m}^4$$

原点から図心までの距離(中立軸) yg(m) は、

$$yg = \frac{\sum (Ai \cdot yi)}{Ai} = \frac{6.313}{4.250} = 1.485 \text{ m}$$

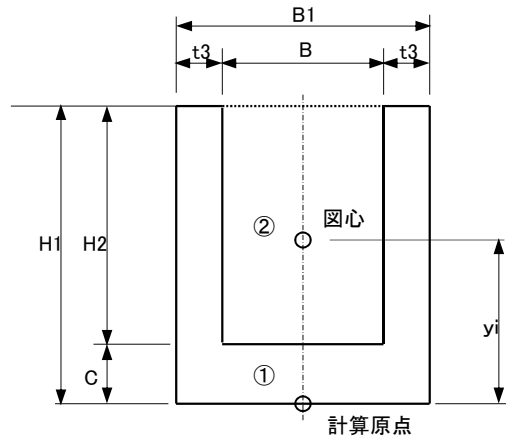
川裏翼壁(U型水路)の断面二次モーメント I (m⁴) は、

$$I = \sum (Ai \cdot yi^2) + \sum Ioi - yg^2 \cdot \sum Ai = 8.797 + 5.5573 - 1.485^2 \times 4.250 = 4.9821 \text{ m}^4$$

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



- ここに、
- B1= 2.80 m
 - H1= 3.00 m
 - B= 2.00 m
 - H2= 2.50 m
 - t3= 0.40 m
 - C= 0.50 m

- ① : 外形断面
- ② : 内形断面(水路断面)

図 10.3.2 川表翼壁U型水路の断面

(3) 川表翼壁(U型水路)

表 10.3.3 函体部の断面二次モーメント

番号	名称	断面積 A_i (m^2)		図心距離 y_i (m)		$A_i \cdot y_i$ (m^2)	$A_i \cdot y_i^2$ (m^4)	断面二次モーメント I_{oi} (m^4)
		計算式	A_i	計算式	y_i			
①	矩形部	$B1 \cdot H1$	8.400	$H1/2$	1.500	12.600	18.900	6.3000
②	矩形部	$B \cdot H2$	-5.000	$H2/2 + C$	1.750	-8.750	-15.313	-2.6042
合計			3.400			3.850	3.587	3.6958

断面①の断面二次モーメント

$$I_{o1} = \frac{B1 \cdot H1^3}{12} = \frac{2.800 \times 3.000^3}{12} = 6.3000 \text{ m}^4$$

断面②の断面二次モーメント

$$I_{o2} = \frac{B \cdot H2^3}{12} = \frac{2.000 \times 2.500^3}{12} = -2.6042 \text{ m}^4$$

原点から図心までの距離(中立軸) y_g (m) は、

$$y_g = \frac{\sum (A_i \cdot y_i)}{A_i} = \frac{3.850}{3.400} = 1.132 \text{ m}$$

川表翼壁(U型水路)の断面二次モーメント I (m^4) は、

$$I = \sum (A_i \cdot y_i^2) + \sum I_{oi} - y_g^2 \cdot \sum A_i = 3.587 + 3.6958 - 1.132^2 \times 3.400 = 2.9260 \text{ m}^4$$

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 函体縦方向の検討をおこなう地盤の変形係数

「樋門設計の手引き」P78

「弾性床土上の梁」の検討をおこなう地盤の変形係数は次式で求める。

$$E_{sm} = \frac{\log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta)L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta)B}}{n} = \frac{(A)}{(B)}$$

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

また、地盤反力係数を推定するための地盤の変形係数 E_o は下表により求める。

表 10.3.4 E_o と α

次の試験による変形係数 E_o (KN/m ²)	α	
	常時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
ポーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_o=2800N$ (KN/m ²)で推定した変形係数	1	2

10-3-2. 地盤反力係数の計算

(1) 変形係数の計算

表 10.3.5 下辺(B)の計算

層	層厚 h_n (m)	深度 h_i (m)	平均N値	αE_o 値 (KN/m ²)	計算定数			下辺の値(B)		
					B(m)	L(m)	$\tan \theta$	分子	分母	(B)
0	0.00	0.00								
1	3.70	3.70	13.5	37800	2.30	15.50	0.577	101.87778	45.47735	0.000021
2	1.10	4.80	11.0	30800	2.30	15.50	0.577	155.07855	138.31085	0.000004
3	2.60	7.40	20.7	57960	2.30	15.50	0.577	228.22271	188.58998	0.000003
4	3.30	10.70	29.7	83160	2.30	15.50	0.577	352.41980	302.11671	0.000002
5	1.50	12.20	44.0	123200	2.30	15.50	0.577	456.52563	433.66059	0.000000
		12.20								
		12.20								
		12.20								
計	12.20									0.000031

※ 1. αE_o 値は平均N値より推定し、次の式により求めた。

$$\alpha E_o = 2800 \cdot N$$

2. 計算定数は次による。

$$B = 2.30 \text{ m (Eomを求める場合は函体幅)}$$

$$L = 15.50 \text{ m (Eomを求める場合はスパン長)}$$

$$\theta = 30^\circ \quad \tan \theta = 0.5774 \text{ rad}$$

上辺の値(A)

$$(A) = \log \frac{(B+2h_n \cdot \tan \theta)L}{(L+2h_n \cdot \tan \theta)B} = \frac{(2.30 + 2 \times 12.20 \times 0.577) \times 15.50}{(15.50 + 2 \times 12.20 \times 0.577) \times 2.30}$$

$$= \log \frac{254.02268}{68.05369} = 1.31713$$

以上から、函体スパンの換算変形係数 E_{om} は次に決定する。

$$E_{om} = \frac{(A)}{(B)} = \frac{1.31713}{0.000031} = 43,020 \text{ KN/m}^2$$

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・鉛直方向地盤反力係数 「樋門設計の手引き」P80

鉛直方向地盤反力係数 K_v は次の式により求める。

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

ここに、

K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m³)

k_{vo} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(KN/m³)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。

$$k_{vo} = (1/0.3) \alpha \cdot E_o$$

B_v : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅で、次表に示す方法で求める。

表 10.3.6 基礎の換算載荷幅 B_v

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

※ 函体の B_v を算定する際の k_{vl} は、常時の値で代表させる。

E_o : 測定または推定した、設計対象位置での地盤の変形係数(KN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数

A_v : 鉛直方向の載荷面積(m²)

D : 底版の幅(m)

l : スパン長(m)

β : 函体の特性値(m⁻¹)

$$\beta = \left(\frac{k_v \cdot D}{4EI} \right)^{1/4}$$

E : 函体の曲げ剛性(KN/m²)

$$E = 2.45 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

I : 各部材の断面二次モーメント(m⁴)

【メモ】

・水平方向せん断地盤反力係数 「樋門設計の手引き」P81

直接基礎の本体縦方向の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数 K_s (KN/m³)は、次式により推定して求める。

$$K_s = \lambda \cdot K_v$$

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で、 $\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする

K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m³)

(2) 函体スパンの地盤反力係数の計算

1) 鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数 k_v (KN/m³)は、 k_v の仮定値を与え試行計算により求める。

表 10.3.7 函体スパンの鉛直方向地盤反力係数 K_v の計算

K_v の仮定値(KN/m ³)	k_{vo} (KN/m ³)	幅D(m)	スパン長l(m)	特性値 β (m ⁻¹)	$\beta \cdot l$	$\beta \cdot l$ 判定値	函体剛性の評価	B_v (m)	k_v (KN/m ³)	結果
15217.88	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.89	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	×
15217.90	143400	2.30	15.50	0.0095	0.147	1.5	剛体	5.971	15217.90	○

入力条件	・底版幅D=B1=	2.30	m
	・スパン長l=	15.50	m
計算結果	・常時の地盤反力係数 k_v	$K_v =$	15,210 KN/m ³
	・地震時の地盤反力係数 k_{ev}	$k_{ev} = 2 \cdot k_v =$	30,420 KN/m ³

2) 水平方向の地盤反力係数

直接基礎の本体縦方向の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数 K_s (N/cm²)は、次式により推定して求める。

$$K_s = \lambda \cdot K_v$$

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

$\lambda = 1/3 \sim 1/4$ とする

K_v : 鉛直方向地盤反力係数(KN/m³)

表 10.3.8 水平方向せん断地盤反力係数 k_s の計算

スパン	λ	常時		地震時	
		k_v (KN/m ³)	k_s (KN/m ³)	k_v (KN/m ³)	k_s (KN/m ³)
川裏胸壁	1/3	15,210	5,070	30,420	10,140
函体	1/3	15,210	5,070	30,420	10,140
川表胸壁	1/3	15,210	5,070	30,420	10,140

3) 縦方向の計算に用いる函体スパンの地盤反力係数
 函体スパンは次のように区分し、縦方向の検討をおこなう地盤反力係数を求めることとする。

表 10.3.9 函体スパンの地盤反力係数

スパン	番号	スパン長L (m)	常時				地震時			
			K_s (KN/m ³)	K_v (KN/m ³)	$K_s \cdot L$ (KN/m ³)	$K_v \cdot L$ (KN/m ³)	K_s (KN/m ³)	K_v (KN/m ³)	$K_s \cdot L$ (KN/m ³)	$K_v \cdot L$ (KN/m ³)
川裏胸壁	1	4.500	5,070	15,210	22,810	68,440	10,140	30,420	45,630	136,890
函体	2	2.300	5,070	15,210	11,660	34,980	10,140	30,420	23,320	69,960
川表胸壁	3	4.800	5,070	15,210	24,330	73,000	10,140	30,420	48,670	146,010

以上から、函体スパン内の地盤反力係数の分布は次のようになる。

表 10.3.10 函体スパン内地盤反力係数の分布

分布 番号	函体左端からの距離(m)			地盤反力係数(KN/m ³)			
				常時		地震時	
	左端	右端	区間距離	軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $k_v \cdot L$	軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $k_v \cdot L$
1	0	2.10	2.10	22,810	68,440	45,630	136,890
2	2.10	13.00	10.90	11,660	34,980	23,320	69,960
3	13.00	15.50	2.50	24,330	73,000	48,670	146,010

※ 1. ここに、
 スパン数N= 1
 スパン長L= 15.50 m

(3) 川裏翼壁スパンの地盤反力係数の計算

1) 鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数 k_v (KN/m^3)は、 k_v の仮定値を与え試行計算により求める。

表 10.3.11 川裏翼壁スパンの鉛直方向地盤反力係数 K_v の計算

K_v の仮定値 (KN/m^3)	k_{vo} (KN/m^3)	幅 D (m)	スパン長 l (m)	特性値 β (m^{-1})	$\beta \cdot l$	$\beta \cdot l$ 判定 値	函体剛性の 評価	B_v (m)	k_v (KN/m^3)	結果
19873.47	143400	2.50	7.00	0.0104	0.073	1.5	剛体	4.183	19873.49	×
19873.48	143400	2.50	7.00	0.0104	0.073	1.5	剛体	4.183	19873.49	×
19873.49	143400	2.50	7.00	0.0104	0.073	1.5	剛体	4.183	19873.49	○
入力 条件	<ul style="list-style-type: none"> 底版幅$D=B_4=2.50$ m スパン長$l=7.00$ m 曲げ剛性$E=2.45 \times 10^7$ KN/m^2 断面二次モーメント$I=4.9821$ m^4 変形係数$\alpha E_{om}=1 \times 43020 = 43,020$ KN/m^2 						計算 結果	<ul style="list-style-type: none"> 常時の地盤反力係数k_v $K_v=19,870$ KN/m^3 地震時の地盤反力係数k_{ev} $k_{ev}=2 \cdot k_v=39,740$ KN/m^3 		

2) 水平方向の地盤反力係数

表 10.3.12 水平方向せん断地盤反力係数 k_s の計算

スパン	λ	常時		地震時	
		k_v (KN/m^3)	k_s (KN/m^3)	k_v (KN/m^3)	k_s (KN/m^3)
川裏翼壁	1/3	19,870	6,620	39,740	13,240

3) 縦方向の計算に用いる川裏翼壁スパンの地盤反力係数

表 10.3.13 川裏翼壁スパンの地盤反力係数

スパン	番号	スパン長 L (m)	常時				地震時			
			K_s (KN/m^3)	K_v (KN/m^3)	$K_s \cdot L$ (KN/m^2)	$K_v \cdot L$ (KN/m^2)	K_s (KN/m^3)	K_v (KN/m^3)	$K_s \cdot L$ (KN/m^2)	$K_v \cdot L$ (KN/m^2)
川裏翼壁	1	2.500	6,620	19,870	16,550	49,670	13,240	39,740	33,100	99,350

以上から、函体スパン内の地盤反力係数の分布は次のようになる。

表 10.3.14 川裏翼壁スパン内地盤反力係数の分布

分布 番号	翼壁左端からの距離(m)			地盤反力係数(KN/m^3)			
				常時		地震時	
	左端	右端	区間距離	軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $K_v \cdot L$	軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $K_v \cdot L$
1	0	7.00	7.00	16,550	49,670	33,100	99,350

※ 1. ここに、

スパン数 $N=1$
スパン長 $L=7.00$ m

(4) 川表翼壁スパンの地盤反力係数の計算

1) 鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向地盤反力係数 k_v (KN/△)は、 k_v の仮定値を与え試行計算により求める。

表 10.3.15 川表翼壁スパンの鉛直方向地盤反力係数 K_v の計算

K_v の仮定値 (KN/m ³)	k_v (KN/m ³)	幅D(m)	スパン長 l(m)	特性値 β (m ⁻¹)	$\beta \cdot l$	$\beta \cdot l$ 判定 値	函体剛性の 評価	Bv(m)	k_v (KN/m ³)	結果
20849.37	143400	2.80	5.50	0.0108	0.059	1.5	剛体	3.924	20849.39	×
20849.38	143400	2.80	5.50	0.0108	0.059	1.5	剛体	3.924	20849.39	×
20849.39	143400	2.80	5.50	0.0108	0.059	1.5	剛体	3.924	20849.39	○
入力 条件	<ul style="list-style-type: none"> 底板幅D=B5= 2.80 m スパン長l= 5.50 m 曲げ剛性E= 2.45 × 10⁷ KN/m² 断面二次モーメントI= 2.9260 m⁴ 変形係数αEom= 1 × 43020 = 43,020 KN/m² 						計算 結果	<ul style="list-style-type: none"> 常時の地盤反力係数k_v K_v= 20,840 KN/m³ 地震時の地盤反力係数k_{ev} $k_{ev}=2 \cdot k_v$= 41,680 KN/m³ 		

2) 水平方向の地盤反力係数

表 10.3.16 水平方向せん断地盤反力係数 k_s の計算

スパン	λ	常時		地震時	
		k_v (KN/m ³)	k_s (KN/m ³)	k_v (KN/m ³)	k_s (KN/m ³)
U型水路	1/3	20,840	6,940	41,680	13,890
L型擁壁	1/3	20,840	6,940	41,680	13,890

3) 縦方向の計算に用いる川表翼壁スパンの地盤反力係数

表 10.3.17 川表翼壁スパンの地盤反力係数

スパン	番号	スパン長L (m)	常時				地震時			
			K_s (KN/m ³)	K_v (KN/m ³)	$K_s \cdot L$ (KN/m ³)	$K_v \cdot L$ (KN/m ³)	K_s (KN/m ³)	K_v (KN/m ³)	$K_s \cdot L$ (KN/m ³)	$K_v \cdot L$ (KN/m ³)
U型水路	1	2.800	6,940	20,840	19,430	58,350	13,890	41,680	38,890	116,700
L型擁壁	2	11.600	6,940	20,840	80,500	241,740	13,890	41,680	161,120	483,480

以上から、函体スパン内の地盤反力係数の分布は次のようになる。

表 10.3.18 川表翼壁スパン内地盤反力係数の分布

分布 番号	翼壁左端からの距離(m)			地盤反力係数(KN/m ³)			
	左端	右端	区間距離	常時		地震時	
				軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $K_v \cdot L$	軸方向 $k_s \cdot L$	軸鉛直方向 $K_v \cdot L$
1	0	2.90	2.90	19,430	58,350	38,890	116,700
2	2.90	5.50	2.60	80,500	241,740	161,120	483,480

※ 1. ここに、

スパン数N= 1
スパン長L= 5.50 m

10-3-3. 荷重の計算

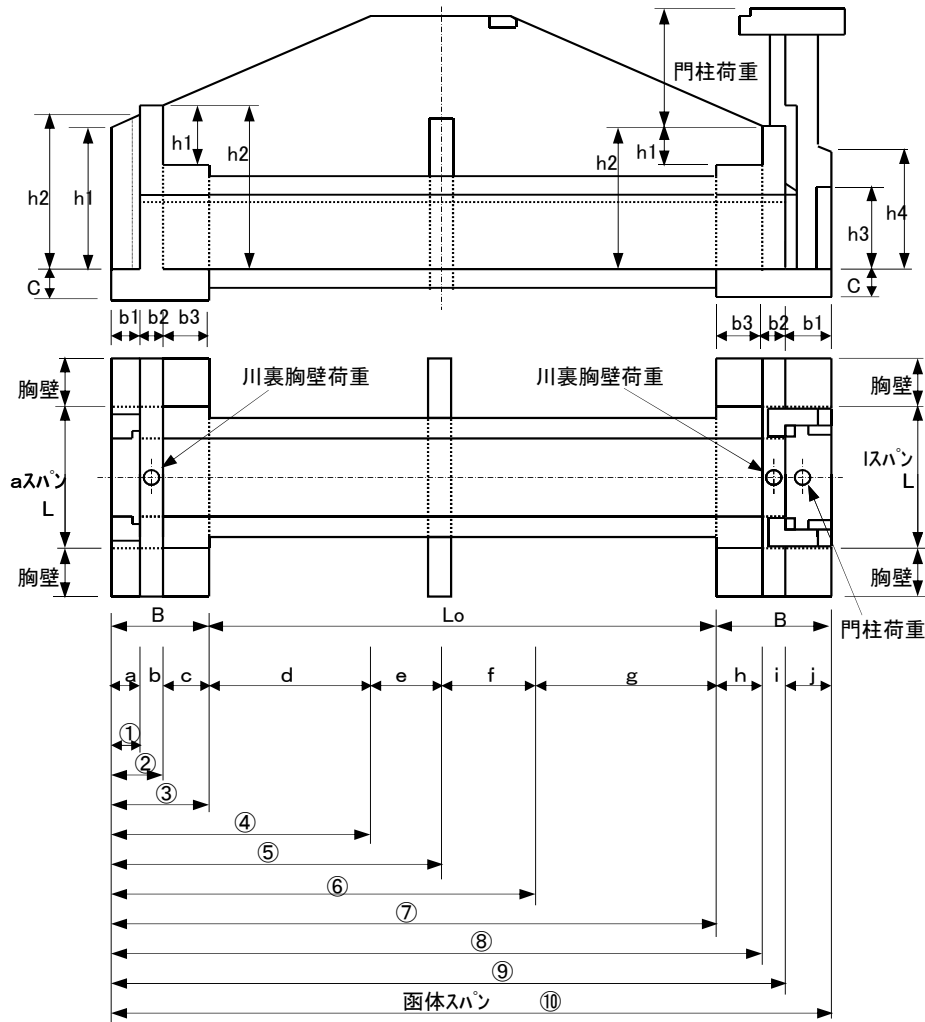


表 10.3.19 函体スパンの検討区間

区間	区間番号	箇所	区間距離 (m)	スパン左端からの距離 (m)	樋門左端からの距離 (m)
a	①	川裏胸壁つま先版区間	0.40	0.40	7.40
b	②	川裏胸壁たて壁裏側	0.50	0.90	7.90
c	③	川裏側函体補強部端部	1.20	2.10	9.10
d	④	川裏側築堤法面部	2.90	5.00	12.00
e	⑤	築堤天端中央部	2.00	7.00	14.00
f	⑥	築堤天端部川表法肩部	2.00	9.00	16.00
g	⑦	川表側築堤法面部	4.00	13.00	20.00
h	⑧	川表側函体補強部端部	1.00	14.00	21.00
i	⑨	川表胸壁たて壁裏側	0.50	14.50	21.50
j	⑩	川表胸壁つま先版区間	1.00	15.50	22.50
合計			15.50		

※ 1. 樋門左端からの距離は川裏翼壁スパンを加算した距離。

ここに、

$$\text{川裏翼壁スパン } L_2 = 7.00 \text{ m}$$

(1) 自重の計算

1) 函体スパン

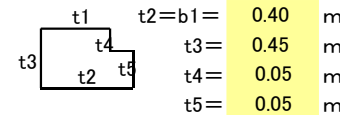
・ aスパン(川裏胸壁つま先版区間)

$$V_a = \{ C \cdot L \cdot b_1 + 2 \cdot (t_2 \cdot t_3 - t_4 \cdot t_5) \cdot 1/2 \cdot (h_1 + h_2) \} \cdot \gamma_c / L = \{ 0.50 \times 2.50 \times 0.40 + 2 \times (0.40 \times 0.45 - 0.05 \times 0.05) \} \times 1/2 \times (3.00 + 3.20) \times 24.50 / 2.50 = 15.68 \text{ KN/m}$$

ここに、

- C : aスパンの底版厚(川裏胸壁の底版厚) C = 0.50 m
- L : aスパンの長さ(川裏函体補強部の函体幅) L = B = 2.50 m
- b1 : aスパンの長さ(川裏胸壁のつま先版長) b1 = 0.40 m
- h1, h2 : 角落とし柱の高さ h1 = 3.00 m, h2 = 3.20 m

t2, t3, t4, t5 : 角落とし柱の断面で下図による



γ_c : コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

・ bスパン(川裏胸壁たて壁区間)

$$V_b = \{ (h_2 + C) \cdot L - A \} \cdot \gamma_c = \{ (3.50 + 0.50) \times 2.50 - 2.228 \} \times 24.50 = 190.41 \text{ KN/m}$$

ここに、

- h1 : 土留壁の高さ h1 = 1.50 m
- h2 : 川裏胸壁の高さ h2 = 3.50 m
- L : aスパンの長さ L = B = 2.50 m
- A : 函体の内空断面 A = 2.228 m²

・ cスパン(川裏胸壁かかと版区間: 川裏側函体補強部)

$$V_c = (B' \cdot H' - A) \cdot \gamma_c = (2.50 \times 2.60 - 2.228) \times 24.50 = 104.66 \text{ KN/m}$$

ここに、

- B' : 川裏側函体補強部の函体幅(aスパンの長さ) B' = L = 2.50 m
- H' : 川裏側函体補強部の函体高(胸壁底版を含む) H' = 2.60 m
- b3 : cスパンの長さ(川裏胸壁のかかと版長) b3 = 1.20 m

・ dスパン(川裏側築堤法肩から川裏築堤法面部の函体標準部)

$$V_d = (B_1 \cdot H_1 - A) \cdot \gamma_c = (2.30 \times 2.40 - 2.228) \times 24.50 = 80.65 \text{ KN/m}$$

ここに、

- B1 : 函体の幅(標準部) B1 = 2.30 m
- H1 : 函体の高さ(標準部) H1 = 2.40 m
- Ld : dスパンの長さ Ld = 2.90 m

・ eスパン(築堤天端中央より川裏側築堤法肩区間の函体標準部)

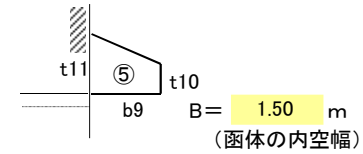
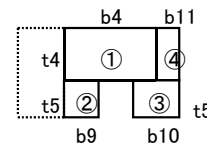
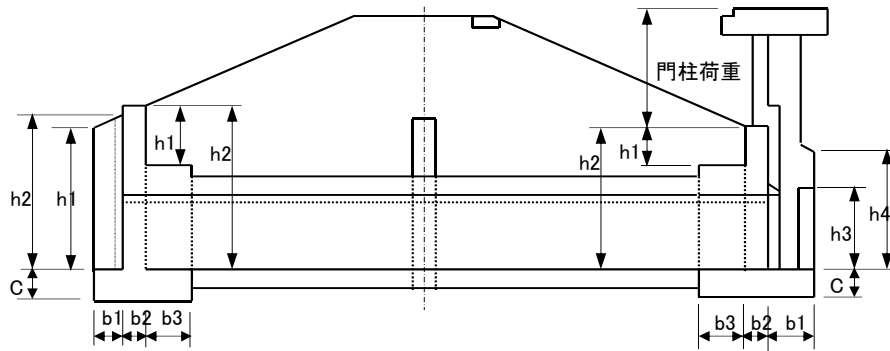
$$V_e = V_d = 80.65 \text{ KN/m}$$

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

- ・ f スパン(築堤天端中央より川表側築堤法肩区間の函体標準部)
 $V_f = V_e = 80.65 \text{ KN/m}$
- ・ g スパン(川表側築堤法肩から川表築堤法面部の函体標準部)
 $V_g = V_f = 80.65 \text{ KN/m}$
- ・ h スパン(川表胸壁かかと版区間:川表側函体補強部)
 $V_h = (B' \cdot H' - A) \gamma_c = (2.80 \times 2.60 - 2.228) \times 24.50 = 123.77 \text{ KN/m}$
 ここに、
 B' : 川表側函体補強部の函体幅 $B' = 2.80 \text{ m}$
 H' : 川表側函体補強部の函体高(胸壁底版を含む) $H' = 2.60 \text{ m}$
 b3 : j スパンの長さ(川表胸壁のかかと版長) $b3 = 1.00 \text{ m}$
- ・ i スパン(川表胸壁たて壁区間)
 $V_k = \{ (h2 + C) \cdot L - A \} \cdot \gamma_c$
 $= \{ (3.00 + 0.60) \times 2.80 - 2.228 \} \times 24.50 = 192.37 \text{ KN/m}$
 ここに、
 h1 : 土留壁の高さ $h1 = 1.00 \text{ m}$
 h2 : 川表胸壁の高さ $h2 = 3.00 \text{ m}$
 C : k スパンの底版厚(川表胸壁の底版厚) $C = 0.60 \text{ m}$
 L : k スパンの長さ(川表側函体補強部の函体幅) $L = B' = 2.80 \text{ m}$
- ・ j スパン(川表胸壁つま先版区間)
 $V_l = \{ C \cdot L \cdot b1 + 2 \cdot (t5 \cdot b9 \cdot h2 + t5 \cdot b10 \cdot h3 + t4 \cdot b11 \cdot h4) + 1/2 \cdot (t10 + t11) \cdot b9 \cdot B \} \cdot \gamma_c / L$
 $= \{ 0.60 \times 2.80 \times 1.00 + 2 \times (0.25 \times 0.30 \times 3.00 + 0.25 \times 0.40 \times 1.80 + 0.40 \times 0.30 \times 2.25) + 1/2 \times (0.125 + 0.30) \times 0.30 \times 1.50 \} \times 24.50 / 2.80 = 27.35 \text{ KN/m}$
 ここに、
 C : 川表胸壁つま先版の厚さ $C = 0.60 \text{ m}$
 L : a スパンの長さ(川裏函体補強部の函体幅) $L = B' = 2.80 \text{ m}$
 b1 : l スパンの長さ(川表胸壁のつま先版長) $b1 = 1.00 \text{ m}$
 b4, t4 : 門柱の土留壁より下の柱断面で下図による(①の部分)
 t5, b9 : 戸溝柱断面で下図による(②の部分)
 t5, b10 : ゲート受け柱断面で下図による(③の部分、高さ=h3)
 b11 : 翼壁接合部の断面で下図による(④の部分、高さ=h4)
 t10, t11 : 戸当たり部で下図による(⑤の部分、長さ=B)



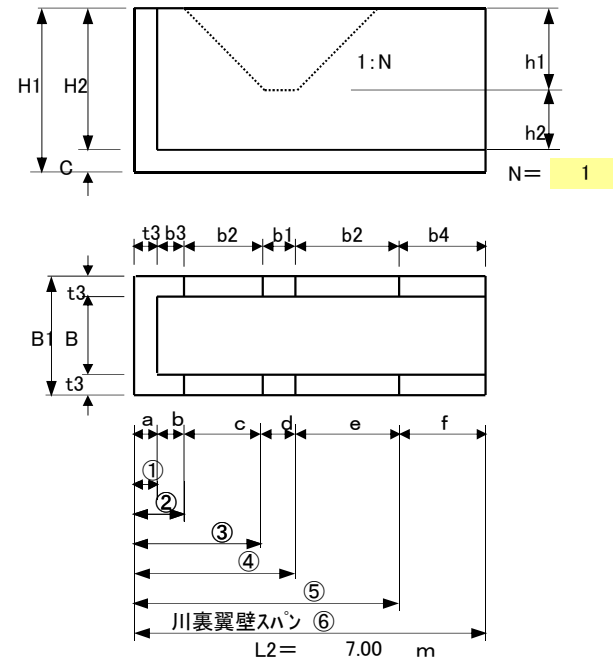
ここに、

$b_4 =$	0.80	m
$t_4 =$	0.40	m
$t_5 =$	0.25	m
$b_9 =$	0.30	m
$b_{10} =$	0.40	m
$b_{11} =$	0.20	m
$t_{10} =$	0.125	m
$t_{11} =$	0.30	m
$h_2 =$	3.00	m
$h_3 =$	1.80	m
$h_4 =$	2.25	m

図 10.3.3 jスパンの構造図

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図



ここに、
 B = 1.50 m
 a=t3 = 0.50 m
 H2 = 3.00 m
 C = 0.50 m
 H1 = 3.50 m
 B1 = 2.50 m
 d=b1 = 0.50 m
 c=e=b2 = 1.50 m
 b=b3 = 1.50 m
 f=b4 = 1.50 m
 h1 = 1.50 m
 h2 = 1.50 m

設 計 計 算

2) 川裏翼壁スパン

・ a スパン(端部たて壁区間)

$$V_a = B1 \cdot H \cdot \gamma_c = 2.50 \times 3.50 \times 24.50 = 214.38 \text{ KN/m}$$

ここに、

B1 : 翼壁水路の幅(外幅) $B1 = 2.50 \text{ m}$

H : 翼壁水路の高さ(総高) $H1 = 3.50 \text{ m}$

γ_c : コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

・ b スパン(U型水路標準断面区間)

$$V_b = (2 \cdot t3 \cdot H2 + C \cdot B1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.50 \times 3.00 + 0.50 \times 2.50) \times 24.50 = 104.13 \text{ KN/m}$$

ここに、

t3 : U型水路のたて壁厚 $t3 = 0.50 \text{ m}$

H2 : U型水路のたて壁高 $H2 = 3.00 \text{ m}$

C : U型水路の底版厚 $C = 0.50 \text{ m}$

・ c スパン(堤内水路の切り欠き部)

(左側)

$$V_c(L) = V_b = 104.13 \text{ KN/m}$$

(右側)

$$V_c(R) = (2 \cdot t3 \cdot h2 + C \cdot B1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.50 \times 1.50 + 0.50 \times 2.50) \times 24.50 = 67.38 \text{ KN/m}$$

ここに、

h2 : U型水路の切り欠いたたて壁高 $h2 = 1.50 \text{ m}$

・ d スパン(堤内水路の切り欠き部)

$$V_d = V_c(R) = 67.38 \text{ KN/m}$$

・ e スパン(堤内水路の切り欠き部)

(左側)

$$V_e(L) = V_d = 67.38 \text{ KN/m}$$

(右側)

$$V_e(R) = V_c(L) = 104.13 \text{ KN/m}$$

・ f スパン(U型水路標準断面区間)

$$V_f = V_b = 104.13 \text{ KN/m}$$

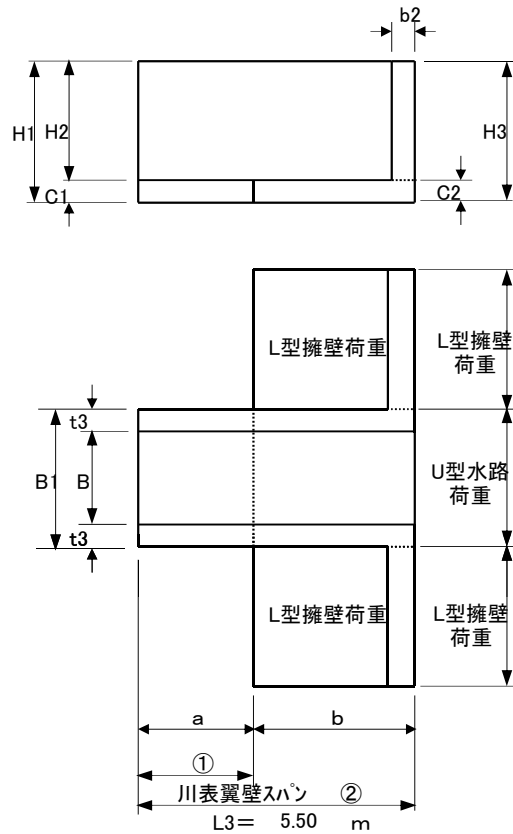
表 10.3.20 川裏翼壁スパンの検討区間

区間	区間番号	箇所	区間距離 (m)	スパン左端からの距離 (m)	樋門左端からの距離 (m)
a	①	川裏胸壁つま先版区間	0.50	0.50	0.50
b	②	川裏胸壁たて壁裏側	1.50	2.00	2.00
c	③	川裏側函体補強部端部	1.50	3.50	3.50
d	④	川裏側築堤法面部	0.50	4.00	4.00
e	⑤	築堤天端部	1.50	5.50	5.50
f	⑥	しゃ水壁部(築堤天端)	1.50	7.00	7.00

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



ここに、
 B= 2.00 m
 t3= 0.40 m
 H2= 2.25 m
 C1= 0.50 m
 C2= 0.50 m
 H1= 2.75 m
 H3= 2.75 m
 B1= 2.80 m
 b2= 0.40 m

3) 川表翼壁スパン

・ a スパン(U型水路区間)

$$V_a = (2 \cdot t_3 \cdot H_2 + C_1 \cdot B_1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.40 \times 2.25 + 0.50 \times 2.80) \times 24.50 = 78.40 \text{ KN/m}$$

ここに、

t3 : U型水路のたて壁厚 t3= 0.40 m
 H2 : U型水路のたて壁高 H2= 2.25 m
 C1 : U型水路の底版厚 C1= 0.50 m
 B1 : U型水路の底版幅(水路の総幅) B1= 2.80 m
 γ_c : コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

・ b スパン(L型擁壁区間のU型水路)

$$V_b = (2 \cdot t_3 \cdot H_2 + C_2 \cdot B_1) \cdot \gamma_c = (2 \times 0.40 \times 2.25 + 0.50 \times 2.80) \times 24.50 = 78.40 \text{ KN/m}$$

ここに、

C2 : L型擁壁の底版厚 C2= 0.50 m

表 10.3.21 川表翼壁スパンの検討区間

区間	区間番号	箇所	区間距離(m)	スパン左端からの距離(m)	樋門左端からの距離(m)
a	①	川裏胸壁つま先版区間	2.90	2.90	25.40
b	②	川裏胸壁たて壁裏側	2.60	5.50	28.00

※ 1. 樋門左端からの距離は川裏翼壁スパンを加算した距離。

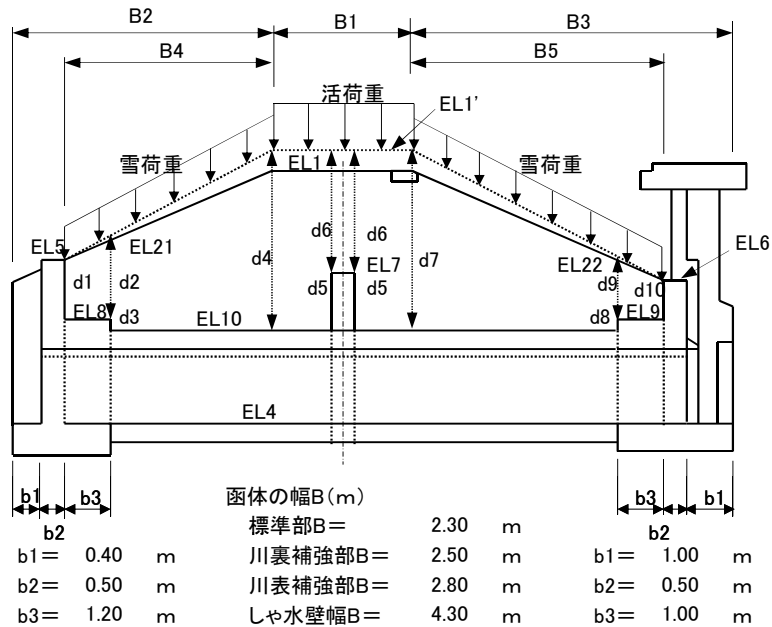
ここに、

川裏翼壁スパン L2= 7.00 m
 函体スパン L1= 15.50 m
 計 22.50 m

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算



ここに、

B1 = 4.00 m	、	EL1 = 35.00 m	
B2 = 5.00 m	、	EL1' = 35.20 m	(余盛り0.20mを含む)
B3 = 6.50 m	、	EL4 = 29.50 m	
B4 = 4.10 m	、	EL5 = 33.00 m	
B5 = 5.00 m	、	EL6 = 32.50 m	
		EL7 = 32.40 m	
		EL8 = 31.50 m	
		EL9 = 31.50 m	
		EL10 = 31.40 m	
		EL21 = 33.64 m	
		EL22 = 32.92 m	

ここに、

b1 = 0.40 m	川裏補強部B = 2.50 m	b1 = 1.00 m
b2 = 0.50 m	川表補強部B = 2.80 m	b2 = 0.50 m
b3 = 1.20 m	しゃ水壁幅B = 4.30 m	b3 = 1.00 m

図 10.3.4 荷重の計算図

(2) 函体スパン上の荷重の計算

1) 土重

土重は函体スパンのみに作用し、その荷重は次により求める。

$$Vd = \alpha \cdot d \cdot B \cdot \gamma_s$$

ここに、

- α : 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$
- d : 函体上の土被り厚
- B : 函体の幅
- γ_s : 盛土の単位体積重量(湿潤) $\gamma_s = 18.60 \text{ KN/m}^3$

2) 雪荷重

雪荷重は函体スパンのみに作用し、その荷重は次により求める。

$$Wd = B \cdot qw$$

ここに、

- B : 函体の幅
- qw : 雪荷重 $qw = 3.50 \text{ KN/m}^2$

3) 活荷重

活荷重は築堤天端のみに作用し、その荷重は次により求める。

$$qd = B \cdot q$$

ここに、

- B : 築堤天端区間の函体およびしゃ水壁の幅
- q : 活荷重 常時 $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$ (地震時 $q = 5.00 \text{ KN/m}^2$)

表 10.3.22 函体上の荷重の計算

計算箇所	符号	土被り厚の計算			函体幅B (m)	土重Vd (KN/m)	雪荷重Wd (KN/m)	活荷重qd (KN/m)	
		盛土標高(m)	函体標高(m)	土被り厚d(m)				常時	地震時
川裏函体補強部	d1	33.00	31.50	1.50	2.50	69.75	8.75		
	d2	33.64	31.50	2.14	2.50	99.51	8.75		
川裏築堤法面部	d3	33.64	31.40	2.24	2.30	95.83	8.05		
川裏築堤法肩部	d4	35.20	31.40	3.80	2.30	162.56		23.00	11.50
築堤天端(川裏側)	d5	35.20	31.40	3.80	2.30	162.56		23.00	11.50
築堤天端(川表側)	d6	35.20	31.40	3.80	2.30	162.56		23.00	11.50
川表築堤法肩部	d7	35.20	31.40	3.80	2.30	162.56		23.00	11.50
川表築堤法面部	d8	32.92	31.40	1.52	2.30	65.03	8.05		
川表函体補強部	d9	32.92	31.50	1.42	2.80	73.95	9.80		
	d10	32.50	31.50	1.00	2.80	52.08	9.80		

※ 1. 雪荷重は築堤法面部、活荷重は築堤天端上に作用する。

(3) 水重

水重は、函体の内空高を水位として作用するものとする。

1) 函体スパン

$$wd = H \cdot B \cdot \gamma_c = 1.500 \times 1.500 \times 9.80 = 22.05 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$H : \text{函体の内空高} \quad H = 1.500 \text{ m}$$

$$B : \text{函体の内空幅} \quad B = 1.500 \text{ m}$$

$$\gamma_c : \text{水の単位体積重量} \quad \gamma_c = 9.80 \text{ KN/m}^3$$

2) 川裏翼壁スパン

$$wd = H \cdot B \cdot \gamma_c = 1.500 \times 1.500 \times 9.80 = 22.05 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$H : \text{函体の内空高} \quad H = 1.500 \text{ m}$$

$$B : \text{川裏翼壁水路の内幅} \quad B = 1.500 \text{ m}$$

3) 川表翼壁スパン

$$wd = H \cdot B \cdot \gamma_c = 1.500 \times 2.000 \times 9.80 = 29.40 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$H : \text{函体の内空高} \quad H = 1.500 \text{ m}$$

$$B : \text{川表翼壁水路の内幅} \quad B = 2.000 \text{ m}$$

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

(4) 分布荷重の集計

表 10.3.23 荷重の集計

(土重ありの計算)

スパン	番号	スパン左端からの距離(m)		自重(KN/m)		水重(KN/m)		土重(KN/m)		雪荷重(KN/m)		活荷重(KN/m)				荷重合計(KN/m)			
		自	至	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	常時		地震時		常時		地震時	
												左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側
川裏翼壁	1	0	0.50	214.38	214.38	22.05	22.05									236.43	236.43	236.43	236.43
	2	0.50	2.00	104.13	104.13	22.05	22.05									126.18	126.18	126.18	126.18
	3	2.00	3.50	104.13	67.38	22.05	22.05									126.18	89.43	126.18	89.43
	4	3.50	4.00	67.38	67.38	22.05	22.05									89.43	89.43	89.43	89.43
	5	4.00	5.50	67.38	104.13	22.05	22.05									89.43	126.18	89.43	126.18
	6	5.50	7.00	104.13	104.13	22.05	22.05									126.18	126.18	126.18	126.18
函体	1	0	0.40	15.68	15.68	22.05	22.05									37.73	37.73	37.73	37.73
	2	0.40	0.90	190.41	190.41	22.05	22.05									212.46	212.46	212.46	212.46
	3	0.90	2.10	104.66	104.66	22.05	22.05	69.75	99.51	8.75	8.75					205.21	234.97	205.21	234.97
	4	2.10	5.00	80.65	80.65	22.05	22.05	95.83	162.56	8.05	8.05					206.58	273.31	206.58	273.31
	5	5.00	7.00	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	6	7.00	9.00	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	162.56			23.00	23.00	11.50	11.50	288.26	288.26	276.76	276.76
	7	9.00	13.00	80.65	80.65	22.05	22.05	162.56	65.03	8.05	8.05					273.31	175.78	273.31	175.78
	8	13.00	14.00	123.77	123.77	22.05	22.05	73.95	52.08	9.80	9.80					229.57	207.70	229.57	207.70
	9	14.00	14.50	192.37	192.37	22.05	22.05									214.42	214.42	214.42	214.42
	10	14.50	15.50	27.35	27.35	22.05	22.05									49.40	49.40	49.40	49.40
川表翼壁	1	0	2.90	78.40	78.40	29.40	29.40									107.80	107.80	107.80	107.80
	2	2.90	5.50	78.40	78.40	29.40	29.40									107.80	107.80	107.80	107.80

(土重なしの荷重の合計)

スパン	番号	スパン左端からの距離(m)		常時		地震時	
		自	至	左側	右側	左側	右側
函体	1	0	0.40	37.73	37.73	37.73	37.73
	2	0.40	0.90	212.46	212.46	212.46	212.46
	3	0.90	2.10	135.46	135.46	135.46	135.46
	4	2.10	5.00	110.75	110.75	110.75	110.75
	5	5.00	7.00	125.70	125.70	114.20	114.20
	6	7.00	9.00	125.70	125.70	114.20	114.20
	7	9.00	13.00	110.75	110.75	110.75	110.75
	8	13.00	14.00	155.62	155.62	155.62	155.62
	9	14.00	14.50	214.42	214.42	214.42	214.42
	10	14.50	15.50	49.40	49.40	49.40	49.40

(5) 集中荷重の集計
集中荷重は下図の箇所作用し、ここにその荷重を集計する。なお、集中荷重は函軸へシフトさせた断面力とする。

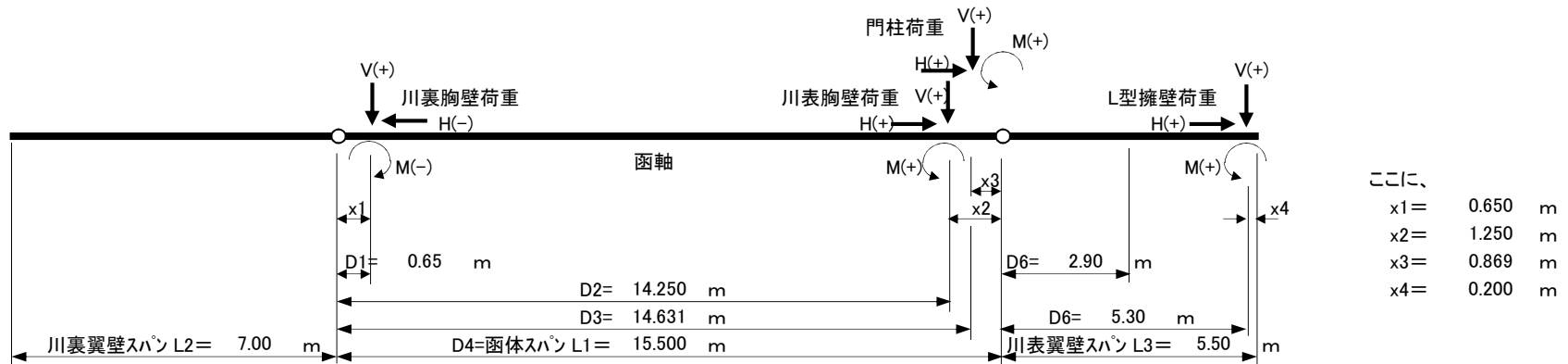


図 10.3.5 集中荷重

表 10.3.24 常時の集中荷重

項目		川裏胸壁		川表胸壁		門柱		L型擁壁	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重	KN	316.405	0.650	297.948	14.250	214.201	14.613	1105.130	5.300
水平荷重	KN	-461.929	0.650	381.966	14.250	15.056	14.613	405.302	5.300
曲げモーメント	KN・m	267.046	0.650	-150.762	14.250	-39.331	14.613	-24.321	5.300

表 10.3.25 地震時の集中荷重

項目		川裏胸壁		川表胸壁		門柱		L型擁壁	
		荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)	荷重	作用位置x(m)
鉛直荷重	KN	341.565	0.650	317.730	14.250	214.201	14.613	1149.562	5.300
水平荷重	KN	-615.819	0.650	543.632	14.250	40.481	14.613	765.934	5.300
曲げモーメント	KN・m	285.890	0.650	-207.478	14.250	-164.087	14.613	-40.235	5.300

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ しゃ水鋼矢板の影響

「樋門設計の手引き」P158

しゃ水鋼矢板の影響は三成分のバネとして評価するのが望ましい。このうち軸方向のバネは、負の周面摩擦力の影響を無視でき鋼矢板先端が良好な土層に到達していない場合は次式で推定できる。

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

ここに、

K_v : 鉛直方向の矢板バネ値(KN/m)

A_p : 鋼矢板の純断面積(m²)

E_p : 鋼矢板の弾性係数 $E_p = 2.0 \times 10^8$ KN/m²

l : 鋼矢板長(m)

$$a = \lambda \cdot \tanh \lambda$$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}}$$

ここに、

U : 鋼矢板の周長(m)

C_s : 鋼矢板と周面地盤のすべり係数(KN/m³)

(C_s の関係式)

$$C_s = \frac{N}{0.0015}$$

ここに、

N : 鋼矢板周面地盤のN値

なお、鋼矢板の先端が比較的良好な地盤に到達する場合、鋼矢板先端バネの影響が卓越するので別途適切な方法で推定する必要がある。

負の周面摩擦力の作用が見込まれる場合は、外力として考慮するのがよい。

(6) 矢板バネ定数の計算

設計箇所地盤は、鋼矢板の先端が比較的良好な砂礫層に到達することから、鋼矢板先端バネの影響があると考えこの影響を考慮する。

1) 鋼矢板および計算の諸元

表 10.3.26 鋼矢板および計算の諸元

型名		広幅鋼矢板の諸元					備 考
名称	符号	単位	川裏胸壁	しゃ水壁	川表胸壁	L型擁壁	
鋼矢板形式			Ⅱw型	Ⅱw型	Ⅱw型	Ⅲw型	
本体幅	B	m	4.50	4.30	4.80	11.60	
矢板幅	W	m	0.60	0.60	0.60	0.60	
純断面積	A_p	m ²	0.00787	0.00787	0.00787	0.01039	
弾性係数	E_p	KN/m ²	2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8	
矢板長	l	m	2.0	2.0	2.0	4.0	床付け面より下の長さ
周長	U	m	9.0	8.6	9.6	46.4	
N値			13.5	13.5	13.5	13.5	先端N値
C_s		KN/m ³	9000	9000	9000	9000	$C_s = N/0.0015$

2) 鉛直方向の矢板バネ値の計算

① Ⅱw型の計算

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l} = 0.364 \times \frac{0.00787 \times 2 \times 10^8}{2.0} = 286,468 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$a = \lambda \cdot \tanh \lambda = 0.642 \times \tanh(0.642) = 0.364$$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{9000.00 \times 9.0}{0.00787 \times 2 \times 10^8}} = 0.642 \text{ KN/m}^2$$

② Ⅲw型の計算

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{l} = 2.504 \times \frac{0.01039 \times 2 \times 10^8}{4.0} = 1,300,828 \text{ KN/m}$$

ここに、

$$a = \lambda \cdot \tanh \lambda = 2.536 \times \tanh(2.536) = 2.504$$

$$\lambda = l \sqrt{\frac{C_s \cdot U}{A_p \cdot E_p}} = 4.0 \times \sqrt{\frac{9000.00 \times 46.4}{0.01039 \times 2 \times 10^8}} = 2.536 \text{ KN/m}^2$$

- 3) 水平方向の矢板バネ値の計算
 水平方向の矢板バネ値 K_h はヒンジ結合から「 $K_h=0$ 」(KN/m)とする。
- 4) 矢板曲げバネ値の計算
 矢板曲げバネ値 K_m は「 $K_h=0$ 」の条件から「 $K_m=0$ 」(KN・m/rad)とする。
- 以上から、縦方向の計算に用いるしゃ水矢板の諸元を以下に示す(常時、地震時とも同じ)。

表 10.3.27 縦方向の計算に用いるしゃ水矢板の諸元

スパン	番号	検討位置	スパン左側端部からの距離 x(m)	水平方向バネ値 K_h (KN/m)	鉛直方向バネ値 K_v (KN/m)	曲げバネ値 K_m (KN・m/rad)
函体	1	川裏胸壁部	0.65	286,468	0	0
	2	中央しゃ水壁	7.00	286,468	0	0
	3	川表胸壁	14.25	286,468	0	0
川表翼壁	1	L型擁壁	5.30	1,300,828	0	0

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

10-3-4. 函体縦方向の計算データ

① 樋門の概要

スパン数	3
地盤側方変位の推定点数	10
地盤沈下の推定点数	11
キャンパ-盛土のデータ数	0

② スパン毎の特性の数

スパンNo	部材長(m)	計算点の数	K値の数	矢板ハネの数	軸方向荷重数		軸鉛直荷重数		モーメント荷重数
					集中	分布	集中	分布	
1	7.00	10	1	0	0	0	0	6	0
2	15.50	20	3	3	3	0	3	10	3
3	5.50	10	2	1	1	0	1	2	1
4									
5									

③ 継手部ハネ定数

位置No	常時				地震時			
	軸ハネ定数(KN/m)	せん断ハネ定数(KN/m)	曲げハネ定数(KN・m/rad)	初期折れ角(deg)	軸ハネ定数(KN/m)	せん断ハネ定数(KN/m)	曲げハネ定数(KN・m/rad)	初期折れ角(deg)
1								
2								
3								
4								
5								

④ スパン内Kv値の分布

位置No	樋門左端からの距離(m)		常時の地盤反力係数Kv(KN/m ³)		地震時の地盤反力係数Kv(KN/m ³)	
	k値の左端	k値の右端	軸方向 Ks・L	軸直角方向 Kv・L	軸方向 Ks・L	軸直角方向 Kv・L
1 - 1	0	7.00	16,550	49,670	33,100	99,350
2 - 1	0	2.10	22,810	68,440	45,630	136,890
2 - 2	2.10	13.00	11,660	34,980	23,320	69,960
2 - 3	13.00	15.50	24,330	73,000	48,670	146,010
3 - 1	0	2.90	19,430	58,350	38,890	116,700
3 - 2	2.90	5.50	80,500	241,740	161,120	483,480

⑥ 軸方向集中荷重(軸方向集中荷重・軸鉛直荷重・曲げモーメント)

位置No	作用位置x(m)	常時の荷重強度			地震時の荷重強度		
		軸水平方向(KN)	軸鉛直方向(KN)	モーメント(KN・m)	軸水平方向(KN)	軸鉛直方向(KN)	モーメント(KN・m)
1	0.650	-461.929	316.405	267.046	-615.819	341.565	285.890
2	14.250	381.966	297.948	-150.762	543.632	317.730	-207.478
3	14.613	15.056	214.201	-39.331	40.481	214.201	-164.087
4	5.300	405.302	1105.130	-24.321	765.934	1149.562	-40.235
5							

※ 1. No4は川表翼壁スパンのL型擁壁荷。

⑤ 矢板ハネ定数

位置No	スパン左端からの矢板位置(m)	常時の矢板ハネ値			地震時の矢板ハネ値		
		水平ハネ定数 Kh(KN/m)	鉛直ハネ定数 Kv(KN/m)	曲げハネ定数 Km(KN・m/rad)	水平ハネ定数 Kh(KN/m)	鉛直ハネ定数 Kv(KN/m)	曲げハネ定数 Km(KN・m/rad)
1	0.65	286,468	0	0	286,468	0	0
2	7.00	286,468	0	0	286,468	0	0
3	14.25	286,468	0	0	286,468	0	0
4	5.30	1,300,828	0	0	1,300,828	0	0
5							

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

⑦ 軸方向分布荷重・軸鉛直荷重

位置No	スパンNo	スパン左端からの作用位置(m)		土重あり				土重なし				
				常時の荷重強度(KN/m)		地震時の荷重強度(KN/m)		常時の荷重強度(KN/m)		地震時の荷重強度(KN/m)		
		作用位置 (左端)	作用位置 (右端)	左端	右端	左端	右端	左端	右端	左端	右端	
1	1	—	1	0	0.50	236.43	236.43	236.43	236.43	236.43	236.43	236.43
2	1	—	2	0.50	2.00	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18
3	1	—	3	2.00	3.50	126.18	89.43	126.18	89.43	126.18	89.43	89.43
4	1	—	4	3.50	4.00	89.43	89.43	89.43	89.43	89.43	89.43	89.43
5	1	—	5	4.00	5.50	89.43	126.18	89.43	126.18	89.43	126.18	126.18
6	1	—	6	5.50	7.00	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18	126.18
7	2	—	1	0	0.40	37.73	37.73	37.73	37.73	37.73	37.73	37.73
8	2	—	2	0.40	0.90	212.46	212.46	212.46	212.46	212.46	212.46	212.46
9	2	—	3	0.90	2.10	205.21	234.97	205.21	234.97	135.46	135.46	135.46
10	2	—	4	2.10	5.00	206.58	273.31	206.58	273.31	110.75	110.75	110.75
11	2	—	5	5.00	7.00	288.26	288.26	276.76	276.76	125.70	125.70	114.20
12	2	—	6	7.00	9.00	288.26	288.26	276.76	276.76	125.70	125.70	114.20
13	2	—	7	9.00	13.00	273.31	175.78	273.31	175.78	110.75	110.75	110.75
14	2	—	8	13.00	14.00	229.57	207.70	229.57	207.70	155.62	155.62	155.62
15	2	—	9	14.00	14.50	214.42	214.42	214.42	214.42	214.42	214.42	214.42
16	2	—	10	14.50	15.50	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40	49.40
17	3	—	1	0	2.90	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80
18	3	—	2	2.90	5.50	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80	107.80

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

⑧ 地盤側方変位分布

推定点No	樋門左端からの推定点位置(m)	変位量(cm)
1	0.000	-0.6
2	7.000	-0.3
3	7.650	-0.4
4	9.100	-0.3
5	12.000	-0.2
6	14.000	0.0
7	16.000	0.2
8	20.000	0.4
9	21.250	0.4
10	22.500	0.4
11	28.000	0.5
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		

⑨ 基礎地盤残留沈下量

推定点No	樋門左端からの推定点位置(m)	残留沈下量(cm)
1	0.000	1.8
2	7.000	2.8
3	7.650	3.0
4	9.100	3.4
5	12.000	4.1
6	14.000	4.2
7	16.000	4.1
8	20.000	3.0
9	21.250	2.7
10	22.500	2.4
11	28.000	1.6
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		

⑩ キャンパ^o盛土のデータ

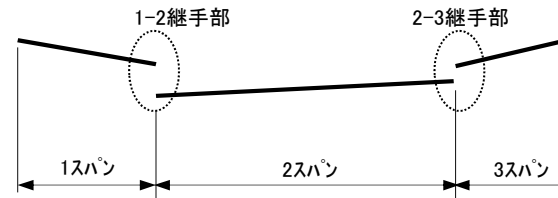
推定点No	樋門左端からのデータ位置(m)	キャンパ ^o 量(cm)
1		
2		
3		
4		
5		

10-3-5. 函体縦方向の計算結果

本設計では、残留沈下量(即時沈下量)が5cm以内であることから地盤の変位を考慮しない「弾性床上の梁」の計算をおこなうこととする。なお、計算は「柔構造樋門設計の手引き」対応の市販のプログラムでおこない、その結果を以下に示す。

① 継手部相対変位

継手	常時			地震時		
	開口(軸変位差)(cm)	目違い(軸直角変位差)(cm)	折れ角(たわみ角差)(rad)	開口(軸変位差)(cm)	目違い(軸直角変位差)(cm)	折れ角(たわみ角差)(rad)
1 - 2	-0.005926	0.4167036	0.0002079	0.0023819	0.2052925	0.0001077
2 - 3	0.0318301	-0.845267	0.0008568	0.0441787	-0.433668	0.0004553



② 矢板の変位と反力

スパン	矢板設置箇所	番号	常時					地震時				
			水平変位(cm)	鉛直変位(cm)	水平反力(KN)	鉛直反力(KN)	曲げ反力(KN・m)	水平変位(cm)	鉛直変位(cm)	水平反力(KN)	鉛直反力(KN)	曲げ反力(KN・m)
2	函体(川裏胸壁)	1	-0.010	0.62	-16.98	0.00	0.00	0.01	0.31	-6.82	0.00	0.00
2	函体(中央しゃ水壁)	2	-0.010	0.66	-16.98	0.00	0.00	0.01	0.33	-6.82	0.00	0.00
2	函体(川表胸壁)	3	-0.010	0.71	-16.98	0.00	0.00	0.01	0.36	-6.82	0.00	0.00
3	川表翼壁(L型擁壁)	1	0.003	0.37	337.00	0.00	0.00	0.04	0.19	543.70	0.00	0.00

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

③ 梁の変位と断面力

スパン	距離x (m)	常時								地震時							
		軸方向変位		軸鉛直変位		断面力			地盤反力度 (軸鉛直方 向)(KN/m)	軸方向変位		軸鉛直変位		断面力			地盤反力度 (軸鉛直方 向)(KN/m)
		地盤変位量 (cm)	函体変位量 (cm)	地盤沈下量 (cm)	函体沈下量 D(cm)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	軸力N(KN)		地盤変位量 (cm)	函体変位量 (cm)	地盤沈下量 (cm)	函体沈下量 D(cm)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	軸力N(KN)	
1	0.000	0.0	0.0	0.0	0.3	0.00	0.00	0.00	147.74	0.0	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.00	147.74
	0.560	0.0	0.0	0.0	0.3	-44.13	-13.91	0.00	143.87	0.0	0.0	0.0	0.1	-44.13	-13.91	0.00	143.87
	0.700	0.0	0.0	0.0	0.3	-41.72	-19.92	0.00	142.90	0.0	0.0	0.0	0.1	-41.72	-19.92	0.00	142.90
	1.400	0.0	0.0	0.0	0.3	-31.71	-45.42	0.00	138.07	0.0	0.0	0.0	0.1	-31.71	-45.42	0.00	138.07
	2.100	0.0	0.0	0.0	0.3	-24.96	-65.10	0.00	133.23	0.0	0.0	0.0	0.1	-24.96	-65.10	0.00	133.23
	2.800	0.0	0.0	0.0	0.3	-14.00	-79.24	0.00	128.39	0.0	0.0	0.0	0.1	-14.00	-79.24	0.00	128.39
	3.360	0.0	0.0	0.0	0.3	0.97	-83.14	0.00	124.52	0.0	0.0	0.0	0.1	0.97	-83.14	0.00	124.52
	3.500	0.0	0.0	0.0	0.2	5.58	-82.69	0.00	123.56	0.0	0.0	0.0	0.1	5.58	-82.69	0.00	123.55
	4.200	0.0	0.0	0.0	0.2	27.28	-70.85	0.00	118.72	0.0	0.0	0.0	0.1	27.28	-70.85	0.00	118.72
	4.900	0.0	0.0	0.0	0.2	36.66	-47.57	0.00	113.88	0.0	0.0	0.0	0.1	36.66	-47.57	0.00	113.88
5.600	0.0	0.0	0.0	0.2	30.76	-23.12	0.00	109.04	0.0	0.0	0.0	0.1	30.76	-23.12	0.00	109.04	
6.300	0.0	0.0	0.0	0.2	17.08	-6.17	0.00	104.21	0.0	0.0	0.0	0.1	17.08	-6.17	0.00	104.21	
7.000	0.0	0.0	0.0	0.2	0.00	0.01	0.00	99.37	0.0	0.0	0.0	0.1	0.00	0.01	0.00	99.37	
2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.3	0.00	0.00	0.00	185.27	0.0	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.00	264.17
	0.775	0.0	0.0	0.0	0.3	479.20	352.91	454.63	186.14	0.0	0.0	0.0	0.2	298.64	365.20	612.18	264.26
	1.550	0.0	0.0	0.0	0.3	458.61	716.86	450.47	187.01	0.0	0.0	0.0	0.2	338.29	612.60	610.17	264.35
	2.325	0.0	0.0	0.0	0.3	410.67	1058.54	446.90	96.02	0.0	0.0	0.0	0.2	341.56	883.23	608.44	135.15
	3.100	0.0	0.0	0.0	0.3	314.24	1340.31	444.78	96.47	0.0	0.0	0.0	0.2	275.29	1123.15	607.42	135.19
	3.875	0.0	0.0	0.0	0.3	204.33	1542.13	442.65	96.91	0.0	0.0	0.0	0.2	195.24	1306.37	606.39	135.24
	4.650	0.0	0.0	0.0	0.3	80.95	1653.54	440.52	97.35	0.0	0.0	0.0	0.2	101.40	1422.21	605.36	135.28
	5.425	0.0	0.0	0.0	0.3	-60.19	1663.06	438.40	97.80	0.0	0.0	0.0	0.2	-5.61	1459.96	604.33	135.33
	6.200	0.0	0.0	0.0	0.3	-207.63	1559.25	436.27	98.24	0.0	0.0	0.0	0.2	-115.21	1413.14	603.31	135.37
	6.975	0.0	0.0	0.0	0.3	-354.72	1341.32	434.14	98.68	0.0	0.0	0.0	0.2	-224.76	1281.40	602.28	135.42
	7.750	0.0	0.0	0.0	0.3	273.52	1590.76	428.88	99.13	0.0	0.0	0.0	0.2	197.36	1463.51	599.62	135.46
	8.525	0.0	0.0	0.0	0.3	127.11	1745.98	426.75	99.57	0.0	0.0	0.0	0.2	87.87	1574.03	598.59	135.51
	9.300	0.0	0.0	0.0	0.3	-13.37	1788.66	424.63	100.02	0.0	0.0	0.0	0.2	-19.45	1599.98	597.57	135.55
	10.075	0.0	0.0	0.0	0.3	-134.51	1730.38	422.50	100.46	0.0	0.0	0.0	0.2	-113.21	1547.63	596.54	135.60
	10.850	0.0	0.0	0.0	0.3	-240.68	1584.03	420.37	100.90	0.0	0.0	0.0	0.2	-192.30	1428.30	595.51	135.64
	11.625	0.0	0.0	0.0	0.3	-331.86	1361.20	418.25	101.35	0.0	0.0	0.0	0.2	-256.71	1253.36	594.48	135.69
	12.400	0.0	0.0	0.0	0.3	-408.07	1073.51	416.12	101.79	0.0	0.0	0.0	0.2	-306.46	1034.18	593.46	135.73
13.175	0.0	0.0	0.0	0.3	-459.30	733.44	413.47	213.35	0.0	0.0	0.0	0.2	-325.14	783.57	592.18	283.37	
13.950	0.0	0.0	0.0	0.3	-461.97	375.56	409.03	214.28	0.0	0.0	0.0	0.2	-273.88	550.60	590.03	283.47	
14.725	0.0	0.0	0.0	0.3	-128.86	49.98	4.44	215.20	0.0	0.0	0.0	0.2	-181.51	70.34	2.14	283.66	
15.500	0.0	0.0	0.0	0.3	0.00	0.07	0.00	216.13	0.0	0.0	0.0	0.2	0.00	0.07	0.00	283.66	

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

スパン	距離x (m)	常時								地震時							
		軸方向変位		軸鉛直変位		断面力			地盤反力度 (軸鉛直方向)	軸方向変位		軸鉛直変位		断面力			地盤反力度 (軸鉛直方向)
		地盤変位量 (cm)	函体変位量 (cm)	地盤沈下量 (cm)	函体沈下量 D(cm)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	軸力N(KN)		地盤変位量 (cm)	函体変位量 (cm)	地盤沈下量 (cm)	函体沈下量 D(cm)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	軸力N(KN)	
3	0.000	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.00	0.00	0.00	-71.14	0.0	0.0	0.0	-0.1	0.00	0.00	0.00	-80.81
	0.550	0.0	0.0	0.0	-0.1	-90.25	-25.57	2.77	-41.43	0.0	0.0	0.0	0.0	-95.03	-26.93	8.94	-49.14
	1.100	0.0	0.0	0.0	0.0	-164.15	-96.27	5.54	-11.72	0.0	0.0	0.0	0.0	-172.64	-101.34	17.88	-17.47
	1.650	0.0	0.0	0.0	0.0	-221.72	-203.14	8.31	17.98	0.0	0.0	0.0	0.0	-232.82	-213.64	26.82	14.20
	2.200	0.0	0.0	0.0	0.1	-262.95	-337.17	11.07	47.69	0.0	0.0	0.0	0.0	-275.59	-354.25	35.76	45.87
	2.750	0.0	0.0	0.0	0.1	-287.85	-489.39	13.84	77.39	0.0	0.0	0.0	0.1	-300.94	-513.60	44.70	77.54
	3.300	0.0	0.0	0.0	0.2	-175.34	-627.50	22.94	443.70	0.0	0.0	0.0	0.1	-186.05	-658.50	74.08	452.47
	3.740	0.0	0.0	0.0	0.2	-5.89	-668.96	32.12	542.15	0.0	0.0	0.0	0.1	-11.30	-703.61	103.71	557.44
	4.400	0.0	0.0	0.0	0.3	329.52	-567.53	45.88	689.83	0.0	0.0	0.0	0.1	337.42	-601.70	148.15	714.90
	4.950	0.0	0.0	0.0	0.3	683.48	-292.05	57.35	812.90	0.0	0.0	0.0	0.2	707.41	-317.68	185.19	846.11
5.280	0.0	0.0	0.0	0.4	928.35	-26.77	64.23	886.74	0.0	0.0	0.0	0.2	964.04	-42.61	207.41	924.84	
5.500	0.0	0.0	0.0	0.4	0.00	0.01	0.00	935.97	0.0	0.0	0.0	0.2	0.00	0.01	0.00	977.32	

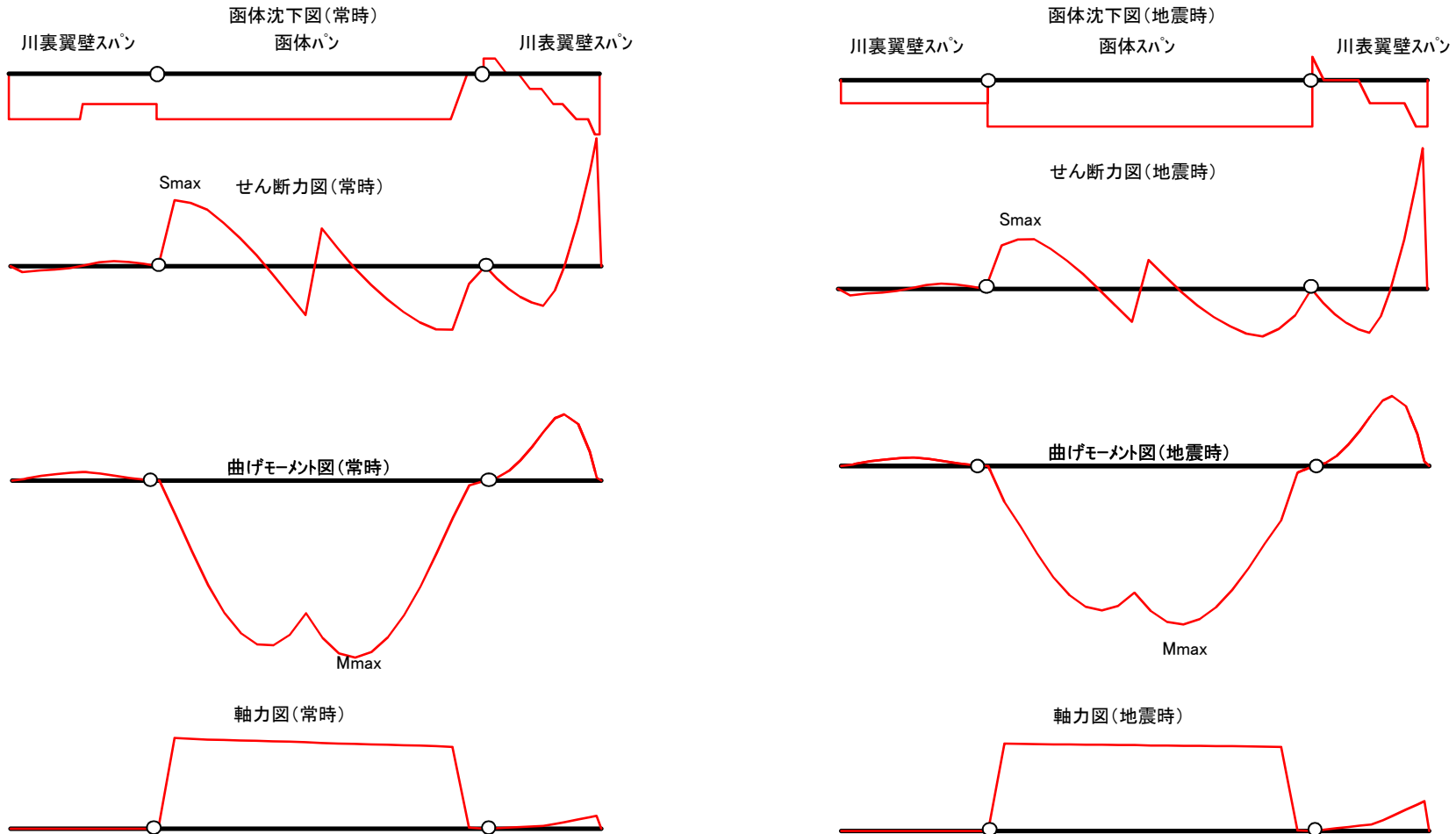


図 10.3.6 樋門縦方向の計算結果

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

【メモ】

- ・ 函体縦方向の応力度の検討 「樋門設計の手引き」
 応力度の検討に用いる「梁の断面」は、頂版もしくは底版をフランジ、両側の側壁をウェブとしたT型断面としておこなう。
- ・ また、中立軸の位置により、配筋計算の断面に以下の条件を与える。
- ・ 中立軸がフランジ内にある場合→矩形断面→単鉄筋長方形断面の梁
- ・ 中立軸がウェブ内にある場合→T型断面→単鉄筋T型断面の梁
- ・ 引張側(底版もしくは頂版)の鉄筋量 ΣAs で応力度の照査をおこなう。

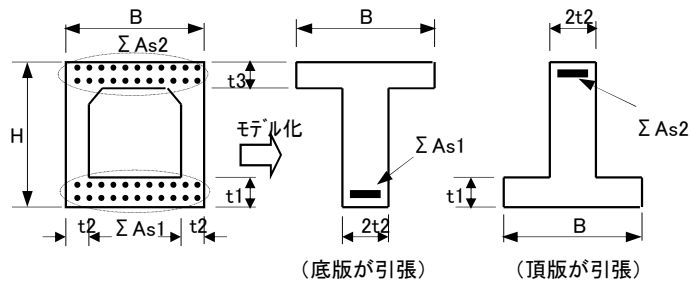


図 10.4.1 矩形函体のモデル化

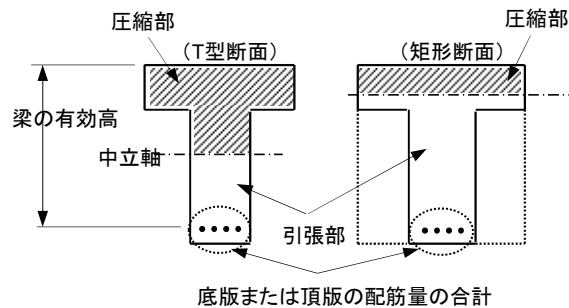


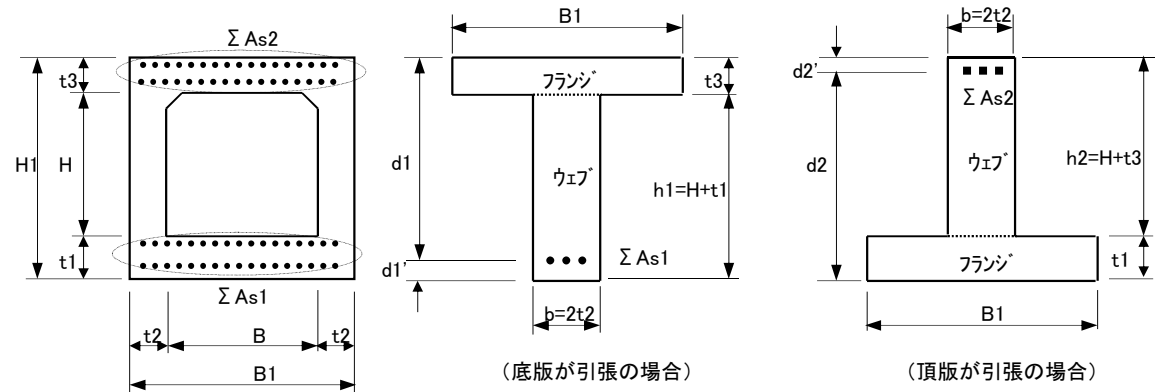
図 10.4.2 鉄筋コンクリート函体の断面の計算方法

設計計算

10-4. 応力度の検討

10-4-1. 計算条件

(1) 函体断面と計算モデルの概要



ここに、

B1 : 函体の幅(フランジの幅)	B1 = 2.300 m
H1 : 函体の高さ(梁の高さ)	H1 = 2.400 m
B : 函体の内空幅	B = 1.500 m
H : 側壁の高さ(函体の内空高)	H = 1.500 m
t1 : 底版の部材厚(フランジの厚さ)	t1 = 0.500 m
t2 : 側壁の部材厚	t2 = 0.400 m
t3 : 頂版の部材厚(フランジの厚さ)	t3 = 0.400 m
n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比	n = 15
b : ウェブの幅	b = 2・t2 = 0.800 m

(底版に引張応力度が作用)

d1' : 底版鉄筋のかぶり	d1' = 0.15 m
d1 : 部材の有効高	d1 = H1 - d1' = 2.250 m
h1 : ウェブの高さ	h1 = H + t1 = 2.000 m

(頂版に引張応力度が作用)

d2' : 頂版鉄筋のかぶり	d2' = 0.12 m
d2 : 部材の有効高	d2 = H1 - d2' = 2.280 m
h2 : ウェブの高さ	h2 = H + t3 = 1.900 m

図 10.4.3 函体断面と応力度検討モデル

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

・ 中立軸の計算 「極門設計の手引き」P163
単鉄筋として計算する場合の中立軸の位置は次式で求める。

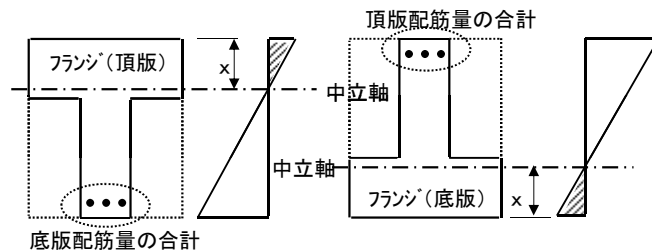
$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + b \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + b \cdot t}$$

ここに、

- x : 中立軸の位置 (cm)
- n : 鉄筋コンクリートの弾性係数比 n = 15
- A_s : 引張鉄筋量 (cm²)
- d : 梁の有効高さ (cm)
- b : 突縁(フランジ)の幅 (cm)
- t : 突縁(フランジ)の厚さ (cm)

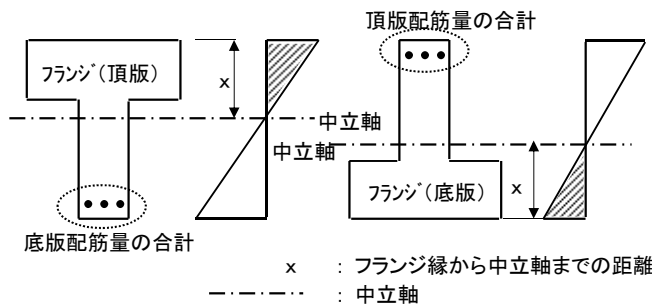
(矩形断面のモデル: 中立軸がフランジ内)

- ① 正(+)の曲げモーメント
- ② 負(-)の曲げモーメント



(T型断面のモデル: 中立軸がウェブ内)

- ① 正(+)の曲げモーメント
- ② 負(-)の曲げモーメント



x : フランジ縁から中立軸までの距離
- - - - : 中立軸

図 10.4.4 中立軸と計算モデル

(2) 函体縦方向の断面力と計算モデルの選定

表 10.4.1 函体縦方向の断面力と計算モデルの選定

断面力	曲げモーメントの方向	引張の部材	単位	地盤変位を考慮しない		備考
				常時	地震時	
曲げモーメント	(+)の場合	底版引張	KN・m	1838.26	1627.01	
	(-)の場合	頂版引張	KN・m	0.00	0.00	
せん断力			KN	485.51	360.86	

以上から、函体縦方向の曲げモーメントは正(+)、負(-)の両方の値について検討することとする。
なお、せん断力については函体スパンの最大値で検討することとする。

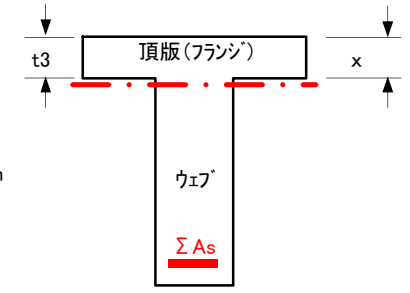
(3) 中立軸による計算断面の選定
 計算断面は中立軸の位置により「矩形断面」と「T型断面」に区別されることから、この中立軸を求めることとする。

1) 底版に引張応力が作用するケース

$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + b \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + b \cdot t} = \frac{15 \times 91.206 \times 225.0 + 230 \times 50^2 / 2}{15 \times 91.206 + 230 \times 50} = 46.26 \text{ cm}$$

ここに、

- x : 中立軸の位置 (cm)
- n : 鉄筋コンクリートの弾性係数比 n = 15
- A_s : 引張鉄筋量 (cm²)・・・配筋量を仮定し、応力度を検討して決定する。
鉄筋の仮定値
- D = 25 mm (仮定値・・・応力度の検討で決定する)
- S = 5.067 cm² (鉄筋1本の断面積)
- n = 18 本 (鉄筋の本数) @ = 250 mm
- A_s = 91.206 cm² (鉄筋の合計面積)
- d : 梁の有効高さ d = d1 = 225 cm
- b : 突縁(フランジ)の幅 b = B1 = 230 cm
- t : 突縁(フランジ)の厚さ t = t3 = 40.0 cm (底版)



ΣAs: 底版鉄筋の合計

以上から中立軸の位置は、

$$x = 46.26 \text{ cm} > t1 = 40 \text{ cm}$$

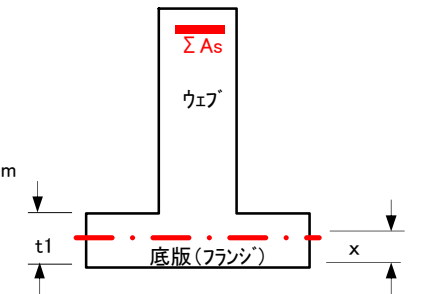
となり、中立軸は「ウェブ」の中にある。したがって、応力度の計算は「T型断面」としておこなう。

2) 頂版に引張応力が作用するケース

$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + b \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + b \cdot t} = \frac{15 \times 22.806 \times 228.0 + 230.0 \times 40.0^2 / 2}{15 \times 22.806 + 230.0 \times 40.0} = 27.46 \text{ cm}$$

ここに、

- x : 中立軸の位置 (cm)
- n : 鉄筋コンクリートの弾性係数比 n = 15
- A_s : 引張鉄筋量 (cm²)・・・配筋量を仮定し、応力度を検討して決定する。
鉄筋の仮定値
- D = 13 mm (仮定値・・・応力度の検討で決定する)
- S = 1.267 cm² (鉄筋1本の断面積)
- n = 18 本 (鉄筋の本数) @ = 250 mm
- A_s = 22.806 cm² (鉄筋の合計面積)
- d : 梁の有効高さ d = d2 = 228.0 cm
- b : 突縁(フランジ)の幅 b = B1 = 230.0 cm
- t : 突縁(フランジ)の厚さ t = t1 = 50 cm (頂版)



ΣAs: 頂版鉄筋の合計

以上から中立軸の位置は、

$$x = 27.46 \text{ cm} < t3 = 50 \text{ cm}$$

となり、中立軸は「フランジ」の中にある。したがって、応力度の計算は「矩形断面」としておこなう。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 応力度の検討

1) 単鉄筋長方形梁の応力度の検討

- ・ 曲げ圧縮応力度に対する条件

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

- ・ 鉄筋の引張応力度に対する条件

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

- ・ せん断応力度に対する条件

$$\tau_m \leq \tau_{a1}$$

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

ここに、

$$k = \{ 2np + (np)^2 \}^{1/2} - np$$

$$j = 1 - k/3$$

$$P = A_s / b \cdot d$$

ここに、

k, j : 単鉄筋長方形断面の応力計算に用いる係数

p : 鉄筋比

A_s : 配筋量(cm²)

n : 弾性係数比 n = 15

t : フランジの厚さ(cm)

d : 部材の有効高さ(cm)

M : 曲げモーメント(KN・m)

S : せん断力(KN)

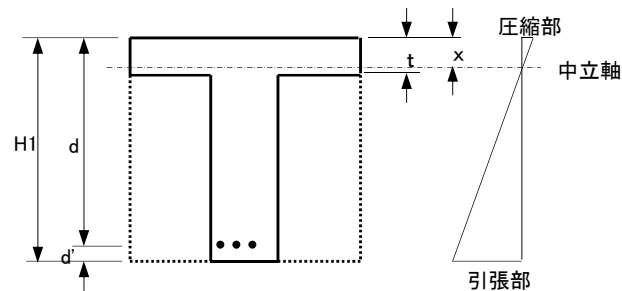


図 10.4.5 矩形断面のモデル

10-4-2. 応力度の検討

1) 底版に引張応力度が作用するケース

表 10.4.2 応力度および鉄筋量の検討(矩形断面)

項目			常時			地震時		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(フランジ幅)	B1	cm	—	230	—	—	230.0	—
部材厚(フランジ厚)	t3	cm	—	40	—	—	40.0	—
ウェブの幅	b	cm	—	80	—	—	80	—
T型梁の高さ	H1	cm	—	240	—	—	240.0	—
鉄筋かぶり	d1'	cm	—	15	—	—	15	—
有効高	d	cm	—	225	—	—	225	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	1838.26	—	—	1627.01	—
せん断力	S	KN	—	485.51	—	—	360.86	—
配筋	A _s	cm ²	D 25	—	—	D 25	—	—
			@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—
			s= 5.067 cm ²	—	—	s= 5.067 cm ²	—	—
			n= 18 本	—	—	n= 18 本	—	—
			A _s = 91.206 cm ²	—	—	A _s = 91.206 cm ²	—	—
鉄筋比P=A _s /b・d			—	0.00176	—	—	0.00176	—
M/b・d ²			—	0.4539	—	—	0.1397	—
弾性係数比	n		—	15	—	—	15	—
係数	k		—	0.2067	—	—	0.2067	—
	j		—	0.9335	—	—	0.9335	—
圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	8.0	1.7	○	12.0	0.1	○
引張応力度	σ _s	N/mm ²	160.0	96.1	○	300.0	8.5	○
せん断応力度	τ _m	N/mm ²	0.39	0.09	○	0.58	0.07	○
最小鉄筋量		%	0.3	0.176	×	0.3	0.176	×
最大鉄筋量		%	2.0	0.176	○	2.0	0.176	○
必要鉄筋量	A _s '	cm ²	—	54.700	—	—	25.821	—
必要鉄筋量×4/3		cm ²	91.206	72.933	○	91.206	34.428	○

※ 1. 最小鉄筋量は、検討値を満足しないため「必要鉄筋量×4/3」で照査した。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

2) 必要鉄筋量の計算

必要鉄筋量は次式で求める。

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{M}{P \cdot j \cdot b \cdot d^2} \quad \text{より、}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d}$$

ここに、

- σ_s : 引張応力度
- σ_{sa} : 許容引張応力度
- M : 曲げモーメント
- A_s : 鉄筋量
- j : 係数
- b : 部材の幅
- d : 部材の有効高

ここに、函体縦方向の最小鉄筋量は0.3%以上、または必要鉄筋量の4/3以上を配筋する。

「樋門設計の手引き」

表 10.4.3 鉄筋の諸元と定着長(SD345)

呼び名	鉄筋径	単位重量 (kg/m)	公称断面積 S(cm ²)	公称周長l (cm)	定着長la 31.3φ(cm)	曲げ半径r 10.5φ(cm)
D13	13	0.995	1.267	4.0	410	140
D16	16	1.560	1.986	5.0	500	170
D19	19	2.250	2.865	6.0	600	200
D22	22	3.040	3.871	7.0	690	240
D25	25	3.980	5.067	8.0	790	270
D29	29	5.040	6.424	9.0	910	310
D32	32	6.230	7.942	10.0	1000	340
D35	35	7.510	9.566	11.0	1100	370
D38	38	8.950	11.400	12.0	1190	400
D41	41	10.500	13.400	13.0	1290	440
D51	51	15.900	20.270	16.0	1600	540

設 計 計 算

2) 頂版に引張応力度が作用するケース

表 10.4.4 応力度および鉄筋量の検討(矩形断面)

項目			常時			地震時		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(フランジ幅)	B1	cm	—	230	—	—	230	—
部材厚(フランジ厚)	t3	cm	—	50	—	—	50	—
ウェブの幅	b	cm	—	80	—	—	80	—
T型梁の高さ	H1	cm	—	240	—	—	240.0	—
鉄筋かぶり	d2'	cm	—	12	—	—	12	—
有効高	d2	cm	—	228	—	—	228	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	0.00	—	—	0.00	—
せん断力	S	KN	—	485.51	—	—	360.86	—
配筋	A_s	cm ²	D 13	—	D 13	—		
			@ 250 mm	—	@ 250 mm	—		
			s= 1.267 cm ²	—	s= 1.267 cm ²	—		
			n= 18 本	—	n= 18 本	—		
$A_s= 22.806$ cm ²	—	$A_s= 22.806$ cm ²	—					
鉄筋比 $P=A_s/b \cdot d$			—	0.00043	—	—	0.00043	—
$M/b \cdot d^2$		N/mm ²	—	0.00000	—	—	0.00000	—
$1/Lc=2/k \cdot j$			—	19.329	—	—	19.329	—
係数	$1/Ls=1/p \cdot j$		—	2411.853	—	—	2411.853	—
	k		—	0.10731	—	—	0.10731	—
j		—	0.96423	—	—	0.96423	—	
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	8.0	0.0	○	12.0	0.0	○
引張応力度	σ_s	N/mm ²	160.0	0.0	○	300.0	0.0	○
せん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.39	0.09	○	0.58	0.07	○
最小鉄筋量		%	0.3	0.043	×	0.3	0.043	×
最大鉄筋量		%	2.0	0.043	○	2.0	0.043	○
必要鉄筋量	A_s'	cm ²	—	0.000	—	—	0.000	—
必要鉄筋量×4/3		cm ²	22.806	0	○	22.806	0	○

※ 1. 最小鉄筋量は、検討値を満足しないため「必要鉄筋量×4/3」で照査した。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

3) 単鉄筋T形梁の応力度の検討

・ 曲げ圧縮応力度に対する条件

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{(1-t/2kd) \cdot b \cdot t \cdot j \cdot d}$$

ここに、

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮強度(N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮強度(N/mm²)

M : 曲げモーメント(KN・m)

t : フランジの厚さ(cm)

d : T型梁の有効高さ(cm)

b : フランジの幅(cm)

k, j : 単鉄筋T形断面の応力計算に用いる係数

$$k = \frac{n \cdot P + 1/2 \cdot (t/d)^2}{n \cdot P + (t/d)}$$

$$j = 1 - 1/3 \cdot (t/d) \left\{ \frac{3k - 2(t/d)}{2k - (t/d)} \right\}$$

ここに、

n : 弾性係数比 n = 15

P : 鉄筋比(=As/b・d)

・ 鉄筋の引張応力度に対する条件

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} = \frac{M}{p \cdot j \cdot b \cdot d^2}$$

ここに、

σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

・ せん断応力度に対する条件

$$\tau_m \leq \tau_{a1}$$

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

ここに、

τ_m : コンクリートのせん断応力度(N/mm²)

τ_{a1} : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

S : せん断力(KN)

【参考資料】

ここに、中立軸がウェブ内にある場合の「T型断面」による計算方法を記載する。検討ケースは「底版に引張応力度が作用する」ケースとする。

表 10.4.5 応力度および鉄筋量の検討(T型断面)

項目			常時			地震時		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(フランジ幅)	B1	cm	—	230	—	—	230	—
部材厚(フランジ厚)	t1	cm	—	40	—	—	40	—
ウェブの幅	b	cm	—	80	—	—	80	—
T型梁の高さ	H1	cm	—	240	—	—	240	—
鉄筋かぶり	d1'	cm	—	15	—	—	15	—
有効高	d1	cm	—	225	—	—	225	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	1838.26	—	—	1627.01	—
せん断力	S	KN	—	485.51	—	—	360.86	—
配筋	As	cm ²	D = 25	—	—	D = 25	—	—
			@ = 250	—	—	@ = 250	—	—
			s = 5.067	—	—	s = 5.067	—	—
			n = 18	—	—	n = 18	—	—
			As = 91.206	—	—	As = 91.206	—	—
鉄筋比P=As/b・d			—	0.00176	—	—	0.00176	—
M/b・d ²		N/mm ²	—	0.15788	—	—	0.13973	—
1/Lc=2/k・j			—	10.477	—	—	10.477	—
1/Ls=1/p・j			—	609.833	—	—	609.833	—
係数	k		—	0.20489	—	—	0.20489	—
	j		—	0.93170	—	—	0.93170	—
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	8.0	1.7	○	12.0	1.5	○
引張応力度	σ_s	N/mm ²	160.0	96.3	○	300.0	85.2	○
せん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.39	0.09	○	0.58	0.07	○
最小鉄筋量		%	0.3	0.176	×	0.3	0.176	×
最大鉄筋量		%	2.0	0.176	○	2.0	0.176	○
必要鉄筋量	As'	cm ²	—	54.806	—	—	25.871	—
必要鉄筋量×4/3		cm ²	91.206	73.075	○	91.206	34.495	○

※ 1. 最小鉄筋量は、検討値を満足しないため「必要鉄筋量×4/3」で照査した。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

・ 相対変位量の検討

「樋門設計の手引き」P237

樋門本体と基礎地盤の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量以内でなければならない。浮き直接基礎の樋門の地盤支持に対する安定は、本体の縦方向の設計で得られる樋門本体と地盤との相対変位量(相対沈下量)が許容値以内であることを照査することでおこなう。

樋門の函体底版直下地盤の支持力照査は、地盤の局部せん断破壊に対する検討として、降伏変位量で照査するものとした。

樋門本体と地盤との相対変位量は下図に示すように発生する。

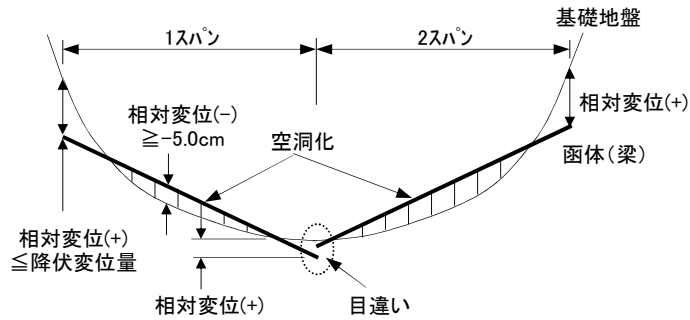


図 10.5.1 樋門本体と基礎地盤の相対変位 (2スパンの場合)

ここで正負の相対変位量の許容値は次のとおりとする。

- ① 樋門本体と地盤との正の相対変位量は、基礎地盤の降伏変位量を超えないものとする。

基礎地盤の降伏変位量としては、基礎幅の1.0%かつ5.0cm以内であれば基礎地盤の弾性変形以内とみなすことが可能と考えられている。降伏変位量は、常時・地震時とも同一値を用いるものとする。

- ② 樋門本体と地盤との負の相対変位量(空洞量)は、許容値を超えないものとする。

負の相対変位量は、函体底版下の空洞化を判定する目安であり、この値をできるだけ小さく押さえる必要があるが、函体底版下の空洞量の分布は次図に示すような分布をすと考えられるので、計算上の負の相対変位量がそのまま空洞量となるわけではない。このため、許容値としては計算精度等も考慮して(-)5.0cm以内を目標とする。

10-5. 相対変位量の検討

10-5-1. 許容値の整理

各スパン毎の相対変位量の許容値について整理し、この条件に対して検討する。

表 10.5.1 相対変位量の許容値

部材	スパン		基礎幅(m)	正の相対変位量			負の相対変位量	
	自	至		許容値(cm)				
				基礎幅に対して	上限値			
川裏翼壁スパン	川裏翼壁	0	7.00	2.50	1%以内	2.5	5cm以内	-5cm以内
函体スパン	川裏胸壁	0	2.10	4.50	1%以内	4.5	5cm以内	-5cm以内
	函体	2.10	13.00	2.30	1%以内	2.3	5cm以内	-5cm以内
	川表胸壁	13.00	15.50	4.80	1%以内	4.8	5cm以内	-5cm以内
川表翼壁スパン	川裏胸壁	0	5.50	2.80	1%以内	2.8	5cm以内	-5cm以内

※ 1. スパンは、各部材の左側からの距離とした。

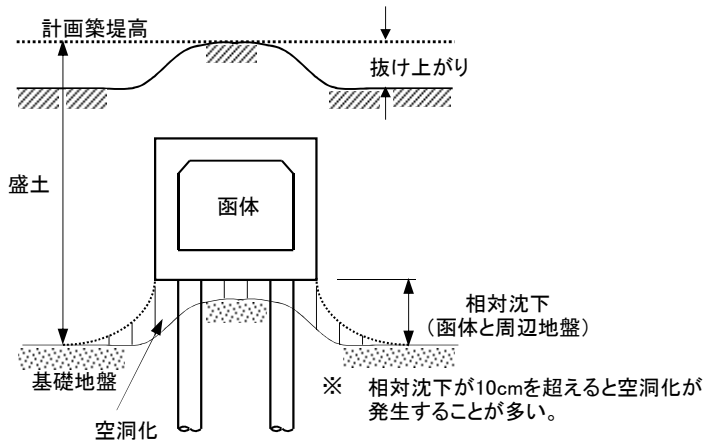


図 10.5.2 函体底版下の空洞化現象

10-5-2. 相対変位量の検討

残留沈下量と「弾性床上の梁」の計算で求めた函体の沈下量から、両者の相対的な変位を比較して相対変位量の検討をおこなう。

表 10.5.2 相対変位量の検討

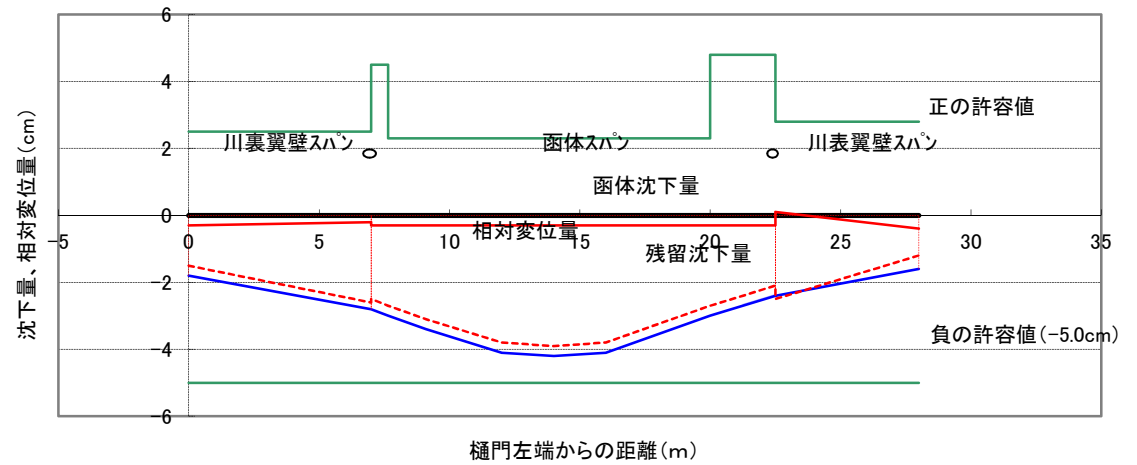
番号	検討位置		樋門左端からの距離(m)	スパン左端からの距離(m)	常時			地震時			許容値(cm)		照査
	スパン	位置			残留沈下量(cm)	函体沈下量(cm)	相対変位量(cm)	残留沈下量(cm)	函体沈下量(cm)	相対変位量(cm)	正(+)	負(-)	
1	川裏翼壁	左側端部	0	0	1.8	0.3	-1.5	1.8	0.1	-1.7	2.5	-5.0	OK
2		右側端部	7.000	7.000	2.8	0.2	-2.6	2.8	0.1	-2.7	2.5	-5.0	OK
1	函体	左側端部	7.000	0	2.8	0.3	-2.5	2.8	0.2	-2.6	4.5	-5.0	OK
2		川裏胸壁中央部	7.650	0.650	3.0	0.3	-2.7	3.0	0.2	-2.8	4.5	-5.0	OK
3		川裏胸壁端部	9.100	2.100	3.4	0.3	-3.1	3.4	0.2	-3.2	2.3	-5.0	OK
4		築堤法肩部	12.000	5.000	4.1	0.3	-3.8	4.1	0.2	-3.9	2.3	-5.0	OK
5		築堤中央部	14.000	7.000	4.2	0.3	-3.9	4.2	0.2	-4.0	2.3	-5.0	OK
6		築堤法肩部	16.000	9.000	4.1	0.3	-3.8	4.1	0.2	-3.9	2.3	-5.0	OK
7		川表胸壁端部	20.000	13.000	3.0	0.3	-2.7	3.0	0.2	-2.8	2.3	-5.0	OK
8		川表胸壁中央部	21.250	14.250	2.7	0.3	-2.4	2.7	0.2	-2.5	4.8	-5.0	OK
9		右側端部	22.500	15.500	2.4	0.3	-2.1	2.4	0.2	-2.2	4.8	-5.0	OK
1	川表翼壁	左側端部	22.500	0	2.4	-0.1	-2.5	2.4	-0.1	-2.5	2.8	-5.0	OK
2		右側端部	28.000	5.500	1.6	0.4	-1.2	1.6	0.2	-1.4	2.8	-5.0	OK

※ 1. 照査式は次の条件でおこなった。

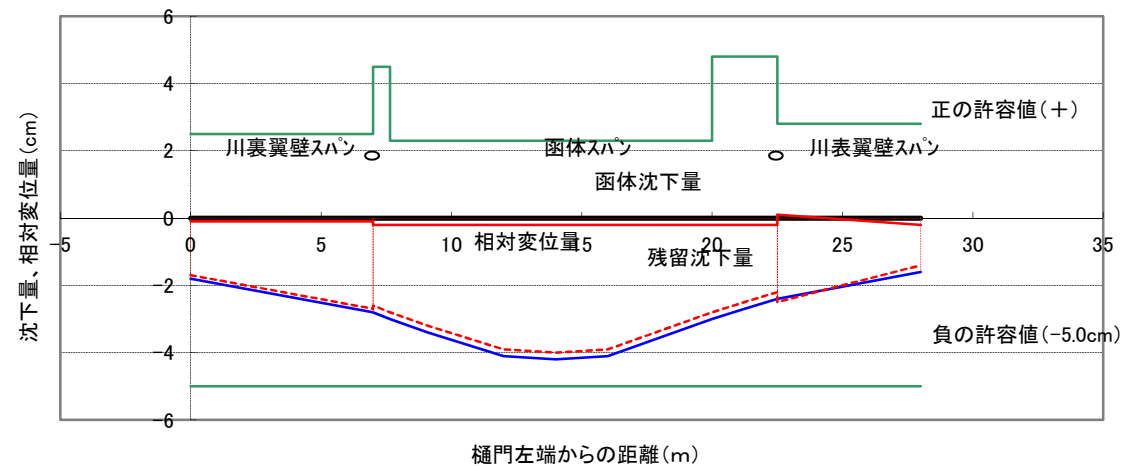
正の相対変位量 : 正の許容値以下かつ5cm以下のとき「OK」

負の相対変位量 : -5cm以上のとき「OK」

相対変位量の検討(常時)



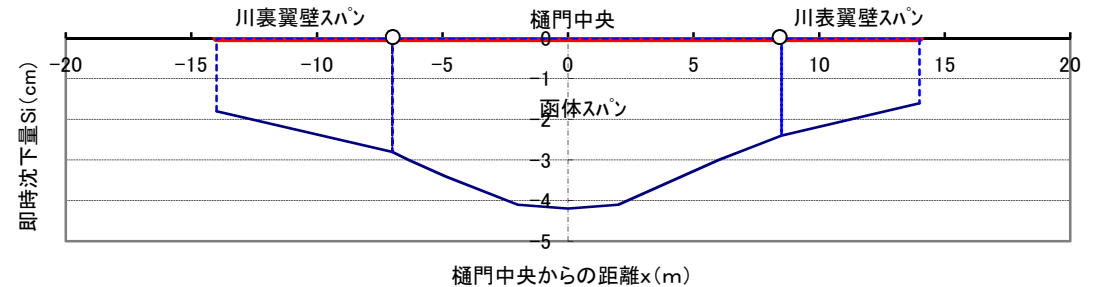
相対変位量の検討(地震時)



10-5-3. 地盤および函体変位の評価

(1) 残留沈下量の評価

残留沈下量は即時沈下量と圧密沈下量の合計であるが、本設計の基礎地盤は砂質土系の地盤から即時沈下量で検討し以下の結果を得た。



この結果から即時沈下量は5cm以下であり、構造形式は「剛構造」として設計する。

(2) 相対変位量の評価

相対変位量は基礎地盤の沈下量と函体沈下量の差であり、以下の結果を得た。

表10.5.3 相対変位量の検討

番号	検討位置		樋門左端からの距離(m)	スパン左端からの距離(m)	常時			地震時			許容値(cm)		照査
	スパン	位置			残留沈下量(cm)	函体沈下量(cm)	相対変位量(cm)	残留沈下量(cm)	函体沈下量(cm)	相対変位量(cm)	正(+)	負(-)	
1	川裏翼壁	左側端部	0.000	0.000	1.8	0.3	-1.5	1.8	0.1	-1.7	2.5	-5.0	OK
2		右側端部	7.000	7.000	2.8	0.2	-2.6	2.8	0.1	-2.7	2.5	-5.0	OK
1	函体	左側端部	7.000	0.000	2.8	0.3	-2.5	2.8	0.2	-2.6	4.5	-5.0	OK
2		川裏胸壁中央部	7.650	0.650	3.0	0.3	-2.7	3.0	0.2	-2.8	4.5	-5.0	OK
3		川裏胸壁端部	9.100	2.100	3.4	0.3	-3.1	3.4	0.2	-3.2	2.3	-5.0	OK
4		築堤法肩部	12.000	5.000	4.1	0.3	-3.8	4.1	0.2	-3.9	2.3	-5.0	OK
5		築堤中央部	14.000	7.000	4.2	0.3	-3.9	4.2	0.2	-4.0	2.3	-5.0	OK
6		築堤法肩部	16.000	9.000	4.1	0.3	-3.8	4.1	0.2	-3.9	2.3	-5.0	OK
7		川表胸壁端部	20.000	13.000	3.0	0.3	-2.7	3.0	0.2	-2.8	2.3	-5.0	OK
8		川表胸壁中央部	21.250	14.250	2.7	0.3	-2.4	2.7	0.2	-2.5	4.8	-5.0	OK
9		右側端部	22.500	15.500	2.4	0.3	-2.1	2.4	0.2	-2.2	4.8	-5.0	OK
1	川表翼壁	左側端部	22.500	0.000	2.4	-0.1	-2.5	2.4	-0.1	-2.5	2.8	-5.0	OK
2		右側端部	28.000	5.500	1.6	0.4	-1.2	1.6	0.2	-1.4	2.8	-5.0	OK

※ 1. 照査式は次の条件でおこなった。

正の相対変位量 : 正の許容値以下かつ5cm以下のとき「OK」

負の相対変位量 : -5cm以上のとき「OK」

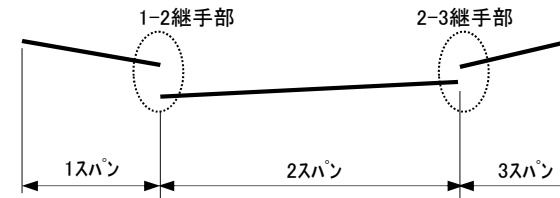
この結果から常時および地震時の相対変位量は許容値内であり、樋門構造は基礎地盤に対して安全である。

(3) スパン接続部の評価

本設計の構造はは函体スパン、川裏翼壁スパンおよび川表翼壁スパンの3スパンで構成されているが、スパン接続部の開口および目違いは函体縦方向の計算から以下の結果を得た。

表 10.5.4 開口と目違い

項目		函体と川裏翼壁の接続部		函体と川表翼壁の接続部	
		常時	地震時	常時	地震時
開口	cm	-0.01	0.00	0.03	0.04
目違い	cm	0.42	0.21	0.42	-0.43



この結果から、開口および目違いは無視できる値であり樋門構造は安全である。

第10章 基礎地盤の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算