

Excelで解く樋門設計

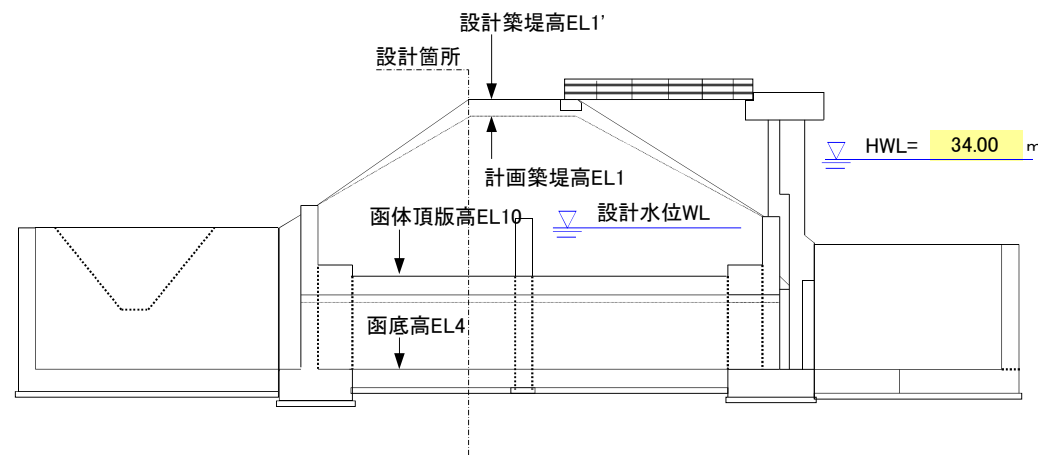
第3章 函渠工 (BOX) の設計

[「スタートメニュー」に戻る](#)

入力および計算結果

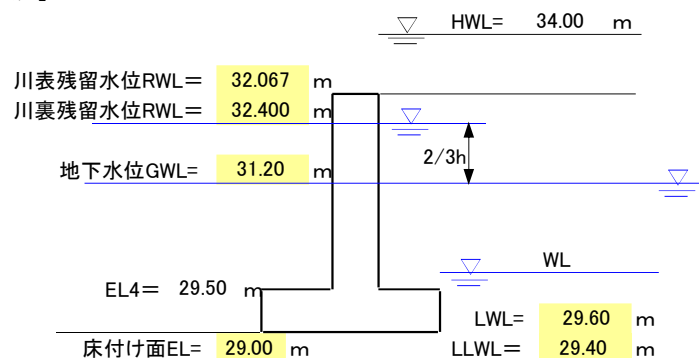
入 カ デ ー タ

【構造図入力】



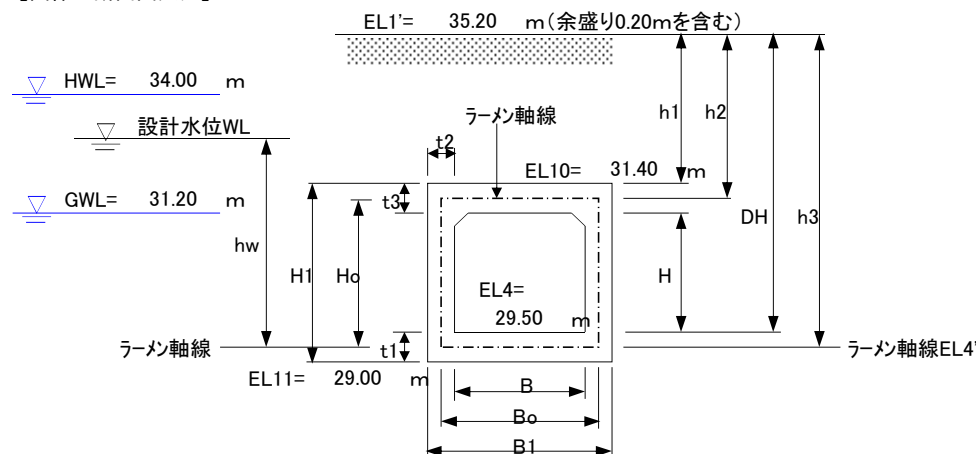
計画築堤高	EL1 =	35.00	m
余盛り高	$\Delta h =$	0.20	m
設計築堤高	EL1' =	35.20	m
函底高	EL4 =	29.50	m
函体頂版上面高	EL10 =	31.40	m
	WL =	32.40	m

【胸壁水位入力】



※ 函体の設計水位は「川裏胸壁」と「川表胸壁」の残留水位の高い方とする。

【函体工断面図入力】



内空幅	B =	1.500	m
内空高	H =	1.500	m
総幅	$B1 = B + 2 \cdot t2 =$	2.300	m
総高	$H1 = H + t1 + t3 =$	2.400	m
底板厚	$t1 =$	0.500	m
側壁厚	$t2 =$	0.400	m
頂版厚	$t3 =$	0.400	m
頂版下のハンチの幅、高さ	$\Delta h =$	0.150	m
ラマン軸線幅	$Bo = B + t2 =$	1.900	m
ラマン軸線高	$Ho = H + (t1 + t3) / 2 =$	1.950	m
土被り高 (頂版上面)	$h1 = EL1' - EL10 =$	3.800	m (設計土被り高)
土被り高 (ラマン上軸線)	$h2 = h1 + t3 / 2 =$	4.000	m
土被り高 (ラマン下軸線)	$h3 = h2 + Ho =$	5.950	m
設計水位高 (ラマン軸線)	$hw = WL - EL4' =$	3.150	m
ここに、			
設計水位標高	WL = 川裏胸壁RWL =	32.400	m
ラマン軸線 (底板) 標高	EL4' =	29.250	m
床付け面標高	EL11 =	29.000	m

入 力 デ ー タ

【設計条件】

- 1) 単位体積重量
 - 鉄筋コンクリート $\gamma_c = 24.50$ KN/m³
 - 土(湿潤)の単位体積重量 $\gamma_s = 18.60$ KN/m³
 - 土(飽和)の単位体積重量 $\gamma_t = 19.60$ KN/m³
 - 土の水中重量 $\gamma_{s'} = 9.80$ KN/m³
 - 水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.00$ KN/m³
- 2) 静止土圧係数 $K_o = 0.50$
- 3) 鉛直土圧係数 $\alpha = 1.00$
- 4) 活荷重(T-25)
 - 1後輪荷重 $T = 100$ KN
 - 自動車占有幅 $B = 2.75$ m
- 5) 衝撃係数 $i = 0.30$
- 6) 許容応力
 - コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0$ N/mm²
 - コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8.0$ N/mm²
 - ただし、底版端部と側壁下端は $\sigma_{ca} = 6.0$ N/mm² とする(ハンチなしの影響)
 - 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 160.0$ N/mm²
 - コンクリートの許容せん断応力度 $\tau_{al} = 0.39$ N/mm² (隅角部 = 0.78 N/mm²)
- 7) 物理定数
 - コンクリートのヤング係数 $E_c = 2.45 \times 10^7$ KN/m²
 - コンクリートと鉄筋のヤング係数比 $n = 15$ (ただし、断面の決定および応力度計算の場合)
 - 線熱膨張係数 $\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5}$ °/C
- 8) 地盤のバネ
考慮しない
- 9) 構造計算
「たわみ角法」によるボックス断面のラーメン解析
- 10) 鉄筋のかぶり
鉄筋のかぶりは以下のとおりとする。
(鉄筋のかぶり)

部材	鉄筋のかぶりd'(cm)
側壁	両面 12
頂版	両面 12
底版	上面 12
	下面 15

11) 地盤支持力

$q_a = 300$ KN/m²

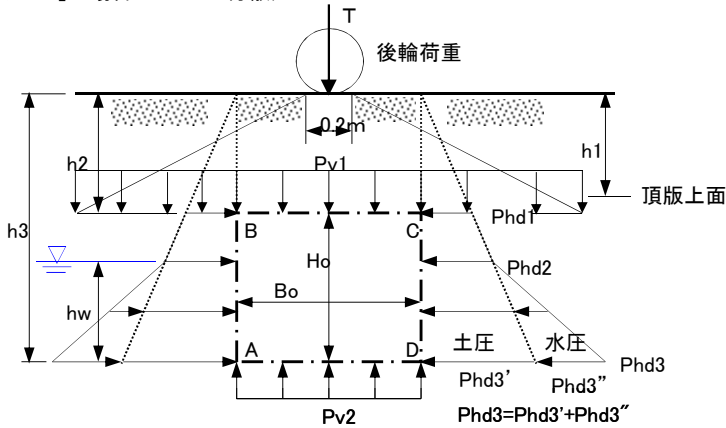
設 計 計 算 結 果

【函体横方向の荷重ケース】

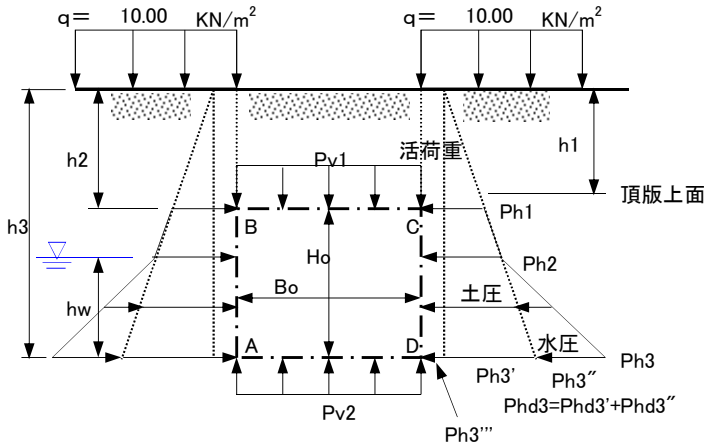
荷重の計算は以下の判定でおこない、下図の荷重ケースについて設計する。

$h_1 = 3.80 \text{ m} < 4.0 \text{ m}$

- ① 荷重ケース1 : 頂版および底版の断面力が最大となるケース
(「土被り $h_1 < 4.0\text{m}$ 」の場合・・・45°で分散)



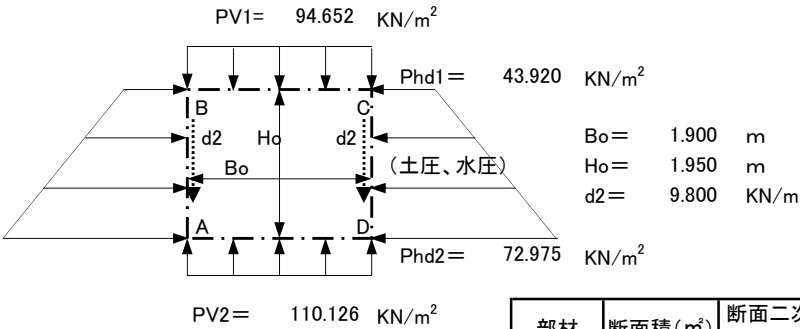
- ② 荷重ケース2 : 側壁の断面力が最大となるケース
(「土被り $h_1 < 4.0\text{m}$ 」の場合)



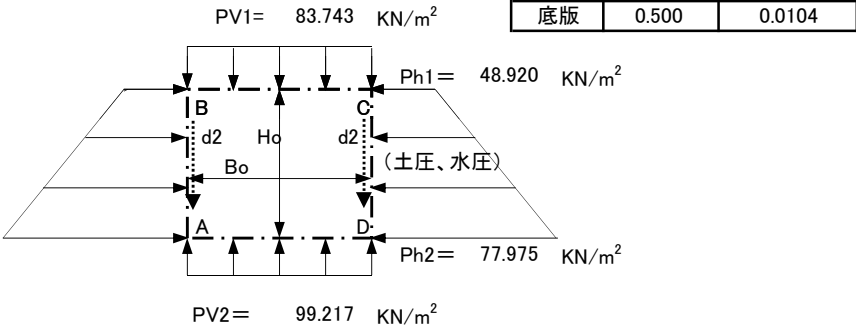
設計計算結果

【設計荷重】

① ケース1の荷重図



② ケース2の荷重図



部材	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)
側壁	0.400	0.0053
頂版	0.400	0.0053
底版	0.500	0.0104

荷重ケース	部材	曲げモーメント (KN・m)			せん断力 (KN)				軸力 (KN)		設計曲げモーメントMs (KN・m)		
		端部(上面)	中央部	端部(下面)	端部(上面)	2d(上側)	2d(下側)	端部(下面)	上面	下面	端部(上面)	中央部	端部(下面)
ケース1	側壁	-23.195	4.381	-23.681	-52.016	-25.084	23.427	61.957	89.919	109.029			
	頂版	-23.195	19.516	-23.196	89.919	36.914	-36.914	-89.920	52.016	52.016			
	底版	-23.681	26.014	-23.681	-104.619	27.532	-27.532	104.620	61.957	61.957			
ケース2	側壁	-22.160	7.124	-23.939	-56.228	-26.496	26.165	67.495	79.556	98.666			
	頂版	-22.160	15.629	-22.160	79.556	36.914	-36.914	-79.556	56.228	56.228			
	底版	-23.939	20.833	-23.939	-94.256	27.532	-27.532	94.256	67.495	67.495			
設計 断面力	側壁	-23.195	7.124	-23.939	-56.228	26.165	-26.496	-56.228	89.919	98.666	30.393	14.258	32.382
	頂版	-23.195	19.516	-23.196	89.919	36.914	-36.914	-89.920	67.495	67.495	27.360	23.667	27.360
	底版	-23.939	26.014	-23.939	104.620	27.532	-27.532	-104.619	52.016	52.016	30.710	34.076	30.710

【節点曲げモーメントの照査】

・ ケース1

$\Sigma M_A = M_{AB} + M_{AD} = -23.681 + 23.681 = 0.000 \dots \text{OK}$

$\Sigma M_B = M_{BA} + M_{BC} = 23.195 + -23.195 = 0.000 \dots \text{OK}$

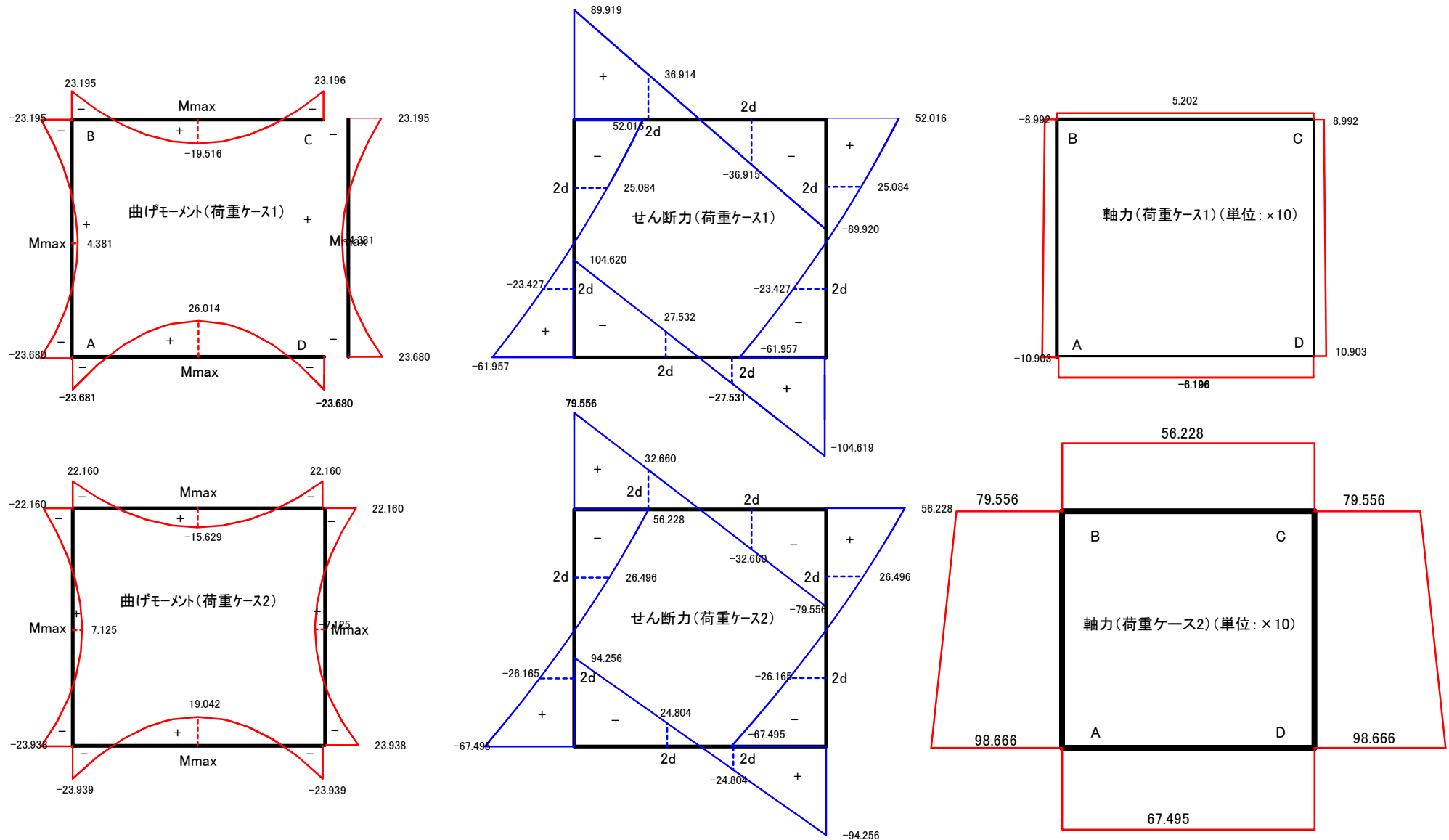
・ ケース2

$\Sigma M_A = M_{AB} + M_{AD} = -23.939 + 23.939 = 0.000 \dots \text{OK}$

$\Sigma M_B = M_{BA} + M_{BC} = 22.160 + -22.160 = 0.000 \dots \text{OK}$

設計計算結果

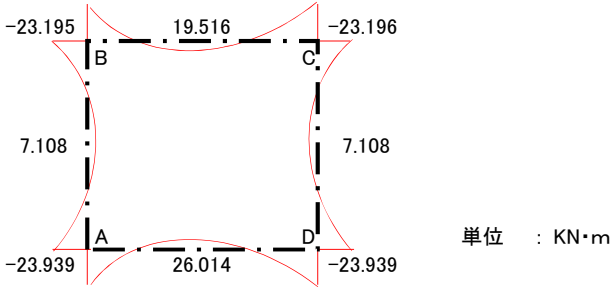
【断面力の計算結果】



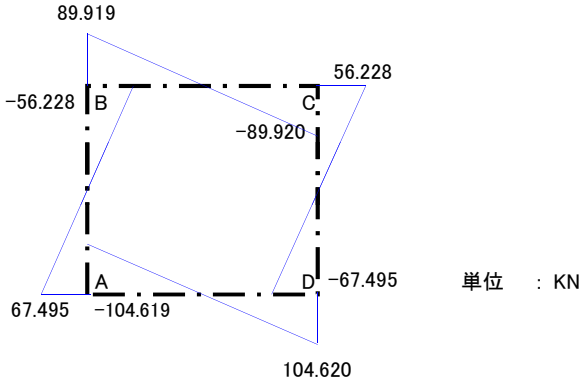
設計計算結果

・設計断面力図

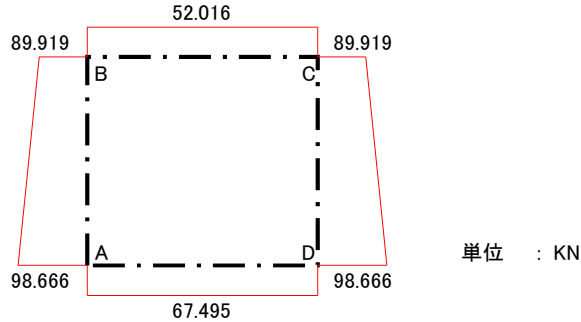
(曲げモーメント)



(せん断力)



(軸力)



【必要部材厚】

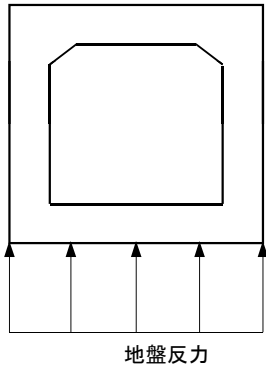
部材	断面力Ms (KN·m)	有効高d (cm)	鉄筋かぶりd' (cm)	必要部材厚h (cm)	設計部材厚t (cm)	結果	せん断応力度(N/mm ²)		
							端部	2d	中間部
側壁	32.382	14.8	12.0	26.8	40	OK	OK	OK	OK
頂版	27.360	13.6	12.0	25.6	40	OK	OK	OK	OK
底版	30.710	18.0	15.0	33.0	50	OK	OK	OK	—
底版(中間部)	34.076	15.1	12.0	27.1	50	OK	—	—	OK

※ この結果の設計部材厚は「仮定値」で、せん断応力度の結果から部材厚を決定する。

【地盤反力】

【地盤反力】

- ・荷重ケース : ケース1
- ・地盤反力 : $Q = 122.376 \text{ KN/m}^2$ < 設計地盤支持力 $q_a = 300 \text{ KN/m}^2$... OK



設計計算結果

【応力度の検討】・・・鉄筋の入力必要

① 側壁

項目			端部(下側)			2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)			
			外面引張			内面引張			内面引張			外面引張			外面引張			
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t2	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	23.939	—	—	2.068	—	—	7.108	—	—	1.389	—	—	23.195	—	
軸力	N	KN	—	98.666	—	—	93.178	—	—	89.111	—	—	89.919	—	—	89.919	—	
せん断力	S	KN	—	67.495	—	—	26.165	—	—	2.111	—	—	26.496	—	—	56.228	—	
配筋	As	cm ²	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—	
			@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	
			s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	
			n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	
			As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	
圧縮応力度	σ c	N/mm ²	6	2.6	○	8	0.2	○	8	0.8	○	8	0.2	○	8	2.6	○	
引張応力度	σ s	N/mm ²	160	117.4	○	160	10.1	○	160	34.9	○	160	6.8	○	160	113.7	○	
せん断応力度	τ m	N/mm ²	0.78	0.24	○	0.39	0.09	○	0.39	0.01	○	0.39	0.09	○	0.78	0.20	○	
最小鉄筋量		%	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	
最大鉄筋量		%	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		0.103	—		0.082	—		0.082	—		0.082	—		0.082	—	
		m		0.360	—		0.429	—		0.429	—		0.429	—		0.429	—	
		C2		0.00070	—		0.00088	—		0.00088	—		0.00088	—		0.00088	—	
		Ms	KN・m		32.382	—		9.504	—		14.258	—		9.064	—		30.393	—
		As'	cm ²	7.944	2.172	○	7.944	0.000	○	7.944	0.000	○	7.944	0.000	○	7.944	2.213	○
	軸力無視	As'	cm ²	7.944	5.834	○	7.944	0.504	○	7.944	1.732	○	7.944	0.339	○	7.944	5.653	○

- ※ 1. 側壁の鉄筋(外面)は次の組合せで検討した。
- ・ 下側端部 : 底版下面鉄筋と同一
 - ・ 上側端部 : 頂版上面鉄筋と同一
2. 圧縮鉄筋(内側鉄筋)は、最小鉄筋量(0.2%)の条件から「D16」に決定した。

設計計算結果

【応力度の検討】・・・鉄筋の入力必要

② 頂版

項目			端部			2d			中間部		
			上面引張			下面引張			下面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	23.195	—	—	12.318	—	—	19.516	—
軸力	N	KN	—	52.016	—	—	52.016	—	—	52.016	—
せん断力	S	KN	—	89.919	—	—	36.914	—	—	0.000	—
配筋	As	cm ²	D 16	—	—	D 16	—	—	D 16	—	—
			@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—
			s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—
			n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—
			As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	8	2.6	○	8	1.4	○	8	2.2	○
引張応力度	σ_s	N/mm ²	160	113.7	○	160	60.4	○	160	95.7	○
せん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.78	0.32	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		0.082	—		0.082	—		0.082	—
		m		0.429	—		0.429	—		0.429	—
		C2		0.00088	—		0.00088	—		0.00088	—
		Ms	KN・m	27.360	—		16.489	—		23.667	—
		As'	cm ²	7.944	○	7.944	0.998	○	7.944	2.848	○
	軸力無視	As'	cm ²	7.944	○	7.944	3.002	○	7.944	4.756	○

- ※ 1. 頂版の上面鉄筋は、側壁上側端部(外面)の鉄筋と同一とする。
2. 圧縮鉄筋(内側鉄筋)は、最小鉄筋量(0.2%)の条件から「D16」に決定した。

設計計算結果

【応力度の検討】・・・鉄筋の入力必要

③ 底板

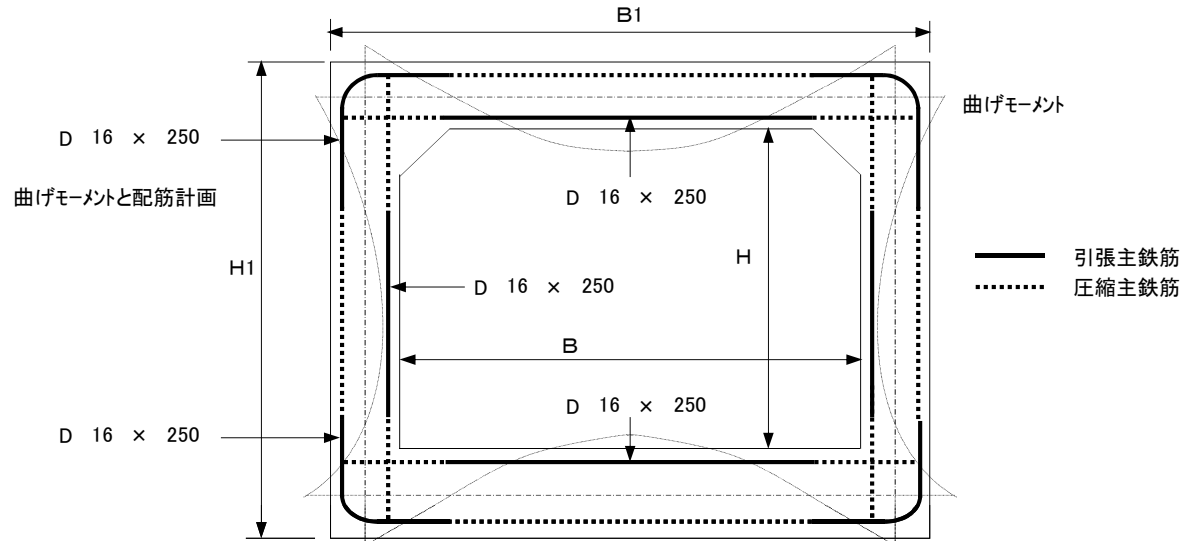
項目			端部			2d			中間部		
			下面引張			上面引張			上面引張		
名称	符号	単位	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t1	cm	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	15.0	—	—	15.0	—	—	15.0	—
有効高	d	cm	—	35.0	—	—	35.0	—	—	35.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	23.939	—	—	22.572	—	—	26.014	—
軸力	N	KN	—	67.495	—	—	67.495	—	—	67.495	—
せん断力	S	KN	—	104.620	—	—	27.532	—	—	0.000	—
配筋	As	cm ²	D 16	—	—	D 16	—	—	D 16	—	—
			@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—
			s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—
			n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—
			As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—
圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	6	1.8	○	8	1.7	○	8	1.8	○
引張応力度	σ_s	N/mm ²	160	93.2	○	160	87.9	○	160	93.1	○
せん断応力度	τ_m	N/mm ²	0.78	0.30	○	0.39	0.08	○	0.39	0.00	○
最小鉄筋量		%	0.2	0.23	○	0.2	0.23	○	0.2	0.21	○
最大鉄筋量		%	2.0	0.23	○	2.0	0.23	○	2.0	0.21	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1		0.103	—		0.082	—		0.082	—
		m		0.360	—		0.429	—		0.429	—
		C2		0.00070	—		0.00088	—		0.00088	—
		Ms	KN・m	30.710	—		30.607	—		34.076	—
		As'	cm ²	7.944	○	7.944	2.092	○	7.944	2.252	○
	軸力無視	As'	cm ²	7.944	○	7.944	4.364	○	7.944	4.619	○

←入力必要

- ※ 1. 底板の下面鉄筋は、側壁下側端部(外面)の鉄筋と同一とする。
2. 底板の2d位置の鉄筋かぶりは下面のかぶりとする。
2. 圧縮鉄筋(内側鉄筋)は、最小鉄筋量(0.2%)の条件から「D16」に決定した。

【配筋計画】

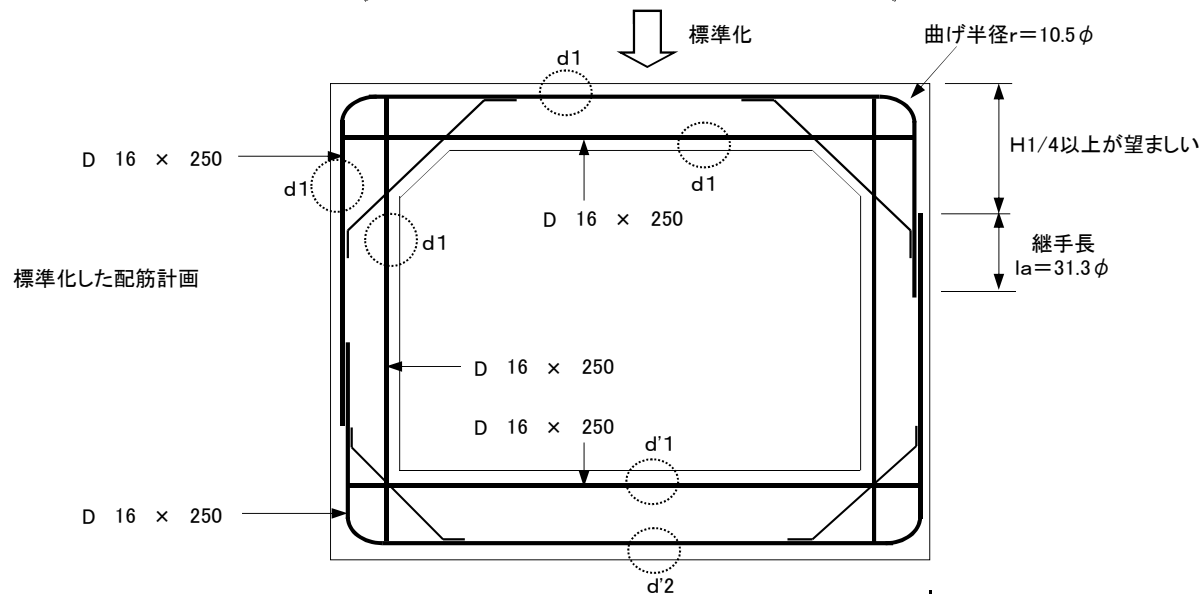
※ 本設計での配筋計画は下図のとおりですが、圧縮鉄筋および配力筋については主鉄筋との組合せで決定する。



- ※
1. 配力筋は主鉄筋の外側に配筋する
 2. 圧縮鉄筋、配力筋は主鉄筋との組合せに注意する。
 3. 側壁の配筋は頂版および底版の鉄筋と一体となるので、応力度の検討で大きい方の鉄筋径とする。
 4. 継手をそろえないことに注意する。
 5. 鉄筋のかぶり

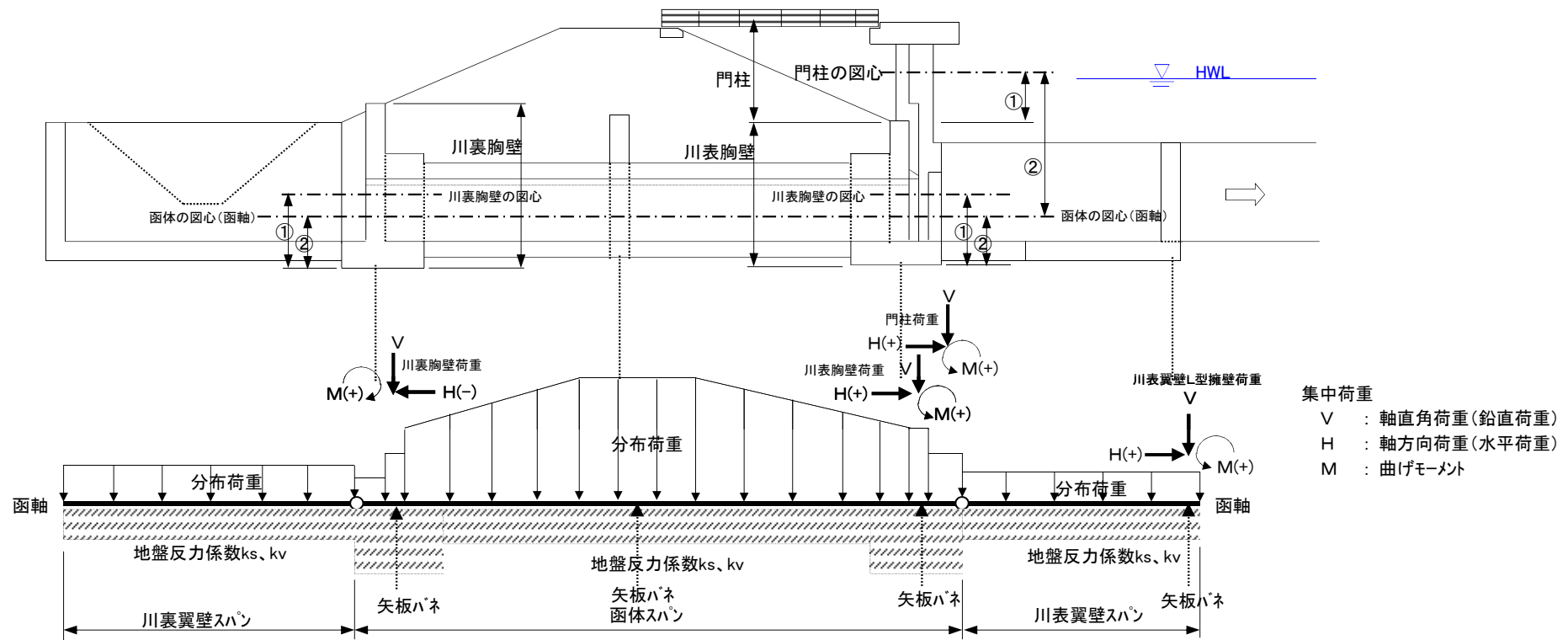
$$d'1 = 12 \text{ cm}$$

$$d'2 = 15 \text{ cm}$$



設計計算結果

【函体縦方向の計算に用いる函軸の計算】

函体縦方向の計算に用いる函軸の高さ $y_g = 1.171 \text{ m}$

設 計 計 算

3-1. 函体横方向の計算

3-1-1. 函体の構造図

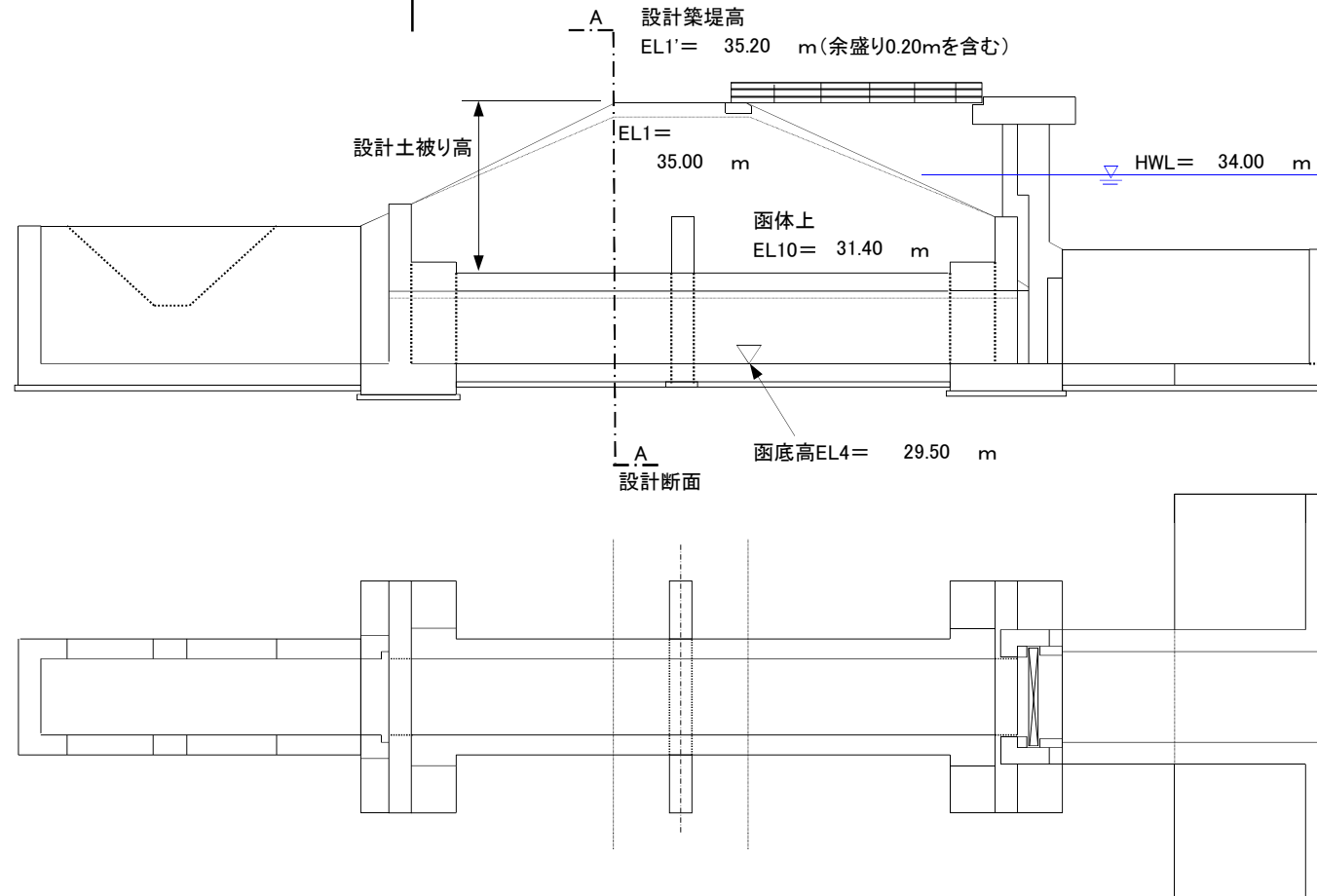
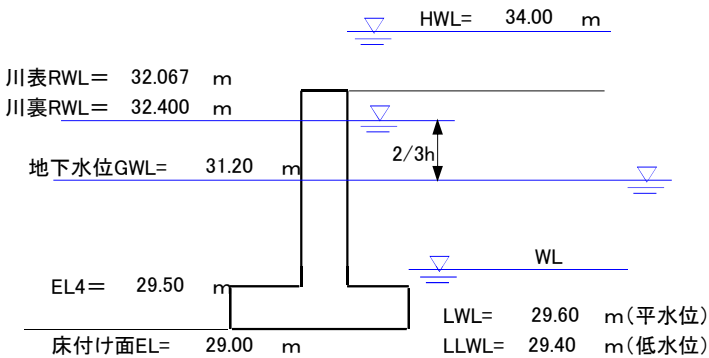


図 3.1.1 樋門工一般図

3-1-2. 仮定断面およびラーメン寸法

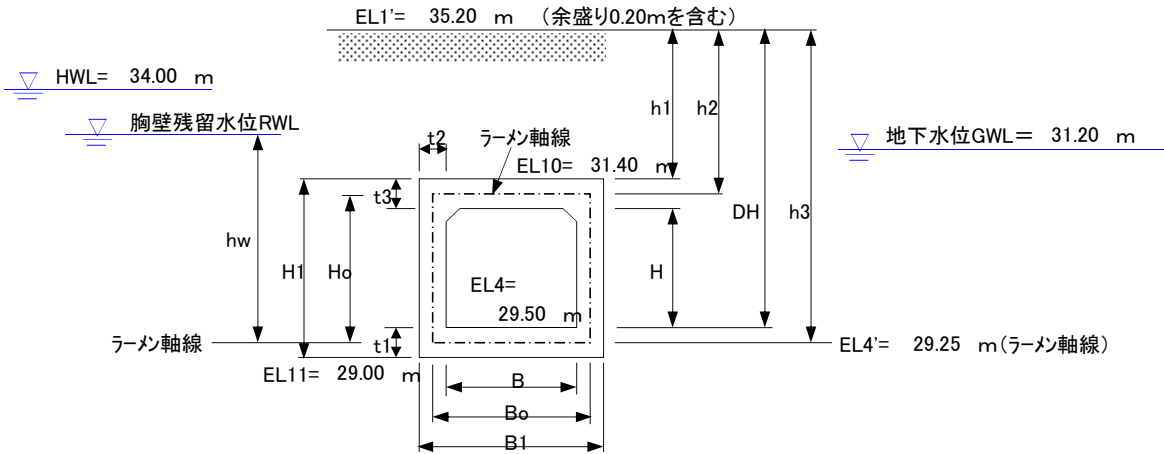
・ 胸壁の残留水位



常時の水位

前面水位WL = 29.60 m (平水位)
残留水位 (背面水位) RWL = GWL + 2/3 · h

函体工の計算では川裏、川表胸壁の内、背面水位の大きい方の値を採用する。



ここに、		
内空幅	B =	1.500 m
内空高	H =	1.500 m
総幅	B1 = B + 2 · t2 =	2.300 m
総高	H1 = H + t1 + t3 =	2.400 m
底版厚	t1 =	0.500 m
側壁厚	t2 =	0.400 m
頂版厚	t3 =	0.400 m
頂版下のハンチの幅、高さ	Δh =	0.150 m
ラーメン軸線幅	Bo = B + t2 =	1.900 m
ラーメン軸線高	Ho = H + (t1 + t3) / 2 =	1.950 m
土被り高 (頂版上面)	h1 = EL1 - EL5 =	3.800 m (設計土被り高)
土被り高 (ラーメン上軸線)	h2 = h1 + t3 / 2 =	4.000 m
土被り高 (ラーメン下軸線)	h3 = h2 + Ho =	5.950 m
設計水位高 (ラーメン軸線)	hw = RWL - EL4' =	3.150 m
ここに、		
設計水位標高	RWL =	32.40 m (川裏胸壁の残留水位)
ラーメン軸線 (底版) 標高	EL4' =	29.25 m
床付け面標高	EL11 =	29.00 m

図 3.1.2 函体横方向の断面図

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

- ・活荷重 「樋門設計の手引き」
- 活荷重は、自動車荷重および群集荷重とする。
- 1) 自動車荷重は、原則として25tf(245KN)荷重とし、衝撃を考慮する。この自動車荷重を上載荷重として考慮する場合は10KN/m²を標準とする。
- 2) 群集荷重は、原則として3.5KN/m²とする。
- 自動車荷重は道路横断方向には制限なく載荷させるものとし、堤防上における樋門本体の函軸方向の単位長さ当たりの荷重は次式による。

$$Pl+i = \frac{2 \cdot T}{B} (1+i)$$

ここに、

- Pl+i : 自動車後輪による活荷重(KN/m)
- T : 自動車の1後輪荷重 T = 100 KN
- B : 自動車占有幅 B = 2.75 m
- i : 衝撃係数

(衝撃係数(i)と自動車後輪による活荷重)

土被り(h)	4m未満	4m以上	備考
衝撃係数	0.3	0	
Pl+i	92.7	71.3	KN/m

また、自動車後輪による活荷重は、地表面より設置幅0.2mで堤防縦断方向にのみ45°の角度をもって地中に分布するものとする。したがって、函体上面に作用する活荷重は次のようになる。なお、前輪の影響は原則として考慮しなくてよいが、函体幅が大きいなどで前輪の影響を考慮する必要がある場合および円形管体等で上記により難しい場合は「道路土工―カルバート工指針」に示される計算方法に準じてよい。

- a) 土被り4.0m未満の場合

$$Pvl = \frac{Pl+i \cdot \beta t}{W} = \frac{Pl+i \cdot \beta t}{2h+0.2}$$

ここに、

- Pvl : 自動車後輪による函体上面の活荷重強度(KN/m²)
- βt : 断面力の低減係数で下表の値とする。この低減係数はT荷重によって算出される断面力を車両制限令に基づく後輪荷重によって算出される断面力に換算する係数である。活荷重により函体に生じる断面力の大きさは正比例するので、設計時に用いる荷重に低減係数を乗じるものとする。

ここに、断面力の低減係数は次の値とする。

- ・土被りh≤1mかつ内空幅B'≥4mの場合 : $\beta t = 1.0$
- ・上記以外の場合 : $\beta t = 0.9$

W : 活荷重強度の分布幅(m)

h : 函体の土被り厚さ(m)

3-1-3. 設計条件

- 1) 単位体積重量

- ・鉄筋コンクリート
- ・土(湿潤)の単位体積重量
- ・土(飽和)の単位体積重量
- ・土の水中重量
- ・水の単位体積重量

$\gamma c = 24.50 \text{ KN/m}^3$

$\gamma s = 18.60 \text{ KN/m}^3$

$\gamma t = 19.60 \text{ KN/m}^3$

$\gamma s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$

$\gamma w = 10.00 \text{ KN/m}^3$

- 2) 静止土圧係数

$Ko = 0.50$

- 3) 鉛直土圧係数

$\alpha = 1.00$

- 4) 活荷重(T-25)

$q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

1後輪荷重

$T = 100 \text{ KN}$

自動車占有幅

$B = 2.75 \text{ m}$

- 5) 衝撃係数

$i = 0.30$

- 6) 許容応力

- ・コンクリートの設計基準強度
- ・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
- ・鉄筋の許容引張応力度
- ・コンクリートの許容せん断応力度

$\sigma ck = 24.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma ca = 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma ca = 6.0 \text{ N/mm}^2$ とする(ハンチなしの影響)

$\sigma sa = 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\tau a1 = 0.39 \text{ N/mm}^2$ (隅角部 = 0.78 N/mm^2)

- 7) 物理定数

- ・コンクリートのヤング係数
- ・コンクリートと鉄筋のヤング係数比
- ・線熱膨張係数

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

$n = 15$ (ただし、断面の決定および応力度計算の場合)

$\varepsilon = 1.00 \times 10^{-5} \text{ }^\circ/\text{C}$

- 8) 地盤のバネ

考慮しない

- 9) 構造計算

「たわみ角法」によるボックス断面のラーメン解析

- 10) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは以下のとおりとする。

表 3.1.1 鉄筋のかぶり

部材	鉄筋のかぶりd'(cm)	
側壁	両面	12
	両面	12
底板	上面	12
	下面	15

- 11) 地盤支持力

$qa = 300 \text{ KN/m}^2$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

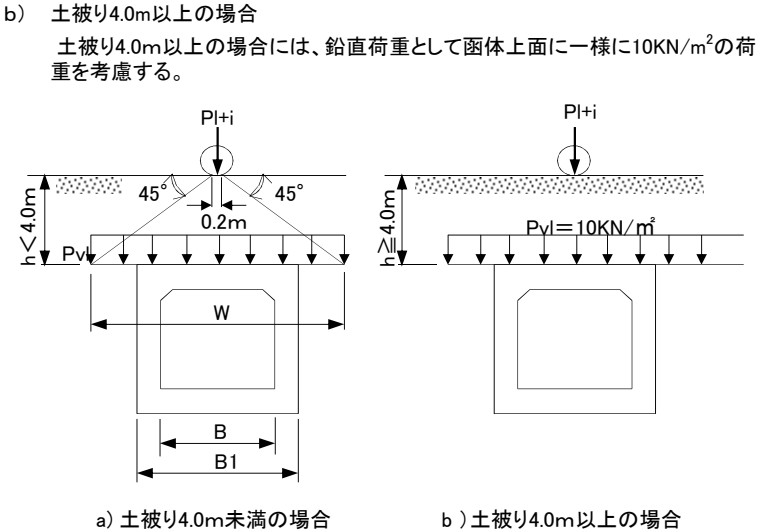


図 3.1.3 自動車荷重

- c) 上載荷重として考慮する場合
- 上載荷重は、自動車荷重等の活荷重を便宜的に等分布荷重に換算して扱うものであり、一般に10kN/m²としてよい。
- ・ 群集荷重
- 管理橋および操作台等に負載する群集荷重は、原則として3.5kN/m²とし、地震時には考慮しないものとする。

設 計 計 算

函体部材の断面二次モーメント
各部材の断面二次モーメント は次の式で求める。

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

ここに、

- I : 部材の断面二次モーメント(m⁴)
b : 部材の幅(単位幅) b = 1.00 m
h : 部材の高さ(部材厚)(m)

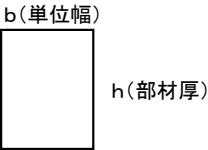
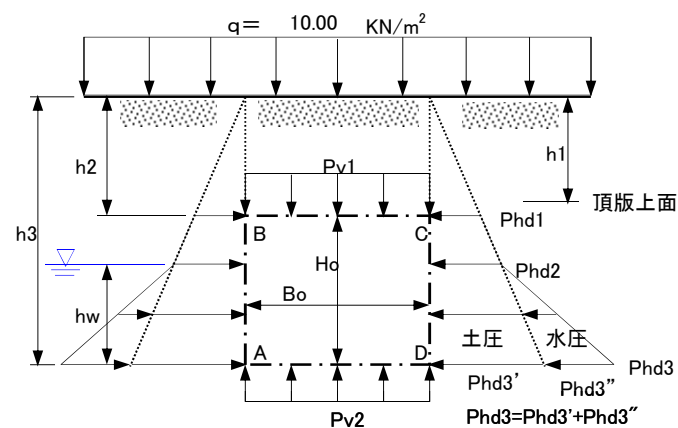
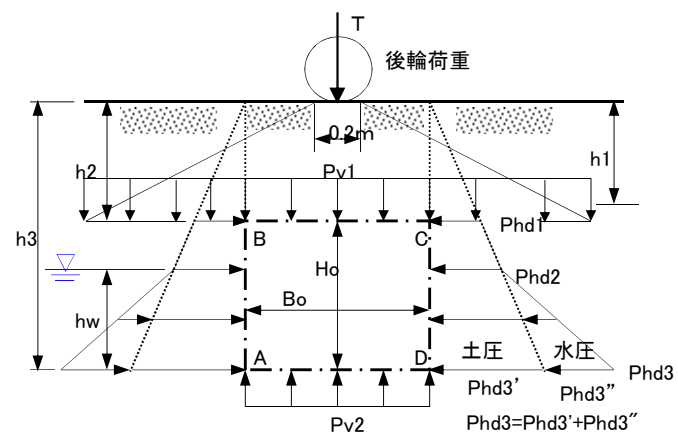


表 3.1.2 断面二次モーメントの計算

部材		部材厚 t(m)	断面積 A(m ²)	断面二次モーメントI(m ⁴)	
				計 算	I
側壁	t2	0.400	0.400	$I1 = (1.00 \times 0.400^3) / 12 = 0.0053$	0.0053 m ⁴
頂版	t3	0.400	0.400	$I2 = (1.00 \times 0.400^3) / 12 = 0.0053$	0.0053 m ⁴
底版	t1	0.500	0.500	$I3 = (1.00 \times 0.500^3) / 12 = 0.0104$	0.0104 m ⁴

イ. 「土被り $h1 \geq 4.0\text{m}$ 」の場合ロ. 「土被り $h1 < 4.0\text{m}$ 」の場合・・・45° で分散

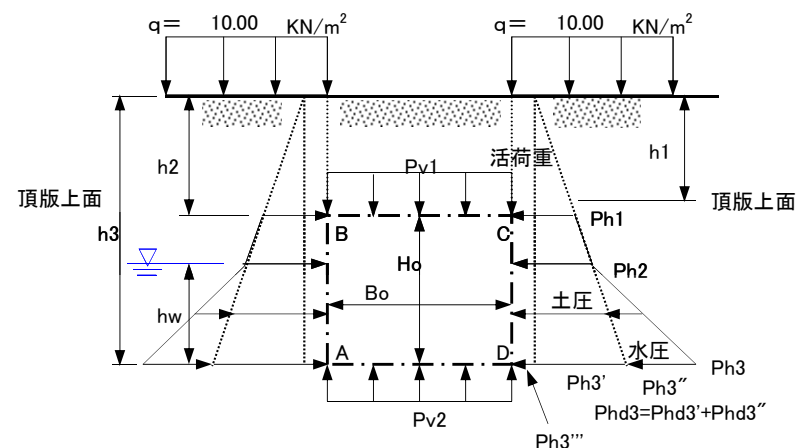
(荷重ケース1)

3-2. 函体横方向の断面力の計算

函体横方向の断面力および応力度は、次のケースで検討する。

- ・ 荷重ケース1 : 頂版および底版の断面力が最大となるケース
- ・ 荷重ケース2 : 側壁の断面力が最大となるケース

「荷重ケース1」の場合で、「土被り高 $h1 \geq 4.0\text{m}$ 」の場合は頂版上面に 10KN/m^2 の活荷重を等分布で載荷するものとし、「荷重ケース2」では、側壁横に 10KN/m^2 の活荷重を載荷するものとする。

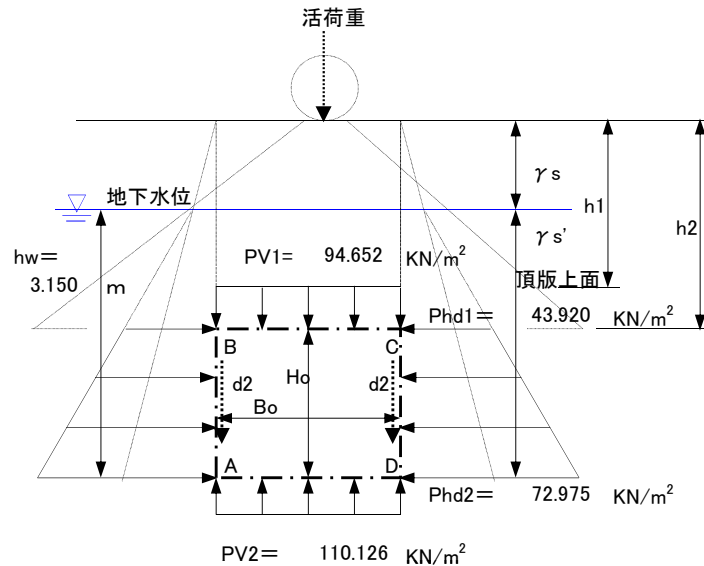


(荷重ケース2)

図 3.2.1

荷重モデル図

「荷重ケース1」



ここに、

Bo=	1.900	m		
Ho=	1.950	m		
h1=	3.800	m	<	4.00 m (土被り)
h2=	4.000	m		
hw=	3.150	m		
γ_s =	18.60	KN/m ³		(空中土砂の単位体積重量)
$\gamma_{s'}$ =	9.80	KN/m ³		(水中土砂の単位体積重量)
γ_w =	10.00	KN/m ³		(水の単位体積重量)
wd2=	9.800	KN/m		(側壁自重の分布荷重)
t3=	0.400	m		(頂版厚)

図 3.2.2 ケース1の荷重図

3-2-1. 荷重ケース1 … 頂版および底版の曲げモーメントが最大となるケース

(1) 荷重の計算

荷重の計算は以下の判定でおこなう。

$$h_1 = 3.80 \text{ m} < 4.0 \text{ m}$$

したがって、「荷重ケース1」は、「 $\square$ 、土被り $h_1 < 4.0\text{m}$ 」のケースでおこなう。

- 活荷重

$$P_{I+i} = \frac{2 \cdot T}{B} (1+i) = \frac{2 \times 100}{2.75} (1 + 0.30) = 94.545 \text{ KN/m}$$

ここに、

P_{l+i} : 自動車後輪による活荷重 (KN/m)

T : 自動車の1後輪荷重

T= 100 KN (q= 10.00 KN/m²)

B : 自動車占有幅

$$B = 2.75 \text{ m}$$

i : 衝擊係數

$$i = 0.30$$

$$P_{vl} = \frac{P_{l+i} \cdot \beta_t}{W} = \frac{P_{l+i} \cdot \beta_t}{2h_1 + 0.2} = \frac{94.545 \times 0.9}{2 \times 3.80 + 0.2} = 10.909 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

P_{vl} : 自動車後輪による函体上面の活荷重強度 (KN/m²)

β_t : 断面力の低減係数で下表の値とする。この低減係数はT荷重によって算出される断面力を車両制限令に基づく後輪荷重によって算出される断面力に換算する係数である。活荷重により団体に生じる断面力の大きさは正比例するので、設計時に用いる荷重に低減係数を乗じるものとする。

断面力の低減係数

土被り	土被り $h \leq 1\text{m}$ かつ内空幅 $B' \geq 4\text{m}$ の場合	左記以外の場合
β_t	1.0	0.9

W : 活荷重強度の分布幅(m)

$$W = 2h_1 + 0.2 = 2 \times 3.80 + 0.2 = 7.800 \text{ m} > B_1 = 2.300 \text{ m}$$

ここに、

B1 : 函体の総幅 B1 = 2.300 m

よって、活荷重は函体総幅に分布する。

h1 : 函体の土被り厚さ(m) h1= 3.80 m

$$P_{vd1} = \alpha \cdot [h_2 - (h_w - H_0)] \cdot \gamma_{s+} + (\alpha \cdot \gamma_{s+} + \gamma_w) \cdot [h_w - (H_0 + t_3/2)] = 1.00 \times \{ 4.00 - (3.150 - 1.950) \} \times 18.60 + (1.00 \times 9.80 + 10.00) \times \{ 3.15 - (1.950 + 0.400 / 2) \} = 71.880 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

Pvd1 : 頂版上面より上の土被りの土重(KN/m²)

α : 鉛直土圧の係数 $\alpha = 1.00$

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

・ 頂版自重(奥行き1.0m当たり)

$$D1 = B1 \cdot t3 \cdot \gamma_c = 2.30 \times 0.40 \times 24.50 = 22.540 \text{ KN}$$

ここに、

D1 : 頂版の重量(KN)

B1 : 函体の総幅

$$B1 = 2.30 \text{ m}$$

t3 : 頂版の厚さ

$$t3 = 0.40 \text{ m}$$

 γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量

$$\gamma_c = 24.50 \text{ KN/m}^3$$

・ 側壁自重(両側)(奥行き1.0m当たり)

$$D2 = 2H \cdot t2 \cdot \gamma_c = 2 \times 1.50 \times 0.40 \times 24.50 = 29.400 \text{ KN}$$

ここに、

H : 函体の内空高

$$H = 1.50 \text{ m}$$

t2 : 側壁の厚さ

$$t2 = 0.40 \text{ m}$$

また、D2の分布荷重wd2は、

$$wd2 = t2 \cdot \gamma_c = 0.40 \times 24.50 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ 頂版軸線に作用する鉛直の分布荷重

$$Pv1 = Pvd1 + PvI + (D1/Bo) = 71.880 + 10.909 + (22.540 / 1.900) = 94.652 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

Bo : ラーメン軸線の幅

$$Bo = 1.900 \text{ m}$$

・ 底版軸線に作用する鉛直の分布荷重

$$Pv2 = Pv1 + (D2/Bo) = 94.652 + (29.400 / 1.900) = 110.126 \text{ KN/m}^2$$

・ 側壁上側軸線に作用する水平の分布荷重(ただし、「 $H_o > h_w$ 」の場合は「 $Phd1 = K_o \cdot h_2 \cdot \gamma_s$ 」とする)

$$Phd1 = K_o \cdot \{h_2 - (h_w - H_o)\} \cdot \gamma_s + (K_o \cdot \gamma_s' + \gamma_w) \times (h_w - H_o)$$

$$= 0.50 \times \{4.000 - (3.150 - 1.950)\} \times 18.60 + (0.50 \times 9.80 + 10.00) \times (3.150 - 1.950) = 43.920 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

Ko : 静止土圧係数

$$K_o = 0.50$$

h2 : 頂版軸線より上の土被り高

$$h_2 = 4.000 \text{ m}$$

hw : 底版軸線より上の残留水位の水深

$$h_w = 3.150 \text{ m}$$

Ho : ラーメン軸線の高さ

$$H_o = 1.950 \text{ m}$$

 γ_s' : 土の水中重量

$$\gamma_s' = 9.80 \text{ KN/m}^3$$

 γ_w : 水の重量

$$\gamma_w = 10.00 \text{ KN/m}^3$$

・ 側壁軸線の水位高に作用する水平の分布荷重(本設計では「 $H_o < h_w$ 」から側壁下側軸線となる)

$$Phd2 = Phd1 + (K_o \cdot \gamma_s' + \gamma_w) \cdot H_o$$

$$= 43.92 + (0.50 \times 9.80 + 10.00) \times 1.950 = 72.975 \text{ KN/m}^2$$

したがって、前述の荷重モデル図のPhd3は次のようになる。

$$Phd3 = Phd2 = 72.975 \text{ KN/m}^2$$

※ ただし、「 $H_o > h_w$ 」の場合は「 $Phd2 = Phd1 + K_o \cdot \{h_2 + (H_o - h_w)\} \cdot \gamma_s$ 」とする。

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」

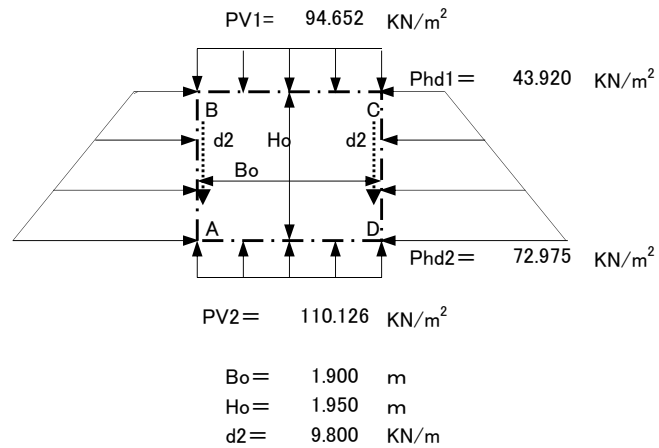


図 3.2.3 ケース1の荷重図

設 計 計 算

(2) 荷重項の計算(ケース1)

$$C_{AB} = C_{DC}$$

$$= \frac{Ho^2}{60} (2 \cdot Phd1 + 3 \cdot Phd2) = \frac{1.950^2}{60} \times (2 \times 43.920 + 3 \times 72.975) = 19.441 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{BA} = C_{CD}$$

$$= \frac{Ho^2}{60} (3 \cdot Phd1 + 2 \cdot Phd2) = \frac{1.950^2}{60} \times (3 \times 43.920 + 2 \times 72.975) = 17.600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{BC} = C_{CB}$$

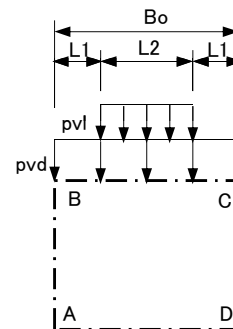
$$= \frac{Pv1 \cdot Bo^2}{12} = \frac{94.652 \times 1.900^2}{12} = 28.474 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{DA} = C_{AD}$$

$$= \frac{Pv2 \cdot Bo^2}{12} = \frac{110.126 \times 1.900^2}{12} = 33.130 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

※ 土被り高が小さい場合の荷重項

土被り高が小さく活荷重が頂版幅に達せず、頂版B-Cの荷重が下図のような場合は次の計算で荷重項を求める。



荷重項の計算

$$C_{BC} = \frac{Pvd \cdot Bo^2}{12} + \frac{Pvl \cdot L2 \cdot (3 \cdot Bo^2 - L2^2)}{24 \cdot Bo}$$

$$C_{CB} = C_{BC}$$

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」

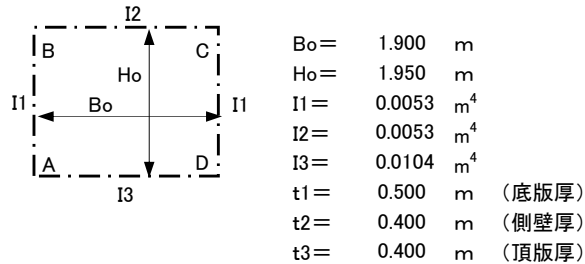


図 3.2.5 ラーメンの諸元

【参考資料】

行列式は以下の計算で解く。

$$\begin{bmatrix} A & B \\ C & D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E \\ F \end{bmatrix}$$

これを2元1次方程式に分解すると、

$$A \cdot x + B \cdot y = E \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$y = \frac{E - A \cdot x}{B} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$C \cdot x + D \cdot y = F \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3)式に(2)式を代入すると、

$$C \cdot x + D \cdot \left(\frac{E - A \cdot x}{B} \right) = F$$

この式をxの要素で整理すると、

$$C \cdot x + \frac{E \cdot D - A \cdot D \cdot x}{B} = F$$

Bを右辺と左辺に掛けて整数式にすると、

$$B \cdot C \cdot x + E \cdot D - A \cdot D \cdot x = B \cdot F$$

$$(B \cdot C - A \cdot D) \cdot x = B \cdot F - E \cdot D$$

以上から、

$$x = \frac{E \cdot D - B \cdot F}{A \cdot D - C \cdot B}$$

$$y = \frac{A \cdot F - E \cdot C}{A \cdot D - C \cdot B}$$

設 計 計 算

(3) ラーメン解析(ケース1)

対称荷重を受けるボックスラーメンであるから以下の条件となる。

- $\theta_A = -\theta_D$
- $\theta_B = -\theta_C$
- $M_{BC} = -M_{CB}$
- $M_{AD} = -M_{DA}$
- $R = 0$

以上からマトリックスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 2+\beta & 1 \\ 1 & 2+\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{AB}-C_{AD} \\ C_{BC}-C_{BA} \end{bmatrix}$$

側壁部材を固定し、この部材に対する頂版、底版の係数 α 、 β を次の式で求める。

$$\alpha = \frac{I_2 \cdot H_o}{I_1 \cdot B_o} = \frac{0.0053 \times 1.950}{0.0053 \times 1.900} = 1.0263$$

$$\beta = \frac{I_3 \cdot H_o}{I_1 \cdot B_o} = \frac{0.0104 \times 1.950}{0.0053 \times 1.900} = 2.0139$$

以上の条件から端モーメントを計算する。

たわみ角 θ は次の式で求める。

$$\begin{bmatrix} 4.0139 & 1 \\ 1 & 3.0263 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 19.441 & - & 33.130 & = & -13.689 \\ 28.474 & - & 17.600 & = & 10.874 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$2+\beta = 2 + 2.0139 = 4.0139$$

$$2+\alpha = 2 + 1.0263 = 3.0263$$

$$\theta_A = \frac{-13.689 \times 3.026 - 1 \times 10.87}{4.014 \times 3.026 - 1 \times 1} = -4.6918 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\theta_B = \frac{4.014 \times 10.874 - 13.689 \times 1}{4.014 \times 3.026 - 1 \times 1} = 5.1435 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

部材回転角「 $R=0$ 」として端モーメントを求める。

$$M_{AB} = -M_{DC} = 2\theta_A + \theta_B - C_{AB} = 2 \times -4.6918 + 5.1435 - 19.441 = -23.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} = -M_{CD} = 2\theta_B + \theta_A + C_{BA} = 2 \times 5.1435 + -4.6918 + 17.600 = 23.195 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \alpha \cdot \theta_B - C_{BC} = 1.0263 \times 5.1435 - 28.474 = -23.195 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{AD} = -M_{DA} = \beta \cdot \theta_A + C_{AD} = 2.0139 \times -4.6918 + 33.130 = 23.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

以上を照査すると、

$$\sum M_A = M_{AB} + M_{AD} = -23.681 + 23.681 = 0.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

$$\sum M_B = M_{BA} + M_{BC} = 23.195 + -23.195 = 0.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」

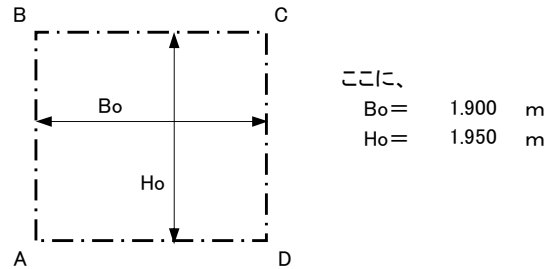


図 3.2.6 ラーメン軸線図

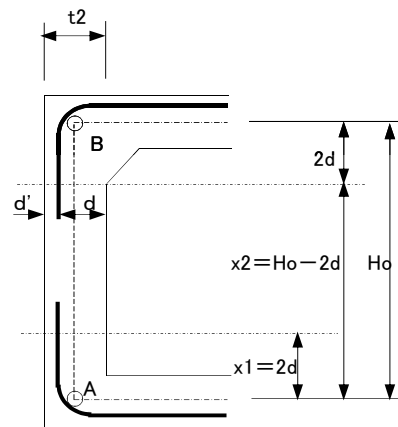


図 3.2.7 側壁部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

(4) 断面力(曲げモーメント、せん断力)の計算(ケース1)

1) 側壁(A~B)

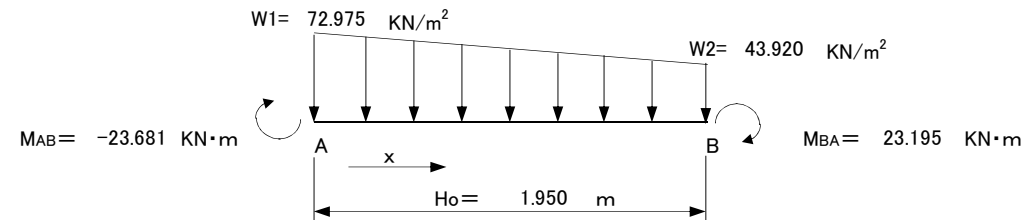


図 3.2.8 ケース1の側壁の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{2W1 + W2}{6} \times H_o - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = \frac{2 \times 72.975 + 43.920}{6} \times 1.950 - \frac{-23.681 + 23.195}{1.950}$$

$$= 61.957 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = -\frac{W1 + 2W2}{6} \times H_o - \frac{M_{BA} + M_{AB}}{H_o} = -\frac{72.975 + 2 \times 43.920}{6} \times 1.950 - \frac{23.195 + -23.681}{1.950}$$

$$= -52.016 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{AB} - W1 \cdot x - \frac{W2 - W1}{2H_o} \cdot x^2$$

節点Aから中央部までの距離は「 $x = H_o/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{xo} は次のようになる。

$$S_{xo} = 61.957 - 72.975 \times \frac{1.950}{2} - \frac{43.920 - 72.975}{2 \times 1.950} \times \left(\frac{1.950}{2}\right)^2 = -2.111 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

$$2d = 2 \times 0.280 = 0.560 \text{ m} \quad (\text{節点Aから} 2d \text{の距離})$$

$$x_2 = H_o - 2d = 1.950 - 0.560 = 1.390 \text{ m} \quad (\text{節点Bから} 2d \text{の距離})$$

(2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 61.957 - 72.975 \times 0.560 - \frac{43.920 - 72.975}{2 \times 1.950} \times 0.560^2 = 23.427 \text{ KN}$$

(節点Aから x_2 のせん断力)

$$S_{x2} = 61.957 - 72.975 \times 1.390 - \frac{43.920 - 72.975}{2 \times 1.950} \times 1.390^2 = -25.084 \text{ KN}$$

「荷重ケース1」

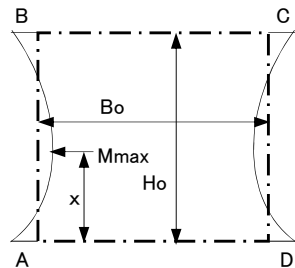


図 3.2.9 側壁の曲げモーメント

ここに、
 $B_0 = 1.900 \text{ m}$
 $H_0 = 1.950 \text{ m}$

ロ) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -23.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -23.195 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Mmaxの位置

$$S_x = S_{AB} - W_1 \cdot x - \frac{W_2 - W_1}{2H_0} x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$61.957 - 72.975 \cdot x - \frac{43.92 - 72.98}{2 \times 1.950} \cdot x^2 = 0$$

$$7.450 \cdot x^2 - 72.975 \cdot x + 61.957 = 0$$

$$\therefore x = \frac{72.975 \pm \sqrt{72.975^2 - 4 \times 7.450 \times 61.957}}{2 \times 7.450} = \begin{cases} 8.856 \text{ m} > H_0 = 1.950 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 0.939 \text{ m} < H_0 = 1.950 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Aより $x = 0.939 \text{ m}$ でMmaxを示す。(節点Bより $x' = H_0 - x = 1.011 \text{ m}$)

$$M_{\max} = S_{AB} \cdot x - \frac{W_1}{2} x^2 - \frac{W_2 - W_1}{6H_0} x^3 + M_{AB} = 61.957 \times 0.939 - \frac{72.975}{2} \times 0.939^2 - \frac{43.920 - 72.975}{6 \times 1.950} \times 0.939^3 + (-23.681) = 4.381 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

節点Aから中央部の曲げモーメント M_{xo} は「 $x = H_0/2 = 1.950 / 2 = 0.975 \text{ m}$ 」から、

$$M_{xo} = 61.957 \times 0.975 - \frac{72.975}{2} \times 0.975^2 - \frac{43.920 - 72.975}{6 \times 1.950} \times 0.975^3 + (-23.681) = 4.343 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \leftarrow \text{照査}$$

ハ) 節点Bからの断面力の計算

前述の計算は節点Aからの算出であるが、節点Bから任意点 x におけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{BA} + W_2 \cdot x + \frac{W_1 - W_2}{2H_0} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$S_{x2''} = -52.016 + 43.920 \times 0.975 + \frac{72.975 - 43.920}{2 \times 1.950} \times 0.975^2 = -2.112 \text{ KN}$$

$$= S_{x2'} = -2.111 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

また、節点Bから任意点 x における曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{W_2}{2} x^2 - \frac{W_1 - W_2}{6H_0} x^3 + M_{BA}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$M_{xo'} = 52.016 \times 0.975 - \frac{43.920}{2} \times 0.975^2 - \frac{72.975 - 43.920}{6 \times 1.950} \times 0.975^3 + (-23.195)$$

$$= 4.343 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表 3.2.1 側壁の断面力(ケース1)

計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考
	節点Aから	節点Bから	節点Aから	節点Bから	
0.000	61.957	-52.016	-23.681	-23.195	節点AorB
0.195	48.010	-43.168	-12.968	-13.905	
0.390	34.630	-33.754	-4.920	-6.396	
0.560	23.427	-25.084	0.009	-1.389	2d(節点Aより)
0.585	21.816	-23.773	0.574	-0.778	
0.780	9.569	-13.226	3.625	2.839	
0.939	0.002	-4.206	4.381	4.229	Mmax
0.975	-2.111	-2.112	4.343	4.343	Ho/2
1.011	-4.206	0.002	4.229	4.381	Mmax
1.170	-13.225	9.569	2.838	3.625	
1.365	-23.773	21.816	-0.778	0.575	
1.390	-25.084	23.427	-1.389	0.009	2d'(節点Bから2d)
1.560	-33.754	34.630	-6.396	-4.920	
1.755	-43.168	48.010	-13.905	-12.968	
1.950	-52.016	61.957	-23.195	-23.680	節点BorA

W1= 72.975 KN/m²
W2= 43.920 KN/m²
Ho= 1.950 m

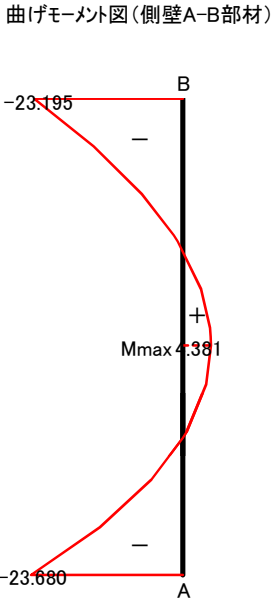
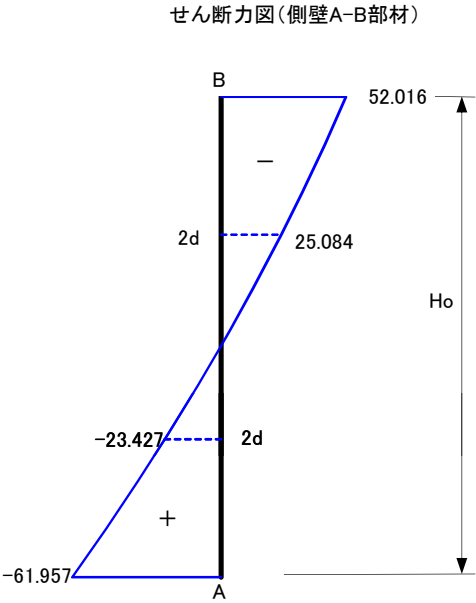
SAB= 61.957 KN
SBA= -52.016 KN
MAB= -23.681 KN・m
MBA= -23.195 KN・m

・せん断力
(節点Aから)
$$S_x = S_{AB} - W_1 \cdot x - \frac{W_2 - W_1}{2Ho} \cdot x^2$$

(節点Bから)
$$S_x = S_{BA} + W_2 \cdot x + \frac{W_1 - W_2}{2Ho} \cdot x^2$$

・曲げモーメント
(節点Aから)
$$M_x = S_{AB} \cdot x - \frac{W_1}{2} x^2 - \frac{W_2 - W_1}{6Ho} x^3 + M_{AB}$$

(節点Bから)
$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{W_2}{2} x^2 - \frac{W_1 - W_2}{6Ho} x^3 + M_{BA}$$



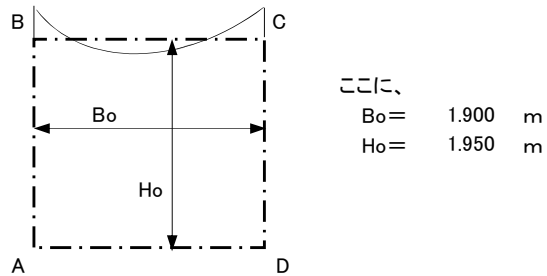
※ せん断力(S図)の符号は、正負が逆になる。

第3章

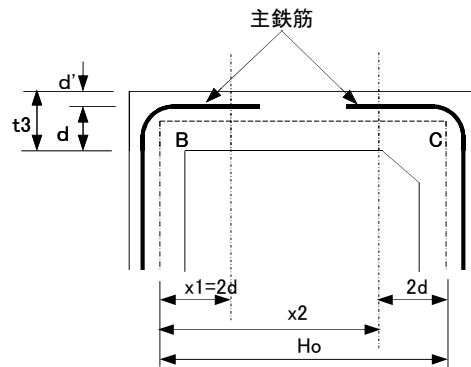
函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」



頂版の曲げモーメント



ここに、

t3 : 側壁の部材厚	t3 = 0.400 m
d : 部材の有効厚	d = 0.280 m (t3 - d')
d' : 鉄筋のかぶり	d' = 0.120 m
Bo/2 = 1.900 / 2	= 0.950 m
2d = 2 × 0.280	= 0.560 m
x2 = Bo - 2d = 1.900 - 0.560	= 1.340 m

図 3.2.10 頂版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

2) 頂版(B~C)

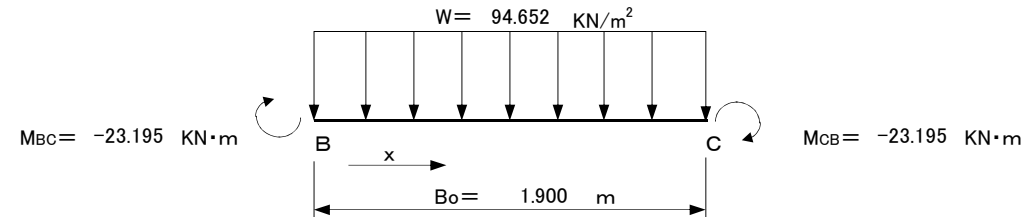


図 3.2.11 ケース1の頂版の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{BC} = -S_{CB} = \frac{W \cdot B_o}{2} = \frac{94.652 \times 1.900}{2} = 89.919 \text{ kN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{BC} - W \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「x = Bo/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{x0} = S_{BC} - W \cdot B_o/2 = 89.919 - 94.652 \times 0.950 = 0.000 \text{ kN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

2dのせん断力

$$S_{x0} = S_{BC} - W \cdot 2d = 89.919 - 94.652 \times 0.560 = 36.914 \text{ kN}$$

節点Bからx2のせん断力

$$S_{x2} = S_{BC} - W \cdot x2 = 89.919 - 94.652 \times 1.340 = -36.915 \text{ kN}$$

ロ) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -23.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -23.195 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

等分布荷重が作用するので、最大曲げモーメントMmaxは中央部(x = Bo/2)で発生する。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= S_{BC} \cdot \frac{B_o}{2} - \frac{W}{2} \cdot \left(\frac{B_o}{2} \right)^2 + M_{BC} \\ &= 89.919 \times \frac{1.900}{2} - \frac{94.652}{2} \times \left(\frac{1.900}{2} \right)^2 + (-23.195) = 19.516 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

第3章 函渠工の設計

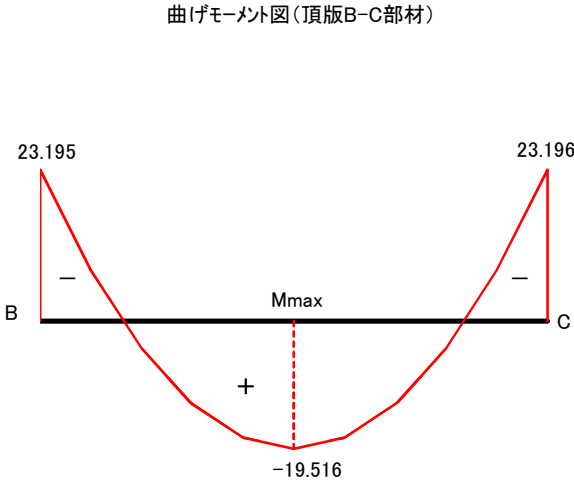
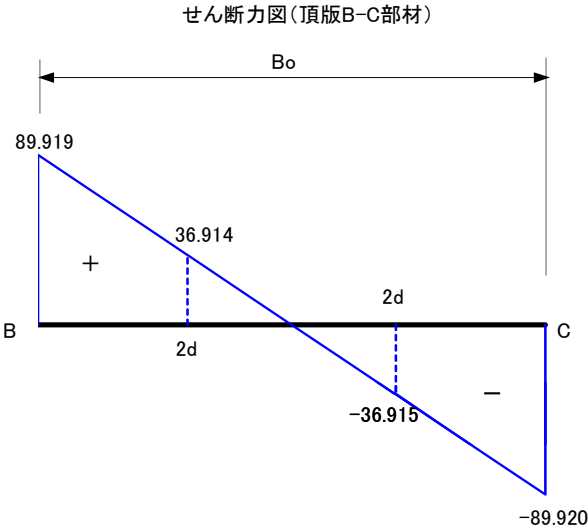
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表 3.2.2 頂版の断面力(ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	89.919	-23.195	節点B
0.190	71.935	-7.819	
0.380	53.951	4.140	
0.560	36.914	12.318	2d
0.570	35.967	12.683	
0.760	17.983	17.808	
0.950	0.000	19.516	Ho/2 (Mmax)
1.140	-17.984	17.808	
1.330	-35.968	12.682	
1.340	-36.915	12.318	x2 (C点より2d)
1.520	-53.952	4.140	
1.710	-71.936	-7.819	
1.900	-89.920	-23.196	節点C
W= 94.652 KN/m ² S _{BC} = 89.919 KN			
Bo= 1.900 m M _{BC} = -23.195 KN・m			
S _x =S _{BC} -W・x			
M _x =S _{BC} ・x-(W/2)・x ² +M _{BC}			



※ 曲げモーメント(M図)の符号は、正負が逆になる。

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース1」

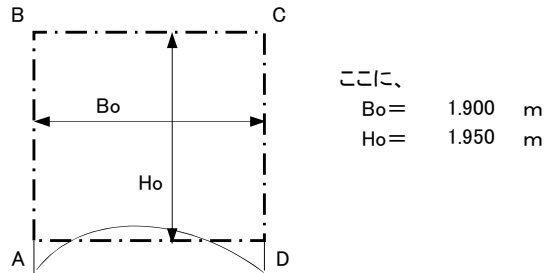


図 3.2.12 底版の曲げモーメント

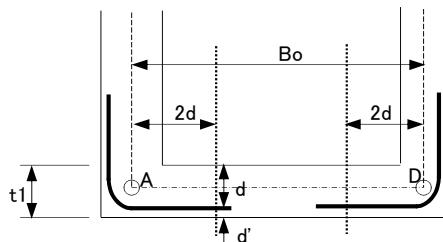
【メモ】

- かぶりの異なる底版の2d位置

底版の鉄筋かぶりは上面と下面で異なる場合、せん断力の照査位置2dの問題がある。本設計では2d位置の曲げモーメントが正(+)となり上面が引張となることから鉄筋のかぶりは上面の値を用いて2d位置を算定することを考えた。

しかし、直接基礎の場合では底版のせん断力および曲げモーメントは正(+)負(-)が分布していることを考慮すると、2d位置はせん断力が大きくなる下面のかぶりを用いて決定するのが安全側で照査することになり、この考えで2d位置を決定した。

ただし、杭基礎となる場合はなお考え方を整理する必要がある。



ここに、

$$\begin{aligned} \text{底版の厚さ} & t_1 = 0.500 \text{ m} \\ \text{底版の上面が引張の場合} & d' = 0.120 \text{ m} \\ \text{底版の下面が引張の場合} & d' = 0.150 \text{ m} \\ 2d = 2(t_1 - d') &= 2 \times (0.500 - 0.150) = 0.700 \text{ m} \\ 2d' = B_o - 2d &= 1.900 - 0.700 = 1.200 \text{ m} \end{aligned}$$

図 3.2.11 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

3) 底版 (D~A)

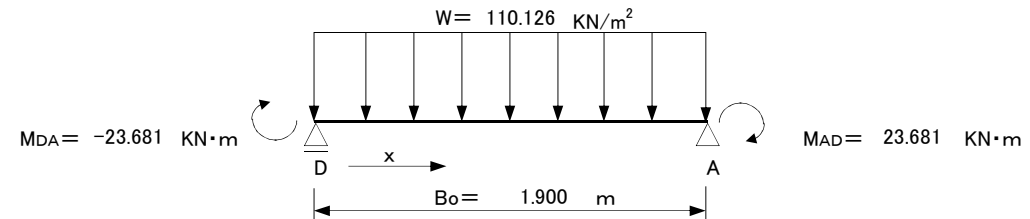


図 3.2.13 ケース1の底版の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

- 節点せん断力

$$S_{DA} = -S_{AD} = \frac{W \cdot B_o}{2} = \frac{110.126 \times 1.900}{2} = 104.620 \text{ KN}$$

- 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{DA} - W \cdot x$$

節点Dから中央部までの距離は「 $x = B_o/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{xo} は次のようになる。

$$S_{xo} = S_{DA} - W \cdot B_o/2 = 104.620 - 110.126 \times 0.950 = 0.000 \text{ KN}$$

ここに、

$$B_o/2 = 1.900 / 2 = 0.950 \text{ m}$$

- 各節点から2d離れた位置のせん断力

(2dのせん断力)

$$S(2d) = S_{DA} - W \cdot 2d = 104.620 - 110.126 \times 0.700 = 27.532 \text{ KN}$$

(節点Dからx2のせん断力)

$$S(2d') = S_{DA} - W \cdot 2d' = 104.620 - 110.126 \times 1.200 = -27.531 \text{ KN}$$

ロ) 曲げモーメント

- 節点曲げモーメント

$$M_D = M_{DA} = -23.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_A = -M_{AD} = -23.681 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

- 最大曲げモーメント

最大曲げモーメント M_{max} は中央部($x = B_o/2$)で発生する。

$$\begin{aligned} M_{max} &= S_{DA} \cdot \frac{B_o}{2} - \frac{W}{2} \left(\frac{B_o}{2} \right)^2 + M_{DA} \\ &= 104.620 \times \frac{1.900}{2} - \frac{110.126}{2} \times \left(\frac{1.900}{2} \right)^2 + (-23.681) = 26.014 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

表 3.2.3 底版の断面力(ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	104.620	-23.681	節点A
0.190	83.696	-5.791	
0.380	62.772	8.124	
0.570	41.848	18.062	
0.700	27.532	22.572	2d
0.760	20.924	24.026	
0.950	0.000	26.014	Bo/2 (Mmax)
1.140	-20.924	24.026	
1.200	-27.531	22.572	x2 (D点より2d)
1.330	-41.848	18.063	
1.520	-62.772	8.124	
1.710	-83.695	-5.791	
1.900	-104.619	-23.680	節点D

W= 110.126 KN/m²

Bo= 1.900 m

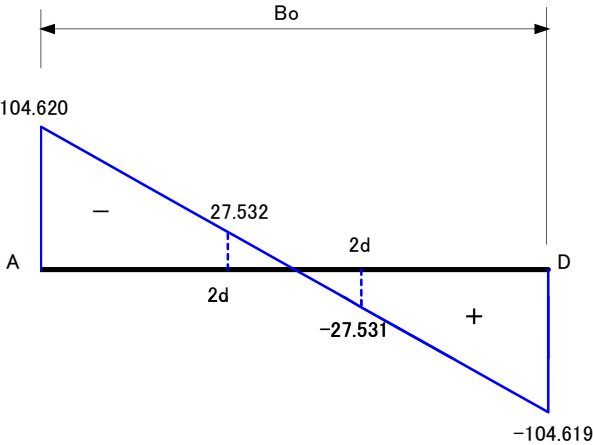
Sx=SDA-W・x

Mx=SDA・x-(W/2)・x²+MDA

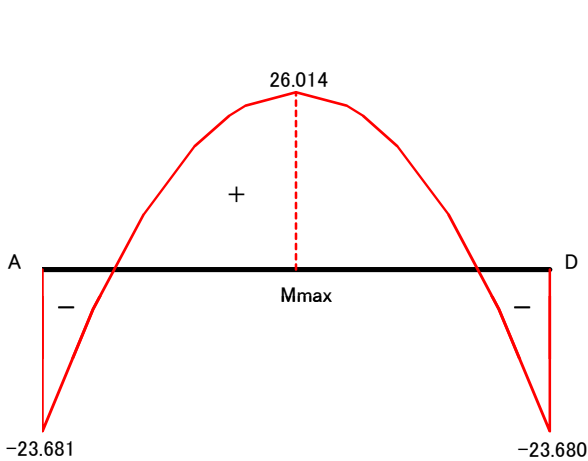
SDA= 104.620 KN

MDA= -23.681 KN・m

せん断力図(底版A-D部材)



曲げモーメント図(底版A-D部材)



※ せん断力(S図)の符号は、正負が逆になる。

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース1」

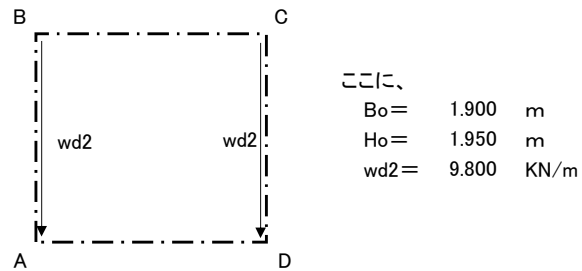


図 3.2.14 ラーチン軸線に作用する軸方向荷重図

4) 軸力の計算

・ 側壁

(側壁上側の軸力)

$$N_B = S_{BC} = 89.919 \text{ KN}$$

(側壁下側の軸力)

$$N_A = N_B + d2 \cdot H_o = 89.919 + 9.800 \times 1.950 = 109.029 \text{ KN}$$

ここに、

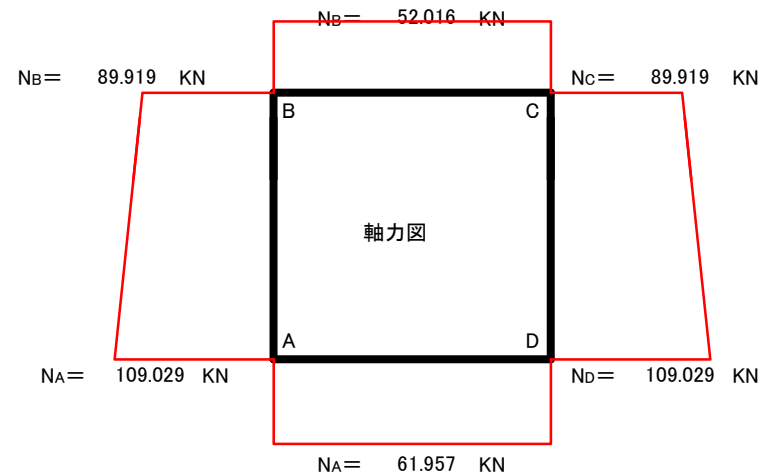
$$wd2 : \text{側壁自重による分布荷重} \quad wd2 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ 頂版

$$N_B = N_C = S_{BA} = 52.016 \text{ KN}$$

・ 底版

$$N_A = N_D = S_{AB} = 61.957 \text{ KN}$$



第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース2」

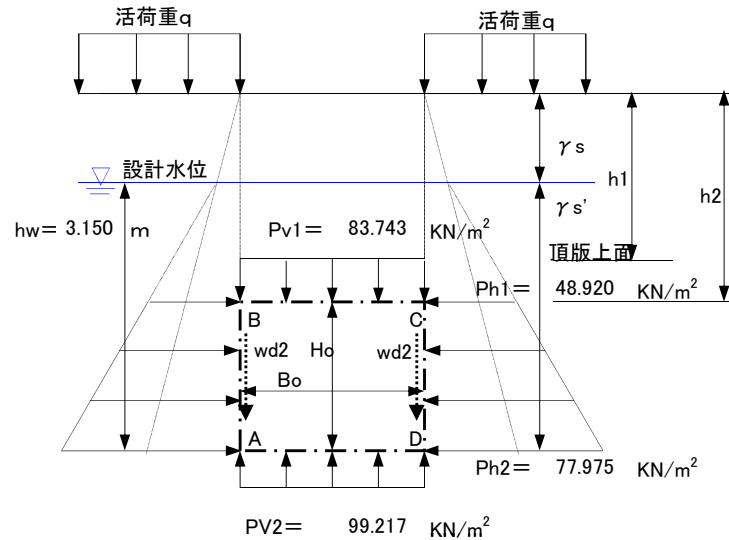


図 3.2.15 ケース2の荷重図

設計計算

3-2-2. 荷重ケース2 … 側壁の断面力が最大となるケース

(1) 荷重の計算

荷重の計算は以下の判定でおこなう。

$$h1 = 3.80 \text{ m} < 4.0 \text{ m}$$

したがって、「荷重ケース2」は、「イ、土被り $h1 < 4.0\text{m}$ 」のケースでおこなう。

・ 頂版軸線に作用する「土重＋頂版自重」

$$Pv1 = Pvd1 + (D1/Bo) = 71.880 + (22.540 / 1.900) = 83.743 \text{ KN/m}^2$$

・ 底版軸線に作用する反力

$$Pv2 = Pv1 + (D2/Bo) = 83.743 + (29.400 / 1.900) = 99.217 \text{ KN/m}^2$$

・ 側壁上側軸線に作用する水平の分布荷重(活荷重＋土重＋水重)

$$Ph1 = Ko \cdot [h2 - (hw - Ho)] \cdot \gamma_s + (Ko \cdot \gamma_{s'} + \gamma_w) \times (hw - Ho) + Ko \cdot q = 0.50 \times \{ 4.000 - (3.150 - 1.950) \} \times 18.60 + (0.50 \times 9.800 + 10.00) \times (3.150 - 1.950) + 0.50 \times 10.00 = 48.920 \text{ KN/m}^2$$

ここに、

$$q : \text{等分布活荷重} \quad q = 10.00 \text{ KN/m}^2$$

・ 側壁下側軸線に作用する水平の分布荷重(活荷重＋土重＋水重)

$$Ph2 = Ph1 + (Ko \cdot \gamma_{s'} + \gamma_w) \cdot Ho = 48.920 + (0.50 \times 9.800 + 10.00) \times 1.950 = 77.975 \text{ KN/m}^2$$

「荷重ケース2」

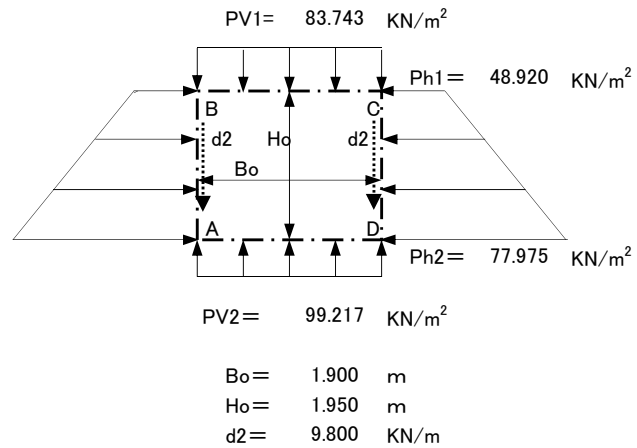


図 3.2.16 ケース2の荷重図

(2) 荷重項の計算(ケース2)

$$C_{AB}=C_{DC} = \frac{H_o^2}{60} (2 \cdot Ph1 + 3 \cdot Ph2) = \frac{1.950^2}{60} \times (2 \times 48.920 + 3 \times 77.975) = 21.026 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{BA}=C_{CD} = \frac{H_o^2}{60} (3 \cdot Ph1 + 2 \cdot Ph2) = \frac{1.950^2}{60} \times (3 \times 48.920 + 2 \times 77.975) = 19.184 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{BC}=C_{CB} = \frac{Pv1 \cdot B_o^2}{12} = \frac{83.743 \times 1.900^2}{12} = 25.193 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$C_{DA}=C_{AD} = \frac{Pv2 \cdot B_o^2}{12} = \frac{99.217 \times 1.900^2}{12} = 29.848 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

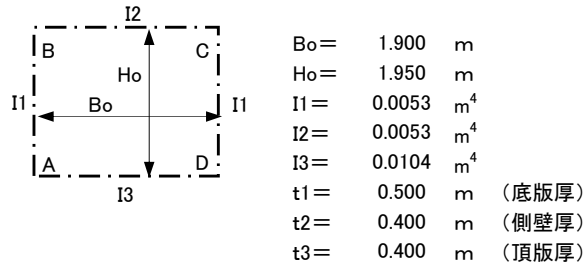


図 3.2.17 ラーメンの諸元

(3) ラーメン解析(ケース2)

対称荷重を受けるボックスラーメンであるから以下の条件となる。

- $\theta_A = -\theta_D$
- $\theta_B = -\theta_C$
- $M_{BC} = -M_{CB}$
- $M_{AD} = -M_{DA}$
- $R = 0$

以上からマトリックスは次のようになる。

$$\begin{bmatrix} 2+\beta & 1 \\ 1 & 2+\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{AB}-C_{AD} \\ C_{BC}-C_{BA} \end{bmatrix}$$

側壁部材を固定し、この部材に対する頂版、底版の係数 α 、 β を次の式で求める。

$$\alpha = \frac{I_2 \cdot H_o}{I_1 \cdot B_o} = \frac{0.0053 \times 1.950}{0.0053 \times 1.900} = 1.0263$$

$$\beta = \frac{I_3 \cdot H_o}{I_1 \cdot B_o} = \frac{0.0104 \times 1.950}{0.0053 \times 1.900} = 2.0139$$

以上の条件から端モーメントを計算する。

たわみ角 θ は次の式で求める。

$$\begin{bmatrix} 4.0139 & 1 \\ 1 & 3.0263 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21.026 & -29.848 & = & -8.822 \\ 25.193 & -19.184 & = & 6.009 \end{bmatrix}$$

ここに、

$$2+\beta = 2 + 2.0139 = 4.0139$$

$$2+\alpha = 2 + 1.0263 = 3.0263$$

$$\theta_A = \frac{-8.822 \times 3.026 - 1 \times 6.009}{4.014 \times 3.026 - 1 \times 1} = -2.9341 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\theta_B = \frac{4.014 \times 6.009 - 8.822 \times 1}{4.014 \times 3.026 - 1 \times 1} = 2.9551 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

部材回転角「 $R=0$ 」として端モーメントを求める。

$$M_{AB} = -M_{DC} = 2\theta_A + \theta_B - C_{AB} = 2 \times -2.9341 + 2.9551 - 21.026 = -23.939 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BA} = -M_{CD} = 2\theta_B + \theta_A + C_{BA} = 2 \times 2.9551 + -2.9341 + 19.184 = 22.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{BC} = -M_{CB} = \alpha \cdot \theta_B - C_{BC} = 1.0263 \times 2.9551 - 25.193 = -22.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{AD} = -M_{DA} = \beta \cdot \theta_A + C_{AD} = 2.0139 \times -2.9341 + 29.848 = 23.939 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

以上を照査すると、

$$\sum M_A = M_{AB} + M_{AD} = -23.939 + 23.939 = 0.000 \quad \dots \text{OK}$$

$$\sum M_B = M_{BA} + M_{BC} = 22.160 + -22.160 = 0.000 \quad \dots \text{OK}$$

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース2」

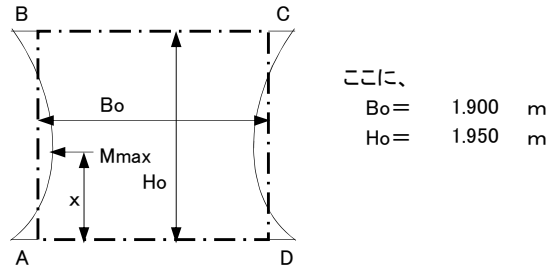
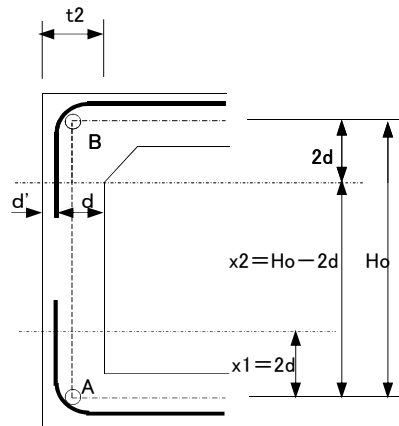


図 3.2.18 側壁の曲げモーメント



t2 : 側壁の部材厚	t2=	0.400	m
d : 部材の有効厚	d=	0.280	m (t2-d')
d' : 鉄筋のかぶり	d'=	0.120	m
Ho/2 = 1.950 / 2	=	0.975	m
2d = 2 × 0.280	=	0.560	m
x2 = Ho - 2d = 1.950 - 0.560	=	1.390	m

図 3.2.19 側壁部材のせん断力照査位置

設計計算

(4) 断面力(曲げモーメント、せん断力)の計算(ケース2)

1) 側壁(A~B)

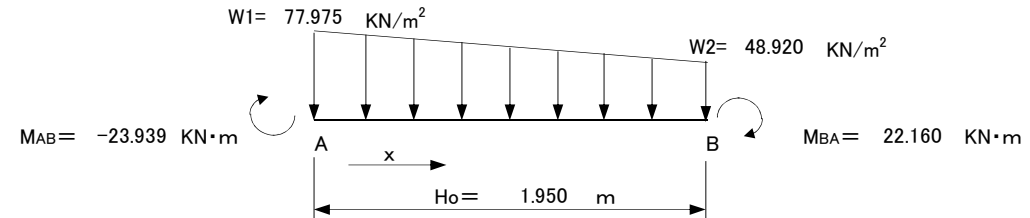


図 3.2.20 ケース2の側壁の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{AB} = \frac{2W_1 + W_2}{6} \times H_o - \frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_o} = \frac{2 \times 77.975 + 48.920}{6} \times 1.950 - \frac{-23.939 + 22.160}{1.950}$$

$$= 67.495 \text{ KN}$$

$$S_{BA} = -\frac{W_1 + 2W_2}{6} \times H_o - \frac{M_{BA} + M_{AB}}{H_o} = -\frac{77.975 + 2 \times 48.920}{6} \times 1.950 - \frac{22.160 + -23.939}{1.950}$$

$$= -56.228 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{AB} - W_1 \cdot x - \frac{W_2 - W_1}{2H_o} \cdot x^2$$

節点Aから中央部までの距離は「x=Ho/2」であるから、中央部のせん断力Sxoは次のようになる。

$$S_{xo} = 67.495 - 77.975 \times \frac{1.950}{2} - \frac{48.920 - 77.975}{2 \times 1.950} \times \left(\frac{1.950}{2}\right)^2 = -1.448 \text{ KN}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

(2d位置のせん断力)

$$S_{x1} = 67.495 - 77.975 \times 0.560 - \frac{48.920 - 77.975}{2 \times 1.950} \times 0.560^2 = 26.165 \text{ KN}$$

(節点Aからx2のせん断力)

$$S_{x2} = 67.495 - 77.975 \times 1.390 - \frac{48.920 - 77.975}{2 \times 1.950} \times 1.390^2 = -26.496 \text{ KN}$$

「荷重ケース2」

ロ) 曲げモーメント

$$M_A = M_{AB} = -23.939 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_B = -M_{BA} = -22.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Mmaxの位置

$$S_x = S_{AB} - W_1 \cdot x - \frac{W_2 - W_1}{2H_o} x^2 = 0 \text{ より、}$$

$$67.495 - 77.975 x - \frac{48.920 - 77.975}{2 \times 1.950} x^2 = 0$$

$$7.450 x^2 - 77.975 x + 67.495 = 0$$

$$\therefore x = \frac{77.975 \pm \sqrt{77.975^2 - 4 \times 7.450 \times 67.495}}{2 \times 7.450} = \begin{cases} 9.514 \text{ m} > H_o = 1.950 \text{ m} \dots \text{偽} \\ 0.952 \text{ m} < H_o = 1.950 \text{ m} \dots \text{真} \end{cases}$$

したがって、節点Aより「 $x = 0.952 \text{ m}$ 」でMmaxを示す(節点Bより $x' = H_o - x = 0.998 \text{ m}$)。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= S_{AB} \cdot x - \frac{W_1}{2} x^2 - \frac{W_2 - W_1}{6H_o} x^3 + M_{AB} \\ &= 67.495 \times 0.952 - \frac{77.975}{2} \times 0.952^2 - \frac{48.920 - 77.975}{6 \times 1.950} \times 0.952^3 + (-23.939) \\ &= 7.124 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

節点Aから中央部の曲げモーメントMxoは「 $x = H_o/2 = 1.950 / 2 = 0.975 \text{ m}$ 」から、

$$\begin{aligned} M_{xo} &= 67.495 \times 0.975 - \frac{77.975}{2} \times 0.975^2 - \frac{48.920 - 77.975}{6 \times 1.950} \times 0.975^3 + (-23.939) \\ &= 7.108 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

照査

ハ) 節点Bからの断面力の計算

前述の計算は節点Aからの算出であるが、節点Bから任意点xにおけるせん断力を求めると次の式になる。

$$S_x = S_{BA} + W_2 \cdot x + \frac{W_1 - W_2}{2H_o} \cdot x^2$$

この式で中央部のせん断力を求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$\begin{aligned} S_{x2''} &= -56.228 + 48.920 \times 0.975 + \frac{77.975 - 48.920}{2 \times 1.950} \times 0.975^2 = -1.449 \text{ KN} \\ &= S_{x2'} = -1.448 \text{ KN} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

また、節点Bから任意点xにおける曲げモーメントは次式で求めることができる。

$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{W_2}{2} x^2 - \frac{W_1 - W_2}{6H_o} x^3 + M_{BA}$$

この式で中央部の曲げモーメントを求めて、節点Aから求めた計算を照査すると次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{xo'} &= 56.228 \times 0.975 - \frac{48.920}{2} \times 0.975^2 - \frac{77.975 - 48.920}{6 \times 1.950} \times 0.975^3 + (-22.160) \\ &= 7.108 \text{ KN}\cdot\text{m} \dots \end{aligned}$$

OK

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表 3.2.4 側壁の断面力(ケース2)

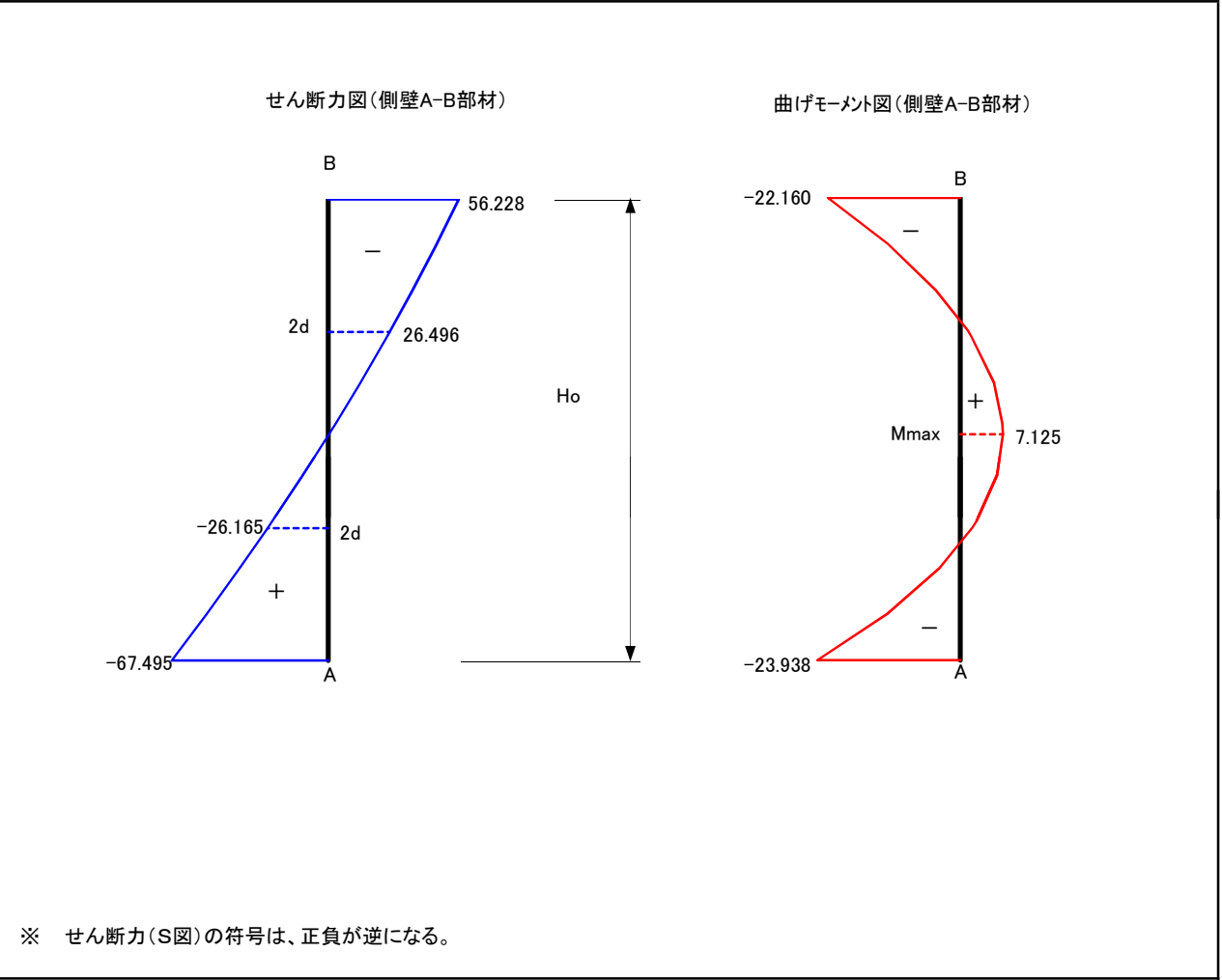
計算点x (m)	せん断力S(KN)		曲げモーメントM(KN・m)		備考
	節点Aから	節点Bから	節点Aから	節点Bから	
0.000	67.495	-56.228	-23.939	-22.160	節点AorB
0.195	52.573	-46.405	-12.242	-12.144	
0.390	38.218	-36.016	-3.399	-4.099	
0.560	26.165	-26.496	2.068	1.221	2d(節点Aより)
0.585	24.429	-25.060	2.700	1.865	
0.780	11.207	-13.538	6.166	5.638	
0.952	0.015	-2.904	7.124	7.058	Mmax(節点Aより)
0.975	-1.448	-1.449	7.108	7.108	Ho/2
0.998	-2.904	0.014	7.058	7.125	Mmax(節点Bより)
1.170	-13.537	11.207	5.638	6.166	
1.365	-25.060	24.429	1.865	2.701	
1.390	-26.496	26.165	1.221	2.068	2d(節点Bより)
1.560	-36.016	38.218	-4.099	-3.398	
1.755	-46.405	52.573	-12.144	-12.241	
1.950	-56.228	67.495	-22.160	-23.938	節点BorA

W1= 77.975 KN/m² SAB= 67.495 KN
W2= 48.920 KN/m² SBA= -56.228 KN
Ho= 1.950 m MAB= -23.939 KN・m
・せん断力 MBA= -22.160 KN・m
(節点Aから)
$$S_x = S_{AB} - W_1 \cdot x - \frac{W_2 - W_1}{2Ho} \cdot x^2$$

(節点Bから)
$$S_x = S_{BA} + W_2 \cdot x + \frac{W_1 - W_2}{2Ho} \cdot x^2$$

・曲げモーメント
(節点Aから)
$$M_x = S_{AB} \cdot x - \frac{W_1}{2} x^2 - \frac{W_2 - W_1}{6Ho} x^3 + M_{AB}$$

(節点Bから)
$$M_x = -S_{BA} \cdot x - \frac{W_2}{2} x^2 - \frac{W_1 - W_2}{6Ho} x^3 + M_{BA}$$



第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース2」

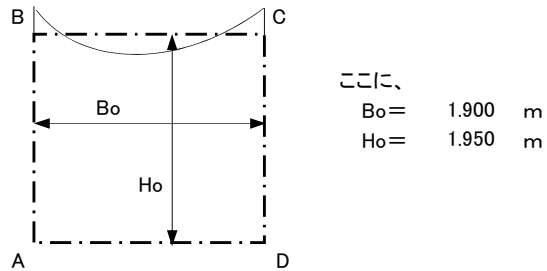
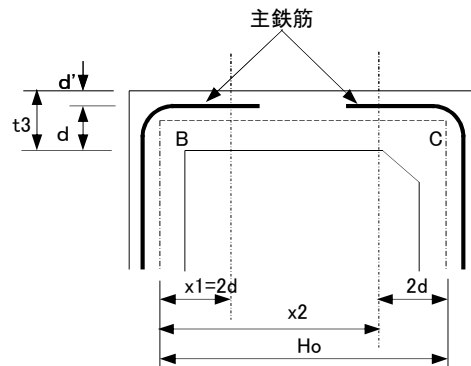


図 3.2.21 頂版の曲げモーメント



ここに、

$$\begin{aligned}
 t3 &: \text{側壁の部材厚} & t3 &= 0.400 \text{ m} \\
 d &: \text{部材の有効厚} & d &= 0.280 \text{ m} \quad (t3 - d') \\
 d' &: \text{鉄筋のかぶり} & d' &= 0.120 \text{ m} \\
 Bo/2 &= 1.900 / 2 & &= 0.950 \text{ m} \\
 2d &= 2 \times 0.280 & &= 0.560 \text{ m} \\
 x2 = Bo - 2d &= 1.900 - 0.560 & &= 1.340 \text{ m}
 \end{aligned}$$

設 計 計 算

2) 頂版(B~C)

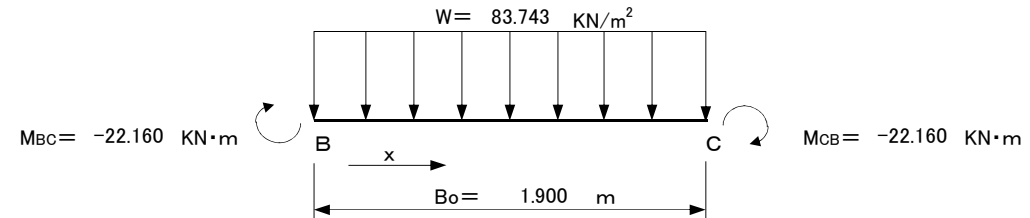


図 3.2.22 ケース2の頂版の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{BC} = -S_{CB} = \frac{W \cdot Bo}{2} = \frac{83.743 \times 1.900}{2} = 79.556 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{BC} - W \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「 $x = Bo/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{xo} は次のようになる。

$$S_{xo} = S_{BC} - W \cdot Bo/2 = 79.556 - 83.743 \times 0.950 = 0.000 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 1.900 / 2 = 0.950 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

(2dのせん断力)

$$S_{xo} = S_{BC} - W \cdot 2d = 79.556 - 83.743 \times 0.560 = 32.660 \text{ KN}$$

(節点Bからx2のせん断力)

$$S_{x2} = S_{BC} - W \cdot x2 = 79.556 - 83.743 \times 1.340 = -32.660 \text{ KN}$$

ロ) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_B = M_{BC} = -22.160 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = -M_{CB} = -22.160 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメント M_{max} は中央部($x = Bo/2$)で発生する。

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= S_{BC} \cdot \frac{Bo}{2} - \frac{W}{2} \left(\frac{Bo}{2} \right)^2 + M_{BC} \\
 &= 79.556 \times \frac{1.900}{2} - \frac{83.743}{2} \times \left(\frac{1.900}{2} \right)^2 + (-22.160) = 15.629 \text{ KN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

第3章 函渠工の設計

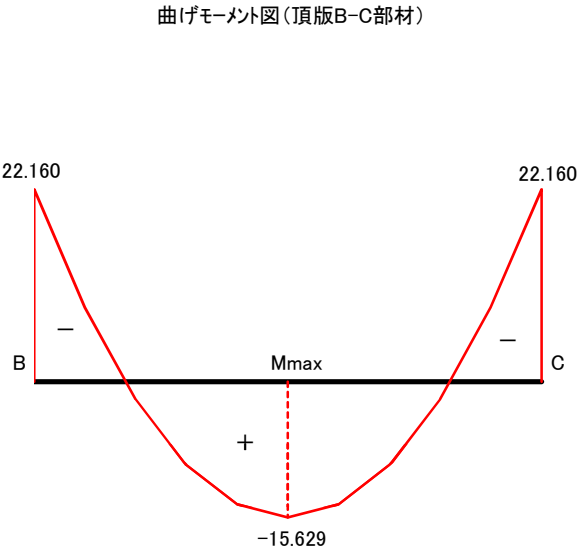
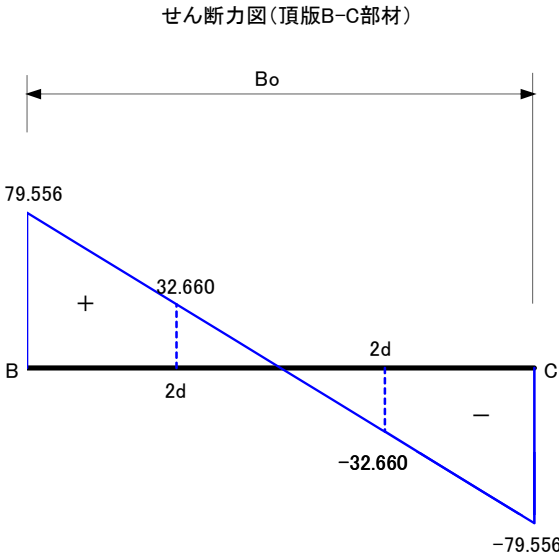
設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

「荷重ケース2」

表 3.2.5 頂版の断面力(ケース2)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	79.556	-22.160	節点B
0.190	63.645	-8.556	
0.380	47.734	2.025	
0.560	32.660	9.260	2d(節点Bより)
0.570	31.822	9.583	
0.760	15.911	14.118	
0.950	0.000	15.629	Bo/2(Mmax)
1.140	-15.911	14.118	
1.330	-31.822	9.583	
1.340	-32.660	9.261	x2(節点Cより2d)
1.520	-47.733	2.025	
1.710	-63.645	-8.556	
1.900	-79.556	-22.160	節点C
W= 83.743 KN/m ² S _{BC} = 79.556 KN			
Bo= 1.900 m M _{BC} = -22.160 KN・m			
S _x =S _{BC} -W・x			
M _x =S _{BC} ・x-(W/2)・x ² +M _{BC}			



※ 曲げモーメント(M図)の符号は、正負が逆になる。

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

「荷重ケース2」

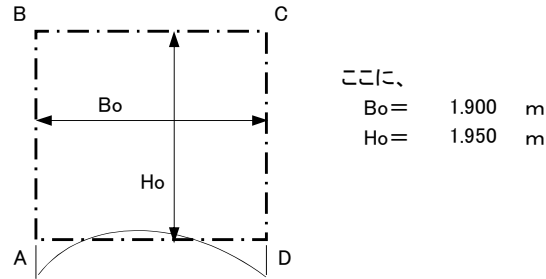
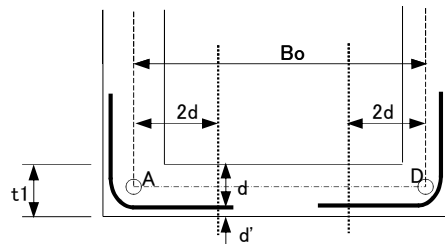


図 3.2.23 底版の曲げモーメント



ここに、

底版の厚さ $t1 = 0.500 \text{ m}$
 底版の上面が引張の場合 $d' = 0.120 \text{ m}$
 底版の下面が引張の場合 $d' = 0.150 \text{ m}$
 $2d = 2(t1 - d') = 2 \times (0.500 - 0.150) = 0.700 \text{ m}$
 $2d' = Bo - 2d = 1.900 - 0.700 = 1.200 \text{ m}$

図 底版部材のせん断力照査位置

設 計 計 算

3) 底版 (D~A)

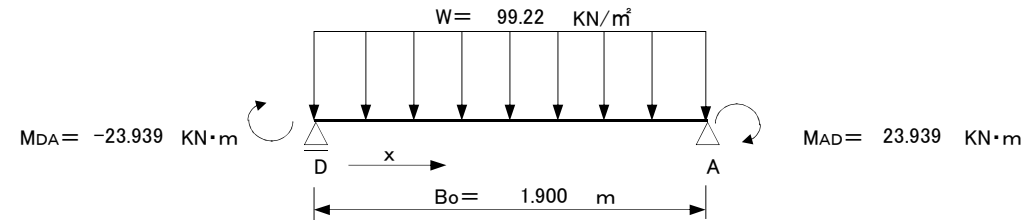


図 3.2.24 ケース2の底版の作用荷重

イ) せん断力

せん断力は、節点と中間および各節点から2d離れた位置に対するものを求める。ここに、「d: 部材の有効高」である。

・ 節点せん断力

$$S_{DA} = -S_{AD} = \frac{W \cdot Bo}{2} = \frac{99.22 \times 1.900}{2} = 94.256 \text{ KN}$$

・ 中間部のせん断力

任意点xにおけるせん断力の一般式は、次式で与えられる。

$$S_x = S_{DA} - W \cdot x$$

節点Bから中央部までの距離は「 $x = Bo/2$ 」であるから、中央部のせん断力 S_{xo} は次のようになる。

$$S_{xo} = S_{DA} - W \cdot Bo/2 = 94.256 - 99.217 \times 0.950 = 0.000 \text{ KN}$$

ここに、

$$Bo/2 = 1.900 / 2 = 0.950 \text{ m}$$

・ 各節点から2d離れた位置のせん断力

(2dのせん断力)

$$S_{xo} = S_{DA} - W \cdot 2d = 94.256 - 99.217 \times 0.700 = 24.804 \text{ KN}$$

(節点Dからx2のせん断力)

$$S_{x2} = S_{DA} - W \cdot x2 = 94.256 - 99.217 \times 1.200 = -24.804 \text{ KN}$$

ロ) 曲げモーメント

・ 節点曲げモーメント

$$M_D = M_{DA} = -23.939 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_A = -M_{AD} = -23.939 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

・ 最大曲げモーメント

最大曲げモーメント M_{max} は中央部($x = Bo/2$)で発生する。

$$\begin{aligned} M_{max} &= S_{DA} \cdot \frac{Bo}{2} - \frac{W}{2} \left(\frac{Bo}{2} \right)^2 + M_{DA} \\ &= 94.256 \times \frac{1.900}{2} - \frac{99.217}{2} \times \left(\frac{1.900}{2} \right)^2 + -23.939 = 20.833 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

「荷重ケース2」

表 3.2.6 底版の断面力(ケース1)

計算点x (m)	せん断力S (KN)	曲げモーメント M(KN・m)	備考
0.000	94.256	-23.939	節点A
0.190	75.405	-7.821	
0.380	56.554	4.715	
0.570	37.702	13.669	
0.700	24.804	17.732	2d
0.760	18.851	19.042	
0.950	0.000	20.833	Bo/2 (Mmax)
1.140	-18.851	19.042	
1.200	-24.804	17.732	x2 (D点より2d)
1.330	-37.703	13.669	
1.520	-56.554	4.715	
1.710	-75.405	-7.821	
1.900	-94.256	-23.939	節点D

W= 99.217 KN/m²

Bo= 1.900 m

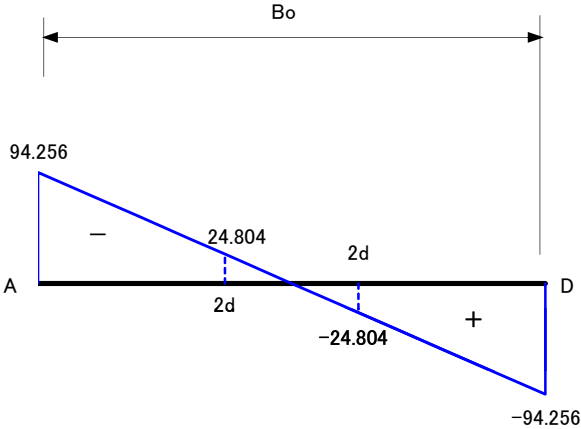
Sx=SDA-W・x

Mx=SDA・x-(W/2)・x²+MDA

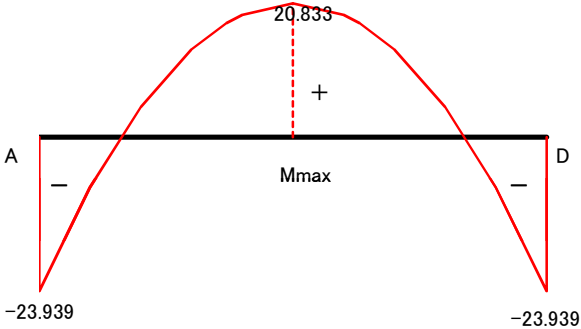
SDA= 94.256 KN

MDA= -23.939 KN・m

せん断力図(底版A-D部材)



曲げモーメント図(底版A-D部材)



※ せん断力(S図)の符号は、正負が逆になる。

「荷重ケース2」

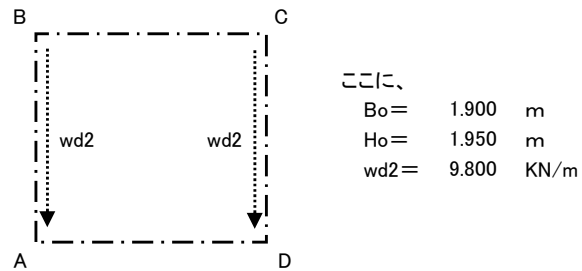


図 3.2.25 ラーチン軸線に作用する軸方向荷重図

4) 軸力の計算

・ 側壁

(側壁上側の軸力)

$$N_B = S_{BC} = 79.556 \text{ KN}$$

(側壁下側の軸力)

$$N_A = N_B + wd2 \cdot H_0 = 79.556 + 9.800 \times 1.950 = 98.666 \text{ KN}$$

ここに、

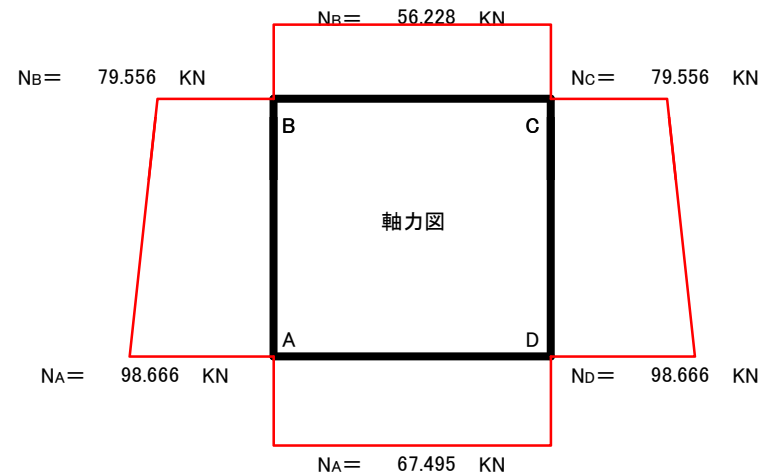
$$wd2 : \text{側壁自重による分布荷重} \quad wd2 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ 頂版

$$N_B = N_C = S_{BA} = 56.228 \text{ KN}$$

・ 底版

$$N_A = N_D = S_{AB} = 67.495 \text{ KN}$$



3-2-3. 断面力のまとめ

表 3.2.7 断面力のまとめ

部材	着目点		荷重ケース1							荷重ケース2							設計断面力				
	位置	距離 (m)	曲げモーメント M (KN・m)	せん断力S (KN)	照査せん断 力S' (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms (KN・m)			曲げモーメント M (KN・m)	せん断力S (KN)	照査せん断 力S' (KN)	軸力N (KN)	設計断面力Ms (KN・m)			曲げモーメント M (KN・m)	せん断力S (KN)	照査せん断 力S' (KN)	軸力N (KN)	設計断面力 Ms (KN・m)
							e	c	Ms					e	c	Ms					
側壁	A (節点)	0	-23.681	61.957		109.029	0.217	0.080	32.382	-23.939	67.495		98.666	0.243	0.080	31.869	-23.939	67.495		98.666	32.382
	A' (2d)	0.560	0.009	23.427	23.427	103.541	0.000	0.080	8.283	2.068	26.165	26.165	93.178	0.022	0.080	9.504	2.068		26.165	93.178	9.504
	中間部	0.975	4.343	-2.111		99.474	0.044	0.080	12.335	7.108	-1.448		89.111	0.080	0.080	14.258	7.108	-2.111		89.111	14.258
	Mmax	0.939	4.381	0.002		99.827	0.044	0.080	12.379				89.464							89.464	12.379
		0.952				99.699				7.124	0.015		89.336	0.080	0.080	14.294	7.124			89.336	14.294
	B' (x2)	1.390	-1.389	-25.084	-25.084	95.407	0.015	0.080	9.064	1.221	-26.496	-26.496	85.044	0.014	0.080	7.994	-1.389		-26.496	95.407	9.064
頂版	B (節点)	1.950	-23.195	-52.016		89.919	0.258	0.080	30.393	-22.160	-56.228		79.556	0.280	0.080	28.640	-23.195	-56.228		89.919	30.393
	B (節点)	0	-23.195	89.919		52.016	0.446	0.080	27.360	-22.160	79.556		56.228	0.394	0.080	26.652	-23.195	89.919		52.016	27.360
	B' (2d)	0.560	12.318	36.914	36.914	52.016	0.237	0.080	16.489	9.260	32.660	32.660	56.228	0.165	0.080	13.776	12.318		36.914	52.016	16.489
	中間部	0.950	19.516	0.000		52.016	0.375	0.080	23.667	15.629	0.000		56.228	0.278	0.080	20.130	19.516	0.000	0.000	52.016	23.667
	C' (x2)	1.340	12.318	-36.915	-36.915	52.016	0.237	0.080	16.489	9.261	-32.660	-32.660	56.228	0.165	0.080	13.776	12.318		-36.915	52.016	16.489
	C (節点)	1.900	-23.196	-89.920		52.016	0.446	0.080	27.360	-22.160	-79.556		56.228	0.394	0.080	26.652	-23.196	-89.920		52.016	27.360
底板	D (節点)	0	-23.681	104.620		61.957	0.382	0.100	29.863	-23.939	94.256		67.495	0.355	0.100	30.710	-23.939	104.620		67.495	30.710
	D' (2d)	27.532	22.572	27.532	27.532	61.957	0.364	0.130	30.607	17.732	24.804	24.804	67.495	0.263	0.130	26.526	22.572		27.532	67.495	30.607
	中間部	0.950	26.014	0.000		61.957	0.420	0.130	34.076	20.833	0.000		67.495	0.309	0.130	29.630	26.014	0.000	0.000	67.495	34.076
	A' (x2)	1.200	22.572	-27.531	-27.531	61.957	0.364	0.130	30.607	17.732	-24.804	-24.804	67.495	0.263	0.130	26.526	22.572		-27.531	67.495	30.607
	A (節点)	1.900	-23.680	-104.619		61.957	0.382	0.100	29.863	-23.939	-94.256		67.495	0.355	0.100	30.710	-23.939	-104.619		67.495	30.710

※ 1. 着目点の距離は以下のとおりである。
側壁→A点からの距離 (D点からの距離)、頂版→B点からの距離、底板→A点からの距離

2. 軸力を考慮した曲げモーメントMs (設計曲げモーメント) は、次の式により求める。

$$Ms = N \times (e + c)$$

ここに、

N : 軸力 (軸方向圧縮応力度) (KN)

e : 荷重の偏心量 (m) $e = M/N$

c : ラーメン軸線から引張主鉄筋までの距離 (m) $c = h/2 - d'$

3. 側壁下面の軸力計算

・ ケース1

$$N_B = S_{BC} = 89.919 \text{ KN}$$

$$N_A = 109.029 \text{ KN}$$

ここに、

$$d_2 : \text{側壁自重による分布荷重} \quad d_2 = 9.800 \text{ KN/m}$$

・ ケース2

$$N_B = S_{BC} = 79.556 \text{ KN}$$

$$N_A = 98.666 \text{ KN}$$

表 3.2.8 設計断面力Msと鉄筋のかぶり

部材	厚さ (m)		鉄筋のかぶり (m)		Msmax (KN・m)	
	符号	厚さ	d' (m)	箇所	Msmax	箇所
側壁	t2	0.40	0.12	両面	32.382	端部
頂版	t3	0.40	0.12	両面	27.360	端部
底板	t1	0.50	0.15	下面	30.710	端部
			0.12	上面	34.076	中間部

※ 1. ラーメン軸線

$$B_o = 1.900 \text{ m}$$

$$H_o = 1.950 \text{ m}$$

4. 設計断面力の軸力の取り扱い

設計断面力の軸力は、曲げモーメントの大きいケースの値とする。

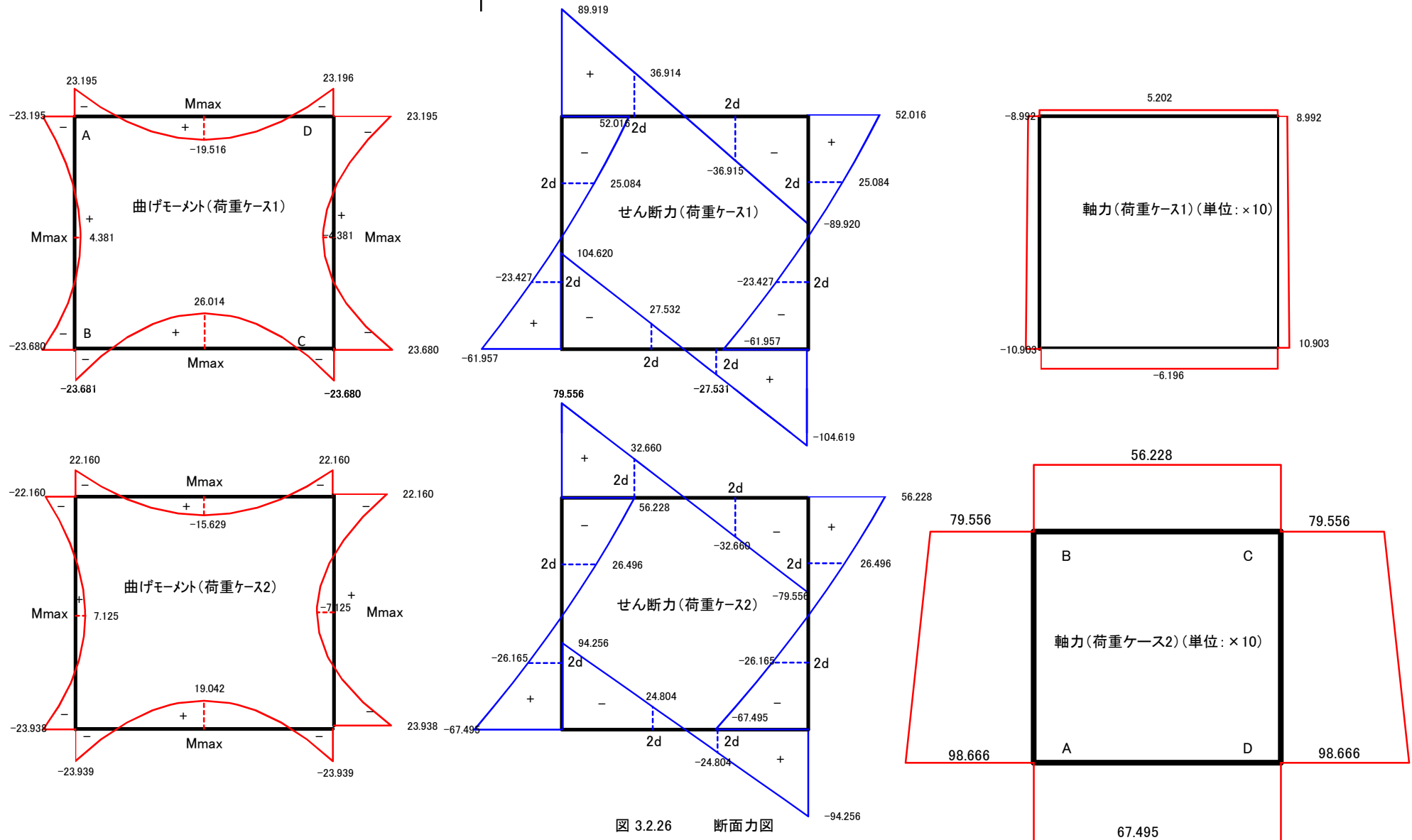


図 3.2.26 断面力図

(設計断面力図)

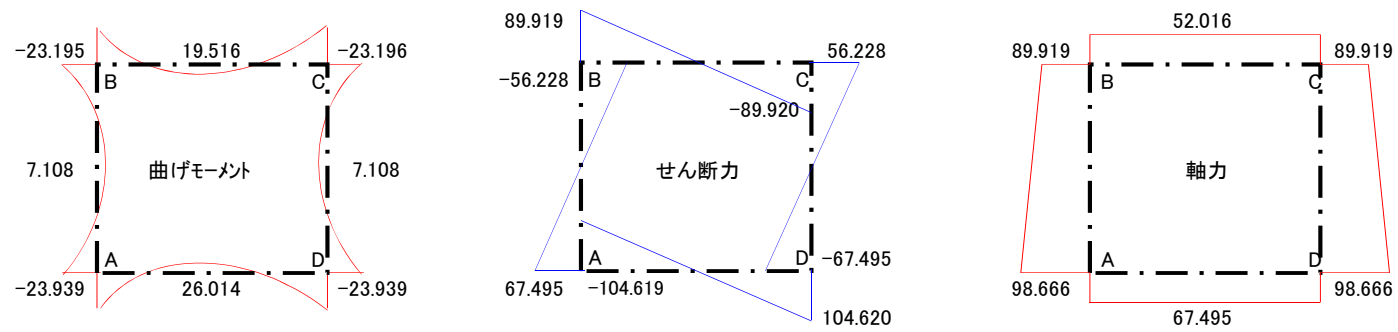


図 3.2.27 設計断面力図

【メモ】

・ 必要部材厚の照査

ボックスカルバートの部材厚は、最初に部材厚を仮定し設計断面力より必要部材厚を求め、この値と仮定した部材厚の照査をおこなって決定する。

各部材における必要有効高dは次式により求める。

$$d = C_1 \sqrt{\frac{M_{smax}}{b}}$$

ここに、

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}}$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}}$$

ただし、

$$\sigma_{ca} : \text{コンクリートの許容曲げ圧縮応力度} \quad \sigma_{ca} = 8 \quad \text{N/mm}^2$$

ただし、ハンチなしの場合は許容応力度を3/4まで減じる。

$$\sigma_{ca} = 3/4 \times 8 = 6.0 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{sa} : \text{鉄筋(SD345)の許容引張応力度} \quad \sigma_{sa} = 160 \quad \text{N/mm}^2$$

$$n : \text{コンクリートと鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

d : 部材の必要有効厚(cm)

Ms : 軸力を考慮した設計曲げモーメント(KN・m)

b : 部材の単位幅(cm) b = 100 cm

表 3.3.1 鉄筋のかぶり

部材	鉄筋のかぶりd'(cm)	
側壁	両面	12
頂版	両面	12
底版	上面	12
	下面	15

【メモ】

・ ハンチを設けない場合の許容応力度 「土工指針-カルバート工指針」

ハンチを設けない場合の断面は、余裕としてコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容応力度の3/4程度となる部材厚にすることが望ましい。

3-3. 必要部材厚の照査

1) 係数の計算

① ハンチありおよび中間部の場合

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}} = \sqrt{\frac{0.02}{8 \times 0.429 \times (1 - 0.429 / 3)}} = 0.082$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}} = \frac{15 \times 8}{15 \times 8 + 160} = 0.429$$

$$\sigma_{ca} : \text{コンクリートの許容曲げ圧縮応力度} \quad \sigma_{ca} = 8 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{sa} : \text{鉄筋(SD345)の許容引張応力度} \quad \sigma_{sa} = 160 \quad \text{N/mm}^2$$

$$n : \text{コンクリートと鉄筋のヤング係数比} \quad n = 15$$

② ハンチなし端部の場合

$$C_1 = \sqrt{\frac{0.02}{\sigma_{ca} \cdot m(1-m/3)}} = \sqrt{\frac{0.02}{6 \times 0.36 \times (1 - 0.36 / 3)}} = 0.103$$

ここに、

$$m = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{n \cdot \sigma_{ca} + \sigma_{sa}} = \frac{15 \times 6}{15 \times 6 + 160} = 0.360$$

$$\sigma_{ca} : \text{コンクリートの許容曲げ圧縮応力度} \quad \sigma_{ca} = 6.0 \quad \text{N/mm}^2$$

【メモ】

・ 部材厚の決定

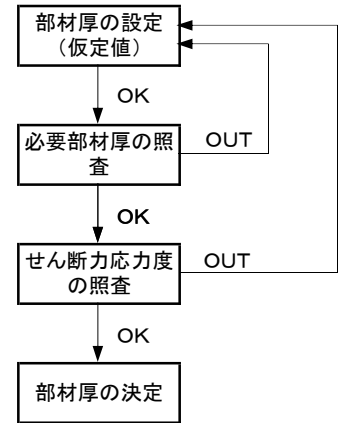
部材厚のでは次の条件を考慮して決定する。

- 1) 最小部材厚(=40cm)
- 2) 必要部材厚
- 3) せん断応力度

したがって、必要部材厚で「OK」でもせん断応力度の照査で「OUT」となる場合があり、必要部材厚の照査で用いた部材厚は「仮定値」であることに留意しなければならない。

せん断力で「OUT」となった場合は再度部材厚を増厚して計算をおこなう必要がある。なお、部材の増厚は10cm単位とする。

(部材厚の照査フロー)



2) 必要部材厚の照査

① 側壁

$$d = 0.082 \times \sqrt{\frac{32.382 \times 10^5}{100}} = 14.8 \text{ cm}$$

ここに、

$$M_{smax} = 32.382 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{最小部材厚})$$

$$h = d + d' = 14.8 + 12.0 = 26.8 \text{ cm} < \text{仮定部材厚 } h = t2 = 40 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$d' : \text{側壁鉄筋のかぶり} \quad d' = 12.0 \text{ cm}$$

② 頂版

$$d = 0.082 \times \sqrt{\frac{27.360 \times 10^5}{100}} = 13.6 \text{ cm}$$

ここに、

$$M_{smax} = 27.360 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{最小部材厚})$$

$$h = d + d' = 13.6 + 12.0 = 25.6 \text{ cm} < \text{仮定部材厚 } h = t3 = 40 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$d' : \text{頂版鉄筋のかぶり} \quad d' = 12.0 \text{ cm}$$

③ 底版

・ 端部の必要有効高(下面引張) ... ハンチなしの係数で計算

$$d = 0.103 \times \sqrt{\frac{30.710 \times 10^5}{100}} = 18.0 \text{ cm}$$

ここに、

$$M_s(\text{端部}) = 30.710 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$h = d + d' = 18.0 + 15.0 = 33.0 \text{ cm} < \text{仮定部材厚 } h = t1 = 50 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$d' : \text{底版鉄筋のかぶり} \quad d' = 15.0 \text{ cm} \quad (\text{ただし、下面引張})$$

・ 中間部の必要有効高(M_{smax})

$$d = 0.082 \times \sqrt{\frac{34.076 \times 10^5}{100}} = 15.1 \text{ cm}$$

ここに、

$$M_{smax} = 34.076 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{曲げモーメントの計算値} = 26.014 \text{ KN}\cdot\text{m})$$

$$h = d + d' = 15.1 + 12.0 = 27.1 \text{ cm} < \text{仮定部材厚 } h = t1 = 50 \text{ cm} \dots \text{OK}$$

ここに、

$$d' : \text{底版鉄筋のかぶり} \quad d' = 12.0 \text{ cm} \quad (\text{ただし、上面引張})$$

※ 曲げモーメントの計算値が「 $M \leq 0$ 」の場合は下面引張、「 $M > 0$ 」の場合は上面引張。

なお、この照査は「最小部材厚=40cm」としておこなったもので、せん断応力度に関しては仮定値である。したがって、部材厚の決定はこの部材厚でせん断応力度の検討をおこなった結果で決定することとする。

第3章

函渠工の設計

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) 単鉄筋長方形断面の応力度の検討

- ・ コンクリートの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

$$\tau_m \leq \tau_{al}$$

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

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 : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)

A_s : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm²)

n : 弾性係数比 n = 15

b : 部材の厚さ(cm) b = 100 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)

- ・ 最小鉄筋量の条件

$$P = A_s \geq 0.2\%$$

ここに、

A_s : 最小鉄筋量(部材の有効断面積と配筋面積の比(%))

有効断面積 : 部材厚さtからかぶりd'を差し引いた部材厚(部材の有効高さd)に、単位幅bを乗じた面積

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100$$

3-4. 応力度の検討

1) 応力度の検討

各部材の応力度は「単鉄筋長方形断面」として計算をおこなうが、計算をおこなう位置は次のとおりとする。

- ・ 側壁 : 端部(上側、下側)、2d位置(上側、下側)、中間部

- ・ 頂版 : 端部、2d位置

- ・ 底版 : 端部、2d位置

なお、端部の許容せん断応力度は割増した値で照査する。

また、必要鉄筋量A_s'の計算は次式で求める。

イ) 軸力を考慮したとき

$$C2 = \frac{\sigma_{ca} \cdot m}{2 \sigma_{sa}} \cdot C1$$

$$A_s' = C1 \cdot C2 \cdot \frac{M_s}{d} - \frac{N}{\sigma_{sa}}$$

ここに、

C1、C2 : 係数

$$C1 = 0.082$$

$$C1 = 0.103 \quad (\text{側壁下端および底版端部})$$

m : 係数

$$m = 0.429$$

$$m = 0.360 \quad (\text{側壁下端および底版端部})$$

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ca} = 8.0 \text{ N/mm}^2$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

$$\sigma_{sa} = 6.0 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{側壁下端および底版端部})$$

M_s : 軸力を考慮した設計曲げモーメント(KN/m²)

$$\sigma_{sa} = 160.0 \text{ N/mm}^2$$

N : 設計断面の軸力(KN)

d : 部材の有効高(m)

ロ) 軸力を考慮しないとき

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

ここに、

$$j = 1 - k/3$$

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

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

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 : 部材断面積と鉄筋断面積の比(鉄筋比)

A_s : 部材における鉄筋(配筋)面積(cm²)

n : 弾性係数比 n = 15

b : 部材の幅(単位幅) b = 100 cm

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

2) 鉄筋の定着長 「道示・下部構造編」

定着長は、許容引張応力度 $\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$ に達しても抜け出さない長さを確保するものとし、次式で求めた値以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる(SD345の場合)。

定着長 $l_a = \frac{\sigma_{sa} \cdot \phi}{4 \tau_{oa}} = \frac{200}{4} \times \frac{\phi}{1.6} = 31.25 \cdot \phi$

ここに、
 τ_{oa} : コンクリートと異形棒鋼の許容付着応力度
 $\tau_{oa} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

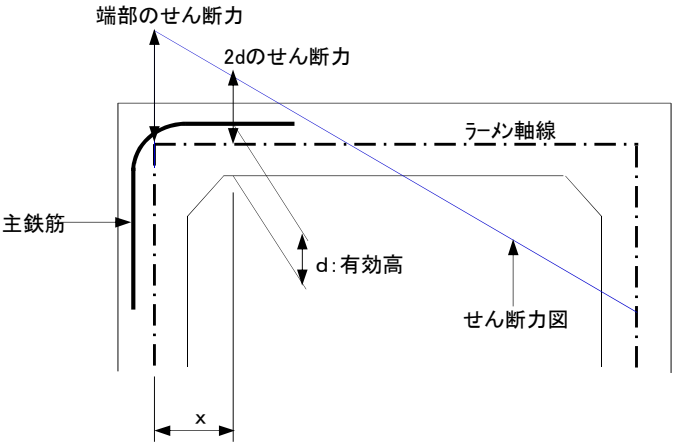
ただし、直角フックを付けて定着させる場合は、重ね継手長の2/3倍以上とすることが出来る。また、圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、 l_a の80%以上かつ鉄筋直径の20倍以上重ね合わせる。

表 3.4.1 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 l_a 31.25ϕ (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) せん断力の照査
せん断力の照査位置は、「 $x=0$ 、 $x=2d$ 」の2箇所でおこなう。



ここに、
 x : 照査位置の支点からの距離
 d : 部材の有効高さ

図 3.4.1 函体のせん断応力の照査位置

第3章

函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

① 側壁

表 3.4.2 応力度および鉄筋量の検討(側壁)

項目			最小部材厚(Msmax)			端部(下側)			2d(下側)			中間部			2d(上側)			端部(上側)			
						外面引張			内面引張			内面引張			外面引張			外面引張			
名称	符号	単位	検討値	照査値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	
部材幅(単位幅)	b	cm	—	—	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—	
部材厚	t2	cm	26.8	40	○	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—	
鉄筋かぶり	d'	cm	—	—	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—	
有効高	d	cm	—	—	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—	
曲げモーメント	M	KN・m	—	—	—	—	23.939	—	—	2.068	—	—	7.108	—	—	1.389	—	—	23.195	—	
軸力	N	KN	—	—	—	—	98.666	—	—	93.178	—	—	89.111	—	—	89.919	—	—	89.919	—	
せん断力	S	KN	—	—	—	—	67.495	—	—	26.165	—	—	2.111	—	—	26.496	—	—	56.228	—	
配筋	As	cm ²	—	—	—	D 16	—	D 16	—	D 16	—	D 16	—	D 16	—	D 16	—	D 16	—	—	
			—	—	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	@ 250 mm	—	—	
			—	—	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	s= 1.986 cm ²	—	—	
			—	—	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	n= 4 本	—	—	
			—	—	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—	As= 7.944 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d					—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	
C=M/b・d ²			C	N/mm ²	—	—	0.30534	—	—	0.02638	—	—	0.09066	—	—	0.01772	—	—	0.29585	—	
1/Lc=2/k・j			1/Lc		—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—	
1/Ls=1/p・j			1/Ls		—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—	
係数	k		—	—	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	
	j		—	—	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	
圧縮応力度			σ c	N/mm ²	—	—	6	2.6	○	8	0.2	○	8	0.8	○	8	0.2	○	8	2.6	○
引張応力度			σ s	N/mm ²	—	—	160	117.4	○	160	10.1	○	160	34.9	○	160	6.8	○	160	113.7	○
せん断応力度			τ m	N/mm ²	—	—	0.78	0.24	○	0.39	0.09	○	0.39	0.01	○	0.39	0.09	○	0.78	0.20	○
最小鉄筋量				%	—	—	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○
最大鉄筋量				%	—	—	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1	—	—	—	—	0.103	—	—	0.082	—	—	0.082	—	—	0.082	—	—	0.082	—	
		m	—	—	—	—	0.360	—	—	0.429	—	—	0.429	—	—	0.429	—	—	0.429	—	
		C2	—	—	—	—	0.00070	—	—	0.00088	—	—	0.00088	—	—	0.00088	—	—	0.00088	—	
		Ms	KN・m	—	—	—	32.382	—	—	9.504	—	—	14.258	—	—	9.064	—	—	30.393	—	
		As'	cm ²	—	—	—	7.944	2.172	○	7.944	0.000	○	7.944	0.000	○	7.944	0.000	○	7.944	2.213	○
	軸力無視	As'	cm ²	—	—	—	7.944	5.834	○	7.944	0.504	○	7.944	1.732	○	7.944	0.339	○	7.944	5.653	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As' ≤ 0」の場合は「As' = 0」とした。
 2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
 3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底板の下面鉄筋と一体とした。
 4. 最小部材厚の照査は設計曲げモーメントの最大値で照査した。ただし、最小部材厚は40cmとする。

② 頂版

表 3.4.3 応力度および鉄筋量の検討(頂版)

項目			最小部材厚(Msmax)			端部			2d			中間部		
						上面引張			下面引張			下面引張		
名称	符号	単位	検討値	照査値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	—	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t3	cm	25.6	40	○	—	40.0	—	—	40.0	—	—	40.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	—	—	—	12.0	—	—	12.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	—	—	—	28.0	—	—	28.0	—	—	28.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	—	—	—	23.195	—	—	12.318	—	—	19.516	—
軸力	N	KN	—	—	—	—	52.016	—	—	52.016	—	—	52.016	—
せん断力	S	KN	—	—	—	—	89.919	—	—	36.914	—	—	0.000	—
配筋	As	cm ²	—	—	—	D 16	—	—	D 16	—	—	D 16	—	—
			—	—	—	@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—	@ 250 mm	—	—
			—	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—	s= 1.986 cm ²	—	—
			—	—	—	n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—	n= 4 本	—	—
			—	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—	As= 7.944 cm ²	—	—
鉄筋比P=As/b・d			—	—	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—	—	0.00284	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	—	—	—	0.29585	—	—	0.15712	—	—	0.24893	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	—	—	—	8.652	—	—	8.652	—	—	8.652	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	—	—	—	384.457	—	—	384.457	—	—	384.457	—
係数	k		—	—	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—	—	0.25238	—
	j		—	—	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—	—	0.91587	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	—	—	—	8	2.6	○	8	1.4	○	8	2.2	○
引張応力度	σs	N/mm ²	—	—	—	160	113.7	○	160	60.4	○	160	95.7	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	—	—	—	0.78	0.32	○	0.39	0.13	○	0.39	0.00	○
最小鉄筋量		%	—	—	—	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○	0.2	0.28	○
最大鉄筋量		%	—	—	—	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○	2.0	0.28	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1	—	—	—	—	0.082	—	—	0.082	—	—	0.082	—
		m	—	—	—	—	0.429	—	—	0.429	—	—	0.429	—
		C2	—	—	—	—	0.00088	—	—	0.00088	—	—	0.00088	—
		Ms	KN・m	—	—	—	27.360	—	—	16.489	—	—	23.667	—
		As'	cm ²	—	—	—	7.944	○	7.944	0.998	○	7.944	2.848	○
	軸力無視	As'	cm ²	—	—	—	7.944	○	7.944	3.002	○	7.944	4.756	○

※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As'≤0」の場合は「As'=0」とした。
2. 本設計の場合、配筋計画から側壁の上側端部の鉄筋(外面)は頂版の上面鉄筋と一体とした。
3. 最小部材厚の照査は設計曲げモーメントの最大値で照査した。ただし、最小部材厚は40cmとする。

③ 底版

表 3.4.4 応力度および鉄筋量の検討(底版)

項目			最小部材厚(Msmax)			端部			2d			中間部		
						下面引張			上面引張			上面引張		
名称	符号	単位	検討値	照査値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査	検討値	計算値	照査
部材幅(単位幅)	b	cm	—	—	—	—	100	—	—	100	—	—	100	—
部材厚	t1	cm	33.0	50	○	—	50.0	—	—	50.0	—	—	50.0	—
鉄筋かぶり	d'	cm	—	—	—	—	15.0	—	—	15.0	—	—	12.0	—
有効高	d	cm	—	—	—	—	35.0	—	—	35.0	—	—	38.0	—
曲げモーメント	M	KN・m	—	—	—	—	23.939	—	—	22.572	—	—	26.014	—
軸力	N	KN	—	—	—	—	67.495	—	—	67.495	—	—	67.495	—
せん断力	S	KN	—	—	—	—	104.620	—	—	27.532	—	—	0.000	—
配筋	As	cm ²	—	—	—	D	16	—	D	16	—	D	16	—
			—	—	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—	@	250 mm	—
			—	—	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—	s=	1.986 cm ²	—
			—	—	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—	n=	4 本	—
			—	—	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—	As=	7.944 cm ²	—
鉄筋比P=As/b・d			—	—	—	—	0.00227	—	—	0.00227	—	—	0.00209	—
C=M/b・d ²	C	N/mm ²	—	—	—	—	0.19542	—	—	0.18426	—	—	0.18015	—
1/Lc=2/k・j	1/Lc		—	—	—	—	9.451	—	—	9.451	—	—	9.769	—
1/Ls=1/p・j	1/Ls		—	—	—	—	476.954	—	—	476.954	—	—	516.521	—
係数	k		—	—	—	—	0.22912	—	—	0.22912	—	—	0.22100	—
	j		—	—	—	—	0.92363	—	—	0.92363	—	—	0.92633	—
圧縮応力度	σc	N/mm ²	—	—	—	6	1.8	○	8	1.7	○	8	1.8	○
引張応力度	σs	N/mm ²	—	—	—	160	93.2	○	160	87.9	○	160	93.1	○
せん断応力度	τm	N/mm ²	—	—	—	0.78	0.30	○	0.39	0.08	○	0.39	0.00	○
最小鉄筋量		%	—	—	—	0.2	0.23	○	0.2	0.23	○	0.2	0.21	○
最大鉄筋量		%	—	—	—	2.0	0.23	○	2.0	0.23	○	2.0	0.21	○
必要鉄筋量	軸力考慮	C1	—	—	—		0.103	—		0.082	—		0.082	—
		m	—	—	—		0.360	—		0.429	—		0.429	—
		C2	—	—	—		0.00070	—		0.00088	—		0.00088	—
		Ms	KN・m	—	—	—	30.710	—	—	30.607	—	—	34.076	—
		As'	cm ²	—	—	—	7.944	○	7.944	2.092	○	7.944	2.252	○
	軸力無視	As'	cm ²	—	—	—	7.944	○	7.944	4.364	○	7.944	4.619	○

- ※ 1. 必要鉄筋量の計算で、「As'≤0」の場合は「As'=0」とした。
2. 底版の2d位置の鉄筋かぶりは下面のかぶりとする。
- 端部、2d : 下面引張 d' = 0.15 m
- 中間部 : 上面引張 d' = 0.12 m
3. 本設計の場合、配筋計画から側壁の下側端部の鉄筋(外面)は底版の下面鉄筋と一体とした。
4. 最小部材厚の照査は設計曲げモーメントの最大値で照査した。ただし、最小部材厚は40cmとする。

【メモ】

- 配筋計画 「設計マニュアル(樋門編)」
ユニット鉄筋を使用しない場合の主鉄筋間隔、主鉄筋と配力鉄筋の関係を標準化する。
また、函体横方向および縦方向主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔は下表の組合せを標準とする。

表 3.5.1 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

主鉄筋径 配筋間隔	D13	D16	D19	D22	D25	D29
125mm	—	—	—	○	○	△
250mm	○	○	○	○	○	○

- ※ 1. D29－125mmは、函体の縦方向の主鉄筋のみに適用する。
2. 鉄筋本数の低減を目的とし、応力度や鉄筋の定着などに支障のない限り、配筋間隔を250mmとすることが望ましい。

ここで、鉄筋の最大径をD29としているのは、樋門設計で通常考えられる最大径であることと、D29以内に抑えることで主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離を小さくできることによるものである。

また、配筋間隔を250mmとした場合、部材厚と最小鉄筋比の関係でD13が使用できないことがあるので、この場合の最小鉄筋径はD16とする。

- 最小部材厚40cmの鉄筋比(鉄筋のかぶり12cm)

D13使用
 $(1.267 \times 4 \text{ 本}) / (28 \times 100) = 0.18 \% < 0.2 \%$
...OUT

D16使用
 $(1.986 \times 4 \text{ 本}) / (28 \times 100) = 0.28 \% > 0.2 \%$
...OK

- 最小部材厚35cmの鉄筋比

D13使用
 $(1.267 \times 4 \text{ 本}) / (23 \times 100) = 0.22 \% < 0.2 \%$
...OK

以上から、部材厚35cm以下であれば製品として市販される最小鉄筋径D13が使用できる。ただし、函体縦方向の主鉄筋は必要鉄筋量の4/3以上が配置されればこの規定によらなくてもよい。

3-5. 配筋計画

3-5-1. 配筋の標準化

- 1) 主鉄筋と配力筋
主鉄筋と配力鉄筋の関係は、下表の組合せを標準とする。

表 3.5.2 主鉄筋と配力鉄筋の組合せ

主鉄筋 配力鉄筋(主鉄筋)	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D22	D25	D29
	250mm						125mm		
D13ctc250mm	○	○	○	○	○	○	—	—	—
D16ctc250mm	—	—	—	—	—	—	○	○	—
D19ctc250mm	—	—	—	—	—	—	—	—	○

- ※ 1. 上表は、圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋については、「当該主鉄筋の1/6以上」の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。

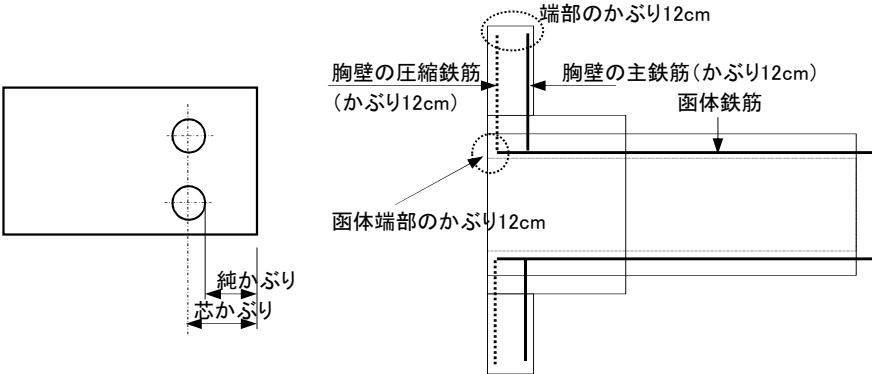
- 2) 鉄筋のかぶり 「設計マニュアル(樋門編)」P17

鉄筋のかぶりは下表を標準とする。

表 3.5.3 鉄筋のかぶり

部材	箇所	かぶり (mm)		「設計マニュアル(樋門編)」の記載頁
		純かぶり	芯かぶり	
函体	頂版・側壁・底版上面	75	120	P9
	底版下面	100	150	
胸壁・しゃ水壁・翼壁	たて壁・底版上面	75	120	P17、P25
	底版下面	100	150	
門柱・操作台	操作台	30	70	P20
	柱	75	120	
	下部戸あたり上面	40	90	

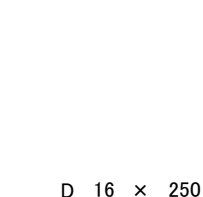
- ※ 1. 端部のかぶりは10cmとする。ただし、止水版で接続される翼壁については12cmとする。
2. 函体の端部は胸壁の圧縮鉄筋のかぶりに合わせ12cmとする。



3-5-2. 配筋計画

D 16 × 250

曲げモーメントと配筋計画



h : 部材厚
b : 部材幅(単位幅=100cm)
d : 部材の有効厚
d' : 鉄筋のかぶり

$$A' = b \cdot d$$

鉄筋比

$$a(\%) = A_s / b \cdot d \quad (A_s = \text{主鉄筋の断面積})$$

標準化した配筋計画



【メモ】

・ 函軸の決定

樋門・樋管においては基礎地盤の変形に追従できる柔構造とすることが原則である。この構造計算では各構造を函軸にシフトさせて函体縦方向の計算をおこなうこととする。

函軸は函体の断面二次モーメントから求めた図心の位置とし、各部材の断面二次モーメント $I_{oi}(m^4)$ と、下面から図心までの距離 y_i は次の式で求められる。

・ 矩形面積①(函体全体)

$$I_{o1} = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

$$y_1 = \frac{H}{2}$$

・ 矩形面積②(内空控除)

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

$$y_2 = \frac{h'}{2}$$

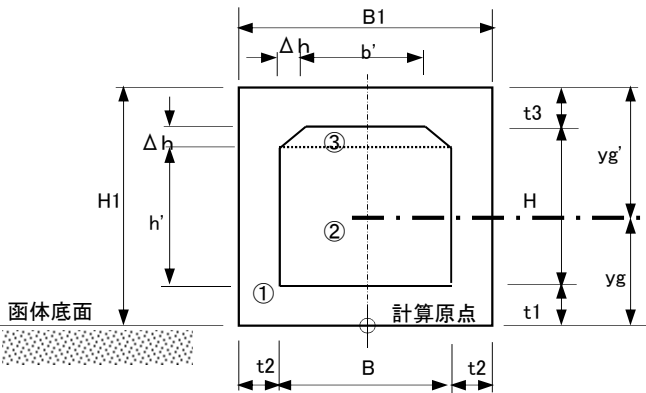
・ 台形面積③(内空控除)

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

$$y_3 = \frac{b + 2b'}{b + b'} \cdot \frac{\Delta h}{3}$$

3-6. 函軸の決定

函体(標準部)の断面二次モーメントおよび函軸は、函体横方向の計算と整合を図り単ボックスに断面を仮定した断面により求める。



ここに、

B1	: 函体の幅	B1=	2.300	m
H1	: 函体の高さ	H1=	2.400	m
B	: 函体の内空幅	B=	1.500	m
H	: 函体の内空高	H=	1.500	m
t1	: 底版の厚さ	t1=	0.500	m
t2	: 側壁の厚さ	t2=	0.400	m
t3	: 頂版の厚さ	t3=	0.400	m
Δh	: ハンチの幅、高さ	Δh=	0.150	m
b'	: 頂版下面水平部の幅	b'=	1.200	m
h'	: 側壁内面垂直部の高さ	h'=	1.350	m

図 3.6.1 函体のモデル図

表 3.6.1 函体部の断面二次モーメント

部材 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	$A①=B1 \cdot H1$	5.520	$y①=H1/2$	1.200	6.624	7.949	2.6496
②	矩形部	$A②=B \cdot h'$	-2.025	$y②=h'/2 + t1$	1.175	-2.379	-2.796	-0.3075
③	台形部	$A③=(B+b') \cdot \Delta h/2$	-0.203	$y③=y_i+h'+t1$	1.922	-0.390	-0.750	-0.0004
合計			3.292			3.855	4.403	2.3417

※ ③の計算

$$y③ = \frac{B + 2b'}{B + b'} \cdot \frac{\Delta h}{3} + h' + t1 = \frac{1.50 + 2 \times 1.20}{1.50 + 1.20} \times \frac{0.15}{3} + 1.35 + 0.50 = 1.922 \text{ m}$$

$$I_{o③} = \frac{B^2 + 4B \cdot b' + b'^2}{36(B + b')} \cdot \Delta h^3 = \frac{1.50^2 + 4 \times 1.50 \times 1.20 + 1.20^2}{36 \times (1.50 + 1.20)} \times 0.15^3 = -0.0004 \text{ m}^4$$

原点から図心までの距離(中立軸) $y_g(m)$ は、

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

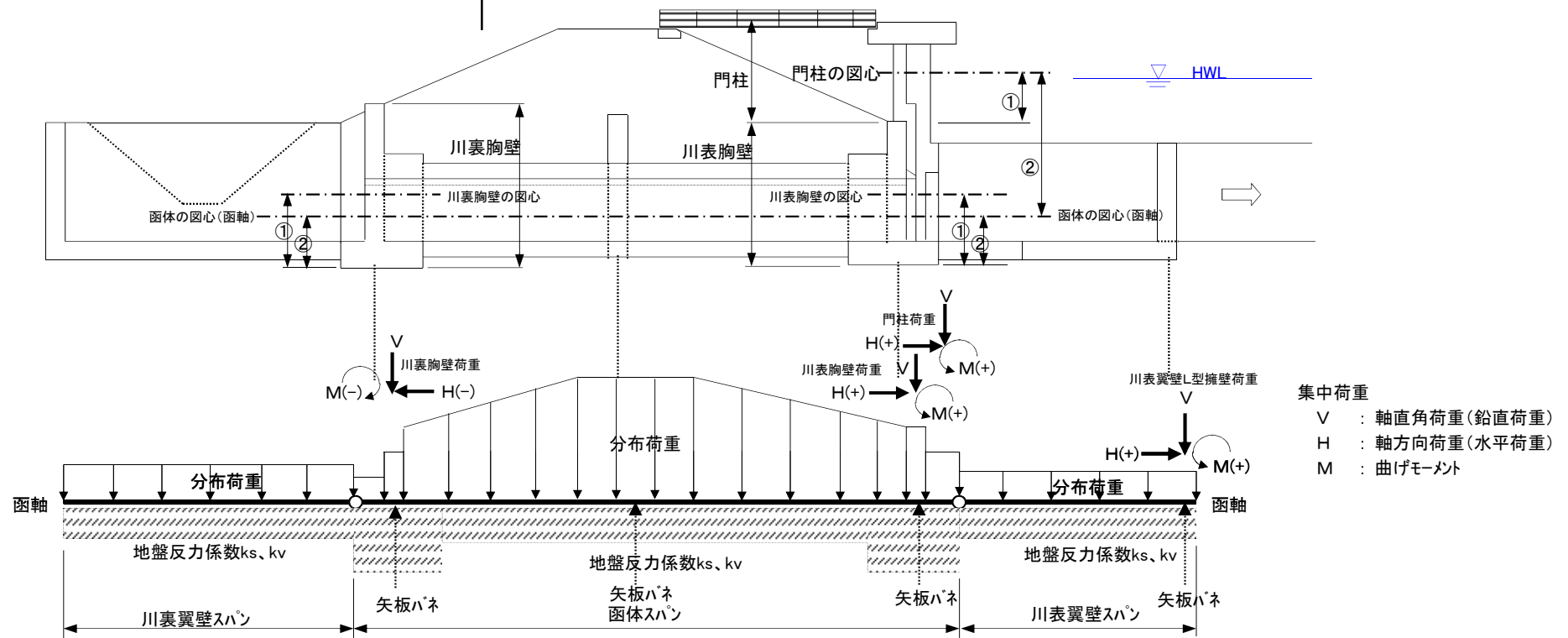
函体の断面二次モーメント $I(m^4)$ は、

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

以上から、函軸は以下の値に決定し各構造をこの函軸にシフトさせて函体縦方向の計算をおこなうこととする。

函軸の高さ $y_g = 1.171 \text{ m}$

$y_g' = H1 - y_g = 2.400 - 1.171 = 1.229 \text{ m}$



函体縦方向の計算で用いる、門柱および胸壁モーメントの函軸へのシフト

門柱 : 縦方向の計算では、函体(頂版)に支持された「片持ち梁」としてモーメントを求めているが、函体縦方向の計算では計算原点を函体頂版から函軸へシフトさせ、この距離に水平力を乗じて曲げモーメントを求める。

胸壁 : 胸壁の曲げモーメントは底版下面を計算原点として求めているが、函体縦方向の計算では計算原点を函軸へシフトさせ、この距離に水平力を乗じて曲げモーメントを求める。

図中の①は部材の図心から計算原点までの距離であり、②は部材の図心から函軸までの距離で、函体縦方向の計算では水平荷重の曲げモーメントを次により函軸へシフトする。

$$Mh' = Mh \cdot (2 - ①)$$

ここに、

Mh' : 函軸へシフトした水平荷重の曲げモーメント

Mh : 部材の解析で求めた水平荷重の曲げモーメント

図 3.6.2 門柱、胸壁の函軸へのシフト

3-7. 地盤支持力の検討

ラーメン軸線の地盤反力

底版のラーメン軸線で作用する地盤反力は次により求める。

$$Q = P_v2 + t1 \cdot \gamma_c$$

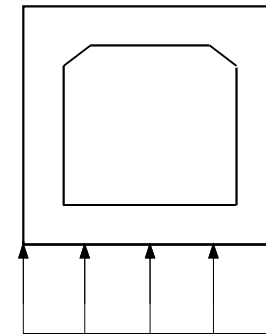
ここに、底版のラーメン軸線の鉛直荷重 P_v2 は「ケース1」と「ケース2」で求めた荷重の大きい方の値を用いる。

$$\text{ケース1の} P_v2 = 110.126 \text{ KN/m}^2 > \text{ケース2の} P_v2 = 99.217 \text{ KN/m}^2$$

したがって地盤支持力の検討は「**ケース1**」の値を用いて検討する。

$$Q = P_v2 + t1 \cdot \gamma_c = 110.126 + 0.50 \times 24.50 = 122.376 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 122.376 \text{ KN/m}^2 < \text{地盤支持力} q_a = 300 \text{ KN/m}^2 \dots \text{OK}$$



地盤反力

図 3.7.1 函体の地盤反力図

※ 「terzaghiの支持力理論式」で検討する場合は、次ページの「参考資料」を参照する。

第3章 函渠工の設計

設計基準・使用文献および資料・略図

設 計 計 算

【メモ】

- 地盤支持力の上限値
地盤支持力の上限値は次のように定める。
(土質地盤の地盤支持力の上限値) 「樋門設計の手引き」P222

地盤の種類	最大地盤反力度(KN/m ²)		備考
	常時	地震時	
砂れき地盤	700	1050	
砂地盤	400	600	
粘性土地盤	200	300	

- (岩盤の地盤支持力の上限値) 「樋門設計の手引き」P223

岩盤の種類		最大地盤反力度(KN/m ²)		目安とする値(N/mm ²)	
		常時	地震時	一軸圧縮強度	変形係数
硬岩	亀裂が少ない	2500	3750	10以上	500以上
	亀裂が多い	1000	1500		500未満
軟岩・土丹		600	900	1.0以上	

- 地盤支持力および摩擦係数は土質試験によるほか、次の値を参考に定めることができる。

- (地盤支持力の参考値) 「技術基準(設計編Ⅰ)」P80

基礎地盤の種類		許容支持力度(KN/m ²)		摩擦係数	一軸圧縮強度qu	N値
		常時	地震時			
岩盤	き裂の少ない均一な硬岩	1000	1500	0.70	10000以上	—
	き裂の多い硬岩	600	900	0.70	10000以上	—
	軟岩、土丹	300	450	0.70	1000以上	—
礫層	密なもの	600	900	0.60		—
	密でないもの	300	450	—		
砂質地盤	密なもの	300	450	0.60		30～50
	中位なもの	200	300	0.50		15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	300	0.50	200 ～ 400	15～30
	堅いもの	100	150	0.45	100 ～ 200	8～15
	中位なもの	50	75		50 ～ 100	4～8

※ 1. 摩擦係数: 場所打ちコンクリートの場合の堰等の底面の滑動安定計算に用いるすべり抵抗係数。

【参考資料】

直接基礎の鉛直支持力の検討で、荷重の偏心傾斜を考慮した方法について検討する。 「樋門設計の手引き」P220

- 地盤の許容鉛直支持力
地盤の許容鉛直支持力は、荷重の偏心、傾斜および基礎の沈下量を考慮して定める。この場合、地盤の極限支持力に対し次に示す安全率が確保されていなければならない。

(安全率)

常時	地震時	施工時
3	2	2

- 地盤の極限支持力
直接基礎の支持力は「terzaghiの支持力理論式」を基本にして求める。ここに、「terzaghiの支持力理論式」は次のとおりである。

$$Q_u = \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B \cdot e \cdot N_r$$

ここに、

Q_u : 荷重の傾斜を考慮した地盤の極限支持力(KN)

c : 地盤の粘着力(KN/m²)

q : 載荷重(KN/m²) $q = \gamma \cdot 2 \cdot D_f$

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位重量で地下水位以下は水中重量(KN/m³)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量で地下水位以下は水中重量(KN/m³)

$B \cdot e$: 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B \cdot e = B - 2e_b$$

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_b : 荷重の偏心量(m) ※ 施工時の検討では、 $D_f = 0$ 、 $e_b = 0$ とする。

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

α 、 β : 基礎の形状係数

(形状係数)

基礎荷重面の形状	帯状	正方形	長方形
α	1.0	1.3	$1.0 + 0.3B'/L$
β	1.0	0.6	$1.0 - 0.4B'/L$

B' : 有効載荷幅、 L : 長さ、ただし、 $B'/L > 1$ の場合、 $B'/L = 1$ とする

k : 根入れ効果に対する割り増し係数

$$k = 1 + 0.3 \frac{D_f}{B'}$$

ここに、

B' : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

D_f : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

N_c 、 N_r 、 N_q : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

3. 地盤支持力の検討

1) 土質情報の整理

本設計では、地質調査結果から床付け面となる「礫混じり砂」(N値＝13)で鉛直支持力を検討する。

- ① 基礎地盤(床付け面)の単位体積重量 γ_1
(対象地盤の単位体積重量)

土質	N値	標高EL(m)		土質定数				
		層の分布		地下水位	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	粘着力c (KN/m ²)	単位体積重量(KN/m ³)	
		分布	層厚(m)				空中 γ_t	水中 $\gamma_{s'}$
礫混じり砂	13	28.90 ~ 25.20 m	3.70	31.20	30	—	18.6	9.8

- ② 根入れ地盤の単位体積重量 γ_2

根入れ地盤(埋戻し土)は砂礫層を床付け面として仮定し、その単位体積重量 γ_2 は次式で求める。

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_s \cdot h_1 + \gamma_{s'} \cdot h_2}{h}$$

ここに、

- γ_t : 埋戻し土砂の空中重量(KN/m³)
 $\gamma_{t'}$: 埋戻し土砂の水中重量(KN/m³)
 h_1 : 根入れ地盤の空中高(m)
 h_2 : 根入れ地盤の水中高(m)
 h : 根入れ地盤の総高(m)

(根入れ地盤の単位体積重量)

構造	現地盤高 EL(m)	地下水位 EL(m)	床付け面 EL(m)	埋戻し土重量(KN/m ³)		地盤の厚さ(m)			単位体積重量 γ_2 (KN/m ³)
				空中 γ_s	水中 $\gamma_{s'}$	h_1	h_2	h	
函体	32.50	31.20	29.00	18.6	9.8	1.30	2.20	3.50	13.07

- ③ 有効根入れ地盤の深さ

構造物の有効根入れ地盤の深さDfは、地質調査結果から次のように定義する。

(有効根入れ深さ)

構造	現地盤 高EL(m)	床付け面 EL(m)	有効根入れ深さ(m)	
			Df	Df'
函体	32.50	29.00	3.50	0

※ 施工時は「Df＝0」として検討する。



2) 極限支持力および地盤支持力の計算

① 極限支持力の計算

直接基礎の極限支持力 Q_u は「terzaghiの支持力理論式」を基本にして求める。

$$Q_u = \alpha \cdot k \cdot c \cdot N_c + k \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B \cdot N_r$$

(極限支持力の計算:単位長1.0m当たり)

構造	形状			形状係数		有効載荷幅Be				A'(m ²)		内部摩擦角 φ (°)	粘着力c (KN/m ²)
	B(m)	L(m)	A(m ²)	α	β	eb(m)		Be(m)		常時	施工時		
						常時	施工時	常時	施工時				
函体	2.30	1.00	2.30	1.00	1.00	0.000	0	2.30	2.30	2.30	2.30	30	0

構造	Df	Df'	割増係 数k	載荷重q(KN/m^2)		支持力係数			単位体積重量(KN/m^3)		極限支持力 Q_u (KN/m^2)	
				常時	施工時	N_q	N_c	N_r	$\gamma 1$	$\gamma 2$	常時	施工時
函体	3.5	0	1.00	45.75	0	18.40	30.14	15.67	9.8	13.1	1018.4	176.6

※ 1. 地震時の極限支持力は、基礎地盤が同一であるため常時の値で地盤支持力を求めることとした。

2. 支持力係数を求める $\tan \theta$ は以下の計算により求めた。

・ 函体 : $\tan \theta =$ 0
eb = 0.000

3. ここに、 $\tan \theta = 0$ のときの N_c 、 N_q 、 N_r の関係式は次のとおりである。

・ $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^{\circ} + \phi / 2)$
・ $N_c = \cot \phi (N_q - 1)$
・ $N_r = (N_q - 1) \tan 1.4 \phi$

② 地盤支持力の検討

(地盤支持力の検討)

構造	極限支持力Qu (KN/m ²)		地盤支持力qa (KN/m ²)						設計地盤反力q (KN/m ²)	照査		
			常時 (n=3)		地震時 (n=2)		施工時 (n=2)					
	常時	施工時	計算値	決定値	計算値	決定値	計算値	決定値	ケース1	常時	地震時	施工時
函体	1018.4	176.6	339	330	509	500	88	80	0.000	OK	—	OK

※ 1. 地盤支持力の決定値は「地盤支持力の参考値」等を考慮し、土質地盤の最大値以内で決定した。

※ 検討にあたっての注意事項

函体工は胸壁、門柱と一体となった構造であることから、これらの全荷重を函体および胸壁の底面積で除した荷重を地盤反力として検討することが望ましい。また、地盤支持力 q_a が土質または岩盤の地盤支持力の上限值を超える場合は、「 q_a =地盤支持力の上限值」とする。

