

ラーメン式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

RMN_CH01

適用基準:道示IV 受台:無し 翼壁:無し
突起:無し 直接基礎 計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 構造形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	3
1.5 使用材料	4
1.6 作用荷重	4
1.7 土圧	8
1.8 水圧	10
1.9 基礎の条件	10
1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ	10
1.9.2 鉛直支持力算出用データ	10
1.9.3 フーチング厚さ照査用データ	11
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	11
1.10.1 安定計算の許容値	11
1.10.2 部材の許容応力度	12
2章 安定計算	15
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	15
2.2 水位を考慮するブロックデータ	17
2.3 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力、水平力	18
2.4 上部工反力	19
2.5 土圧・水圧	20
2.6 作用力の集計	22
2.7 安定照査	23
2.7.1 転倒に対する安定	23
2.7.2 滑動に対する安定	24
2.7.3 地盤反力度の計算	24
2.7.4 支持に対する安定	25
2.7.5 フーチング厚さの照査	27
3章 安全性の検討(地震時保有水平耐力法)	29
3.1 躯体自重、土砂重量、水圧、浮力、その他荷重による鉛直力、水平力	29
3.2 初期荷重時の集計	31
3.2.1 土圧	31
3.2.2 作用力の集計	35
3.3 安全性の判定	38
3.4 応答変位時の集計	39
3.4.1 慣性力	39
3.4.2 土圧	40
3.4.3 作用力の集計	43
4章 胸壁の設計	45
4.1 踏掛版を設置しない場合の設計	45
4.1.1 断面力の集計	45
4.1.2 断面計算	46
5章 頂版・側壁の設計	49
5.1 荷重の組み合わせ	49
5.2 死荷重	50
5.3 上部工反力、地表面荷重、T後輪荷重	53
5.4 常時土圧	56
5.5 地震時土圧	63

5.6	温度荷重	69
5.7	地震時荷重	70
5.8	断面力の算定	71
5.9	断面計算	84
5.9.1	前壁	84
5.9.2	桁受台	88
5.9.3	頂版	91
5.9.4	後壁	96
5.9.5	隅角部の照査	100
6章	前趾の設計	101
6.1	付け根位置の設計	101
6.1.1	水位を考慮しないブロックデータ	101
6.1.2	躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	101
6.1.3	地盤反力	102
6.1.4	断面力の集計	102
6.1.5	断面計算	103
6.2	せん断検討位置[1]の設計	105
6.2.1	水位を考慮しないブロックデータ	105
6.2.2	躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	105
6.2.3	地盤反力	106
6.2.4	断面力の集計	107
6.2.5	断面計算	107
7章	底版中央部の設計	109
7.1	荷重の組み合わせ	109
7.2	死荷重	110
7.3	上部工反力、地表面荷重	115
7.4	常時土圧	118
7.5	地震時土圧	123
7.6	温度荷重	127
7.7	地震時荷重	128
7.8	断面力の算定	132
7.9	断面計算	136
7.9.1	底版中央部	136
7.9.2	隅角部の照査	141
8章	底版の照査(地震時保有水平耐力法)	141
8.1	地盤反力	141
8.2	前趾付け根位置の照査	143
8.2.1	躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力、水平力	143
8.2.2	地盤反力	143
8.2.3	断面力の集計	144
8.2.4	断面計算	145
8.3	前趾せん断位置の照査	145
8.3.1	躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力、水平力	146
8.3.2	地盤反力	146
8.3.3	断面力の集計	147
8.3.4	断面計算	148
8.4	底版中央部の照査	149
8.4.1	作用力の算定	149
8.4.2	断面力の算定	154
8.4.3	断面計算	156

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名: RMN_{CH01.f7r}(ラーメン式橋台のサンプルデータ1(直接基礎【剛体】),レベル

タイトル: ラーメン式橋台のサンプルデータ1

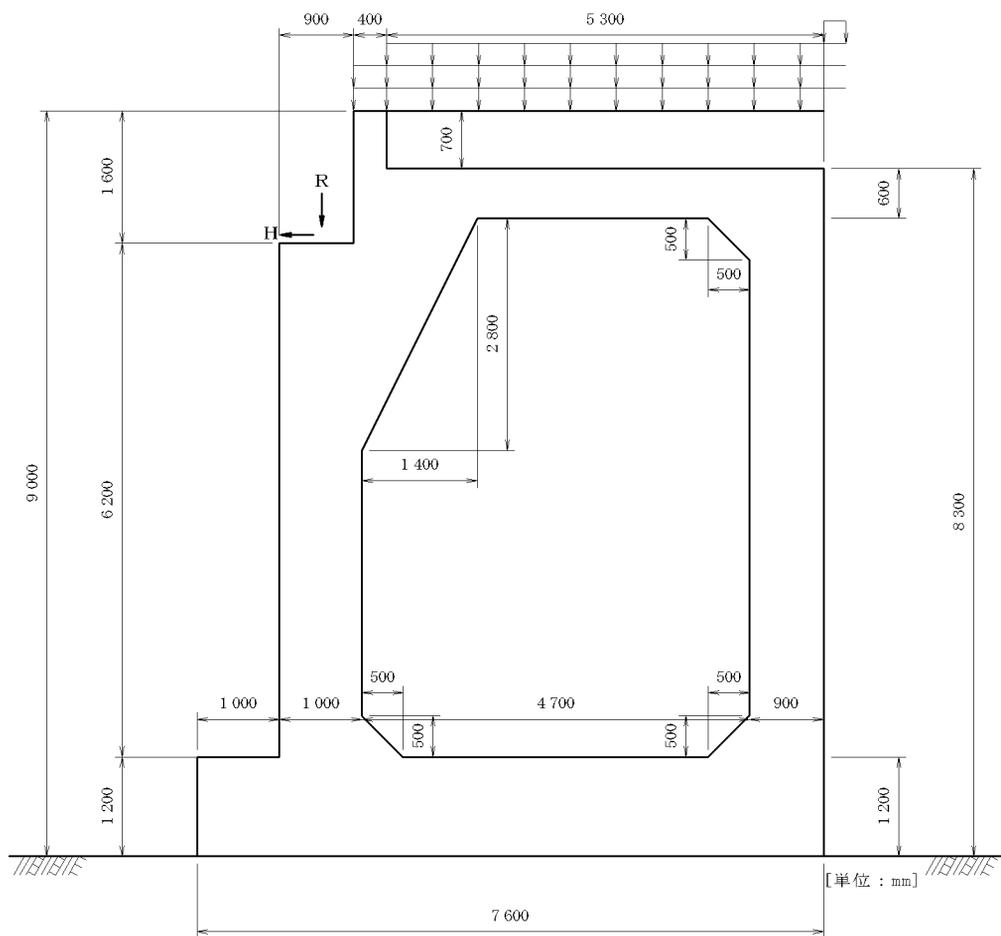
コメント: 直接基礎【剛体】 , レベル2

1.2 構造形式

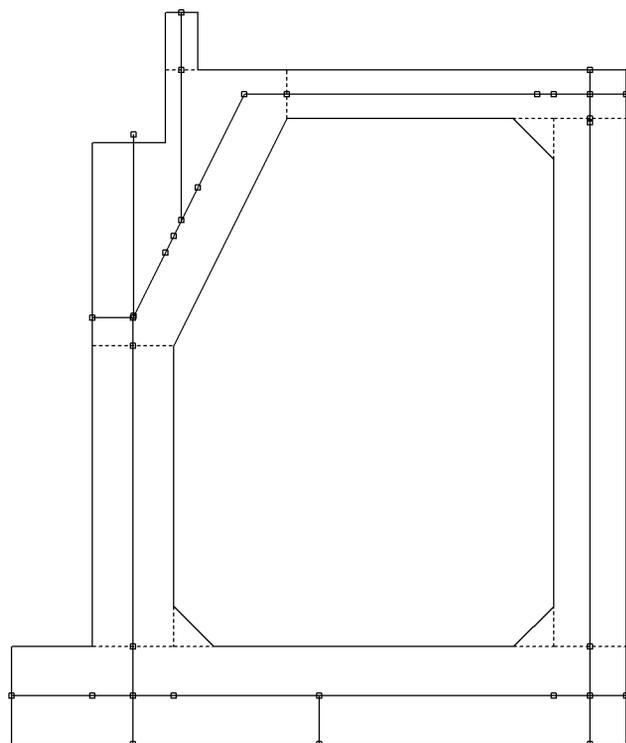
- ・ラーメン式橋台(直接基礎)

1.3 形状寸法

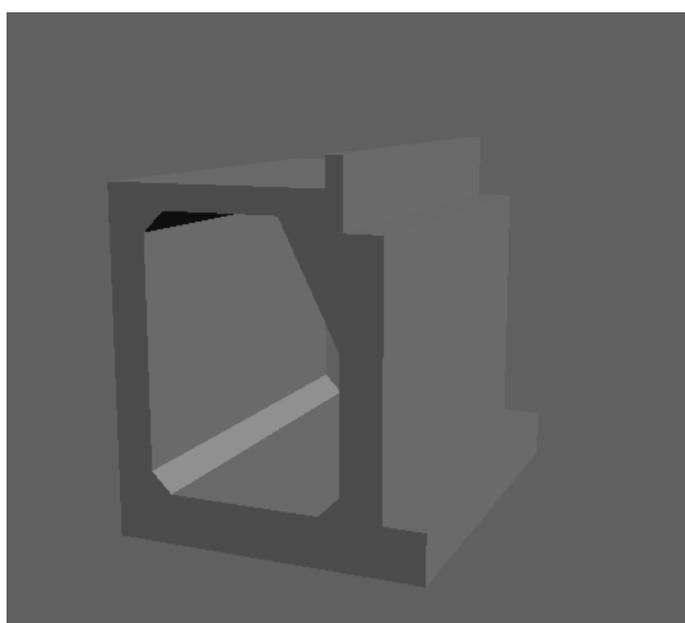
(1) 躯体形状



【フレームモデル】

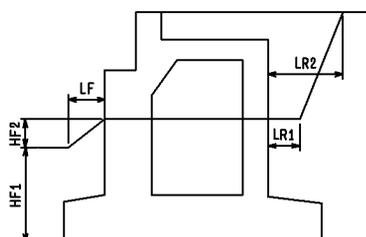


直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
10000	_____	_____



(2)土砂形状

荷重状態	勾配開始位置(前壁側) LF (m)	勾配開始位置(後壁側) LR1 (m)	勾配終了位置 LR2 (m)	前趾土砂高 (鉛直部) HF1 (m)	前趾土砂高 (傾斜部) HF2 (m)
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1+温上(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1+温下(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2+温上(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2+温下(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
タイプII	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000



LF : 勾配開始位置の前壁前面からの水平長さ
 LR1: 勾配開始位置の後壁背面からの水平長さ
 LR2: 勾配終了位置の後壁背面からの水平長さ
 HF1: 前趾土砂高さ
 HF2: 前趾土砂高さ

・ 内部土砂高 2.800 (m)

1.4 地盤条件

重要度 : B種
 地域区分: A
 地盤種別: I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 豎壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 底板設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】 鉄筋の種類: SD345

【せん断抵抗角】

裏込め土: せん断抵抗角 = 30.00
 残留強度_{res} = 30.00
 ピーク強度_{peak} = 45.00
 中詰土砂: せん断抵抗角 = 30.00
 残留強度_{res} = 30.00
 ピーク強度_{peak} = 45.00

【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	鉄筋コンクリート	24.500	
	水	9.800	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	前 面	18.000	19.000
	背 面	19.000	20.000
	中詰土砂	18.000	19.000
	頂版上土砂	20.100	21.100

1.6 作用荷重

(1)設計震度

1)レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.14
土 砂	0.14

2)レベル2地震時(タイプ2)

対 象	橋軸方向	備考
上部構造	1.5000	$C_z \cdot Kh_{\infty}$
	0.67	$C_{sa} \cdot C_z \cdot Kh_{\infty}$
軀体土砂	0.60	$Kh_g = C_z \cdot Kh_{g0}$

$$C_{SA} = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} = 0.447 \quad (\mu_a = 3.00)$$

(2)上部工反力

1)常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温上(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温下(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温上(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1+温下(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温上(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温下(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温上(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2+温下(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
地震時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

2)レベル2地震時(タイプ2)

荷 重 状 態	上部工死荷重 反力 Rd (kN)	上部構造 分担重量(kN)	反力分担 係数
タイプII	3000.000	3040.000	1.00

(3)地表面荷重

1)常時・レベル1地震時

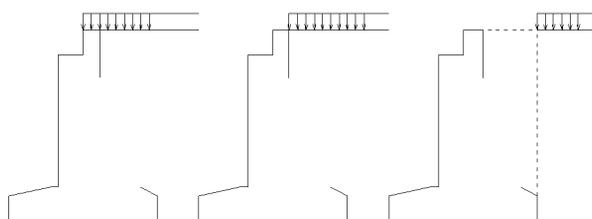
荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置			内部載荷荷重 (kN/m ²)	
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c	死荷重 Qd	活荷重 Ql
常時1(浮力無し)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時1+温上(浮力無し)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時1+温下(浮力無し)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時1(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時1+温上(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時1+温下(浮力有り)	10.00	0.00				0.00	10.00
常時2(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	10.00

荷重状態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置			内部載荷荷重 (kN/m ²)	
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c	死荷重 Qd	活荷重 Ql
常時2+温上(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	10.00
常時2+温下(浮力無し)	10.00	10.00				0.00	10.00
常時2(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	10.00
常時2+温上(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	10.00
常時2+温下(浮力有り)	10.00	10.00				0.00	10.00
地震時1(浮力無し)	0.00	-				0.00	-
地震時1(浮力有り)	0.00	-				0.00	-
地震時2(浮力無し)	0.00	-				0.00	-
地震時2(浮力有り)	0.00	-				0.00	-

荷重状態	種別	輪荷重強度 (kN)		載荷位置	車輪間隔	衝撃係数
		前輪 P1	後輪 P2			
常時2(浮力無し)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30
常時2+温上(浮力無し)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30
常時2+温下(浮力無し)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30
常時2(浮力有り)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30
常時2+温上(浮力有り)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30
常時2+温下(浮力有り)	2軸	100.000	100.000	2.600	4.000	0.30

2) レベル2地震時(タイプ2)

荷重状態	地表面荷重 Qd(kN/m ²)	内部載荷荷重 Qd(kN/m ²)
タイプII	0.00	0.00



(a)胸壁前面から後方 (b)胸壁背面から後方 (c)仮想背面から後方

(4) 温度荷重および乾燥収縮

荷重状態	温度荷重		乾燥収縮	
	検討	温度(度)	検討	乾燥収縮度(×10 ⁻⁵)
常時1(浮力無し)	-	-		20.0
常時1+温上(浮力無し)		10		20.0
常時1+温下(浮力無し)		-10		20.0
常時1(浮力有り)	-	-		20.0
常時1+温上(浮力有り)		10		20.0
常時1+温下(浮力有り)		-10		20.0

荷重状態	温度荷重		乾燥収縮	
	検討	温度(度)	検討	乾燥収縮度(×10 ⁻⁵)
常時2(浮力無し)	-	-		20.0
常時2+温上(浮力無し)		10		20.0
常時2+温下(浮力無し)		-10		20.0
常時2(浮力有り)	-	-		20.0
常時2+温上(浮力有り)		10		20.0
常時2+温下(浮力有り)		-10		20.0
地震時1(浮力無し)	-	-		20.0
地震時1(浮力有り)	-	-		20.0
地震時2(浮力無し)	-	-		20.0
地震時2(浮力有り)	-	-		20.0

(5)土砂の扱い

荷重状態	前面土砂鉛直力	前趾設計時前趾上土砂
常時1(浮力無し)	考慮	無視
常時1+温上(浮力無し)	考慮	無視
常時1+温下(浮力無し)	考慮	無視
常時1(浮力有り)	考慮	無視
常時1+温上(浮力有り)	考慮	無視
常時1+温下(浮力有り)	考慮	無視
常時2(浮力無し)	考慮	無視
常時2+温上(浮力無し)	考慮	無視
常時2+温下(浮力無し)	考慮	無視
常時2(浮力有り)	考慮	無視
常時2+温上(浮力有り)	考慮	無視
常時2+温下(浮力有り)	考慮	無視
地震時1(浮力無し)	考慮	無視
地震時1(浮力有り)	考慮	無視
地震時2(浮力無し)	考慮	無視
地震時2(浮力有り)	考慮	無視
タイプII	考慮	無視

(6)水位の考慮

- ・背面, 前面水位位置は、フーチング底面からの高さからの距離とする
- 内部水位位置は、フーチング上面からの高さからの距離とする

荷重状態	背面水位 Hr (m)	前面水位 Hf (m)	内部水位 Hi (m)	水位の影響	
				浮力	水圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視

- ・背面，前面水位位置は、フーチング底面からの高さからの距離とする
内部水位位置は、フーチング上面からの高さからの距離とする

荷 重 状 態	背面水位 Hr (m)	前面水位 Hf (m)	内部水位 Hi (m)	水位の影響	
				浮 力	水 圧
常時1+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
常時1+温上(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
常時1+温下(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2+温上(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2+温下(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
常時2+温上(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
常時2+温下(浮力有り)	3.500	3.500	2.500	考慮	前面，内部，背面考慮
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時1(浮力有り)	1.500	1.500	0.500	考慮	前面，内部，背面考慮
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時2(浮力有り)	1.500	1.500	0.500	考慮	前面，内部，背面考慮
タイプII 浮力無し	0.000	0.000	0.000	無視	無視
タイプII 浮力有り	1.500	1.500	0.000	考慮	無視

1.7 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	豎壁設計時	算 出 式
	土 - コンクリート	土 - コンクリート	
常 時	10.000	10.000	クーロン式
地震時	0.000	0.000	修正物部・岡部

- ・水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 無視する
 レベル1地震時: 無視する
 レベル2地震時: 考慮する

- ・土圧を考慮しない下面からの高さは、 0.000 (m)

- ・安定計算時における土圧の作用幅は、10.000 (m)

- ・土圧係数及び土圧強度(kN/m²)(範囲はフーチング底面高さからの距離)

荷 重 状 態	範囲(m)		安定計算時		豎壁設計時	
	始まり	終わり	土圧係数	算出式	土圧係数	算出式
常 時	0.000	9.000	0.308		0.308	

荷 重 態 度	範 圍 (m)		安 定 計 算 時		豎 壁 設 計 時	
	始 末	終 末	土 圧 係 数	算 出 式	土 圧 係 数	算 出 式
地 震 時	0.000	9.000	0.391	0.24+1.08・Kh	0.391	0.24+1.08・Kh

(1) 常時土圧係数(クーロン式)

1) 安定計算時(土 - コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 10.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 10.000) \sin(30.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 10.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.308$$

2) 豎壁設計時(土 - コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

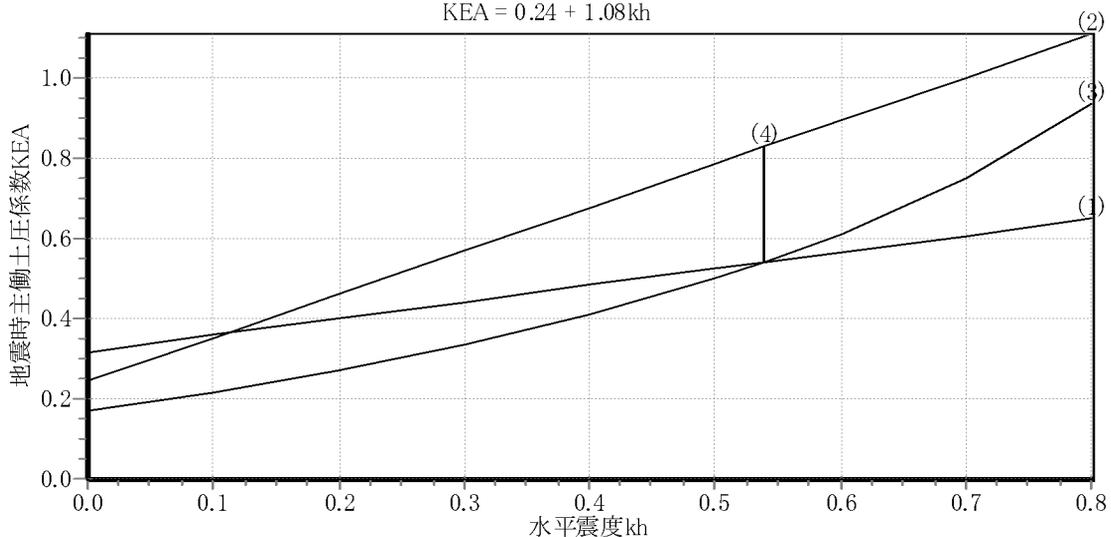
$$= \frac{\cos^2(30.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 10.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30.000 + 10.000) \sin(30.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 10.000) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.308$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土 - コンクリート)、豎壁設計時(土 - コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.24 + 1.08kh



(1) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
 (2) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
 (3) 物部・岡部の地震時主働土圧係数
 (4) 一次主働破壊面 $\theta_s = 67.5^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 42.7^\circ$

グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 s1を用いた主働土圧係数KEA1の算出
 グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 s2を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.8 水圧

・背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.9 基礎の条件

1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との間の付着力 c_s (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta_s$	0.600

1.9.2 鉛直支持力算出用データ

(1)地盤の条件

形状係数 (,)	長方形
地盤の粘着力 c (kN/m ²)	1500.00
地盤のせん断抵抗角 (度)	40.00

(2)地盤の状態

荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m ³)		水位 Hf(m)
	D _r	D' _r	1	2	
常時1(浮力無し)	4.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時1(浮力有り)	4.000	0.000	13.2000	12.1250	3.500
常時2(浮力無し)	4.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時2(浮力有り)	4.000	0.000	13.2000	12.1250	3.500
地震時1(浮力無し)	4.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
地震時1(浮力有り)	4.000	0.000	13.2000	16.6250	1.500
地震時2(浮力無し)	4.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
地震時2(浮力有り)	4.000	0.000	13.2000	16.6250	1.500

荷重状態(水 位)	支持層(m)		良質層(m)		表層(m)	
	t ₁₀	t ₁₁	t ₂₀	t ₂₁	t ₃₀	t ₃₁
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	3.500
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	3.500
地震時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500	1.500
地震時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	4.000	0.000
地震時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.500	1.500

ここに、

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

D_f が t_1+t_2 より小さい場合は、 $D_f = t_1+t_2+t_3$ とする

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), $D'_f = t_1+t_2$

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量(kN/m³)

水位を無視する場合 : $\gamma_1 = \gamma_{t1}$

水位を考慮する場合 : $\gamma_1 = \gamma_{t1sat} - \gamma_w$

γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

1) 水位が基礎底面より下の場合

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_{t1} \cdot t_1 + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

2) 水位が支持層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_{1u} + \gamma_{t1} \cdot t_{1l} + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

3) 水位が良質層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_{2u} + \gamma_{t2} \cdot t_{2l} + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

4) 水位が表層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_2 + (\gamma_{t3sat} - \gamma_w) \cdot t_{3u} + \gamma_{t3} \cdot t_{3l}}{D_f}$$

t_1, t_{1u}, t_{1l} : 支持層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_1 = 0.000$

$\gamma_{t1}, \gamma_{t1sat}$: 支持層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t1} = 23.000, \quad \gamma_{t1sat} = 23.000$$

t_2, t_{2u}, t_{2l} : 良質層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_2 = 0.000$

$\gamma_{t2}, \gamma_{t2sat}$: 良質層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t2} = 23.000, \quad \gamma_{t2sat} = 23.000$$

t_3, t_{3u}, t_{3l} : 表層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_3 = 4.000$

$\gamma_{t3}, \gamma_{t3sat}$: 表層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t3} = 20.000, \quad \gamma_{t3sat} = 20.800$$

γ_w : 水の単位体積重量(湿潤)(kN/m³), $\gamma_w = 9.800$

1.9.3 フーチング厚さ照査用データ

(1)地盤データ

基礎底面の变形係数 E_0 (kN/m ²)	常時	地震時
	196000.000	392000.000

(2)底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
--	-------

1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.10.1 安定計算の許容値

荷重状態	割増係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	最大地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時1(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000

荷重状態	割増係数	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最大 地盤反力度 (kN/m^2)
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時2(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
地震時1(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時1(浮力有り)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時2(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時2(浮力有り)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s=M_b/V$

M_b : 基礎底面に作用するモ - メント($kN \cdot m$)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.10.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

(N/mm^2)

荷重状態	割増係数	コンクリートの 圧縮応力度 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

2) 縦壁(一般部材)

(N/mm^2)

荷重状態	割増係数	コンクリートの 圧縮応力度 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度		コンクリートの 軸圧縮応力度 c_{na}	鉄筋の 圧縮応力度 s_{na}
				a_1	a_2		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960	7.480	230.000
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度		コンクリートの軸圧縮応力度 cna	鉄筋の圧縮応力度 sna
				a1	a2		
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

3) 頂版(一般部材)

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

4) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時1+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時2+温下(浮力無し)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2+温上(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
常時2+温下(浮力有り)	1.15	9.200	207.000	0.260	1.960
地震時1(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時1(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時2(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

ここに、

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

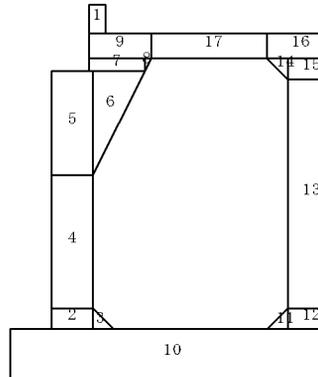
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

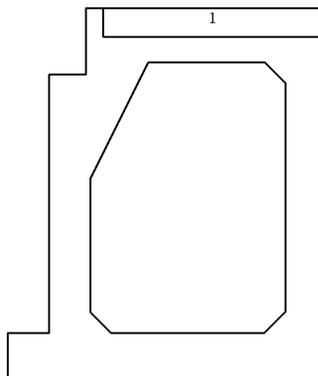
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.400 × 0.700 × 10.000	2.800	2.100	8.650	5.880	24.220	胸壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 底版 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁 縦壁
2	1.000 × 0.500 × 10.000	5.000	1.500	1.450	7.500	7.250	
3	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	2.167	1.367	2.708	1.708	
4	1.000 × 3.200 × 10.000	32.000	1.500	3.300	48.000	105.600	
5	1.000 × 2.500 × 10.000	25.000	1.500	6.150	37.500	153.750	
6	1/2 × 1.250 × 2.500 × 10.000	15.625	2.417	6.567	37.760	102.604	
7	1.350 × 0.300 × 10.000	4.050	2.575	7.550	10.429	30.578	
8	1/2 × 0.150 × 0.300 × 10.000	0.225	3.300	7.600	0.743	1.710	
9	1.500 × 0.600 × 10.000	9.000	2.650	8.000	23.850	72.000	
10	7.600 × 1.200 × 10.000	91.200	3.800	0.600	346.560	54.720	
11	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	6.533	1.367	8.167	1.708	
12	0.900 × 0.500 × 10.000	4.500	7.150	1.450	32.175	6.525	
13	0.900 × 5.500 × 10.000	49.500	7.150	4.450	353.925	220.275	
14	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	6.533	7.533	8.167	9.417	
15	0.900 × 0.500 × 10.000	4.500	7.150	7.450	32.175	33.525	
16	1.400 × 0.600 × 10.000	8.400	6.900	8.000	57.960	67.200	
17	2.800 × 0.600 × 10.000	16.800	4.800	8.000	80.640	134.400	
		272.350	—	—	1094.138	1027.190	

重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 1094.138 / 272.350 = 4.017 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 1027.190 / 272.350 = 3.772 (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	5.300 × 0.700 × 10.000	37.100	4.950	8.650	183.645	320.915	頂版上の土砂
		37.100	—	—	183.645	320.915	

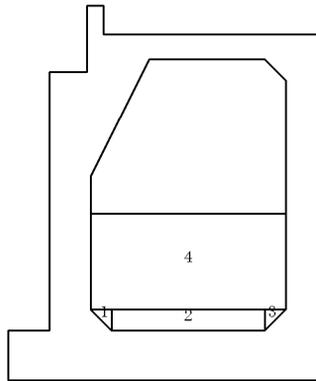
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 183.645 / 37.100 = 4.950 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 320.915 / 37.100 = 8.650 (m)

(3)中詰土砂

[1]地震時1(浮力有り)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	2.333	1.533	2.917	1.917	
2	3.700 × 0.500 × 10.000	18.500	4.350	1.450	80.475	26.825	
3	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	6.367	1.533	7.958	1.917	
4	4.700 × 2.300 × 10.000	108.100	4.350	2.850	470.235	308.085	
		129.100	—	—	561.585	338.743	

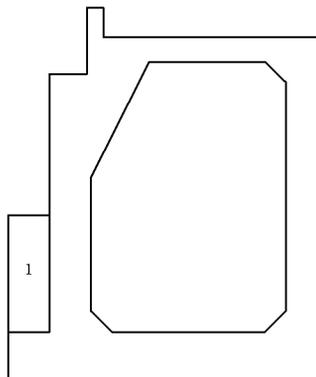
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 561.585 / 129.100 = 4.350 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 338.743 / 129.100 = 2.624 (m)

(4)前面土砂

[1]地震時1(浮力有り)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.000 × 2.800 × 10.000	28.000	0.500	2.600	14.000	72.800	
		28.000	—	—	14.000	72.800	

重心位置 XG = (Vi・Xi)/ Vi = 14.000/ 28.000 = 0.500 (m)

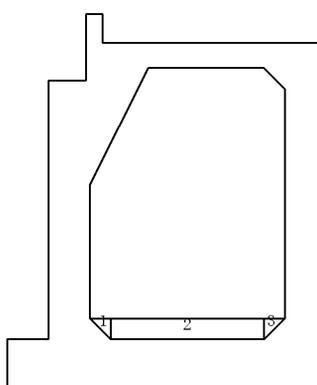
YG = (Vi・Yi)/ Vi = 72.800/ 28.000 = 2.600 (m)

2.2 水位を考慮するブロックデータ

(1)内部土砂

[1]地震時1(浮力有り)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	2.333	1.533	2.917	1.917	
2	3.700 × 0.500 × 10.000	18.500	4.350	1.450	80.475	26.825	
3	1/2 × 0.500 × 0.500 × 10.000	1.250	6.367	1.533	7.958	1.917	
		21.000	—	—	91.350	30.658	

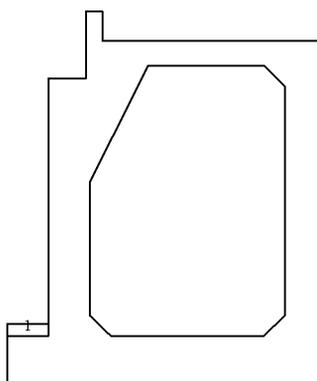
重心位置 XG = (Vi・Xi)/ Vi = 91.350/ 21.000 = 4.350 (m)

YG = (Vi・Yi)/ Vi = 30.658/ 21.000 = 1.460 (m)

(2)前面土砂

[1]地震時1(浮力有り)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.000 × 0.300 × 10.000	3.000	0.500	1.350	1.500	4.050	
		3.000	——	——	1.500	4.050	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.500 / 3.000 = 0.500$ (m)

$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 4.050 / 3.000 = 1.350$ (m)

2.3 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 272.350 = 6672.575$ (kN)

作用位置 $X = 4.017$ (m)

水平力 $H = W \cdot kh = 6672.575 \times 0.140 = 934.161$ (kN)

作用位置 $Y = 3.772$ (m)

(2)土砂重量による作用力，浮力

鉛直力 $W = Wu + WI$ (kN)

$Wu = Vu$ (水より上の体積) · (土の湿潤重量) (kN)

$WI = VI$ (水より下の体積) · sat(土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + WI \cdot XI) / W$ (m)

水平力 $H = W' \cdot Kh$ (kN)

$W' = V \cdot \gamma$ (土の湿潤重量) (kN)

作用位置 $Y = (Vu \cdot Yu + VI \cdot YI) / (Vu + VI)$ (m)

[1]地震時1(浮力有り)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m³)	重心位置(m)		体積 VI(m³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(頂版上)	37.100	4.950	8.650	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	28.000	0.500	2.600	3.000	0.500	1.350
土砂(中詰)	129.100	4.350	2.624	21.000	4.350	1.460

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(頂版上)	37.100	4.950	8.650
土砂(前面)	25.000	0.500	2.750
土砂(中詰)	108.100	4.350	2.850

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_I \cdot Y_I) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times$ (kN)	水位より下の重量 $W_I = V_I \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$	$0.000 \times 21.100 = 0.000$
土砂(前面)	$25.000 \times 18.000 = 450.000$	$3.000 \times 19.000 = 57.000$
土砂(中詰)	$108.100 \times 18.000 = 1945.800$	$21.000 \times 19.000 = 399.000$

位置	重量 $W' = V \times$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$
土砂(前面)	$28.000 \times 18.000 = 504.000$
土砂(中詰)	$129.100 \times 18.000 = 2323.800$

位置	鉛直力 W $W_u + W_I$ (kN)	作用位置 X(m)	水平力 H $W' \cdot K_h$ (kN)	作用位置 Y(m)
土砂(頂版上)	$745.710 + 0.000 = 745.710$	4.950	$745.710 \times 0.14 = 104.399$	8.650
土砂(前面)	$450.000 + 57.000 = 507.000$	0.500	$504.000 \times 0.14 = 0.000$	0.000
土砂(中詰)	$1945.800 + 399.000 = 2344.800$	4.350	$2323.800 \times 0.14 = 325.332$	2.624

2)浮力の算出

前面水位 $H_f = 1.500$ (m)

背面水位 $H_r = 1.500$ (m)

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 14.700$ (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度 $P_r = 14.700$ (kN/m²)

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 1117.200 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 3.800 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 橋軸方向フーチング幅 $B_j = 7.600$ (m)

B_c : 直角方向フーチング幅 $B_c = 10.000$ (m)

2.4 上部工反力

(1)上部工反力

[1]地震時1(浮力有り)

鉛直力 $R_v = 3000.000$ (kN)
 作用位置 $X = 1.510$ (m)
 モーメント $M_x = R_v \cdot X = 3000.000 \cdot 1.510 = 4530.000$ (kN.m)

水平力 $R_H = 1500.000$ (kN)
 作用位置 $Y = 7.500$ (m)
 モーメント $M_y = R_H \cdot Y = 1500.000 \cdot 7.500 = 11250.000$ (kN.m)

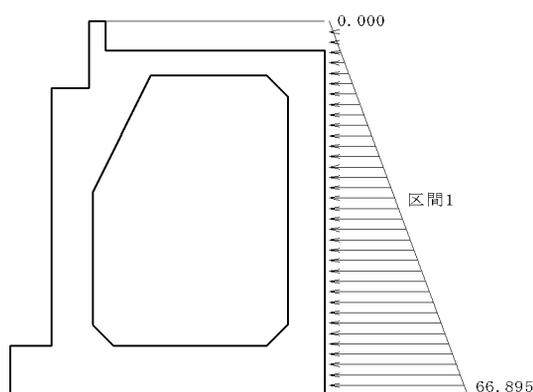
2.5 土圧・水圧

(1)共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	B_c (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	h_r (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2)土圧力

[1]地震時1(浮力有り)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H_1 (m)	7.500
背面水位より下の高さ	H_2 (m)	1.500
背面水圧の算出用高さ	H_s (m)	1.500

2)土圧算出結果

	項 目	区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 9.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 1.500 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000
	壁面摩擦角 (度)	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat 19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下) Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.39120 0.39120 0.39120 0.39120
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000 66.895 0.000 0.000	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	3010.284 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)	3010.284 3010.284 0.000
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan	3.000 0.000 3.000 7.600

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 3.000 (m)$$

・土圧力

鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 3010.284 (kN)$$

3)中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.300
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.500
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.500
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

4)中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.500 0.000	0.500 0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.39120 0.39120 0.39120 0.39120
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.716 0.000 0.000	0.000 19.716 0.000 0.000
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		276.031 0.000	-276.031 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		276.031 276.031 0.000	-276.031 -276.031 0.000

(3)水圧力

[1]地震時1(浮力有り)

		前面水圧	背面水位
水圧を算出する高さh	(m)	1.500	1.500
水圧強度 (kN/m ²) 水圧力 (kN) 水圧の作用位置 (m)	[1] w・h Pw = (1/2)・[1]・h・Bc Yw = h/3	14.700 110.250 0.500	14.700 110.250 0.500

		内部水圧
水圧を算出する高さh	(m)	0.500
水圧強度 (kN/m ²) 水圧力 (kN) 水圧の作用位置 (m)	[1] w・h Pw = (1/2)・[1]・h・Bc Yw = h/3	4.900 -4.900 1.367

2.6 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時1(浮力有り)

項 目	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			Xi (m)	Yi (m)	Mxi= Vi・Xi	Myi= Hi・Yi
躯体自重	6672.575	934.161	4.017	3.772	26806.389	3523.262
前面土砂	507.000	0.000	0.500	0.000	253.500	0.000
側面土砂	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
背面土砂	745.710	104.399	4.950	8.650	3691.264	903.055
中詰め土砂	2344.800	325.332	4.350	2.624	10199.879	853.633

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x,i} = V _i · X _i	M _{y,i} = H _i · Y _i
上部工反力	3000.000	1500.000	1.510	7.500	4530.000	11250.000
背面土圧	0.000	3010.284	0.000	3.000	0.000	9030.853
内部土圧前	0.000	276.031	0.000	2.133	0.000	588.866
内部土圧後	0.000	-276.031	0.000	2.133	0.000	-588.866
背面水圧	0.000	110.250	0.000	0.500	0.000	55.125
前面水圧	0.000	-110.250	0.000	0.500	0.000	-55.125
浮力	-1117.200	0.000	3.800	0.000	-4245.360	0.000
合計	12152.885	5874.176	————	————	41235.672	25560.803

荷重状態(水位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
地震時1(浮力有り)	12152.885	5874.176	-15674.869

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : V_b = V_o (kN)
 水平力 : H_b = H_o (kN)
 回転モーメント : M_b = V_o · B_j/2.0+M_o (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 7.600 (m)

荷重状態(水位)	V _b (kN)	H _b (kN)	M _b (kN.m)
地震時1(浮力有り)	12152.885	5874.176	30506.092

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

2.7 安定照査

2.7.1 転倒に対する安定

$$e_B = \frac{M_B}{V_B}$$

ここに、

e_B: 荷重の偏心量(m)
 M_B: 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
 V_B: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)
 B: 基礎幅(m), B = 7.600
 n: 安全率

荷重状態(水位)	偏心量(m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 e_a
地震時1(浮力有り)	2.510	2.533

2.7.2 滑動に対する安定

$$H_u = c_b A_e + V_b \tan \delta_b$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²), $c_b = 0.000$

$\tan \delta_b$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \delta_b = 0.600$

A_e : 有効載荷面積(m²), $A_e = L \cdot B_e$

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。

L : 基礎の奥行き(m), $L = 10.000$

B_e : 基礎の有効載荷幅(m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅(m), $B = 7.600$

e_b : 荷重の偏心量(m)

荷重状態(水位)	偏心量 e_b (m)	有効 載荷幅 B_e (m)	有効 載荷面積 A_e (m ²)	鉛直荷重 V_b (kN)
地震時1(浮力有り)	2.510	2.580	25.796	12152.885

$$f_s = H_u/H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断 抵抗力 H_u (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}
地震時1(浮力有り)	7291.731	5874.176	1.241	1.200

2.7.3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_B}{L \cdot x}$$

ここに、

V_B : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_B : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e_B : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m), $x = 3(B/2 - e_B)$

x が B より小さいときには、三角形分布になり、

x が B より大きい時には、台形分布となる。

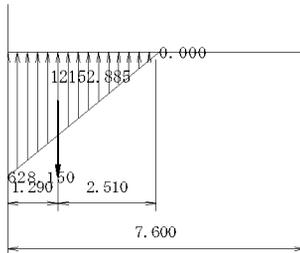
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN/m²)

B : 基礎幅(m), $B = 7.600$

L : 基礎の奥行き(m), $L = 10.000$

[1]地震時1(浮力有り)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		q _{min}	q _{max}	最大値
3.869	三角形	0.000	628.150	3750.000

2.7.4 支持に対する安定

荷重状態(水位)	深さ(m)		単位重量(kN/m ³)		上載荷重 q = $\sum D_i$ (kN/m ²)
	D_i	D'_i	γ_1	γ_2	
地震時1(浮力有り)	4.000	0.000	13.200	16.625	66.500

$$Q_u = A_e \cdot \left\{ \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \right\}$$

ここに、

Q_u : 荷重の偏心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), $c = 1500.000$

q : 上載荷重 (kN/m²), $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m), $B_e = B - 2e_e$

B : 基礎幅 (m), $B = 7.600$

e_e : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数, $\alpha = 1 + 0.3B_e/L, \beta = 1 - 0.4B_e/L$

ただし、 $B_e/L > 1$ の場合、 $B_e/L = 1$ とする。

L : 基礎の奥行き(m), $L = 10.000$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数, $\kappa = 1 + 0.3D_f/B_e$

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_q, N : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

地盤のせん断抵抗角 ϕ および荷重の傾斜 $\tan \alpha$ から求める

ϕ : 地盤のせん断抵抗角 (度), $\phi = 40.00$

S_c, S_q, S : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数, $S_c = 0.464$

$S_c = (c^*)^{\mu}, S_q = (q^*)^{\mu}, S = (B^*)^{\mu}$

μ : 寸法効果の程度を表す係数

$\mu = -0.333, \mu = -0.333, \mu = -0.333$

c^* : $c^* = c/c_0$ ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

c_0 : 10 (kN/m²)

q^* : $q^* = q/q_0$ ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$

q_0 : 10 (kN/m²)

B^* : $B^* = B_e/B_0$ ただし、 $1 \leq B^* \leq 10$

B_0 : 1.0 (m)

荷重状態(水 位)	tan = H_b/V_b	支持力係数			有 効 載荷幅 B_e (m)	有 効 載荷面積 A_e (m ²)
		N_c	N_q	N		
地震時1(浮力有り)	0.483	21.665	17.743	9.649	2.580	25.796

$$Q_a = Q_u/n$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

Q_a : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容鉛直支持力

n : 安全率

荷重状態(水 位)	形状係数		割増 係数	補正係数		極限 支持力 Q_u (kN)	作用鉛直力 V_b (kN)	許容支持力 Q_a (kN)
	α	β		S_q	S			
地震時1(浮力有り)	1.077	0.897	1.000	0.532	0.729	438178.125	12152.885	219089.063

2.7.5 フーチング厚さの照査

(1) ・ による判定

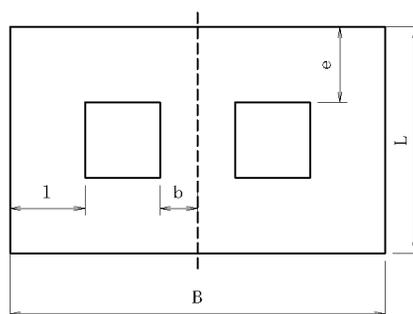
$$\cdot \quad 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{Bv}{0.3}\right)^{-3/4}$$



k_{v0} : 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/m^3)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_0$$

Bv : 基礎に換算載荷幅(m)

$$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{L \cdot B} = 8.718$$

E_0 : 設計の対象とする位置の変形係数(kN/m^2)

Av : 鉛直方向の換算載荷幅(m^2)

B : フーチングの幅(m), $B = 7.6$

L : フーチングの奥行き(m), $L = 10.0$

E : フーチングのヤング係数(kN/m^2), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ(m), $h = 1.20$

λ : フーチングの換算突出長(m), $\lambda = 3.055$

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot (\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e}$$

$$= 1.3$$

$$e = 0.000 \quad (\text{m})$$

$$\lambda' = \max(l, b) = 2.350$$

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

$$b = 2.350 \quad (\text{m})$$

荷重状態	変形係数 $E_0(\text{kN/m}^2)$	鉛直方向地盤反力係数		(m^{-1})	・
		$k_{v0}(\text{kN/m}^3)$	$k_v(\text{kN/m}^3)$		
常時	196000.000	653333.333	52200.019	0.245373	0.750
地震時	392000.000	1306666.667	104400.038	0.291799	0.891

(2)照査結果

・ による判定	判定
常時:0.750 1.0 地震時:0.891 1.0 フーチングは 剛体と見なせる	フーチングは剛体として設計してよい

3章 安全性の検討(地震時保有水平耐力法)

3.1 躯体自重, 土砂重量, 水圧, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 272.350 = 6672.575 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 4.017 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= W_u + W_l \text{ (kN)} \\ W_u &= V_u(\text{水より上の体積}) \cdot (\text{土の湿潤重量}) \text{ (kN)} \\ W_l &= V_l(\text{水より下の体積}) \cdot \text{sat}(\text{土の飽和重量}) \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W \text{ (m)} \end{aligned}$$

[1] タイプII(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m^3)	重心位置 X (m)	体 積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(頂版上)	37.100	4.950	0.000	0.000
土砂(前面)	28.000	0.500	0.000	0.000
土砂(中詰)	129.100	4.350	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V_u (m^3)	重心位置 X_u (m)
土砂(頂版上)	37.100	4.950
土砂(前面)	28.000	0.500
土砂(中詰)	129.100	4.350

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$	$0.000 \times 21.100 = 0.000$
土砂(前面)	$28.000 \times 18.000 = 504.000$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$
土砂(中詰)	$129.100 \times 18.000 = 2323.800$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

位置	重量 $W' = V \times$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$
土砂(前面)	$28.000 \times 18.000 = 504.000$
土砂(中詰)	$129.100 \times 18.000 = 2323.800$

位置	鉛直力 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X(m)
土砂(頂版上)	$745.710 + 0.000 = 745.710$	4.950
土砂(前面)	$504.000 + 0.000 = 504.000$	0.500
土砂(中詰)	$2323.800 + 0.000 = 2323.800$	4.350

[2]タイプII(浮力有り)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m^3)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(頂版上)	37.100	4.950	0.000	0.000
土砂(前面)	28.000	0.500	3.000	0.500
土砂(中詰)	129.100	4.350	21.000	4.350

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V_u (m^3)	重心位置 X_u (m)
土砂(頂版上)	37.100	4.950
土砂(前面)	25.000	0.500
土砂(中詰)	108.100	4.350

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$	$0.000 \times 21.100 = 0.000$
土砂(前面)	$25.000 \times 18.000 = 450.000$	$3.000 \times 19.000 = 57.000$
土砂(中詰)	$108.100 \times 18.000 = 1945.800$	$21.000 \times 19.000 = 399.000$

位置	重量 $W' = V \times$ (kN)
土砂(頂版上)	$37.100 \times 20.100 = 745.710$
土砂(前面)	$28.000 \times 18.000 = 504.000$
土砂(中詰)	$129.100 \times 18.000 = 2323.800$

位置	鉛直力 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X(m)
土砂(頂版上)	$745.710 + 0.000 = 745.710$	4.950
土砂(前面)	$450.000 + 57.000 = 507.000$	0.500
土砂(中詰)	$1945.800 + 399.000 = 2344.800$	4.350

2)浮力の算出

前面水位 $H_f = 1.500 \text{ (m)}$

背面水位 $H_r = 1.500 \text{ (m)}$

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

フーチング背面での水圧強度 $P_r = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 1117.200 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 3.800 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 橋軸方向フーチング幅 $B_j = 7.600 \text{ (m)}$

B_c : 直角方向フーチング幅 $B_c = 10.000 \text{ (m)}$

3.2 初期荷重時の集計

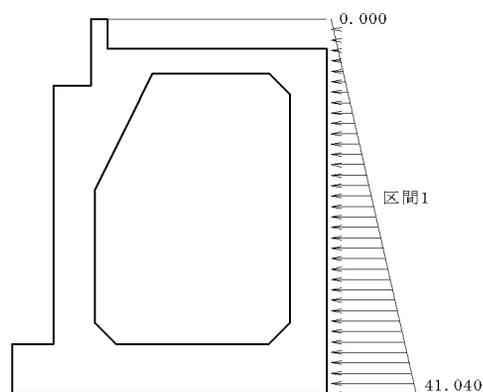
3.2.1 土圧

(1)共通データ

水の単位体積重量	$w \text{ (kN/m}^3\text{)}$	9.800
土圧の作用幅	$B_c \text{ (m)}$	10.000
土圧を考慮しない高さ	$h_r \text{ (m)}$	0.000
土の粘着力	$C \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0.000

(2)土圧

[1]タイプII(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.24000 0.24000
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.24000 0.24000	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 41.040
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 0.000
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		1846.800 0.000
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		1846.800 1846.800 0.000
作用位置		Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		3.000 0.000 3.000 7.600

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 3.000 (m)$$

・土圧力

鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 1846.800 (kN)$$

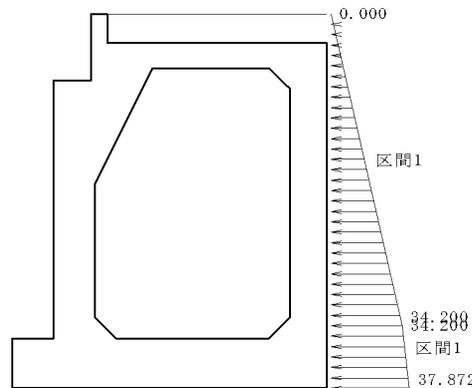
3)中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

4)中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700	
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.88800 0.88800	0.88800 0.88800
内部水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.88800 0.88800	0.88800 0.88800	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 44.755	0.000 44.755
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 0.000	0.000 0.000
	土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc		626.573 0.000	-626.573 0.000
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(+) (土圧の鉛直成分)		626.573 626.573 0.000	-626.573 -626.573 0.000

[2]タイプII(浮力有り)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.500
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	7.500 1.500	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.24000 0.24000
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.24000 0.24000	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 34.200
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		34.200 37.872
	土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc		1282.500 540.540
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(+) (土圧の鉛直成分)		1823.040 1823.040 0.000
作用位置		Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1 / {3 · ([1]+[2])} + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2 / {3 · ([3]+[4])} + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan		4.000 0.737 3.033 7.600

・ 作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 3.033 (m)$$

・ 土圧力

鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 1823.040 (kN)$$

3)中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.300
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.500
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

4)中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.300 0.500	2.300 0.500	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700	
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.88800 0.88800	0.88800 0.88800
内部水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.88800 0.88800	0.88800 0.88800	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 36.763	0.000 36.763
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		36.763 40.848	36.763 40.848
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		422.777 194.028	-422.777 -194.028
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		616.805 616.805 0.000	-616.805 -616.805 0.000

3.2.2 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

1)初期荷重時

項 目	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		回転モーメント(kN・m)		
			Xi (m)	Yi (m)	Mxi= Vi・Xi	Myi= Hi・Yi	Myi-Mxi
上部構造	3000.000	0.000	1.510	7.500	4530.000	0.000	-4530.000
躯体自重	6672.575	0.000	4.017	0.000	26806.389	0.000	-26806.389
前面土砂	504.000	0.000	0.500	0.000	252.000	0.000	-252.000
背面土砂	745.710	0.000	4.950	0.000	3691.264	0.000	-3691.264
中詰め土砂	2323.800	0.000	4.350	2.624	10108.529	0.000	-10108.529
背面土圧	0.000	1846.800	0.000	3.000	0.000	5540.400	5540.400
内部土圧前	0.000	626.573	0.000	2.133	0.000	1336.689	1336.689
内部土圧後	0.000	-626.573	0.000	2.133	0.000	-1336.689	-1336.689

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)		
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = V_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$	$M_{yi} - M_{xi}$
合計1	13246.085	1846.800	—	—	45388.180	5540.400	-39847.779
合計2	13246.085	0.000	—	—	45388.180	0.000	-45388.180

合計1: 土圧力を含む時の合計

合計2: 土圧力を除く時の合計(土圧強度は含む)

2)地震動による増加分

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)		
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = V_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$	$M_{yi} - M_{xi}$
上部構造	0.000	2036.800	1.510	7.500	0.000	15276.000	15276.000
躯体自重	0.000	4003.545	4.017	3.772	0.000	15099.695	15099.695
背面土砂	0.000	447.426	4.950	8.650	0.000	3870.234	3870.234
中詰土砂	0.000	1394.280	4.350	2.624	0.000	3658.428	3658.428
背面土圧	0.000	4986.360	0.000	3.000	0.000	14959.080	14959.080
合計	0.000	12868.411	—	—	0.000	52863.438	52863.438

[2]タイプII(浮力有り)

1)初期荷重時

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)		
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = V_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$	$M_{yi} - M_{xi}$
上部構造	3000.000	0.000	1.510	7.500	4530.000	0.000	-4530.000
躯体自重	6672.575	0.000	4.017	0.000	26806.389	0.000	-26806.389
前面土砂	507.000	0.000	0.500	0.000	253.500	0.000	-253.500
背面土砂	745.710	0.000	4.950	0.000	3691.264	0.000	-3691.264
中詰土砂	2344.800	0.000	4.350	2.624	10199.879	0.000	-10199.879
背面土圧	0.000	1823.040	0.000	3.033	0.000	5528.520	5528.520
内部土圧前	0.000	616.805	0.000	2.145	0.000	1323.339	1323.339
内部土圧後	0.000	-616.805	0.000	2.145	0.000	-1323.339	-1323.339
浮力	-1117.200	0.000	3.800	0.000	-4245.360	0.000	4245.360
合計1	12152.885	1823.040	—	—	41235.672	5528.520	-35707.152
合計2	12152.885	0.000	—	—	41235.672	0.000	-41235.672

合計1: 土圧力を含む時の合計

合計2: 土圧力を除く時の合計(土圧強度は含む)

2)地震動による増加分

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)		
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = V_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$	$M_{yi} - M_{xi}$
上部構造	0.000	2036.800	1.510	7.500	0.000	15276.000	15276.000
躯体自重	0.000	4003.545	4.017	3.772	0.000	15099.695	15099.695

項目	鉛直力 V_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)		
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{x_i} = V_i \cdot X_i$	$M_{y_i} = H_i \cdot Y_i$	$M_{y_i} - M_{x_i}$
背面土砂	0.000	447.426	4.950	8.650	0.000	3870.234	3870.234
中詰土砂	0.000	1394.280	4.350	2.624	0.000	3658.428	3658.428
背面土圧	0.000	4922.208	0.000	3.033	0.000	14927.006	14927.006
合計	0.000	12804.259	—	—	0.000	52831.363	52831.363

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : $V_b = V_o$ (kN)
 水平力 : $H_b = H_o$ (kN)
 回転モーメント : $M_b = V_o \cdot B_j / 2.0 + M_o$ (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : $B_j = 7.600$ (m)

1)初期荷重時

荷重状態(水位)	土圧を含む時			土圧を除く時		
	V_b (kN)	H_b (kN)	M_b (kN.m)	Vd (kN)	Hd (kN)	Md (kN.m)
タイプII(浮力無し)	13246.085	1846.800	10487.343	13246.085	0.000	4946.942
タイプII(浮力有り)	12152.885	1823.040	10473.810	12152.885	0.000	4945.290

2)地震動による増加分

荷重状態(水位)	V_b (kN)	H_b (kN)	M_b (kN.m)
タイプII(浮力無し)	0.000	12868.411	52863.438
タイプII(浮力有り)	0.000	12804.259	52831.363

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3.3 安全性の判定

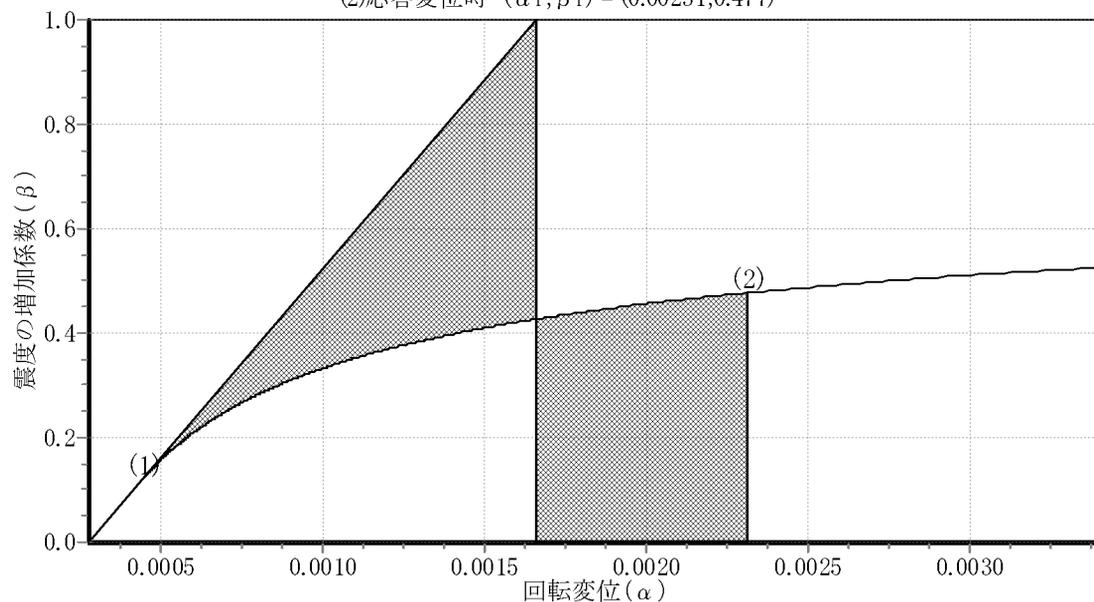
(1) 水平震度 - 回転変位の算出

[1] タイプII (浮力無し)

エネルギー定則による直接基礎の応答変位

(1) 浮上り限界時 $(\alpha_y, \beta_y) = (0.00044, 0.120)$

(2) 応答変位時 $(\alpha_r, \beta_r) = (0.00231, 0.477)$

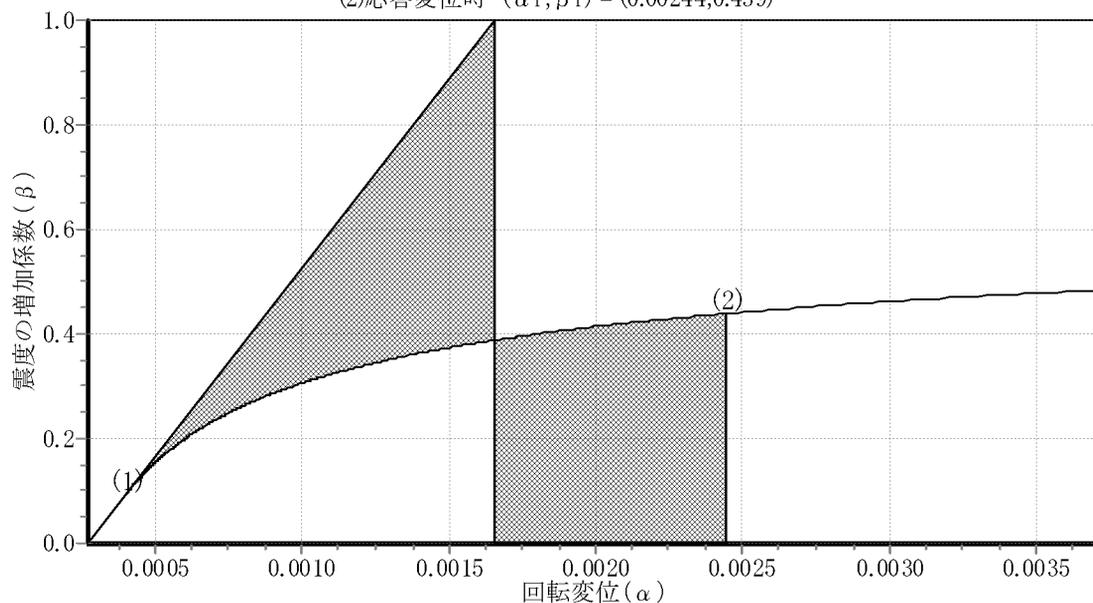


番号	荷重増分 i	水平震度 K_h	鉛直力 V_b (kN)	水平力 H_b (kN)	モーメント M_b (kN.m)	フーチングの 回転角 (mrad)	基礎の状態
1	0.000	0.00	13246.085	1846.800	10487.343	0.275	初期荷重時
2	0.120	0.07	13246.085	3391.010	16830.955	0.441	浮き上がり限界
3	0.477	0.29	13246.085	7985.032	35703.203	2.311	応答変位時

[2]タイプII(浮力有り)

エネルギー一定則による直接基礎の応答変位

(1)浮上り限界時($\alpha y, \beta y$) = (0.00040, 0.094)
 (2)応答変位時 ($\alpha r, \beta r$) = (0.00244, 0.439)



番号	荷重増分 i	水平震度 K_h	鉛直力 V_b (kN)	水平力 H_b (kN)	モーメント M_b (kN.m)	フーチングの 回転角 (mrad)	基礎の状態
1	0.000	0.00	12152.885	1823.040	10473.810	0.274	初期荷重時
2	0.094	0.06	12152.885	3026.640	15439.958	0.404	浮き上がり限界
3	0.439	0.26	12152.885	7444.110	33666.777	2.440	応答変位時

3.4 応答変位時の集計

3.4.1 慣性力

(1)躯体自重、土砂重量による作用力

[1]タイプII(浮力無し)

位置	水平力 $H = W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
上部構造	$3040.000 \times 0.320 = 971.554$	7.500
躯体(鉄筋)	$6672.575 \times 0.286 = 1909.691$	3.772
土砂(中詰)	$2323.800 \times 0.286 = 665.072$	2.624

[1]タイプII(浮力有り)

位置	水平力 $H = W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
上部構造	$3040.000 \times 0.294 = 894.155$	7.500
躯体(鉄筋)	$6672.575 \times 0.263 = 1757.556$	3.772
土砂(中詰)	$2323.800 \times 0.263 = 612.089$	2.624

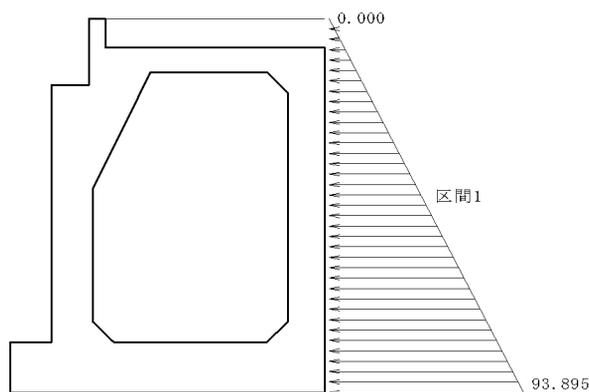
3.4.2 土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧

[1] タイプII (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.54910 0.54910
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 93.895
	[2]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
	[3]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		4225.294 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		4225.294 4225.294 0.000
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		3.000 0.000 3.000 7.600

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 3.000 (m)$$

・土圧力

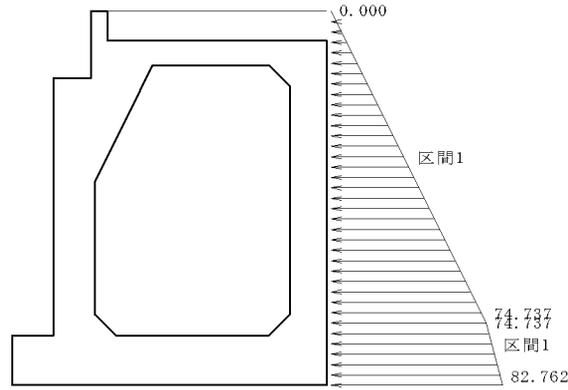
鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 4225.294 (kN)$$

[2]タイプII(浮力有り)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	1.500
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	1.500

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	7.500 1.500
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.52447 0.52447
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 Kl2	0.52447 0.52447
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度(下)		74.737
	[3]水位より下の土圧強度(上)		74.737
	[4]水位より下の土圧強度(下)		82.762
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc		2802.647 1181.242
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(+) (土圧の鉛直成分)		3983.889 3983.889 0.000
	作用位置	Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1 / {3 · ([1]+[2])} + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2 / {3 · ([3]+[4])} + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan	4.000 0.737 3.033 7.600

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 3.033 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 0.000 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 3983.889 \text{ (kN)}$$

3.4.3 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] タイプII (浮力無し)

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)		
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x_i} = V _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i	M _{y_i} - M _{x_i}
上部構造	3000.000	971.554	1.510	7.500	4530.000	7286.652	2756.652
躯体自重	6672.575	1909.691	4.017	3.772	26806.389	7202.555	-19603.833
前面土砂	504.000	0.000	0.500	0.000	252.000	0.000	-252.000
背面土砂	745.710	213.422	4.950	8.650	3691.264	1846.102	-1845.162
中詰土砂	2323.800	665.072	4.350	2.624	10108.529	1745.070	-8363.459
背面土圧	0.000	4225.294	0.000	3.000	0.000	12675.882	12675.882
内部土圧前	0.000	626.573	0.000	2.133	0.000	1336.689	1336.689
内部土圧後	0.000	-626.573	0.000	2.133	0.000	-1336.689	-1336.689
合計	13246.085	7985.032	—————	—————	45388.180	30756.260	-14631.920

[2] タイプII (浮力有り)

項目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)		
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{x_i} = V _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i	M _{y_i} - M _{x_i}
上部構造	3000.000	894.155	1.510	7.500	4530.000	6706.164	2176.164
躯体自重	6672.575	1757.556	4.017	3.772	26806.389	6628.767	-20177.622
前面土砂	507.000	0.000	0.500	0.000	253.500	0.000	-253.500
背面土砂	745.710	196.420	4.950	8.650	3691.264	1699.033	-1992.231
中詰土砂	2344.800	612.089	4.350	2.624	10199.879	1606.050	-8593.829
背面土圧	0.000	3983.889	0.000	3.033	0.000	12081.475	12081.475
内部土圧前	0.000	616.805	0.000	2.145	0.000	1323.339	1323.339
内部土圧後	0.000	-616.805	0.000	2.145	0.000	-1323.339	-1323.339
浮力	-1117.200	0.000	3.800	0.000	-4245.360	0.000	4245.360
合計	12152.885	7444.110	—————	—————	41235.672	28721.488	-12514.184

(2) フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : V_B = V₀ (kN)

水 平 力 : $H_b = H_o$ (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : $M_b = V_o \cdot B_j / 2.0 + M_o$ (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : $B_j = 7.600$ (m)

荷重状態(水 位)	V_b (kN)	H_b (kN)	M_b (kN.m)
タイプII(浮力無し)	13246.085	7985.032	35703.203
タイプII(浮力有り)	12152.885	7444.110	33666.777

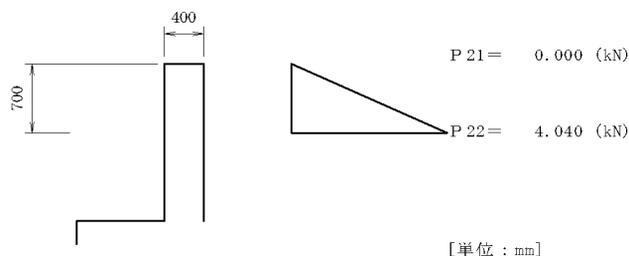
鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

4章 胸壁の設計

4.1 踏掛版を設置しない場合の設計

- ・背面に対して常時で設計する。

4.1.1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_p = \frac{K_A \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 14.664 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_p = \frac{K_A \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 33.742 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_p : T荷重による曲げモーメント(kN・m)

S_p : T荷重によるせん断力(kN)

K_A : 常時土圧係数, $K_A = 0.308$

T : T荷重の片側荷重(kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ(m), $h = 0.700$

a : 接地長(m), $a = 0.200$

(2)土 圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P_{21}+P_{22}) \cdot h = 1.414 \quad (\text{kN})$$

$$P_{21} = q \cdot K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{22} = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.040 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_e = E_h \cdot Y_e = 0.330 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P_{21} + P_{22}}{3 \cdot (P_{21} + P_{22})} \cdot h = 0.233 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力(kN)

h : 胸壁の高さ(m), $h = 0.700$

K_A : 常時土圧係数, $K_A = 0.308$

P_{21} , P_{22} : 土圧強度(kN/m²)

M_e : 土圧による曲げモーメント(kN.m)

Y_e : 土圧力の作用位置(m)

q : 載荷荷重(kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量(kN/m³), $\gamma = 19.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 10.000$

α : 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\alpha = 0.000$

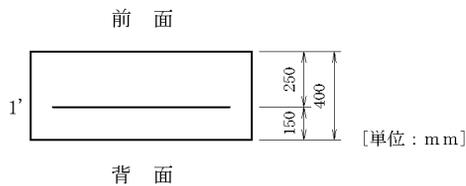
(3)断面力の集計

曲げモーメント $M = M_p + M_e = 14.664 + 0.330 = 14.994 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

せん断力 $S = S_p + E_h = 33.742 + 1.414 = 35.156 \quad (\text{kN})$

4.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—
	2	—	—	—	—
背面	1'	15.0	D16	1.986	4.00
	2'	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

- M_c : ひび割れ曲げモーメント(N.mm)
- Z_c : コンクリート部材の断面係数(mm³), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 26666.7 \times 10^3$
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.000$
- N : 軸方向力(N), $N = 0.0$
- A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 399999.951$
- b : 部材断面幅(mm)
- h : 部材断面高(mm), $h = 400.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
背面側	常時	7.944	25.490	51.031	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x-d') + As \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), $h = 400.000$
- b : 部材断面幅(mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, $n = 15.00$
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常時	14.994	6.621	1.989	8.000	82.797	180.000

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	C_e	C_{pt}
背面側	常時	35.156	25.000	0.141	0.328	1.700	1.40	1.02

5章 頂版・側壁の設計

5.1 荷重の組み合わせ

基本ケース

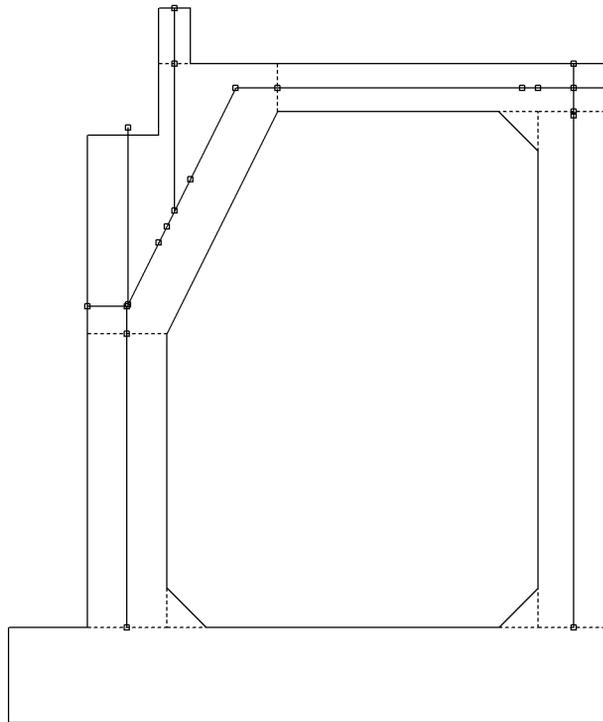
case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2 3 4	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り [3]浮力無し [4]浮力有り	水圧(前,背,内) 水圧(前,背,内)
5 6 7	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
8 9	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死活):浮力無し	
10 11	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力無し< >	
12 13 14	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
15 16 17 18	地震時荷重	[1]浮力無し< > [2]浮力有り< > [3]浮力無し< > [4]浮力有り< >	

組み合わせケース

CASE	荷重名称	基本ケース
1	常時1(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12
2	常時1+温上(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12 + 13
3	常時1+温下(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12 + 14
4	常時1(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12
5	常時1+温上(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12 + 13
6	常時1+温下(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12 + 14
7	常時2(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12
8	常時2+温上(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12 + 13
9	常時2+温下(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12 + 14
10	常時2(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12
11	常時2+温上(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12 + 13
12	常時2+温下(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12 + 14
13	地震時1(浮力無し)	3 + 7 + 10 + 12 + 15
14	地震時1(浮力有り)	4 + 7 + 10 + 12 + 16
15	地震時2(浮力無し)	3 + 7 + 11 + 12 + 17
16	地震時2(浮力有り)	4 + 7 + 11 + 12 + 18

5.2 死荷重

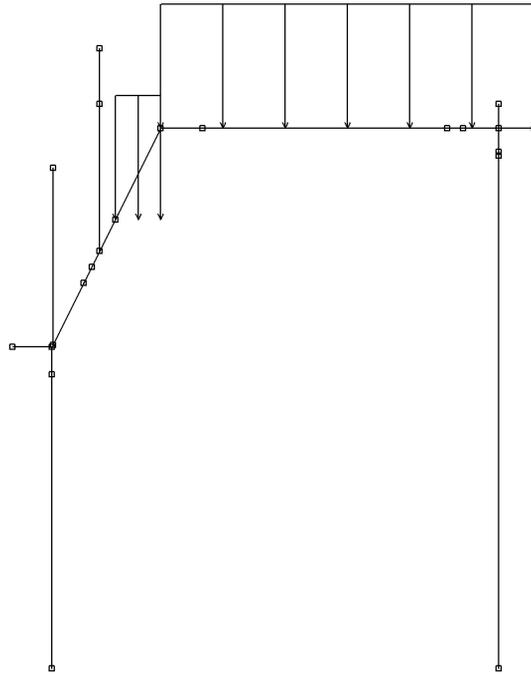
(1) 躯体自重



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (/m)	終点強度 (/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.525	404.250	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.525	3.100	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.625	0.200	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.825	0.450	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	4.275	0.450	147.000	147.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.350	3.700	245.000	245.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	0.050	220.500	220.500
後壁重量	後壁	軸方向	0.650	6.450	220.500	220.500
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	0.700	98.000	98.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.000	0.500	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.500	0.010	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.510	0.390	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.900	0.100	833.000	833.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.000	0.100	833.000	784.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.100	0.200	784.000	686.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	686.000	404.250
ハンチ重量	前壁	軸方向	3.550	0.500	0.000	122.500
ハンチ重量	頂版	鉛直	3.325	0.500	0.000	122.500
ハンチ重量	後壁	軸方向	6.600	0.500	0.000	122.500

(2)土砂重量

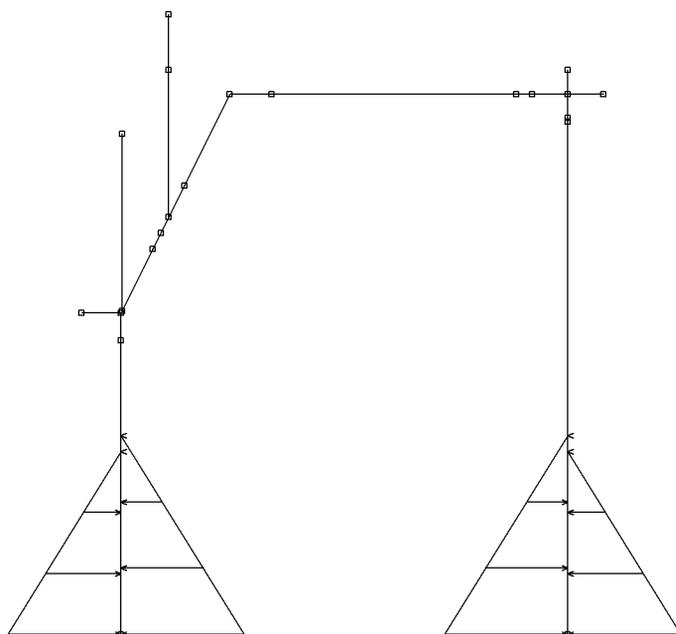
[1]浮力無し、[2]浮力有り、[3]浮力無し、[4]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	0.000	4.725	140.700	140.700
頂版上土砂重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	140.700	140.700

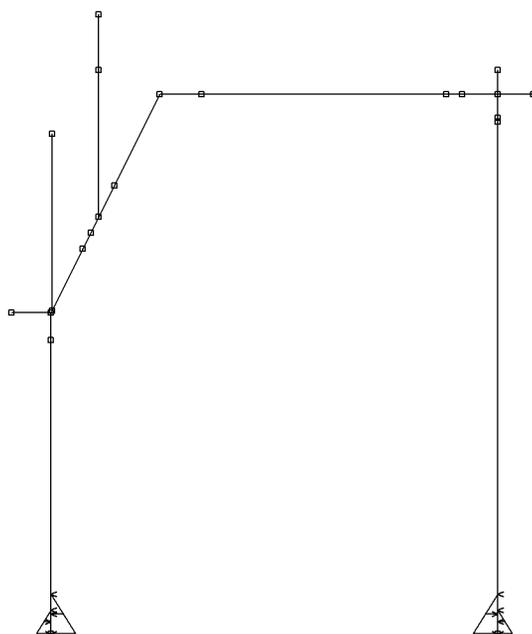
(3)水圧,浮力,水重

[2]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
前面水圧	前壁	水平	1.750	2.300	0.000	225.400
背面水圧	後壁	水平	4.800	2.300	0.000	-225.400
内部水圧	前壁	水平	1.550	2.500	0.000	-245.000
内部水圧	後壁	水平	4.600	2.500	0.000	245.000

[4]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
前面水圧	前壁	水平	3.750	0.300	0.000	29.400
背面水圧	後壁	水平	6.800	0.300	0.000	-29.400
内部水圧	前壁	水平	3.550	0.500	0.000	-49.000
内部水圧	後壁	水平	6.600	0.500	0.000	49.000

5.3 上部工反力、地表面荷重、T後輪荷重

輪荷重による作用力

輪荷重強度

$$q_l = \frac{P}{2 \times D + D_o}$$

$$P = \frac{2 \times T}{2.75} \times (1+i)$$

ここに、

q_l : 荷重強度 (kN/m²)

P : 単位幅当りの輪荷重 (kN/m)

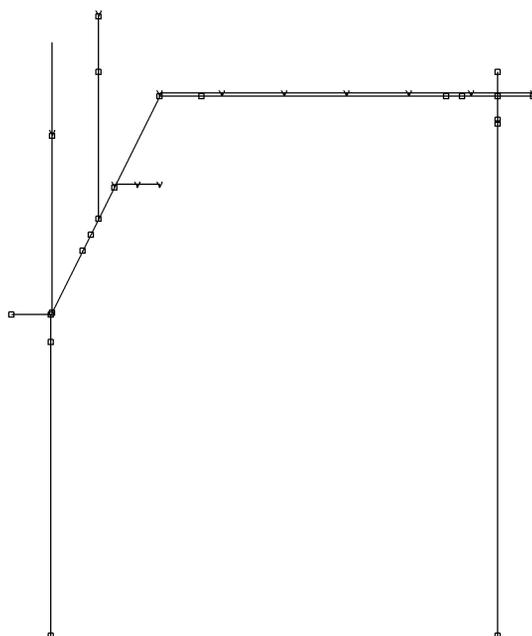
T : 輪荷重 (kN)

i : 衝撃係数

D : 路面から等分布活荷重載荷位置までの厚さ, D = 0.700

D_o : 車輪の接地幅 (m), D_o = 0.2

[1]常時(死)



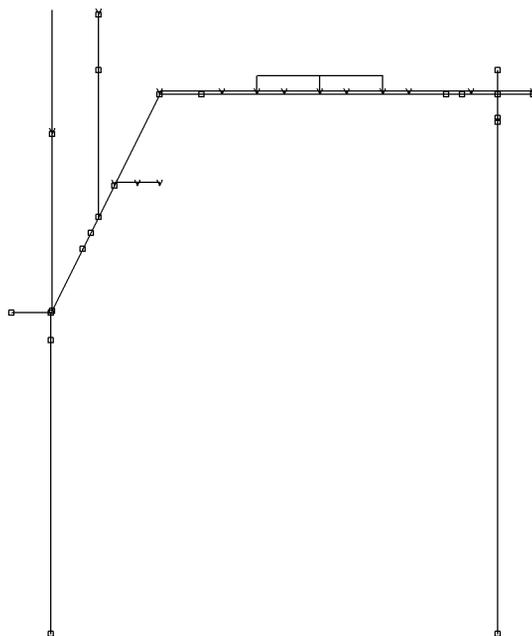
上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000

[2]常時(死活)

(1)輪荷重による作用力

衝撃係数	輪荷重T前 (kN)	輪荷重強度前 (kN/m)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)	輪荷重T後 (kN)	輪荷重強度後 (kN/m)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
0.300	100.000	590.909	4.100	1.600	100.000	0.000	8.100	0.000



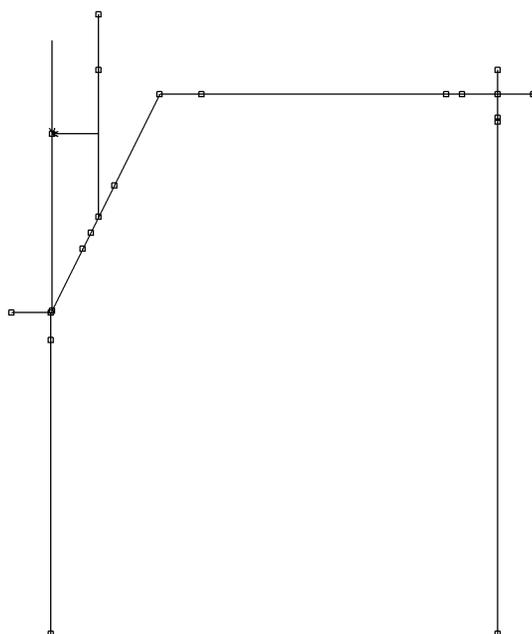
上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	4000.000	0.000

輪荷重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重D	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
輪荷重	頂 版	鉛 直	1.225	1.600	590.909	590.909

[3]地震時



上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-1500.000	0.000	0.000

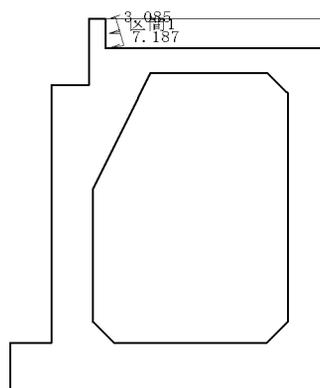
5.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000 10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	7.100
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2)土圧力

[1]常時(死):浮力無し

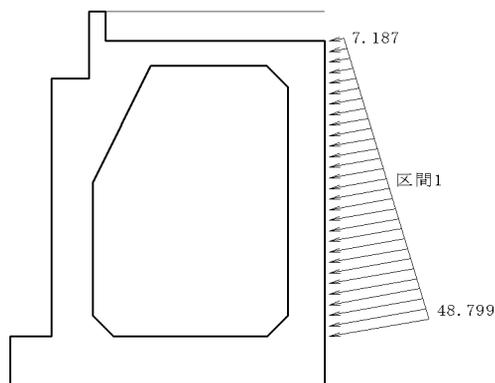


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	0.700
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	0.700 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	0.700 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.300
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.30847 0.30847
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 Kl2	0.30847 0.30847
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		3.085
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		7.187
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

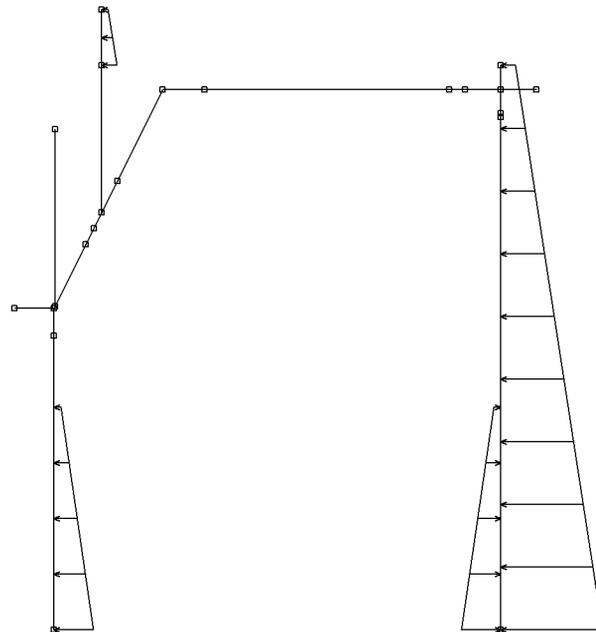
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	7.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	7.100 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		7.187 48.799 0.000 0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

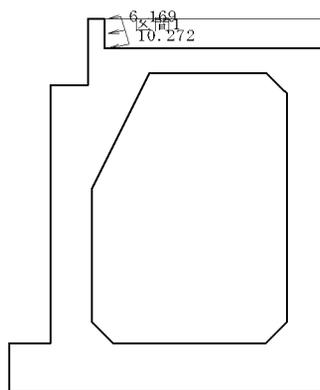
4) 中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000	10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.30847 0.30847 0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		3.085 18.631 0.000 0.000	3.085 18.631 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	-30.378	-70.781
背面土圧	胸壁	鉛 直	0.000	0.700	5.356	12.481
背面土圧	後壁	水 平	0.000	7.100	-70.781	-480.579
背面土圧	後壁	鉛 直	0.000	7.100	12.481	84.739
内部土圧	前壁	水 平	1.250	2.800	-30.378	-183.483
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	30.378	183.483

[2]常時(死活):浮力無し

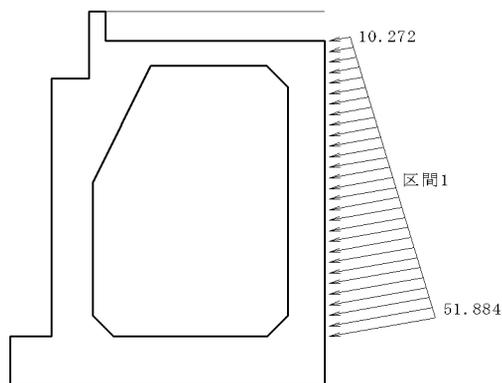


1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	0.700
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

項 目		区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	0.700 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	0.700 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		10.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和) (kN/m ³)	t sat	19.000 20.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.300	
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11	0.30847 0.30847	
	背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku2 K12	0.30847 0.30847	
	土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下)		6.169 10.272
		[2]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
[3]水位より下の土圧強度 (上) (下)			0.000 0.000	
[4]水位より下の土圧強度 (上) (下)			0.000 0.000	



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

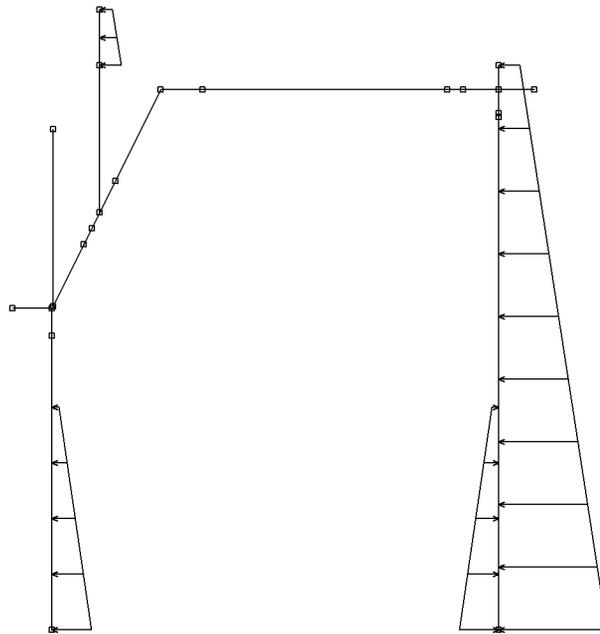
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上)	HU(m)	7.800
	算出区間における高さ(下)	HL(m)	0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ	h1(m)	7.100
	算出区間の背面水位より下の高さ	h2(m)	0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
	算出区間の土圧を考慮しない高さ	hr(m)	0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
単位体積重量(湿潤)	(kN/m ³)	t	19.000
	(飽和)	sat	20.000
土圧の作用原点(X座標)	(m)	Xp	7.600
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1	0.30847
	背面水位より上の土圧係数 (下)	Kl1	0.30847
	背面水位より下の土圧係数 (上)	Ku2	0.30847
	背面水位より下の土圧係数 (下)	Kl2	0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		10.272
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		51.884
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

4) 中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000	10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.30847 0.30847 0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		3.085 18.631 0.000 0.000	3.085 18.631 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	-60.756	-101.159
背面土圧	胸壁	鉛 直	0.000	0.700	10.713	17.837
背面土圧	後壁	水 平	0.000	7.100	-101.159	-510.957
背面土圧	後壁	鉛 直	0.000	7.100	17.837	90.096
内部土圧	前壁	水 平	1.250	2.800	-30.378	-183.483
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	30.378	183.483

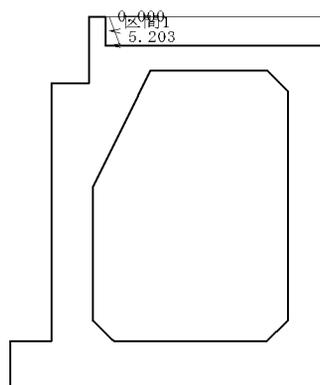
5.5 地震時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000 10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	7.100
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧力

[1]地震時:浮力無し< >

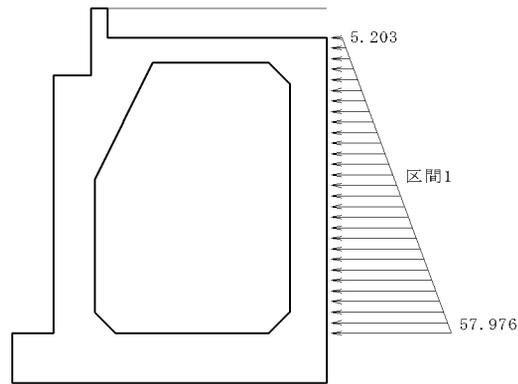


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	0.700
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	0.700 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	0.700 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.300
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 5.203 0.000 0.000



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

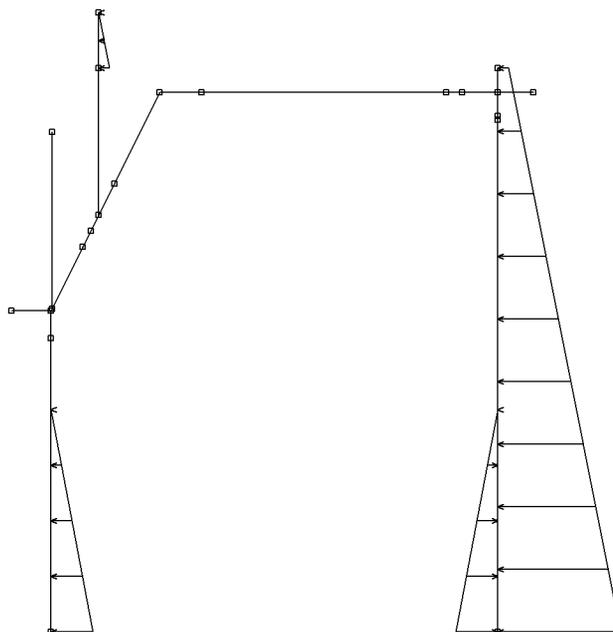
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	7.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	7.100 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		5.203 57.976 0.000 0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

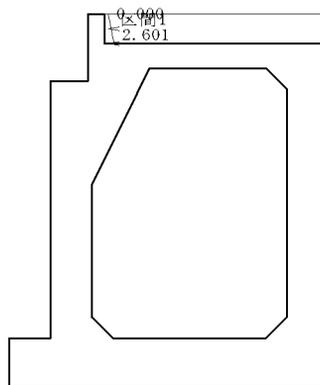
4) 中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11 Ku2 K12	0.39120 0.39120 0.39120 0.39120
	土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.716 0.000 0.000



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	0.700	0.000	-52.030
背面土圧	後壁	水平	0.000	7.100	-52.030	-579.758
内部土圧	前後壁	水平	1.250	2.800	0.000	-197.165
内部土圧	後壁	水平	4.300	2.800	0.000	197.165

[2]地震時:浮力無し< >

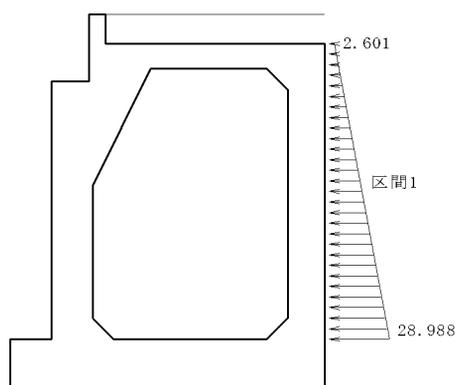


1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	0.700
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	0.700 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	0.700 0.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.300	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.39120 0.39120
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.39120 0.39120	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 2.601
		[2]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
	[3]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000	
	[4]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000	



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	7.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

2) 土圧算出結果

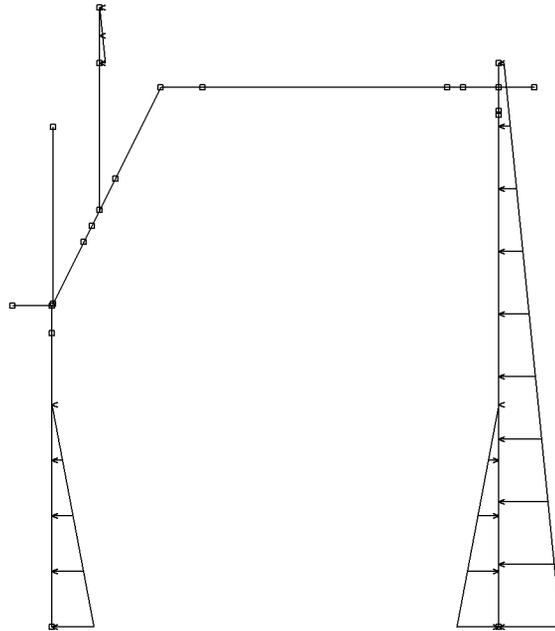
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	7.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	7.100 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		2.601 28.988 0.000 0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

4) 中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.39120 0.39120 0.39120 0.39120
	土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.716 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	0.000	-26.015
背面土圧	後壁	水 平	0.000	7.100	-26.015	-289.879
内部土圧	前壁	水 平	1.250	2.800	0.000	-197.165
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	0.000	197.165

5.6 温度荷重

[1] 乾燥収縮

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
乾燥収縮	頂 版	-20.000
乾燥収縮	桁受台	-20.000
乾燥収縮	前 壁	-20.000
乾燥収縮	後 壁	-20.000

[2] 温度上昇

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	10.000
温度荷重	桁受台	10.000
温度荷重	前 壁	10.000
温度荷重	後 壁	10.000

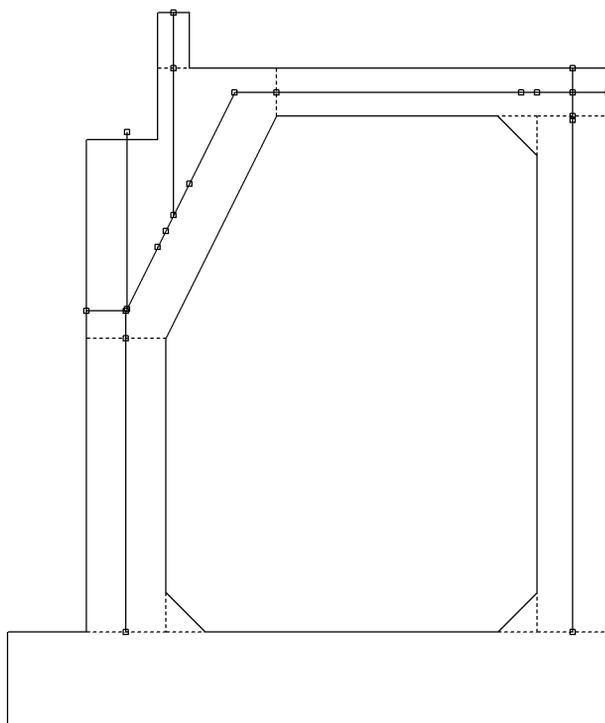
[3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-10.000
温度荷重	桁受台	-10.000
温度荷重	前 壁	-10.000

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	後 壁	-10.000

5.7 地震時荷重

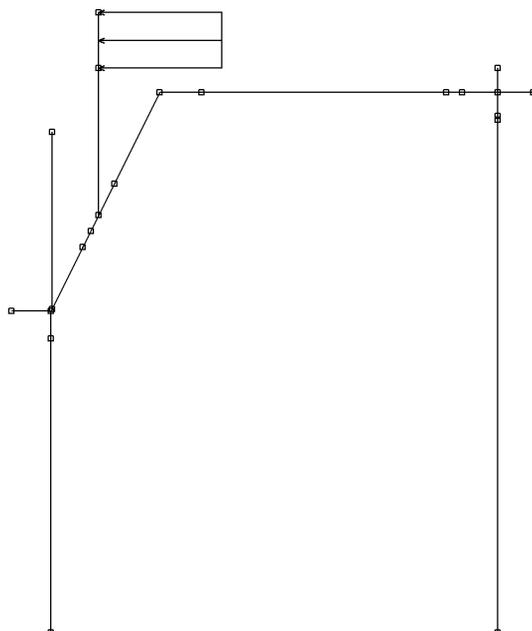
(1) 躯体自重による慣性力



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.000	0.525	-56.595	-20.580
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.525	3.100	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂 版	水 平	3.625	0.200	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂 版	水 平	3.825	0.450	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂 版	水 平	4.275	0.450	-20.580	-20.580
前壁慣性力	前 壁	水 平	0.350	3.700	-34.300	-34.300
後壁慣性力	後 壁	水 平	0.600	0.050	-30.870	-30.870
後壁慣性力	後 壁	水 平	0.650	6.450	-30.870	-30.870
胸壁慣性力	胸 壁	水 平	0.000	0.700	-13.720	-13.720
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.000	0.500	-85.750	-85.750
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.000	0.020	-42.875	-42.875
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.020	0.780	-42.875	-42.875
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.800	0.200	-58.310	-58.310
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.000	0.200	-58.310	-54.880
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.200	0.400	-54.880	-48.020
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.600	1.150	-48.020	-28.297
ハンチ慣性力	前 壁	水 平	3.550	0.500	0.000	-17.150
ハンチ慣性力	後 壁	水 平	0.600	0.500	-17.150	0.000
ハンチ慣性力	後 壁	水 平	6.600	0.500	0.000	-17.150

(2)土砂重量による慣性力

[1]浮力無し< >、[2]浮力有り< >

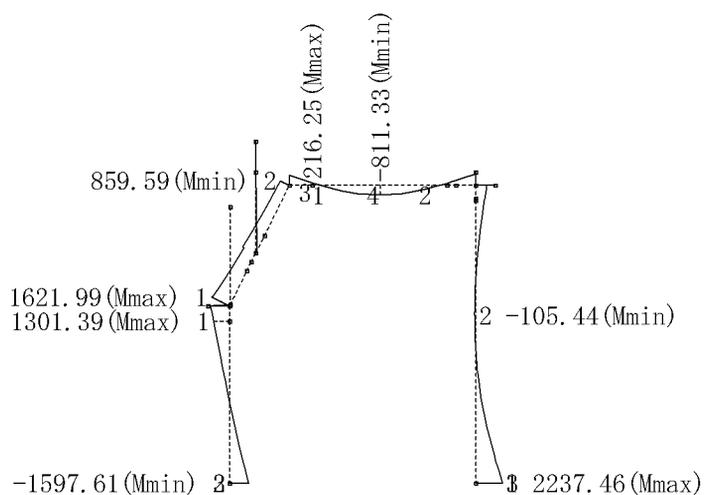


荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-149.142	-149.142

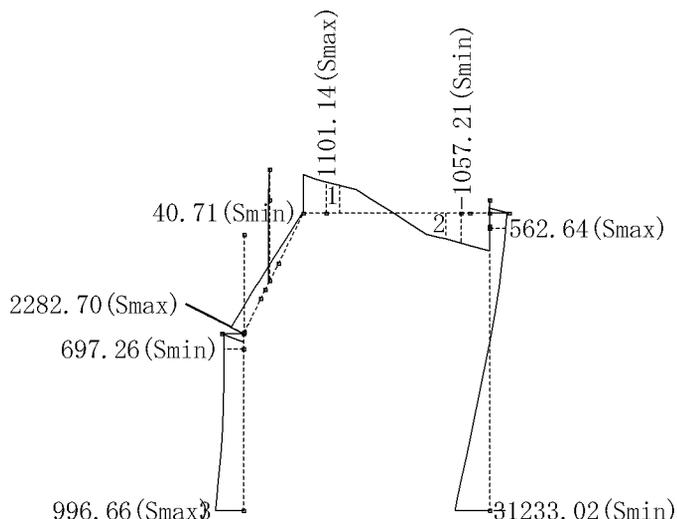
5.8 断面力の算定

[7]常時2(浮力無し)

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	1301.387	-1597.608	-1597.608
	軸 力	kN	6805.047	7742.172	7742.172
	せん断力	kN	-697.258	-996.664	-996.664
単位当り	モーメント	kN.m	130.139	-159.761	-159.761
	軸 力	kN	680.505	774.217	774.217
	せん断力	kN	-69.726	-99.666	-99.666

(2) 桁 受 台

番 号	単 位	1	2	
照査位置	m	0.000	3.075	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1621.989	859.589
	軸 力	kN	6124.524	1513.818
	せん断力	kN	2282.704	40.709
単位当り	モーメント	kN.m	162.199	85.959
	軸 力	kN	612.452	151.382
	せん断力	kN	228.270	4.071

(3) 頂 版

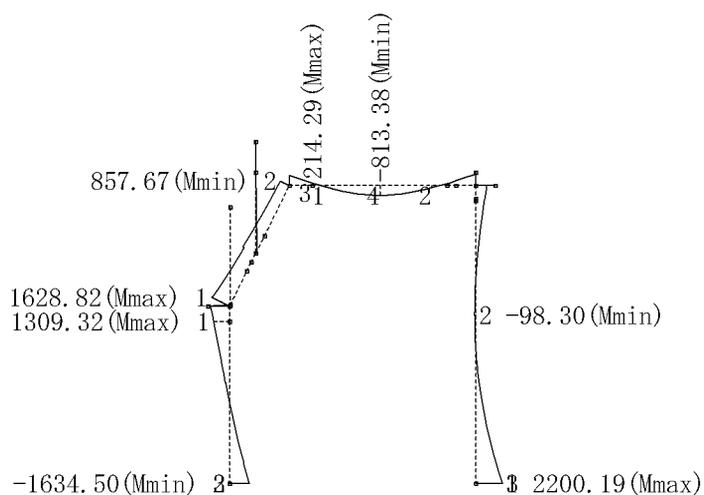
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	2.073	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-96.648	-164.067	216.246	-811.326
	軸 力	kN	640.588	640.588	640.588	640.588
	せん断力	kN	984.825	-910.495	1101.135	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-9.665	-16.407	21.625	-81.133
	軸 力	kN	64.059	64.059	64.059	64.059
	せん断力	kN	98.483	-91.049	110.114	0.000

(4) 後 壁

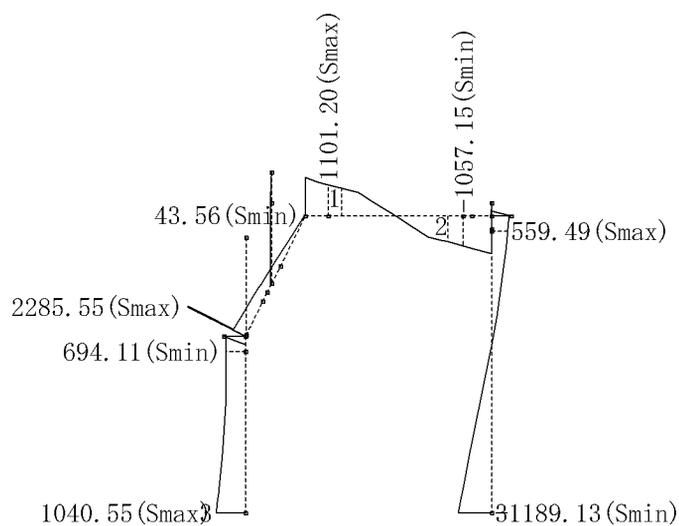
番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	2.974	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	2237.462	-105.443	2237.462
	軸 力	kN	3350.320	2205.895	3350.320
	せん断力	kN	-1233.017	0.000	-1233.017
単位当り	モーメント	kN.m	223.746	-10.544	223.746
	軸 力	kN	335.032	220.589	335.032
	せん断力	kN	-123.302	0.000	-123.302

[10]常時2(浮力有り)

1)曲げモーメント



2)せん断力



(1) 前 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅 当り	モーメント	kN.m	1309.319	-1634.503	-1634.503
	軸 力	kN	6805.114	7742.239	7742.239
	せん断力	kN	-694.109	-1040.554	-1040.554
単位 当り	モーメント	kN.m	130.932	-163.450	-163.450
	軸 力	kN	680.511	774.224	774.224
	せん断力	kN	-69.411	-104.055	-104.055

(2) 桁受台

番号	単位	1	2	
照査位置	m	0.000	3.075	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1628.819	857.667
	軸力	kN	6123.175	1512.468
	せん断力	kN	2285.550	43.556
単位当り	モーメント	kN.m	162.882	85.767
	軸力	kN	612.318	151.247
	せん断力	kN	228.555	4.356

(3) 頂版

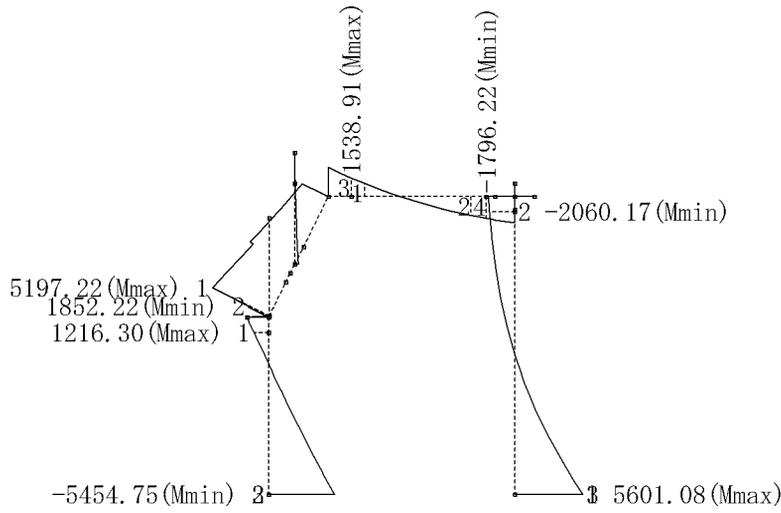
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	2.073	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-98.625	-166.206	214.289	-813.385
	軸力	kN	637.439	637.439	637.439	637.439
	せん断力	kN	984.891	-910.428	1101.201	0.000
単位当り	モーメント	kN.m	-9.863	-16.621	21.429	-81.338
	軸力	kN	63.744	63.744	63.744	63.744
	せん断力	kN	98.489	-91.043	110.120	0.000

(4) 後壁

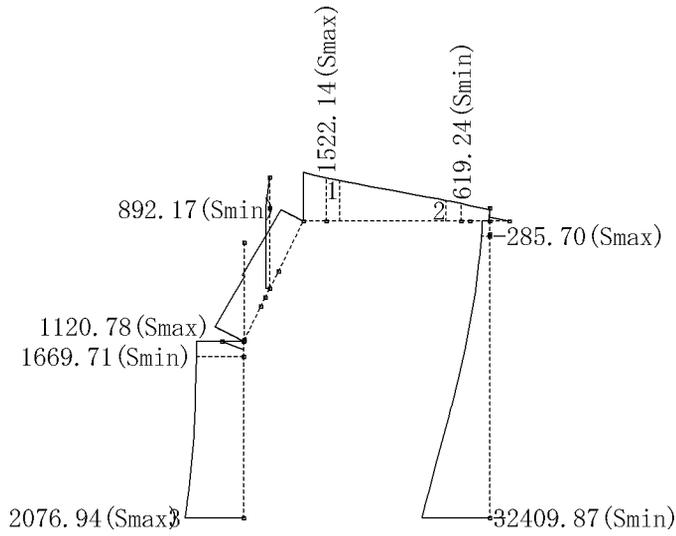
番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	2.963	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	2200.193	-98.297	2200.193
	軸力	kN	3350.254	2202.877	3350.254
	せん断力	kN	-1189.127	0.000	-1189.127
単位当り	モーメント	kN.m	220.019	-9.830	220.019
	軸力	kN	335.025	220.288	335.025
	せん断力	kN	-118.913	0.000	-118.913

[13]地震時1(浮力無し)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



(1) 前 壁

番 号	単 位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅 当り	モーメント	kN.m	1216.300	-5454.745	-5454.745
	軸 力	kN	6066.059	7003.184	7003.184
	せん断力	kN	-1669.707	-2076.936	-2076.936
単位 当り	モーメント	kN.m	121.630	-545.474	-545.474
	軸 力	kN	606.606	700.318	700.318
	せん断力	kN	-166.971	-207.694	-207.694

(2) 桁受台

番号	単位	1	2	
照査位置	m	0.022	0.022	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	5197.220	1852.220
	軸力	kN	2519.308	5873.410
	せん断力	kN	1118.810	1118.810
単位当り	モーメント	kN.m	519.722	185.222
	軸力	kN	251.931	587.341
	せん断力	kN	111.881	111.881

(3) 頂版

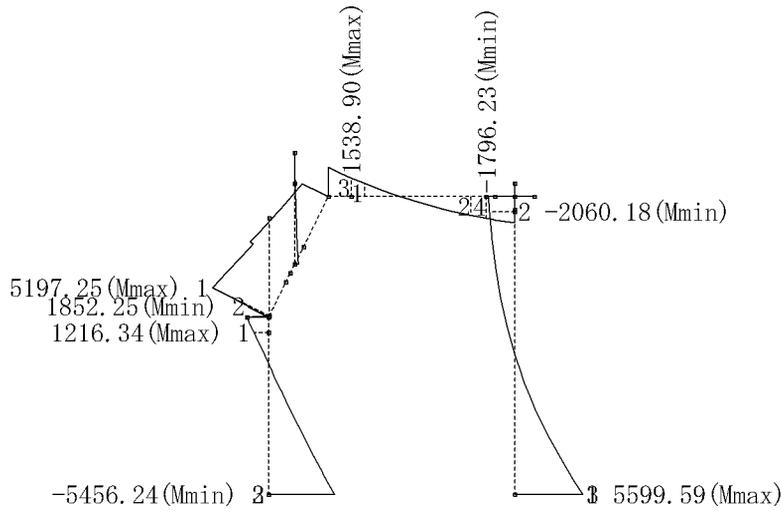
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	3.625	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1095.217	-1559.106	1538.912	-1796.219
	軸力	kN	-153.557	-203.978	-147.383	-211.181
	せん断力	kN	1435.829	730.964	1522.139	619.245
単位当り	モーメント	kN.m	109.522	-155.911	153.891	-179.622
	軸力	kN	-15.356	-20.398	-14.738	-21.118
	せん断力	kN	143.583	73.096	152.214	61.924

(4) 後壁

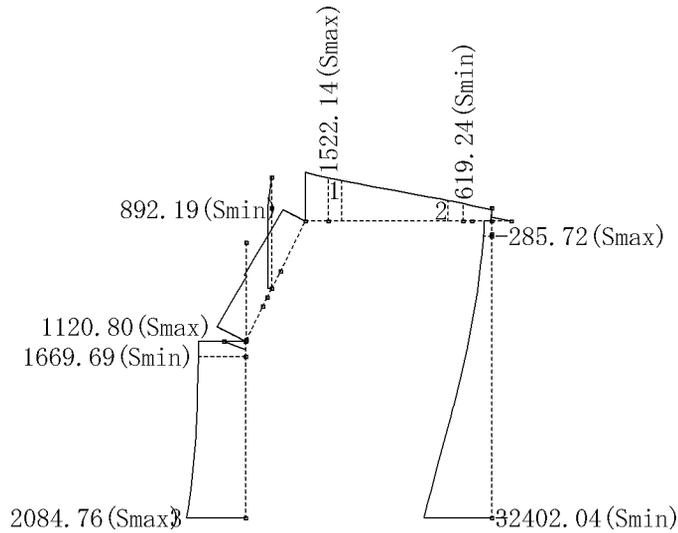
番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	0.350	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	5601.083	-2060.175	5601.083
	軸力	kN	1180.700	-272.150	1180.700
	せん断力	kN	-2409.866	-285.698	-2409.866
単位当り	モーメント	kN.m	560.108	-206.017	560.108
	軸力	kN	118.070	-27.215	118.070
	せん断力	kN	-240.987	-28.570	-240.987

[14]地震時1(浮力有り)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅 当り	モーメント	kN.m	1216.341	-5456.241	-5456.241
	軸力	kN	6066.060	7003.185	7003.185
	せん断力	kN	-1669.690	-2084.759	-2084.759
単位 当り	モーメント	kN.m	121.634	-545.624	-545.624
	軸力	kN	606.606	700.318	700.318
	せん断力	kN	-166.969	-208.476	-208.476

(2) 桁受台

番号	単位	1	2	
照査位置	m	0.022	0.022	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	5197.254	1852.255
	軸力	kN	2519.300	5873.402
	せん断力	kN	1118.825	1118.825
単位当り	モーメント	kN.m	519.725	185.225
	軸力	kN	251.930	587.340
	せん断力	kN	111.883	111.883

(3) 頂版

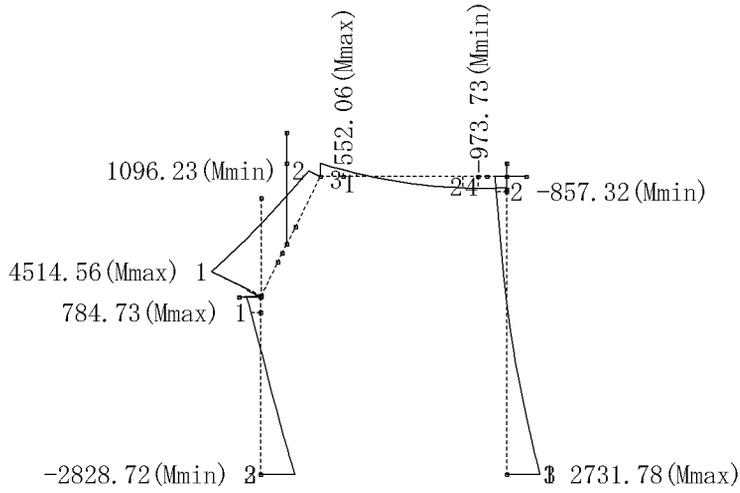
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	3.625	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	1095.204	-1559.119	1538.899	-1796.233
	軸力	kN	-153.574	-203.995	-147.400	-211.198
	せん断力	kN	1435.830	730.965	1522.140	619.245
単位当り	モーメント	kN.m	109.520	-155.912	153.890	-179.623
	軸力	kN	-15.357	-20.400	-14.740	-21.120
	せん断力	kN	143.583	73.096	152.214	61.924

(4) 後壁

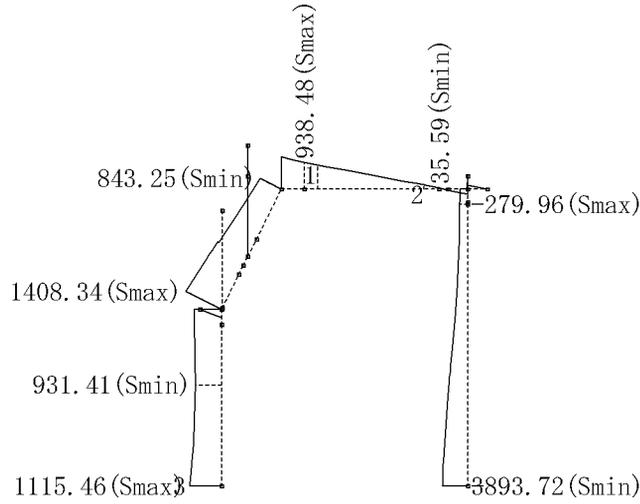
番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	0.350	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	5599.586	-2060.183	5599.586
	軸力	kN	1180.700	-272.150	1180.700
	せん断力	kN	-2402.043	-285.716	-2402.043
単位当り	モーメント	kN.m	559.959	-206.018	559.959
	軸力	kN	118.070	-27.215	118.070
	せん断力	kN	-240.204	-28.572	-240.204

[15]地震時2(浮力無し)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	784.734	-2828.725	-2828.725
	軸力	kN	5482.402	6419.527	6419.527
	せん断力	kN	-970.629	-1115.462	-1115.462
単位当り	モーメント	kN.m	78.473	-282.872	-282.872
	軸力	kN	548.240	641.953	641.953
	せん断力	kN	-97.063	-111.546	-111.546

(2) 桁受台

番号	単位	1	2	
照査位置	m	0.022	3.075	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	4514.564	1096.230
	軸力	kN	1723.747	872.000
	せん断力	kN	1404.834	843.248
単位当り	モーメント	kN.m	451.456	109.623
	軸力	kN	172.375	87.200
	せん断力	kN	140.483	84.325

(3) 頂版

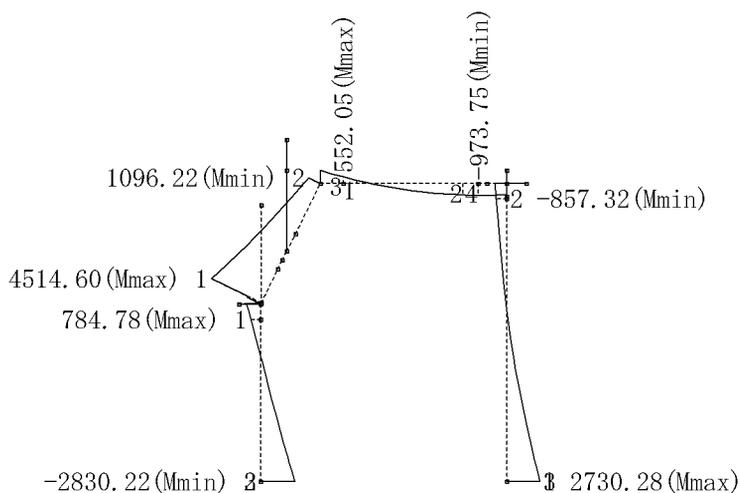
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	3.625	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	283.463	-940.899	552.061	-973.732
	軸力	kN	-337.821	-287.400	-343.995	-280.197
	せん断力	kN	852.172	147.307	938.482	35.587
単位当り	モーメント	kN.m	28.346	-94.090	55.206	-97.373
	軸力	kN	-33.782	-28.740	-34.399	-28.020
	せん断力	kN	85.217	14.731	93.848	3.559

(4) 後壁

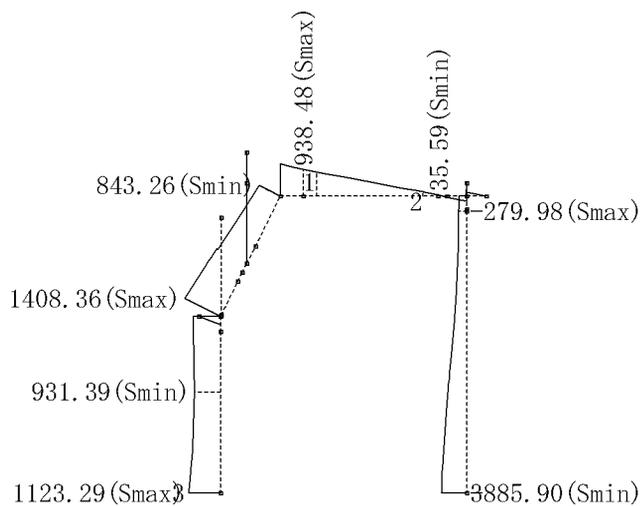
番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	0.350	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	2731.779	-857.317	2731.779
	軸力	kN	1764.358	311.508	1764.358
	せん断力	kN	-893.722	-279.961	-893.722
単位当り	モーメント	kN.m	273.178	-85.732	273.178
	軸力	kN	176.436	31.151	176.436
	せん断力	kN	-89.372	-27.996	-89.372

[16]地震時2(浮力有り)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



(1) 前 壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	0.350	4.050	4.050 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	784.775	-2830.220	-2830.220
	軸力	kN	5482.402	6419.527	6419.527
	せん断力	kN	-970.612	-1123.285	-1123.285
単位当り	モーメント	kN.m	78.478	-283.022	-283.022
	軸力	kN	548.240	641.953	641.953
	せん断力	kN	-97.061	-112.329	-112.329

(2) 桁受台

番号	単位	1	2	
照査位置	m	0.022	3.075	
照査位置名称		Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	4514.599	1096.217
	軸力	kN	1723.740	871.993
	せん断力	kN	1404.849	843.263
単位当り	モーメント	kN.m	451.460	109.622
	軸力	kN	172.374	87.199
	せん断力	kN	140.485	84.326

(3) 頂版

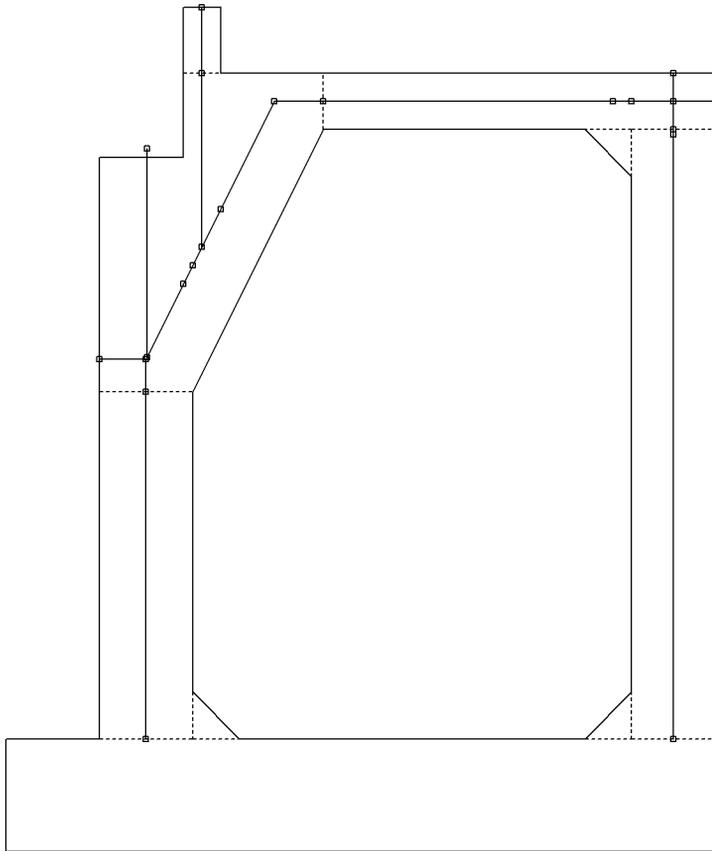
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	0.825 左格点より 0.825	3.275 左格点より 3.275	0.525	3.625	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	283.450	-940.912	552.048	-973.746
	軸力	kN	-337.838	-287.417	-344.012	-280.214
	せん断力	kN	852.172	147.307	938.482	35.587
単位当り	モーメント	kN.m	28.345	-94.091	55.205	-97.375
	軸力	kN	-33.784	-28.742	-34.401	-28.021
	せん断力	kN	85.217	14.731	93.848	3.559

(4) 後壁

番号	単位	1	2	3	
照査位置	m	6.800	0.350	6.800 下付根より 0.000	
照査位置名称		Mmax	Mmin	基部	
全幅当り	モーメント	kN.m	2730.281	-857.325	2730.281
	軸力	kN	1764.358	311.508	1764.358
	せん断力	kN	-885.899	-279.979	-885.899
単位当り	モーメント	kN.m	273.028	-85.732	273.028
	軸力	kN	176.436	31.151	176.436
	せん断力	kN	-88.590	-27.998	-88.590

5.9 断面計算

5.9.1 前 壁



1) 照査位置1: Mmax

照査位置		m	0.350
荷重名称			常時2(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	130.932
軸力	N	kN	680.511
せん断力	S	kN	-69.411
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1000.0
有効高	d	mm	850.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D16 × 4.00= 7.94 7.94
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00
使用鉄筋量		cm ²	7.94
M × 1.7		kN.m	222.584
ひび割れ曲げモーメント	M _c	kN.m	432.365
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	6.72
判定			
中立軸	X	mm	919.579
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.477
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	-1.676
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	180.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——
補正係数(有効高)	C _e		——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——
判定			——

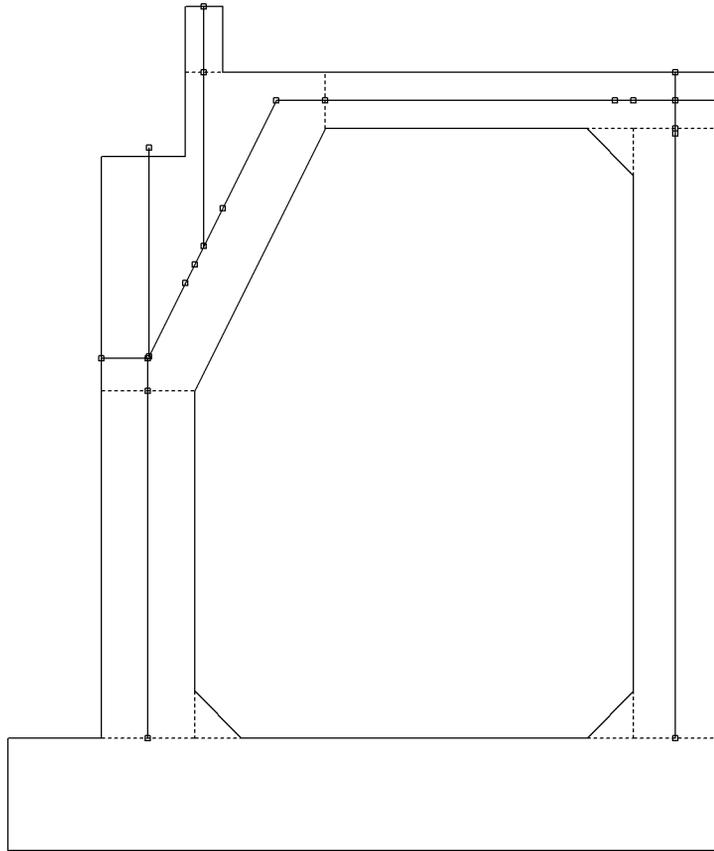
2)照査位置2: Mmin

照査位置		m	4.050	4.050
荷重名称			常時2(浮力有り)	地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-163.450	-545.624
軸力	N	kN	774.224	700.318
せん断力	S	kN	-104.055	-208.476
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	850.0	850.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D19 × 4.00=11.46 11.46	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm ²	11.46	11.46
M × 1.7		kN.m	277.866	927.561
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	447.984	435.666
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	7.65	5.00
判定				
中立軸	X	mm	865.440	252.636
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.788	8.174
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm ²	-0.478	289.929
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm ²	——	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——	——
補正係数(有効高)	C _e		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——	——
判定			——	——

1) 照査位置3: 基部

照査位置		m	4.050 (下付根より 0.000)	4.050 (下付根より 0.000)
荷重名称			常時2(浮力有り)	地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-163.450	-545.624
軸力	N	kN	774.224	700.318
せん断力	S	kN	-104.055	-208.476
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	850.0	850.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00	0.00
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D19 × 4.00=11.46 11.46	D19 × 4.00=11.46 11.46
使用鉄筋量		cm ²	11.46	11.46
M × 1.7		kN.m	277.866	927.561
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	447.984	435.666
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	7.65	5.00
判定				
中立軸	X	mm	865.440	252.636
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.788	8.174
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm ²	-0.478	289.929
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm ²	0.122	0.245
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.344	0.355
補正係数(有効高)	C _e		1.086	1.086
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		0.770	0.770
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		1.789	1.214
判定				

5.9.2 桁受台



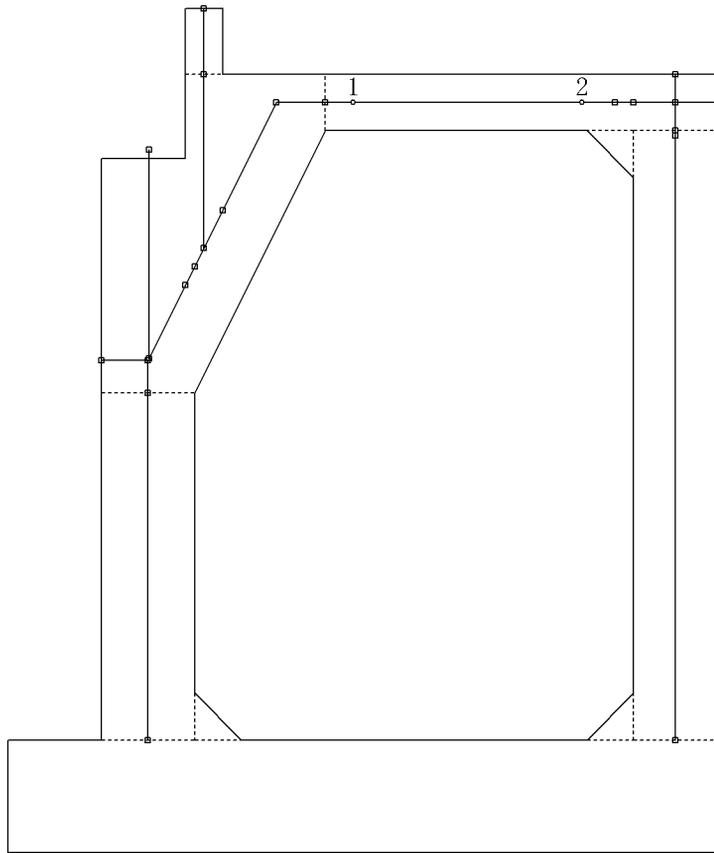
1)照査位置1: Mmax

照査位置		m	0.022	0.022
荷重名称			地震時1(浮力有り)	地震時2(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	519.725	451.460
軸力	N	kN	251.930	172.374
せん断力	S	kN	111.883	140.485
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1207.5	1207.5
有効高	d	mm	1057.5	1057.5
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48	D22 × 4.00=15.48 15.48
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm ²	15.48	15.48
M × 1.7		kN.m	883.533	767.482
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	515.723	499.713
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	10.21	11.05
判定				
中立軸	X	mm	247.782	236.540
圧縮応力度	c	N/mm ²	5.250	4.576
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm ²	257.318	238.233
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm ²	——	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——	——
補正係数(有効高)	C _e		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——	——
判定			——	——

2)照査位置2: Mmin

照査位置		m	0.022	3.075
荷重名称			地震時1(浮力有り)	地震時2(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	185.225	109.623
軸力	N	kN	587.340	87.200
せん断力	S	kN	111.883	84.325
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1207.5	1207.5
有効高	d	mm	1057.5	1057.5
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48	D22 × 4.00=15.48 15.48
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm ²	15.48	15.48
M × 1.7		kN.m	314.883	186.359
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	583.223	482.572
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	5.00	5.00
判定				
中立軸	X	mm	888.140	286.123
圧縮応力度	c	N/mm ²	1.336	1.084
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm ²	3.821	43.831
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm ²	——	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——	——
補正係数(有効高)	C _e		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——	——
判定			——	——

5.9.3 頂 版



1)照査位置1: せん断照査

照査位置		m	0.825 (左格点より 0.825)
荷重名称			常時2(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-9.863
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	98.489
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	600.0
有効高	d	mm	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48
使用鉄筋量		cm ²	——
M × 1.7		kN.m	——
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	——
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	——
判定			——
中立軸	X	mm	123.193
圧縮応力度	c	N/mm ²	——
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	——
判定			——
引張応力度	s	N/mm ²	——
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	——
判定			——
平均せん断応力度		N/mm ²	0.219
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.316
補正係数(有効高)	C _e		1.314
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		1.044
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		1.000
判定			

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	3.275 (左格点より 3.275)
荷重名称			常時2(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-16.407
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	-91.049
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	600.0
有効高	d	mm	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48
使用鉄筋量		cm ²	——
M × 1.7		kN.m	——
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	——
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	——
判定			——
中立軸	X	mm	123.193
圧縮応力度	c	N/mm ²	——
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	——
判定			——
引張応力度	s	N/mm ²	——
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	——
判定			——
平均せん断応力度		N/mm ²	0.202
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.316
補正係数(有効高)	C _e		1.314
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		1.044
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		1.000
判定			

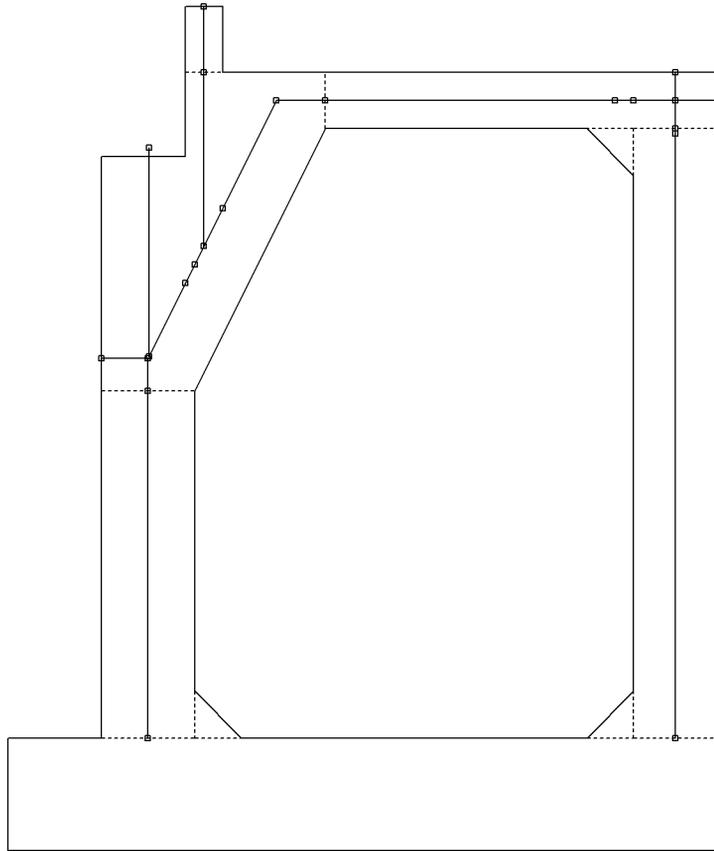
3)照査位置3: Mmax

照査位置		m	0.525
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	153.891
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	152.214
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	600.0
有効高	d	mm	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00
使用鉄筋量		cm ²	15.48
M × 1.7		kN.m	261.615
ひび割れ曲げモーメント	M _c	kN.m	114.821
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	7.51
判定			
中立軸	X	mm	123.193
圧縮応力度	c	N/mm ²	6.108
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	243.053
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——
補正係数(有効高)	C _e		——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——
判定			——

4) 照査位置4: Mmin

照査位置		m	3.625
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-179.623
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	61.924
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	600.0
有効高	d	mm	450.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A_s	cm ²	0.00
下面側 鉄筋量	A_s'	cm ²	D22 × 4.00=15.48 15.48
使用鉄筋量		cm ²	15.48
M × 1.7		kN.m	305.360
ひび割れ曲げモーメント	M_c	kN.m	114.821
最小鉄筋量	A_{min}	cm ²	7.51
判定			
中立軸	X	mm	123.193
圧縮応力度	c	N/mm ²	7.129
許容圧縮応力度	c_a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	283.693
許容引張応力度	s_a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	——
許容せん断応力度	a_1	N/mm ²	——
補正係数(有効高)	C_e		——
補正係数(引張主鉄筋比)	C_{pt}		——
補正係数(軸方向圧縮力)	C_N		——
判定			——

5.9.4 後 壁



(1) 曲げ応力度，せん断応力度の照査

1) 照査位置1: Mmax

照査位置		m	6.800
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	560.108
軸力	N	kN	118.070
せん断力	S	kN	-240.987
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	900.0
有効高	d	mm	750.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D29 × 4.00=25.70 25.70
使用鉄筋量		cm ²	25.70
M × 1.7		kN.m	952.184
ひび割れ曲げモーメント	M _c	kN.m	276.057
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	8.76
判定			
中立軸	X	mm	217.715
圧縮応力度	c	N/mm ²	8.076
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	296.165
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	——
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	——
補正係数(有効高)	C _e		——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——
判定			——

2)照査位置2: Mmin

照査位置		m	0.350
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-206.018
軸力	N	kN	-27.215
せん断力	S	kN	-28.572
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	900.0
有効高	d	mm	750.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D19 × 4.00=11.46 11.46
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00
使用鉄筋量		cm ²	11.46
M × 1.7		kN.m	350.231
ひび割れ曲げモーメント	M _c	kN.m	262.429
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	9.81
判定			
中立軸	X	mm	138.448
圧縮応力度	c	N/mm ²	4.061
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	269.048
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	———
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	———
補正係数(有効高)	C _e		———
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		———
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		———
判定			———

1)照査位置3: 基部

照査位置		m	6.800 (下付根より 0.000)
荷重名称			地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	560.108
軸力	N	kN	118.070
せん断力	S	kN	-240.987
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	900.0
有効高	d	mm	750.0
主鉄筋 前面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
背面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D29 × 4.00=25.70 25.70
使用鉄筋量		cm ²	25.70
M × 1.7		kN.m	952.184
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	276.057
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	8.76
判定			
中立軸	X	mm	217.715
圧縮応力度	c	N/mm ²	8.076
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	296.165
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	0.321
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.430
補正係数(有効高)	C _e		1.143
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		1.043
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		1.032
判定			

5.9.5 隅角部の照査

(1)後壁交差位置

1)引張応力度の最大値 $\sigma_{i,max}$ の算出

$$\sigma_{i,max} = \frac{5 \cdot M_o}{R^2 \cdot W}$$

ここに、

- $\sigma_{i,max}$: 引張応力度の最大値(N/mm²)
- M_o : 節点曲げモーメント(N.mm)
- R : 節点部対角線長 (mm), $R = 1414.214$
 $R^2 = a^2 + b^2$
- a : 鉛直部材の幅 (mm), $a = 1000.000$
- b : 水平部材の高さ (mm), $b = 1000.000$
- W : 節点奥行 (mm), $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	M_o (kN.m)	$\sigma_{i,max}$ (N/mm ²)
地震時1(浮力有り)	-215.380	-

2)補強鉄筋量の算出

$$A_s = \frac{2 \cdot M_o}{R \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、

- A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量(mm²)
- M_o : 節点曲げモーメント(N.mm)
- R : 節点部対角線長 (mm), $R = 1414.214$
 $R^2 = a^2 + b^2$
- a : 鉛直部材の幅 (mm), $a = 1000.000$
- b : 水平部材の高さ (mm), $b = 1000.000$
- σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	M_o (kN.m)	σ_{sa} (N/mm ²)	A_s (mm ²)
地震時1(浮力有り)	-215.380	300.000	-

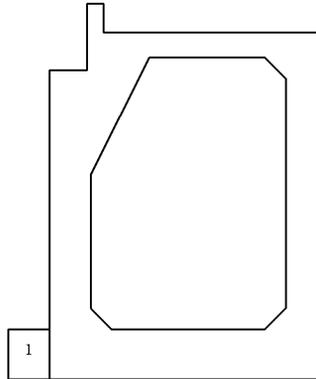
6章 前趾の設計

6.1 付け根位置の設計

6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.000 × 1.200 × 10.000	12.000	0.500	6.000	
		12.000	—	6.000	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 6.000 / 12.000 = 0.500 \text{ (m)}$$

6.1.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 12.000 = 294.000 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.500 \text{ (m)}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[1] 地震時1(浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位 } H_f = 1.500 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位 } H_r = 1.500 \text{ (m)}$$

$$\text{フーチング前面での水圧強度 } P_f = 14.700 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{フーチング背面での水圧強度 } P_r = 14.700 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上向きの水圧

$$P_u = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 147.000 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X_u = \frac{2 \cdot Pf + Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot B_j = 0.500 \quad (\text{m})$$

ここに、

- B_j : 橋軸方向フーチング幅 B_j = 1.000 (m)
 B_c : 直角方向フーチング幅 B_c = 10.000 (m)

下向きの水圧

水圧鉛直成分 PI = V_i · w = 29.400 (kN)
 作用位置 XI = (V_i · X_i) / V_i = 0.500 (m)

浮力

U = P_u - PI = 147.000 - 29.400 = 117.600 (kN)

作用位置

X = (P_u · X_u - PI · XI) / U = 0.500 (m)

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

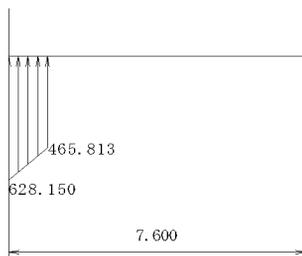
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

- q₁ : 前趾前面位置の地盤反力度
 q₂ : 前趾設計位置の地盤反力度
 L : 前趾設計張出長 L = 1.000 (m)
 B : 前趾直角方向幅 B = 10.000 (m)

[1]地震時1(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
628.150	465.813	-5469.817	0.525

6.1.4 断面力の集計

[1]地震時1(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN.m)
躯体自重	-294.000	0.500	-147.000

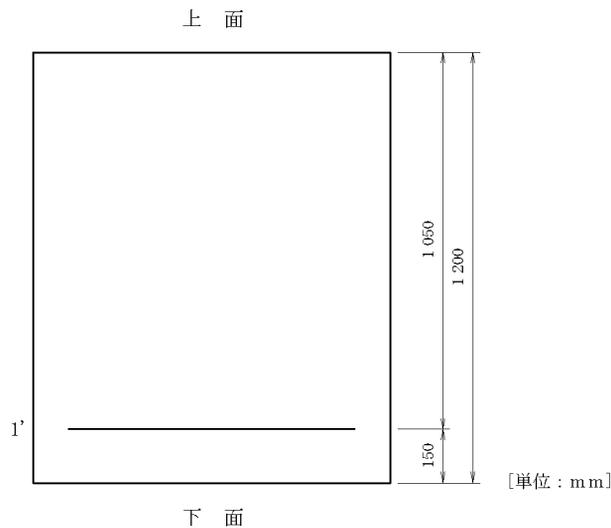
[1]地震時1(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
浮力	117.600	0.500	58.800
地盤反力	5469.817	0.525	2870.189
合計	5293.417	————	2781.990
単位幅当り	529.342	————	278.199

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.1.5 断面計算

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—
	2	—	—	—	—
下面	1'	15.0	D22	3.871	4.00
	2'	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント(N.mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数(mm³), Z_c = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), σ_{ck} = 24.00

N : 軸方向力(N), N = 0.0

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), A_c = b・h = 1200000.098

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), h = 1200.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
地震時1(浮力有り)	15.484	472.938 >	459.283	12.781

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x-d') + As \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

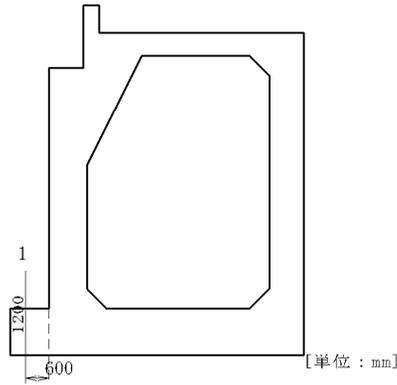
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 1200.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態(水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
地震時1(浮力有り)	278.199	19.893	2.846	12.000	182.624	300.000

6.2 せん断検討位置[1]の設計

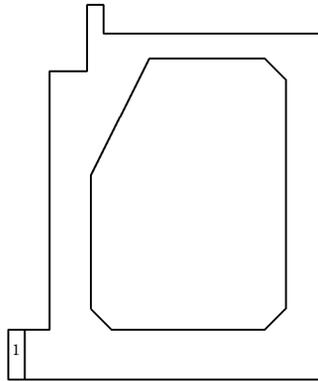
付け根からの距離 0.600 (m)



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.400 \times 1.200 \times 10.000$	4.800	0.200	0.960	
		4.800	—	0.960	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.960 / 4.800 = 0.200 \text{ (m)}$$

6.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.800 = 117.600 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.200 \text{ (m)}$$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

[1]地震時1(浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位 } H_f = 1.500 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位 } H_r = 1.500 \text{ (m)}$$

フーチング前面での水圧強度 Pf = 14.700 (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度 Pr = 14.700 (kN/m²)

上向きの水圧

$$P_u = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 58.800 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X_u = \frac{2 \cdot P_f + P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.200 \text{ (m)}$$

ここに、

B_j : 橋軸方向フーチング幅 B_j = 0.400 (m)

B_c : 直角方向フーチング幅 B_c = 10.000 (m)

下向きの水圧

水圧鉛直成分 P_i = V_i · w = 11.760 (kN)

作用位置 X_i = (V_i · X_i) / V_i = 0.200 (m)

浮力

$$U = P_u - P_i = 58.800 - 11.760 = 47.040 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = (P_u \cdot X_u - P_i \cdot X_i) / U = 0.200 \text{ (m)}$$

6.2.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

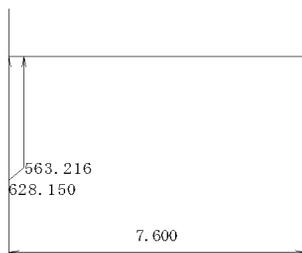
q₁ : 前趾前面位置の地盤反力度

q₂ : 前趾設計位置の地盤反力度

L : 前趾設計張出長 L = 0.400 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 10.000 (m)

[1]地震時1(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
628.150	563.216	-2382.731	0.204

6.2.4 断面力の集計

[1]地震時1(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-117.600	0.200	-23.520
浮力	47.040	0.200	9.408
地盤反力	2382.731	0.204	485.204
合計	2312.171	————	471.092
単位幅当り	231.217	————	47.109

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.2.5 断面計算

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \cdot \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N.mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 d' (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN.m)	M/d'・tan	S _h (kN)
地震時1(浮力有り)	105.000	262.500	52.556	231.217	47.109	0.000	231.217

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

- C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	C_{dc}
地震時1(浮力有り)	231.217	105.000	0.220	1.767	2.550	0.99	0.79	6.40

7章 底版中央部の設計

7.1 荷重の組み合わせ

基本ケース

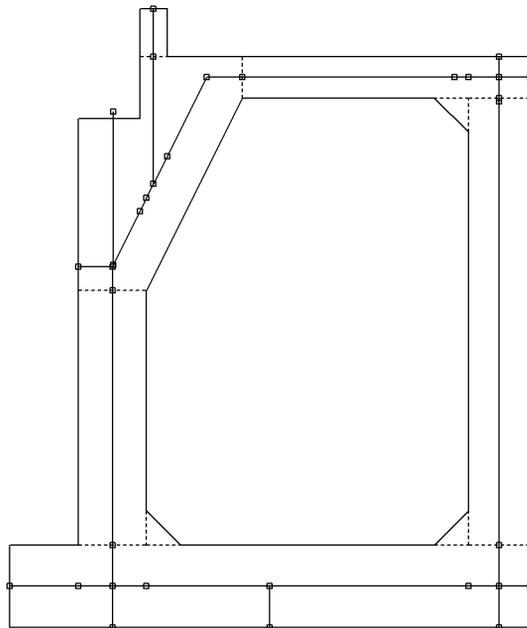
case	荷重種別	荷重ケース	備考
1 2 3 4	死荷重	[1]浮力無し [2]浮力有り [3]浮力無し [4]浮力有り	鉛直力(前土) 鉛直力(前土),浮力,水圧(前,背,内) 鉛直力(前土) 鉛直力(前土),浮力,水圧(前,背,内)
5 6 7	上部工反力、 地表面荷重	[1]常時(死) [2]常時(死活) [3]地震時	
8 9	常時土圧	[1]常時(死):浮力無し [2]常時(死活):浮力無し	
10 11	地震時土圧	[1]地震時:浮力無し< > [2]地震時:浮力無し< >	
12 13 14	温度荷重	[1]乾燥収縮 [2]温度上昇 [3]温度下降	
15 16 17 18	地震時荷重	[1]浮力無し< > [2]浮力有り< > [3]浮力無し< > [4]浮力有り< >	

組み合わせケース

CASE	荷重名称	基本ケース
1	常時1(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12
2	常時1+温上(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12 + 13
3	常時1+温下(浮力無し)	1 + 5 + 8 + 12 + 14
4	常時1(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12
5	常時1+温上(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12 + 13
6	常時1+温下(浮力有り)	2 + 5 + 8 + 12 + 14
7	常時2(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12
8	常時2+温上(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12 + 13
9	常時2+温下(浮力無し)	1 + 6 + 9 + 12 + 14
10	常時2(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12
11	常時2+温上(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12 + 13
12	常時2+温下(浮力有り)	2 + 6 + 9 + 12 + 14
13	地震時1(浮力無し)	3 + 7 + 10 + 12 + 15
14	地震時1(浮力有り)	4 + 7 + 10 + 12 + 16
15	地震時2(浮力無し)	3 + 7 + 11 + 12 + 17
16	地震時2(浮力有り)	4 + 7 + 11 + 12 + 18

7.2 死荷重

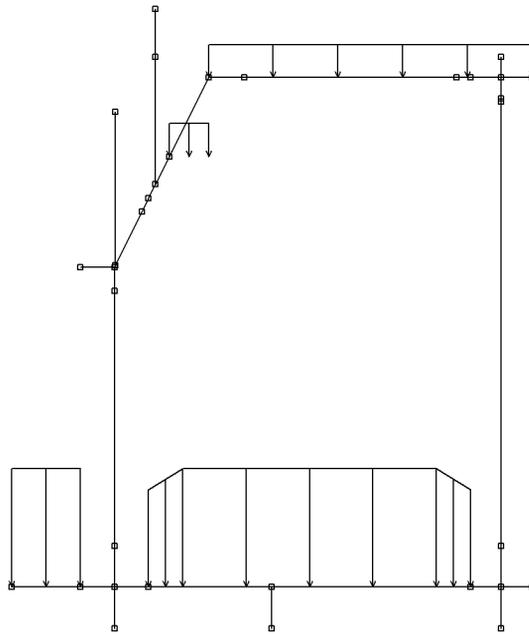
(1) 躯体自重



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (/m)	終点強度 (/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.525	404.250	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.525	3.100	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.625	0.200	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.825	0.450	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	4.275	0.450	147.000	147.000
底版重量	底版	鉛直	0.000	1.000	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	1.000	0.500	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	1.500	0.500	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	2.000	1.800	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	3.800	2.900	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	6.700	0.450	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	7.150	0.450	294.000	294.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.350	3.700	245.000	245.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	0.050	220.500	220.500
後壁重量	後壁	軸方向	0.650	6.450	220.500	220.500
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	0.700	98.000	98.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.000	0.500	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.500	0.010	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.510	0.390	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.900	0.100	833.000	833.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.000	0.100	833.000	784.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.100	0.200	784.000	686.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	686.000	404.250
ハンチ重量	底版	鉛直	2.000	0.500	122.500	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	3.325	0.500	0.000	122.500
ハンチ重量	底版	鉛直	6.200	0.500	0.000	122.500

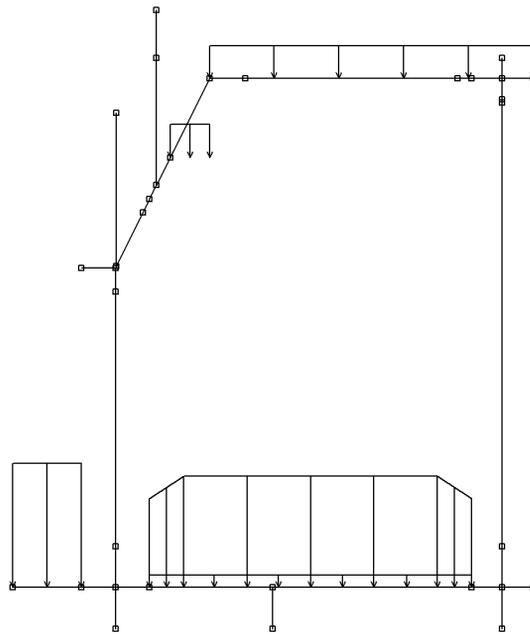
(2)土砂重量

[1]浮力無し、[3]浮力無し



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	0.000	4.725	140.700	140.700
頂版上土砂重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	140.700	140.700
前面土砂重量	底板	鉛直	0.000	1.000	504.000	504.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	2.000	0.500	414.000	504.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	2.500	3.700	504.000	504.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	6.200	0.500	504.000	414.000

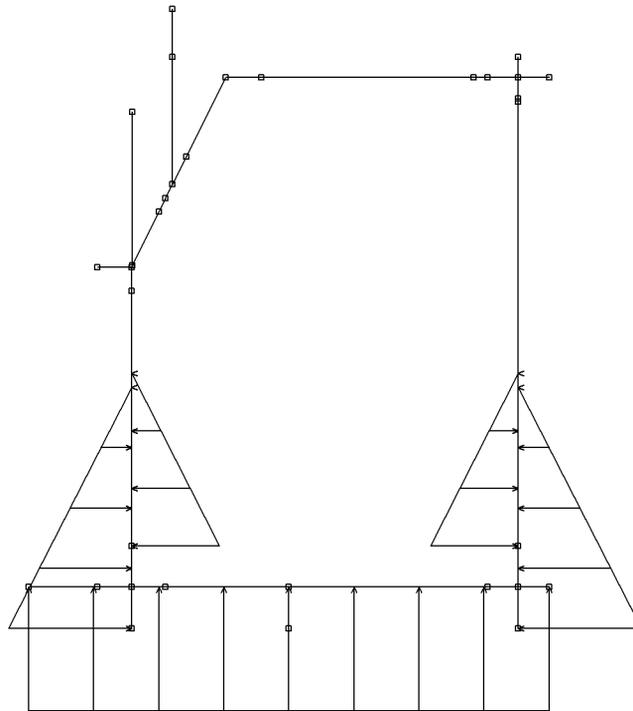
[2]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	0.000	4.725	140.700	140.700
頂版上土砂重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	140.700	140.700
前面土砂重量	底版	鉛直	0.000	1.000	527.000	527.000
中詰土砂重量	底版	鉛直	2.000	4.700	54.000	54.000
中詰土砂重量	底版	鉛直	2.000	0.500	380.000	475.000
中詰土砂重量	底版	鉛直	2.500	3.700	475.000	475.000
中詰土砂重量	底版	鉛直	6.200	0.500	475.000	380.000

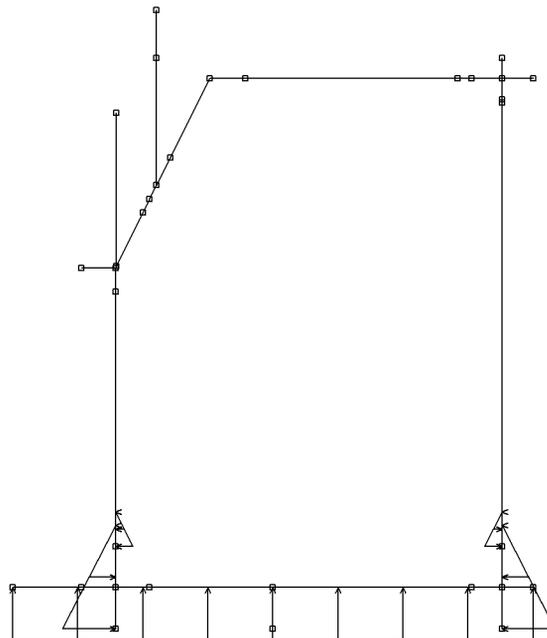
(3)水圧,浮力,水重

[2]浮力有り



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
浮力	底板	鉛直	0.000	7.600	-343.000	-343.000
前面水圧	前壁	水平	1.750	3.500	0.000	343.000
背面水圧	後壁	水平	4.800	3.500	0.000	-343.000
内部水圧	前壁	水平	1.550	2.500	0.000	-245.000
内部水圧	後壁	水平	4.600	2.500	0.000	245.000

[4]浮力有り



荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
浮力	底板	鉛直	0.000	7.600	-147.000	-147.000
前面水圧	前壁	水平	3.750	1.500	0.000	147.000
背面水圧	後壁	水平	6.800	1.500	0.000	-147.000
内部水圧	前壁	水平	3.550	0.500	0.000	-49.000
内部水圧	後壁	水平	6.600	0.500	0.000	49.000

7.3 上部工反力、地表面荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

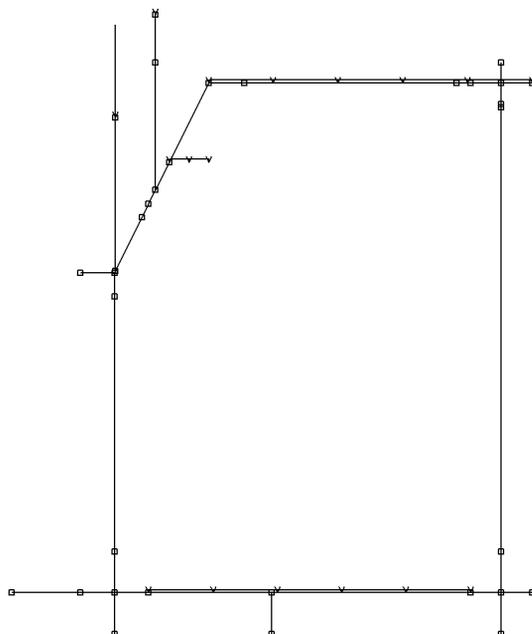
$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- ql : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 10.000 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1]常時(死)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
qd	10.000	1.900	5.700	570.000	4.750



上部工反力

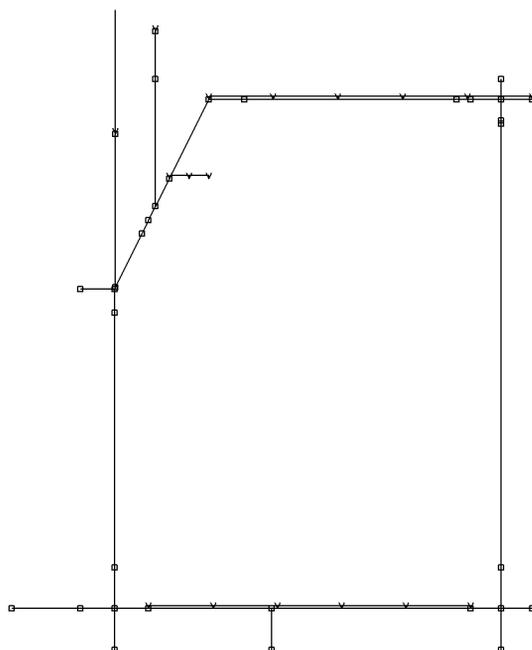
荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000

載荷荷重(c)

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重D	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
内部載荷	底 版	鉛 直	2.000	4.700	100.000	100.000

[2]常時(死活)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
qd	10.000	1.900	5.700	570.000	4.750
ql(a)	10.000	1.900	5.700	570.000	4.750
ql(b)	10.000	2.300	5.300	530.000	4.950
ql(c)					



上部工反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	4000.000	0.000

載荷荷重 (a)

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重D	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
載荷荷重L	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重L	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
内部載荷	底 版	鉛 直	2.000	4.700	100.000	100.000

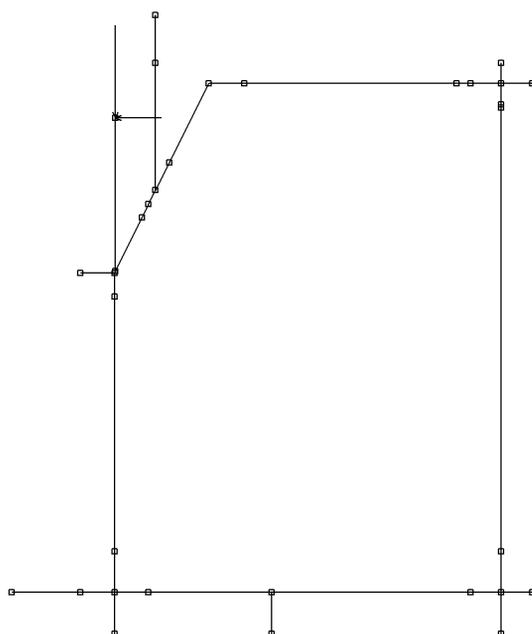
載荷荷重 (b)

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重D	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
載荷荷重L	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重L	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
内部載荷	底 版	鉛 直	2.000	4.700	100.000	100.000

載荷荷重 (c)

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
載荷荷重D	胸 壁	鉛 直	0.000	0.000	40.000	0.000
載荷荷重D	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	100.000	100.000
載荷荷重D	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	100.000	100.000
内部載荷	底 版	鉛 直	2.000	4.700	100.000	100.000

[3]地震時



上部工反力

荷重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-1500.000	0.000	0.000

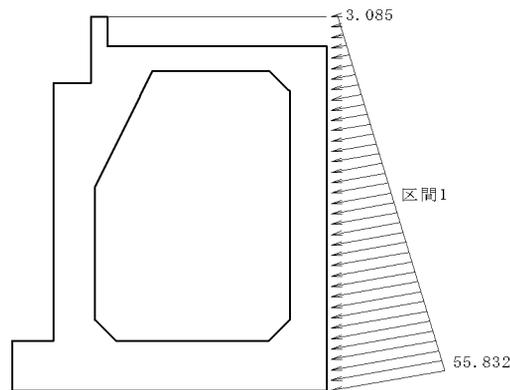
7.4 常時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2)土圧力

[1]常時(死):浮力無し



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

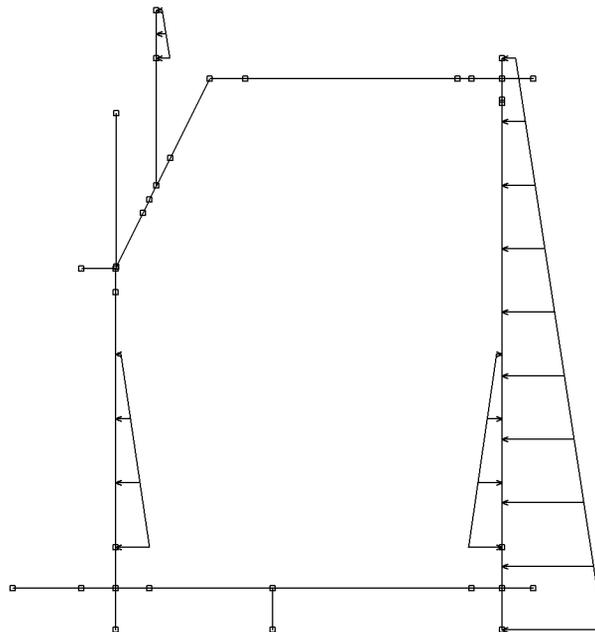
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下) 背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上) [2]水位より上の土圧強度(下) [3]水位より下の土圧強度(上) [4]水位より下の土圧強度(下)		3.085 55.832 0.000 0.000

3)中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

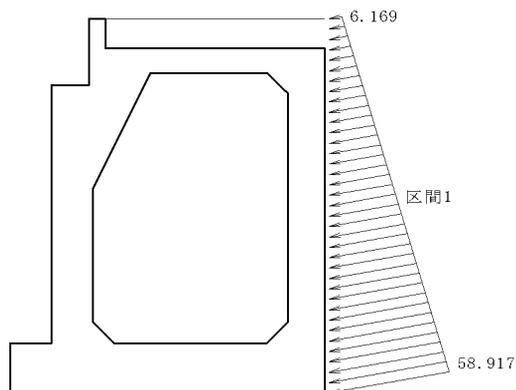
4)中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000	10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.30847 0.30847 0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		3.085 18.631 0.000 0.000	3.085 18.631 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	-30.378	-70.781
背面土圧	頂版	鉛 直	4.725	0.000	6.243	0.000
背面土圧	後壁	水 平	0.000	8.300	-70.781	-549.841
背面土圧	底板	鉛 直	7.600	0.000	454.144	0.000
内部土圧	底前壁	水 平	1.250	2.800	-30.378	-183.483
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	30.378	183.483

[2]常時(死活):浮力無し



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	20.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

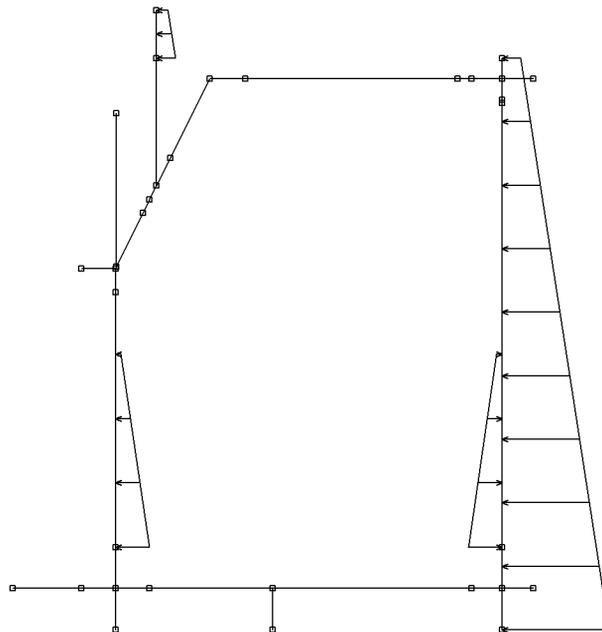
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 Kl1	0.30847 0.30847
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 Kl2	0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上)		6.169
	[2]水位より上の土圧強度(下)		58.917
	[3]水位より下の土圧強度(上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度(下)		0.000

3)中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

4)中詰め土による土圧算出結果

項 目		前面	背面	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		10.000	10.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000	6.700
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2	0.30847 0.30847 0.30847 0.30847
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		3.085 18.631 0.000 0.000	3.085 18.631 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	-60.756	-101.159
背面土圧	頂版	鉛 直	4.725	0.000	9.992	0.000
背面土圧	後壁	水 平	0.000	8.300	-101.159	-580.219
背面土圧	底板	鉛 直	7.600	0.000	498.603	0.000
内部土圧	底前壁	水 平	1.250	2.800	-30.378	-183.483
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	30.378	183.483

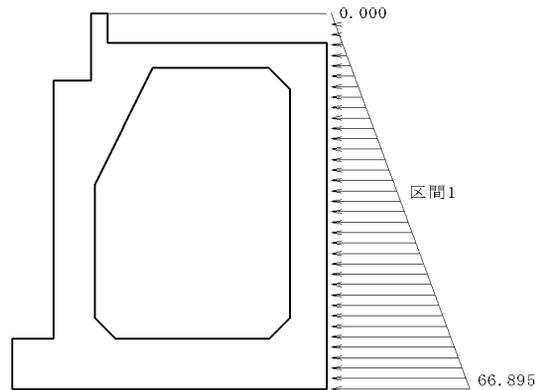
7.5 地震時土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	10.000
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧力

[1] 地震時: 浮力無し < >



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

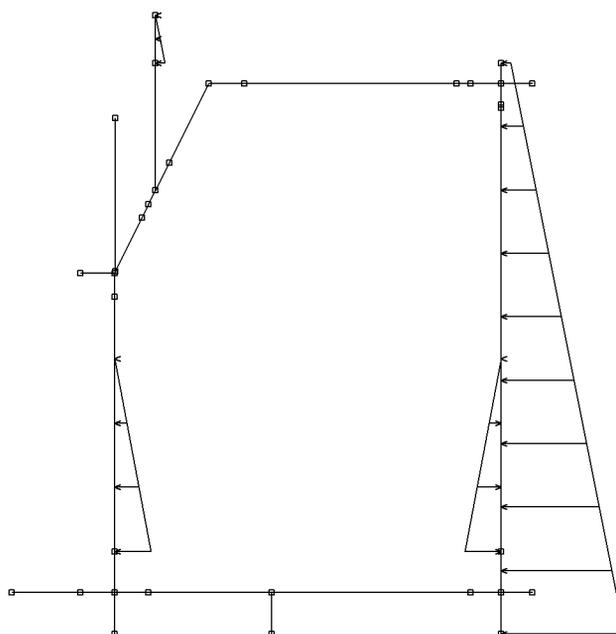
項 目		区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	9.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	19.000 20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数(上) (下)	Ku1 K11	0.39120 0.39120
	背面水位より下の土圧係数(上) (下)	Ku2 K12	0.39120 0.39120
土 圧 強 度	[1] 水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2] 水位より上の土圧強度 (下)		66.895
	[3] 水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4] 水位より下の土圧強度 (下)		0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

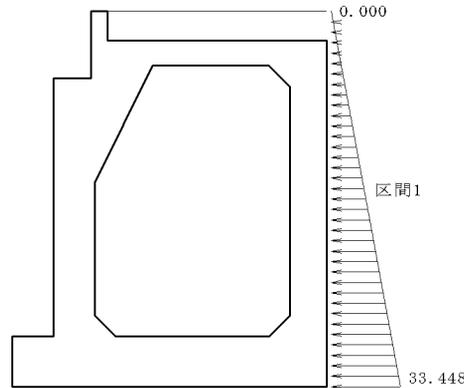
4) 中詰め土による土圧算出結果

	項 目	前面	背面
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.716 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水 平	0.000	0.700	0.000	-52.030
背面土圧	後壁	水 平	0.000	8.300	-52.030	-668.952
内部土圧	前後壁	水 平	1.250	2.800	0.000	-197.165
内部土圧	後壁	水 平	4.300	2.800	0.000	197.165

[2]地震時:浮力無し< >



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	9.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
背面土圧の有効率		0.500

2)土圧算出結果

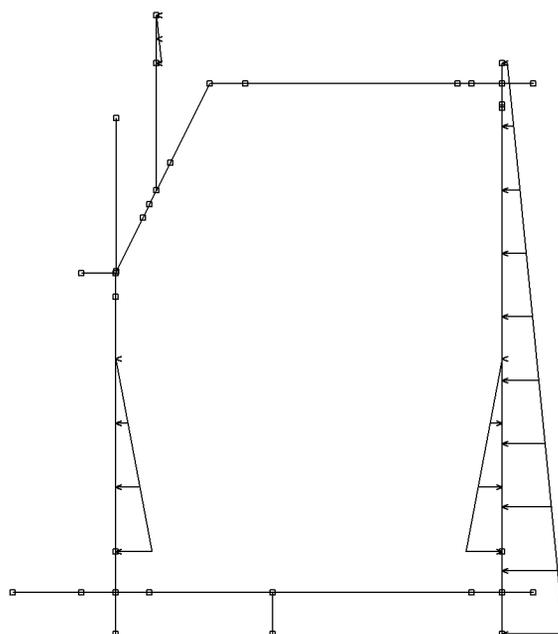
	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上)	HU(m)	9.000
	(下)	HL(m)	0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ	h1(m)	9.000
	算出区間の背面水位より下の高さ	h2(m)	0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
	算出区間の土圧を考慮しない高さ	hr(m)	0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
土圧係数	単位体積重量(湿潤)	t	19.000
	(飽和)	sat	20.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	7.600
土圧強度	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1	0.39120
	(下)	KI1	0.39120
	背面水位より下の土圧係数 (上)	Ku2	0.39120
	(下)	KI2	0.39120
	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		33.448
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000

3) 中詰め土による土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
内部水位より上の高さ	H1 (m)	2.800
内部水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
内部水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000
地震動と反対方向の土圧の有効率		1.000
地震動と反対方向の土圧の扱い		地震時土圧

4) 中詰め土による土圧算出結果

	項 目	前面	背面
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	2.800 0.000
	算出区間の内部水位より上の高さ 算出区間の内部水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	2.800 0.000
	算出区間の内部水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和) (kN/m ³)	t sat	18.000 19.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	2.000
	土圧係数	内部水位より上の土圧係数 (上) (下) 内部水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 19.716 0.000 0.000



荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸 壁	水 平	0.000	0.700	0.000	-26.015
背面土圧	後 壁	水 平	0.000	8.300	-26.015	-334.476
内部土圧	前 壁	水 平	1.250	2.800	0.000	-197.165
内部土圧	後 壁	水 平	4.300	2.800	0.000	197.165

7.6 温度荷重

[1] 乾燥収縮

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
乾燥収縮	頂 版	-20.000
乾燥収縮	桁受台	-20.000
乾燥収縮	前 壁	-20.000
乾燥収縮	後 壁	-20.000

[2] 温度上昇

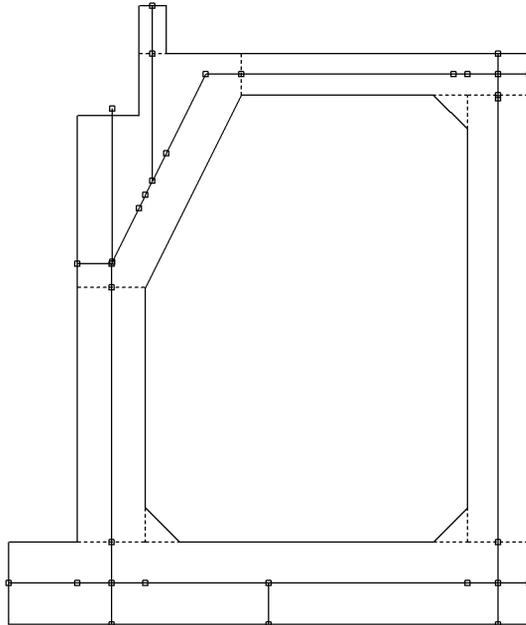
荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	10.000
温度荷重	桁受台	10.000
温度荷重	前 壁	10.000
温度荷重	後 壁	10.000

[3] 温度下降

荷 重	載荷部材	温 度 (度)
温度荷重	頂 版	-10.000
温度荷重	桁受台	-10.000
温度荷重	前 壁	-10.000
温度荷重	後 壁	-10.000

7.7 地震時荷重

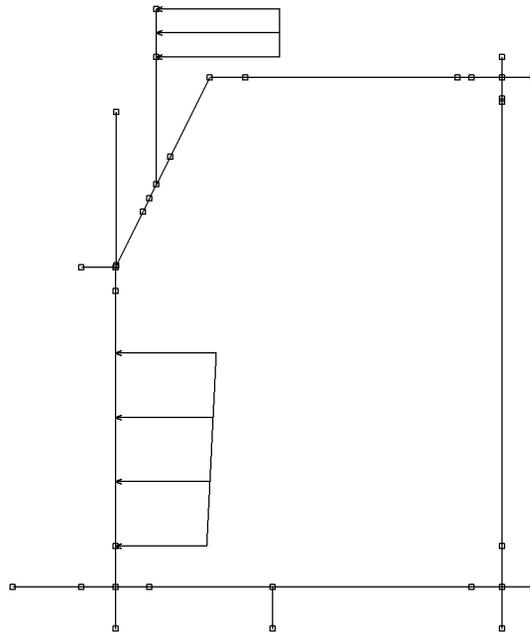
(1) 躯体自重による慣性力



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂版	水平	0.000	0.525	-56.595	-20.580
頂版慣性力	頂版	水平	0.525	3.100	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂版	水平	3.625	0.200	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂版	水平	3.825	0.450	-20.580	-20.580
頂版慣性力	頂版	水平	4.275	0.450	-20.580	-20.580
底版慣性力	底版	水平	0.000	1.000	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	1.000	0.500	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	1.500	0.500	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	2.000	1.800	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	3.800	2.900	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	6.700	0.450	-41.160	-41.160
底版慣性力	底版	水平	7.150	0.450	-41.160	-41.160
前壁慣性力	前壁	水平	0.350	3.700	-34.300	-34.300
後壁慣性力	後壁	水平	0.600	0.050	-30.870	-30.870
後壁慣性力	後壁	水平	0.650	6.450	-30.870	-30.870
胸壁慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-13.720	-13.720
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.000	0.500	-85.750	-85.750
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.000	0.020	-42.875	-42.875
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.020	0.780	-42.875	-42.875
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.800	0.200	-58.310	-58.310
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.000	0.200	-58.310	-54.880
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.200	0.400	-54.880	-48.020
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.600	1.150	-48.020	-28.297
ハンチ慣性力	前壁	水平	3.550	0.500	0.000	-17.150
ハンチ慣性力	後壁	水平	0.600	0.500	-17.150	0.000
ハンチ慣性力	後壁	水平	6.600	0.500	0.000	-17.150

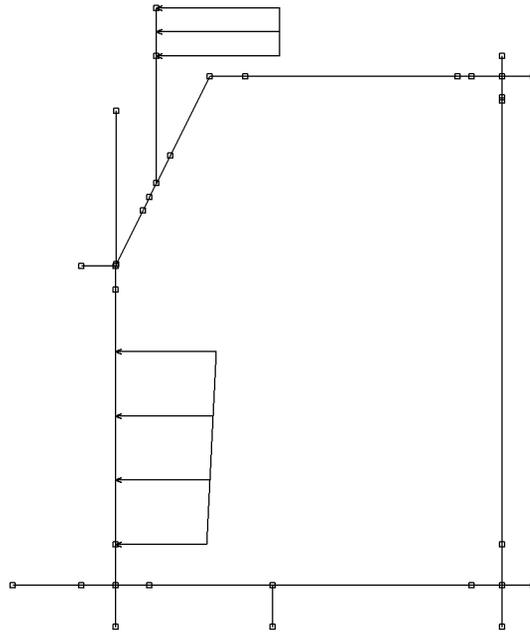
(2)土砂重量による慣性力

[1]浮力無し< >



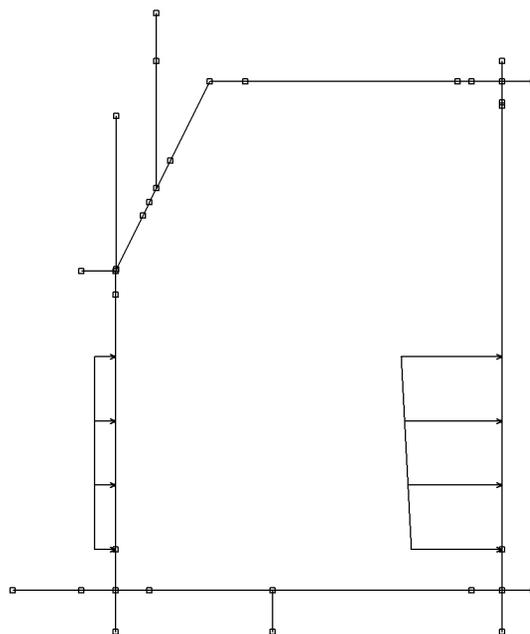
荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-149.142	-149.142
中詰土砂慣性力	前壁	水平	1.250	2.800	-122.136	-110.244

[2]浮力有り< >



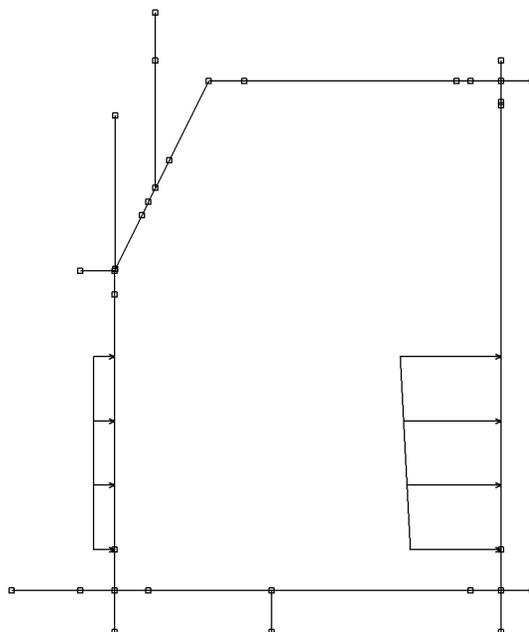
荷重	载荷部材	载荷方向	始点位置 (m)	载荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-149.142	-149.142
中詰土砂慣性力	前壁	水平	1.250	2.800	-122.136	-110.244

[3]浮力無し< >



荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
前面土砂慣性力	前壁	水平	1.250	2.800	25.200	25.200
中詰土砂慣性力	後壁	水平	4.300	2.800	122.136	110.244

[4]浮力有り< >

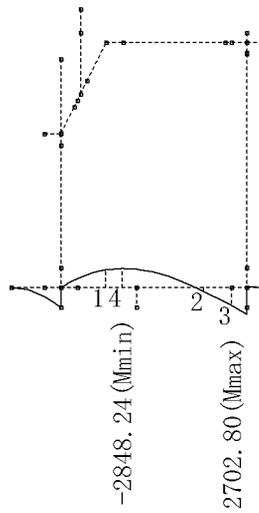


荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
前面土砂慣性力	前壁	水平	1.250	2.800	25.200	25.200
中詰土砂慣性力	後壁	水平	4.300	2.800	122.136	110.244

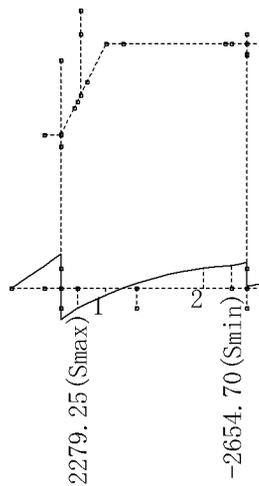
7.8 断面力の算定

[7]常時2(浮力無し)a

1) 曲げモーメント



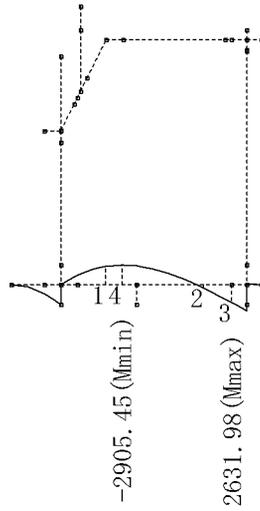
2) せん断力



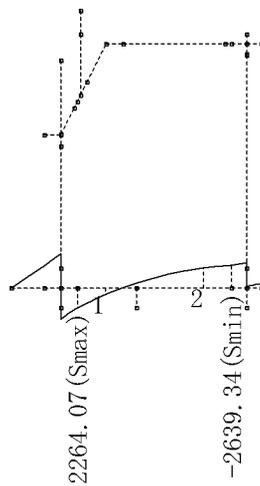
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	1.850	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅 当り	モーメント	kN.m	-2645.534	547.017	2702.801	-2848.235
	軸力	kN	544.746	544.746	544.746	544.746
	せん断力	kN	-791.142	2368.564	2654.702	-34.965
単位 当り	モーメント	kN.m	-264.553	54.702	270.280	-284.824
	軸力	kN	54.475	54.475	54.475	54.475
	せん断力	kN	-79.114	236.856	265.470	-3.497

[10]常時2(浮力有り)a

1)曲げモーメント



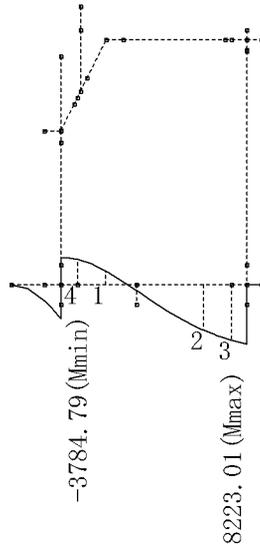
2)せん断力



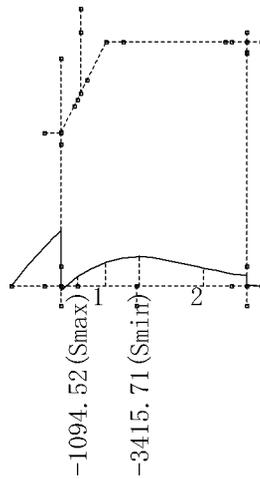
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	1.850	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全 幅 当 り	モーメント	kN.m	-2707.445	487.312	2631.980	-2905.455
	軸 力	kN	841.896	841.896	841.896	841.896
	せん断力	kN	-780.117	2358.491	2639.337	-27.240
単 位 当 り	モーメント	kN.m	-270.745	48.731	263.198	-290.545
	軸 力	kN	84.190	84.190	84.190	84.190
	せん断力	kN	-78.012	235.849	263.934	-2.724

[13]地震時1(浮力無し)

1)曲げモーメント



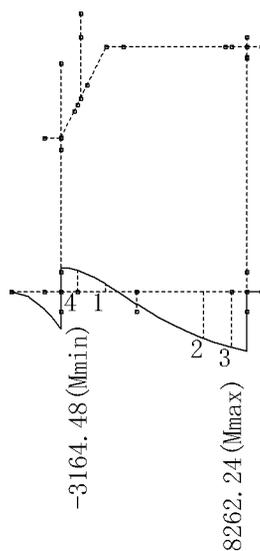
2)せん断力



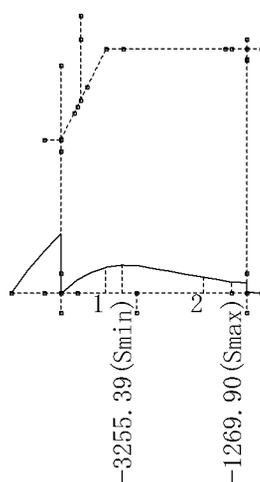
番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	0.500	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-2100.739	6737.309	8223.010	-3784.790
	軸 力	kN	429.653	306.173	271.187	464.639
	せん断力	kN	2714.695	2088.627	1402.202	1094.517
単位当り	モーメント	kN.m	-210.074	673.731	822.301	-378.479
	軸 力	kN	42.965	30.617	27.119	46.464
	せん断力	kN	271.470	208.863	140.220	109.452

[14]地震時1(浮力有り)

1)曲げモーメント



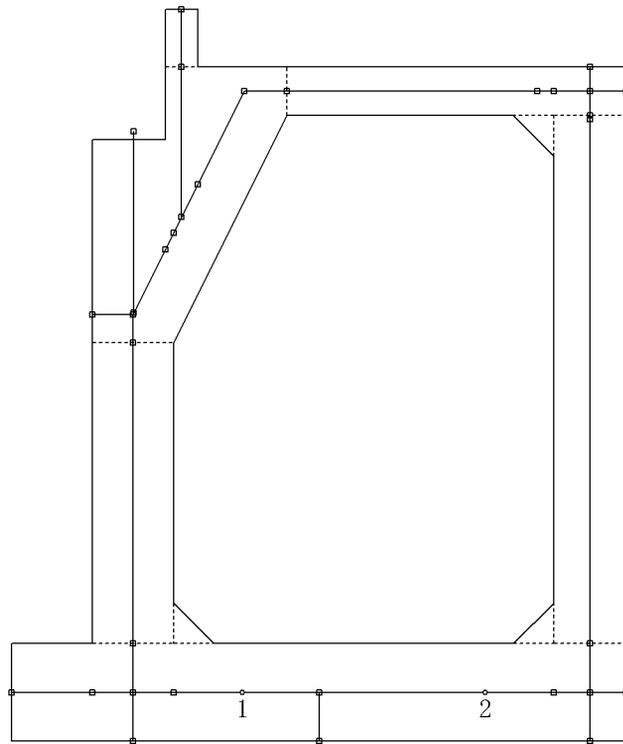
2)せん断力



番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	0.500	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-1175.309	6941.147	8262.242	-3164.477
	軸力	kN	527.670	404.190	369.204	562.656
	せん断力	kN	2958.860	1834.377	1269.902	1530.231
単位当り	モーメント	kN.m	-117.531	694.115	826.224	-316.448
	軸力	kN	52.767	40.419	36.920	56.266
	せん断力	kN	295.886	183.438	126.990	153.023

7.9 断面計算

7.9.1 底版中央部



(1) 曲げ応力度，せん断応力度の照査

1) 照査位置1: せん断照査

照査位置		m	1.350 (左格点より 1.350)
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	-117.531
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	295.886
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D25 × 4.00=20.27 20.27
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00
使用鉄筋量		cm ²	——
M × 1.7		kN.m	——
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	——
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	——
判定			——
中立軸	X	mm	224.121
圧縮応力度	c	N/mm ²	——
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	——
判定			——
引張応力度	s	N/mm ²	——
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	——
判定			——
平均せん断応力度		N/mm ²	0.282
許容せん断応力度	a _t	N/mm ²	0.308
補正係数(有効高)	C _e		0.993
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		0.886
補正係数(軸方向圧縮力)	C _v		1.000
判定			

2)照査位置2: せん断照査

照査位置		m	4.350 (左格点より 4.350)
荷重名称			常時2(浮力無し)a
曲げモーメント	M	kN.m	54.702
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	236.856
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D22 × 8.00=30.97 30.97
使用鉄筋量		cm ²	——
M × 1.7		kN.m	——
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	——
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	——
判定			——
中立軸	X	mm	269.238
圧縮応力度	c	N/mm ²	——
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	——
判定			——
引張応力度	s	N/mm ²	——
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	——
判定			——
平均せん断応力度		N/mm ²	0.226
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	0.227
補正係数(有効高)	C _e		0.993
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		0.995
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		1.000
判定			

3)照査位置3: Mmax

照査位置		m	5.200
荷重名称			地震時1(浮力有り)
曲げモーメント	M	kN.m	826.224
軸力	N	kN	0.000
せん断力	S	kN	126.990
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	1200.0
有効高	d	mm	1050.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	0.00
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	D22 × 8.00=30.97 30.97
使用鉄筋量		cm ²	30.97
M × 1.7		kN.m	1404.581
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	459.283
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	12.78
判定			
中立軸	X	mm	269.238
圧縮応力度	c	N/mm ²	6.388
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	12.000
判定			
引張応力度	s	N/mm ²	277.876
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	300.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm ²	———
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	———
補正係数(有効高)	C _e		———
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		———
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		———
判定			———

4)照査位置4: Mmin

照査位置		m	1.850	0.500
荷重名称			常時2(浮力有り)a	地震時1(浮力無し)
曲げモーメント	M	kN.m	-290.545	-378.479
軸力	N	kN	0.000	0.000
せん断力	S	kN	-2.724	109.452
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1200.0	1200.0
有効高	d	mm	1050.0	1050.0
主鉄筋 上面側 鉄筋量	A _s	cm ²	D25 × 4.00=20.27 20.27	D25 × 4.00=20.27 20.27
下面側 鉄筋量	A _s '	cm ²	0.00	0.00
使用鉄筋量		cm ²	20.27	20.27
M × 1.7		kN.m	493.927	643.414
ひび割れ曲げモーメント	Mc	kN.m	459.283	459.283
最小鉄筋量	A _{min}	cm ²	12.78	12.78
判定				
中立軸	X	mm	224.121	224.121
圧縮応力度	c	N/mm ²	2.659	3.464
許容圧縮応力度	c _a	N/mm ²	8.000	12.000
判定				
引張応力度	s	N/mm ²	146.977	191.460
許容引張応力度	s _a	N/mm ²	180.000	300.000
判定				
平均せん断応力度		N/mm ²	——	——
許容せん断応力度	a ₁	N/mm ²	——	——
補正係数(有効高)	C _e		——	——
補正係数(引張主鉄筋比)	C _{pt}		——	——
補正係数(軸方向圧縮力)	C _N		——	——
判定			——	——

7.9.2 隅角部の照査

(1)後壁交差位置

1)引張応力度の最大値 $\sigma_{i,max}$ の算出

$$\sigma_{i,max} = \frac{5 \cdot M_o}{R^2 \cdot W}$$

ここに、

- $\sigma_{i,max}$: 引張応力度の最大値(N/mm²)
- M_o : 節点曲げモーメント(N.mm)
- R : 節点部対角線長 (mm), $R = 1838.477$
 $R^2 = a^2 + b^2$
- a : 鉛直部材の幅 (mm), $a = 1300.000$
- b : 水平部材の高さ (mm), $b = 1300.000$
- W : 節点奥行 (mm), $W = 1000.000$

荷重状態(水 位)	M_o (kN.m)	$\sigma_{i,max}$ (N/mm ²)
地震時1(浮力無し)	882.423	1.305

2)補強鉄筋量の算出

$$A_s = \frac{2 \cdot M_o}{R \cdot \sigma_{sa}}$$

ここに、

- A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量(mm²)
- M_o : 節点曲げモーメント(N.mm)
- R : 節点部対角線長 (mm), $R = 1838.477$
 $R^2 = a^2 + b^2$
- a : 鉛直部材の幅 (mm), $a = 1300.000$
- b : 水平部材の高さ (mm), $b = 1300.000$
- σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	M_o (kN.m)	σ_{sa} (N/mm ²)	A_s (mm ²)
地震時1(浮力無し)	882.423	300.000	3199.834

8章 底版の照査(地震時保有水平耐力法)

8.1 地盤反力

$$e_N = \left[3 - \left(2 \sqrt{\frac{V_B}{V_O}} \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{\alpha \circ}{\alpha}} \right) \right] \cdot \frac{M_O}{V_O}$$

- e_N : フーチング中心から地盤反力度の合力の作用位置までの距離(偏心量) (m)
ただし、基礎に浮き上がりが発生しない場合は $e_N = M_B/V_B$ とする
- V_O : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの鉛直荷重(kN)
- M_O : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの基礎底面モーメント(kN.m)
- \circ : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの回転角(mrad)
- V_B : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)
- M_B : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

: 応答回転角 (mrad)

荷重状態(水 位)	V_o (kN)	M_o (kN.m)	θ (mrad)	V_B (kN)	(mrad)	e_N (m)
タイプII(浮力無し)	13246.085	16830.955	0.441	13246.085	2.311	2.702
タイプII(浮力有り)	12152.885	15439.958	0.404	12152.885	2.440	2.777

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V_B}{Lx}$$

ここに、

q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

x : 地盤反力の作用幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m) $L = 10.000$

V_B : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

荷重状態(水 位)	地盤反力の 作用幅(m) x 及び B	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		せん断 地盤反力 H_N (kN)
			qmin	qmax	
タイプII(浮力無し)	3.294	三角形	0.000	804.318	7985.032
タイプII(浮力有り)	3.069	三角形	0.000	792.014	7449.641

8.2 前趾付け根位置の照査

8.2.1 躯体自重，土砂重量，浮力による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 12.000 = 294.000 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 0.500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[2] タイプII (浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\begin{aligned} \text{前面水位} & \quad H_f = 1.500 \text{ (m)} \\ \text{背面水位} & \quad H_r = 1.500 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{フーチング前面での水圧強度} & \quad P_f = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{フーチング背面での水圧強度} & \quad P_r = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

上向きの水圧

$$P_u = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 147.000 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X_u = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.500 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} B_j : \text{橋軸方向フーチング幅} & \quad B_j = 1.000 \text{ (m)} \\ B_c : \text{直角方向フーチング幅} & \quad B_c = 10.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

下向きの水圧

$$\text{側水圧鉛直成分 } P_{fv} = V_i \cdot w = 29.400 \text{ (kN)}$$

浮力

$$U = P_u - P_{fv} = 147.000 - 29.400 = 117.600 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = (P_u \cdot X_u - P_{fv} \cdot X_l) / U = 0.500 \text{ (m)}$$

8.2.2 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

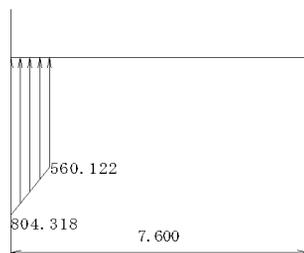
ここに、

- q1 : 壁前面位置の地盤反力度
- q2 : 設計位置の地盤反力度

L : 設計張出長 L = 1.000 (m)

B : 直角方向幅 B = 10.000 (m)

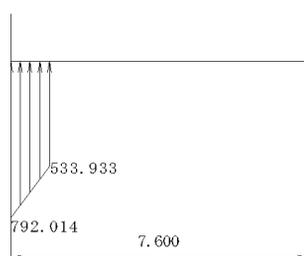
[1]タイプII(浮力無し)



地盤反力度(kN/m ²)	
q1	q2
804.318	560.122

鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H (kN)	作用位置 Y (m)
6822.203	0.530	4112.574	-0.600

[2]タイプII(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)	
q1	q2
792.014	533.933

鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H (kN)	作用位置 Y (m)
6629.732	0.532	4063.984	-0.600

8.2.3 断面力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M =M _x +M _y (kN.m)
躯体自重	-294.000	0.000	0.500	0.000	-147.000
地盤反力	6822.203	4112.574	0.530	-0.600	1147.053
合計	6528.203	4112.574	—————	—————	1000.053
単位幅当り	652.820	411.257	—————	—————	100.005

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

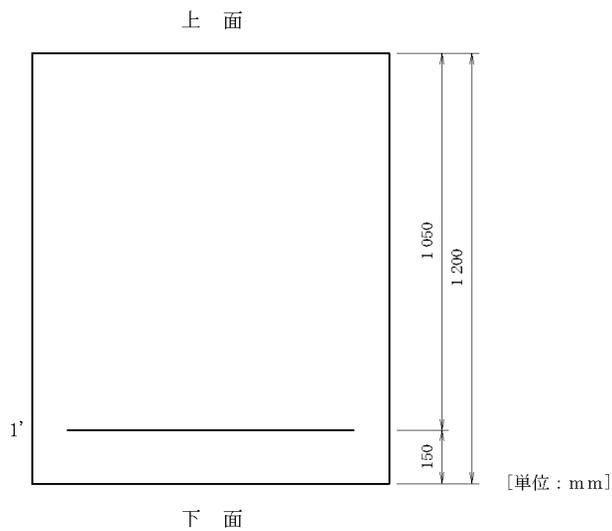
[2]タイプII(浮力有り)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M =M _x +M _y (kN.m)
躯体自重	-294.000	0.000	0.500	0.000	-147.000
浮力	117.600	0.000	0.500	0.000	58.800
地盤反力	6629.732	4063.984	0.532	-0.600	1091.543
合計	6453.333	4063.984	—————	—————	1003.343
単位幅当り	645.333	406.398	—————	—————	100.334

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

8.2.4 断面計算

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	—	—	—	—	
	2	—	—	—	—	
下面	1'	15.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2'	—	—	—	—	—

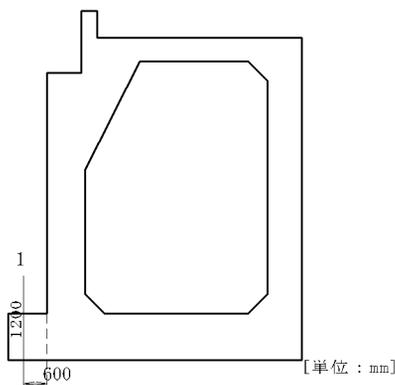
(2)曲げモーメントに対する照査

荷重状態(水位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	M (kN.m)	M _y (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
タイプII(浮力無し)	15.484	170.009	459.283	100.005	530.510	5.000
タイプII(浮力有り)	15.484	170.568	459.283	100.334	530.510	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

8.3 前趾せん断位置の照査

付け根からの距離 0.600 (m)



8.3.1 躯体自重，土砂重量，浮力による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 4.800 = 117.600 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 0.200 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[2] タイプII (浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位} \quad H_f = 1.500 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位} \quad H_r = 1.500 \text{ (m)}$$

$$\text{フーチング前面での水圧強度} \quad P_f = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{フーチング背面での水圧強度} \quad P_r = 14.700 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

上向きの水圧

$$P_u = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 58.800 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X_u = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.200 \text{ (m)}$$

ここに、

$$B_j : \text{橋軸方向フーチング幅} \quad B_j = 0.400 \text{ (m)}$$

$$B_c : \text{直角方向フーチング幅} \quad B_c = 10.000 \text{ (m)}$$

下向きの水圧

$$\text{側水圧鉛直成分 } P_{fv} = V_i \cdot w = 11.760 \text{ (kN)}$$

浮力

$$U = P_u - P_{fv} = 58.800 - 11.760 = 47.040 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$X = (P_u \cdot X_u - P_{fv} \cdot X_l) / U = 0.200 \text{ (m)}$$

8.3.2 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

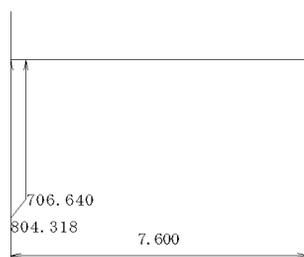
q1 : 壁前面位置の地盤反力度

q2 : 設計位置の地盤反力度

L : 設計張出長 $L = 0.400 \text{ (m)}$

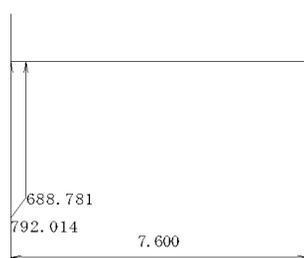
B : 直角方向幅 B = 10.000 (m)

[1]タイプII(浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
804.318	706.640	3021.916	0.204

[2]タイプII(浮力有り)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
792.014	688.781	2961.590	0.205

8.3.3 断面力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-117.600	0.200	-23.520
地盤反力	3021.916	0.204	617.407
合計	2904.316	————	593.887
単位幅当り	290.432	————	59.389

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

[2]タイプII(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-117.600	0.200	-23.520
浮力	47.040	0.200	9.408
地盤反力	2961.590	0.205	606.082
合計	2891.030	————	591.970
単位幅当り	289.103	————	59.197

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

8.3.4 断面計算

(1)せん断力に対する照査

1)せん断耐力

$$P_s = S_s + S_c$$

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot c \cdot b \cdot d$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \cdot C_{ds}$$

ここに、

P_s : せん断耐力(N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力(N)

S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力(N)

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²), $c = 0.350$

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数, $C_c = 1.0$

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

C_{ds} : スターラップによる補正係数

b : 部材断面幅(cm), $b = 100.0$

d : 部材断面の有効高(cm), $d = 105.0$

A_w : 間隔 s および角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の面積(cm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点(N/mm²), $\sigma_{sy} = 345.00$

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm), $s = 0$

θ : 斜引張鉄筋の部材軸方向となす角度(度), $\theta = 90$

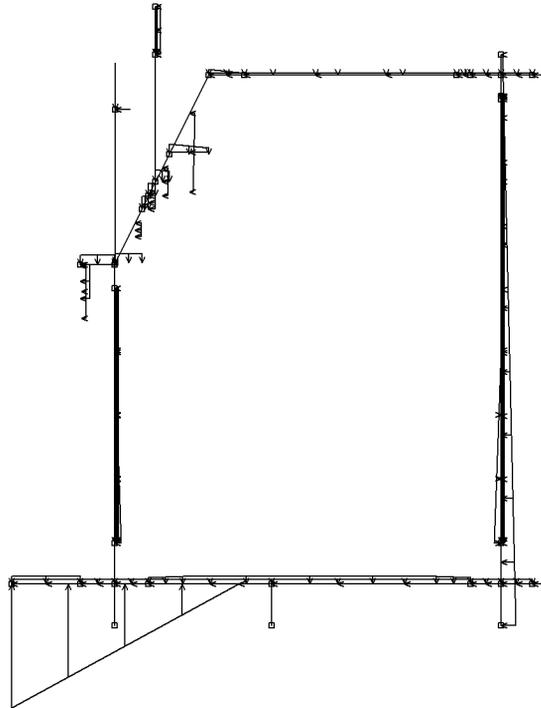
荷重状態(水 位)	有効高 d (cm)	2.5 · d	せん断スパン a (cm)
タイプII(浮力無し)	105.000	262.500	> 53.117
タイプII(浮力有り)	105.000	262.500	> 53.333

荷重状態(水 位)	S_c (kN)	S_s (kN)	せん断力 S (kN)	せん断耐力 P_s (kN)	補正係数			
					C_e	C_{pt}	C_{dc}	C_{ds}
タイプII(浮力無し)	1847.480	0.000	290.432	1847.480	0.99	0.79	6.37	0.20
タイプII(浮力有り)	1844.624	0.000	289.103	1844.624	0.99	0.79	6.36	0.20

8.4 底版中央部の照査

8.4.1 作用力の算定

[1]タイプII(浮力無し)



躯体自重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.525	404.250	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.525	3.100	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.625	0.200	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.825	0.450	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	4.275	0.450	147.000	147.000
底版重量	底版	鉛直	0.000	1.000	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	1.000	0.500	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	1.500	0.500	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	2.000	1.800	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	3.800	2.900	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	6.700	0.450	294.000	294.000
底版重量	底版	鉛直	7.150	0.450	294.000	294.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.350	3.700	245.000	245.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	0.050	220.500	220.500
後壁重量	後壁	軸方向	0.650	6.450	220.500	220.500
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	0.700	98.000	98.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.000	0.500	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.500	0.010	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.510	0.390	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.900	0.100	833.000	833.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.000	0.100	833.000	784.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.100	0.200	784.000	686.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	686.000	404.250
ハンチ重量	底版	鉛直	2.000	0.500	122.500	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	3.325	0.500	0.000	122.500
ハンチ重量	底版	鉛直	6.200	0.500	0.000	122.500

躯体慣性力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.000	0.525	-115.696	-42.071
頂版慣性力	頂 版	水 平	0.525	3.100	-42.071	-42.071
頂版慣性力	頂 版	水 平	3.625	0.200	-42.071	-42.071
頂版慣性力	頂 版	水 平	3.825	0.450	-42.071	-42.071
頂版慣性力	頂 版	水 平	4.275	0.450	-42.071	-42.071
底板慣性力	底 版	水 平	0.000	1.000	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	1.000	0.500	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	1.500	0.500	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	2.000	1.800	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	3.800	2.900	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	6.700	0.450	-84.143	-84.143
底板慣性力	底 版	水 平	7.150	0.450	-84.143	-84.143
前壁慣性力	前 壁	水 平	0.350	3.700	-70.119	-70.119
後壁慣性力	後 壁	水 平	0.600	0.050	-63.107	-63.107
後壁慣性力	後 壁	水 平	0.650	6.450	-63.107	-63.107
胸壁慣性力	胸 壁	水 平	0.000	0.700	-28.048	-28.048
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.000	0.500	-175.297	-175.297
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.000	0.020	-87.649	-87.649
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.020	0.780	-87.649	-87.649
桁受台慣性力	桁受台	水 平	0.800	0.200	-119.202	-119.202
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.000	0.200	-119.202	-112.190
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.200	0.400	-112.190	-98.167
桁受台慣性力	桁受台	水 平	1.600	1.150	-98.167	-57.848
ハンチ慣性力	前 壁	水 平	3.550	0.500	0.000	-35.060
ハンチ慣性力	後 壁	水 平	0.600	0.500	-35.060	0.000
ハンチ慣性力	後 壁	水 平	6.600	0.500	0.000	-35.060

土砂重量

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂 版	鉛 直	0.000	4.725	140.700	140.700
頂版上土砂重量	桁受台	鉛 直	1.300	0.575	140.700	140.700
前面土砂重量	底 版	鉛 直	0.000	1.000	504.000	504.000
中詰土砂重量	底 版	鉛 直	2.000	0.500	414.000	504.000
中詰土砂重量	底 版	鉛 直	2.500	3.700	504.000	504.000
中詰土砂重量	底 版	鉛 直	6.200	0.500	504.000	414.000

土砂慣性力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸 壁	水 平	0.000	0.700	-304.889	-304.889
中詰土砂慣性力	前 壁	水 平	1.250	2.800	-249.682	-225.369

上部工反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-971.554	0.000	0.000

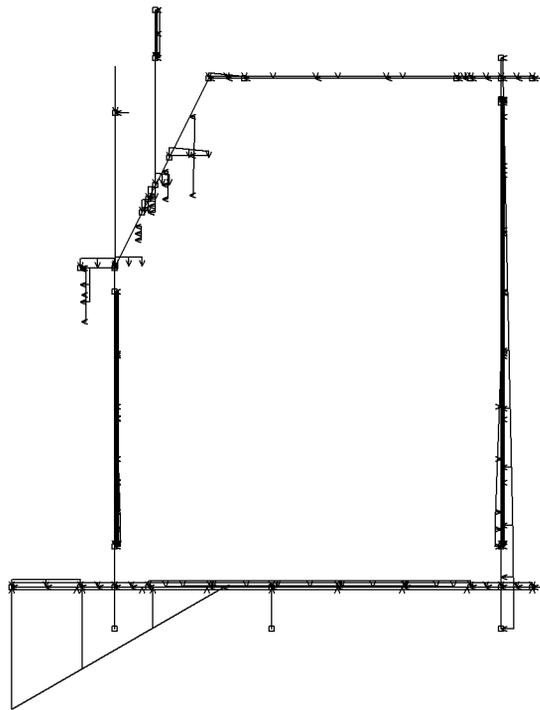
土圧・水圧

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸 壁	水 平	0.000	0.700	0.000	-73.030
背面土圧	後 壁	水 平	0.000	8.300	-73.030	-938.954
内部土圧	前 壁	水 平	1.250	2.800	0.000	-447.552
内部土圧	後 壁	水 平	4.300	2.800	0.000	447.552

地盤反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
地盤反力	底 版	鉛 直	0.000	3.314	-7994.338	0.000
地盤反力	底 版	水 平	0.000	3.314	4819.163	0.000
地盤反力	底 版	回 転	0.000	3.314	2891.498	0.000

[2]タイプII(浮力有り)



躯体自重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版重量	頂版	鉛直	0.000	0.525	404.250	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	0.525	3.100	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.625	0.200	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	3.825	0.450	147.000	147.000
頂版重量	頂版	鉛直	4.275	0.450	147.000	147.000
底板重量	底板	鉛直	0.000	1.000	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	1.000	0.500	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	1.500	0.500	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	2.000	1.800	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	3.800	2.900	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	6.700	0.450	294.000	294.000
底板重量	底板	鉛直	7.150	0.450	294.000	294.000
前壁重量	前壁	軸方向	0.350	3.700	245.000	245.000
後壁重量	後壁	軸方向	0.600	0.050	220.500	220.500
後壁重量	後壁	軸方向	0.650	6.450	220.500	220.500
胸壁重量	胸壁	軸方向	0.000	0.700	98.000	98.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.000	0.500	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.500	0.010	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.510	0.390	612.500	612.500
桁受台重量	桁受台	鉛直	0.900	0.100	833.000	833.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.000	0.100	833.000	784.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.100	0.200	784.000	686.000
桁受台重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	686.000	404.250
ハンチ重量	底板	鉛直	2.000	0.500	122.500	0.000
ハンチ重量	頂版	鉛直	3.325	0.500	0.000	122.500
ハンチ重量	底板	鉛直	6.200	0.500	0.000	122.500

躯体慣性力

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版慣性力	頂版	水平	0.000	0.525	-106.479	-38.720
頂版慣性力	頂版	水平	0.525	3.100	-38.720	-38.720
頂版慣性力	頂版	水平	3.625	0.200	-38.720	-38.720
頂版慣性力	頂版	水平	3.825	0.450	-38.720	-38.720
頂版慣性力	頂版	水平	4.275	0.450	-38.720	-38.720
底板慣性力	底板	水平	0.000	1.000	-77.440	-77.440

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
底板慣性力	底板	水平	1.000	0.500	-77.440	-77.440
底板慣性力	底板	水平	1.500	0.500	-77.440	-77.440
底板慣性力	底板	水平	2.000	1.800	-77.440	-77.440
底板慣性力	底板	水平	3.800	2.900	-77.440	-77.440
底板慣性力	底板	水平	6.700	0.450	-77.440	-77.440
底板慣性力	底板	水平	7.150	0.450	-77.440	-77.440
前壁慣性力	前壁	水平	0.350	3.700	-64.533	-64.533
後壁慣性力	後壁	水平	0.600	0.050	-58.080	-58.080
後壁慣性力	後壁	水平	0.650	6.450	-58.080	-58.080
胸壁慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-25.813	-25.813
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.000	0.500	-161.332	-161.332
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.000	0.020	-80.666	-80.666
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.020	0.780	-80.666	-80.666
桁受台慣性力	桁受台	水平	0.800	0.200	-109.706	-109.706
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.000	0.200	-109.706	-103.253
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.200	0.400	-103.253	-90.346
桁受台慣性力	桁受台	水平	1.600	1.150	-90.346	-53.240
ハンチ慣性力	前壁	水平	3.550	0.500	0.000	-32.267
ハンチ慣性力	後壁	水平	0.600	0.500	-32.267	0.000
ハンチ慣性力	後壁	水平	6.600	0.500	0.000	-32.267

土砂重量

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂重量	頂版	鉛直	0.000	4.725	140.700	140.700
頂版上土砂重量	桁受台	鉛直	1.300	0.575	140.700	140.700
前面土砂重量	底板	鉛直	0.000	1.000	507.000	507.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	2.000	4.700	414.000	414.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	2.000	0.500	0.000	95.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	2.500	3.700	95.000	95.000
中詰土砂重量	底板	鉛直	6.200	0.500	95.000	0.000

土砂慣性力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
頂版上土砂慣性力	胸壁	水平	0.000	0.700	-280.600	-280.600
中詰土砂慣性力	前壁	水平	1.250	2.800	-229.791	-207.415

上部工反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	水平方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	モーメント (kN.m)
上部工反力	支 承	格点集中	0.000	3000.000	0.000
上部工反力	支 承	格点集中	-894.155	0.000	0.000

土圧・水圧

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
背面土圧	胸壁	水平	0.000	0.700	0.000	-69.755
背面土圧	後壁	水平	0.000	6.800	-69.755	-747.373
背面土圧	後壁	水平	6.800	1.500	-747.373	-827.617
内部土圧	前壁	水平	1.250	2.300	0.000	-367.632
内部土圧	前壁	水平	3.550	0.500	-367.632	-408.480
内部土圧	後壁	水平	4.300	2.300	0.000	367.632
内部土圧	後壁	水平	6.600	0.500	367.632	408.480

浮力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
浮力	底板	鉛直	0.000	7.600	-147.000	-147.000

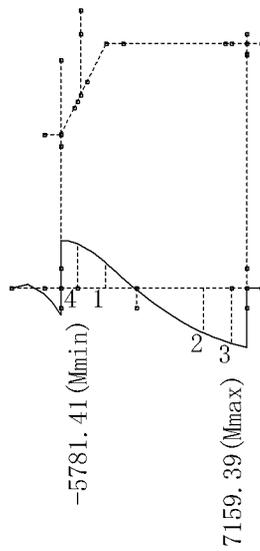
地盤反力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m)	終点強度 (kN/m)
地盤反力	底 版	鉛 直	0.000	3.089	-7868.011	0.000
地盤反力	底 版	水 平	0.000	3.089	4819.460	0.000
地盤反力	底 版	回 轉	0.000	3.089	2891.676	0.000

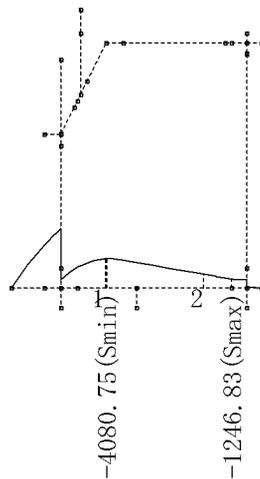
8.4.2 断面力の算定

[1]タイプII(浮力無し)

1) 曲げモーメント



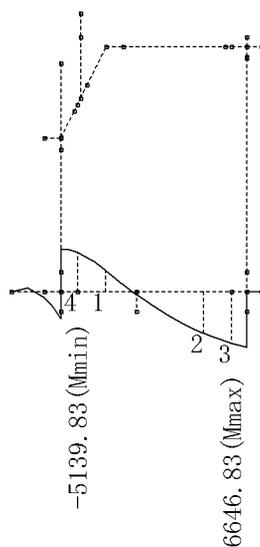
2) せん断力



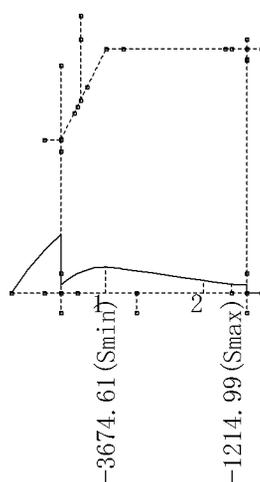
番号	単位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	0.500	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅 当り	モーメント	kN.m	-3344.626	5805.753	7159.389	-5781.411
	軸力	kN	4148.502	4052.530	3981.009	3121.291
	せん断力	kN	4067.717	1933.257	1246.832	2931.494
単位 当り	モーメント	kN.m	-334.463	580.575	715.939	-578.141
	軸力	kN	414.850	405.253	398.101	312.129
	せん断力	kN	406.772	193.326	124.683	293.149

[2]タイプII(浮力有り)

1)曲げモーメント



2)せん断力

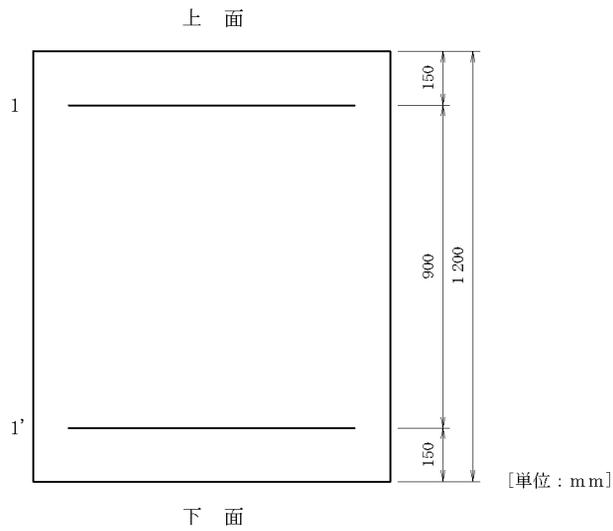


番 号	単 位	1	2	3	4	
照査位置	m	1.350 左格点より 1.350	4.350 左格点より 4.350	5.200	0.500	
照査位置名称		せん断照査	せん断照査	Mmax	Mmin	
全幅当り	モーメント	kN.m	-2787.510	5372.404	6646.828	-5139.827
	軸 力	kN	3939.574	3751.883	3686.060	3124.625
	せん断力	kN	3674.613	1779.469	1214.995	2801.180
単位当り	モーメント	kN.m	-278.751	537.240	664.683	-513.983
	軸 力	kN	393.957	375.188	368.606	312.462
	せん断力	kN	367.461	177.947	121.499	280.118

8.4.3 断面計算

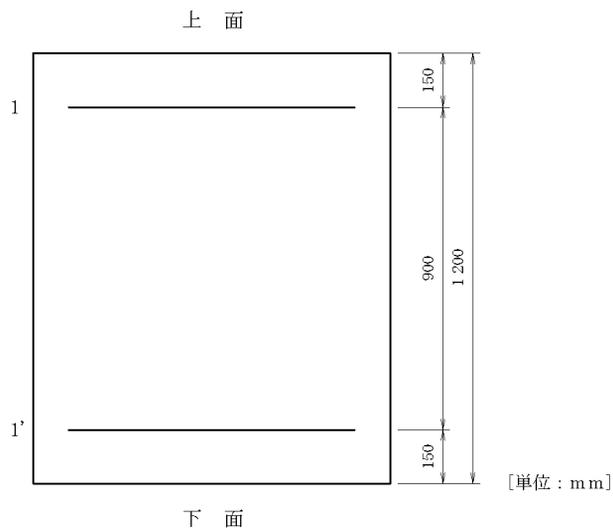
(1)鉄筋配置

[1]照査位置1(せん断照査): 左格点より1.350(m)



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	15.0	D25	5.067	4.00	20.268
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	15.0	D22	3.871	8.00	30.968
	2'	—	—	—	—	—

[2]照査位置2(せん断照査): 左格点より4.350(m)



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
上面	1	15.0	D25	5.067	4.00	20.268
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	15.0	D22	3.871	8.00	30.968
	2'	—	—	—	—	—

(2) 曲げモーメントに対する照査

[1] Mmax

荷重状態(水位)	照査位置 (m)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	M (kN.m)	M _y (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
タイプII(浮力無し)	5.200	30.968	1217.096 >	459.283	715.939	1037.150	12.781
タイプII(浮力有り)	5.200	30.968	1129.961 >	459.283	664.683	1037.150	12.781

[2] Mmin

荷重状態(水位)	照査位置 (m)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	M (kN.m)	M _y (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
タイプII(浮力無し)	0.500	20.268	982.840 >	459.283	578.141	688.944	12.781
タイプII(浮力有り)	0.500	20.268	873.771 >	459.283	513.983	688.944	12.781

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) せん断力に対する照査

$$P_s = S_s + S_c$$

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot c \cdot b \cdot d$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \cdot C_{ds}$$

ここに、

P_s : せん断耐力(N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力(N)

S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力(N)

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²), c = 0.350

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数, C_c = 1.0

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt}: 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

b : 部材断面幅 (cm), b = 100.0

d : 部材断面の有効高 (cm)

Aw : 間隔sおよび角度 で配筋される斜引張鉄筋の面積 (cm²)

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D19	2.865	2.00	5.730

sy : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²), sy = 345.00

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm), s = 500

: 斜引張鉄筋の部材軸方向となす角度 (度), = 90

[1]照査位置1(せん断照査): 左格点より1.350(m)

荷重状態(水 位)	有効高 d (cm)	Sc (kN)	Ss (kN)	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)	補正係数	
						Ce	Cpt
タイプII(浮力無し)	105.000	323.184	360.990	406.772	684.174	0.99	0.89
タイプII(浮力有り)	105.000	323.184	360.990	367.461	684.174	0.99	0.89

[2]照査位置2(せん断照査): 左格点より4.350(m)

荷重状態(水 位)	有効高 d (cm)	Sc (kN)	Ss (kN)	せん断力 S (kN)	せん断耐力 Ps (kN)	補正係数	
						Ce	Cpt
タイプII(浮力無し)	105.000	362.896	360.990	193.326	723.886	0.99	0.99
タイプII(浮力有り)	105.000	362.896	360.990	177.947	723.886	0.99	0.99