



無筋擁壁設計システム

土地改良「水路工」、「農道」、「農地造成」、道路土工「擁壁工指針」、土木学会「大型ブロック」、(株)ぎょうせい 盛土等防災に準拠 価格 ¥198,000- (税込)

新規購入の場合、別途プロテクト費用が必要です。

適用基準

○土地改良事業計画設計基準

- ・設計「水路工」(平成26年3月)
- ・設計「農道」(令和6年3月)
- ・設計「農地造成」(平成元年1月)

○日本道路協会

- ・道路土工「擁壁工指針」(平成24年7月)

○土木学会

- ・「大型ブロック積み擁壁設計 施工マニュアル(改訂版)」(平成16年6月)

○(株)ぎょうせい(盛土等防災研究会)

- ・盛土等防災マニュアルの解説(令和5年11月)

対象構造物

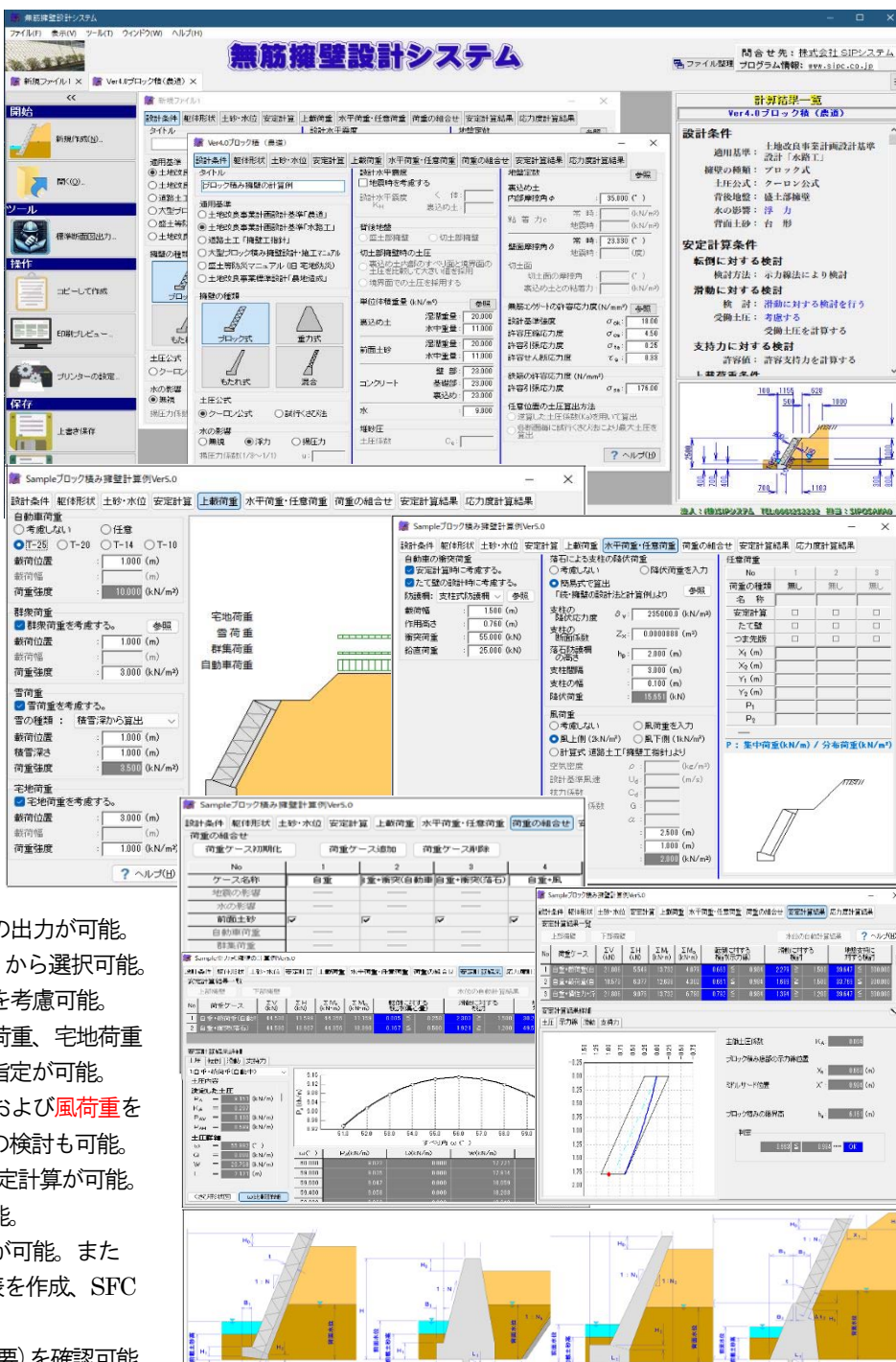
- ブロック積擁壁
- 重力式擁壁
- 大型ブロック積擁壁
- もたれ式擁壁
- 混合擁壁

基礎形式

- 基礎コンクリート(有・無)
- 基礎底面の傾斜(有・無)
- 突起(有・無) 対象外: ブロック積擁壁

主な機能

1. 無筋擁壁の安定計算、断面照査及び断面図の出力が可能。
2. 土圧公式は「クーロン土圧」「試行くさび」から選択可能。
3. 基礎部は、底面の傾斜の有無、突起の有無を考慮可能。
4. 上載荷重として自動車荷重、群集荷重、雪荷重、宅地荷重の他任意荷重(等分布荷重、集中荷重)の指定が可能。
5. 特殊荷重として衝突荷重、落石の衝突荷重および風荷重を指定可能。また、水位による浮力、揚圧力の検討も可能。
6. ブロック積、混合擁壁は、示力線法による安定計算が可能。また、ブロック積部の限界高さの計算も可能。
7. 計算書はプレビュー画面表示後、印刷出力が可能。またWord変換や構造物標準断面図および数量表を作成、SFCフォーマットへの出力も可能。
8. ヘルプ機能を搭載し、基準書の解説(計算概要)を確認可能。



システム環境

CONTACT (TEL):072-268-5181 (FAX):072-268-5182

- 基本OS : Windows8 (32bit&64bit)、Windows10&11 (64bit)
- ハード環境 : HD 容量 500MB 以上、メモリ容量 4GB 以上
- プロテクト方式 : HASP (USB) 方式、オンライン (internet) 方式、ネット認証システム (Lan 対応版)

お問合せ

ACCESS(URL):<https://www.sipc.co.jp> (Mail):mail@sipc.co.jp

株式会社 SIP システム

〒591-8002 大阪府堺市北区北花田町3丁17-24-303 (堺事務所)

TEL:072-268-5181 FAX:072-268-5182

ご案内

・本商品に関するご質問、資料請求、見積依頼等につきましては、お電話、メール等にて弊社「堺事務所」迄お問い合わせ下さい。また弊社ホームページより各商品のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムの申込み等が可能です。

SIP ソフトウェア価格表 & 注文書

※価格は、全て消費税 10%を含む「税込価格」で表示しています。 <2025/11 版>

商 品 名			HASP タイプ	本体価格 (税込)	オンライン方式 登録済み/商品 購入費用 (税込)	購 入 本数 ①	HASP 方式 HASP 購入+商品 購入費用 (税込)	購 入 本数②
構造 計算	1	水路断面積計算システム Ver6.0 (偏土圧/地震時 対応版)	Hs	¥198,000-	¥200,200-		¥214,500-	
	2	集水桝構造計算システム Ver5.0	Hs	¥209,000-	¥211,200-		¥225,500-	
	3	RC擁壁構造計算システム Ver4.2	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-		¥214,500-	
	4	無筋擁壁構造計算システム Ver5.0	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-		¥214,500-	
	5	ボックスカルバート設計システム (+ウイング設計) Ver2.2	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-		¥214,500-	
	6	長方形板の計算システム Ver3.2	Hc(s)	¥110,000-	¥112,200-		¥126,500-	
	7	無圧トンネル構造計算システム Ver1.2	Hs	¥110,000-	¥112,200-		¥126,500-	
	8	杭基礎スラブ板の検討システム Ver1.0	Hs	¥104,500-	¥106,700-		¥121,000-	
	9	RC 水路断面構造計算システム Ver1.0	Hs	¥110,000-	¥112,200-		¥126,500-	
ため 池	10	洪水吐水路計算システム Ver5.0	Hs	¥352,000-	¥354,200-		¥368,500-	
	11	堤体の安定計算システム Ver4.4	Hc(s)	¥187,000-	¥189,200-		¥203,500-	
	12	地盤の液化化の判定システム Ver2.0	Hc(s)	¥77,000-	¥79,200-		¥93,500-	
	13	水路計算システム (等流不等流・集排水) Ver2.2	Hs	¥187,000-	¥189,200-		¥203,500-	
	14	落差口水路計算システム Ver1.2	Hs	¥132,000-	¥134,200-		¥148,500-	
パイ プ ラ イ ン	15	管網計算システム Ver3.4 (+下記オプション選択可)	Hs	¥308,000-	¥310,200-		¥324,500-	
		1) DXF ファイルコンバータ Ver1.0 (OP)	Hs	¥110,000-	¥112,200-		←	
		2) 管路データ CSV 入出力システム Ver1.0 (OP)	Hs	¥55,000-	¥57,200-		←	
		3) 上水道給水量計算システム Ver1.4 (OP)	Hs	¥55,000-	¥57,200-		←	
		4) かんがい用水量計算システム Ver1.2 (OP)	Hs	¥110,000-	¥112,200-		←	
	16	管路構造計算システム Ver3.2	Hc(s)	¥220,000-	¥222,200-		¥236,500-	
	17	埋設管路の耐震設計システム Ver2.0	Hc(s)	¥220,000-	¥222,200-		¥236,500-	
そ の 他	18	スラスト対策工設計システム Ver3.0	Hc(s)	¥198,000-	¥200,200-		¥214,500-	
	19	調節池容量計算システム Ver3.2	Hs	¥165,000-	¥167,200-		¥181,500-	
積 算	20	固定堰設計計算システム Ver3.0	Hs	¥165,000-	¥167,200-		¥181,500-	
	21	委託業務見積作成システム「あっと委託」 Ver4.0	@国土交通省 / @農林水産省 / @上下水道				@¥220,000-	
プロ テ ク ト 方 式	① オンライン方式 (I N 回線を利用して商品 PRG 起動)		オンライン方式初期登録費用 (初回時のみ) ¥5,500-				・新規・登録済	
	② HASP 方式からオンライン方式へ移行する商品		オンライン方式へ移行する商品本数 (@¥2,200-)				Σ ¥	本
	③ HASP 方式 (HASP で PRG 起動/複数商品登録可能)		HASP1 個に複数の商品を登録する場合は、2 本目以降はオンライン方式の商品項目に記載下さい。					
	④ ネット認証システム (社内 LAN/WAN 対応版)		社内 LAN 対応版 (専用 HASP で運用/初回時のみ)				¥55,000-	式
HASP			PC サーバ変更による商品コードの再発行 (@¥2,200-)				Σ ¥	本
	HASP 費用 (旧 HASP や破損等により最新 HASP への交換の場合)		対象：弊社商品保有ユーザー様 (R5/7/1 価格改定)				¥16,500-	個

・弊社ソフトウェアの運用に関し「メンテナンス保守契約」等の費用は不要です。但し、有償 VerUp のご案内時 (不定期、最新の VerUp 商品へ移行 (申込み) 頂ければ次回有償 VerUp 時まで、無償でメンテナンス保守 (商品に関するお問い合わせや修正プログラムのダウンロード等) を継続して受けられます。

・プロテクト方式 (HASP・オンライン・ネット認証) につきまして、初期登録以降に商品の追加登録や再登録を希望される場合、別途「¥2,200-/本」が必要です。

株式会社 S I Pシステム

Fax No : 072-268-5182

注 文 書

※ご注文商品をご確認後、必要事項をご記入の上「FAX」「メール」等で送信・お申込み下さい。 申込日： 令和 年 月 日

御 社 名			ご担当者名		
ご 住 所	〒		所 属		
ご連絡先	Tel No.		Mail address		
支払いに関する お願い・希望納品日	お支払いは、注文月末締め翌月末迄の現金振込みでお願いしております。異なる場合は、貴社支払い条件をご記入下さい。				
	貴社支払条件		希望納品日		
備 考	※本注文書は、ユーザー様の弊社 DB への登録も兼ねておりますので、貴社ソフトウェアご担当者名の記載をお願い致します。				

無筋擁壁設計システム

Ver5.0

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(R6/3)
- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 土地改良事業標準設計「農地造成」(H1/1)
- 日本道路協会・道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 土木学会「大型ブロック積み擁壁設計」(H16/6)
- (株)ぎょうせい「盛土等防災マニュアルの解説」(R5/11)

出力例

ブロック積み擁壁の計算書
(安定計算および部材断面計算)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 堺事務所 (技術サービス)
〒591-8002 大阪府堺市北区北花田町 3 丁-17-24-303
TEL : 072-268-5181 FAX : 072-268-5182
<https://www.sipc.co.jp> mail@sipc.co.jp

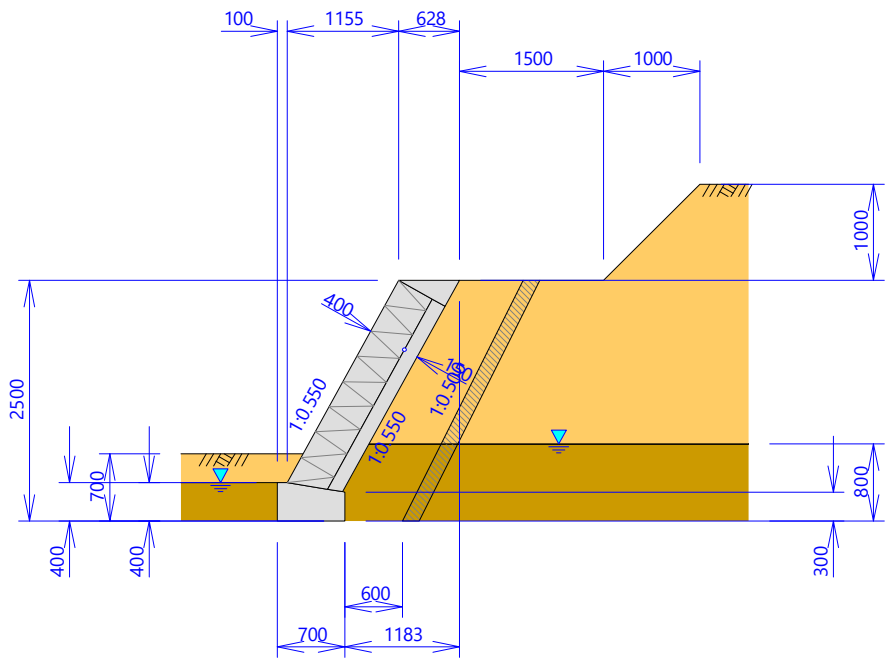
1 表題

ブロック積み擁壁計算例

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

- 適用基準
- : 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」
- 構造形式
- : ブロック式
- 背後地盤
- : 切土部擁壁
- 擁壁の高さ
- : $H = 2.500 \text{ (m)}$
- 擁壁の前面勾配
- : $N = 0.550$
- 擁壁1ブロック長
- : $L = 10.000 \text{ (m)}$



- 前面土砂高 常時
- : 0.700 (m)
- 地震時
- : 0.700 (m)

- 水の影響
- : 揚圧力
- 常時水位 前面
- : 0.400 (m)
- 背面
- : 0.800 (m)
- 地震時水位 前面
- : 0.000 (m)
- 背面
- : 0.000 (m)

※水位は擁壁下端からの高さ。

2.2 単位体積重量

コンクリート	壁	23.000	(kN/m³)
	基礎	23.000	(kN/m³)
	裏込め	23.000	(kN/m³)
裏込め土	湿潤重量	20.000	(kN/m³)
	水中重量	11.000	(kN/m³)
前面土	湿潤重量	20.000	(kN/m³)
	水中重量	11.000	(kN/m³)
水		9.800	(kN/m³)

2.3 地盤の諸定数

2.3.1 裏込め土

内部摩擦角		35.000	(°)
壁面摩擦角	常 時	23.333	(°)
	地震時	17.500	(°)
粘 着 力	常 時	0.000	(kN/m²)
	地震時	0.000	(kN/m²)
切土面の摩擦角		25.000	(°)
切土面と裏込め土の間の粘着力		25.000	(kN/m²)

2.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の	摩擦角 ϕ_B	30.000	(°)
	摩擦係数 μ	0.577	($\tan \phi_{\text{BBS}}$)
	付着力 c_B	0.300	(kN/m²)
支持地盤の定数	せん断抵抗角 ϕ	25.000	(°)
	粘着力 c	2.000	(kN/m²)
	単位重量 γ_1	18.000	(kN/m³)
	支持地盤への根入れ深さ D_f'	0.500	(m)
根入れ地盤の定数	根入れ深さ D_f	1.000	(m)
	単位重量 γ_2	18.000	(kN/m³)

2.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度 σ_{ck}	18.000	(N/mm²)
	許容圧縮応力度 σ_{ca}	4.500	(N/mm²)
	許容引張応力度 σ_{ta}	0.250	(N/mm²)
	許容せん断応力度 τ_a	0.330	(N/mm²)
鉄筋	許容引張応力度 σ_{sa}	176.000	(N/mm²)

2.5 設計水平震度

設計水平震度	軀 体	0.150
	裏込め土	0.150

2.6 安定計算

転倒に対する検討 ：示力線法により検討

2.7 荷 重

2.7.1 任意断面位置の土圧

計算方法 ：逆算した土圧係数(K_a)を用いて算出する。

2.7.2 上載荷重

自動車荷重(T-25)	載荷位置	2.700	(m)
	載 荷 幅	10.000	(m)
	荷重強度	10.000	(kN/m²)
群集荷重	載荷位置	0.000	(m)
	載 荷 幅	1.500	(m)
	荷重強度	3.000	(kN/m²)
雪荷重 (積雪深から算出)	載荷位置	0.000	(m)
	積 雪 深	1.000	(m)
	荷重強度	3.500	(kN/m²)

2.7.3 水平荷重

自動車衝突荷重	安定計算	考慮する	
	たて壁の設計	考慮する	
	防護柵の種類	支柱式防護柵	
	載 荷 幅	1.000	(m)
	作用高さ	0.500	(m)
	衝突荷重強度	30.000	(kN/m ²)
	鉛直荷重強度	25.000	(kN/m ²)
風荷重(計算値)	作用位置	0.300	(m)
	作用高さ	1.100	(m)
	空気密度	1.230	(kg/m ³)
	設計基準風速	40.000	(m/s)
	抗力係数	1.200	
	ガスト応答係数	1.900	
	補正係数	0.800	
	荷重強度	1.795	(kN/m ²)

2.7.4 その他の荷重

No.1 任意鉛直荷重 ・安定計算	荷重種類		鉛直集中	
	作用位置	X	1.500	(m)
		Y	2.500	(m)
	荷重	P	5.000	(kN/m)

2.8 荷重の組合せ

No	1	2	3	
ケース名称	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	自重+風+揚圧力考慮	自重+慣性力+揚圧力無視	
地震の影響				
水の影響		○		
前面土砂	○	○	○	
自動車荷重	○			
群集荷重		○		
雪 荷 重	1.000 (kN/m ²)			
宅地荷重	――	――	――	
自動車衝突荷重	○			
落石による降伏荷重	――	――	――	
風 荷 重		○		
くさびの粘着高				
任意鉛直荷重	○		○	
滑動安全率	1.500	1.200	1.200	

2.9 準拠指針

土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」
平成26年3月 公益社団法人 農業農村工学会

3 底面における作用力

3.1 重量及び重心位置の計算方法

重量及び重心位置の計算は次式の座標法により行う。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} \cdot Y_i - X_i \cdot Y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma (Y_{i+1} - Y_i) \left\{ X_i^2 + \frac{1}{3} (X_{i+1} - X_i) (X_{i+1} + 2X_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} - X_i) \left\{ Y_i^2 + \frac{1}{3} (Y_{i+1} - Y_i) (Y_{i+1} + 2Y_i) \right\}$$

$$X_c = \frac{G_y}{A_c}$$

$$Y_c = \frac{G_x}{A_c}$$

ここに、 A_c : 断面積 (m²)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)

X_c : X方向の図心座標 (m)

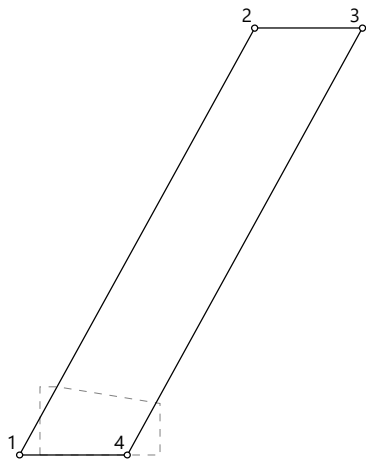
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

3.2 く体の重量及び重心位置

3.2.1 示力線計算用



No	座標値		断面積 A _c (m ²)	断面一次モーメント	
	X _i (m)	Y _i (m)		G _x (m ³)	G _y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	1.432292	-0.787760
2	1.375	2.500	0.784624	1.961560	0.000000
3	2.003	2.500	0.784624	-1.432292	2.359126
4	0.628	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.569248	1.961560	1.571366

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.569 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.571366}{1.569248} = 1.001 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.961560}{1.569248} = 1.250 \text{ (m)}$

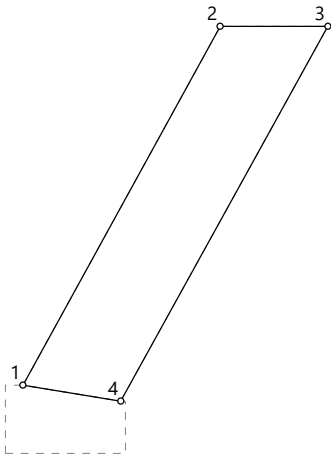
単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.569 \times 23.000 = 36.087 \text{ (kN)}$

慣 性 力 $H_c = W_c \cdot k_H = 36.087 \times 0.150 = 5.413 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 36.087 \times 1.001 = 36.123 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 5.413 \times 1.250 = 6.766 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.100	0.400	0.126000	1.426425	-0.598684
2	1.255	2.500	0.784624	1.961560	0.000000
3	1.883	2.500	0.557411	-1.429712	1.929030
4	0.675	0.304	-0.119790	-0.035859	-0.008515
1	0.100	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.348245	1.922414	1.321831

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.348 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.321831}{1.348245} = 0.980 \text{ (m)}$

$$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.922414}{1.348245} = 1.426 \text{ (m)}$$

単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

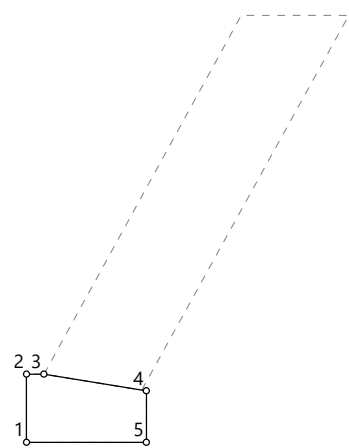
重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.348 \times 23.000 = 31.004 \text{ (kN)}$

慣 性 力 $H_c = W_c \cdot k_H = 31.004 \times 0.150 = 4.651 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 31.004 \times 0.980 = 30.384 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$$M_y = H_c \cdot Y_c = 4.651 \times 1.426 = 6.632 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

3.2.3 < 体重量・基礎部



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.400	0.020000	0.008000	0.000000
3	0.100	0.400	0.125000	0.037000	0.009500
4	0.700	0.300	0.105000	0.000000	0.073500
5	0.700	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.250000	0.045000	0.083000

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.250 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.083000}{0.250000} = 0.332 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.045000}{0.250000} = 0.180 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.250 \times 23.000 = 5.750 \text{ (kN)}$

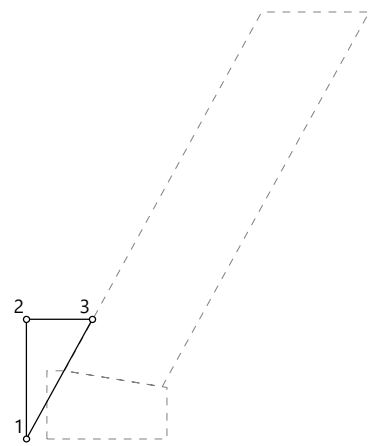
慣 性 力 $H_c = W_c \cdot k_H = 5.750 \times 0.150 = 0.863 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 5.750 \times 0.332 = 1.909 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 0.863 \times 0.180 = 0.155 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.3 前面土の重量及び重心位置

3.3.1 示力線計算用：常時



No	座標値		断面積 A _c (m ²)	断面一次モーメント	
	X _i (m)	Y _i (m)		G _x (m ³)	G _y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.700	0.134750	0.094325	0.000000
3	0.385	0.700	0.000000	-0.031442	0.017293
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.134750	0.062883	0.017293

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.135 \text{ (m}^3\text{)}$

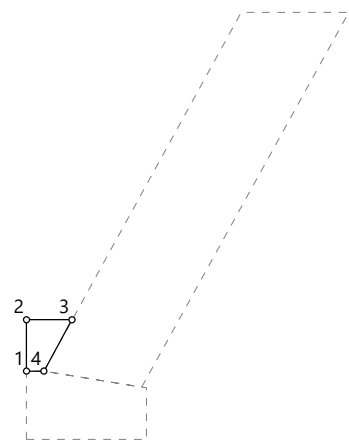
重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.017293}{0.134750} = 0.128 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.062883}{0.134750} = 0.467 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.135 \times 20.000 = 2.700 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.700 \times 0.128 = 0.346 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$



No	座標値		断面積 A _c (m ²)	断面一次モーメント	
	X _i (m)	Y _i (m)		G _x (m ³)	G _y (m ³)
1	0.000	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.700	0.092750	0.064925	0.000000
3	0.265	0.700	-0.018000	-0.025575	0.005336
4	0.100	0.400	-0.020000	-0.008000	0.000000
1	0.000	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.054750	0.031350	0.005336

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.055 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.005336}{0.054750} = 0.097 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.031350}{0.054750} = 0.573 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.055 \times 20.000 = 1.100 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 1.100 \times 0.097 = 0.107 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.4 上載荷重

3.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
自動車荷重	2.700	10.000	10.000
雪 荷 重	0.000	————	1.000

3.4.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

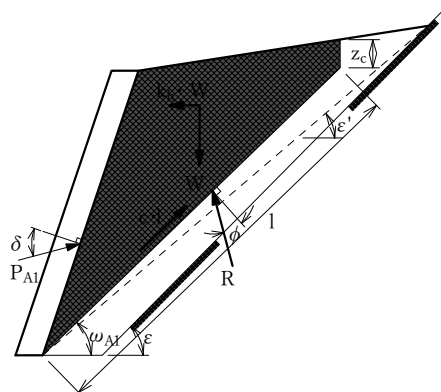
名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
群集荷重	0.000	1.500	3.000

3.5 ± 圧

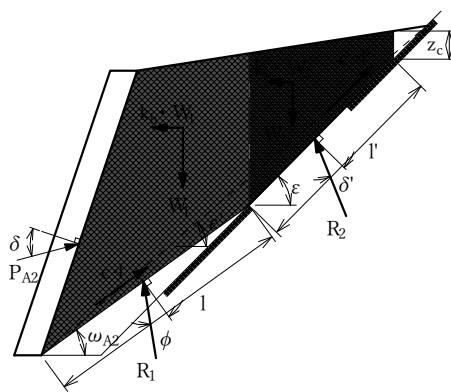
3.5.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。

(a), (b) の土圧を比較し大きい方の土圧を採用する。



(a) 裏込め土内部のすべり面



(b) 切土面でのすべり面

主働土圧の合力

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2})$$

$$P_{A_1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$Z = \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$P_{AV} = 0.000$$

$$P_{AH} = P_A \cdots \text{〔全土圧を水平方向に作用させるものとする。〕}$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H$$

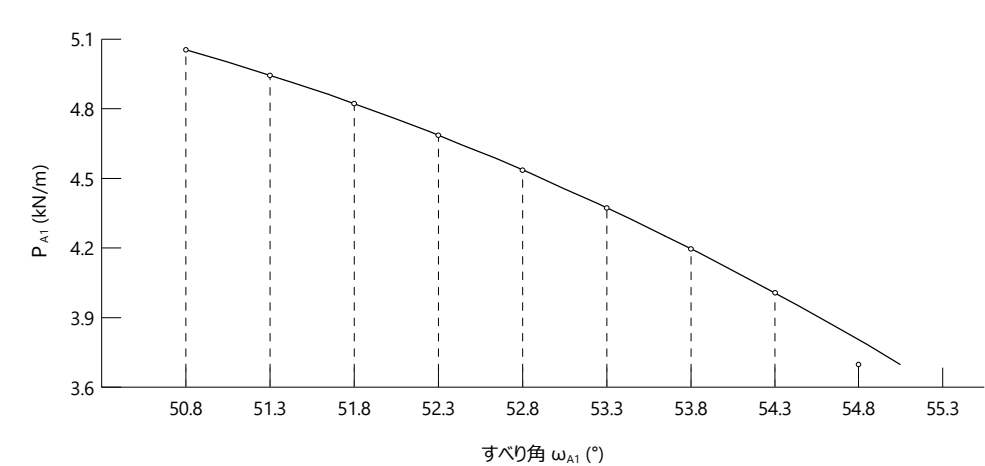
$$X_p = B - Y_p \cdot \tan \alpha$$

ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A1} : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)
 P_{A2} : 切土面における主働土圧の合力 (kN/m)
 W : 地表面の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_1 : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_2 : 切土面上の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 ω_{A1} : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)
 ω_{A2} : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)
 ε : 地山が水平面となす角 (°)
 c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 α : 壁面が鉛直面となす角 (°)
 c' : 切土面と裏込め土の間の粘着力 (kN/m²)
 δ' : 切土面におけるすべり摩擦角 (°)
 θ : 地震合成角 (°) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta = 0$ とする。
 $\theta = \tan^{-1} k_H$
 l : すべり面の長さ (m)
 l' : 切土面におけるすべり面の長さ (m)
 z_c : 地表面の亀裂深さ (m)
 γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 壁高 (m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 (m)

3.5.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視
・水の影響を考慮しない($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -28.811 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 20.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 25.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q + w_1$	$l (\text{m})$
55.000	3.699	0.376	9.388	9.763	3.052
54.000	4.105	0.441	11.034	11.475	3.090
53.000	4.458	0.509	12.722	13.231	3.130
52.000	4.757	0.578	14.455	15.034	3.173
51.000	5.002	0.649	16.237	16.886	3.217
50.754	5.054	0.667	16.683	17.350	3.228

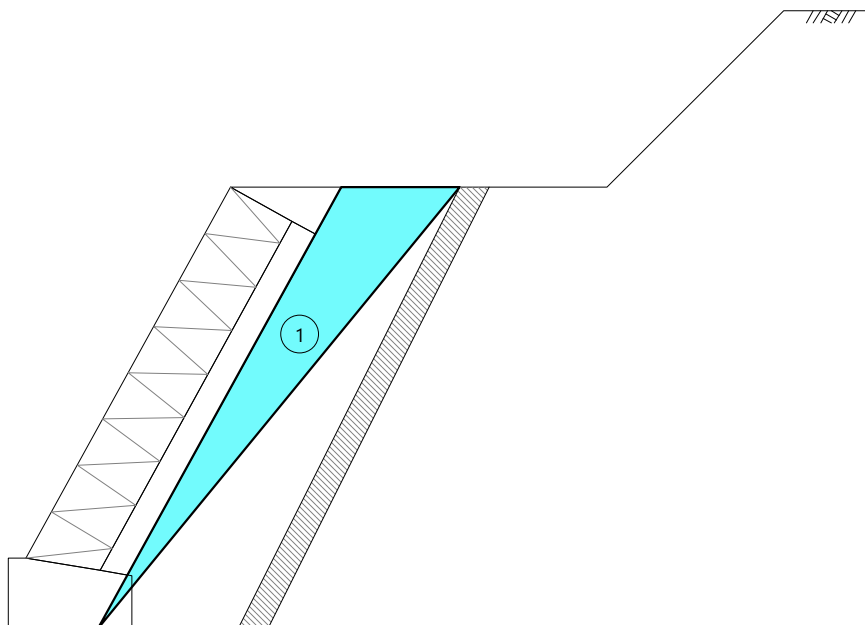
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 50.754 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 50.754 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

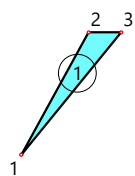
上載荷重作用範囲 $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	4.583	10.000	10.000	—	—
雪荷重	1.883	—	1.000	0.667	0.667
Σ					0.667



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 $\therefore z_c = 0.000$ (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 0.667 + 16.683 = 17.350 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{17.350}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.054 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$

$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
--------------------------	-------------------------	----------------------	----------------------	-------------------------------------	-------------------	----------------------	----------------------	-------------------------------------	-------------------

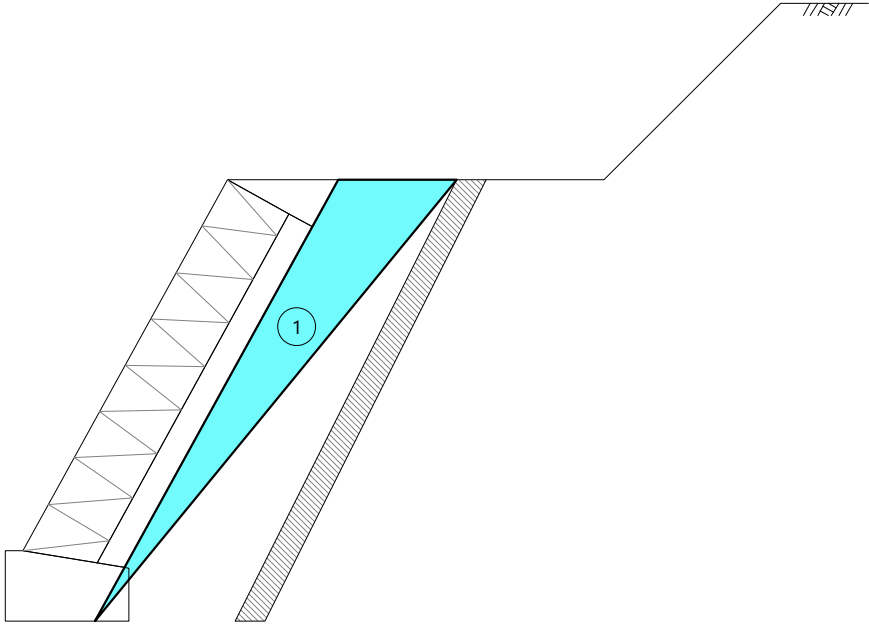
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

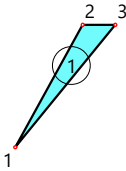
Q_1 範囲 $X_s = 1.883 \text{ (m)} \sim X_c = 2.550 \text{ (m)}$ Q_2 範囲 $X_c = 2.550 \text{ (m)} \sim X_e = 2.550 \text{ (m)}$

項目名	載荷位置 $X_a \text{ (m)}$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	作用幅 $B_{q1} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_1 \text{ (kN/m)}$	作用幅 $B_{q2} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_2 \text{ (kN/m)}$
自動車荷重	4.583	10.000	10.000	—	—	—	—
雪荷重	1.883	—	1.000	0.667	0.667	—	—
Σ					0.667		0.000



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c \text{ (m}^2\text{)}$
	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 0.667 + 16.683 = 17.350 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550 - 2.550)^2 + (2.500 - 2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[17.350 \times \sin(50.754 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435 - 25 + 0) \times \cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \\ &= 4.711 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.711}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\ &= 5.054 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(5.054, 5.054) = 5.063 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 5.063 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

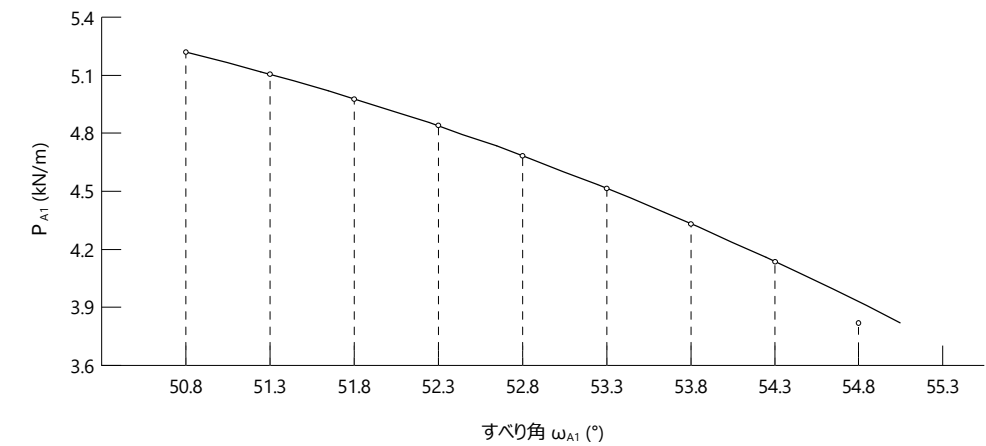
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

- ・常時水位 ($h_w=0.000\text{m}$) を考慮、地震の影響を考慮しない

傾 斜 角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -28.811 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿 潤 重 量	$\gamma = 20.000 (\text{kN/m}^3)$
	水 中 重 量	$\gamma' = 11.000 (\text{kN/m}^3)$
切 土 面	粘 着 力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
	摩 擦 角	$\delta' = 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 25.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q + w_1$	$l (\text{m})$
55.000	3.820	1.127	8.955	10.082	3.052
54.000	4.239	1.324	10.525	11.850	3.090
53.000	4.603	1.527	12.136	13.663	3.130
52.000	4.912	1.735	13.789	15.524	3.173
51.000	5.165	1.948	15.488	17.437	3.217
50.754	5.218	2.002	15.914	17.916	3.228

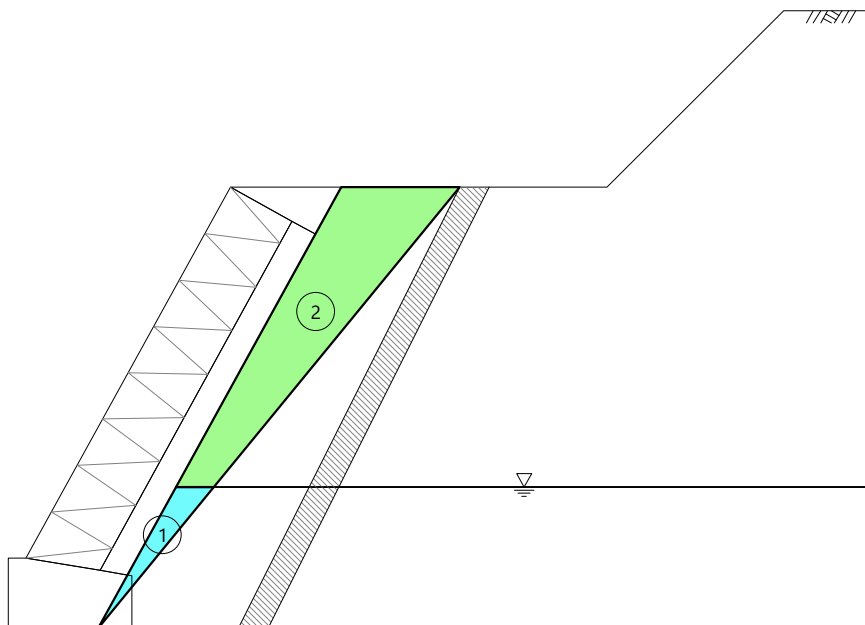
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

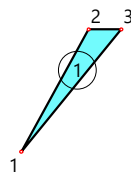
上載荷重作用範囲 $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.883	1.500	3.000	0.667	2.001
Σ					2.001

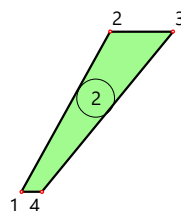


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.508	0.000	-0.203080
2	0.948	0.800	0.085415
3	1.161	0.800	0.203080
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.085415



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.948	0.800	-0.431544
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.431544
4	1.161	0.800	-0.085415
1	0.948	0.800	0.000000
Σ			0.748712



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 $\therefore z_c = 0.000$ (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.085415 \times 11.000 + 0.748712 \times 20.000 = 15.914 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 2.001 + 15.914 = 17.915 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{17.915}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.218 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$)

$\omega_{A2}(^{\circ})$	$P_{A2}(\text{kN/m})$	$Q_1(\text{kN/m})$	$w_1(\text{kN/m})$	$W_1(\text{kN/m})$ $Q_1 + w_1$	$l_1(\text{m})$	$Q_2(\text{kN/m})$	$w_2(\text{kN/m})$	$W_2(\text{kN/m})$ $Q_2 + w_2$	$l_2(\text{m})$
50.000	0.043	1.757	17.012	18.768	3.050	0.245	0.134	0.379	0.183

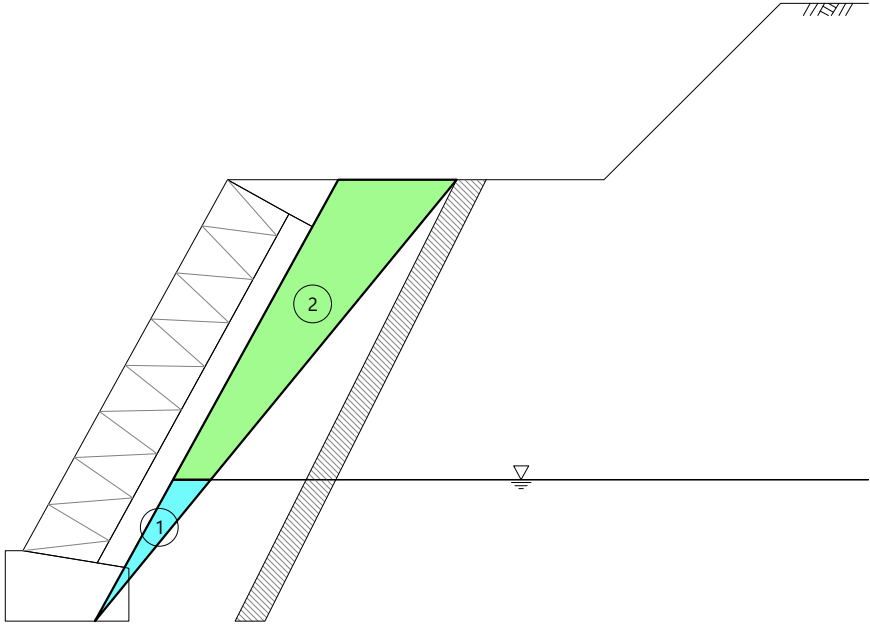
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

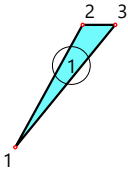
Q_1 範囲 $X_s = 1.883(\text{m}) \sim X_c = 2.550(\text{m})$ Q_2 範囲 $X_c = 2.550(\text{m}) \sim X_e = 2.550(\text{m})$

項目名	载荷位置 $X_q(\text{m})$	载荷幅 (m)	荷重強度 $q(\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_{q1}(\text{m})$	上載荷重 $Q_1(\text{kN/m})$	作用幅 $B_{q2}(\text{m})$	上載荷重 $Q_2(\text{kN/m})$
群集荷重	1.883	1.500	3.000	0.667	2.001	—	—
Σ					2.001		0.000

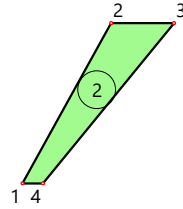


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c(\text{m}^2)$
	$X_i(\text{m})$	$Y_i(\text{m})$	
1	0.508	0.000	-0.203080
2	0.948	0.800	0.085415
3	1.161	0.800	0.203080
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.085415



No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	0.948	0.800	-0.431544
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.431544
4	1.161	0.800	-0.085415
1	0.948	0.800	0.000000
Σ			0.748712



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 $\therefore z_c = 0.000$ (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.085415 \times 11.000 + 0.748712 \times 20.000 = 15.914 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 2.001 + 15.914 = 17.915 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550 - 2.550)^2 + (2.500 - 2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 Z &= \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\
 &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\
 &= \left[17.915 \times \sin(50.754 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435 - 25 + 0) \times \cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\
 &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \\
 &= 4.864
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.864}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.218 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(5.218, 5.218) = 5.188 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 5.188 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

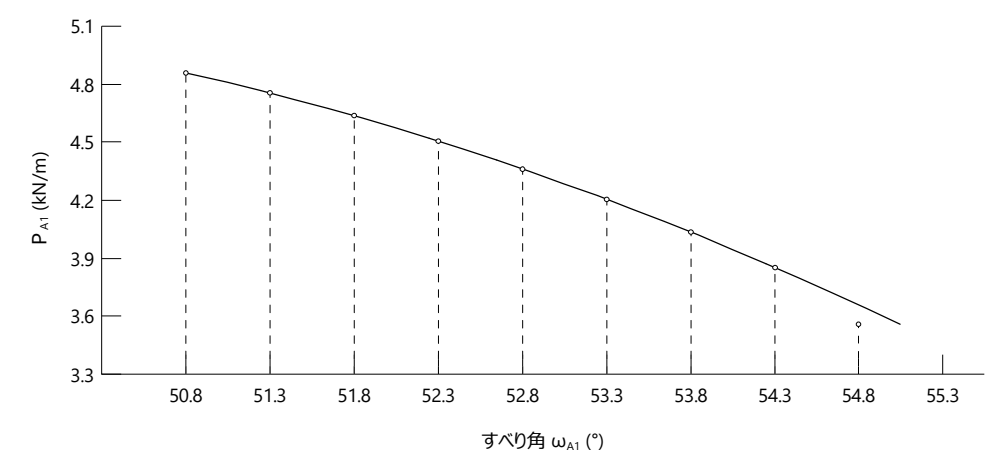
$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

3.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視
・水の影響を考慮しない($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

傾 斜 角	地山の傾斜角	ε	$= 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	α	$= -28.811 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	k_H	$= 0.000$
	地震合成角	θ	$= 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	ϕ	$= 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	δ	$= 23.333 (^{\circ})$
	湿 潤 重 量	γ	$= 20.000 (\text{kN/m}^3)$
切 土 面	粘 着 力	c	$= 0.000 (\text{kN/m}^2)$
	摩 擦 角	δ'	$= 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	c'	$= 25.000 (\text{kN/m}^2)$

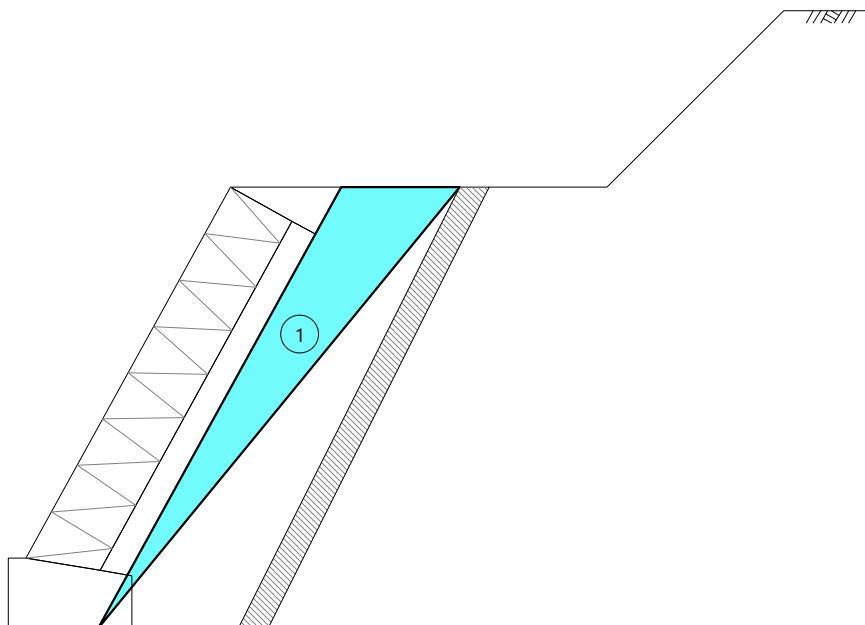
主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q + w_1}$	$l (\text{m})$
55.000	3.557	0.000	9.388	9.388	3.052
54.000	3.947	0.000	11.034	11.034	3.090
53.000	4.286	0.000	12.722	12.722	3.130
52.000	4.574	0.000	14.455	14.455	3.173
51.000	4.809	0.000	16.237	16.237	3.217
50.754	4.859	0.000	16.683	16.683	3.228

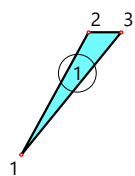
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 50.754(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 50.754(^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 $\therefore z_c = 0.000$ (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

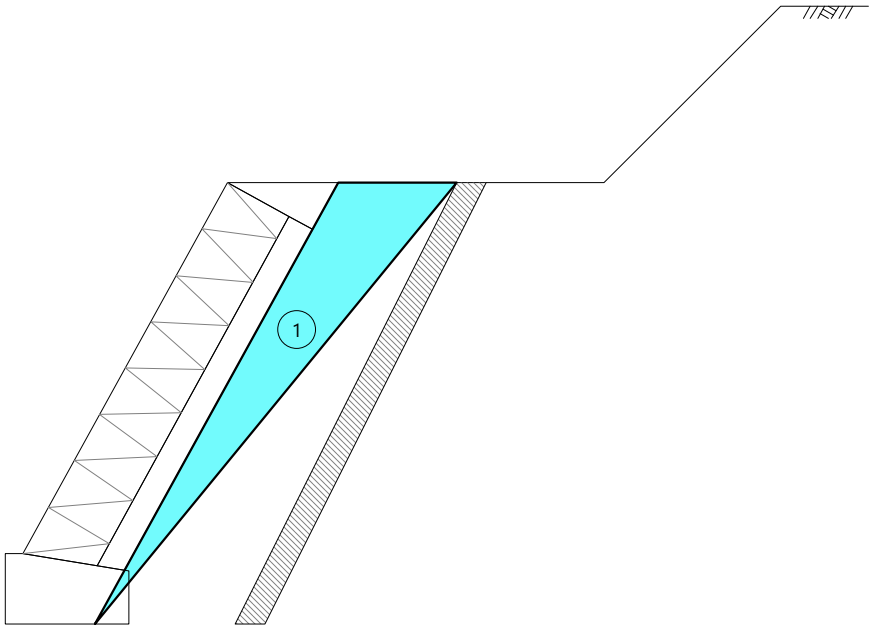
$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{16.683}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 4.859 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$

$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$\frac{W_1 \text{ (kN/m)}}{Q_1 + w_1}$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$\frac{W_2 \text{ (kN/m)}}{Q_2 + w_2}$	$l_2 \text{ (m)}$
--------------------------	-------------------------	----------------------	----------------------	--	-------------------	----------------------	----------------------	--	-------------------

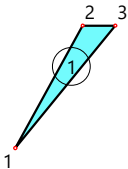
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c \text{ (m}^2\text{)}$
	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550-0.508)^2 + (2.500-0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550-2.550)^2 + (2.500-2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[16.683 \times \sin(50.754-35-0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435-25+0) \times \cos(50.754-35)}{\cos(63.435-25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754-35)}{\cos(63.435-25)} \\ &= 4.530 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.530}{\cos(50.754-35-(-28.811)-23.333)} \\ &= 4.859 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(4.859, 4.859) = 4.875 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 4.875 \text{ (kN/m)}$$

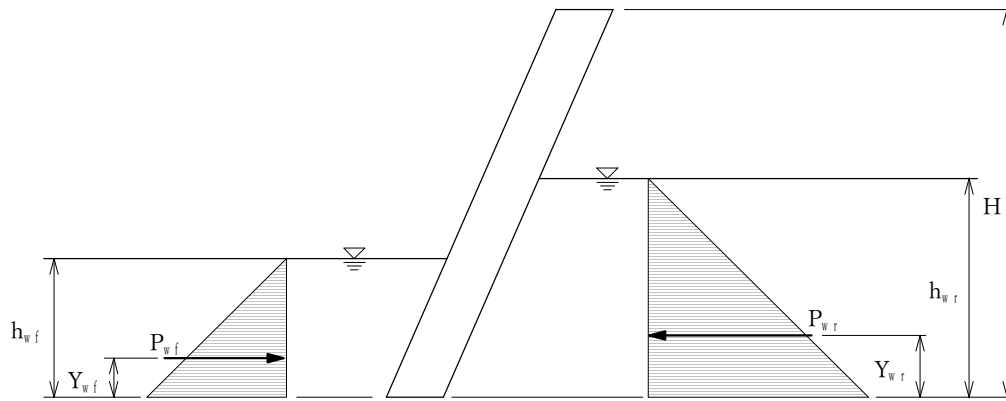
土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

3.6 水 圧

3.6.1 計算方法



水圧の合力 (kN/m)

$$P_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$P_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

水圧の作用位置 (m)

$$Y_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wf} & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$Y_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wr} & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

ここに、 P_{wf} : 擁壁前面側に作用する水圧 (kN/m)
 P_{wr} : 擁壁背面側に作用する水圧 (kN/m)
 h_{wf} : 擁壁前面側水位面の底面からの高さ (m)
 h_{wr} : 擁壁背面側水位面の底面からの高さ (m)
 γ_w : 水の単位体積重量 = 9.800 (kN/m³)
 H : 壁高 = 2.307 (m)

3.6.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.400 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 0.800 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.400^2 = 0.784 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.400 = 0.133 \text{ (m)}$$

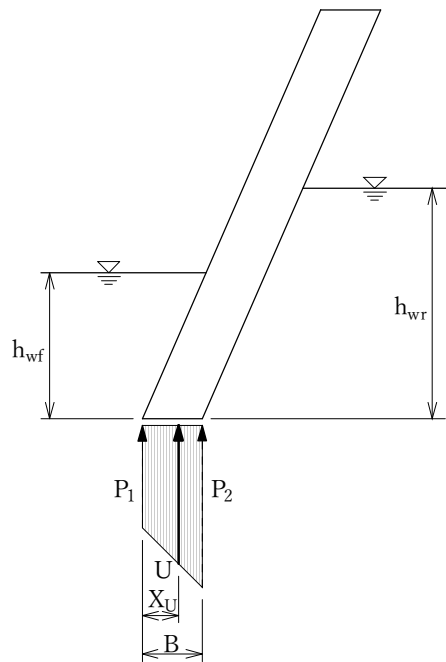
背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.800^2 = 3.136 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 0.800 = 0.267 \text{ (m)}$$

3.7 揚圧力

3.7.1 計算方法



揚圧力

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_{wf}$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_{wr}$$

$$U = \frac{P_1 + P_2}{2} B$$

作用位置 (m)

$$X_U = \frac{P_1 + 2P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{B}{3}$$

ここに、U : 揚圧力 (kN/m)

P_1 : 擁壁前面位置での静水圧 (kN/m²)

P_2 : 擁壁背面位置での静水圧 (kN/m²)

h_{wf} : 擁壁前面側水位面の底面からの高さ (m)

h_{wr} : 擁壁背面側水位面の底面からの高さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 = 9.800 (kN/m³)

B : 揚圧力作用幅 = 0.700 (m)

3.7.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.400 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 0.800 \text{ (m)}$$

揚圧力

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_{wf} = 9.800 \times 0.400 = 3.920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_{wr} = 9.800 \times 0.800 = 7.840 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$U = \frac{P_1 + P_2}{2} B = \frac{3.920 + 7.840}{2} \times 0.700 = 3.691 \text{ (kN/m)}$$

作用位置

$$X_U = \frac{P_1 + 2P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{B}{3} = \frac{3.920 + 2 \times 7.840}{3.920 + 7.840} \cdot \frac{0.700}{3} = 0.349 \text{ (m)}$$

3.8 水平荷重

3.8.1 計算方法

自動車の衝突荷重

$$V = \frac{P_v}{L}$$
$$H = \frac{P_h}{L}$$
$$Y = H_p + h$$

風荷重

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_d^2 \cdot C_d \cdot G \cdot \alpha$$
$$V = 0.000$$
$$H = p \cdot h_o$$
$$Y = H_p + y_p$$

- ここに、
V : 鉛直力 (kN/m)
H : 水平力 (kN/m)
H_p : 擁壁の高さ = 2.500 (m)
L : 擁壁の1ブロックの長さ = 10.000 (m)
P_v : 衝突時に擁壁天端に作用する鉛直荷重 = 25.000 (kN)
P_h : 自動車の衝突荷重 = 30.000 (kN)
h : 擁壁天端から自動車荷重の作用高さ = 0.500 (m)
p : 単位面積当たりの風荷重 (kN/m²)
ρ : 空気密度 = 1.230 (kg/m³)
U_d : 設計基準風速 = 40.000 (m/s)
C_d : 抗力係数 = 1.200
G : ガスト応答係数 = 1.900
α : 補正係数 = 0.800
h_o : 風荷重の作用高さ = 1.100 (m)
y_p : 擁壁天端から風荷重の作用位置までの高さ = 0.300 (m)

自動車の衝突荷重

$$V = \frac{P_v}{L} = \frac{25.000}{10.000} = 2.500 \text{ (kN/m)}$$
$$H = \frac{P_h}{L} = \frac{30.000}{10.000} = 3.000 \text{ (kN/m)}$$
$$Y = H_p + h = 2.500 + 0.500 = 3.000 \text{ (m)}$$
$$X = \frac{1.255 + 1.883}{2} = 1.569 \text{ (m)}$$

風荷重

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_d^2 \cdot C_d \cdot G \cdot \alpha = \frac{1}{2} \times 1.230 \times 40.000^2 \times 1.200 \times 1.900 \times 0.800$$
$$= 1795 \text{ (N/m}^2\text{)} = 1.795 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
$$H = p \cdot h_o = 1.795 \times 1.100 = 1.975 \text{ (kN/m)}$$
$$Y = H_p + y_p = 2.500 + 0.300 = 2.800 \text{ (m)}$$

3.8.2 パターン 1

・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
自動車衝突荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.922	9.000	
Σ	2.500	3.000			3.923	9.000	

平均アーム長

$$X = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma V} = \frac{3.923}{2.500} = 1.56920 \approx 1.569 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{9.000}{3.000} = 3.00000 = 3.000 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.923 - 9.000}{2.500} = -2.031 \text{ (m)}$$

3.8.3 パターン 2

- 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
風 荷 重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
Σ	0.000	1.975			0.000	5.530	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{5.530}{1.975} = 2.80000 = 2.800 \text{ (m)}$$

3.9 その他の荷重

パターン 1

- ・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視
- ・荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
任意鉛直荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
Σ	5.000	0.000			7.500	0.000	

平均アーム長

$$X = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma V} = \frac{7.500}{5.000} = 1.50000 = 1.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 0.000 \text{ (m)}$$

3.10 作用力の集計(示力線計算用)

3.10.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	5.063	0.000	0.833	0.000	4.217	項目3.5.2 参照
水平荷重	2.500	3.000	1.689	3.000	4.223	9.000	項目3.8.2 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	46.287	8.063			48.192	13.217	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{48.192 - 13.217}{46.287} = 0.756 \text{ (m)}$$

3.10.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	5.188	0.000	0.833	0.000	4.322	項目3.5.3 参照
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	項目3.6.2 参照
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	項目3.6.2 参照
揚圧力	3.691	0.000	0.349	0.000	1.288	0.000	項目3.7.2 参照
水平荷重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	項目3.8.3 参照
	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
Σ	42.478	11.490			37.757	16.115	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{37.757 - 16.115}{42.478} = 0.509 \text{ (m)}$$

3.10.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	4.875	0.000	0.833	0.000	4.061	項目3.5.4 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	43.787	4.875			43.969	4.061	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.969 - 4.061}{43.787} = 0.911 \text{ (m)}$$

3.11 作用力の集計

3.11.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	5.063	1.086	0.833	0.000	4.217	項目3.5.2 参照
水平荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.923	9.000	項目3.8.2 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	45.354	8.054			43.823	13.210	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.823 - 13.210}{45.354} = 0.675 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.675 = -0.325 \text{ (m)}$$

3.11.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	5.188	1.086	0.833	0.000	4.322	項目3.5.3 参照
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	項目3.6.2 参照
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	項目3.6.2 参照
揚圧力	-3.691	0.000	0.349	0.000	-1.288	0.000	項目3.7.2 参照
水平荷重	0.000	1.975	—	2.800	0.000	5.530	項目3.8.3 参照
Σ	33.738	9.545			30.799	10.610	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{30.799 - 10.610}{33.738} = 0.598 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.598 = -0.248 \text{ (m)}$$

3.11.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	4.875	1.086	0.833	0.000	4.061	項目3.5.4 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	42.854	4.859			39.900	4.048	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{39.900 - 4.048}{42.854} = 0.837 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

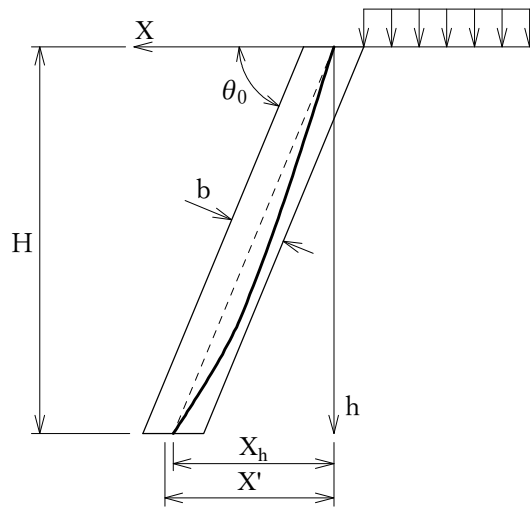
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.837 = -0.487 \text{ (m)}$$

4 安定計算

4.1 示力線法による検討

4.1.1 検討方法

示力線位置 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央1/3の外側の位置 X' (ミドルサード) より内側であることを照査する。ただし、示力線位置 X_h は擁壁天端の中心位置から、擁壁底面位置での合力の作用位置までの距離とする。また、基礎コンクリートの幅や重量は考慮しない。



安定条件

$$X' \geq X_h$$

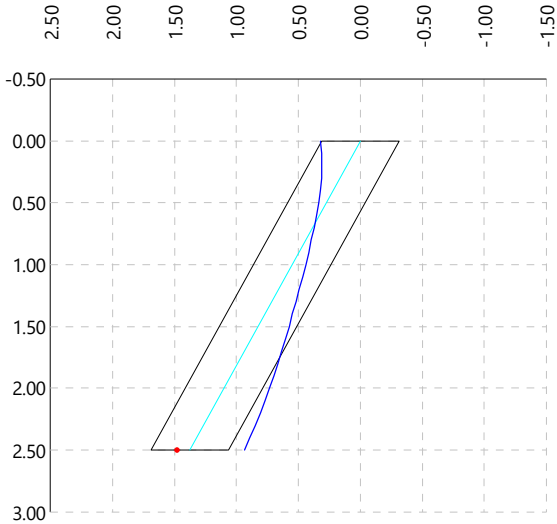
$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

$$X_h = X_0 = h \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d$$

ブロック積みの限界高さは $X' = X_h$ となる擁壁高 H を収束計算により算出する。

- ここに、 X' : ミドルサード位置 (m)
 X_0 : 合力の作用位置 (m)
 X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)
 h : 壁天端からの深さ (m)
 H : 擁壁の高さ = 2.500 (m)
 b : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 = 0.550 (m)
 θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 = 61.189 (°)
 $\theta_0 = \tan^{-1}(1/0.550)$
 d : 合力の作用位置 (m)

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視
 荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.756 \text{ (m)}$ … [項目3.10.1] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.756 = 0.933 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

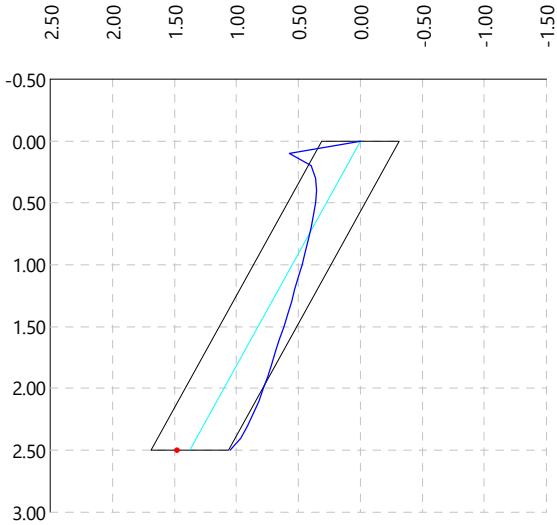
$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.933 \quad \cdots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。
 限界高さ $H_A = 14.760 \text{ (m)}$

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮
 荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.509$ (m) … [項目3.10.2] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.509 = 1.049 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

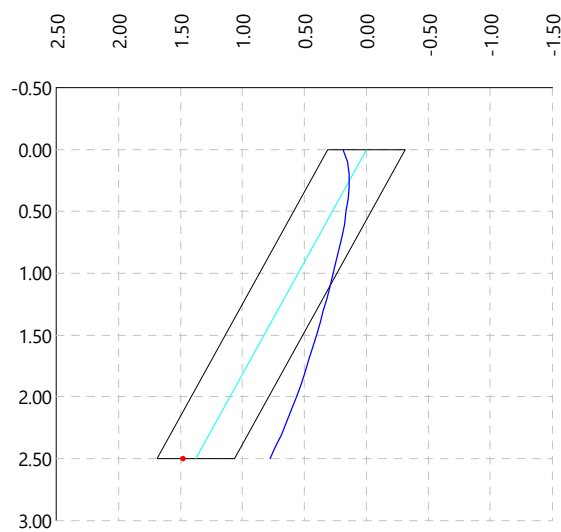
$$X' = 1.480 \geq X_h = 1.049 \quad \cdots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。

$$\text{限界高さ } H_A = 14.214 \text{ (m)}$$

4.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.911$ (m) … [項目3.10.3] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.911 = 0.777 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.777 \quad \cdots \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は以下の通り。

$$\text{限界高さ } H_A = 15.736 \text{ (m)}$$

4.2 許容支持力の計算

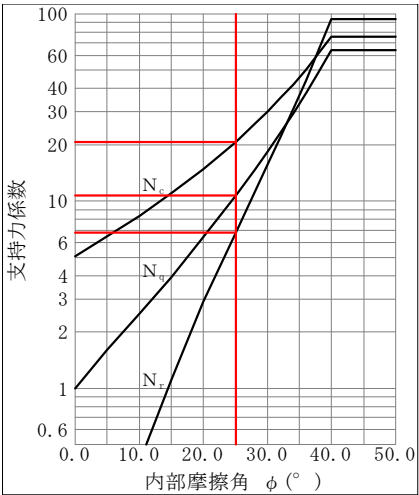
4.2.1 計算方法

以下の公式により地盤の許容支持力を計算する。

$$q_a = \frac{1}{n} q_u$$
$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$
$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, \quad i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad (\text{ただし } \theta > \phi \text{ の時 } i_r = 0)$$
$$\eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-1/3}$$

- ここに、 q_a : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率 (常時は $n=3$ 、レベル1地震時及び短期荷重時は $n=1.5$)
 q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 α : 基礎の形状係数 = 1.0
 β : 基礎の形状係数 = 0.5
 c : 支持地盤の粘着力 = 2.000 (kN/m²)
 B : 擁壁底面幅 = 0.700 (m)
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 D_f : 有効根入れ深さ = 1.000 (m)
 N_c, N_q, N_r : 支持力係数 (内部摩擦角 ϕ の関数で次表より求める)
 i_c, i_q, i_r : 荷重の傾斜・偏心に対する補正係数
 ϕ : 内部摩擦角 = 25.000 (°)
 θ : 荷重の傾斜角 (°)
 $\tan \theta = \Sigma H / \Sigma V$ 、かつ $\tan \theta \leq \mu$
 μ : 基礎底面の摩擦係数 = 0.57735
 ΣH : 基礎底面に働く全水平力 (kN/m)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN/m)
 η : 基礎の寸法による補正係数、常時は $\eta = 1.0$ としてよい。
 B_0 : 基礎の基準幅 = 1.0 (m)

ϕ	N_c	N_q	N_r
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7



上表より、内部摩擦角=25.000(°)の値を採用する
 $N_c = 20.700$, $N_q = 10.700$, $N_r = 6.800$

4.2.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 45.354 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力} \quad \Sigma H = 8.054 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{8.054}{45.354} = 10.070 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10.070}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 10.070 = 0.178 < \mu = 0.57735$ のため、 $\tan \theta = \mu$ とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-1/3} = \left(\frac{0.700}{1.0}\right)^{-1/3} = 1.1262$$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.1262 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 282.246 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ q_a &= \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{3} \times 282.246 = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 33.738 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力} \quad \Sigma H = 9.545 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{9.545}{33.738} = 15.797 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{15.797}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 15.797 = 0.283 < \mu = 0.57735$ のため、 $\tan \theta = \mu$ とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

常時のため $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.0 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 276.840 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ q_a &= \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{1.5} \times 276.840 = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 42.854 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力} \quad \Sigma H = 4.859 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{4.859}{42.854} = 6.469 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.469}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 6.469 = 0.113 < \mu = 0.57735$ のため、 $\tan \theta = \mu$ とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

常時のため $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.0 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 276.840 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{1.5} \times 276.840 = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.3 地盤支持に対する検討

4.3.1 計算方法

地盤反力度は次式により算出し、地盤反力度が許容支持力を越えないことを照査する。
ただし、荷重による偏心は考慮しない。

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \leq q_a$$

4.3.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 45.354 \text{ (kN/m)} \quad \cdots \text{ [項目3.11.1] 参照}$$

$$\text{許容支持力} \quad q_a = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ [項目4.2.2] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{45.354}{0.700} = 64.791 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ OK}$$

4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 33.738 \text{ (kN/m)} \quad \cdots \text{ [項目3.11.2] 参照}$$

$$\text{許容支持力} \quad q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ [項目4.2.3] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{33.738}{0.700} = 48.197 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ OK}$$

4.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 42.854 \text{ (kN/m)} \quad \cdots \text{ [項目3.11.3] 参照}$$

$$\text{許容支持力} \quad q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ [項目4.2.4] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{42.854}{0.700} = 61.220 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \cdots \text{ OK}$$

4.4 受働土圧合力

4.4.1 計算方法

次式により受働土圧係数及び受働土圧合力を算出する。

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

ここに、 P_P : 常時受働土圧合力 (kN/m)
 P_{PE} : 地震時受働土圧合力 (kN/m)
 K_P : 常時受働土圧係数
 K_{PE} : 地震時受働土圧係数
 γ : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m³)
 H : 土圧作用高 = 0.700 (m)
 α : 壁前面と鉛直面のなす角 = -29.000 (°)
 ϕ : 前面埋戻し土のせん断抵抗角 = 25.000 (°)
 β : 擁壁前面の地盤面と水平面のなす角 = 0.000 (°)
 δ : 壁面摩擦角 = 0.000 (°)
 θ : 地震時合成角 = 8.531 (°)
 $\theta = \tan^{-1} K_H = \tan^{-1} 0.150$
 K_H : 水平震度 = 0.150

4.4.2 常時

$$\begin{aligned} K_P &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} \\ &= \frac{\cos^2(25 + (-29))}{\cos(-29 + 0) \times \cos^2(-29) \times \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(25 - 0) \times \sin(25 + 0)}{\cos(-29 + 0) \times \cos(-29 - 0)}}\right)^2} \\ &= 5.569 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_P &= \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 5.569 \times 19.000 \times 0.700^2 \\ &= 25.924 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

4.5 滑動に対する検討

4.5.1 計算方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} \geq F_a$$

ここに、 ΣV : 底面に作用する全鉛直力 (kN/m)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN/m)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$
 ϕ_B : 底面と地盤との間の摩擦角 = 30.000 (°)
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 = 0.300 (kN/m²)
 B : 底面幅 = 0.700 (m)
 B' : 有効載荷幅 $B' = B - 2e$ (m)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 P_P : 受働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 F_s : 滑動に対する安全率
 F_a : 滑動に対する所要安全率

4.5.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

全水平力 $\Sigma H = 8.054$ (kN/m) … [項目3.11.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 45.354$ (kN/m)
受働土圧合力 $P_P = 25.924$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.325$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.325 = 0.050 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{45.354 \times 0.577 + 0.300 \times 0.050 + 0.5 \times 25.924}{8.054} = 4.862$$

$$F_s = 4.862 \geq F_a = 1.500 \quad \cdots \text{OK}$$

4.5.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

全水平力 $\Sigma H = 9.545$ (kN/m) … [項目3.11.2] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 33.738$ (kN/m)
受働土圧合力 $P_P = 25.924$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.248$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.248 = 0.204 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{33.738 \times 0.577 + 0.300 \times 0.204 + 0.5 \times 25.924}{9.545} = 3.405$$

$$F_s = 3.405 \geq F_a = 1.200 \quad \cdots \text{OK}$$

4.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

全水平力 $\Sigma H = 4.859$ (kN/m) … [項目3.11.3] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 42.854$ (kN/m)
受働土圧合力 $P_P = 25.924$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.487$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.487 = -0.274 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{42.854 \times 0.577 + 0.300 \times -0.274 + 0.5 \times 25.924}{4.859} = 7.743$$

$$F_s = 7.743 \geq F_a = 1.200 \quad \cdots \text{OK}$$

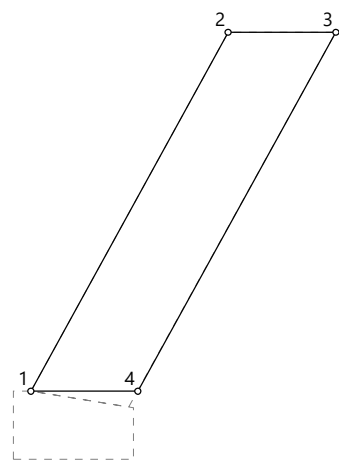
4.6 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条 件	水 位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
1	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.933$ ≤ 1.480	$F_s = 4.862$ ≥ 1.500	$q_{max} = 64.791$ ≤ 94.082
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	$X_h = 1.049$ ≤ 1.480	$F_s = 3.405$ ≥ 1.200	$q_{max} = 48.197$ ≤ 184.560
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.777$ ≤ 1.480	$F_s = 7.743$ ≥ 1.200	$q_{max} = 61.220$ ≤ 184.560
				→ OK	→ OK	→ OK

5 たて壁の断面計算

5.1 照査位置:0.000 (m) - [I-I断面]

5.1.1 く体重量(壁部)



No	座標値		断面積 A _c (m ²)	断面一次モーメント	
	X _i (m)	Y _i (m)		G _x (m ³)	G _y (m ³)
1	-0.314	0.000	0.329542	0.848925	-0.189714
2	0.841	2.100	0.659084	1.384077	0.000000
3	1.469	2.100	0.329542	-0.848925	0.950956
4	0.314	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.314	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.318168	1.384077	0.761242

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.318 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.761242}{1.318168} = 0.578 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.384077}{1.318168} = 1.050 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

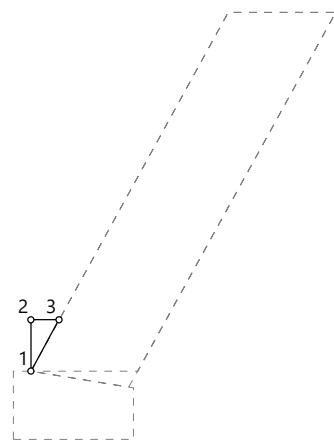
重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.318 \times 23.000 = 30.314 \text{ (kN)}$

慣 性 力 $H_c = W_c \cdot k_H = 30.314 \times 0.150 = 4.547 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 30.314 \times 0.578 = 17.521 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 4.547 \times 1.050 = 4.774 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

5.1.2 前面土重量・水位無視(常時・地震時)



No	座標値		断面積 A _c (m ²)	断面一次モーメント	
	X _i (m)	Y _i (m)		G _x (m ³)	G _y (m ³)
1	0.100	0.400	-0.015000	0.000000	-0.001500
2	0.100	0.700	0.057750	0.040425	0.000000
3	0.265	0.700	-0.018000	-0.025575	0.005336
1	0.100	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.024750	0.014850	0.003836

体 積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.025 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.003836}{0.024750} = 0.155 \text{ (m)}$

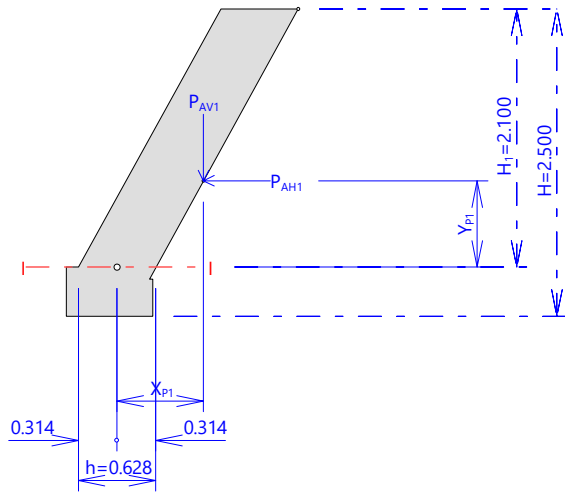
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.014850}{0.024750} = 0.600 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重 量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.025 \times 20.000 = 0.500 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.500 \times 0.155 = 0.078 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3} H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{2.100}{3} \times \tan 28.811 + 0.314 = 0.699 \text{ (m)}$$

5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

主働土圧 $P_A = 5.063 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.063}{20.000 \times 2.500^2} = 0.081$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.081 = 3.572 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.572 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.341 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.572 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.556 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

主働土圧 $P_A = 5.188 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.188}{20.000 \times 2.500^2} = 0.083$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.083 = 3.660 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.660 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.349 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.660 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.643 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

安定計算で算定された土圧から土圧係数 K_A を求め、断面位置から上部に作用する土圧 P_{Ai} を求める。

主働土圧 $P_A = 4.875 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 4.875}{20.000 \times 2.500^2} = 0.078$$

$$P_{Ai} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_i^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.078 = 3.440 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_i} = P_{Ai} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.440 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.328 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_i} = P_{Ai} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.440 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.424 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4 水 圧

5.1.4.1 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 0.400 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.400^2 = 0.784 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 0.400 = 0.133 \text{ (m)}$$

5.1.5 水平荷重

5.1.5.1 計算詳細

照査位置から擁壁天端までの高さ

$$H_o = 2.100 \text{ (m)}$$

自動車の衝突荷重

$$p_h = 30.000 \text{ (kN)}$$

$$S = \frac{P_h}{W_h + H_o} = \frac{30.000}{1.000 + 2.100} = 9.677 \text{ (kN)}$$

$$Y = H_o + h = 2.100 + 0.500 = 2.600 \text{ (m)}$$

風荷重

$$p = 1.795 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$S = p \cdot h_o = 1.795 \times 1.100 = 1.975 \text{ (kN)}$$

$$Y = H_o + y_p = 2.100 + 0.300 = 2.400 \text{ (m)}$$

5.1.5.2 パターン 1

・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	応力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	軸力 N	せん断 S	X	Y	N・X	S・Y	
自動車衝突荷重	0.000	9.677	0.000	2.600	0.000	25.160	
Σ	0.000	9.677			0.000	25.160	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{25.160}{9.677} = 2.59998 \approx 2.600 \text{ (m)}$$

5.1.5.3 パターン 2

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	応力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	軸力 N	せん断 S	X	Y	N・X	S・Y	
風荷重	0.000	1.975	0.000	2.400	0.000	4.740	
Σ	0.000	1.975			0.000	4.740	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{4.740}{1.975} = 2.40000 = 2.400 \text{ (m)}$$

5.1.6 作用力の集計

5.1.6.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.341	3.556	0.699	0.700	2.728	項目5.1.3.1 参照
水平力	0.000	9.677	0.000	2.600	25.160	項目5.1.5.2 参照
Σ	30.473	13.233			10.496	

5.1.6.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.349	3.643	0.699	0.700	2.794	項目5.1.3.2 参照
背面水圧	0.000	0.784	0.000	-0.267	-0.209	項目5.1.4.1 参照
水平力	0.000	1.975	0.000	2.400	4.740	項目5.1.5.3 参照
Σ	30.465	6.402			-10.066	

5.1.6.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.328	3.424	0.699	0.700	2.626	項目5.1.3.3 参照
Σ	30.486	3.424			-14.765	

5.1.7 応力度計算

5.1.7.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) \leq \sigma_{ca}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) \leq \sigma_{ta}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 σ_{c1}, σ_{c2} : 曲げ圧縮応力度
 負となった場合は曲げ引張応力度
 τ_c : せん断応力度
 N : 軸力 (kN/m)
 S : せん断力 (kN/m)
 M : 曲げモーメント (kN・m/m)
 b : 有効幅 = 1.0 (m)
 H : 部材厚 (m)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度
 τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.7.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

軸力 $N = 30.473$ (kN/m) … [項目5.1.6.1] 参照
 せん断力 $S = 13.233$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = 10.496$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\begin{aligned}\sigma_{c1} &= \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.473}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times 10.496}{1 \times 0.628^2} = 208.206 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.208 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_{c2} &= \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.473}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times 10.496}{1 \times 0.628^2} = -111.158 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.111 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) &= 0.208 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \\ \max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) &= 0.111 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \\ \tau_c &= \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|13.233|}{1 \times 0.628} \\ &= 21.072 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

5.1.7.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

軸力 $N = 30.465$ (kN/m) … [項目5.1.6.2] 参照
 せん断力 $S = 6.402$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = -10.066$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.25 = 5.625$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.25 = 0.313$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.25 = 0.413$ (N/mm²)

$$\begin{aligned}\sigma_{c1} &= \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.465}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times (-10.066)}{1 \times 0.628^2} = -104.629 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.105 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_{c2} &= \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.465}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times (-10.066)}{1 \times 0.628^2} = 201.651 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.202 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) &= 0.202 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 5.625 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \\ \max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) &= 0.105 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.313 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK} \\ \tau_c &= \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|6.402|}{1 \times 0.628} \\ &= 10.194 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.010 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.413 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}\end{aligned}$$

5.1.7.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

軸 力 $N = 30.486 \text{ (kN/m)}$ … [項目5.1.6.3] 参照
 せん断力 $S = 3.424 \text{ (kN/m)}$
 曲げモーメント $M = -14.765 \text{ (kN・m/m)}$
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.486}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times (-14.765)}{1 \times 0.628^2} = -176.084 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.486}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times (-14.765)}{1 \times 0.628^2} = 273.173 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.273 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.273 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|3.424|}{1 \times 0.628}$$

$$= 5.452 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.005 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条 件	水 位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	常時	無視	0.208 ≦ 4.500	0.111 ≦ 0.250	0.021 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	0.202 ≦ 5.625	0.105 ≦ 0.313	0.010 ≦ 0.413
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	0.273 ≦ 6.750	0.176 ≦ 0.375	0.005 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

1 表題

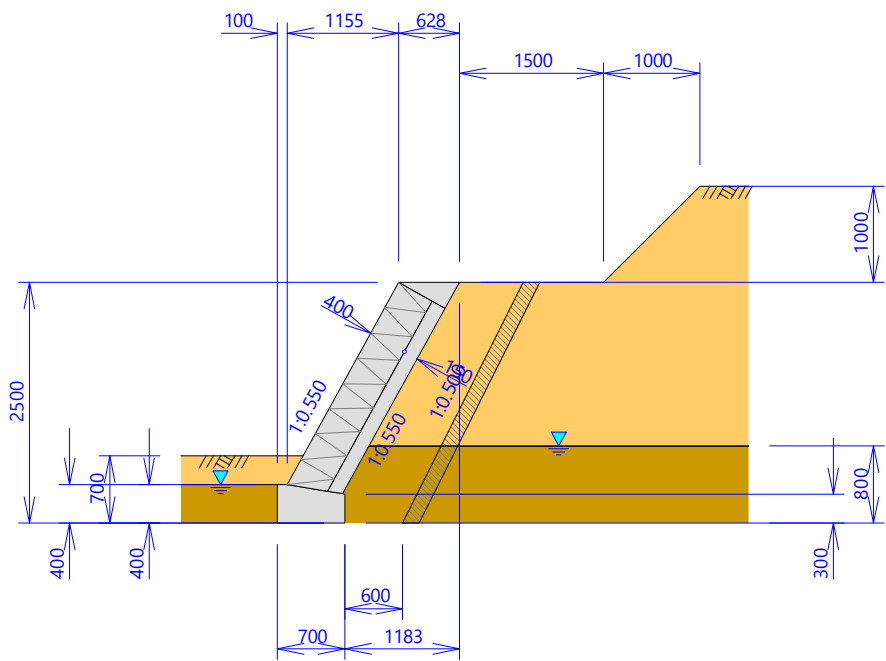
ブロック積み擁壁計算例

結果一覧表

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

- 適用基準
- : 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」
- 構造形式
- : ブロック式
- 背後地盤
- : 切土部擁壁
- 擁壁の高さ
- : $H = 2.500 \text{ (m)}$
- 擁壁の前面勾配
- : $N = 0.550$
- 擁壁1ブロック長
- : $L = 10.000 \text{ (m)}$



2.2 荷 重

2.2.1 上載荷重

自動車荷重(T-25)	載荷位置	2.700	(m)
	載 荷 幅	10.000	(m)
	荷重強度	10.000	(kN/m ²)
群集荷重	載荷位置	0.000	(m)
	載 荷 幅	1.500	(m)
	荷重強度	3.000	(kN/m ²)
雪荷重 (積雪深から算出)	載荷位置	0.000	(m)
	積 雪 深	1.000	(m)
	荷重強度	3.500	(kN/m ²)

2.2.2 水平荷重

自動車衝突荷重	安定計算	考慮する	
	たて壁の設計	考慮する	
	防護柵の種類	支柱式防護柵	
	載 荷 幅	1.000	(m)
	作用高さ	0.500	(m)
	衝突荷重強度	30.000	(kN/m ²)
	鉛直荷重強度	25.000	(kN/m ²)
風荷重(計算値)	作用位置	0.300	(m)
	作用高さ	1.100	(m)
	空気密度	1.230	(kg/m ³)
	設計基準風速	40.000	(m/s)
	抗力係数	1.200	
	ガスト応答係数	1.900	
	補正係数	0.800	
	荷重強度	1.795	(kN/m ²)

2.2.3 その他の荷重

No. 1 任意鉛直荷重 ・安定計算	荷重種類		鉛直集中	
	作用位置	X	1.500	(m)
		Y	2.500	(m)
	荷重	P	5.000	(kN/m)

2.3 荷重の組合せ

No	1	2	3	
ケース名称	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	自重+風+揚圧力考慮	自重+慣性力+揚圧力無視	
地震の影響				
水の影響		○		
前面土砂	○	○	○	
自動車荷重	○			
群集荷重		○		
雪 荷 重	1.000 (kN/m ²)			
宅地荷重	—	—	—	
自動車衝突荷重	○			
落石による降伏荷重	—	—	—	
風 荷 重		○		
くさびの粘着高				
任意鉛直荷重	○		○	
滑動安全率	1.500	1.200	1.200	

3 底面における作用力

3.1 作用力の集計(示力線計算用)

3.1.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	5.063	0.000	0.833	0.000	4.217	
水平荷重	2.500	3.000	1.689	3.000	4.223	9.000	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
Σ	46.287	8.063			48.192	13.217	

3.1.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	5.188	0.000	0.833	0.000	4.322	
前面水压	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	
背面水压	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	
揚圧力	3.691	0.000	0.349	0.000	1.288	0.000	
水平荷重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
Σ	42.478	11.490			37.757	16.115	

3.1.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	4.875	0.000	0.833	0.000	4.061	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
Σ	43.787	4.875			43.969	4.061	

3.2 作用力の集計

3.2.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	5.063	1.086	0.833	0.000	4.217	
水平荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.923	9.000	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	
Σ	45.354	8.054			43.823	13.210	

3.2.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	5.188	1.086	0.833	0.000	4.322	
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	
揚圧力	-3.691	0.000	0.349	0.000	-1.288	0.000	
水平荷重	0.000	1.975	—	2.800	0.000	5.530	
Σ	33.738	9.545			30.799	10.610	

3.2.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備 考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	4.875	1.086	0.833	0.000	4.061	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	
Σ	42.854	4.859			39.900	4.048	

4 安定計算

4.1 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条 件	水 位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
1	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.933$ ≤ 1.480	$F_s = 4.862$ ≥ 1.500	$q_{max} = 64.791$ ≤ 94.082
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	$X_h = 1.049$ ≤ 1.480	$F_s = 3.405$ ≥ 1.200	$q_{max} = 48.197$ ≤ 184.560
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.777$ ≤ 1.480	$F_s = 7.743$ ≥ 1.200	$q_{max} = 61.220$ ≤ 184.560
				→ OK	→ OK	→ OK

5 たて壁の断面計算

5.1 照査位置:0.000 (m) - [I-I断面]

5.1.1 作用力の集計

5.1.1.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.341	3.556	0.699	0.700	2.728	
水平力	0.000	9.677	0.000	2.600	25.160	
Σ	30.473	13.233			10.496	

5.1.1.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.349	3.643	0.699	0.700	2.794	
背面水压	0.000	0.784	0.000	-0.267	-0.209	
水平力	0.000	1.975	0.000	2.400	4.740	
Σ	30.465	6.402			-10.066	

5.1.1.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
く体自重	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.328	3.424	0.699	0.700	2.626	
Σ	30.486	3.424			-14.765	

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置 : 0.000)

荷重ケースNo				1	2	3
断面力	軸 力	N	(kN/m)	30.473	30.465	30.486
	せん断力	S	(kN/m)	13.233	6.402	3.424
	曲げモーメント	M	(kN/m)	10.496	-10.066	-14.765
部材	単位部材幅	b	(mm)	1000.0	1000.0	1000.0
	部材厚	h	(mm)	0.6	0.6	0.6
コンクリート	曲げ圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	0.208	0.202	0.273
	許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	4.500	5.625	6.750
	判 定			OK	OK	OK
	曲げ引張応力度	σ_t	(N/mm ²)	0.111	0.105	0.176
	許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	(N/mm ²)	0.250	0.313	0.375
	判 定			OK	OK	OK
	せん断応力度	τ_c	(N/mm ²)	0.021	0.010	0.005
	許容せん断応力度	τ_{ca}	(N/mm ²)	0.330	0.413	0.495
	判 定			OK	OK	OK
判 定				OK	OK	OK

Case-1 : 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視
Case-2 : 自重+風+揚圧力考慮
Case-3 : 自重+慣性力+揚圧力無視