特集：RC・無筋擁壁設計システム Ver4.2

RC擁壁+無筋擁壁の設計!!

令和元年 10 月記事更新
（株）ＳＩＰシステム

－はじめに－

本システムは、「土地改良事基準（水路工／農道）」をはじめ「日本道路協会（道路土工／設計要領）」、「土木学会（大型ブロック積み擁壁）」、「（株）ぎょうせい（宅地防災マニュアル）」に準拠した無筋擁壁およびＲＣ擁壁の構造計算を行います。特に、ＲＣ擁壁設計システムでは、「逆Ｔ式型側水路」の検討、基礎形式では「置換え基礎」や「段切り基礎」の検討も可能です。

「RC擁壁／無筋擁壁設計システム」の特徴はここ！！

適用基準

土地改良設計基準「水路工」（H26/3）、「農道」（H17/3）
日本道路協会「擁壁工指針」（H24/7）（株）ぎょうせい「宅地防災マニュアルの解説」（H19/2）
土木学会「大型ブロック積み擁壁設計施工マニュアル」（H16/6）

構造形式

無筋擁壁：ブロック積、大型ブロック積、重力式、もたれ式、混合擁壁に対応
ＲＣ擁壁：逆Ｔ式擁壁、Ｌ型擁壁、逆Ｌ型擁壁、逆Ｔ式型側水路に対応

土圧形式

汎用的背面土に対する土圧公式：クーロン土圧、試行くさび法（切り土面対応）
特異仮想背面土に対する土圧公式：改良試行くさび法（ＲＣ擁壁）も対応

基礎形式

ＲＣ擁壁＆無筋擁壁：直接基礎（突起の有無／底面の傾斜有無）
ＲＣ擁壁：杭基礎（バネ定数、許容支持力の計算機能／場所打ち杭の断面計算）
置換え基礎、斜面上の直接基礎、置換えコンクリート基礎、段切り基礎

上載荷重

汎用荷重：自動車荷重、群集荷重、宅地荷重、雪荷重
特殊荷重：衝突荷重、落石衝突荷重、風荷重の他、任意荷重の考慮可能

計算機能

無筋擁壁：ブロック積、混合擁壁は示力線法よる検討が可能、限界高さの計算
ＲＣ擁壁：自動構造寸法計算機能、２段配筋検討可能、定着長の計算機能

計算結果

計算後：変位、断面力を画面表示、計算書はプレビュー画面で内容確認後印刷可能
帳票類：マージン等の設定可能。Word 変換も可能

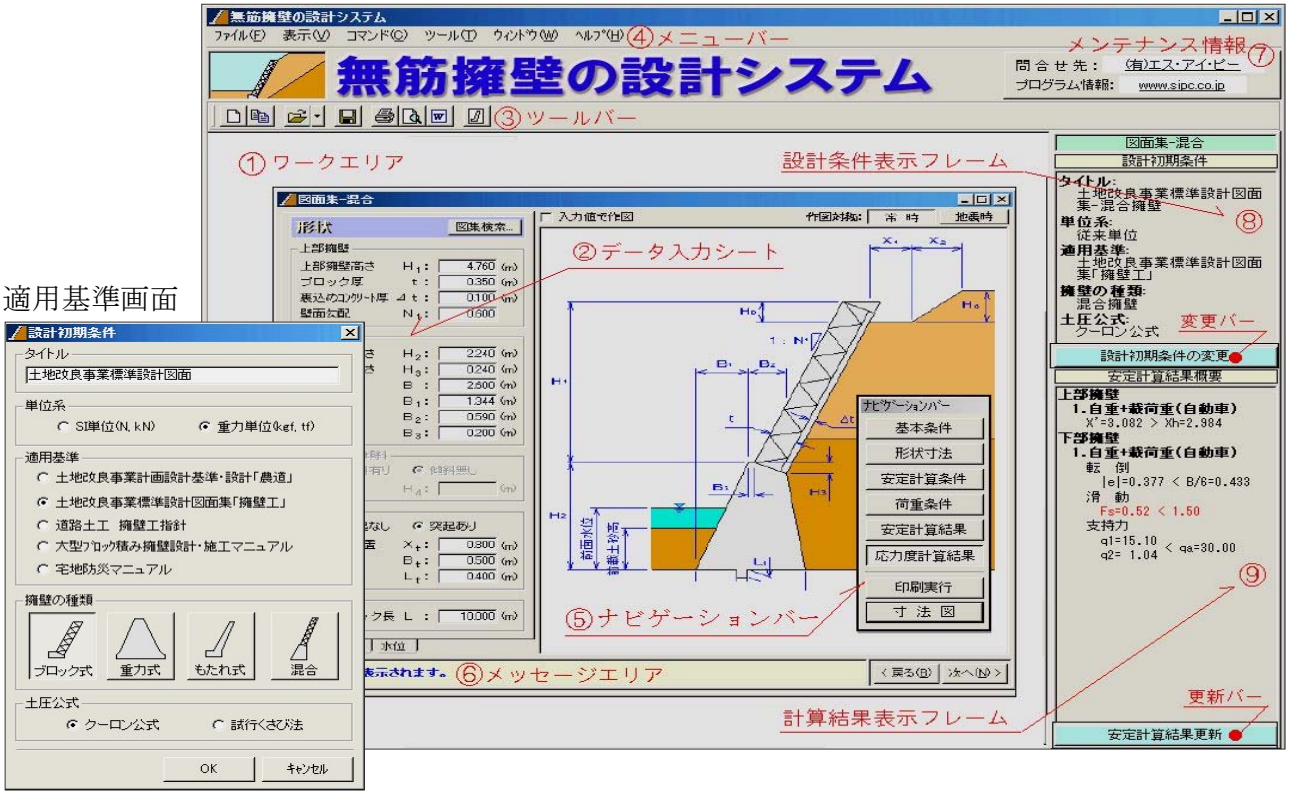
断面図

鉄筋組立図、数量表、標準断面図を作成、DXF 変換も可能

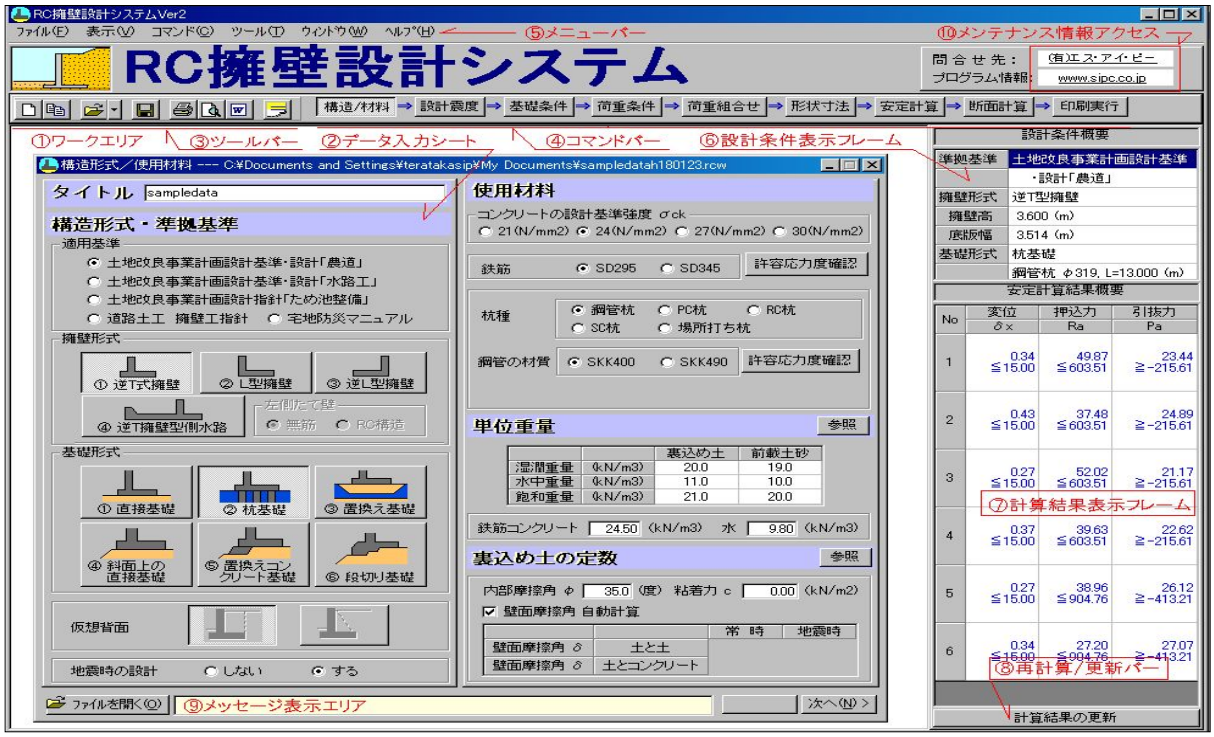
システムの主な操作画面

1．起動画面とその概要

「無筋擁壁」のプログラム起動後の適用基準選択画面とデータ入力画面。



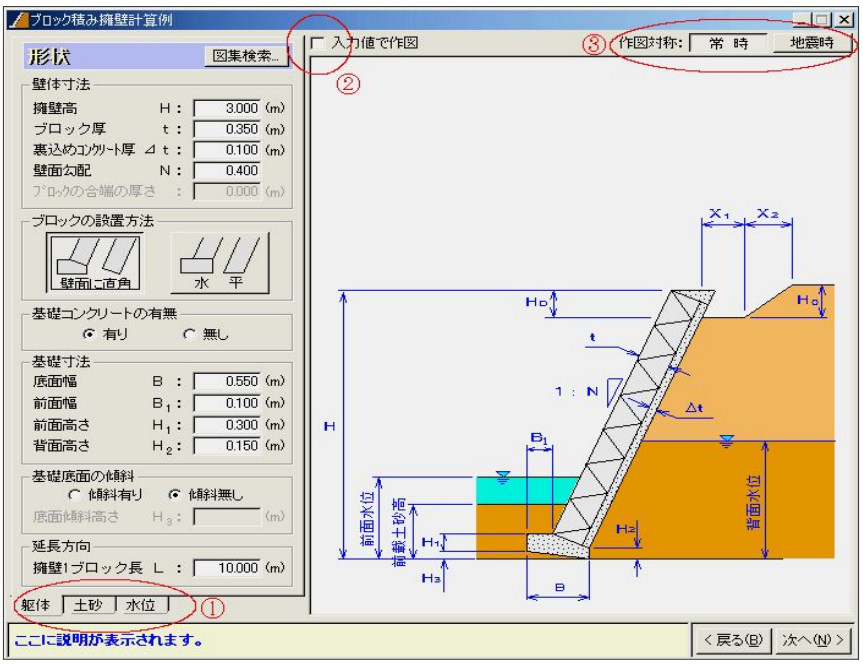
「ＲＣ擁壁」のプログラム起動後の適用基準選択画面とデータ入力画面。

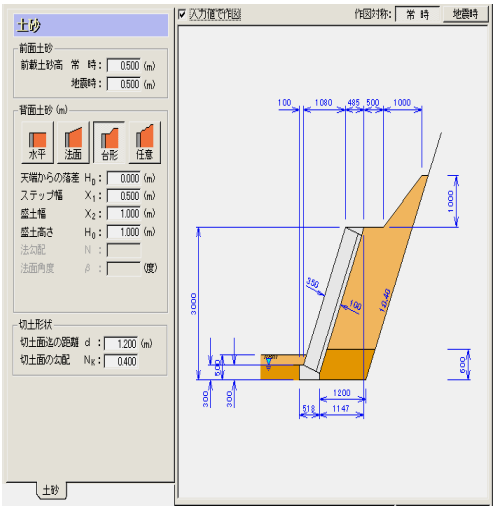


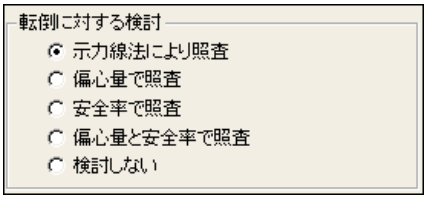
杭種の選択

２．躯体形状入力と上載荷重

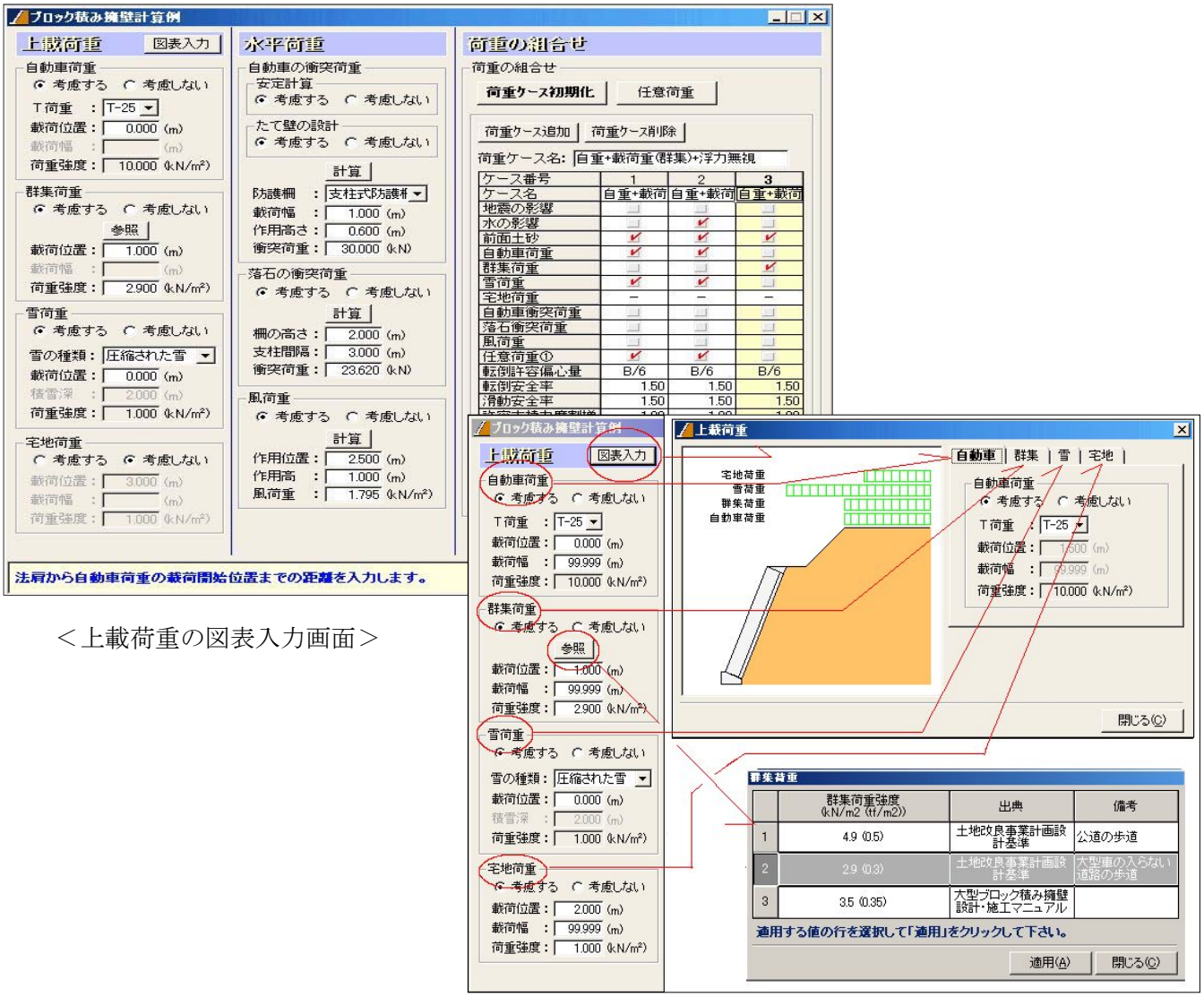
無筋擁壁の場合で、躯体形状、土砂、水位の一連の入力が可能。





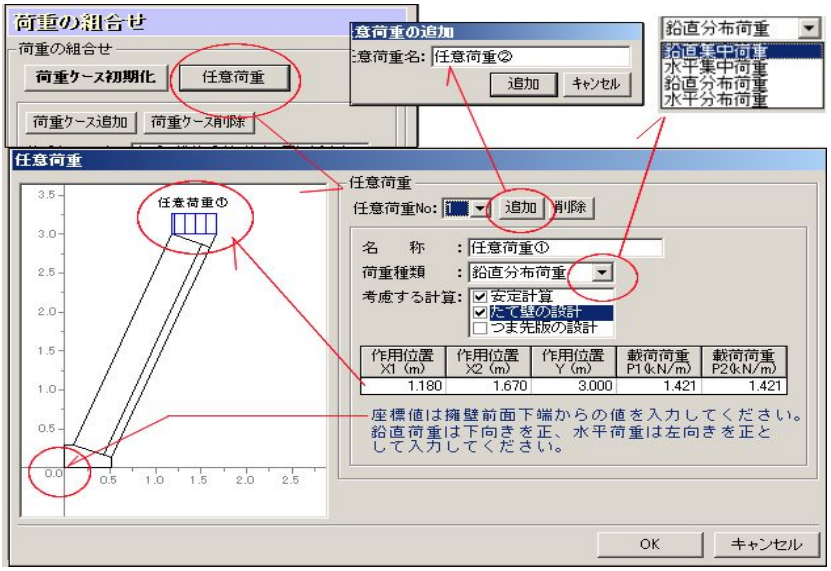


＜無筋擁壁の場合の上載荷重設定と荷重ケースの設定画面＞

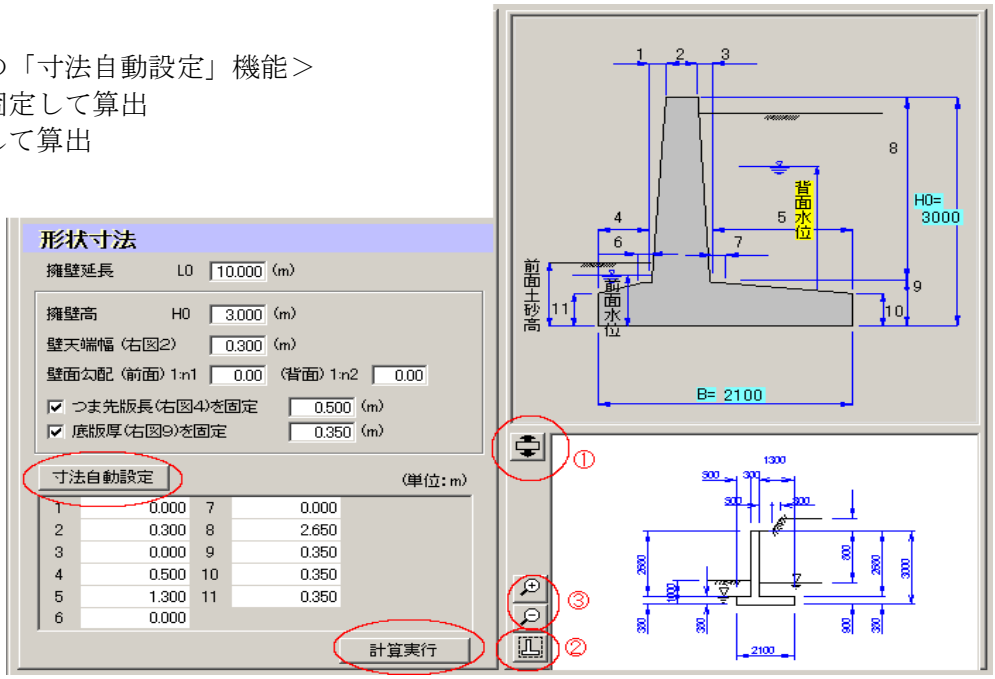


＜上載荷重の図表入力画面＞

＜無筋擁壁の場合の任意荷重＞

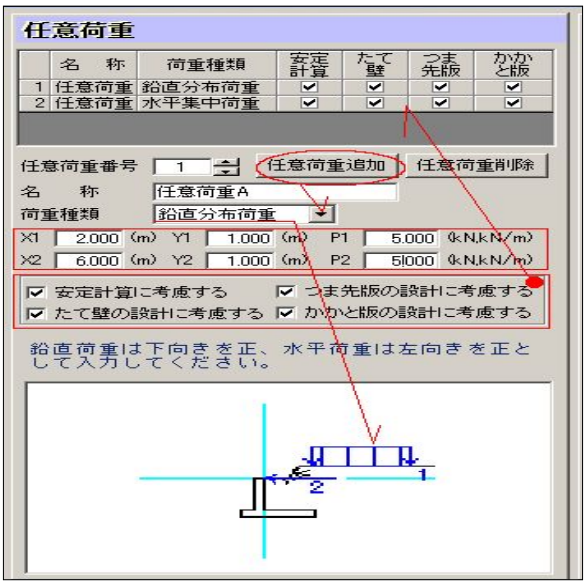


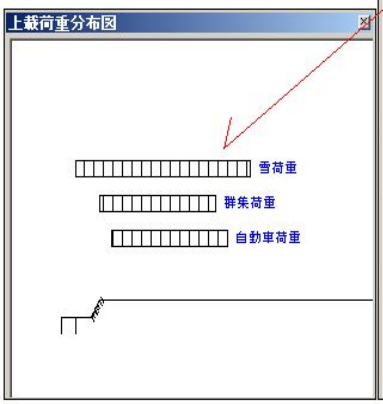
＜ＲＣ擁壁の場合の「寸法自動設定」機能＞
・つま先版長を固定して算出
・底版厚を固定して算出



＜上載荷重の設定＞
・特殊荷重の設定が可能

＜ＲＣ擁壁の任意荷重の入力＞

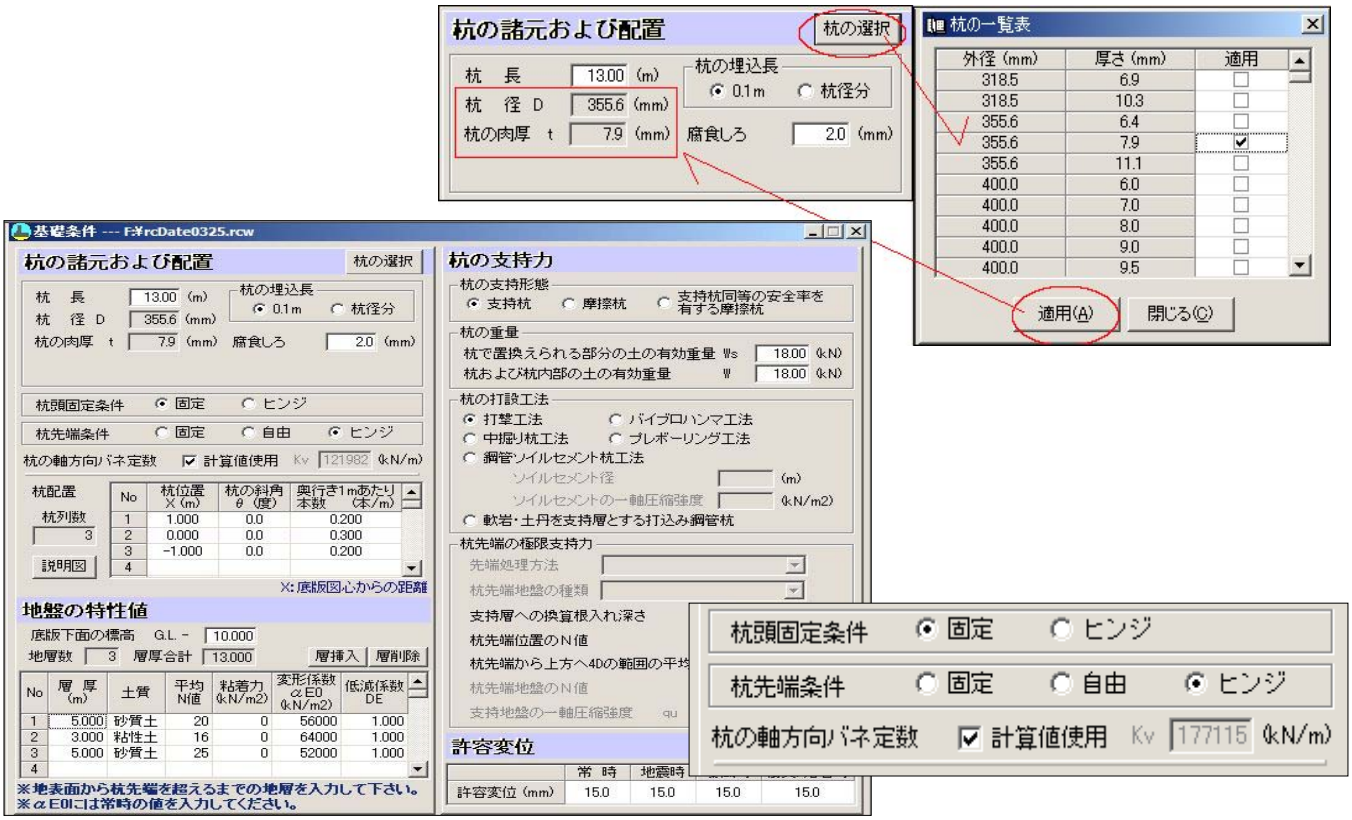




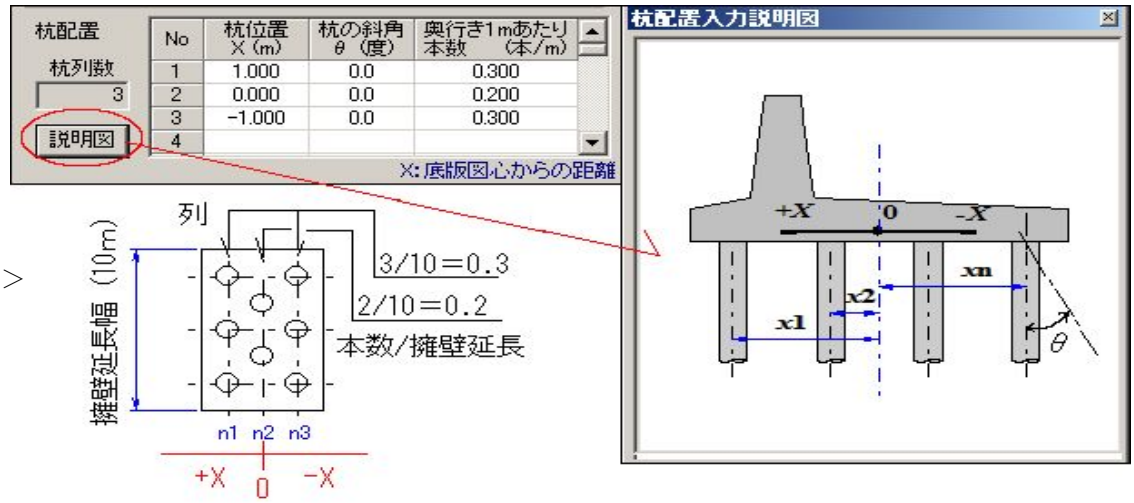
３．基礎形式と杭基礎の入力

＜ＲＣ擁壁の杭基礎の入力画面＞

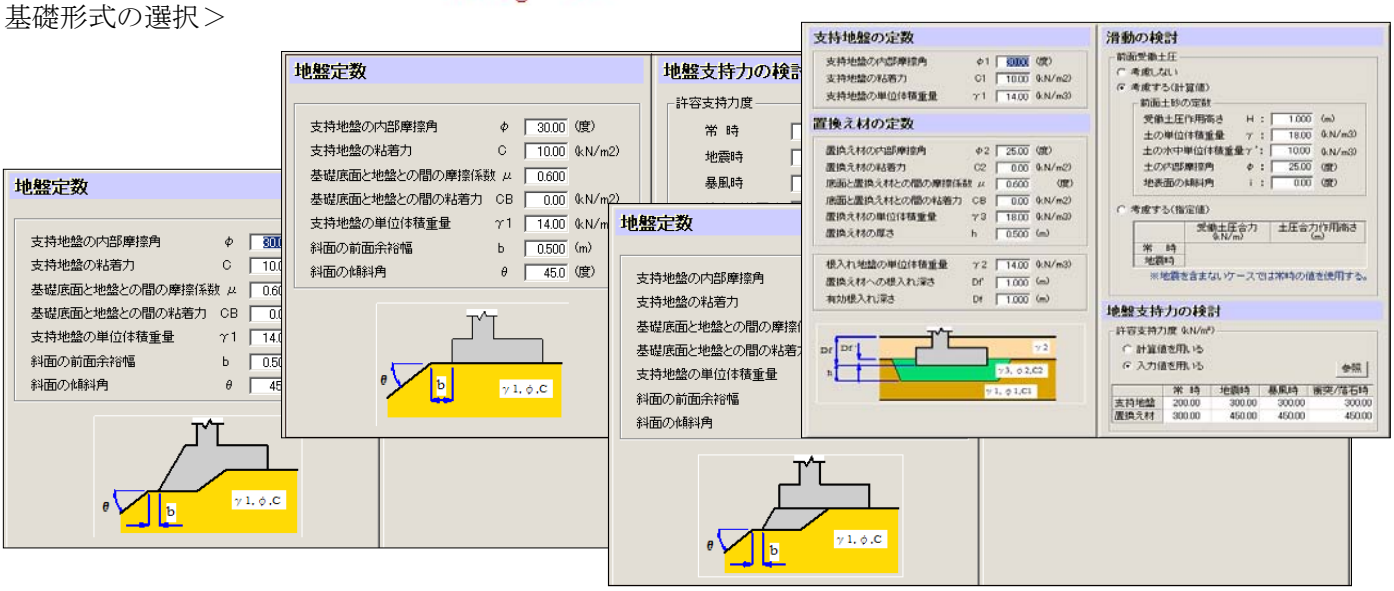
＜杭の特性データの選択＞



＜杭の配置の設定画面＞

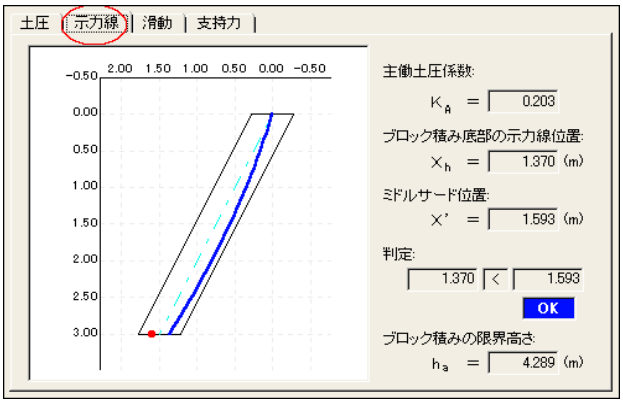


＜基礎形式の選択＞



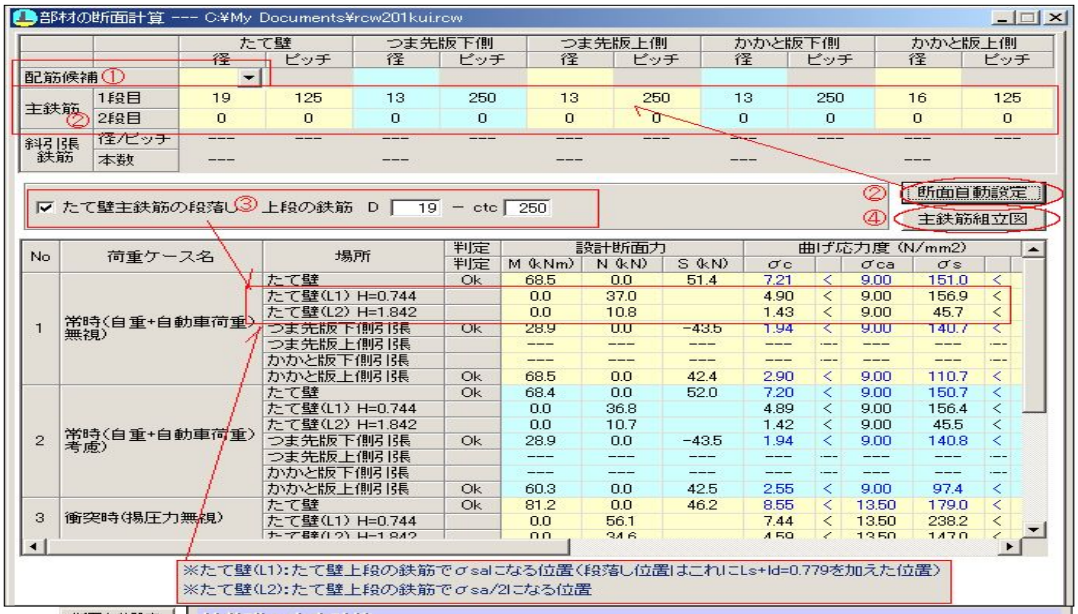
４．計算結果

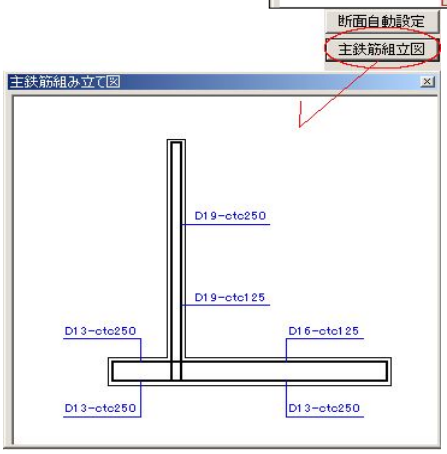
＜無筋擁壁の示力線の照査＞

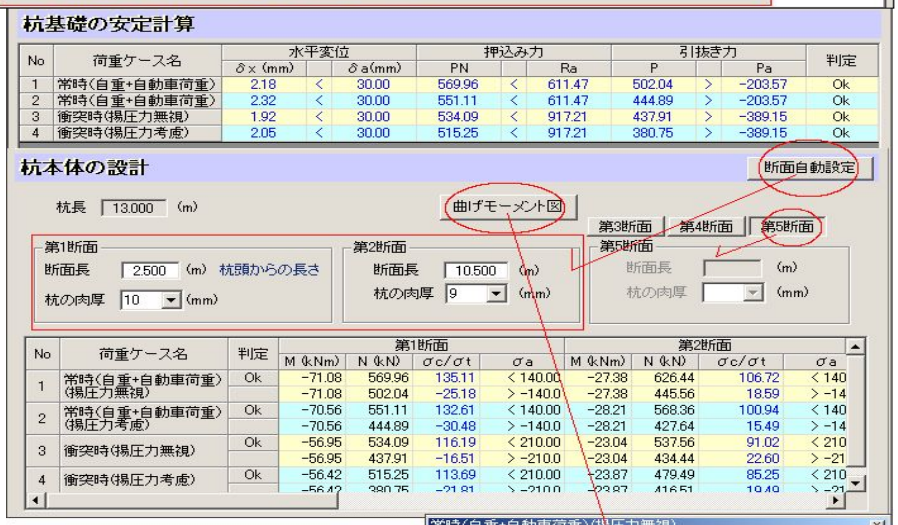


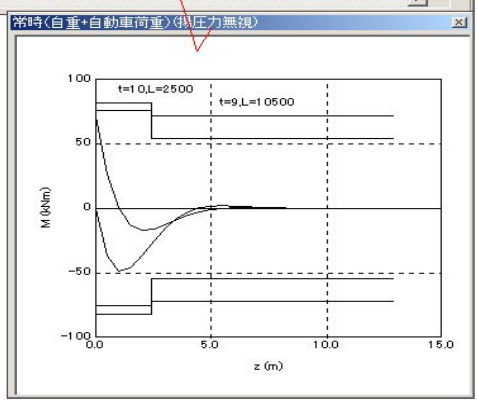
＜無筋擁壁の任意位置の照査＞

＜応力度の検討＞
ＲＣ擁壁の応力度
照査画面





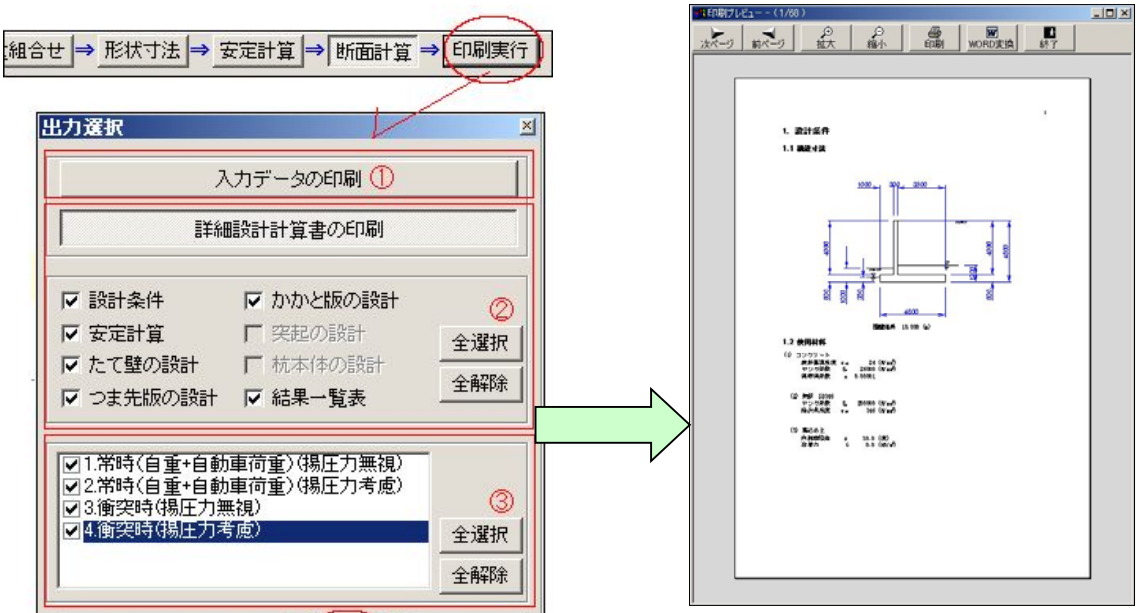




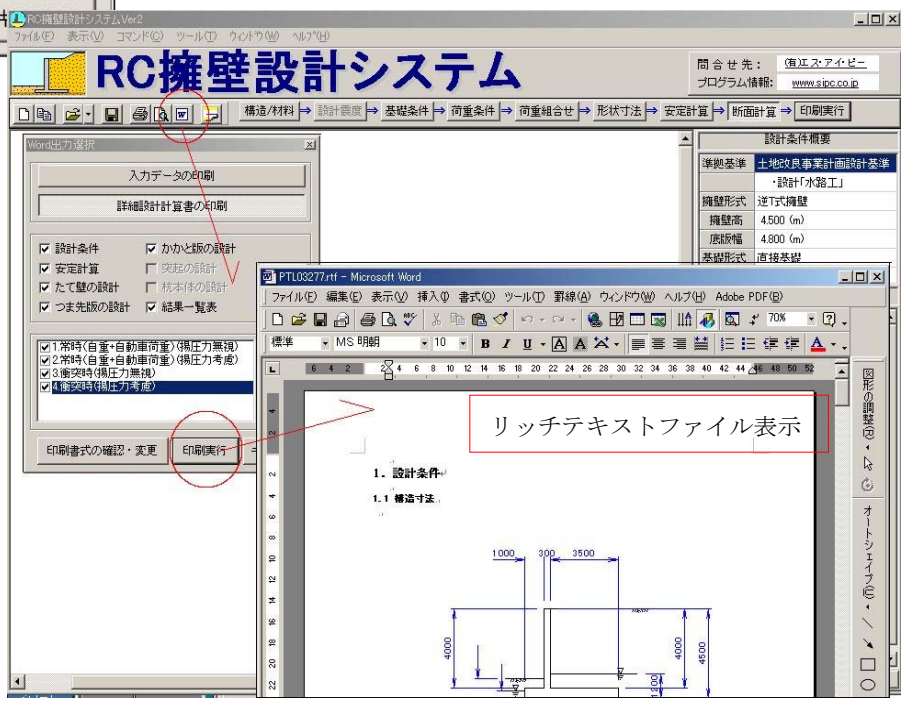
＜杭基礎の場合照査と断面力図＞

5．出力機能

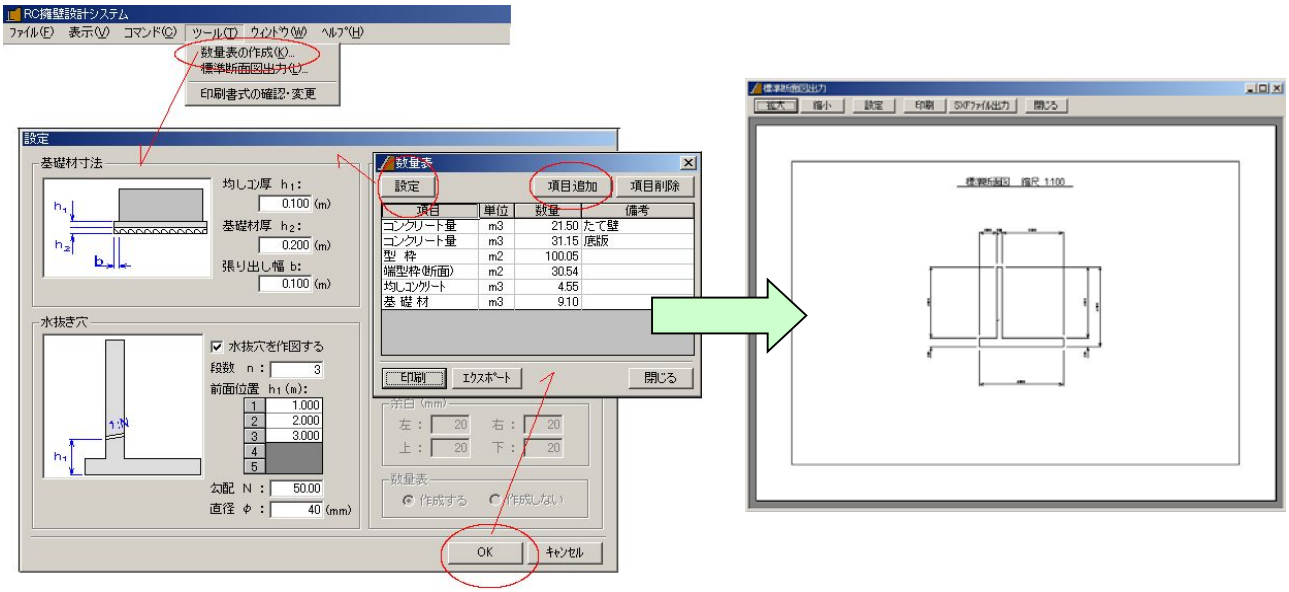
＜印刷プレビュー機能＞



＜Word 出力機能＞



＜標準断面図出力＞



株式会社SIPシステム /Software Integrated Planner

NewVer4.2 リリース

RC擁壁設計システム

土地改良事業「水路工」「農道」「ため池整備」、道路土工、宅地防災マニュアルに準拠　　価格 ￥209,000-（税+HASP 込）

本商品を別保有 HASP に追加登録する場合、価格は￥198,000-（税込）。

適用基準

○土地改良事業計画設計基準
- 設計基準「水路工」（H26/3）
- 設計基準「農道」（H17/3）

○日本道路協会
- 道路土工「擁壁工指針」（H24/7）
- 道路橋示方書「下部構造」（H24/3）

○（株）ぎょうせい（宅地防災協会）
- 宅地防災マニュアルの解説（H19/12）

対象構造物

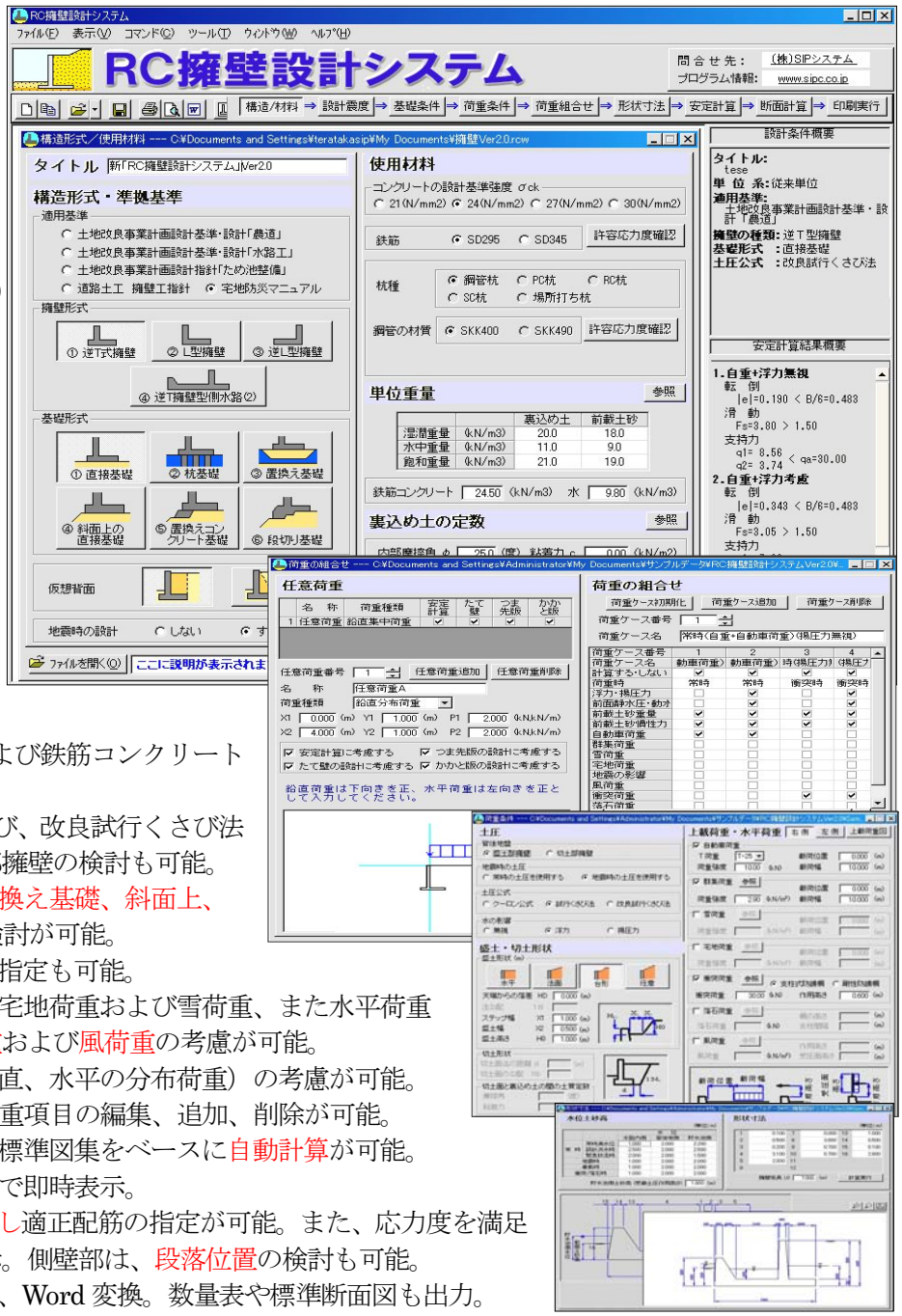
○逆Ｔ式　○Ｌ型　○逆Ｌ型
○逆Ｔ擁壁型側水路

基礎形式

○直接基礎　○杭基礎
○置換え基礎　○斜面上の直接基礎
○置換えコンクリート基礎
○段切り基礎

主な機能

1.RC 擁壁の常時、地震時の安定計算および鉄筋コンクリート部材の断面力照査が可能。
2.土圧公式は、クーロン土圧、試行くさび、改良試行くさび法から。また、背面土の任意形や切土部擁壁の検討も可能。
3.基礎形式では、直接基礎、杭基礎、置換え基礎、斜面上、置換えコンクリート、段切り基礎の検討が可能。
4.直接基礎の場合は、突起の有り無しの指定も可能。
5.上載荷重は、自動車荷重、群集荷重、宅地荷重および雪荷重、また水平荷重として自動車衝突荷重、落石衝突荷重および風荷重の考慮が可能。
6.任意荷重（鉛直、水平の集中荷重・鉛直、水平の分布荷重）の考慮が可能。
7.荷重の組合わせを自動設定。任意に荷重項目の編集、追加、削除が可能。
8.躯体形状寸法について、応力度により標準図集をベースに自動計算が可能。
9.安定計算、断面力の照査結果を画面上で即時表示。
10.部材断面力照査では、配筋候補を表示し適正配筋の指定が可能。また、応力度を満足しない場合は、斜引張鉄筋を検討表示。側壁部は、段落位置の検討も可能。
11.計算書は、プレビュー画面表示後印刷、Word 変換。数量表や標準断面図も出力。



システム環境

CONTACT　（TEL）：06-6125-2232　（FAX）：06-6125-2233

○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（IN）方式、ネット認証システム（Lan 対応版）

お問合せ

ACCESS（URL）：http://www.sipc.co.jp　（Mail）：mail@sipc.co.jp

株式会社 SIP システム
〒542-0081
大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501（大阪事務所）
TEL：06-6125-2232　FAX：06-6125-2233

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「大阪事務所」迄お問合わせ下さい。
- 弊社ホームページより各商品概要のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

株式会社SIPシステム /Software Integrated Planner

NewVer4.2リリース

無筋擁壁設計システム

土地改良事業「水路工」「農道」、道路土工「擁壁工指針」、土木学会「大型ブロック」、宅地防災マニュアルに準拠　価格 ¥176,000-（税+HASP 込）

本商品を別保有 HASP に追加登録する場合の価格　¥165,000-（税込）

適用基準

○土地改良事業計画設計基準
- 設計「水路工」(H26/3)
- 設計「農道」(H17/3)

○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施工マニュアル（改訂版）」(H16/6)

○（株）ぎょうせい（宅地防災協会）
- 宅地防災マニュアルの解説 (H19/12)

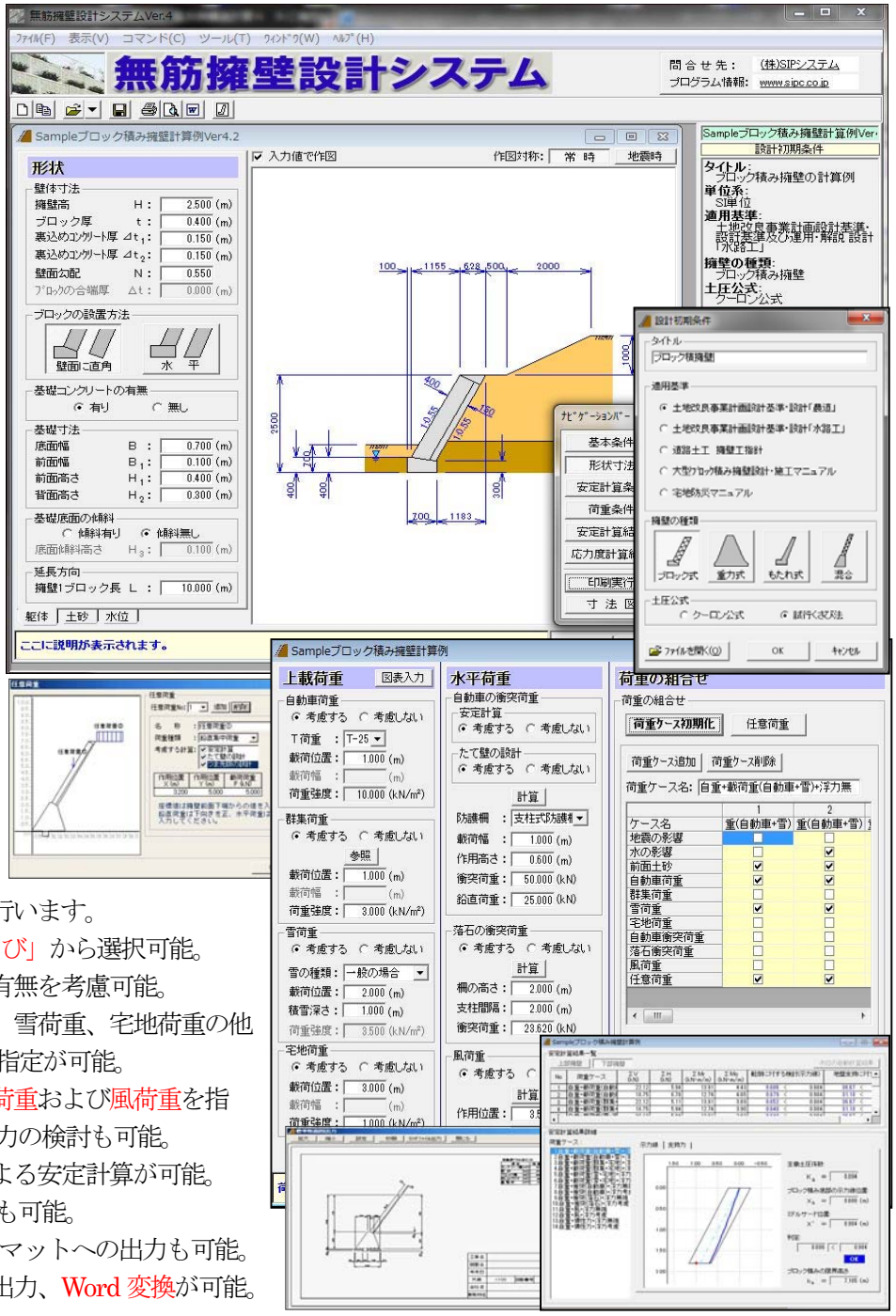
○参考文献（右城猛著書）
新擁壁の設計法と計算例

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



主な機能

1.無筋擁壁の安定計算および断面照査を行います。
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.構造物の数量表を作成し、CSV フォーマットへの出力も可能。
8.計算書はプレビュー画面表示後、印刷出力、Word 変換が可能。

システム環境

CONTACT　(TEL):06-6125-2232　(FAX):06-6125-2233

○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(IN)方式、ネット認証システム(Lan 対応版)

お問合せ

ACCESS(URL):http://www.sipc.co.jp　(Mail):mail@sipc.co.jp

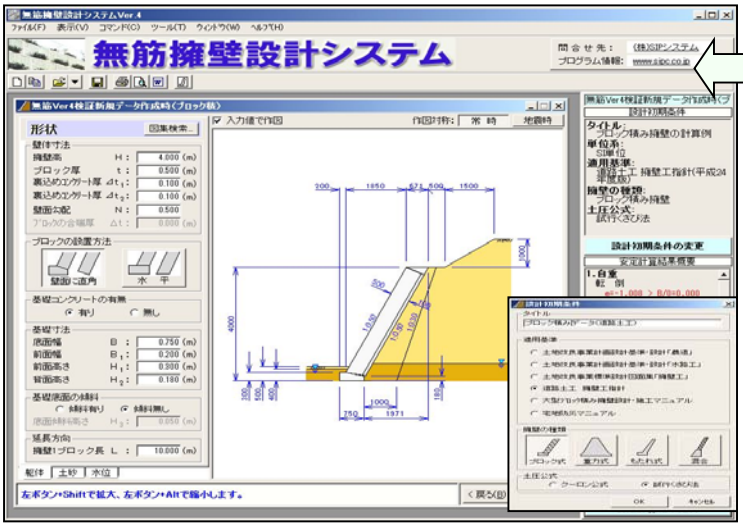
株式会社 SIP システム
〒542-0081
大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501(大阪事務所)
TEL:06-6125-2232　FAX:06-6125-2233

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「大阪事務所」迄お問合わせ下さい。
- 弊社ホームページより各商品概要のリーフレット、出力例等のダウンロードや体験版プログラムのお申込み等が可能です。

土木設計「擁壁・BOX設計シリーズ」のご案内

土木・土地改良設計業務に携わる皆様への「擁壁・BOX 設計シリーズ」のご案内です。

土地改良基準「水路工/農道」、道路土工、宅地防災に準拠した「無筋・RC擁壁設計システム」や日本下水道協会に準拠した「ボックスカルバート設計システム」など、擁壁構造物やBOX構造物の設計が可能なソフトウェアをご紹介しております。身近な設計ソフトウェアとしてご検討頂ければ幸いです。　（株）ＳＩＰシステム

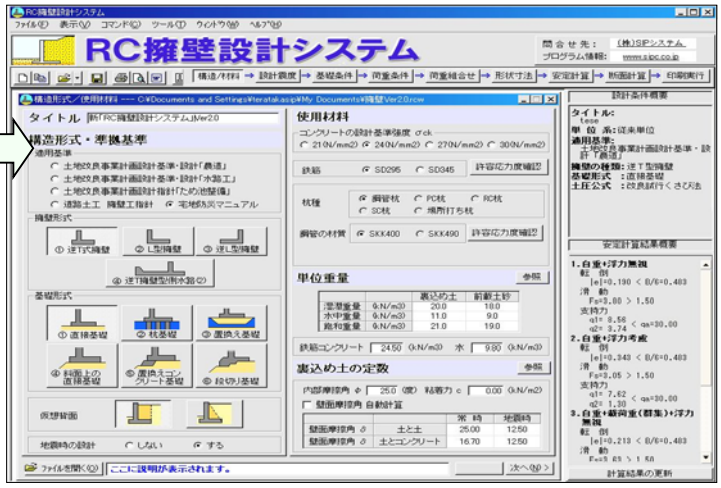


＜ 無筋擁壁設計システム／¥176,000（税+HASP 込）＞

①構造形式は「ブロック積擁壁」「大型ブロック積擁壁」「重力式擁壁」「もたれ式擁壁」「混合擁壁」が可能。
②土圧は「クーロン土圧」「試行くさび」から選択可能。
③基礎部は突起の有無や底面の傾斜を考慮可能。
④上載荷重は、自動車・群集・雪荷重の他、任意荷重も可能。
⑤特殊荷重の衝突荷重、落石の衝突荷重、風荷重が可能。
⑥ブロック積、混合擁壁では「示力線法」による安定計算が可能な他、限界高さの計算も可能。
⑦構造物の数量表を作成、CSV 出力、SXF 出力も可能。
⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word 出力も可能。

＜ RC 擁壁設計システム／¥209,000（税+HASP 込）＞

①擁壁形式は逆Ｔ式、Ｌ型、逆Ｌ型、逆Ｔ擁壁型側水路。
②土圧公式は「クーロン土圧」「試行くさび法」「改良試行くさび法」から選択可能。
③基礎部は、直接基礎、杭基礎の他、置換え基礎、段切り基礎の検討が可能。また、重力式では、突起の検討も可能。
④特殊荷重の衝突荷重、落石の衝突荷重、風荷重が可能。
⑤任意荷重（集中荷重および分布荷重）の考慮が可能。
⑥部材検討では、２段配筋の設定や定着長の計算も可能。
⑦標準図集をベースとした「形状寸法自動計算機能」を搭載。
⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word 出力も可能。



＜ ボックス+ウイング設計システム／¥209,000（税+HASP 込）＞

①形式は、単、二連、二層 BOX カルバートに対応。
②構造は、現場打ち、プレキャスト RC、プレキャスト PC に計算は、断面方向の安定計算と部材照査が可能。
③設計荷重は土圧、活荷重、水圧（内水・外水圧）、浮力および地震時荷重を考慮でき、任意荷重も考慮可能。
④活荷重は、Ｔ荷重を含め任意荷重の考慮が可能。
⑤左右の形状が異なるボックスウイングの計算が可能。
⑥地震時の検討では、基準書に準拠した耐震設計レベル１およびレベル２の照査が可能。また、動水圧の考慮も可能。
⑦部材の許容引張応力度については、頂版およびその他部材について個別指定が可能。また、定着長の計算も可能。
⑧計算書は、プレビュー表示後印刷、Word 出力も可能。

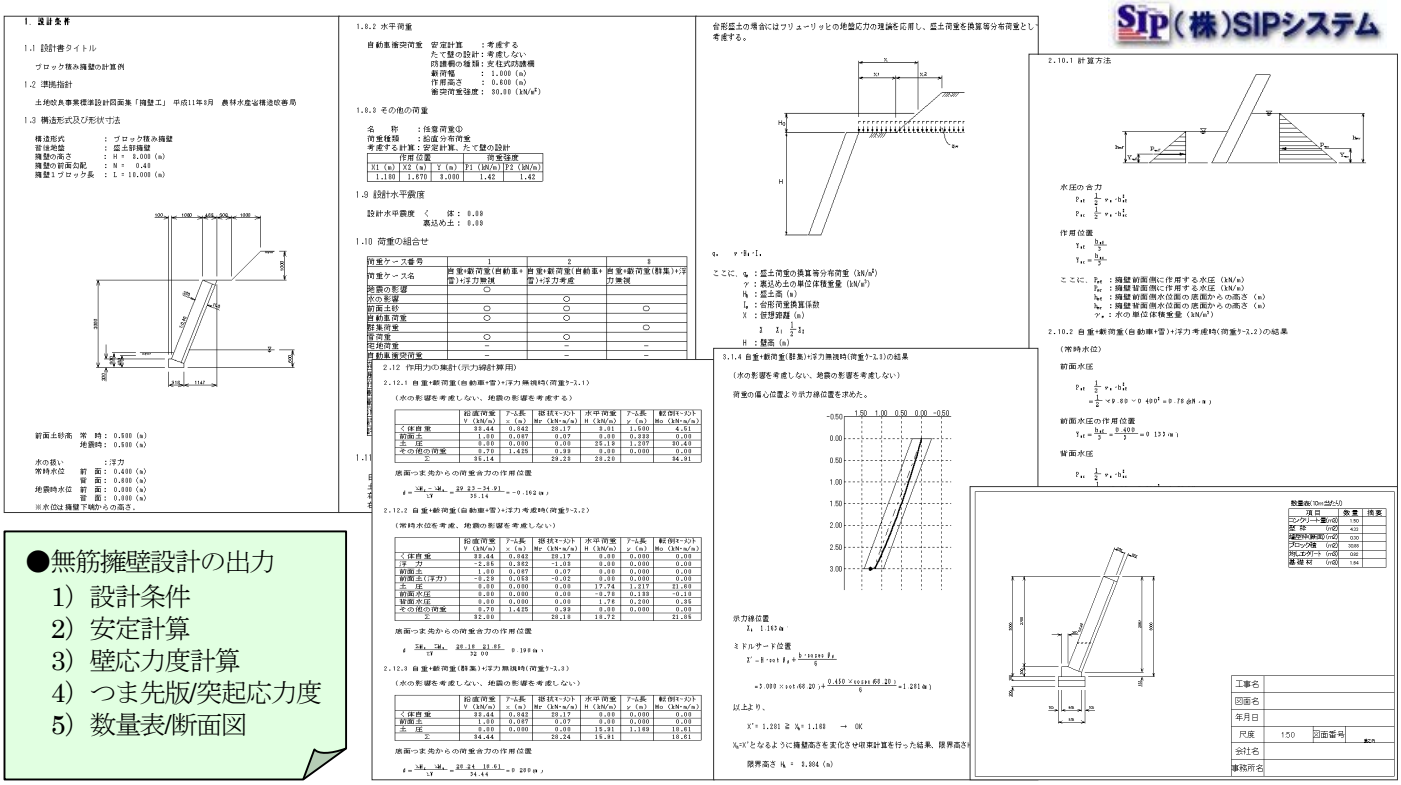
その他商品のご紹介	１．「水路設計計算システム」（¥209,000）、「集水桝構造計算システム」（¥220,000）、「長方形板の計算システム」（¥121,000） ２．「洪水吐水理計算システム」（¥341,000）、「堤体の安定計算システム」（¥198,000）、「水理計算システム（等流不等流）」（¥187,000） ３．「管網計算システム」&OP 商品：「DXF ファイルコンバータ」「管路データ CSV 入出力」「上水道給水量計算」など　（HASP+税込価格で表示）

株式会社　ＳＩＰシステム
〒542-0081　大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501
TEL：06-6125-2232　FAX：06-6125-2233

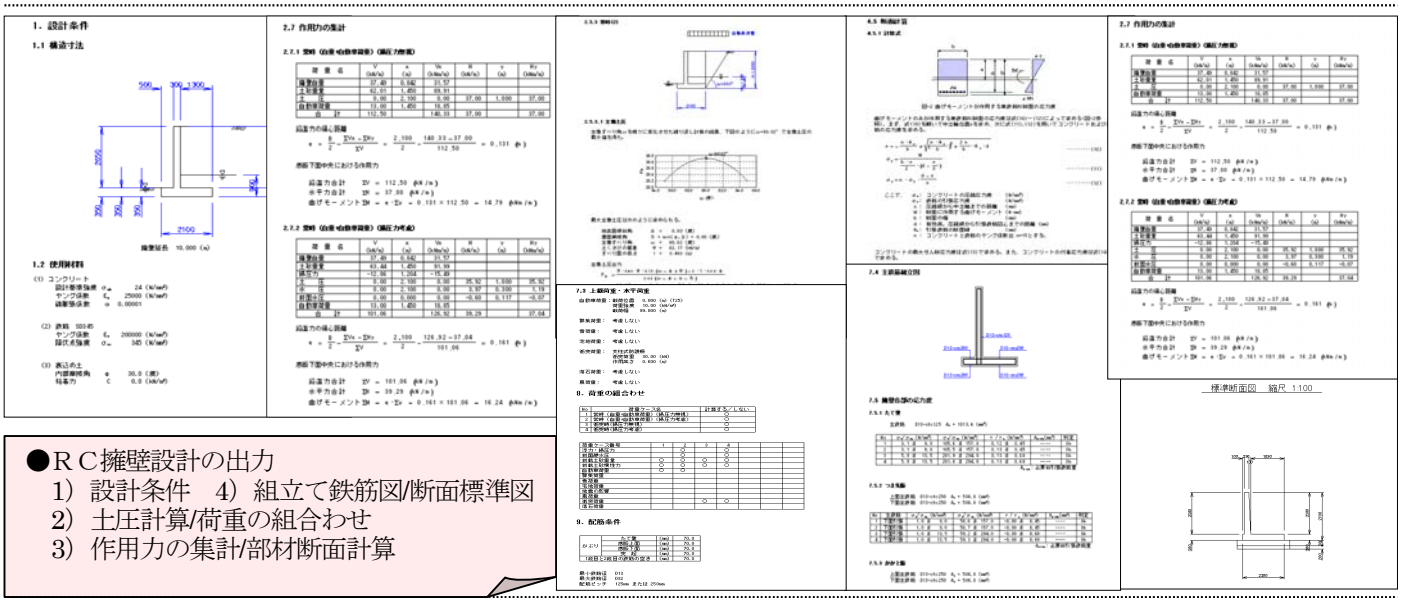
OS：Windows8、Windows10&11（32bit&64bit）対応
HD：500MB 以上。USB ポート&DVD-ROM 必須。
プロテクト方式：HASP 方式（USB）またはオンライン方式

＜お問い合せは大阪事務所まで＞

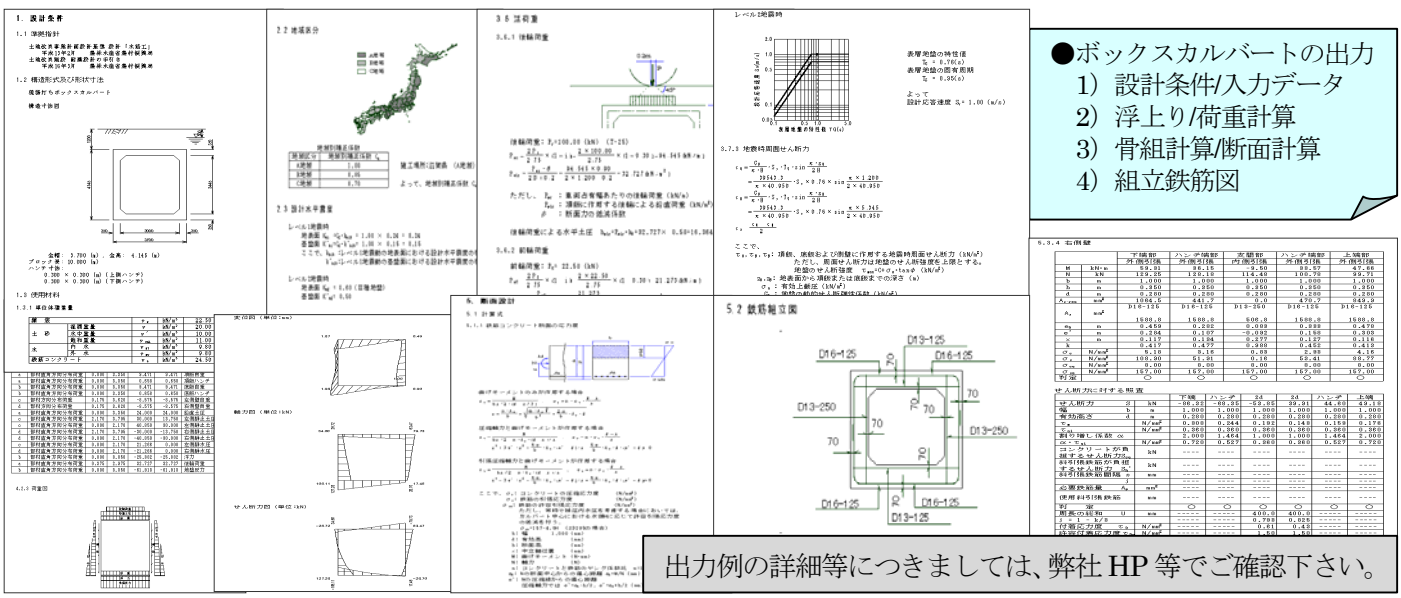
・商品に関するお問合せは、お電話メール等でお受けしております。
（受付時間　平日９：００～１７：００）
・商品の詳細は、弊社ホームページでもご確認いただけます。
http://www.sipc.co.jp　mail@sipc.co.jp



●無筋擁壁設計の出力
1）設計条件
2）安定計算
3）壁応力度計算
4）つま先版/突起応力度
5）数量表/断面図



●ＲＣ擁壁設計の出力
1）設計条件　4）組立て鉄筋図/断面標準図
2）土圧計算/荷重の組合わせ
3）作用力の集計/部材断面計算



●ボックスカルバートの出力
1）設計条件/入力データ
2）浮上り/荷重計算
3）骨組計算/断面計算
4）組立鉄筋図

出力例の詳細等につきましては、弊社 HP 等でご確認下さい。

株式会社 SIP システム
〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501（大阪事務所）
TEL：06-6125-2232　FAX：06-6125-2233　HP：http://www.sipc.co.jp　mail：mail@sipc.co.jp

ＲＣ擁壁設計システム

Ver4.2

適用基準

○土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(H17/3)
○土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（H26/3）
○日本道路協会・道路土工「擁壁工指針」（H24/7）
○宅地防災マニュアルの解説「第二次改訂版」（H19/12）

出力例

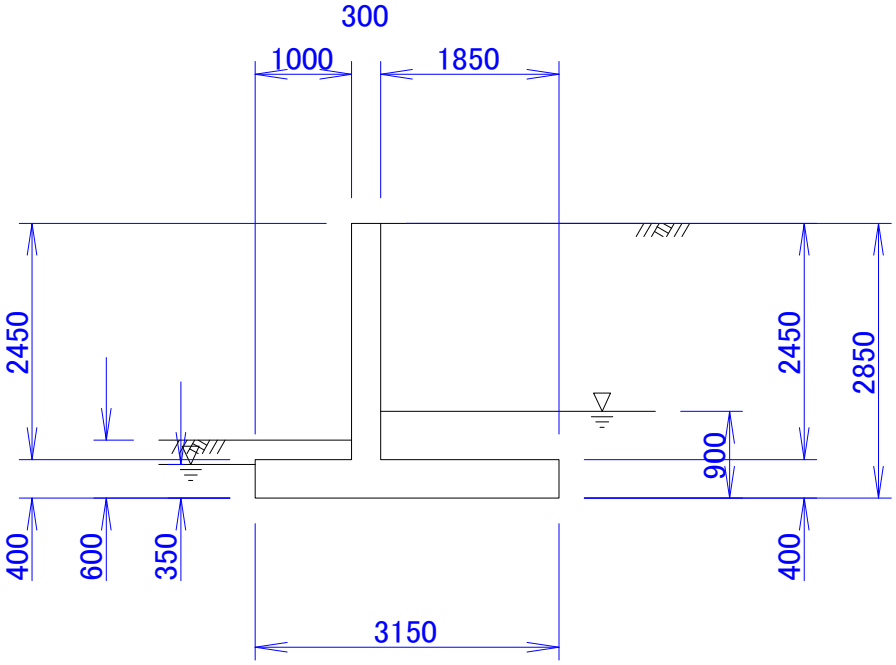
逆Ｔ式擁壁の計算書
（安定計算および部材断面計算）

開発・販売元
(株)SIP システム　お問合せ先　：大阪事務所（技術サービス）
〒542-0081　大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501
TEL：06-6125-2232　FAX：06-6125-2233
http://www.sipc.co.jp　　mail@sipc.co.jp

(株)SIPシステム

1. 設計条件

1.1 構造寸法



擁壁延長　10.000 (m)

1.2 使用材料

(1) コンクリート

設計基準強度	σ_{ck}	24	(N/mm^2)
ヤング係数	E_c	25000	(N/mm^2)
線膨張係数	α	0.00001	

(2) 鉄筋　SD295

ヤング係数	E_s	200000	(N/mm^2)
降伏点強度	σ_{sy}	295	(N/mm^2)

(3) 裏込め土

内部摩擦角	ϕ	30.0	(度)
粘着力	C	0.0	(kN/m^2)

1.3 材料の単位体積重量

(1) 鉄筋コンクリート　24.50 (kN/m^3)

(2) 無筋コンクリート　23.00 (kN/m^3)

(3) 裏込め土　湿潤重量　18.00 (kN/m^3)
　　水中重量　10.00 (kN/m^3)
　　飽和重量　20.00 (kN/m^3)

(4) 前載土砂　湿潤重量　18.00 (kN/m^3)
　　水中重量　10.00 (kN/m^3)
　　飽和重量　20.00 (kN/m^3)

(5) 水　9.80 (kN/m^3)

1.4 許容応力度

				常　時	地震時	暴風時	衝突時
鉄筋コンクリート	許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	9.0	13.5	11.3	13.5
	許容支圧応力度	σ_{cva}	(N/mm^2)	7.20	10.80	9.00	10.80
	許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.35	0.29	0.35
	許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	1.70	2.55	2.13	2.55
	許容押抜きせん断応力度	τ_{a3}	(N/mm^2)	0.90	0.90	0.90	0.90
	許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	1.60	2.40	2.00	2.40
無筋コンクリート	許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	5.4	8.1	6.8	8.1
	許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	(N/mm^2)	0.29	0.44	0.36	0.44
鉄　筋	許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	157.0	264.0	196.3	264.0

1.5　設計水平震度

設計水平震度　k_h = 0.12

1.6 上載荷重および水平荷重

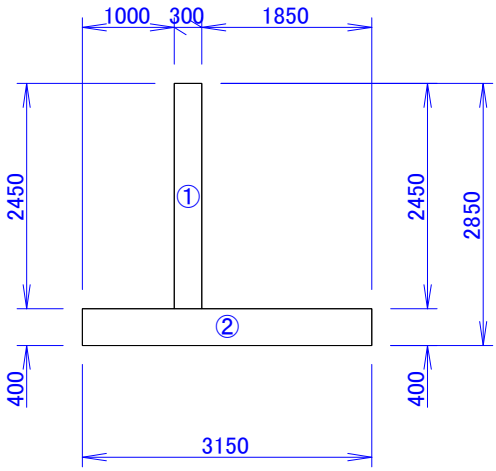
(1) 自動車荷重：　10.00 (kN/m^2) (T25)

1.7 準拠基準

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

2. 底版下面における作用力

2.1 く体自重



く体自重

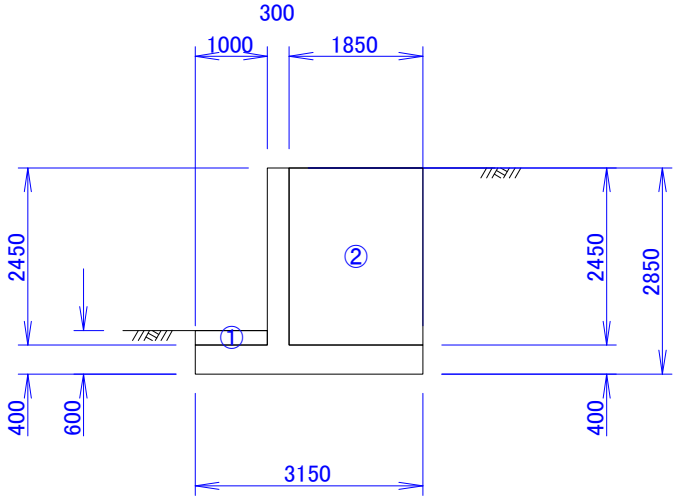
	計　算　式	V (kN)	x (m)	Vx (kN･m)
1	0.300×2.450×24.5	18.01	1.150	20.71
2	3.150×0.400×24.5	30.87	1.575	48.62
	合　　計	48.88		69.33

地震時慣性力

	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	0.300×2.450×24.5×0.12	2.16	1.625	3.51
2	3.150×0.400×24.5×0.12	3.70	0.200	0.74
	合　　計	5.87		4.25

2.2 土砂重量

2.2.1 常時、地震時(1)



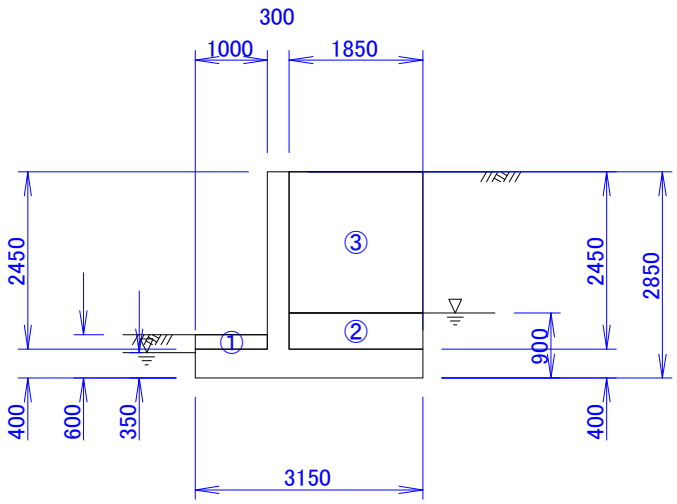
土砂重量

	計　算　式	V (kN)	x (m)	Vx (kN･m)
1	1.000×0.200×18.0	3.60	0.500	1.80
2	1.850×2.450×18.0	81.59	2.225	181.53
	合　　計	85.19		183.33

地震時慣性力

	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	1.000×0.200×18.0×0.12	0.43	0.500	0.22
2	1.850×2.450×18.0×0.12	9.79	1.625	15.91
	合　　計	10.22		16.13

2.2.2 常時、地震時(2)



土砂重量

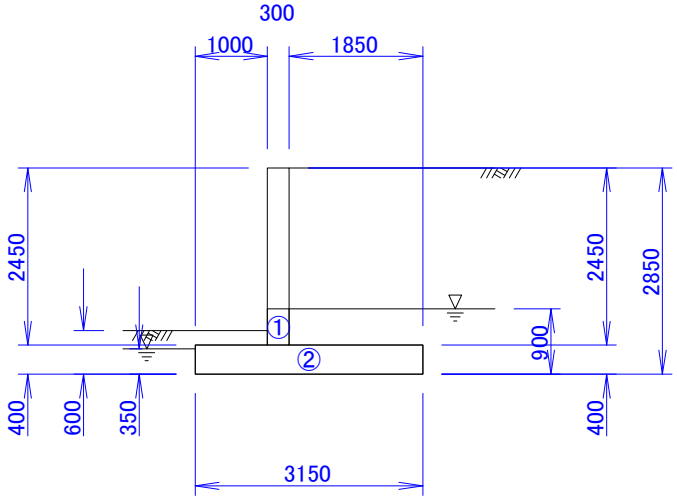
	計　算　式	V (kN)	x (m)	Vx (kN･m)
1	1.000×0.200×18.0	3.60	0.500	1.80
2	1.850×0.500×10.0	9.25	2.225	20.58
3	1.850×1.950×18.0	64.94	2.225	144.48
	合　　計	77.79		166.86

地震時慣性力

	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	1.000×0.200×18.0×0.12	0.43	0.500	0.22
2	1.850×0.500×18.0×0.12	2.00	0.650	1.30
3	1.850×1.950×18.0×0.12	7.79	1.875	14.61
	合　　計	10.22		16.13

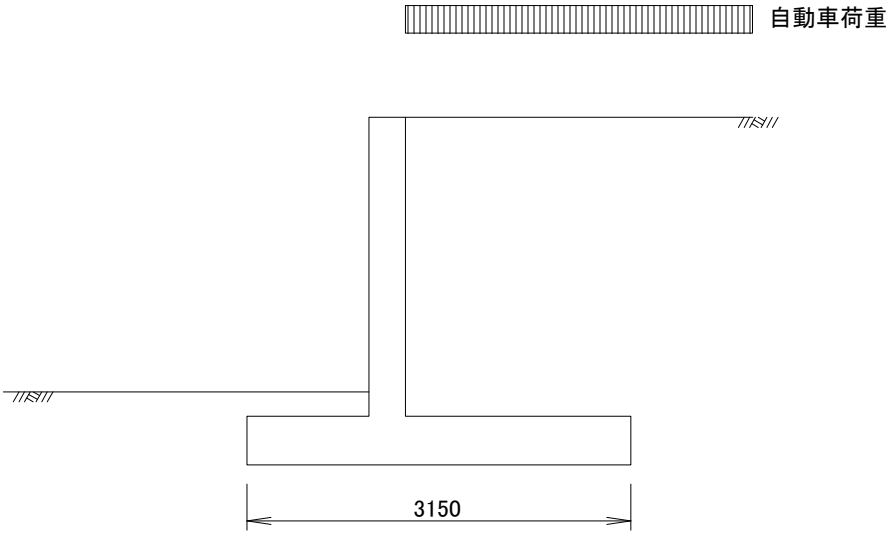
2.3 浮力

2.3.1 常時、地震時



	計　算　式	V (kN)	x (m)	Vx (kN･m)
1	-0.300×0.500×9.8	-1.47	1.150	-1.69
2	-3.150×0.400×9.8	-12.35	1.575	-19.45
	合　　計	-13.82		-21.14

2.4 上載荷重



2.4.1 上載荷重による鉛直荷重

2.4.1.1 常時

	計　算　式	V (kN)	x (m)	Vx (kN･m)
自動車荷重	10.000×1.850	18.50	2.225	41.16
	上載荷重合計	18.50		41.16

2.4.2 主働土圧にかかわる上載荷重

2.4.2.1 常時

項　　目	上載荷重 (kN/m^2)
自動車荷重	10.00
合　　計	10.00

2.5 土圧および水圧

2.5.1 計算式

試行くさび法による主働土圧は図1(b)の連力図を解き、式(1)～(3)で求める。
なお、主働土圧の分布形は三角形分布であると仮定し、土圧合力の作用位置は土圧作用面下端から作用面高の1/3上方の位置とする。

主働土圧合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec\theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos\phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

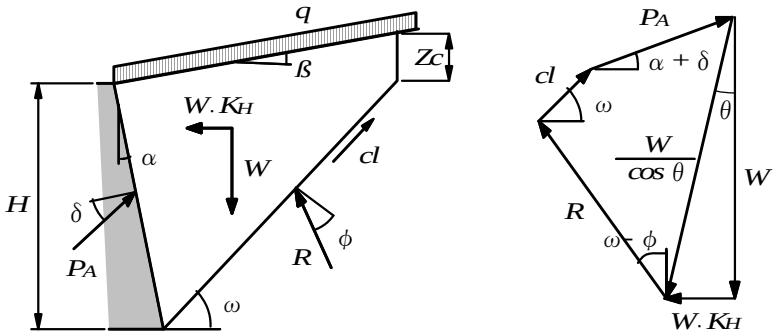
主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)\ ,\ P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

主働土圧合力の作用位置

$$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan\alpha\ ,\ Y_A = 1/3 \cdot H \quad \cdots\cdots\cdots(3)$$

ここで、 P_A： 試行くさび法による主働土圧の合力 (kN/m)
P_{AV}, P_{AH}： 主働土圧の鉛直・水平成分 (kN/m)
X_A, Y_A： 主働土圧合力の作用位置 (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)
z_c： 地表面の引張亀裂深さ (m)
$z_c = 2c/\gamma \cdot \tan(45+\phi/2) = 2\times 0.0/18.0 \cdot \tan(45+30.0/2) = 0.000$ (m)
θ： 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k_H = \tan^{-1}0.12 = 6.84$ (度)
地震の影響を考慮しない場合は$\theta=0$
ω： 主働すべり角 (度)
ϕ： 内部摩擦角 $\phi =$ 30.0 (度)
δ： 壁面摩擦角 (度)
α： 壁面傾斜角 $\alpha =$ 0.00 (度)
c： 裏込め土の粘着力 C= 0.0 (kN/m^2)
γ： 裏込め土の単位体積重量 $\gamma =$ 18.0 (kN/m^3)
l： すべり面の長さ (m)
H： 土圧作用面の高さ H= 2.850 (m)



(a) 記号説明図　　(b) 連力図

図1 試行くさび法

水圧強度およびその合力、分力、作用位置は式(4)～(7)で求める。

水圧強度

$$p_w = \gamma_w \cdot H_w \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

水圧合力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_w^2 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

水圧の鉛直・水平分力

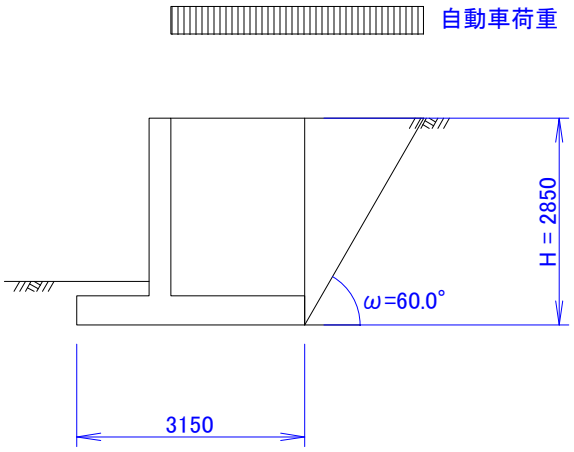
$$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha \ , \ P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

水圧の作用位置

$$X_w = B0 - \frac{1}{3} \cdot H_w \cdot \tan\alpha \ , \ Y_w = \frac{1}{3} \cdot H_w \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

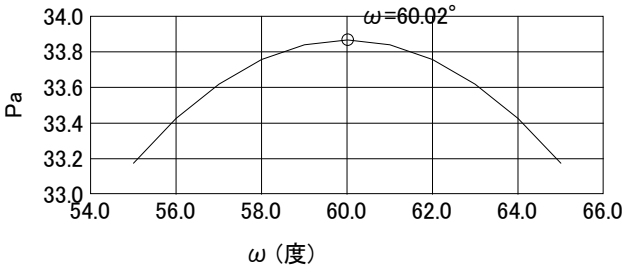
ここで、
p_w： 擁壁下端における水圧強度 (kN/m^2)
P_w： 水圧の合力 (kN/m)
X_w, Y_w： 水圧合力の作用位置 (m)
P_{wV}, P_{wH}： 水圧の鉛直・水平分力 (kN/m)
γ_w： 水の単位体積重量 (kN/m^3)
H_w： 地下水位面から擁壁下端までの深さ (m)

2.5.2 常時(1)



2.5.2.1 主働土圧

主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=60.02° で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	β =	0.00 (度)
壁面摩擦角	δ = min(ϕ, β) =	0.00 (度)
主働すべり角	ω =	60.02 (度)
土くさびの重量	W =	58.61 (kN/m)
すべり面の長さ	l =	3.290 (m)

主働土圧合力

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

$$= \frac{58.61 \times \sec 0.0 \times \sin(60.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 3.290 \times \cos 30.0}{\cos(60.0 - 30.0 - 0.0 - 0.0)}$$

$$= 33.87 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.87 \times \sin(0.0+0.0) = 0.00$ (kN/m)

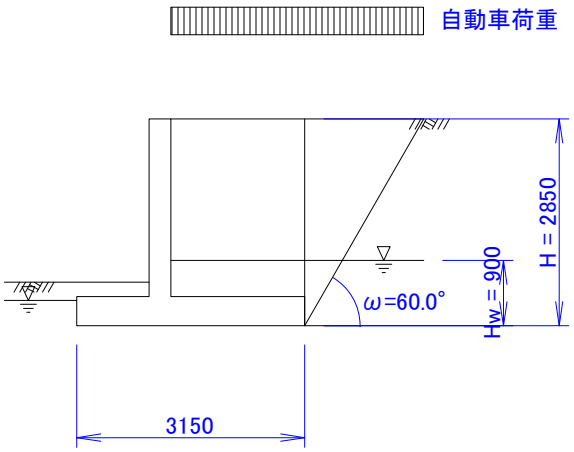
$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.87 \times \cos(0.0+0.0) = 33.87$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan\alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150$ (m)

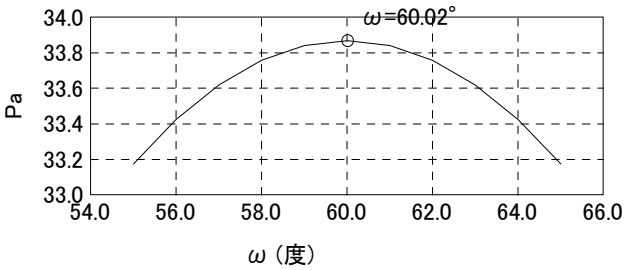
$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950$ (m)

2.5.3 常時(2)



2.5.3.1 主働土圧

主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=60.02° で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角　　β = 0.00 (度)
壁面摩擦角　　δ = min(ϕ, β) = 0.00 (度)
主働すべり角　　ω = 60.02 (度)
土くさびの重量　　W = 58.61 (kN/m)
すべり面の長さ　　l = 3.290 (m)

主働土圧合力

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

$$= \frac{58.61 \times \sec 0.0 \times \sin(60.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 3.290 \times \cos 30.0}{\cos(60.0 - 30.0 - 0.0 - 0.0)}$$

$$= 33.87 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.87 \times \sin(0.0+0.0) = 0.00$ (kN/m)
$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.87 \times \cos(0.0+0.0) = 33.87$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan\alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150$ (m)
$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950$ (m)

2.5.3.2 背面水圧

水　　圧

$$p_W = \gamma_W \cdot H_2 = 9.80 \times 0.900 = 8.82 \ (\mathrm{kN/m^2})$$

水圧の合力

$$P_W = \frac{1}{2} \cdot p_W \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 8.82 \times 0.900 = 3.97 \ (\mathrm{kN/m})$$

水圧の分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 3.97 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)
$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 3.97 \times \cos 0.00 = 3.97$ (kN/m)

水圧の作用位置

$$X_W = B_0 - \frac{1}{3} \cdot H_2 \cdot \tan\alpha = 3.150 - \frac{1}{3} \times 0.900 \times \tan 0.00 = 3.150 \ (\mathrm{m})$$

$$Y_W = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.900 = 0.300 \ (\mathrm{m})$$

2.5.3.3 前面水圧

水　　圧

$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.350 = 3.43$ (kN/m^2)

水圧の合力

$P_w = 1/2 \cdot p_w \cdot H_2 = 1/2 \times 3.43 \times 0.350 = 0.60$ (kN/m)

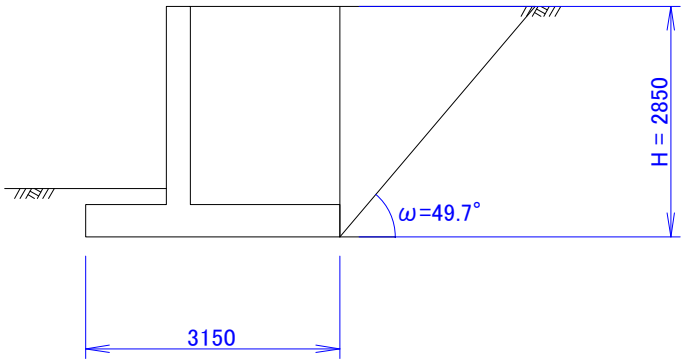
前面水圧の鉛直・水平分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 0.60 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)
$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 0.60 \times \cos 0.00 = 0.60$ (kN/m)

前面水圧の作用位置

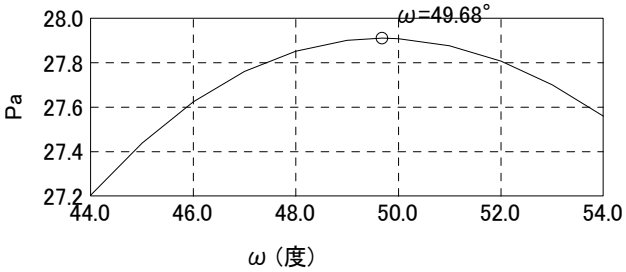
$y_w = H_w/3 = 0.350/3 = 0.117$ (m)

2.5.4 地震時(1)



2.5.4.1 主働土圧

主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=49.68° で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角　　β　=　0.00 (度)
壁面摩擦角

$$\tan\delta = \frac{\sin\phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin\phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \frac{\sin 30.0 \cdot \sin(6.8 + 13.8 - 0.0)}{1 - \sin 30.0 \cdot \cos(6.8 + 13.8 - 0.0)} = 0.331$$

よって、$\delta = 18.32$ (度)

ただし、$\sin\Delta = \dfrac{\sin(\beta + \theta)}{\sin\phi} = \dfrac{\sin(0.0 + 6.8)}{\sin 30.0} = 0.238$

よって、$\Delta = 13.8$ (度)

主働すべり角　　ω　=　49.68 (度)
土くさびの重量　　W　=　62.03 (kN/m)
すべり面の長さ　　l　=　3.738 (m)

主働土圧合力

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

$$= \frac{62.03 \times \sec 6.8 \times \sin(49.7 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.738 \times \cos 30.0}{\cos(49.7 - 30.0 - 0.0 - 18.3)}$$

$$= 27.91 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.91 \times \sin(0.0+18.3) = 8.77$ (kN/m)

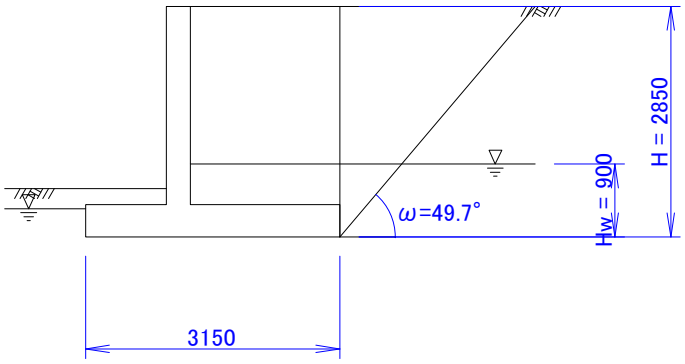
$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.91 \times \cos(0.0+18.3) = 26.50$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan\alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150$ (m)

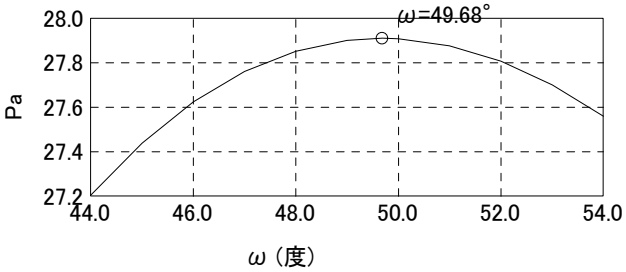
$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950$ (m)

2.5.5 地震時(2)



2.5.5.1 主働土圧

主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=49.68° で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角　　β = 0.00 (度)
壁面摩擦角

$$\tan\delta = \frac{\sin\phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin\phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \frac{\sin 30.0 \cdot \sin(6.8 + 13.8 - 0.0)}{1 - \sin 30.0 \cdot \cos(6.8 + 13.8 - 0.0)} = 0.331$$

よって、$\delta = 18.32$ (度)

ただし、$\sin\Delta = \dfrac{\sin(\beta + \theta)}{\sin\phi} = \dfrac{\sin(0.0 + 6.8)}{\sin 30.0} = 0.238$

よって、$\Delta = 13.8$ (度)

主働すべり角　　ω = 49.68 (度)
土くさびの重量　　W = 62.03 (kN/m)
すべり面の長さ　　l = 3.738 (m)

主働土圧合力

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

$$= \frac{62.03 \times \sec 6.8 \times \sin(49.7 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.738 \times \cos 30.0}{\cos(49.7 - 30.0 - 0.0 - 18.3)}$$

$$= 27.91 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.91 \times \sin(0.0+18.3) = 8.77$ (kN/m)
$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.91 \times \cos(0.0+18.3) = 26.50$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$X_A = B_0 - 1/3 \cdot H \cdot \tan\alpha = 3.150 - 1/3 \times 2.850 \times \tan 0.0 = 3.150$ (m)
$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.850 = 0.950$ (m)

2.5.5.2 背面水圧

水　　圧

$p_W = \gamma_W \cdot H_2 = 9.80 \times 0.900 = 8.82 \ (\mathrm{kN/m^2})$

水圧の合力

$P_W = \frac{1}{2} \cdot p_W \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 8.82 \times 0.900 = 3.97 \ (\mathrm{kN/m})$

水圧の分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 3.97 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)
$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 3.97 \times \cos 0.00 = 3.97$ (kN/m)

水圧の作用位置

$X_W = B_0 - \frac{1}{3} \cdot H_2 \cdot \tan\alpha = 3.150 - \frac{1}{3} \times 0.900 \times \tan 0.00 = 3.150$ (m)

$Y_W = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.900 = 0.300$ (m)

2.5.5.3 前面水圧

水　　圧

$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.350 = 3.43 \ (\mathrm{kN/m^2})$

水圧の合力

$P_w = 1/2 \cdot p_w \cdot H_2 = 1/2 \times 3.43 \times 0.350 = 0.60$ (kN/m)

前面水圧の鉛直・水平分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 0.60 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)

$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 0.60 \times \cos 0.00 = 0.60$ (kN/m)

前面水圧の作用位置

$y_w = H_w/3 = 0.350/3 = 0.117$ (m)

2.6 作用力の集計

2.6.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷　重　名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33			
土砂重量	85.19	2.152	183.33			
土　　圧	0.00	3.150	0.00	33.87	0.950	32.17
自動車荷重	18.50	2.225	41.16			
合　　計	152.56		293.82	33.87		32.17

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{293.82 - 32.17}{152.56} = -0.140 \ (m)$$

底版下面中央における作用力

鉛直力合計　$\Sigma V = 152.56$ (kN/m)
水平力合計　$\Sigma H = 33.87$ (kN/m)
曲げモーメント$\Sigma M = e \cdot \Sigma v = -0.140 \times 152.56 = -21.36$ (kNm/m)

2.6.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷　重　名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33			
土砂重量	77.79	2.145	166.86			
浮　力	-13.82	1.530	-21.14			
土　　圧	0.00	3.150	0.00	33.87	0.950	32.17
水　　圧	0.00	3.150	0.00	3.97	0.300	1.19
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.60	0.117	-0.07
自動車荷重	18.50	2.225	41.16			
合　　計	131.34		256.21	37.24		33.29

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{256.21 - 33.29}{131.34} = -0.122 \ (m)$$

底版下面中央における作用力

鉛直力合計　$\Sigma V = 131.34$ (kN/m)
水平力合計　$\Sigma H = 37.24$ (kN/m)
曲げモーメント$\Sigma M = e \cdot \Sigma v = -0.122 \times 131.34 = -16.05$ (kNm/m)

2.6.3 地震時(浮力無視)

荷　重　名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33	5.87	0.725	4.25
土砂重量	85.19	2.152	183.33	10.22	1.577	16.13
土　　圧	8.77	3.150	27.63	26.50	0.950	25.17
合　　計	142.83		280.29	42.58		45.55

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{280.29 - 45.55}{142.83} = -0.068 \ (m)$$

底版下面中央における作用力

鉛直力合計　$\Sigma V = 142.83$ (kN/m)
水平力合計　$\Sigma H = 42.58$ (kN/m)
曲げモーメント$\Sigma M = e \cdot \Sigma v = -0.068 \times 142.83 = -9.77$ (kNm/m)

2.6.4 地震時(浮力考慮)

荷　重　名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
擁壁自重	48.88	1.418	69.33	5.87	0.725	4.25
土砂重量	77.79	2.145	166.86	10.22	1.577	16.13
浮　力	-13.82	1.530	-21.14			
土　　圧	8.77	3.150	27.63	26.50	0.950	25.17
水　　圧	0.00	3.150	0.00	3.97	0.300	1.19
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.60	0.117	-0.07
合　　計	121.62		242.68	45.95		46.67

鉛直力の偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} = \frac{3.150}{2} - \frac{242.68 - 46.67}{121.62} = -0.037 \ (m)$$

底版下面中央における作用力

鉛直力合計　$\Sigma V = 121.62$ (kN/m)
水平力合計　$\Sigma H = 45.95$ (kN/m)
曲げモーメント$\Sigma M = e \cdot \Sigma v = -0.037 \times 121.62 = -4.47$ (kNm/m)

3. 直接基礎の安定計算

3.1 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は、式(8),(9)により求める。

常　時

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \quad \cdots\cdots\cdots(8)$$

地震時・暴風時・衝突時

$$q_a = \frac{2}{3} \cdot (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \quad \cdots\cdots\cdots(9)$$

ここで、 q_a ： 許容支持力度　(kN/m^2)

c ： 基礎底面下にある地盤の粘着力　10.00 (kN/m^2)

γ_1 ： 基礎底面下にある地盤の単位体積重量　14.00 (kN/m^2)

B ： 基礎幅　3.150 (m)

η ： 基礎の寸法による補正係数　常時なら、η=1.0

$\eta=(B/B_0)^{-1/3}=(3.150/1.0)^{-1/3}=$　0.682

q ： 上載荷重　$q=\gamma_2 \cdot D_f=14.0\times0.000$　0.00 (kN/m^2)

γ_2 ： 基礎底面より上方にある地盤の平均単位体積重量　14.00 (kN/m^3)

D_f ： 地盤面から基礎底面までの深さ　0.000 (m)

α, β ： 形状係数　α=1,　β=0.5

N_c, N_q, N_γ ： 支持力係数　表1参照

ϕ=28.0°　より、支持力係数 N_c=25.8, N_q=14.7, N_r=11.2

ϕ ： 支持地盤の内部摩擦角 28.0 (度)

表1 支持力係数

ϕ (度)	N_c	N_γ	N_q	ϕ (度)	N_c	N_γ	N_q
0	5.1	0.0	1.0	30	30.1	15.7	18.4
5	6.5	0.1	1.6	32	35.5	22.0	23.2
10	8.3	0.4	2.5	34	42.2	31.1	29.4
15	11.0	1.1	3.9	36	50.6	44.4	37.8
20	14.8	2.9	6.4	38	61.4	64.1	48.9

3.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

3.2.1 作用荷重

鉛　直　力	ΣV =	152.56 (kN/m)
水　平　力	ΣH =	33.87 (kN/m)
曲げモーメント	ΣM =	-21.36 (kNm/m)

3.2.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、常時においては底版の中心より底版幅Bの1/6以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-21.36}{152.56} = -0.140 \ (\mathrm{m})$$

$$\leqq \frac{B}{6} = \frac{3.150}{6} = 0.525 \ (\mathrm{m}) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(\mathrm{OK})$$

3.2.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{91.54}{33.87} = 2.70 \geqq F_S = 1.5 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(\mathrm{OK})$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 152.56 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 91.54 \ (\mathrm{kN/m})$$

ここで、

F：	滑動に対する安全率		
R_H：	滑動抵抗力 (kN/m)		
ΣH：	基礎底面に働く全水平力	33.87	(kN/m)
ΣV：	基礎底面に働く全鉛直力	152.56	(kN/m)
μ：	擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数	0.600	
c_B：	擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力	0.00	(kN/m^2)
B：	擁壁の底版幅	3.150	(m)
F_s：	所要滑動安全率	1.5	

3.2.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

$q_{max} \leqq q_a$

台形分布のとき　$(e \leqq B/6)$　$$\begin{matrix} q_{max} \\ q_{min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

三角形分布のとき $(e > B/6)$　$$q_{max} = \frac{2\Sigma V}{x} \ (\mathrm{kN/m^2}), \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right) \ (\mathrm{m})$$

ここで、 q_{max} ： 最大地盤反力度 (kN/m²)
q_{min} ： 最小地盤反力度 (kN/m²)
ΣV ： 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)
e ： 荷重の偏心距離 (m)
B ： 底版幅 (m)
x ： 地盤反力の分布幅 (m)
q_a ： 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

荷重の偏心量

e = -0.140 (m) ≦ B/6 = 3.150/6 = 0.525 (m)　　よって、台形分布

最大地盤反力度

$$\begin{matrix} q_{max} \\ q_{min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B}\cdot\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{152.56}{3.150}\times\left(1 \pm \frac{6\times 0.140}{3.150}\right)$$

$$= \begin{cases} 61.35\ (kN/m^2) \\ 35.52\ (kN/m^2) \end{cases} \leqq q_a = 87.9\ (kN/m^2)$$ ・・・・・・・・・(OK)

許容地盤支持力度

$\tan\theta = \Sigma H/\Sigma V = 33.87/152.56 = 0.22 \rightarrow \theta = 12.5°$
$i_c = i_q = (1-\theta/90)^2 = (1-12.52/90)^2 = 0.737$
$i_\gamma = (1-\theta/\phi)^2 = (1-12.52/28.00)^2 = 0.298$

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c\cdot\alpha\cdot c\cdot N_c + i_\gamma\cdot\beta\cdot\gamma_1\cdot B\cdot\eta\cdot N_r + i_q\cdot q\cdot N_q)$$
$$= \frac{1}{3}\times(0.737\times1.00\times10.00\times25.80 + 0.298\times0.50\times14.00\times3.150\times1.000\times11.20 + 0.737\times0.00\times14.70)$$
$$= 87.9\ (kN/m^2)$$

3.3 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

3.3.1 作用荷重

鉛　直　力　　ΣV = 131.34 (kN/m)
水　平　力　　ΣH = 37.24 (kN/m)
曲げモーメント ΣM = -16.05 (kNm/m)

3.3.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、常時においては底版の中心より底版幅Bの1/6以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-16.05}{131.34} = -0.122\ (m)$$
$$\leqq \frac{B}{6} = \frac{3.150}{6} = 0.525\ (m)$$ ・・・・・・・・・(OK)

3.3.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{78.81}{37.24} = 2.12 \geqq F_S = 1.5$$ ・・・・・・・・・(OK)

$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 131.34 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 78.81$ (kN/m)

3.3.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$e = -0.122$ (m) $\leqq B/6 = 3.150/6 = 0.525$ (m)　　よって、台形分布

最大地盤反力度

$$\begin{matrix} q_{max} \\ q_{min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{131.34}{3.150} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.122}{3.150}\right)$$

$$= \begin{cases} 51.40 \ (kN/m^2) \\ 31.99 \ (kN/m^2) \end{cases} \leqq q_a = 72.3 \ (kN/m^2)$$ ・・・・・・・・・(OK)

許容地盤支持力度

$\tan\theta = \Sigma H / \Sigma V = 37.24/131.34 = 0.28 \rightarrow \theta = 15.8°$
$i_c = i_q = (1-\theta/90)^2 = (1-15.83/90)^2 = 0.672$
$i_\gamma = (1-\theta/\phi)^2 = (1-15.83/28.00)^2 = 0.176$

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q)$$
$$= \frac{1}{3} \times (0.672 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.176 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 1.000 \times 11.20 + 0.672 \times 0.00 \times 14.70)$$
$$= 72.3 \ (kN/m^2)$$

3.4 地震時(浮力無視)

3.4.1 作用荷重

鉛　直　力	$\Sigma V =$	142.83 (kN/m)
水　平　力	$\Sigma H =$	42.58 (kN/m)
曲げモーメント	$\Sigma M =$	-9.77 (kNm/m)

3.4.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、地震時においては底版の中心より底版幅Bの1/3以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-9.77}{142.83} = -0.068 \ (m)$$
$$\leqq \frac{B}{3} = \frac{3.150}{3} = 1.050 \ (m)$$ ・・・・・・・・・(OK)

3.4.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{85.70}{42.58} = 2.01 \geqq F_S = 1.2$$ ・・・・・・・・・(OK)

$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 142.83 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 85.70$ (kN/m)

3.4.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$e = -0.068$ (m) $\leqq B/6 = 3.150/6 = 0.525$ (m)　　よって、台形分布

最大地盤反力度

$$\begin{matrix} q_{max} \\ q_{min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{142.83}{3.150} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.068}{3.150}\right)$$

$$= \begin{cases} 51.26 \ (kN/m^2) \\ 39.43 \ (kN/m^2) \end{cases} \leqq q_a = 130.0 \ (kN/m^2)$$ ・・・・・・・・・(OK)

許容地盤支持力度

$\tan\theta = \Sigma H / \Sigma V = 42.58/142.83 = 0.30 \rightarrow \theta = 16.6°$
$i_c = i_q = (1-\theta/90)^2 = (1-16.60/90)^2 = 0.656$
$i_\gamma = (1-\theta/\phi)^2 = (1-16.60/28.00)^2 = 0.152$

$$q_a = \frac{2}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q)$$
$$= \frac{2}{3} \times (0.656 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.152 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 0.682 \times 11.20 + 0.656 \times 0.00 \times 14.70)$$
$$= 130.0 \ (kN/m^2)$$

3.5 地震時(浮力考慮)

3.5.1 作用荷重

鉛　直　力	$\Sigma V =$	121.62 (kN/m)
水　平　力	$\Sigma H =$	45.95 (kN/m)
曲げモーメント	$\Sigma M =$	-4.47 (kNm/m)

3.5.2 転倒に対する検討

直接基礎に作用する荷重の偏心量は、地震時においては底版の中心より底版幅Bの1/3以内でなければならない。

荷重の偏心量

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{-4.47}{121.62} = -0.037 \ (m)$$
$$\leqq \frac{B}{3} = \frac{3.150}{3} = 1.050 \ (m)$$ ・・・・・・・・・(OK)

3.5.3 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は所要滑動安全率以上でなければならない。

$$F = \frac{R_H}{\Sigma H} = \frac{72.97}{45.95} = 1.59 \geqq F_s = 1.2$$ ・・・・・・・・・(OK)

$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B = 121.62 \times 0.600 + 0.00 \times 3.150 = 72.97$ (kN/m)

3.5.4 地盤支持に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は地盤の許容支持力度以下でなければならない。

荷重の偏心量

$e = -0.037$ (m) $\leqq B/6 = 3.150/6 = 0.525$ (m)　　よって、台形分布

最大地盤反力度

$$\begin{matrix} q_{max} \\ q_{min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{121.62}{3.150} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.037}{3.150}\right)$$

$$= \begin{cases} 41.31 \ (kN/m^2) \\ 35.91 \ (kN/m^2) \end{cases} \leqq q_a = 105.0 \ (kN/m^2)$$

・・・・・・・・・(OK)

許容地盤支持力度

$\tan\theta = \Sigma H / \Sigma V = 45.95/121.62 = 0.38 \rightarrow \theta = 20.7°$

$i_c = i_q = (1-\theta/90)^2 = (1-20.70/90)^2 = 0.577$

$i_\gamma = (1-\theta/\phi)^2 = (1-20.70/28.00)^2 = 0.051$

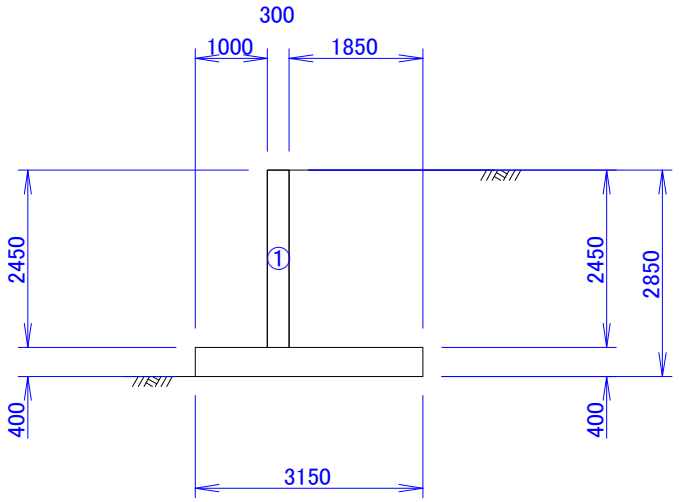
$$q_a = \frac{2}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q)$$

$$= \frac{2}{3} \times (0.577 \times 1.00 \times 10.00 \times 25.80 + 0.051 \times 0.50 \times 14.00 \times 3.150 \times 0.682 \times 11.20 + 0.577 \times 0.00 \times 14.70)$$

$$= 105.0 \ (kN/m^2)$$

4. たて壁の設計

4.1 たて壁自重



4.1.1 たて壁付け根

地震時慣性力

	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	0.300×2.450×24.5×0.12	2.16	1.225	2.65
	合　　計	2.16		2.65

4.1.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

地震時慣性力

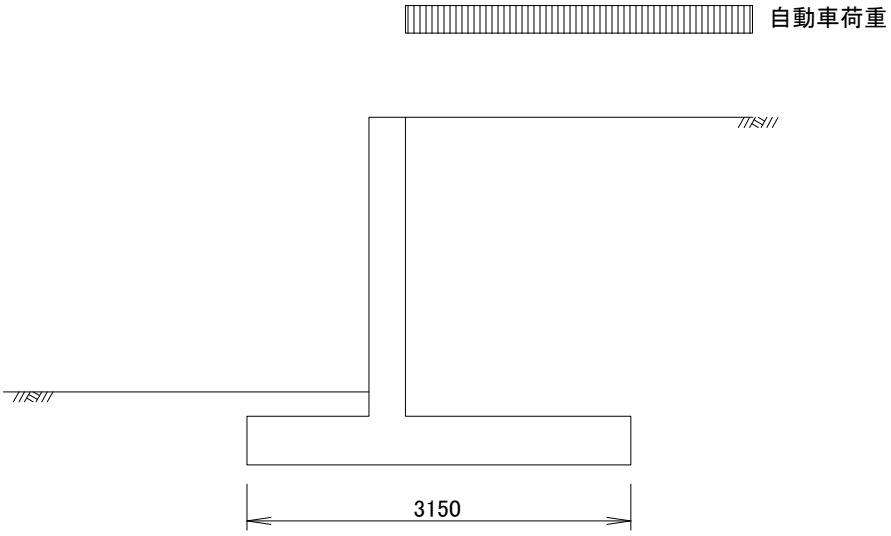
	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	0.300×2.397×24.5×0.12	2.11	1.198	2.53
	合　　計	2.11		2.53

4.1.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

地震時慣性力

	計　算　式	H (kN)	y (m)	Hy (kN･m)
1	0.300×1.908×24.5×0.12	1.68	0.954	1.60
	合　　計	1.68		1.60

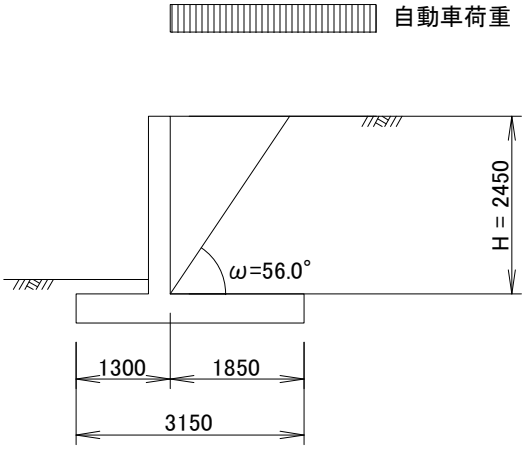
4.2 上載荷重



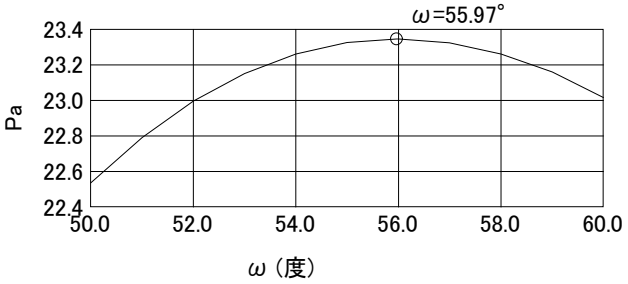
4.3 土圧および水圧

4.3.1 常時(1)

4.3.1.1 たて壁付け根



主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=55.97°で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	β =	0.00（度）
壁面傾斜角	α =	0.00（度）
壁面摩擦角	δ =	2/3ϕ = 20.00（度）
主働すべり角	ω =	55.97（度）
土くさびの重量	W =	53.03（kN/m）
すべり面の長さ	l =	2.956（m）

主働土圧合力

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

$$= \frac{53.03 \times \sec 0.0 \times \sin(56.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 2.956 \times \cos 30.0}{\cos(56.0 - 30.0 - 0.0 - 20.0)}$$

$$= 23.35 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.35 \times \sin(0.0+20.0) = 7.98$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.35 \times \cos(0.0+20.0) = 21.94$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817$ (m)

4.3.1.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s = \sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 2.397^2 = 22.34 \ (\mathrm{kN/m})$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \ (\mathrm{m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 22.34 \times \sin(0.00 + 20.00) = 7.64$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 22.34 \times \cos(0.00 + 20.00) = 20.99$ (kN/m)

ここで、　K_A’：主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}：たて壁付け根に作用する主働土圧の合力（kN/m）
H_0：たて壁付け根における土圧の作用高さ　(m)
H：着目断面より上の土圧作用高さ　(m)

4.3.1.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 1.908^2 = 14.15 \ (kN/m)$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \ (m)$$

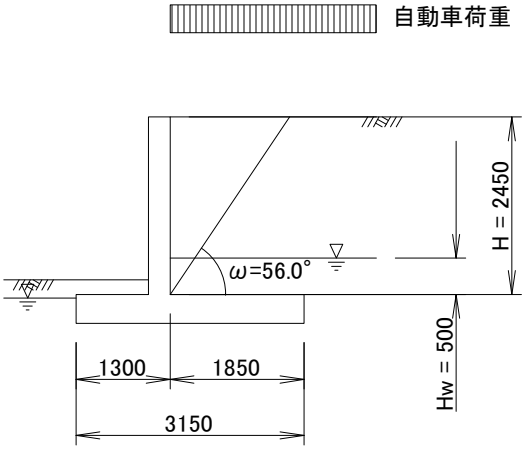
主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha+\delta) = 14.15 \times \sin(0.00+20.00) = 4.84 \ (kN/m)$$
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha+\delta) = 14.15 \times \cos(0.00+20.00) = 13.30 \ (kN/m)$$

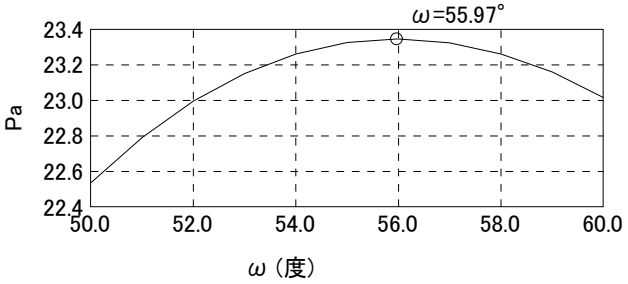
ここで、　K_A’：主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}：たて壁付け根に作用する主働土圧の合力（kN/m）
H_0：たて壁付け根における土圧の作用高さ　(m)
H：着目断面より上の土圧作用高さ　(m)

4.3.2 常時(2)

4.3.2.1 たて壁付け根



主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=55.97°で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	β =	0.00（度）
壁面傾斜角	α =	0.00（度）
壁面摩擦角	δ =	2/3ϕ = 20.00（度）
主働すべり角	ω =	55.97（度）
土くさびの重量	W =	53.03（kN/m）
すべり面の長さ	l =	2.956（m）

主働土圧合力

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

$$= \frac{53.03 \times \sec 0.0 \times \sin(56.0 - 30.0 + 0.0) - 0.0 \times 2.956 \times \cos 30.0}{\cos(56.0 - 30.0 - 0.0 - 20.0)}$$

$$= 23.35 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 23.35 \times \sin(0.0+20.0) = 7.98$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 23.35 \times \cos(0.0+20.0) = 21.94$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

$Y_A = 1/3 \cdot H = 1/3 \times 2.450 = 0.817$ (m)

水　　圧

$p_W = \gamma_W \cdot H_2 = 9.80 \times 0.500 = 4.90 \ (\mathrm{kN/m^2})$

水圧の合力

$P_W = \frac{1}{2} \cdot p_W \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 4.90 \times 0.500 = 1.23 \ (\mathrm{kN/m})$

水圧の分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 1.23 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)

$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 1.23 \times \cos 0.00 = 1.23$ (kN/m)

水圧の作用位置

$Y_W = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.500 = 0.167$ (m)

4.3.2.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 2.397^2 = 22.34 \ (kN/m)$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \ (m)$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha+\delta) = 22.34 \times \sin(0.00+20.00) = 7.64 \ (kN/m)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha+\delta) = 22.34 \times \cos(0.00+20.00) = 20.99 \ (kN/m)$$

ここで、 K_A'： 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}： たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0 ： たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)
H ： 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.2.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 23.35}{18.00 \times 2.450^2} = 0.432$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.432 \times 18.00 \times 1.908^2 = 14.15 \ (kN/m)$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \ (m)$$

主働土圧の鉛直・水平分力

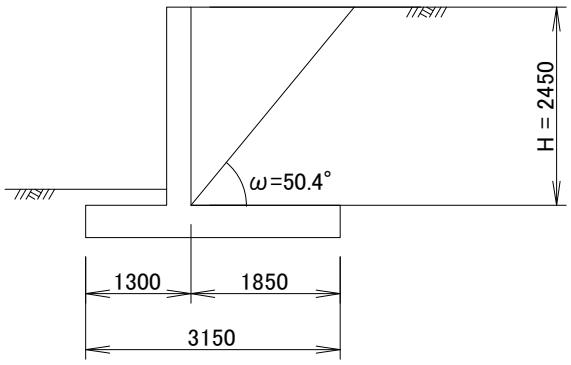
$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha+\delta) = 14.15 \times \sin(0.00+20.00) = 4.84 \ (kN/m)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha+\delta) = 14.15 \times \cos(0.00+20.00) = 13.30 \ (kN/m)$$

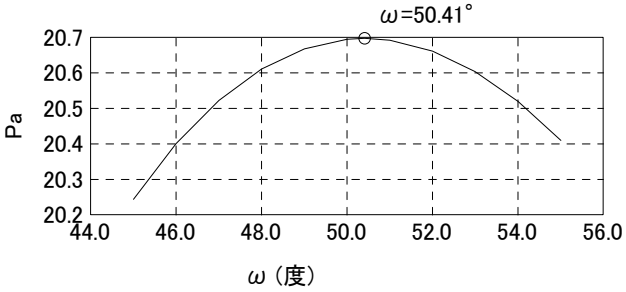
ここで、 K_A'： 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}： たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0 ： たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)
H ： 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.3 地震時(1)

4.3.3.1 たて壁付け根



主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=50.41°で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	β =	0.00（度）
壁面傾斜角	α =	0.00（度）
壁面摩擦角	δ =	1/2ϕ = 15.00（度）
主働すべり角	ω =	50.41（度）
土くさびの重量	W =	44.67（kN/m）
すべり面の長さ	l =	3.179（m）

主働土圧合力

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

$$= \frac{44.67 \times \sec 6.8 \times \sin(50.4 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.179 \times \cos 30.0}{\cos(50.4 - 30.0 - 0.0 - 15.0)}$$

$$= 20.70 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.70 \times \sin(0.0+15.0) = 5.36$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.70 \times \cos(0.0+15.0) = 19.99$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

Y_A = 1/3･H = 1/3×2.450 = 0.817 (m)

4.3.3.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 2.397^2 = 19.80 \ (kN/m)$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799 \ (m)$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 19.80 \times \sin(0.00 + 15.00) = 5.13 \ (kN/m)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 19.80 \times \cos(0.00 + 15.00) = 19.13 \ (kN/m)$$

ここで、 K_A'： 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}： たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0 ： たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)
H ： 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.3.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 1.908^2 = 12.55 \ (kN/m)$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \ (m)$$

主働土圧の鉛直・水平分力

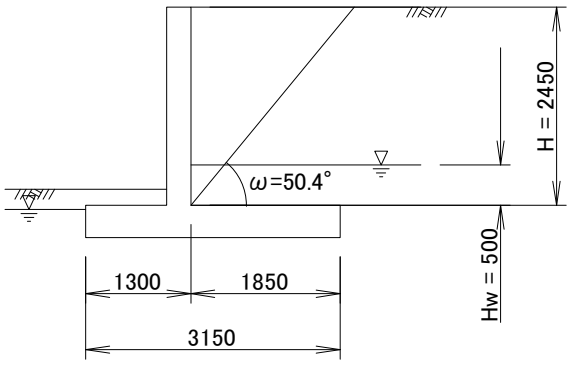
$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.55 \times \sin(0.00 + 15.00) = 3.25 \ (kN/m)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.55 \times \cos(0.00 + 15.00) = 12.12 \ (kN/m)$$

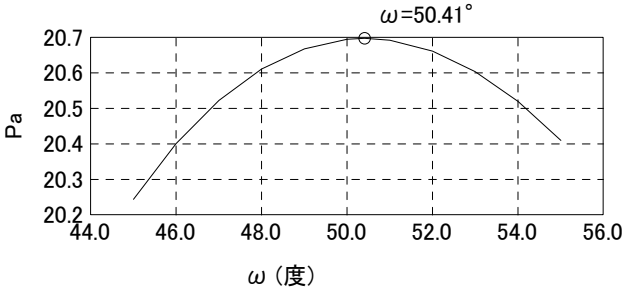
ここで、 K_A'： 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}： たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0 ： たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)
H ： 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.3.4 地震時(2)

4.3.4.1 たて壁付け根



主働すべり角ωを様々に変化させた繰り返し計算の結果、下図のようにω=50.41°で主働土圧の最大値を得た。



最大主働土圧は次のように求められる。

地表面傾斜角	β =	0.00（度）
壁面傾斜角	α =	0.00（度）
壁面摩擦角	δ =	1/2ϕ = 15.00（度）
主働すべり角	ω =	50.41（度）
土くさびの重量	W =	44.67（kN/m）
すべり面の長さ	l =	3.179（m）

主働土圧合力

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

$$= \frac{44.67 \times \sec 6.8 \times \sin(50.4 - 30.0 + 6.8) - 0.0 \times 3.179 \times \cos 30.0}{\cos(50.4 - 30.0 - 0.0 - 15.0)}$$

$$= 20.70 \ (\mathrm{kN/m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.70 \times \sin(0.0+15.0) = 5.36$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.70 \times \cos(0.0+15.0) = 19.99$ (kN/m)

主働土圧合力の作用位置

Y_A = 1/3・H = 1/3×2.450 = 0.817 (m)

水　　圧

$p_w = \gamma_w \cdot H_2 = 9.80 \times 0.500 = 4.90$ (kN/m^2)

水圧の合力

$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times 4.90 \times 0.500 = 1.23$ (kN/m)

水圧の分力

$P_{wV} = P_w \cdot \sin\alpha = 1.23 \times \sin 0.00 = 0.00$ (kN/m)

$P_{wH} = P_w \cdot \cos\alpha = 1.23 \times \cos 0.00 = 1.23$ (kN/m)

水圧の作用位置

$Y_w = \frac{1}{3} \cdot H_2 = \frac{1}{3} \times 0.500 = 0.167$ (m)

4.3.4.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s = \sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

換算土圧係数

$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$

土圧合力

$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 2.397^2 = 19.80$ (kN/m)

土圧合力の作用位置

$Y_A = H/3 = \frac{2.397}{3} = 0.799$ (m)

主働土圧の鉛直・水平分力

$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 19.80 \times \sin(0.00 + 15.00) = 5.13$ (kN/m)

$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 19.80 \times \cos(0.00 + 15.00) = 19.13$ (kN/m)

ここで、　K_A'：主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}：たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0：たて壁付け根における土圧の作用高さ　(m)
H：着目断面より上の土圧作用高さ　(m)

4.3.4.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

換算土圧係数

$$K_A' = \frac{2P_{A0}}{\gamma \cdot H_0^2} = \frac{2 \times 20.70}{18.00 \times 2.450^2} = 0.383$$

土圧合力

$$P_A = 1/2 \cdot K_A' \cdot \gamma \cdot H^2 = 1/2 \times 0.383 \times 18.00 \times 1.908^2 = 12.55 \ (\mathrm{kN/m})$$

土圧合力の作用位置

$$Y_A = H/3 = \frac{1.908}{3} = 0.636 \ (\mathrm{m})$$

主働土圧の鉛直・水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.55 \times \sin(0.00 + 15.00) = 3.25 \ (\mathrm{kN/m})$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.55 \times \cos(0.00 + 15.00) = 12.12 \ (\mathrm{kN/m})$$

ここで、 K_A'： 主働土圧を三角形分布と仮定したときの換算土圧係数
P_{A0}： たて壁付け根に作用する主働土圧の合力 (kN/m)
H_0 ： たて壁付け根における土圧の作用高さ (m)
H ： 着目断面より上の土圧作用高さ (m)

4.4 作用力の集計

4.4.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

4.4.1.1 たて壁付根

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	21.94	0.817	17.92
合　　計	21.94		17.92

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 21.94 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 17.92 (kN･m/m)

4.4.1.2 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}$ となる位置（付け根から 0.054 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	20.99	0.799	16.77
合　　計	20.99		16.77

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 20.99 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 16.77 (kN･m/m)

4.4.1.3 上段の鉄筋量で $\sigma_s = \sigma_{sa}/2$ となる位置（付け根から 0.543 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	13.30	0.636	8.46
合　　計	13.30		8.46

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 13.30 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 8.46 (kN･m/m)

4.4.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

4.4.2.1 たて壁付根

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	21.94	0.817	17.92
水　　圧	1.23	0.167	0.20
合　　計	23.16		18.12

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 23.16 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 18.12 (kN･m/m)

4.4.2.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	20.99	0.799	16.77
水　　圧	0.98	0.149	0.15
合　　計	21.97		16.91

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 21.97 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 16.91 (kN･m/m)

4.4.2.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
土　　圧	13.30	0.636	8.46
合　　計	13.30		8.46

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 13.30 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 8.46 (kN･m/m)

4.4.3 地震時(浮力無視)

4.4.3.1 たて壁付根

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.16	1.225	2.65
土　　圧	19.99	0.817	16.33
合　　計	22.15		18.97

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 22.15 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 18.97 (kN･m/m)

4.4.3.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.11	1.198	2.53
土　　圧	19.13	0.799	15.28
合　　計	21.24		17.81

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 21.24 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 17.81 (kN･m/m)

4.4.3.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	1.68	0.954	1.60
土　　圧	12.12	0.636	7.71
合　　計	13.80		9.31

作用力合計
せん断力　　S = ΣH = 13.80 (kN/m)
曲げモーメント　M = ΣHy = 9.31 (kN･m/m)

4.4.4 地震時(浮力考慮)

4.4.4.1 たて壁付根

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.16	1.225	2.65
土　　圧	19.99	0.817	16.33
水　　圧	1.23	0.167	0.20
合　　計	23.38		19.18

作用力合計

せん断力　　S = ΣH = 23.38 (kN/m)

曲げモーメント　M = ΣHy = 19.18 (kN･m/m)

4.4.4.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	2.11	1.198	2.53
土　　圧	19.13	0.799	15.28
水　　圧	0.98	0.149	0.15
合　　計	22.22		17.96

作用力合計

せん断力　　S = ΣH = 22.22 (kN/m)

曲げモーメント　M = ΣHy = 17.96 (kN･m/m)

4.4.4.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

荷　重　名	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
たて壁自重	1.68	0.954	1.60
土　　圧	12.12	0.636	7.71
合　　計	13.80		9.31

作用力合計

せん断力　　S = ΣH = 13.80 (kN/m)

曲げモーメント　M = ΣHy = 9.31 (kN･m/m)

4.5 断面計算

4.5.1 計算式

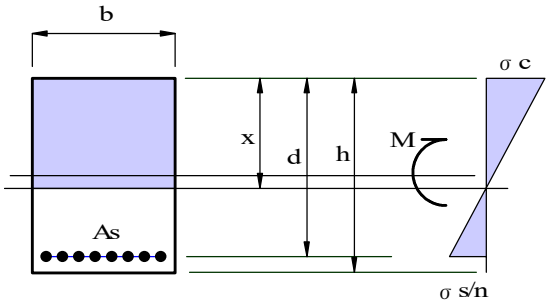


図-2 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(10)～(12)によって求める(図-2参照)。まず、式(10)を解いて中立軸位置xを求め、次に式(11),(12)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_S}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_S}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_S \cdot d} \qquad \cdots\cdots\cdots(10)$$

$$\sigma_C = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots(11)$$

$$\sigma_S = n \cdot \sigma_C \cdot \frac{d - x}{x} \qquad \cdots\cdots\cdots(12)$$

ここで、
- σ_c： コンクリートの圧縮応力度 (N/mm^2)
- σ_s： 鉄筋の引張応力度 (N/mm^2)
- x ： 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- M ： 断面に作用する曲げモーメント (N･mm)
- b ： 断面の幅 (mm)
- d ： 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
- A_s： 引張鉄筋の断面積 (mm)
- n ： コンクリートと鉄筋のヤング係数比 n=15とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(13)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(15)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leqq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \qquad \cdots\cdots\cdots(13)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leqq \tau_{0a} \qquad \cdots\cdots\cdots(15)$$

ここで、
- τ_m： コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm^2)
- τ_0： コンクリートの付着応力度 (N/mm^2)
- τ_{a1}： コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm^2)
- τ_{0a}： コンクリートの許容付着応力度 (N/mm^2)
- S ： 断面に作用するせん断力 (N)
- C_e： 有効高に関する補正係数
- C_{pt}： 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
- U ： 鉄筋の周長の総和 (mm)
- j ： j=1-k/3
- k ： k=x/d

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-2に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-2 部材断面の有効高dに関する補正係数C_e

有効高 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

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-3に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-3 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数C_e

軸方向引張鉄筋比 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

4.5.2 応力度計算

4.5.2.1 たて壁付け根

断面寸法　h = 300.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)
有効高　　d = 230.0 (mm)
主鉄筋　　D13-ctc125　A_s = 1013.6 (mm^2)　p_t = 0.441 (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	17.9	18.1	19.0	19.2
せん断力	S	(kN)	21.9	23.2	22.2	23.4
中立軸位置	x	(mm)	69.8	69.8	69.8	69.8
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	2.5	2.5	2.6	2.7
鉄筋の引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	85.5	86.5	90.5	91.5
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 13.5	$\sigma_c \leqq$ 13.5
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0
k = x/d			0.303	0.303	0.303	0.303
j = 1-k/3			0.899	0.899	0.899	0.899
せん断応力度	τm	(N/mm^2)	0.10	0.10	0.10	0.10
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	C_e		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	C_{pt}		1.14	1.14	1.14	1.14
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 0.37	$\tau_m \leqq$ 0.37	$\tau_m \leqq$ 0.56	$\tau_m \leqq$ 0.56
許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 2.55	$\tau_m \leqq$ 2.55
付着応力度	τ_0	(N/mm^2)	0.33	0.35	0.33	0.35
許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 2.40	$\tau_0 \leqq$ 2.40
必要斜引張鉄筋量	$A_{w \cdot req}$	(N/mm^2)	-----	-----	-----	-----
判　　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）(浮力無視)
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）(浮力考慮)
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

4.5.2.2 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置（付け根から 0.054 m）

断面寸法　h = 300.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)
有効高　　d = 230.0 (mm)
主鉄筋　　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.220 (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	16.8	16.9	17.8	18.0
せん断力	S	(kN)	21.0	22.0	21.2	22.2
中立軸位置	x	(mm)	52.0	52.0	52.0	52.0
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	3.0	3.1	3.2	3.2
鉄筋の引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	155.6	156.9	165.3	166.6
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 13.5	$\sigma_c \leqq$ 13.5
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0
k = x/d			0.226	0.226	0.226	0.226
j = 1-k/3			0.925	0.925	0.925	0.925
せん断応力度	τm	(N/mm^2)	0.09	0.10	0.09	0.10
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	C_e		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	C_{pt}		0.92	0.92	0.92	0.92
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 0.30	$\tau_m \leqq$ 0.30	$\tau_m \leqq$ 0.45	$\tau_m \leqq$ 0.45
許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 2.55	$\tau_m \leqq$ 2.55
付着応力度	τ_0	(N/mm^2)	0.62	0.65	0.62	0.65
許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 2.40	$\tau_0 \leqq$ 2.40
必要斜引張鉄筋量	$A_{w \cdot req}$	(N/mm^2)	-----	-----	-----	-----
判　　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

4.5.2.3 上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置（付け根から 0.543 m）

断面寸法　h = 300.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)
有効高　　d = 230.0 (mm)
主鉄筋　　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.220 (%)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	8.5	8.5	9.3	9.3
せん断力	S	(kN)	13.3	13.3	13.8	13.8
中立軸位置	x	(mm)	52.0	52.0	52.0	52.0
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	1.5	1.5	1.7	1.7
鉄筋の引張応力度	σ_s	(N/mm^2)	78.5	78.5	86.4	86.4
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 13.5	$\sigma_c \leqq$ 13.5
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0
k = x/d			0.226	0.226	0.226	0.226
j = 1-k/3			0.925	0.925	0.925	0.925
せん断応力度	τm	(N/mm^2)	0.06	0.06	0.06	0.06
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	C_e		1.40	1.40	1.40	1.40
補正係数	C_{pt}		0.92	0.92	0.92	0.92
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 0.30	$\tau_m \leqq$ 0.30	$\tau_m \leqq$ 0.45	$\tau_m \leqq$ 0.45
許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 2.55	$\tau_m \leqq$ 2.55
付着応力度	τ_0	(N/mm^2)	0.39	0.39	0.41	0.41
許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 2.40	$\tau_0 \leqq$ 2.40
必要斜引張鉄筋量	$A_{w \cdot req}$	(N/mm^2)	-----	-----	-----	-----
判　　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

4.5.2.4 段落し位置の決定

L_1：上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置に定着長を加えた長さ　$L_1 = L_1' + L_s + L_d$

ここで、L_1' ：上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}$となる位置　0.054 (m)
L_S ：部材有効高さ　0.230 (m)

L_d ：定着長　$L_d = \alpha \cdot \dfrac{f_{yd}}{4 f_{b0d}} \cdot \dfrac{\phi}{1000} = 0.6 \times \dfrac{295.0}{4 \times 1.79} \times \dfrac{13}{1000} = 0.321$ (m)

α ： α = 0.6 ($2.5 < k_c$)

k_C ： $k_C = \dfrac{C_b}{\phi} = \dfrac{56.0}{13.0} = 4.3$

C_b ：主鉄筋のかぶりと鉄筋のあきの1/2の値の小さい方 56.0 (mm)
f_{yd}：鉄筋の引張降伏強度　295 (N/mm^2)
f_{b0d}：コンクリートの設計付着応力度

$$f_{b0d} = 0.28 \frac{\sigma_{ck}^{2/3}}{1.3} = 0.28 \frac{24.0^{2/3}}{1.3} = 1.79 \ (N/mm^2)$$

ϕ ：主鉄筋径　13 (mm)

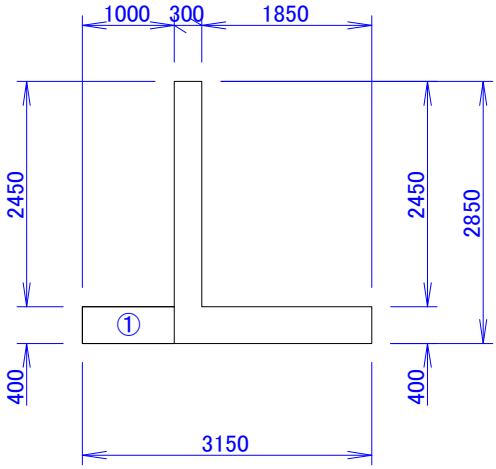
よって、L_1 = 0.054 + 0.230 + 0.321 = 0.604 (m)

L_2：上段の鉄筋量で$\sigma_s=\sigma_{sa}/2$となる位置　L_2 = 0.543 (m)

段落し位置は L_1 と L_2 の大きい方とし、H = 0.700 (m) とする。

5. つま先版の設計

5.1 自重



5.1.1 つま先版付け根

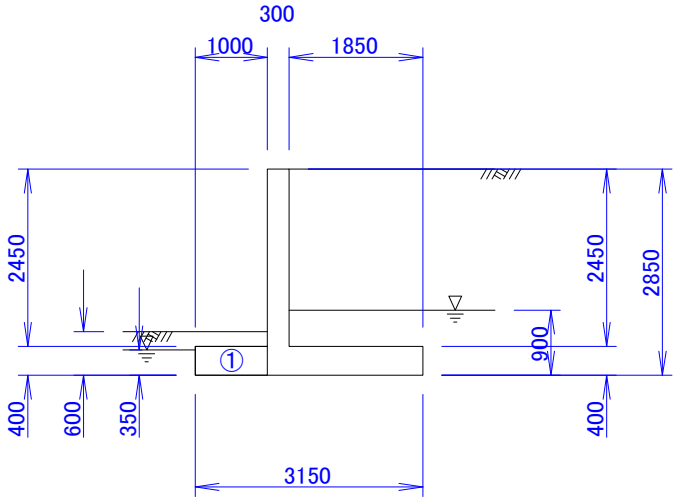
	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.000×0.400×24.5	9.80	0.500	4.90
	合　　計	9.80		4.90

5.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	0.800×0.400×24.5	7.84	0.400	3.14
	合　　計	7.84		3.14

5.2 浮力

常時、地震時



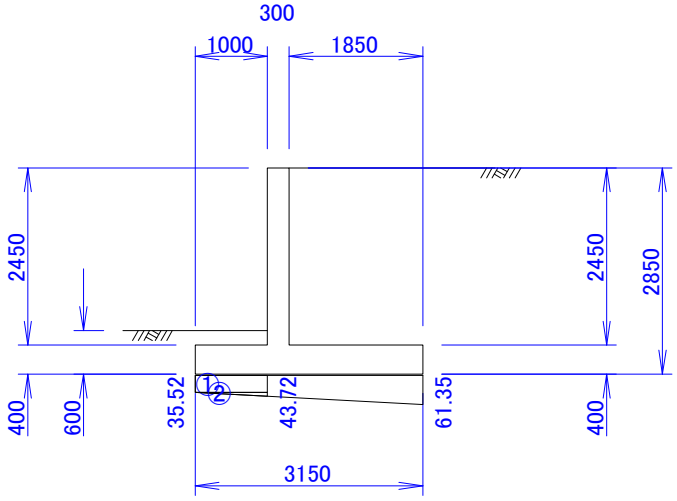
	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.000×0.400×9.8	-3.92	0.500	-1.96
	合　　計	-3.92		-1.96

5.2.1 せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-0.800×0.400×9.8	-3.14	0.400	-1.25
	合　　計	-3.14		-1.25

5.3 基礎反力

5.3.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）



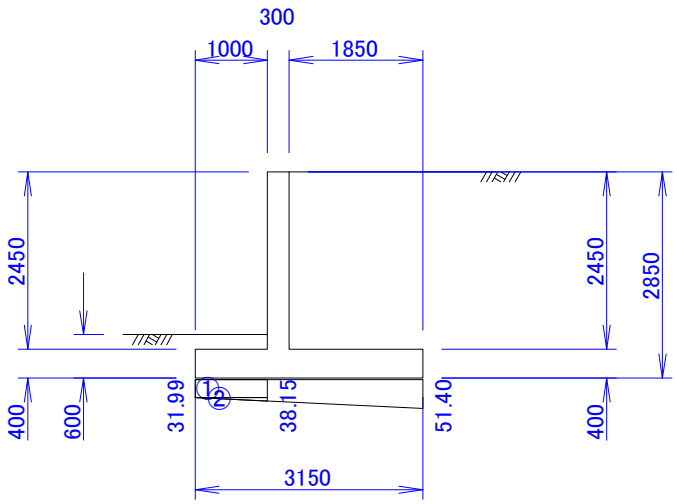
5.3.1.1 つま先版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.000×35.518	-35.52	0.500	-17.76
2	-1/2×1.000×8.200	-4.10	0.333	-1.37
	合　　計	-39.62		-19.13

5.3.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-0.800×35.518	-28.41	0.400	-11.37
2	-1/2×0.800×6.560	-2.62	0.267	-0.70
	合　　計	-31.04		-12.07

5.3.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）



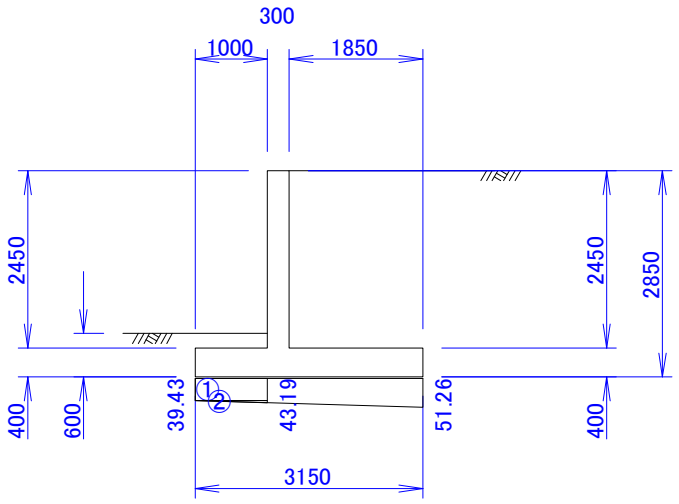
5.3.2.1 つま先版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.000×31.990	-31.99	0.500	-16.00
2	-1/2×1.000×6.163	-3.08	0.333	-1.03
	合　　計	-35.07		-17.02

5.3.2.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-0.800×31.990	-25.59	0.400	-10.24
2	-1/2×0.800×4.930	-1.97	0.267	-0.53
	合　　計	-27.56		-10.76

5.3.3 地震時(浮力無視)



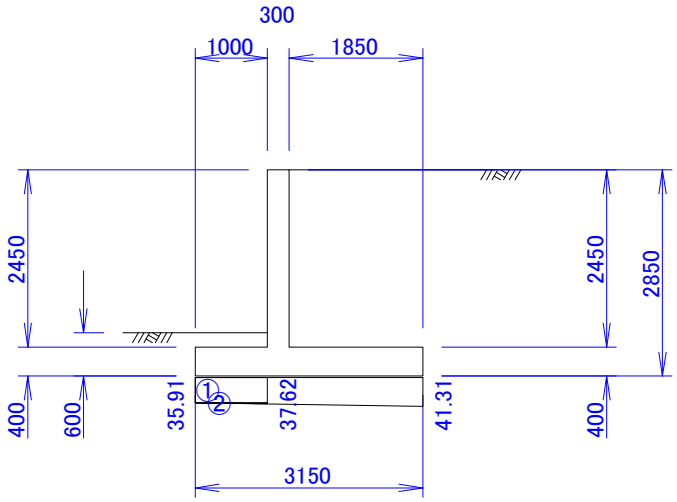
5.3.3.1 つま先版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.000×39.434	-39.43	0.500	-19.72
2	-1/2×1.000×3.753	-1.88	0.333	-0.63
	合　　計	-41.31		-20.34

5.3.3.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-0.800×39.434	-31.55	0.400	-12.62
2	-1/2×0.800×3.002	-1.20	0.267	-0.32
	合　　計	-32.75		-12.94

5.3.4 地震時(浮力考慮)



5.3.4.1 つま先版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.000×35.906	-35.91	0.500	-17.95
2	-1/2×1.000×1.716	-0.86	0.333	-0.29
	合　　計	-36.76		-18.24

5.3.4.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-0.800×35.906	-28.73	0.400	-11.49
2	-1/2×0.800×1.373	-0.55	0.267	-0.15
	合　　計	-29.27		-11.64

5.4 作用力の集計

5.4.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
基礎反力	-39.62	-19.13
合　　計	-29.82	-14.23

作用力合計
　せん断力　　S =　-29.82 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-14.23 (kN･m/m)

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
基礎反力	-31.04	-12.07
合　　計	-23.20	-8.93

作用力合計
　せん断力　　S =　-23.20 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-8.93 (kN･m/m)

5.4.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
浮力	-3.92	-1.96
基礎反力	-35.07	-17.02
合　　計	-29.19	-14.08

作用力合計
　せん断力　　S =　-29.19 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-14.08 (kN･m/m)

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
浮力	-3.14	-1.25
基礎反力	-27.56	-10.76
合　　計	-22.86	-8.88

作用力合計
　せん断力　　S =　-22.86 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-8.88 (kN･m/m)

5.4.3 地震時(浮力無視)

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
基礎反力	-41.31	-20.34
合　　計	-31.51	-15.44

作用力合計
　せん断力　　S =　-31.51 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-15.44 (kN･m/m)

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
基礎反力	-32.75	-12.94
合　　計	-24.91	-9.80

作用力合計
　せん断力　　S =　-24.91 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　 -9.80 (kN･m/m)

5.4.4 地震時(浮力考慮)

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	9.80	4.90
浮力	-3.92	-1.96
基礎反力	-36.76	-18.24
合　　計	-30.88	-15.30

作用力合計
　せん断力　　S =　-30.88 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　-15.30 (kN･m/m)

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
つま先版自重	7.84	3.14
浮力	-3.14	-1.25
基礎反力	-29.27	-11.64
合　　計	-24.57	-9.75

作用力合計
　せん断力　　S =　-24.57 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　 -9.75 (kN･m/m)

5.5 断面計算

5.5.1 計算式

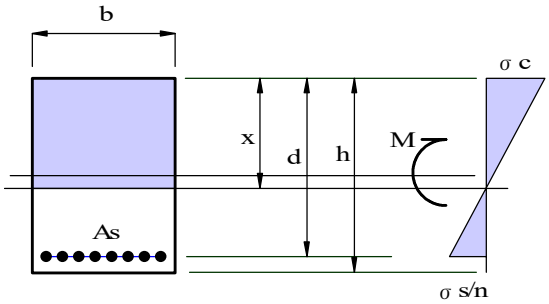


図-3 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(16)～(18)によって求める(図-3参照)。まず、式(16)を解いて中立軸位置xを求め、次に式(17),(18)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_S}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_S}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_S \cdot d} \qquad \cdots\cdots\cdots(16)$$

$$\sigma_C = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots(17)$$

$$\sigma_S = n \cdot \sigma_C \cdot \frac{d - x}{x} \qquad \cdots\cdots\cdots(18)$$

ここで、
- σ_c： コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s： 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- x ： 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- M ： 断面に作用する曲げモーメント (N･mm)
- b ： 断面の幅 (mm)
- d ： 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
- A_s： 引張鉄筋の断面積 (mm)
- n ： コンクリートと鉄筋のヤング係数比 n=15とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(19)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(21)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leqq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \qquad \cdots\cdots\cdots(19)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leqq \tau_{0a} \qquad \cdots\cdots\cdots(21)$$

ここで、
- τ_m： コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
- τ_0： コンクリートの付着応力度 (N/mm²)
- τ_{a1}： コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- τ_{0a}： コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
- S ： 断面に作用するせん断力 (N)
- C_e： 有効高に関する補正係数
- C_{pt}： 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
- U ： 鉄筋の周長の総和 (mm)
- j ： j=1-k/3
- k ： k=x/d

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-4に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-4 部材断面の有効高dに関する補正係数C_e

有効高 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

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-5に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-5 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数C_e

軸方向引張鉄筋比 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

5.5.2 応力度計算

断面寸法　h = 400.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
有効高　d = 330.0 (mm)

下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
有効高　d = 330.0 (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	14.23 (下面引張)	14.08 (下面引張)	15.44 (下面引張)	15.30 (下面引張)
中立軸位置	x	(mm)	63.6	63.6	63.6	63.6
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	1.45	1.43	1.57	1.56
鉄筋の引張応力度	σ_t	(N/mm^2)	90.9	90.0	98.7	97.8
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 13.5	$\sigma_c \leqq$ 13.5
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0
判　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

5.5.3 せん断応力度および付着応力度

照査位置　付け根から 0.200 (m)
断面寸法　h = 400.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.154 (%)
有効高　d = 330.0 (mm)

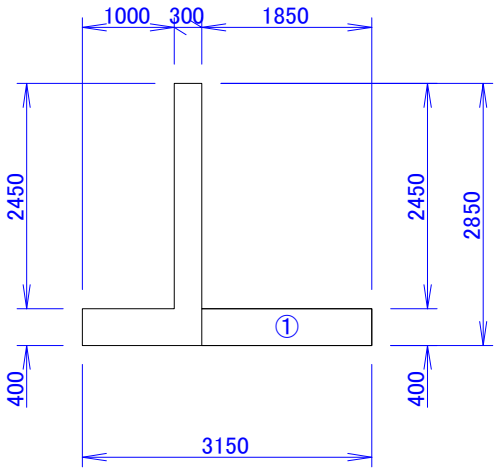
下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.154 (%)
有効高　d = 330.0 (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	-8.93 (下面引張)	-8.88 (下面引張)	-9.80 (下面引張)	-9.75 (下面引張)
せん断力	S	(kN)	-23.20	-22.86	-24.91	-24.57
中立軸位置	x	(mm)	63.64	63.64	63.64	63.64
k = x/d			0.193	0.193	0.193	0.193
j = 1-k/3			0.936	0.936	0.936	0.936
せん断応力度	τ_m	(N/mm^2)	-0.07	-0.07	-0.08	-0.07
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	C_e		1.38	1.38	1.38	1.38
補正係数	C_{pt}		0.81	0.81	0.81	0.81
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 0.26	$\tau_m \leqq$ 0.26	$\tau_m \leqq$ 0.39	$\tau_m \leqq$ 0.39
許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 2.55	$\tau_m \leqq$ 2.55
付着応力度	τ_0	(N/mm^2)	-0.47	-0.46	-0.50	-0.50
許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 2.40	$\tau_0 \leqq$ 2.40
必要斜引張鉄筋量	$A_{w \cdot req}$	(N/mm^2)	-----	-----	-----	-----
判　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

6. かかと版の設計

6.1 自重



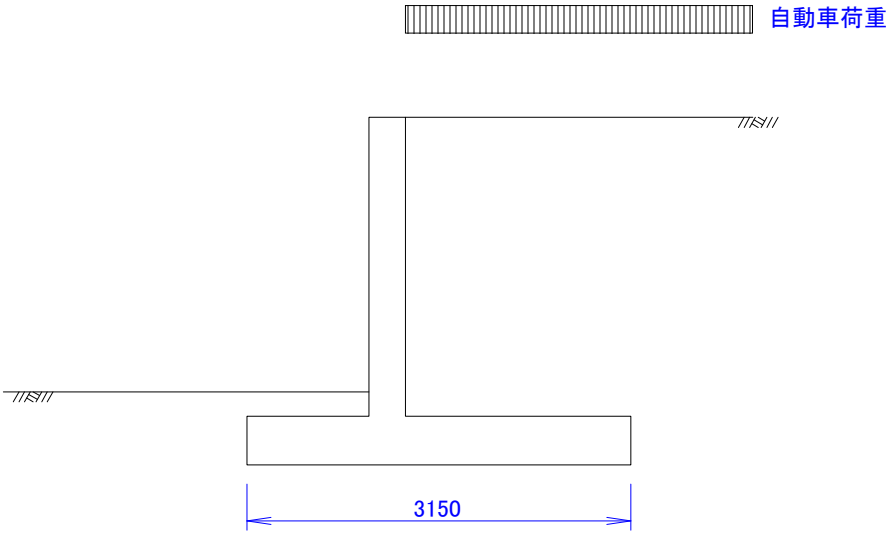
6.1.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.850×0.400×24.5	18.13	0.925	16.77
	合　　計	18.13		16.77

6.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.650×0.400×24.5	16.17	0.825	13.34
	合　　計	16.17		13.34

6.2 上載荷重



常時

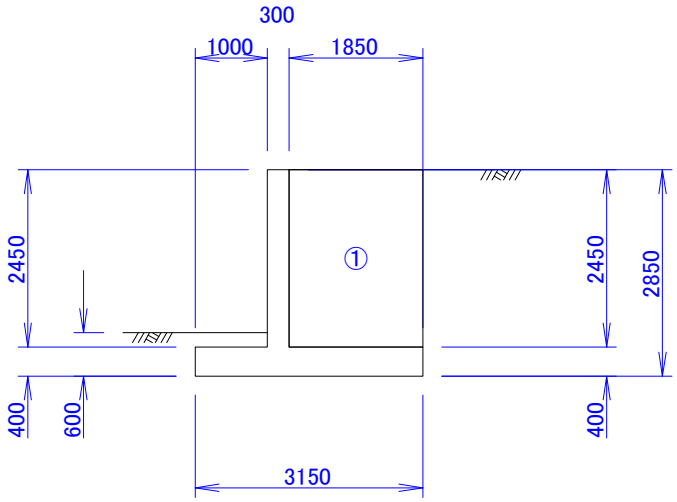
	計　算　式	S (kN/m)	x (m)	M (kN･m/m)
自動車荷重	10.000×1.850	18.50	0.925	17.11
	上載荷重合計	18.50		17.11

せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

	計　算　式	S (kN/m)	x (m)	M (kN･m/m)
自動車荷重	10.000×1.650	16.50	0.825	13.61
	上載荷重合計	16.50		13.61

6.3 土砂重量

6.3.1 常時、地震時(1)



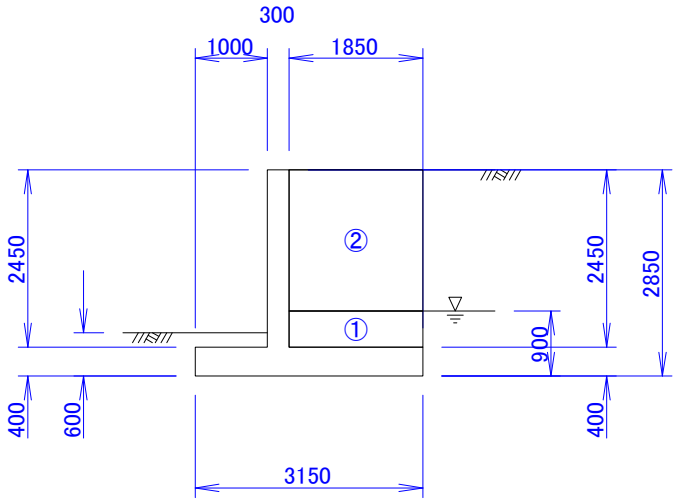
6.3.1.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.850×2.450×18.0	81.59	0.925	75.47
	合　　計	81.59		75.47

6.3.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.650×2.450×18.0	72.77	0.825	60.03
	合　　計	72.77		60.03

6.3.2 常時、地震時(2)



6.3.2.1 かかと版付け根

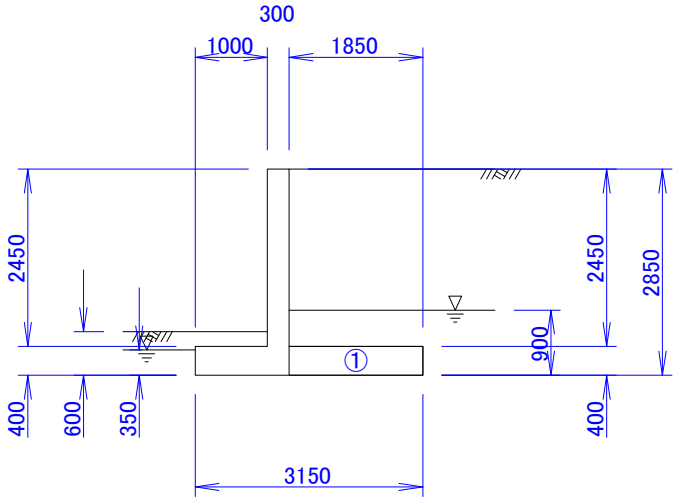
	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.850×0.500×10.0	9.25	0.925	8.56
2	1.850×1.950×18.0	64.94	0.925	60.06
	合　　計	74.19		68.62

6.3.2.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	1.650×0.500×10.0	8.25	0.825	6.81
2	1.650×1.950×18.0	57.92	0.825	47.78
	合　　計	66.17		54.59

6.4 浮力

常時、地震時



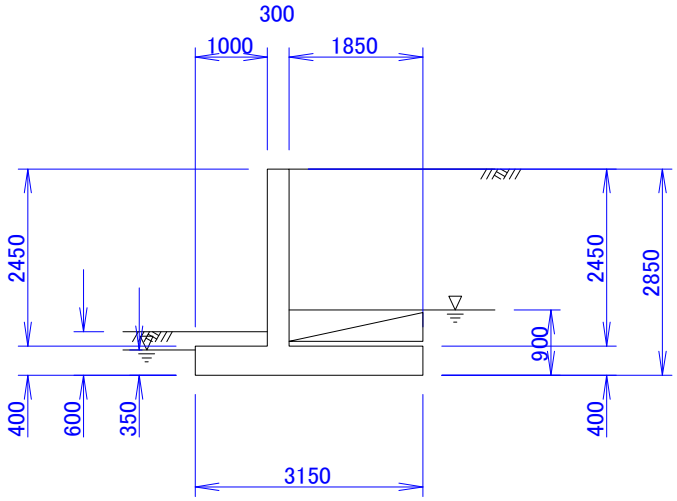
	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.850×0.400×9.8	-7.25	0.925	-6.71
	合　　計	-7.25		-6.71

6.4.1 せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.650×0.400×9.8	-6.47	0.825	-5.34
	合　　計	-6.47		-5.34

6.5 主働土圧

かかと版には、主働土圧の鉛直成分と同じ大きさで、かかと版全長に作用する三角形分布荷重を考慮する。



6.5.1 常時

底版端部における荷重強度

$$p0 = \frac{2\,Pav}{B} = \frac{2 \times 0.00}{1.850} = 0.00 \ (kN/m^2)$$

ここで、P_{av}：主働土圧の鉛直成分 (kN/m)
B ：かかと版の長さ (m)

かかと版付け根のせん断力

$$S = Pav = 0.00 \ (kN/m)$$

かかと版付け根の曲げモーメント

$$M = \frac{2}{3} \cdot B \cdot Pav = \frac{2}{3} \times 1.850 \times 0.00 = 0.00 \ (kN \cdot m/m)$$

せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

照査位置における荷重強度

$$p1 = \frac{p0}{B} \cdot B' = \frac{0.00}{1.850} \times 0.200 = 0.00 \ (kN/m^2)$$

ここで、B'：かかと版付け根からせん断応力度照査位置までの距離 (m)

照査位置におけるせん断力

$$S = \frac{p0 + p1}{2} \cdot (B - B') = \frac{0.00 + 0.00}{2} \cdot (1.850 - 0.200) = 0.00 \ (kN/m)$$

照査位置における曲げモーメント

$$M = \frac{2\,p0 + p1}{p0 + p1} \cdot \frac{B - b'}{3} \cdot S$$

$$= \frac{2 \times 0.00 + 0.00}{0.00 + 0.00} \cdot \frac{1.850 - 0.200}{3} \times 0.00 = 0.00 \ (kN \cdot m/m)$$

6.5.2 地震時

底版端部における荷重強度

$$p0 = \frac{2P_{av}}{B} = \frac{2 \times 8.77}{1.850} = 9.48 \ (kN/m^2)$$

ここで、P_{av}：主働土圧の鉛直成分（kN/m）
B ：かかと版の長さ　　（m）

かかと版付け根のせん断力

$$S = P_{av} = 8.77 \ (kN/m)$$

かかと版付け根の曲げモーメント

$$M = \frac{2}{3} \cdot B \cdot P_{av} = \frac{2}{3} \times 1.850 \times 8.77 = 10.82 \ (kN \cdot m/m)$$

せん断応力度照査位置（付け根から 0.200 m）

照査位置における荷重強度

$$p1 = \frac{p0}{B} \cdot B' = \frac{9.48}{1.850} \times 0.200 = 1.03 \ (kN/m^2)$$

ここで、B’：かかと版付け根からせん断応力度照査位置までの距離（m）

照査位置におけるせん断力

$$S = \frac{p0 + p1}{2} \cdot (B - B') = \frac{9.48 + 1.03}{2} \cdot (1.850 - 0.200) = 8.67 \ (kN/m)$$

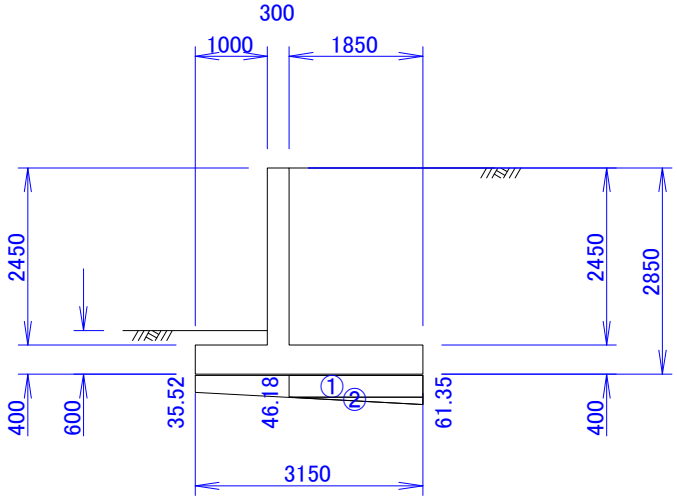
照査位置における曲げモーメント

$$M = \frac{2p0 + p1}{p0 + p1} \cdot \frac{B - b'}{3} \cdot S$$

$$= \frac{2 \times 9.48 + 1.03}{9.48 + 1.03} \cdot \frac{1.850 - 0.200}{3} \times 8.67 = 9.07 \ (kN \cdot m/m)$$

6.6 基礎反力

6.6.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）



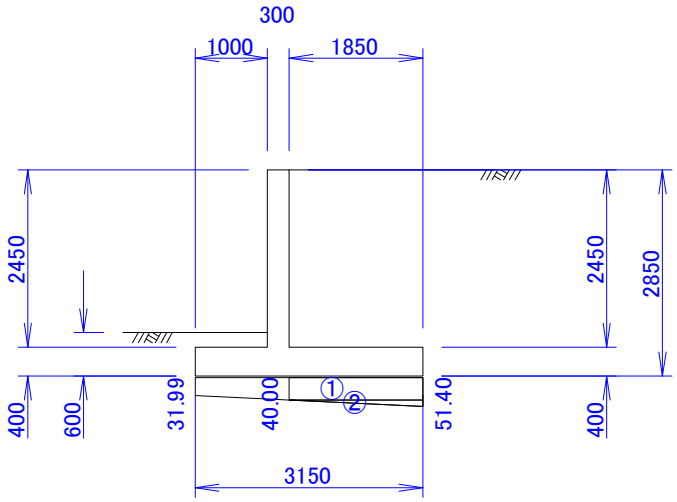
6.6.1.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.850×46.178	-85.43	0.925	-79.02
2	-1/2×1.850×15.170	-14.03	1.233	-17.31
	合　　計	-99.46		-96.33

6.6.1.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.650×47.818	-78.90	0.825	-65.09
2	-1/2×1.650×13.530	-11.16	1.100	-12.28
	合　　計	-90.06		-77.37

6.6.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）



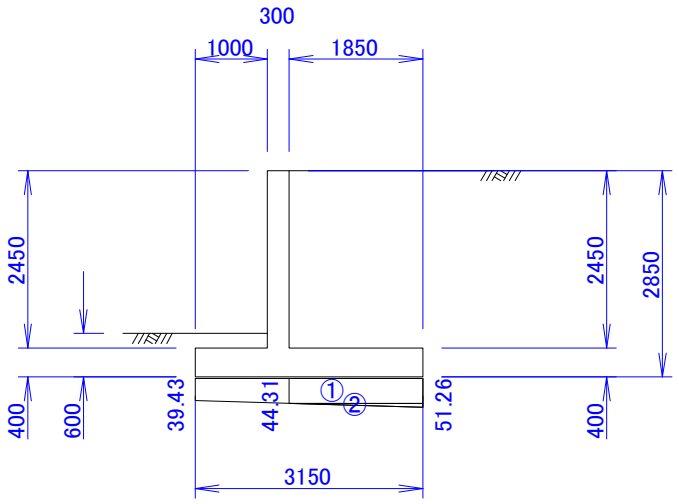
6.6.2.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.850×40.002	-74.00	0.925	-68.45
2	-1/2×1.850×11.401	-10.55	1.233	-13.01
	合　　計	-84.55		-81.46

6.6.2.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.650×41.234	-68.04	0.825	-56.13
2	-1/2×1.650×10.169	-8.39	1.100	-9.23
	合　　計	-76.43		-65.36

6.6.3 地震時(浮力無視)



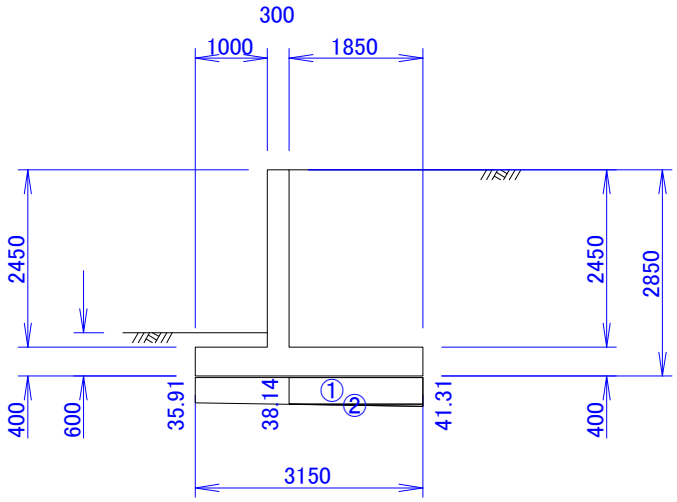
6.6.3.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.850×44.312	-81.98	0.925	-75.83
2	-1/2×1.850×6.943	-6.42	1.233	-7.92
	合　　計	-88.40		-83.75

6.6.3.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.650×45.063	-74.35	0.825	-61.34
2	-1/2×1.650×6.192	-5.11	1.100	-5.62
	合　　計	-79.46		-66.96

6.6.4 地震時(浮力考慮)



6.6.4.1 かかと版付け根

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.850×38.137	-70.55	0.925	-65.26
2	-1/2×1.850×3.174	-2.94	1.233	-3.62
	合　　計	-73.49		-68.88

6.6.4.2 せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

	計　算　式	S (kN)	x (m)	M (kN･m)
1	-1.650×38.480	-63.49	0.825	-52.38
2	-1/2×1.650×2.831	-2.34	1.100	-2.57
	合　　計	-65.83		-54.95

6.7 作用力の集計

6.7.1 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	81.59	75.47
上載荷重	18.50	17.11
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-99.46	-96.33
合　　計	18.75	13.02

作用力合計
　せん断力　　S =　18.75 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　13.02 (kN･m/m)
　たて壁付け根の曲げモーメント
　M_{wall} =　17.92 (kN･m/m)
　　M≦M_{wall}故、かかと版付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	72.77	60.03
上載荷重	16.50	13.61
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-90.06	-77.37
合　　計	15.37	9.61

作用力合計
　せん断力　　S =　15.37 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　9.61 (kN･m/m)

6.7.2 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	74.19	68.62
浮力	-7.25	-6.71
上載荷重	18.50	17.11
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-84.55	-81.46
合　　計	19.01	14.34

作用力合計
　せん断力　　S =　19.01 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　14.34 (kN･m/m)
　たて壁付け根の曲げモーメント
　M_{wall} =　18.12 (kN･m/m)
　　M≦M_{wall}故、かかと版付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	66.17	54.59
浮力	-6.47	-5.34
上載荷重	16.50	13.61
土圧鉛直分力	0.00	0.00
基礎反力	-76.43	-65.36
合　　計	15.94	10.84

作用力合計
　せん断力　　S =　15.94 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　10.84 (kN･m/m)

6.7.3 地震時(浮力無視)

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	81.59	75.47
土圧鉛直分力	8.77	10.82
基礎反力	-88.40	-83.75
合　　計	20.09	19.31

作用力合計
　せん断力　　S =　20.09 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　19.31 (kN･m/m)
　たて壁付け根の曲げモーメント
　M_{wall} =　18.97 (kN･m/m)
　　M＞M_{wall}故、たて壁付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置（付け根から0.200 m）

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	72.77	60.03
土圧鉛直分力	8.67	9.07
基礎反力	-79.46	-66.96
合　　計	18.14	15.48

作用力合計
　せん断力　　S =　18.14 (kN/m)
　曲げモーメント　M =　15.48 (kN･m/m)

6.7.4 地震時(浮力考慮)

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	18.13	16.77
土砂重量	74.19	68.62
浮力	-7.25	-6.71
土圧鉛直分力	8.77	10.82
基礎反力	-73.49	-68.88
合　　計	20.35	20.62

作用力合計

せん断力　　S =　20.35 (kN/m)

曲げモーメント　M =　20.62 (kN･m/m)

たて壁付け根の曲げモーメント

M_{wall} =　19.18 (kN･m/m)

$M > M_{wall}$故、たて壁付け根の曲げモーメントにて設計を行う。

せん断応力度照査位置 (付け根から0.200 m)

荷　重　名	S (kN/m)	M (kN･m/m)
かかと版自重	16.17	13.34
土砂重量	66.17	54.59
浮力	-6.47	-5.34
土圧鉛直分力	8.67	9.07
基礎反力	-65.83	-54.95
合　　計	18.71	16.71

作用力合計

せん断力　　S =　18.71 (kN/m)

曲げモーメント　M =　16.71 (kN･m/m)

6.8 断面計算

6.8.1 計算式

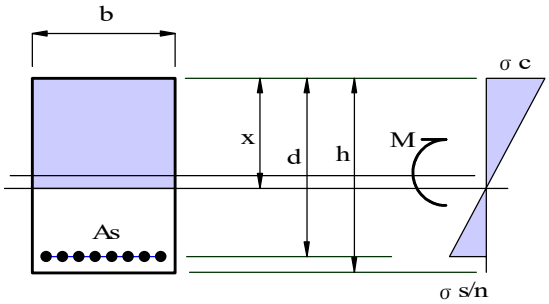


図-4 曲げモーメントが作用する単鉄筋RC断面の応力度

曲げモーメントのみが作用する単鉄筋RC断面の応力度は式(22)～(24)によって求める(図-4参照)。まず、式(22)を解いて中立軸位置xを求め、次に式(23),(24)を用いてコンクリートおよび鉄筋の応力度を求める。

$$x = -\frac{n \cdot A_S}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \cdot A_S}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} \cdot A_S \cdot d} \qquad \cdots\cdots\cdots(22)$$

$$\sigma_C = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots(23)$$

$$\sigma_S = n \cdot \sigma_C \cdot \frac{d - x}{x} \qquad \cdots\cdots\cdots(24)$$

ここで、
- σ_c： コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s： 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- x ： 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- M ： 断面に作用する曲げモーメント (N･mm)
- b ： 断面の幅 (mm)
- d ： 有効高。圧縮縁から引張鉄筋図心までの距離 (mm)
- A_s： 引張鉄筋の断面積 (mm)
- n ： コンクリートと鉄筋のヤング係数比 n=15とする。

コンクリートの平均せん断応力度は式(25)で求める。また、コンクリートの付着応力度は式(27)で求める。

$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} \leqq C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1} \qquad \cdots\cdots\cdots(25)$$

$$\tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \leqq \tau_{0a} \qquad \cdots\cdots\cdots(27)$$

ここで、
- τ_m： コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
- τ_0： コンクリートの付着応力度 (N/mm²)
- τ_{a1}： コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- τ_{0a}： コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
- S ： 断面に作用するせん断力 (N)
- C_e： 有効高に関する補正係数
- C_{pt}： 軸方向引張鉄筋比に関する補正係数
- U ： 鉄筋の周長の総和 (mm)
- j ： j=1-k/3
- k ： k=x/d

有効高に関する補正係数

部材断面の有効高に応じて表-6に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-6 部材断面の有効高dに関する補正係数C_e

有効高 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

軸方向引張鉄筋比に関する補正係数

部材断面の軸方向引張鉄筋比に応じて表-7に示す補正係数により許容せん断応力度の割り増しを行う。

表-7 軸方向引張鉄筋比p_tに関する補正係数C_e

軸方向引張鉄筋比 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

6.8.2 応力度計算

断面寸法　h = 400.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
有効高　d = 330.0 (mm)

下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
有効高　d = 330.0 (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	13.02 (上面引張)	14.34 (上面引張)	18.97 (上面引張)	19.18 (上面引張)
中立軸位置	x	(mm)	63.6	63.6	63.6	63.6
コンクリートの圧縮応力度	σ_c	(N/mm^2)	1.33	1.46	1.93	1.95
鉄筋の引張応力度	σ_t	(N/mm^2)	83.2	91.6	121.2	122.5
許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm^2)	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 9.0	$\sigma_c \leqq$ 13.5	$\sigma_c \leqq$ 13.5
許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm^2)	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 157.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0	$\sigma_s \leqq$ 264.0
判　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

6.8.3 せん断応力度および付着応力度

照査位置　付け根から 0.200 (m)
断面寸法　h = 400.0 (mm) , b = 1000.0 (mm)

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.154 (%)
有効高　d = 330.0 (mm)

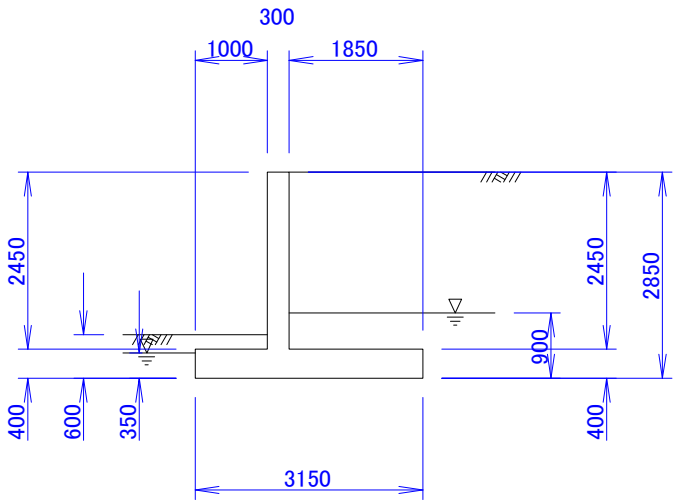
下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)　p_t = 0.154 (%)
有効高　d = 330.0 (mm)

			case1	case2	case3	case4
曲げモーメント	M	(kN･m)	9.61 (上面引張)	10.84 (上面引張)	15.48 (上面引張)	16.71 (上面引張)
せん断力	S	(kN)	15.37	15.94	18.14	18.71
中立軸位置	x	(mm)	63.64	63.64	63.64	63.64
k = x/d			0.193	0.193	0.193	0.193
j = 1-k/3			0.936	0.936	0.936	0.936
せん断応力度	τ_m	(N/mm^2)	0.05	0.05	0.05	0.06
許容せん断応力度	τ_{a1}	(N/mm^2)	0.23	0.23	0.35	0.35
補正係数	C_e		1.38	1.38	1.38	1.38
補正係数	C_{pt}		0.81	0.81	0.81	0.81
$C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$		(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 0.26	$\tau_m \leqq$ 0.26	$\tau_m \leqq$ 0.39	$\tau_m \leqq$ 0.39
許容せん断応力度	τ_{a2}	(N/mm^2)	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 1.70	$\tau_m \leqq$ 2.55	$\tau_m \leqq$ 2.55
付着応力度	τ_0	(N/mm^2)	0.31	0.32	0.37	0.38
許容付着応力度	τ_{0a}	(N/mm^2)	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 1.60	$\tau_0 \leqq$ 2.40	$\tau_0 \leqq$ 2.40
必要斜引張鉄筋量	$A_{w \cdot req}$	(N/mm^2)	-----	-----	-----	-----
判　定			Ok	Ok	Ok	Ok

case 1 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）
case 2 ： 常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）
case 3 ： 地震時(浮力無視)
case 4 ： 地震時(浮力考慮)

7. 結果一覧表

7.1 構造寸法図



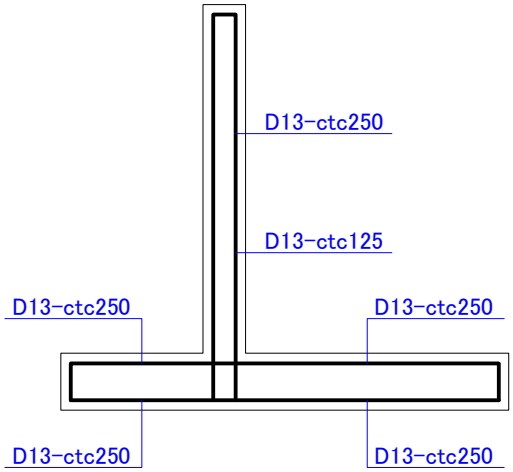
7.2 荷重ケース一覧

No	荷重ケース名	荷重時
1	常時（自重+自動車荷重）（浮力無視）	常時
2	常時（自重+自動車荷重）（浮力考慮）	常時
3	地震時(浮力無視)	地震時
4	地震時(浮力考慮)	地震時

7.3 直接基礎の安定計算

No	転　　倒 e/e_a (m)	滑　　動 F/F_a	地盤の支持力 q_{max}/q_a (kN/m^2)	判定
1	0.140 ≦ 0.525	2.70 ≧ 1.50	61.35 ≦ 87.9	Ok
2	0.122 ≦ 0.525	2.12 ≧ 1.50	51.40 ≦ 72.3	Ok
3	0.068 ≦ 1.050	2.01 ≧ 1.20	51.26 ≦ 130.0	Ok
4	0.037 ≦ 1.050	1.59 ≧ 1.20	41.31 ≦ 105.0	Ok

7.4 主鉄筋組立図



7.5 擁壁各部の応力度

7.5.1 たて壁

主鉄筋　D13-ctc125　A_s = 1013.6 (mm^2)

No	σ_c/σ_{ca} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa} (N/mm^2)	τ/τ_a (N/mm^2)	$A_{w\cdot req}$(mm^2)	判定
1	2.5 ≦ 9.0	85.5 ≦ 157.0	0.10 ≦ 0.37	----	Ok
2	2.5 ≦ 9.0	86.5 ≦ 157.0	0.10 ≦ 0.37	----	Ok
3	2.6 ≦ 13.5	90.5 ≦ 264.0	0.10 ≦ 0.56	----	Ok
4	2.7 ≦ 13.5	91.5 ≦ 264.0	0.10 ≦ 0.56	----	Ok

$A_{w\cdot req}$：必要斜引張鉄筋量

7.5.2 つま先版

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)

No	主鉄筋	σ_c/σ_{ca} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa} (N/mm^2)	τ/τ_a (N/mm^2)	$A_{w\cdot req}$(mm^2)	判定
1	下面引張	1.4 ≦ 9.0	90.9 ≦ 157.0	-0.07 ≦ 0.26	----	Ok
2	下面引張	1.4 ≦ 9.0	90.0 ≦ 157.0	-0.07 ≦ 0.26	----	Ok
3	下面引張	1.6 ≦ 13.5	98.7 ≦ 264.0	-0.08 ≦ 0.39	----	Ok
4	下面引張	1.6 ≦ 13.5	97.8 ≦ 264.0	-0.07 ≦ 0.39	----	Ok

$A_{w\cdot req}$：必要斜引張鉄筋量

7.5.3 かかと版

上面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)
下面主鉄筋　D13-ctc250　A_s = 506.8 (mm^2)

No	主鉄筋	σ_c/σ_{ca} (N/mm^2)	σ_s/σ_{sa} (N/mm^2)	τ/τ_a (N/mm^2)	$A_{w\cdot req}$(mm^2)	判定
1	上面引張	1.3 ≦ 9.0	83.2 ≦ 157.0	0.05 ≦ 0.26	----	Ok
2	上面引張	1.5 ≦ 9.0	91.6 ≦ 157.0	0.05 ≦ 0.26	----	Ok
3	上面引張	1.9 ≦ 13.5	121.2 ≦ 264.0	0.05 ≦ 0.39	----	Ok
4	上面引張	2.0 ≦ 13.5	122.5 ≦ 264.0	0.06 ≦ 0.39	----	Ok

$A_{w\cdot req}$：必要斜引張鉄筋量

無筋擁壁設計システム

Ver4.2

適用基準

○土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(H17/3)
○土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
○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)
○宅地防災マニュアルの解説「第二次改訂版」(H19/12)

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)

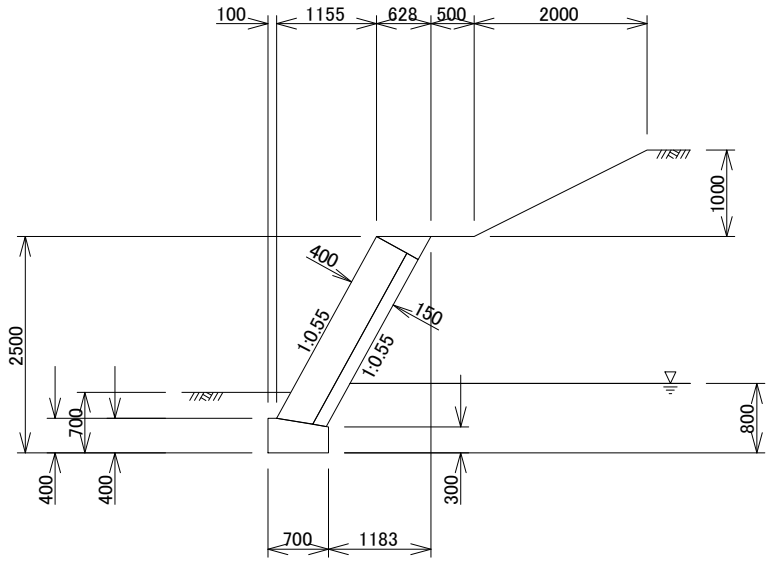
開発・販売元
(株)SIP システム　お問合せ先　：大阪事務所（技術サービス）
〒542-0081　大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501
TEL：06-6125-2232　FAX：06-6125-2233
http://www.sipc.co.jp　　mail@sipc.co.jp

(株)SIPシステム

1. 設計条件

1.1 構造形式及び形状寸法

構造形式　　：ブロック積み擁壁
背後地盤　　：盛土部擁壁
擁壁の高さ　　：H = 2.500 (m)
擁壁の前面勾配　：N = 0.55
擁壁１ブロック長　：L = 10.000 (m)



前面土砂高　常　時：0.700 (m)
　　地震時：0.700 (m)

水の扱い　　：浮力
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。

1.2 単位体積重量

コンクリート　壁　　：23.00 (kN/m^3)
　　基礎　　：23.00 (kN/m^3)
裏 込 め 土　湿潤重量：20.00 (kN/m^3)
　　水中重量：11.00 (kN/m^3)
前　面　土　湿潤重量：20.00 (kN/m^3)
　　水中重量：11.00 (kN/m^3)
水の単位体積重量　　：9.80 (kN/m^3)

1.3 地盤の諸定数

1.3.1 裏込め土

内部摩擦角　　：35.00（度）
壁面摩擦角　常　時：23.33（度）
　　地震時：17.50（度）
粘着力　　常　時：　0.00（kN/m^2）
　　地震時：　0.00（kN/m^2）

1.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の摩擦角　　ϕ_B　：30.00（度）
底面と地盤との間の摩擦係数　　μ　：　0.58
底面と地盤との間の付着力　　c_B　：　0.00（kN/m^2）

支持地盤の定数　せん断抵抗角　　ϕ　：20.00（度）
　　粘　着　力　　c　：　2.00（kN/m^2）
　　単位重量　　γ_1　：18.00（kN/m^3）
　　支持地盤への根入深さ　D_f'　：　1.00（m）

根入れ地盤の定数　根入れ深さ　　D_f　：　1.00（m）
　　単位重量　　γ_2　：18.00（kN/m^3）

1.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度	σck	(N/mm^2)	18.00
	許容圧縮応力度	σca	(N/mm^2)	4.50
	許容引張応力度	σta	(N/mm^2)	0.25
	許容せん断応力度	τa	(N/mm^2)	0.33
鉄　　筋	許容引張応力度	σsa	(N/mm^2)	180.00

1.5 設計水平震度

設計水平震度　く　　体：　0.16
　　裏込め土：　0.16

1.6 安定計算

転倒に対する検討　　：　示力線法により検討

1.7 荷　重

1.7.1 任意断面位置の土圧

計算方法　：　逆算した土圧係数(Ka)を用いて算出する。

1.7.2 受働土圧合力

常　時　：　7.07（kN/m）
地震時　：　6.81（kN/m）

1.7.3 上載荷重

雪 荷 重　　雪の種類：一般の場合
　　載荷位置：　2.000（m）
　　荷重強度：　3.50（kN/m^2）

1.8 荷重の組合せ

荷重ケース番号	1	2	3
荷重ケース名	自重+載荷重(自動車)+浮力無視	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	自重+慣性力+浮力無視
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			
宅地荷重	－	－	－
自動車衝突荷重	－	－	－
落石衝突荷重	－	－	－
風荷重	－	－	－
滑動安全率	1.50	1.50	1.20
許容支持力度割増	1.00	1.00	1.50
許容応力度割増	1.00	1.00	1.50

荷重ケース番号	4		
荷重ケース名	自重+慣性力+浮力考慮		
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			
宅地荷重	－		
自動車衝突荷重	－		
落石衝突荷重	－		
風荷重	－		
滑動安全率	1.20		
許容支持力度割増	1.50		
許容応力度割増	1.50		

1.9 準拠指針および参考文献

土地改良事業計画設計基準・設計基準及び運用・解説 設計「水路工」
平成26年3月　公益社団法人　農業農村工学会
右城猛：新・擁壁の設計法と計算例，理工図書，1998.12
右城猛：続・擁壁の設計法と計算例，理工図書，1998.10

2. 底面における作用力

2.1 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座標値法により行う。計算式は次の通り。

$$A_c = \frac{1}{2}\Sigma(x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2}\Sigma(y_{i+1} - y_i)\left\{x_i^2 + \frac{1}{3}(x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i)\right\}$$

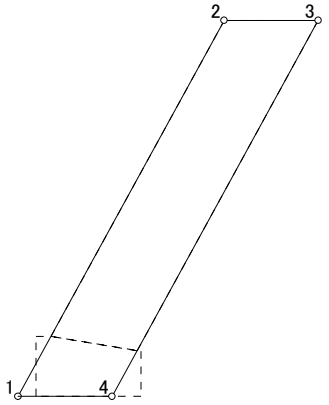
$$G_x = \frac{1}{2}\Sigma(x_{i+1} - x_i)\left\{y_i^2 + \frac{1}{3}(y_{i+1} - y_i)(y_{i+1} + 2y_i)\right\}$$

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

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

ここに、A_c：断面積（m^2）
G_y：y軸に関する断面一次モーメント（m^3）
G_x：x軸に関する断面一次モーメント（m^3）
x_c：y軸から図心までの距離（m）
y_c：x軸から図心までの距離（m）
x_i：y軸から任意点iまでの距離（m）
y_i：x軸から任意点iまでの距離（m）

2.2 く体の重量及び重心位置(示力線計算用)



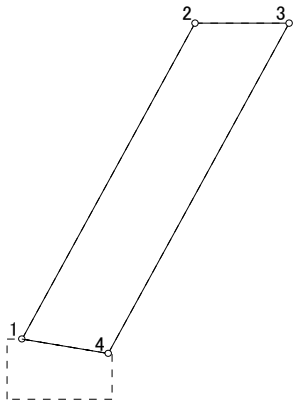
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	1.432	-0.788
2	1.375	2.500	0.785	1.962	0.000
3	2.003	2.500	0.785	-1.432	2.359
4	0.628	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.569	1.962	1.571

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 1.569 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 1.571 / 1.569 = 1.001 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 1.962 / 1.569 = 1.250 (m)

単位重量　　γ = 23.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 1.569 × 23.00 = 36.09 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 36.09 × 1.001 = 36.14 (kN･m)

2.3 く体の重量及び重心位置

2.3.1 壁部

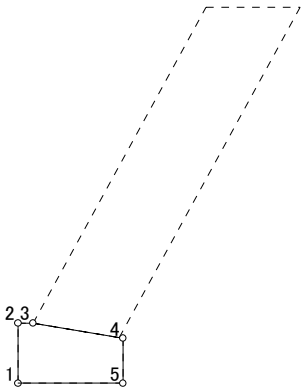


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.100	0.400	0.126	1.426	-0.599
2	1.255	2.500	0.785	1.962	0.000
3	1.883	2.500	0.557	-1.430	1.929
4	0.675	0.304	-0.120	-0.036	-0.009
1	0.100	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			1.348	1.922	1.322

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 1.348 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 1.322 / 1.348 = 0.980 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 1.922 / 1.348 = 1.426 (m)

単位重量　　γ = 23.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 1.348 × 23.00 = 31.01 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 31.01 × 0.980 = 30.40 (kN･m)

2.3.2 基礎部



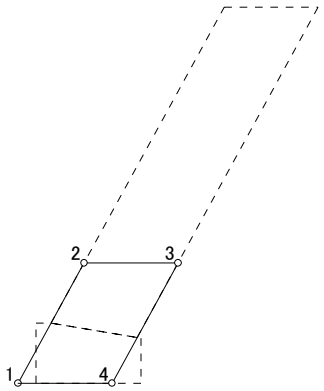
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.125	0.037	0.010
4	0.700	0.300	0.105	0.000	0.074
5	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.250	0.045	0.083

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.250 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.083 / 0.250 = 0.332 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.045 / 0.250 = 0.180 (m)

単位重量　　γ = 23.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.250 × 23.00 = 5.75 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 5.75 × 0.332 = 1.91 (kN･m)

2.4 く体に作用する浮力及び重心位置(示力線計算用)

2.4.1 常時水位



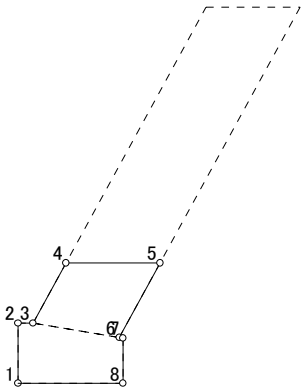
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.047	-0.026
2	0.440	0.800	0.251	0.201	0.000
3	1.068	0.800	0.251	-0.047	0.294
4	0.628	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.502	0.201	0.268

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.502 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.268 / 0.502 = 0.534 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.201 / 0.502 = 0.400 (m)

単位重量　　γ = -9.80 (kN/m^3)
浮　　力　　Wc = Vc × γ = 0.502 × -9.80 = -4.92 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = -4.92 × 0.534 = -2.63 (kN･m)

2.5 く体に作用する浮力及び重心位置

2.5.1 常時水位



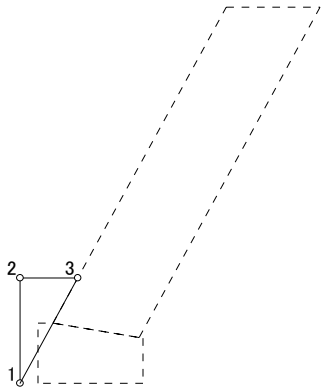
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.024	0.041	-0.010
4	0.320	0.800	0.251	0.201	0.000
5	0.948	0.800	0.126	-0.044	0.165
6	0.675	0.304	0.005	0.001	0.001
7	0.700	0.300	0.105	0.000	0.074
8	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.531	0.207	0.230

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.531 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.230 / 0.531 = 0.432 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.207 / 0.531 = 0.389 (m)

単位重量　　γ = -9.80 (kN/m^3)
浮　　力　　Wc = Vc × γ = 0.531 × -9.80 = -5.21 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = -5.21 × 0.432 = -2.25 (kN･m)

2.6 前面土の重量及び重心位置(示力線計算用)

2.6.1 常時　水位無視

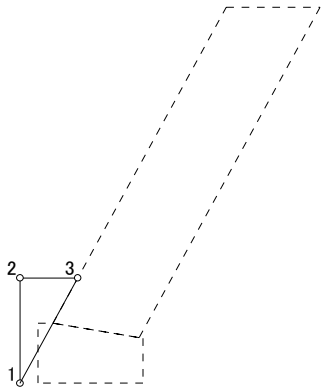


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.135	0.094	0.000
3	0.385	0.700	0.000	-0.031	0.017
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.135	0.063	0.017

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.135 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.017 / 0.135 = 0.128 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.063 / 0.135 = 0.467 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.135 × 20.00 = 2.70 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 2.70 × 0.128 = 0.35 (kN･m)

2.6.2 地震時　水位無視

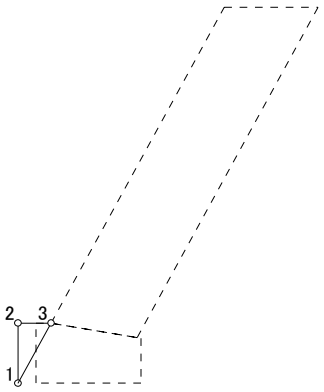


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.135	0.094	0.000
3	0.385	0.700	0.000	-0.031	0.017
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.135	0.063	0.017

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.135 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.017 / 0.135 = 0.128 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.063 / 0.135 = 0.467 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.135 × 20.00 = 2.70 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 2.70 × 0.128 = 0.35 (kN･m)

2.6.3 常時　水位考慮(浮力)



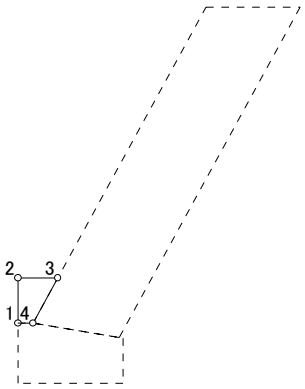
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.044	0.018	0.000
3	0.220	0.400	0.000	-0.006	0.003
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.044	0.012	0.003

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.044 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.003 / 0.044 = 0.073 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.012 / 0.044 = 0.267 (m)

単位重量　　γ = -9.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.044 × -9.00 = -0.40 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = -0.40 × 0.073 = -0.03 (kN･m)

2.7 前面土の重量及び重心位置

2.7.1 常時　水位無視

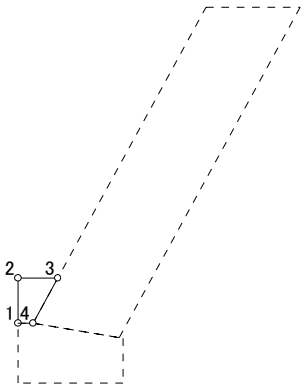


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.093	0.065	0.000
3	0.265	0.700	-0.018	-0.026	0.005
4	0.100	0.400	-0.020	-0.008	0.000
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			0.055	0.031	0.005

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.055 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.005 / 0.055 = 0.097 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.031 / 0.055 = 0.573 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.055 × 20.00 = 1.10 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 1.10 × 0.097 = 0.11 (kN･m)

2.7.2 地震時　水位無視



No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.093	0.065	0.000
3	0.265	0.700	-0.018	-0.026	0.005
4	0.100	0.400	-0.020	-0.008	0.000
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			0.055	0.031	0.005

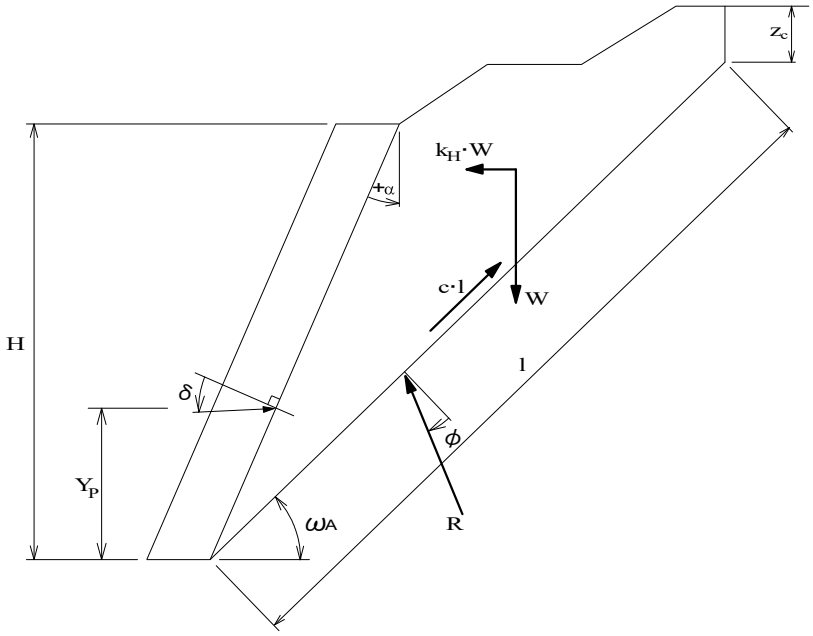
体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.055 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.005 / 0.055 = 0.097 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.031 / 0.055 = 0.573 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.055 × 20.00 = 1.10 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 1.10 × 0.097 = 0.11 (kN･m)

2.8 土　圧

2.8.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。



主働土圧の合力

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

主働土圧合力の鉛直及び水平成分

$P_{AV} = 0.00$

$P_{AH} = P_A$

全土圧を水平方向に作用させるものとする。

土圧の作用位置

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

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan\alpha$$

ここに、P_A ：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）

ω_A：主働すべり角（度）

c ：裏込め土の粘着力（kN/m^2）

ϕ ：裏込め土のせん断抵抗角（度）

δ ：壁面摩擦角（度）

α ：壁面が鉛直面となす角（度）

θ ：地震合成角（度） 地震の影響を考慮しない場合はθ=0とする。

$$\theta = \tan^{-1} k_H$$

l ：すべり面の長さ（m）

z_c ：地表面の亀裂深さ（m）

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

γ ：裏込め土の単位体積重量（kN/m^3）

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）

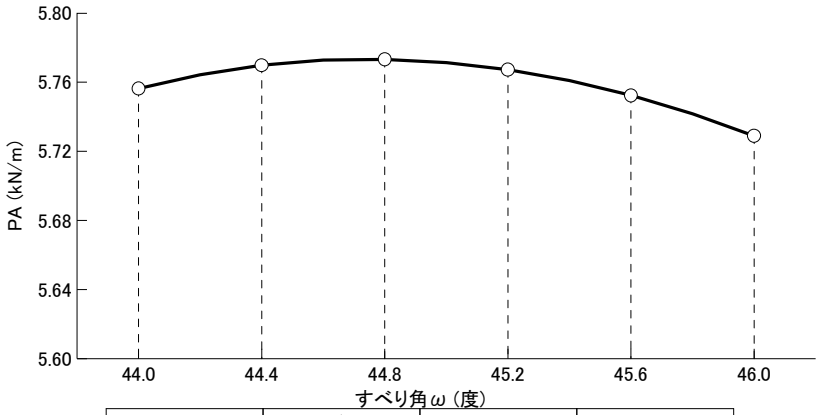
B ：底面幅（m）

2.8.2 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

主働すべり角ω_Aを変化させ最大土圧を算出した結果は下の通り。

壁面傾斜角　α = -28.81 (度)
内部摩擦角　ϕ = 35.00 (度)
壁面摩擦角　δ = 23.33 (度)
設計水平震度　k_H = 0.00
地震合成角　θ = 0.00 (度)
湿 潤 重 量　γ = 20.00 (kN/m^3)
粘 着 力　c = 0.00 (kN/m^2)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
44.000	4.664	35.63	5.756
44.200	4.613	34.88	5.764
44.400	4.563	34.14	5.770
44.600	4.514	33.42	5.773
44.800	4.466	32.72	5.773
45.000	4.419	32.03	5.771
45.200	4.374	31.36	5.767
45.400	4.329	30.70	5.761
45.600	4.285	30.05	5.752
45.800	4.242	29.41	5.742
46.000	4.200	28.79	5.729

従って、最大主働土圧はω=44.80° の時となる。

主働土圧合力
P_A = 5.77 (kN/m)

P_Aの鉛直及び水平分力P_{AV}, P_{AH}は、

P_{AV} = 0.00 (kN/m)
P_{AH} = P_A = 5.77 (kN/m)

土圧の作用位置X_P, Y_Pは、

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

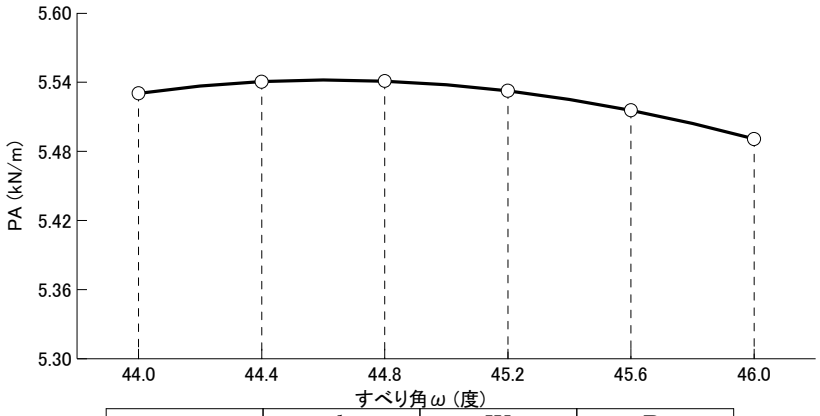
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan\alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966\ (m)$$

2.8.3 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

主働すべり角ω_Aを変化させ最大土圧を算出した結果は下の通り。

壁面傾斜角　α = -28.81 (度)
内部摩擦角　ϕ = 35.00 (度)
壁面摩擦角　δ = 23.33 (度)
設計水平震度　k_H = 0.00
地震合成角　θ = 0.00 (度)
湿 潤 重 量　γ = 20.00 (kN/m^3)
水 中 重 量　γ' = 11.00 (kN/m^3)
粘 着 力　c = 0.00 (kN/m^2)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
44.000	4.664	34.23	5.530
44.200	4.613	33.50	5.537
44.400	4.563	32.79	5.541
44.600	4.514	32.09	5.542
44.800	4.466	31.40	5.541
45.000	4.419	30.74	5.538
45.200	4.374	30.08	5.533
45.400	4.329	29.44	5.525
45.600	4.285	28.81	5.516
45.800	4.242	28.20	5.504
46.000	4.200	27.59	5.491

従って、最大主働土圧はω=44.60° の時となる。

主働土圧合力
P_A = 5.54 (kN/m)

P_Aの鉛直及び水平分力P_{AV}, P_{AH}は、

P_{AV} = 0.00 (kN/m)
P_{AH} = P_A = 5.54 (kN/m)

土圧の作用位置X_P, Y_Pは、

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

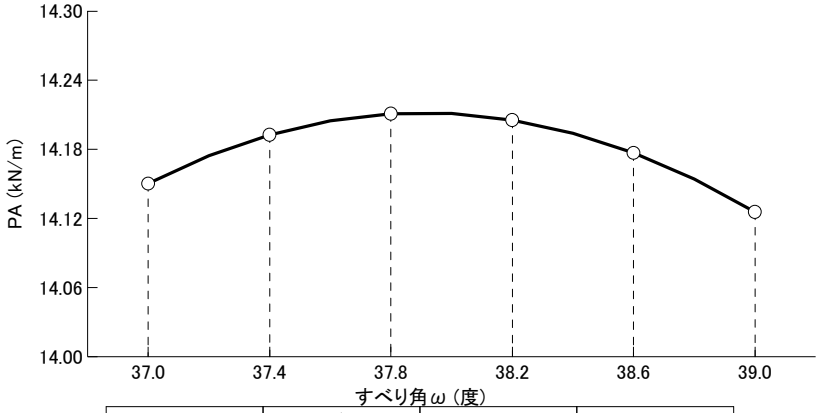
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan\alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966\ (m)$$

2.8.4 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

（水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する）

主働すべり角ω_Aを変化させ最大土圧を算出した結果は下の通り。

壁面傾斜角　α = -28.81 (度)
内部摩擦角　ϕ = 35.00 (度)
壁面摩擦角　δ = 17.50 (度)
設計水平震度　k_H = 0.16
地震合成角　θ = 9.09 (度)
湿 潤 重 量　γ = 20.00 (kN/m^3)
粘　着　力　c = 0.00 (kN/m^2)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
37.000	5.816	70.69	14.150
37.200	5.789	69.51	14.175
37.400	5.762	68.35	14.193
37.600	5.736	67.19	14.205
37.800	5.710	66.05	14.211
38.000	5.685	64.92	14.211
38.200	5.660	63.79	14.206
38.400	5.635	62.68	14.194
38.600	5.610	61.58	14.177
38.800	5.586	60.48	14.154
39.000	5.562	59.40	14.126

従って、最大主働土圧はω=38.00° の時となる。

主働土圧合力
P_A = 14.21 (kN/m)

P_Aの鉛直及び水平分力P_{AV}, P_{AH}は、

P_{AV} = 0.00 (kN/m)
P_{AH} = P_A = 14.21 (kN/m)

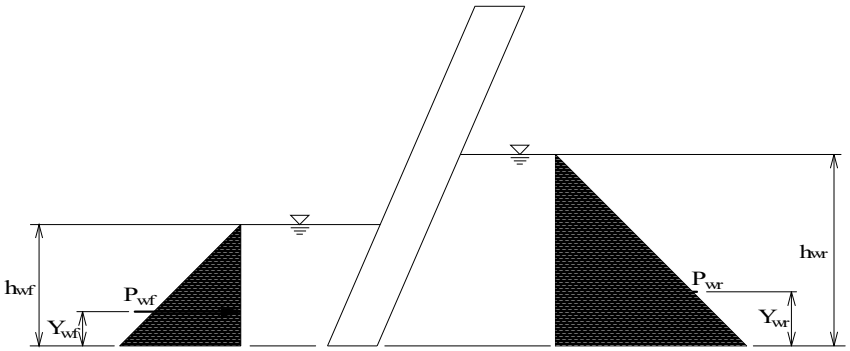
土圧の作用位置X_P, Y_Pは、

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

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan\alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966 \text{ (m)}$$

2.9 水　圧

2.9.1 計算方法



水圧の合力

$$P_{wf} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wf}^2$$

$$P_{wr} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wr}^2$$

作用位置

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3}$$

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3}$$

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（kN/m^3）

2.9.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位)

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wf}^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78\ (\mathrm{kN/m})$$

前面水圧の作用位置

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3} = \frac{0.400}{3} = 0.133\ (\mathrm{m})$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wr}^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.800^2 = 3.14\ (\mathrm{kN/m})$$

背面側水圧の作用位置

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{0.800}{3} = 0.267\ (\mathrm{m})$$

2.10 作用力の集計(示力線計算用)

2.10.1 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	ｱｰﾑ長 x (m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr (kN･m/m)	水平荷重 H (kN/m)	ｱｰﾑ長 y (m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN･m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	0.00	0.000	0.00
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.000	0.00
土　圧	0.00	0.000	0.00	5.77	0.833	4.81
Σ	38.79		36.49	5.77		4.81

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.49 - 4.81}{38.79} = 0.817\ (\mathrm{m})$$

2.10.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	ｱｰﾑ長 x (m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr (kN･m/m)	水平荷重 H (kN/m)	ｱｰﾑ長 y (m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN･m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	0.00	0.000	0.00
浮　力	-4.92	0.534	-2.63	0.00	0.000	0.00
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.000	0.00
前面土(浮力)	-0.40	0.073	-0.03	0.00	0.000	0.00
土　圧	0.00	0.000	0.00	5.54	0.833	4.62
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.78	0.133	-0.10
背面水圧	0.00	0.000	0.00	3.14	0.267	0.84
Σ	33.47		33.83	7.89		5.35

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{33.83 - 5.35}{33.47} = 0.851\ (\mathrm{m})$$

2.10.3 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

	鉛直荷重 V (kN/m)	ｱｰﾑ長 x (m)	抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ Mr (kN･m/m)	水平荷重 H (kN/m)	ｱｰﾑ長 y (m)	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ Mo (kN･m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	5.77	1.250	7.22
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.467	0.00
土　圧	0.00	0.000	0.00	14.21	0.833	11.84
Σ	38.79		36.49	19.99		19.06

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.49 - 19.06}{38.79} = 0.449\ (\mathrm{m})$$

2.11 作用力の集計

2.11.1 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重	水平荷重	アーム長		抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	Mr (kN･m/m)	Mo (kN･m/m)
く体自重(壁)	31.01	0.00	0.980	0.000	30.40	0.00
く体自重(基礎)	5.75	0.00	0.332	0.000	1.91	0.00
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	5.77	0.000	0.833	0.00	4.81
水平荷重	0.00	0.00	ー	ー	0.00	0.00
Σ	37.85	5.77			32.42	4.81

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{32.42 - 4.81}{37.85} = 0.729\ (\mathrm{m})$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.729 = -0.379\ (\mathrm{m})$$

2.11.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重	水平荷重	アーム長		抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	Mr (kN･m/m)	Mo (kN･m/m)
く体自重(壁)	31.01	0.00	0.980	0.000	30.40	0.00
く体自重(基礎)	5.75	0.00	0.332	0.000	1.91	0.00
浮力	-5.21	0.00	0.432	0.389	-2.25	0.00
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	5.54	0.000	0.833	0.00	4.62
前面水圧	ー	-0.78	ー	0.133	ー	-0.10
背面水圧	ー	3.14	ー	0.267	ー	0.84
水平荷重	0.00	0.00	ー	ー	0.00	0.00
Σ	32.65	7.89			30.17	5.35

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{30.17 - 5.35}{32.65} = 0.760\ (\mathrm{m})$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.760 = -0.410\ (\mathrm{m})$$

2.11.3 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

（水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する）

	鉛直荷重	水平荷重	アーム長		抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ	転倒ﾓｰﾒﾝﾄ
	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	Mr (kN･m/m)	Mo (kN･m/m)
く体自重(壁)	31.01	4.96	0.980	1.426	30.40	7.07
く体自重(基礎)	5.75	0.92	0.332	0.180	1.91	0.17
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	14.21	0.000	0.833	0.00	11.84
水平荷重	0.00	0.00	ー	ー	0.00	0.00
Σ	37.85	20.09			32.42	19.08

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{32.42 - 19.08}{37.85} = 0.352\ (\mathrm{m})$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

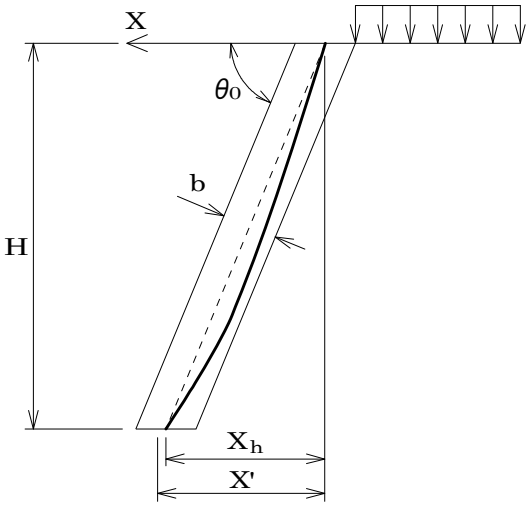
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.352 = -0.002\ (\mathrm{m})$$

3. 安定計算

3.1 示力線法による検討

3.1.1 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、基礎コンクリート部は考慮しない。



安定条件

$$X' \geqq X_h'$$

ミドルサード位置

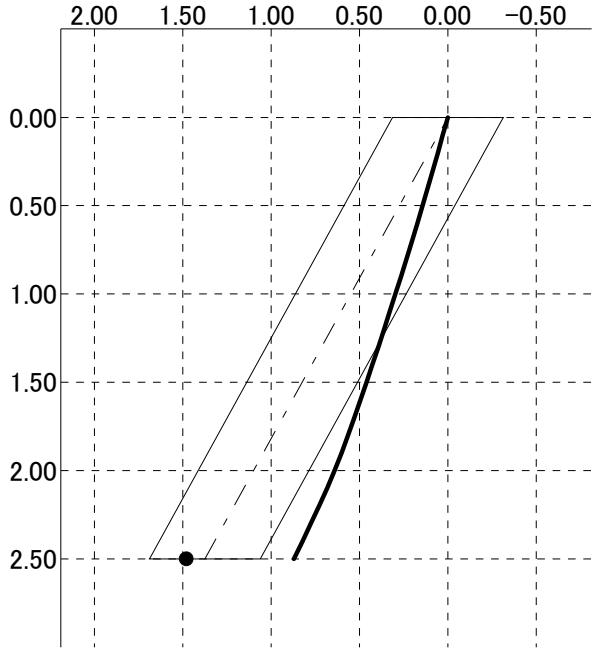
$$X' = H \cdot \cot\theta_0 + \frac{b \cdot \mathrm{cosec}\,\theta_0}{6}$$

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。

3.1.2 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot\theta_0 + \frac{b \cdot \mathrm{cosec}\,\theta_0}{2} - d$$

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{2} - 0.817 = 0.872\ (\mathrm{m})$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{6} = 1.480\ (\mathrm{m})$$

以上より、

$X' = 1.480 \geqq X_h = 0.872$ → OK

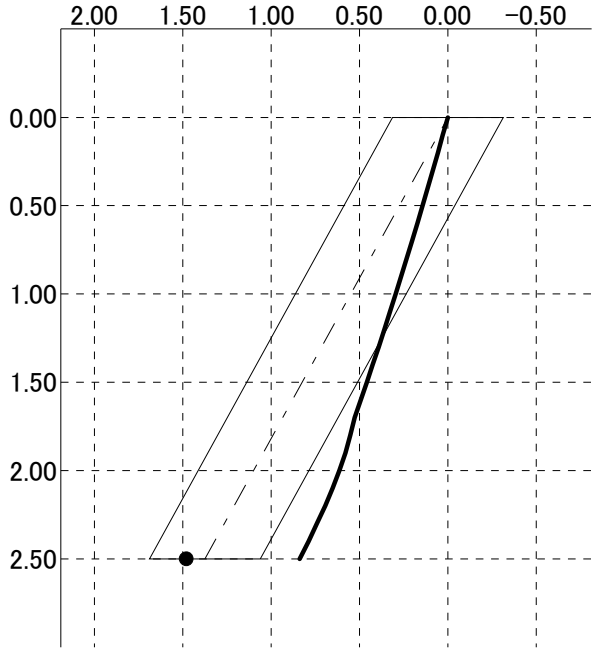
$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さH_Aは下の通りとなる。

限界高さ H_A = 13.258 (m)

3.1.3 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot\theta_0 + \frac{b \cdot \mathrm{cosec}\,\theta_0}{2} - d$$

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{2} - 0.851 = 0.838\ (\mathrm{m})$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{6} = 1.480\ (\mathrm{m})$$

以上より、

$X' = 1.480 \geqq X_h = 0.838$ → OK

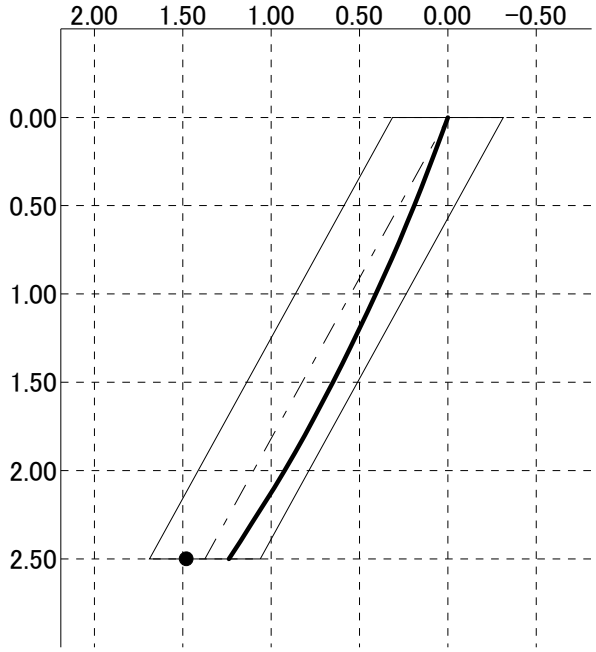
$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さH_Aは下の通りとなる。

限界高さ H_A = 13.758 (m)

3.1.4 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

（水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する）

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot\theta_0 + \frac{b \cdot \mathrm{cosec}\,\theta_0}{2} - d$$

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{2} - 0.449 = 1.240\ (\mathrm{m})$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot(61.19) + \frac{0.550 \times \mathrm{cosec}(61.19)}{6} = 1.480\ (\mathrm{m})$$

以上より、

$X' = 1.480 \geqq X_h = 1.240$ → 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は下の通りとなる。

限界高さ H_A = 4.172 (m)

3.2 地盤支持に対する検討

3.2.1 計算方法

地盤反力度は次式により算出し、地盤反力度が許容地盤反力度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。

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

許容地盤反力度は以下の式により算出する。

長期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q)$$

$$= \frac{1}{3} \times (1.000 \times 1.00 \times 2.00 \times 14.80 + 1.000 \times 0.50 \times 18.00 \times 0.700 \times 1.000 \times 2.90 + 1.000 \times 18.00 \times 6.4$$

$$= 54.36 \ (kN/m^2)$$

短期許容支持力度

$$q_a = \frac{2}{3}(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q)$$

$$= \frac{2}{3} \times (1.000 \times 1.00 \times 2.00 \times 14.80 + 1.000 \times 0.50 \times 18.00 \times 0.700 \times 1.195 \times 2.90 + 1.000 \times 18.00 \times 6.4$$

$$= 111.09 \ (kN/m^2)$$

ここに、q_a ：地盤の許容支持力度 (kN/m²)
α ：基礎の形状係数 α = 1.0
β ：基礎の形状係数 β = 0.5
c ：支持地盤の粘着力 2.00 (kN/m²)
q ：上載荷重 q = γ_2·Df = 18.0×1.000 = 18.00 (kN/m²)
B ：底面幅 0.700 (m)
γ_1 ：支持地盤の単位重量 18.0 (kN/m³)
γ_2 ：根入れ地盤の単位重量 18.0 (kN/m³)
Df ：有効根入れ深さ 1.000 (m)
ϕ ：支持地盤の内部摩擦角 20.0 (度)
η ：基礎の寸法による補正係数 常時なら、η=1.0
$\eta=(B/B_0)^{-1/3}=(B/1.0)^{-1/3}$
N_c, N_q, N_r：支持力係数 次表より N_c=14.80 , N_q=6.40 , N_r=2.90
i_c, i_q, i_γ：荷重の傾斜・偏心に対する補正係数
$i_c=i_q=(1-\theta/90)^2=(1-0.0/90)^2=1.0$
$i_\gamma=(1-\theta/\phi)^2=(1-0.0/\phi)^2=1.0$
θ ：荷重の傾斜角 $\tan\theta$=H/V (ただし、$\tan\theta \leqq \mu$ (μ：基礎底面の摩擦係数))
ただし、ブロック積擁壁ではθ=0とする。

支持力係数は次表による。なお、φが表に示した値の間にある場合は、線形補間によって求めるものとする。

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

3.2.2 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{37.85}{0.700} = 54.08 \ (kN/m^2) \leqq q_a = 54.36 \ (kN/m^2) \rightarrow OK$$

3.2.3 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{32.65}{0.700} = 46.64 \ (kN/m^2) \leqq q_a = 54.36 \ (kN/m^2) \rightarrow OK$$

3.2.4 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

$$q_{max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{37.85}{0.700} = 54.08 \ (kN/m^2) \leqq q_a = 110.25 \ (kN/m^2) \rightarrow OK$$

3.3 滑動に対する検討

3.3.1 検討方法

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。

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

ここに、ΣV ：底面に作用する全鉛直力（kN）
ΣH ：底面に作用する全水平力（kN）
μ ：底面と地盤との間の摩擦係数
c_B ：底面と地盤との間の粘着力（kN/m²）
B ：底面幅（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 ：滑動に対する許容安全率

3.3.2 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{37.85 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 7.07}{5.77}$$

$$= 4.40 \geqq F_a = 1.50 \quad \rightarrow \quad \mathrm{OK}$$

3.3.3 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{32.65 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 7.07}{7.89}$$

$$= 2.83 \geqq F_a = 1.50 \quad \rightarrow \quad \mathrm{OK}$$

3.3.4 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{37.85 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 6.81}{20.09}$$

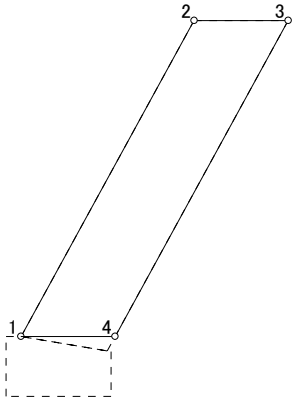
$$= 1.26 \geqq F_a = 1.20 \quad \rightarrow \quad \mathrm{OK}$$

3.4 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)+浮力無視	常時	無視	Xh= 0.872 < X'= 1.480 → OK	Fs= 4.396 > 1.500 → OK	qmax= 54.08 < qa= 54.36 → OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	Xh= 0.838 < X'= 1.480 → OK	Fs= 2.834 > 1.500 → OK	qmax= 46.64 < qa= 54.36 → OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	Xh= 1.240 < X'= 1.480 → OK	Fs= 1.257 > 1.200 → OK	qmax= 54.08 < qa= 110.25 → OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	Xh= 1.240 < X'= 1.480 → OK	Fs= 1.257 > 1.200 → OK	qmax= 54.08 < qa= 110.25 → OK

4. たて壁(Ｉ－Ｉ断面)の断面計算 (照査位置:0.000)

4.1 く体重量



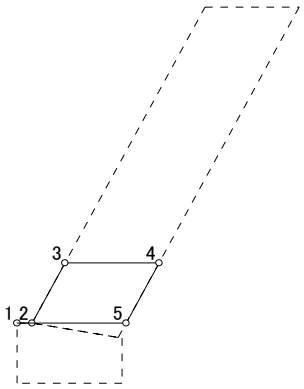
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	-0.314	0.000	0.330	0.849	-0.190
2	0.841	2.100	0.659	1.384	0.000
3	1.469	2.100	0.330	-0.849	0.951
4	0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.318	1.384	0.761

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 1.318 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.761 / 1.318 = 0.578 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 1.384 / 1.318 = 1.050 (m)

単位重量　　γ = 23.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 1.318 × 23.00 = 30.32 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 30.32 × 0.578 = 17.51 (kN･m)

4.2 浮力

4.2.1 常時水位



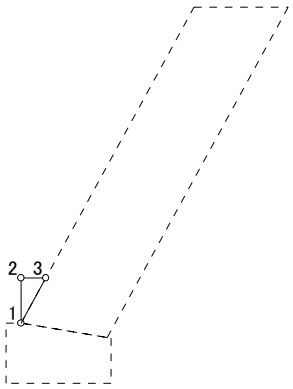
No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	-0.414	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.314	0.000	0.063	0.006	-0.009
3	-0.094	0.400	0.126	0.050	0.000
4	0.534	0.400	0.063	-0.006	0.037
5	0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.414	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.251	0.050	0.028

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.251 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = 0.028 / 0.251 = 0.110 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.050 / 0.251 = 0.200 (m)

単位重量　　γ = -9.80 (kN/m^3)
浮　　力　　Wc = Vc × γ = 0.251 × -9.80 = -2.46 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = -2.46 × 0.110 = -0.27 (kN･m)

4.3 前面土砂

4.3.1 常時　水位無視

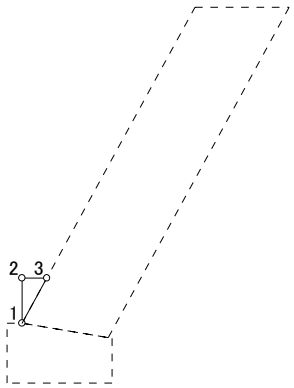


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	-0.314	0.000	0.047	0.000	-0.015
2	-0.314	0.300	0.025	0.007	0.000
3	-0.149	0.300	-0.047	-0.002	0.008
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.025	0.005	-0.006

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.025 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = -0.006 / 0.025 = -0.259 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.005 / 0.025 = 0.200 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.025 × 20.00 = 0.50 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 0.50 × -0.259 = -0.13 (kN･m)

4.3.2 地震時　水位無視

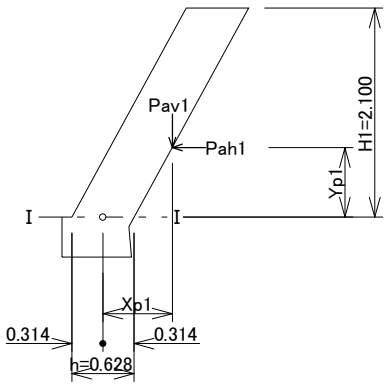


No	座標値		断面積	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)	A_c (m^2)	Gx (m^3)	Gy (m^3)
1	-0.314	0.000	0.047	0.000	-0.015
2	-0.314	0.300	0.025	0.007	0.000
3	-0.149	0.300	-0.047	-0.002	0.008
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.025	0.005	-0.006

体　　積　　Vc = ΣA × 1.000 = 0.025 (m^3)
重心位置　　Xc = ΣGy / ΣA = -0.006 / 0.025 = -0.259 (m)
　　Yc = ΣGx / ΣA = 0.005 / 0.025 = 0.200 (m)

単位重量　　γ = 20.00 (kN/m^3)
重　　量　　Wc = Vc × γ = 0.025 × 20.00 = 0.50 (kN)
モーメント　Mx = Wc × Xc = 0.50 × -0.259 = -0.13 (kN･m)

4.4 土　圧



4.4.1 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

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。

$$K_A = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.77}{20.00 \times 2.500^2} = 0.0924$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.00 \times 2.100^2 \times 0.0924 = 4.07 \ (\mathrm{kN/m})$$

P_{A1}の鉛直及び水平分力P_{AV1}, P_{AH1}は、

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4.07 \times \sin(-28.81 + 23.33) = -0.39 \ (\mathrm{kN/m})$$
$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.07 \times \cos(-28.81 + 23.33) = 4.06 \ (\mathrm{kN/m})$$

土圧の作用位置X_{P1}, Y_{P1}は、

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \cdot H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700 \ (\mathrm{m})$$
$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan\alpha = \frac{1}{2} \times 0.628 - 0.700 \times \tan(-28.81) = 0.699 \ (\mathrm{m})$$

4.4.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

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。

$$K_A = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.54}{20.00 \times 2.500^2} = 0.0887$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.00 \times 2.100^2 \times 0.0887 = 3.91 \ (\mathrm{kN/m})$$

P_{A1}の鉛直及び水平分力P_{AV1}, P_{AH1}は、

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.91 \times \sin(-28.81 + 23.33) = -0.37 \ (\mathrm{kN/m})$$
$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.91 \times \cos(-28.81 + 23.33) = 3.89 \ (\mathrm{kN/m})$$

土圧の作用位置X_{P1}, Y_{P1}は、

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \cdot H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700\ (\mathrm{m})$$
$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan\alpha = \frac{1}{2} \times 0.628 - 0.700 \times \tan(-28.81) = 0.699\ (\mathrm{m})$$

4.4.3 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

（水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する）

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。

$$K_A = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 14.21}{20.00 \times 2.500^2} = 0.2274$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.00 \times 2.100^2 \times 0.2274 = 10.03\ (\mathrm{kN/m})$$

P_{A1}の鉛直及び水平分力P_{AV1}, P_{AH1}は、

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.03 \times \sin(-28.81 + 17.50) = -1.97\ (\mathrm{kN/m})$$
$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.03 \times \cos(-28.81 + 17.50) = 9.83\ (\mathrm{kN/m})$$

土圧の作用位置X_{P1}, Y_{P1}は、

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \cdot H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700\ (\mathrm{m})$$
$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan\alpha = \frac{1}{2} \times 0.628 - 0.700 \times \tan(-28.81) = 0.699\ (\mathrm{m})$$

4.5 水　圧

4.5.1 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位)

前面側水圧の合力および作用位置

$$P_{wf} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wf}^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.000^2 = 0.00\ (\mathrm{kN/m})$$

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3} = \frac{0.000}{3} = 0.000\ (\mathrm{m})$$

背面面側水圧の合力および作用位置

$$P_{wr} = \frac{1}{2}\ \gamma_w \cdot h_{wr}^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78\ (\mathrm{kN/m})$$

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{0.400}{3} = 0.133\ (\mathrm{m})$$

4.6 断面力の集計

4.6.1 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

名　称	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S･Y-N･X (kN･m)
			X	Y	
く体自重	30.32	0.00	0.578	0.000	-17.51
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.000	0.13
土　圧	-0.39	4.06	0.699	0.700	3.11
合　計	30.42	4.06			-14.27

4.6.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

名　称	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S･Y-N･X (kN･m)
			X	Y	
く体自重	30.32	0.00	0.578	0.000	-17.51
浮　力	-2.46	0.00	0.110	0.000	0.27
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.000	0.13
土　圧	-0.37	3.89	0.699	0.700	2.99
背面水圧	0.00	0.78	0.000	0.133	0.10
合　計	27.98	4.68			-14.02

4.6.3 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

名　称	軸　力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S･Y-N･X (kN･m)
			X	Y	
く体自重	30.32	4.85	0.578	1.050	-12.42
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.200	0.13
土　圧	-1.97	9.83	0.699	0.700	8.26
合　計	28.85	14.68			-4.03

4.7 応力度計算

4.7.1 荷重ケース.1 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$\left.\begin{matrix}\sigma_c \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{30.42}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -14.27}{1.000 \times 0.628^2}$$

$$= \left\{ \begin{matrix} 265.78\,(kN/m^2) = 0.27\,(N/mm^2) < \sigma_{ca} = 4.50\,(N/mm^2) \\ -168.84\,(kN/m^2) = -0.17\,(N/mm^2) > \sigma_{ta} = -0.25\,(N/mm^2) \end{matrix} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{4.06}{1.000 \times 0.628}$$

$$= 6.46\,(kN/m^2) = 0.01\,(N/mm^2) < \tau_a = 0.33\,(N/mm^2)$$

→ OK

4.7.2 荷重ケース.2 ー 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$\left.\begin{matrix}\sigma_c \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{27.98}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -14.02}{1.000 \times 0.628^2}$$

$$= \left\{\begin{matrix} 258.07\ (kN/m^2) = 0.26\ (N/mm^2) < \sigma_{ca} = 4.50\ (N/mm^2) \\ -168.92\ (kN/m^2) = -0.17\ (N/mm^2) > \sigma_{ta} = -0.25\ (N/mm^2) \end{matrix}\right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{4.68}{1.000 \times 0.628}$$

$$= 7.45\ (kN/m^2) = 0.01\ (N/mm^2) < \tau_a = 0.33\ (N/mm^2)$$

→ OK

4.7.3 荷重ケース.3 ー 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

$$\left.\begin{matrix}\sigma_c \\ \sigma_t\end{matrix}\right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{28.85}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -4.03}{1.000 \times 0.628^2}$$

$$= \left\{\begin{matrix} 107.32\ (kN/m^2) = 0.11\ (N/mm^2) < \sigma_{ca} = 6.75\ (N/mm^2) \\ -15.41\ (kN/m^2) = -0.02\ (N/mm^2) > \sigma_{ta} = -0.38\ (N/mm^2) \end{matrix}\right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{14.68}{1.000 \times 0.628}$$

$$= 23.39\ (kN/m^2) = 0.02\ (N/mm^2) < \tau_a = 0.50\ (N/mm^2)$$

→ OK

5. たて壁の応力度一覧

5.1 Ｉ－Ｉ断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条 件	水 位	σｃ (N/mm²)	σｔ (N/mm²)	τ (N/mm²)
1	自重+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	0.27 < 4.50 → OK	-0.17 > -0.25 → OK	0.01 < 0.33 → OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	0.26 < 4.50 → OK	-0.17 > -0.25 → OK	0.01 < 0.33 → OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.11 < 6.75 → OK	-0.02 > -0.38 → OK	0.02 < 0.50 → OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.11 < 6.75 → OK	-0.02 > -0.38 → OK	0.02 < 0.50 → OK