港湾設計業務シリーズ

二重矢板式係船岸

Ver 2.X.X

商　品　概　説　書

株式会社アライズソリューション

〒730-0833 広島市中区江波本町4-22
Tel (082)293-1231 Fax (082)292-0752
URL https://www.aec-soft.co.jp
Mail : support@aec-soft.co.jp

2022.05

― 目 次 ―

１．概要 1
　１－１．システムの特長 1
　１－２．システムの制限事項 2

２．機能説明 3
　２－１．見かけの震度 3
　２－２．動水圧 4
　２－３．土圧 5
　　砂質土 6
　　粘性土 7
　　地震時－主働土圧の考え方 8
　２－４．残留水圧 11
　２－５．腐食後の断面性能 12
　　鋼矢板 12
　　鋼管矢板 13
　　溝形鋼 16
　２－６．矢板根入れ長の検討 17
　　フリーアースサポート法 17
　　たわみ曲線法 18
　　ロウの方法 20
　２－７．水平方向地盤反力係数の算定方法 21
　２－８．矢板変位の計算 22
　　計算の概要 22
　　計算の流れ 23
　　①壁体に作用する外力の算定（受働側以外） 24
　　②h, e, θの設定 25
　　③受働側に作用する荷重の算定 25
　　④壁体に作用する外力の算定 28
　　⑤h, e, θの算定 29
　　⑥h, e, θの判定 31
　　⑦矢板天端位置での水平変位の算定 31
　２－９．大堀らの方法 32
　　中詰完了時 33
　　水平外力作用時 34
　　境界条件 35
　２－10．応力照査 37
　２－11．タイ材の検討 38
　２－12．腹起こしの検討 38
　２－13．中詰土のせん断抵抗 40
　　変形モーメント 40
　　抵抗モーメント 41
　２－14．壁体の滑動 42
　２－15．性能照査に用いる部分係数（H30港湾基準） 43

３．補足資料 45
　３－１．参考文献 45

ー 目 次 ー

１．概要

１－１．システムの特長

本システムは、港湾・漁港構造物の中の１つである「二重矢板式係船岸」の設計業務を支援するために開発されたシステムです。データは、入力画面を用いることにより比較的簡単に入力することができます。
計算外力として土圧、残留水圧、動水圧、上載荷重の考慮ができ、矢板応力度、矢板根入れ長、矢板の変位、タイ材、腹起こし、中詰土のせん断抵抗、壁体の滑動の検討が可能です。

本システムには以下のような特長があります。

- 設計基準は許容応力度法、信頼性設計法に準拠しております。
- 矢板応力度の計算､タイ材､腹起こしの検討では各部材でトライアル計算を行います。
- 矢板の計算はフリーアースサポート法、たわみ曲線法、ロウの方法が選択できます。
- 矢板の変位の計算はセルの計算法で行います。
- プログラム内部に鋼矢板データを保持しており､矢板断面が自動選択/任意選択できます。
- 現況の腐食しろ､腐食速度と耐用年数から腐食後の矢板の断面性能を自動計算します。
- プログラム内部にタイ材・腹起こし材を保持しており、任意選択ができます。
- 印刷イメージを画面に表示し、確認することができます。
- 任意の鋼矢板データ/腹起こし材データを追加・修正することができます。

１－２．システムの制限事項

［データ容量］

検討潮位　　検討条件毎に　１潮位

検討条件　　最大　３条件（常時　地震時　津波引波）

層データ数　最大　１５層

鋼管矢板データ数　最大　１０データ

追加矢板データ数　最大　３０データ

追加腹起こし材データ数　最大　３０データ

２．機能説明

２－１．見かけの震度

本プログラムでは、見かけの震度の計算方法は荒井・横井の提案式を用いています。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P356

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P154

荒井・横井の提案式

$$k' = \frac{2\left(\sum \gamma h + \sum \gamma_t h_j + w\right) + \gamma_t h}{2\left\{\sum \gamma h_i + \sum (\gamma_t - 10) h_j + w\right\} + (\gamma_t - 10) h} \times k$$

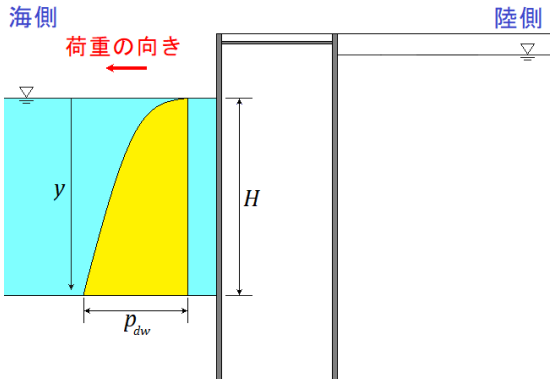
ここに

h_i	残留水位以上の土層の厚さ	(m)
h_j	残留水位以下の土圧を求めようとする層より上の土層の厚さ	(m)
h	残留水位より下の土圧を求めようとする土層の厚さ	(m)
γ	水位面上の土単位体積重量	(kN/m^3)
γ_t	水で飽和した土の空気中における単位体積重量	(kN/m^3)
w	単位体積当たりの載荷重	(kN/m^2)
k	設計震度	
k'	見かけの震度	

２－２．動水圧

本システムでは、地震時に作用する外力として動水圧を考慮しています。
算定式は次式を使用しています。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成19年7月」P380



動水圧

$$p_{dw} = \pm\frac{7}{8}k\gamma_w\sqrt{Hy}$$

動水圧合力及び作用点位置

$$P_{dw} = \frac{7}{12}k\gamma_w\sqrt{H}\,y^{\frac{3}{2}}$$

$$h_{dw} = \frac{2}{5}H$$

※左側（海側）より荷重が作用する場合の荷重分布となります

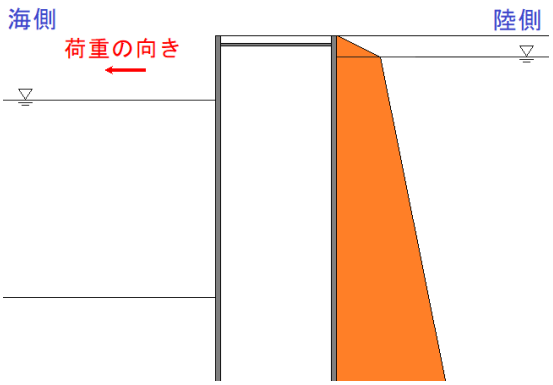
ここに

p_{dw}	：動水圧	(kN/m^2)
k	：設計震度	
γ_w	：海水の単位体積重量	(kN/m^3)
y	：水面から動水圧を求める点までの深さ	(m)
H	：直立壁前面における水深	(m)
P_{dw}	：動水圧の合力	(kN/m)
h_{dw}	：動水圧を求める点から動水圧合力の作用点までの距離	(m)

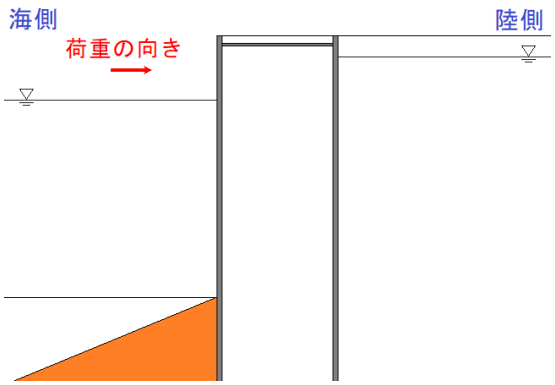
２－３．土圧

本システムでは壁体に作用する主働土圧と受働土圧の位置は次のようになります。

主働土圧



受働土圧



参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成19年7月」P372～377

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P146～154

砂質土

主働土圧強度 p_a (kN/m^2)

$$p_a = K_a \cos\delta \left[\Sigma\gamma h + \frac{w\cos\varphi}{\cos(\varphi-\beta)} \right]$$

主働土圧係数 K_a (kN/m^2)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\varphi)}{\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)sin(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\varphi)\cos(\phi-\beta)}}\right]^2}$$ （常時・永続状態）

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\varphi+\theta)\cos(\phi-\beta)}}\right]^2}$$ （地震時・L1地震動）

受働土圧強度 p_p (kN/m^2)

$$p_p = K_p \cos\delta \left[\Sigma\gamma h + \frac{w\cos\varphi}{\cos(\varphi-\beta)} \right]$$

受働土圧係数 K_p (kN/m^2)

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\varphi)}{\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta)sin(\phi+\beta)}{\cos(\delta+\varphi)\cos(\phi-\beta)}}\right]^2}$$ （常時・永続状態）

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\varphi\cos(\delta+\varphi-\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta)sin(\phi+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\varphi-\theta)\cos(\phi-\beta)}}\right]^2}$$ （地震時・L1地震動）

ここに

γ:土の単位体積重量	(kN/m^3)
h:土層厚	(m)
ϕ:土の内部摩擦角	(度)
φ:壁面が鉛直となす角度	(度)
β:地表面が水平となす角度	(度)
δ:壁面摩擦角	(度)
θ:地震合成角	(度)

k:震度($\theta=\tan^{-1}k$　または　$\theta=\tan^{-1}k'$)

k':みかけの震度

粘性土

主働土圧強度 p_a (kN/m^2)

（式 － 1） $p_a = \Sigma\gamma h + w - 2c$

（式 － 2） $p_a = K_c(\Sigma\gamma h + w)$

（常時・永続状態）

次に示される(式-1)あるいは(式-2)のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いるか（漁港基準）あるいは、(式-1)のみを用いるか（港湾基準）の選択がプログラムで可能です。また、(式-2)のみを用いることも可能です。(式-1)を使用した場合に生じる負の土圧領域は考慮せず、正の土圧が発生する深さまでは土圧を０とします。

（式 － 3） $p_a = \dfrac{(\Sigma\gamma h + w)\sin(\zeta + \theta)}{\cos\theta \sin\zeta} - \dfrac{c}{\cos\theta \sin\zeta}$

（式 － 4） $p_a = K_c(\Sigma\gamma h + w)$

（地震時・L1地震動）

$$\zeta = \tan^{-1}\sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma\gamma h + 2w}{2c}\right)\tan\theta}$$

(式-3)あるいは(式-4)のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いるのか、あるいは、(式-3)のみを用いるのかの選択がプログラムで可能です。また、(式-4)のみ用いることも可能です。

(式-3､式-4)の比較を行って土圧を計算する場合で、(式-3)のζ算定式の√内が負になる場合、次の４項目の選択が可能です。

１．崩壊角規定値

２．岡部式

$$p_a = \frac{(\Sigma\gamma h + w)\sin(\alpha + \theta)}{\cos\theta \sin\alpha} - \frac{c}{\cos\theta \sin\alpha}$$

$$\alpha = 90° - \mu \quad , \quad \mu = \tan^{-1}\frac{\bar{a}}{\sqrt{\bar{b}^2 - \bar{a}^2}}$$

$$\bar{a} = \sin\theta \qquad , \quad \bar{b} = \sin\theta + \frac{2c \cdot \cos\theta}{\Sigma\gamma h + w}$$

３．常時土圧式

４．$\Sigma\gamma h + w$

受働土圧強度 p_p (kN/m^2)

$$p_p = \Sigma\gamma h + w - 2c$$

ここに

γ	:土の単位体積重量	(kN/m^3)
h	:土層厚	(m)
c	:粘着力	(kN/m^2)
K_c	:圧密平衡係数(=0.5)	
w	:地表面単位面積当たり載荷重	(kN/m^2)
α,ζ	:崩壊面が水平となす角	(度)
θ	:地震合成角	(度)
k	:震度($\theta = \tan^{-1}k$　または　$\theta = \tan^{-1}k'$)	
k'	:見かけの震度	

地震時－主働土圧の考え方

本プログラムでは、地震時粘性土主働土圧の計算方法を以下の2つの方法の中から選択します。計算方法は次の文献の解釈によります。設計事例集等に使用されている方法はBの方法です。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成19年7月」P377

（3）海底面下における粘性土の地震時土圧を算出する場合、海底面においては見掛けの震度を用いて土圧を求めるが、海底面下10m以下においては震度を0として土圧を求めることができる。ただし、海底面下10mにおける土圧が海底面より小さい場合には、海底面における値を用いるべきである。

A.上・下共に見かけの震度を用いて土圧を計算する
B.海底面～海底面-10m間の土圧強度を直線補間(土層上・下限値共に補間で算出)

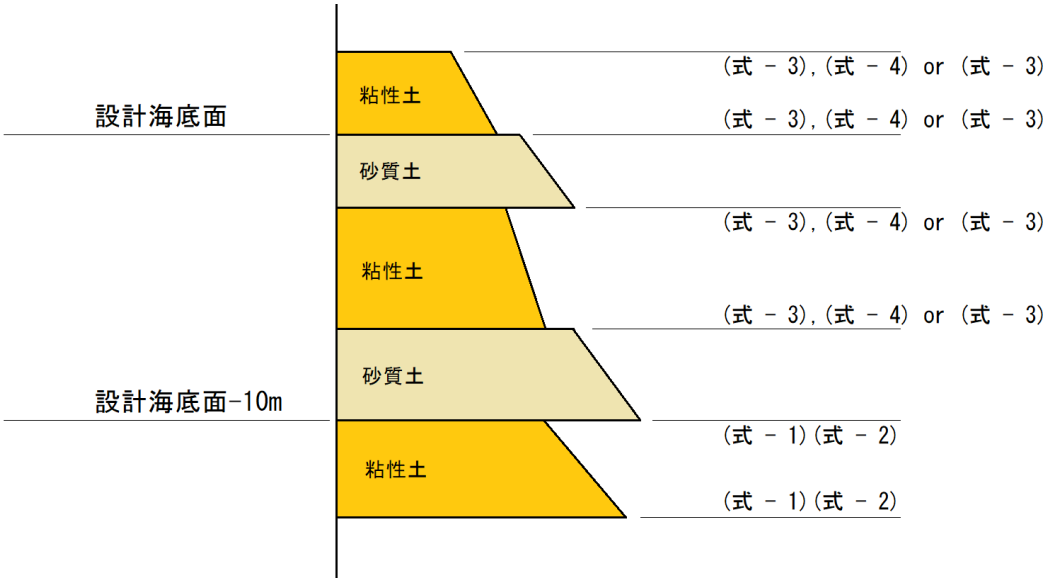
※　上･下共に見かけの震度を用いる場合、海底面-10m以下の粘土層についてのみ、見かけの震度を０として計算します。

（Aの方法を選択した場合）

海底面～海底面－１０ｍ以内に粘土層がある場合でも、全て見かけの震度を考慮し、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値かあるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算します。

海底面－１０ｍ以深の粘土層については、見かけの震度を０として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値かあるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。

尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。

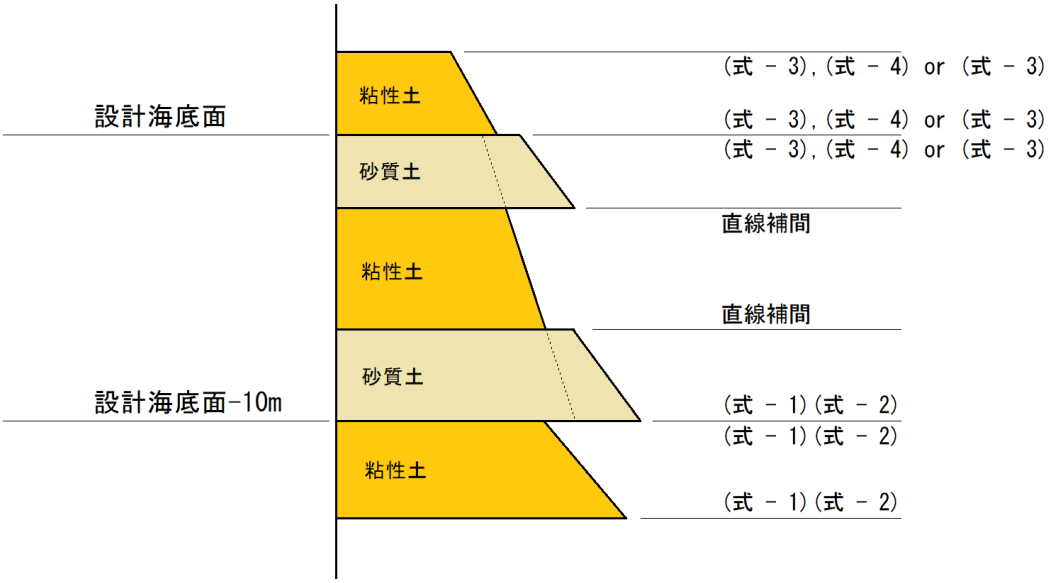


(Bの方法を選択した場合)

海底面～海底面－１０ｍ以内に粘土層がある場合に、その粘性土が一様にあるものとし、層の上限位置を海底面位置と仮定して、見かけの震度を考慮し、計算式の選択により(式-3、式-4)の構造物に危険側となる値かあるいは、(式-3)・(式-4)のみで計算し、実際の層の上限位置で直線補完を行います。

層の下限の土圧は、その土層が海底面－１０ｍ位置まであると仮定し、見かけの震度を０として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値かあるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算し、実際の層の下限位置で直線補完を行います。尚、層の上限・下限の土圧強度が海底面位置の土圧強度よりも小さくなった場合、海底面位置の土圧強度を採用するかどうかの選択が可能です。

海底面－１０ｍ以深の粘土層については、見かけの震度を０として、計算式の選択により(式-1、式-2)の構造物に危険側となる値かあるいは、(式-1)・(式-2)のみで計算します。尚、層の下限値が層の上限値よりも小さくなる場合は、層の上限値を層の下限の土圧とするかどうかの選択が可能です。



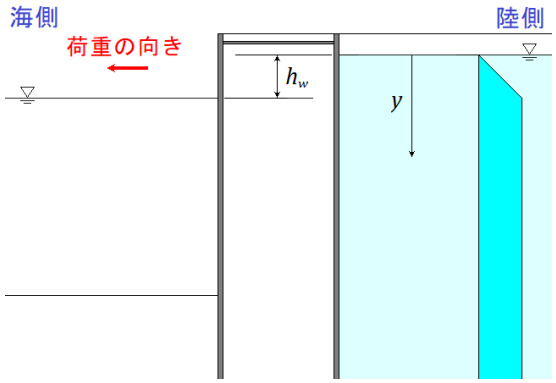
※　粘性土が設計海底面を挟む場合、使用する見かけの震度は、実際の土層による見かけの震度です。

２－４．残留水圧

中詰土内の水位が潮位よりも高い場合、以下に示す残留水圧が作用するものとします。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P358

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P155～156



$p_w = \gamma_w y \quad (0 \leqq y < h_w)$
$p_w = \gamma_w h_w \quad (h_w \leqq y)$

ここに

p_w：残留水圧	(kN/m^2)
h_w：残留水位差（中詰水位＞潮位）	(m)
y：中詰土内の水面から残留水位を求める点までの深さ	(m)
γ_w：水の単位体積重量	(kN/m^3)

２－５．腐食後の断面性能

鋼矢板

腐食後の断面性能の計算方法として以下の2つの内のどちらかが選択できます。

ａ．腐食後の断面係数を「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」から直接引用し、その値に鋼矢板の高さを乗じて断面二次モーメントを求めます。
ｂ．「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」から残存断面性能率を引用し、その値をそれぞれ腐食前の断面係数、断面二次モーメントに乗じて腐食後の断面諸値を求めます。

以下にａを指定した場合の詳細について記述します。

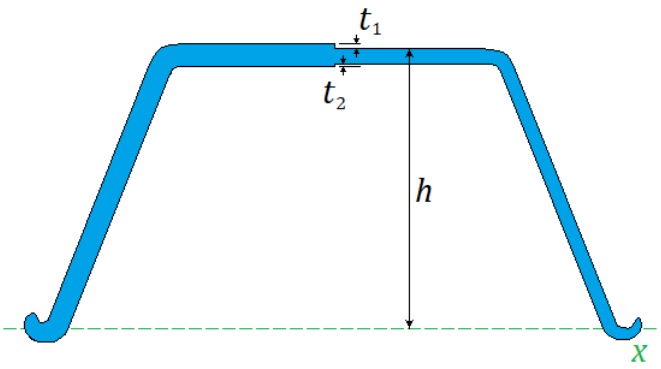
断面係数
システム内部に「鋼矢板の腐食後の断面係数のグラフ」を保持しており、
$\alpha = t_2 / t_1$ から腐食後の断面係数を引用します。

断面二次モーメント
次式により算出します。

$$I = Z \times [h - (t_1 + t_2) \times 0.5]$$

ここに

I	:腐食後の断面二次モーメント	(cm^4/m)
Z	:腐食後の断面係数	(cm^3/m)
h	:鋼矢板の上縁までの高さ	(cm)
t_1	:鋼矢板の腐食しろ	(cm)
t_2	:鋼矢板の腐食しろ	(cm)



鋼管矢板

継手有効間隔

直接入力の他、以下の５つのタイプについては継手有効間隔を自動的に算出します。

L-T型(二港湾型)L- 65× 65× 8

$$B = 76.0 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 80^2} - \frac{D}{2}$$

L-T型(二港湾型)L- 75× 75× 9

$$B = 85.5 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} - \frac{D}{2}$$

L-T型(二港湾型)L-100× 75×10

$$B = 110 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} - \frac{D}{2}$$

P-T型(パイプT型)　$B = 180.0$

P-P型(パイプ型)　$B = 247.8$

ここに

B:鋼管矢板の継手有効間隔　(*mm*)
D:鋼管矢板の外形　(*mm*)

図心軸に関する断面二次モーメント

a．腐食がない場合、あるいは腐食しろ t_1, t_2 が同じ値の場合

$$I_{nx} = \frac{\pi}{64}\left(D^4 - d^4\right)$$

ここに

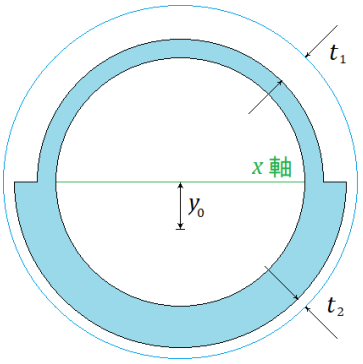
I_{nx} :図心軸に関する断面二次モーメント
D :外径
d :内径

b．腐食しろ t_1, t_2 が異なる場合

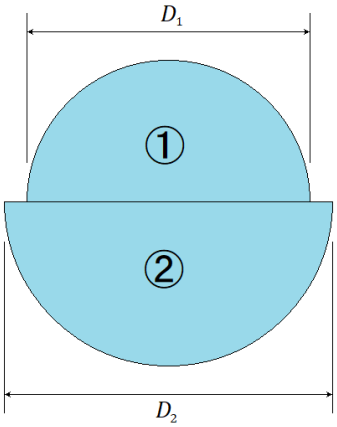
$$I_{nx} = I_x - Ay_0^2$$

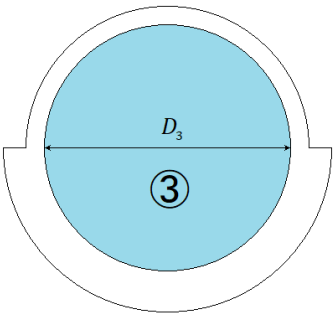
ここに

I_{nx} :図心軸に関する断面二次モーメント
I_x :x軸に関する断面二次モーメント
A:断面積
y_0 :x軸と図心軸との離れ



計算過程の詳細について、次のように断面を分割して計算を行います。





	断面積 A_i	x 軸からの距離 y_i	断面二次モーメント I_{xi}
①	$A_1=\frac{\pi D_1^2}{8}$	$y_1=\frac{4}{3\pi}\cdot\frac{D_1}{2}$	$I_{x1}=\frac{\pi D_1^4}{128}$
②	$A_2=\frac{\pi D_2^2}{8}$	$y_2=\frac{4}{3\pi}\cdot\frac{D_2}{2}\times(-1)$	$I_{x2}=\frac{\pi D_2^4}{128}$
③	$A_3=\frac{\pi D_3^2}{4}\times(-1)$	$y_3=0$	$I_{x3}=\frac{\pi D_3^4}{64}\times(-1)$
合計	$A_0=\Sigma A_i$	――――――――――――	$I_{x0}=\Sigma I_{xi}$

x軸における図心軸の距離

$$y_0=\frac{\Sigma A_i y_i}{A_0}$$

断面二次モーメント

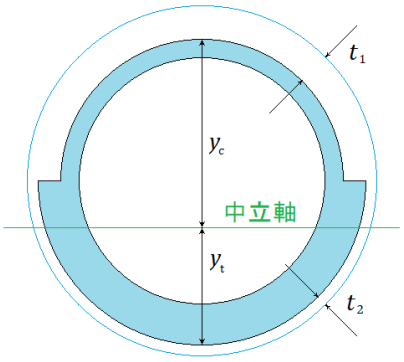
$$I=I_{x0}-A_0 y_0^2$$

断面係数

断面係数は腐食後の断面二次モーメントを用いて、次式から計算します
腐食しろt_1,t_2が異なる場合、最小の断面係数を採用します。

$$Z_c=\frac{I_{nx}}{y_c}\qquad Z_t=\frac{I_{nx}}{y_t}$$

$$Z=\min\left(Z_c\ ,\ Z_t\right)$$

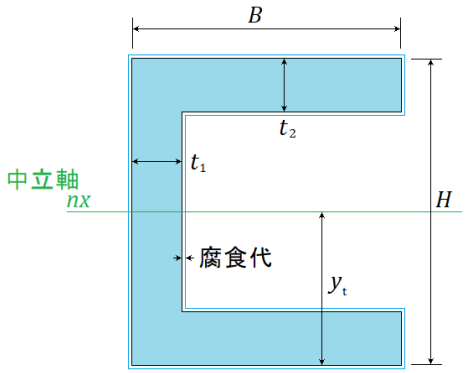


ここに

Z : 断面係数
Z_c : 上縁～図心軸における断面係数
Z_t : 下縁～図心軸における断面係数
I_{nx} : 図心軸に関する断面二次モーメント
y_c : 上縁と図心軸との離れ
y_t : 下縁と図心軸との離れ

溝形鋼

本プログラムでは、溝形鋼の腐食前の断面性能は、システム内部に保持しています。腐食後の断面係数は次式により計算します。



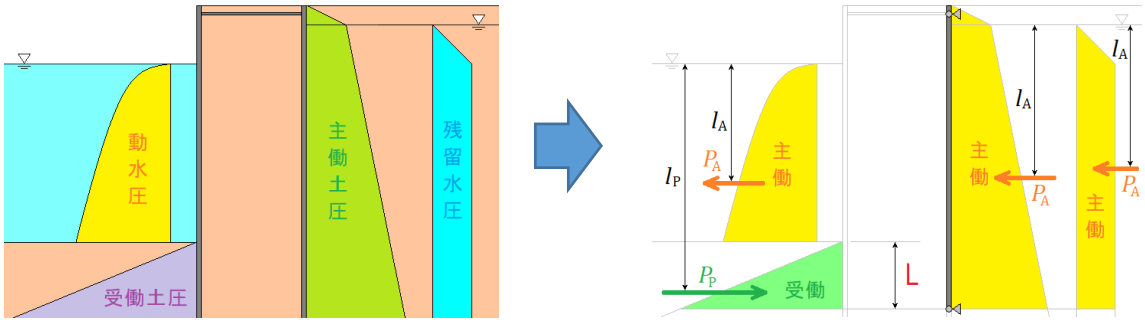
$$Z = \frac{B \cdot H^3 - (B - t_1)(H - 2t_2)^3}{6H}$$

２－６．矢板根入れ長の検討

必要根入れ長はフリーアースサポート法、たわみ曲線法、ロウの方法から算出された値で最大となる根入れ長を選定します。

フリーアースサポート法

必要根入れ長Lは、以下の式を満足するように設定します。



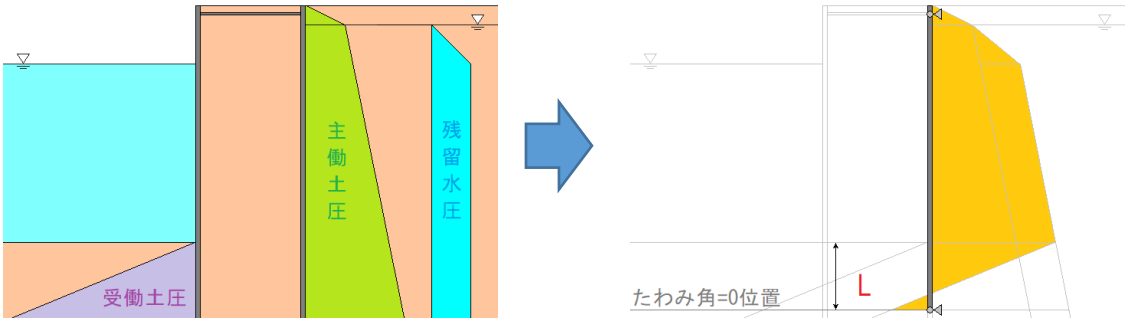
漁港基準（許容応力度法）	港湾基準（H30信頼性設計法）	
	永続状態	L1地震動
$M_P \geqq FM_A$	$\gamma_R M_P \geqq \gamma_S M_A$	$M_P \geqq mM_A$
$M_A = \sum P_{Ai} l_{Ai}$	$M_A = \sum P_{Ai} l_{Ai}$	$M_A = \sum P_{Ai} l_{Ai}$
$M_P = \sum P_{Pi} l_{Pi}$	$M_P = \sum P_{Pi} l_{Pi}$	$M_P = \sum P_{Pi} l_{Pi}$

ここに

M_A	:主働側に作用する荷重によるタイ材取付点まわりのモーメント	$(kN \cdot m)$
P_{Ai}	:主働側に作用する荷重（主働土圧・残留水圧・動水圧）	(kN)
l_{Ai}	:主働側に作用する荷重のタイ材取付点～荷重作用位置までの距離	(m)
M_P	:受働側に作用する荷重によるタイ材取付点まわりのモーメント	$(kN \cdot m)$
P_{Pi}	:受働側に作用する荷重（受働土圧）	(kN)
l_{Pi}	:受働側に作用する荷重のタイ材取付点位置～荷重作用位置までの距離	(m)
F	:安全率	(許容応力度法)
m	:調整係数	(H30港湾)
γ_S	:主働側に乗じる部分係数	(H30港湾)
γ_R	:受働側に乗じる部分係数	(H30港湾)

たわみ曲線法

たわみ曲線が鉛直線と接するものとして、たわみ曲線を描き、根入れ下端を変えてたわみ角=0となる位置を検索し、見つかった場合には**設計海底面～たわみ角=0区間までの長さL**に調整係数もしくは安全率をかけた値を必要根入れ長として算出します。



上記のように設定した場合、

天端～タイ材取付点位置区間での支配方程式は(1)

タイ材取付点位置～矢板下端区間での支配方程式は(2)で与えられます。

$$EI\frac{d^4y_1}{dx_1^4}=B\cdot p(x_1) \quad -(1)$$

$$EI\frac{d^4y_2}{dx_2^4}=B\cdot p(x_2) \quad -(2)$$

ここに

E	:矢板壁のヤング係数	(kN/m^2)
I	:矢板壁の断面二次モーメント	(m^4)
B	:矢板壁幅	(m)
$p(x)$	:荷重関数	(kN/m^2)
x_1	:天端位置$(x_1=0)$～タイ材取付点位置$(x_1=l_1)$までの深さ	(m)
x_2	:タイ材取付点位置$(x_2=0)$～矢板下端位置$(x_2=l_2)$までの深さ	(m)
y_1	:天端位置～タイ材取付点位置区間での矢板変位	(m)
y_2	:タイ材取付点位置～矢板下端位置での矢板変位	(m)

式(1)および式(2)の解は式(3)および式(4)になります。

$$y_1(x_1)=a_1+b_1x_1+c_1x_1^2+d_1x_1^3+\frac{B}{EI}\iiiint p(x_1)(dx_1)^4 \quad -(3)$$

$$y_2(x_2)=a_2+b_2x_2+c_2x_2^2+d_2x_2^3+\frac{B}{EI}\iiiint p(x_2)(dx_2)^4 \quad -(4)$$

ここに

$a_1,b_1,c_1,d_1,a_2,b_2,c_2,d_2$:積分定数

式(3)および式(4)の境界条件は下記のように与えられます。

$$
\left.
\begin{array}{ll}
\text{(i)} & \text{矢板天端における境界条件}\left(x_1 = 0\right) \\
 & -EIy_1''(0) = 0 \quad , \quad -EIy_1'''(0) = 0 \\
\text{(ii)} & \text{タイ材取付点における境界条件}\left(x_1 = l_1 \quad , \quad x_2 = 0\right) \\
 & y_1(l_1) = y_2(0) = 0 \quad , \quad y_1'(l_1) = y_2'(0) \\
 & -EIy_1''(l_1) = -EIy_2''(0) \quad , \quad -EIy_1'''(l_1) + A_p = -EIy_2'''(0) \\
\text{(iii)} & \text{矢板下端における境界条件}\left(x_2 = l_2\right) \\
 & y_2(l_2) = 0 \quad , \quad y_2'(l_2) = 0 \quad , \quad -EIy_2''(l_2) = 0
\end{array}
\right\} \quad -(5)
$$

ここに

A_p :タイ材取付点反力　(kN)

支配方程式である式(3)と式(4)と、境界条件式である式(5)を比べますと、未知数が積分定数と取付点反力の９個に対して境界条件が１０個であり、境界条件の方が１つ多くなっています。それ故、鋼矢板壁下端における３個の境界条件のうち２個を取出し、除いた条件式を満足するまで、順次繰り返し計算を行い根入れ長を決定します。

このようにして、根入れ長が決定されればすべての未知数（積分定数、タイロッド取付点反力）が決まります。故に、先の式(3)と式(4)より矢板壁各部の４諸量（変位、たわみ角、曲げモーメント、せん断力）は全て得られます。

ロウの方法

ロウの方法は、根入れ部を弾性支承上のはりとして解く方法で、基本式は以下のようになっています。

$$\frac{d^4y}{dx^4}EI = p(x) = P_{AD} + K_{AD}\cdot\gamma\cdot x - K_0\cdot\gamma\cdot x - \left(\frac{l_h}{D_F r_t}\right)xy$$

ここに

E	:矢板のヤング係数	(MN/m^2)
I	:矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント	(m^4/m)
P_{AD}	:海水面における主働土圧と残留水圧による荷重強度	$(MN/m^2/m)$
K_{AD}	:矢板根入れ部の主働土圧係数	
γ	:土の単位体積重量	(MN/m^3)
K_0	:静止土圧係数	
l_h	:矢板の地盤反力係数	(MN/m^3)
D_F	:矢板の収束根入れ長	(m)
r_t	:根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さとD_Fとの比	

本システムではフリーアースサポート法で計算した根入れ長がロウの方法による根入れ長を満足するように決定します。ここでは、値の大きくなる方の値を用いています。

$\delta_N \geqq 4.9510\times\omega^{-0.2} - 0.2486$ (永続状態)
$\delta_S \geqq 5.0916\times\omega^{-0.2} - 0.2591$ (地震作用時)

ここに

$\delta_N, \delta_S := D_F / H_T$

D_F	:矢板の根入れ長	(m)
H_T	:タイ材取付点から海底面までの高さ	(m)
ω	:シミラリティナンバー$(=\rho\cdot l_h)$	
ρ	:フレキシビリティナンバー$(=H_T^4/E/I)$	(m^3/MN)
E	:矢板のヤング係数	(kN/m^2)
I	:矢板の単位幅当たりの断面二次モーメント	(m^4/m)
l_h	:矢板の地盤反力係数	(MN/m^3)

最大曲げモーメント及び、タイ材取付点反力については、仮想ばり法で求めた結果を下記の式を用いて修正します。

$\mu_N \geqq 3.8625\times\omega^{-0.2} + 0.2255$ (永続状態)
$\mu_S \geqq 4.5647\times\omega^{-0.2} + 0.1329$ (地震作用時)
$\tau_N \geqq 1.8259\times\omega^{-0.2} + 0.6232$ (永続状態)
$\tau_S \geqq 2.3174\times\omega^{-0.2} + 0.5514$ (地震作用時)

ここに

$\mu_N, \mu_S := M_F / M_T$

M_F :たわみ曲線解析における収束根入れ長のときの最大曲げモーメント
M_T :タイ材取付点及び海底面を支点とした仮想ばり法により算定された最大曲げモーメント

$\tau_N, \tau_S := T_F / T_T$

T_F :たわみ曲線解析における収束根入れ長のときのタイ材張力
T :たわみ仮想ばり法により算定されたタイ材張力

２－７．水平方向地盤反力係数の算定方法

参照：「日本道路協会，道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編　平成24年3月」P285

参照：「鋼管杭・鋼矢板技術協会，鋼矢板 設計から施工まで　2014年 改定新版」P102

参照：「第41回地盤工学研究発表会，杭軸直角方向地盤反力係数の推定方法に関する一提案」

水平方向地盤反力係数Ｋ値の計算方法として、以下の６種類を用意しています。

１）Ｋ値直接入力

２）Ｋ＝1500・Ｎ

３）横山の図

４）道路橋Ｎ値→Ｋ値

$$K_H = \frac{\alpha}{0.3} \cdot E_0 \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに

α：地盤反力係数の推定に用いる係数　$\alpha = 1.0$（常時）$\alpha = 2.0$（地震時）

E_0：標準貫入試験のN値(入力値)より$E_0 = 2800N$で推定した変形係数

B_H：換算載荷幅(=10.0)　(m)

５）道路橋E_0値→Ｋ値

算定式は４）道路橋Ｎ値→Ｋ値と同様、α、E_0は以下の通り

α　：地盤反力係数の推定に用いる係数　$\alpha = 4.0$（常時）$\alpha = 8.0$（地震時）

E_0　：ボーリング孔内で推定した変形係数(入力値)

６）

Ｋ＝3910・$N^{0.733}$

尚、粘性土でＮ値がない場合はq_u→Ｎ値でＫ値を算出します。

$N = 2XC$

ここに

C：土層の粘着力　(N/mm^2)

X：一軸圧縮強度$q_u = N/X\,(N/mm^2)$の分母の値

２－８．矢板変位の計算

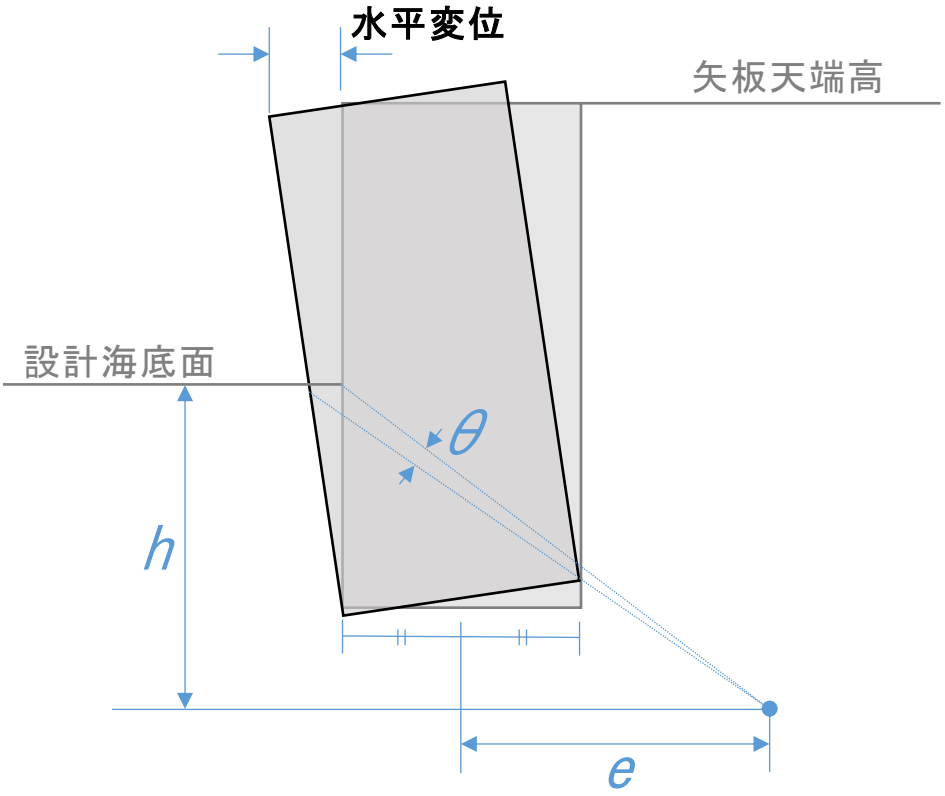
矢板変位の計算はセルの計算法で行います。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1137、1161

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成11年4月」P710、816

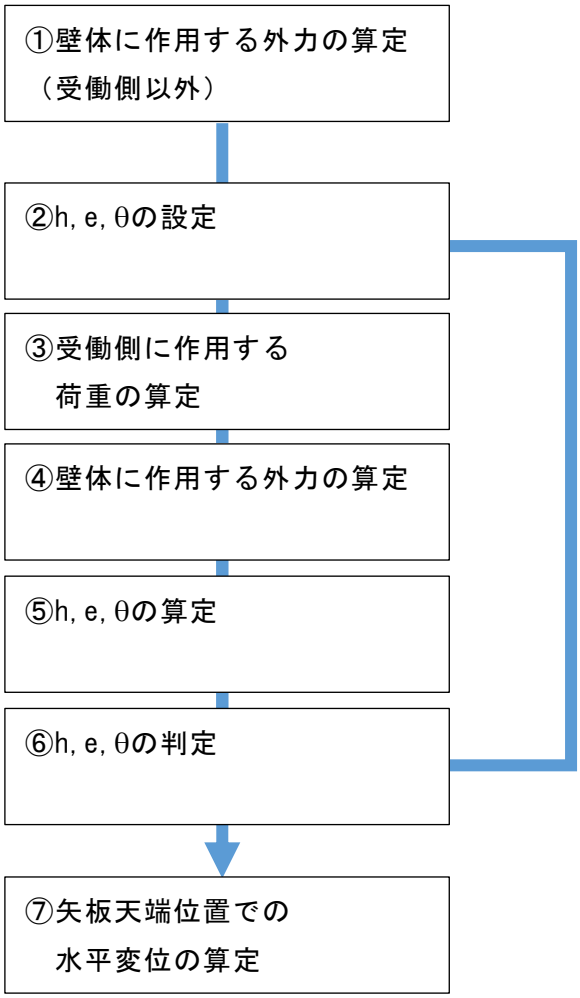
計算の概要

二重矢板式係船岸をセル式構造物の壁体と仮定して
設計海底面からの距離ｈと壁体中心からの距離ｅからなる点を壁体の回転位置として回転角θを与えた際の壁体(矢板)天端での水平変位を算出して許容変位量との照査を行います。



計算の流れ

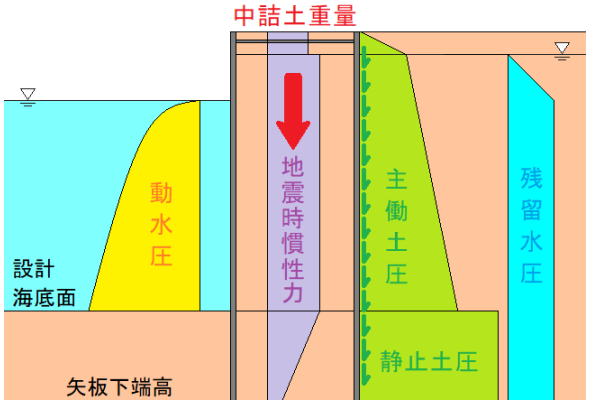
本システムでは、セルの計算は次のように行います。



①壁体に作用する外力の算定（受働側以外）

壁体に作用する受働側を除く荷重の算定を行います。

尚、下記図に記載されている矢板下端高は、矢板の根入れ長の検討で算出された最大根入れ長による深度を用いています。



水平力	鉛直力
主働土圧（設計海底面以浅）	中詰土
静止土圧（設計海底面以深）	主働側土圧
残留水圧	
動水圧（地震時）	
中詰土地震時慣性力（地震時）	

主働側に作用する土圧について、

設計海底面以浅では主働土圧

設計海底面以深では静止土圧で算定を行います。

静止土圧は次式により算定します。

$$p_a = 0.5(\Sigma \gamma h + w)$$

ここに

p_a：静止土圧 $(kN/m/m)$

$\Sigma \gamma h$：設計海底面まで作用する土の単位体積重量×層厚の合計 $(kN/m/m)$

w：上載荷重 $(kN/m/m)$

主働側土圧による鉛直力は次式により算定します

$$V_a = S_a \tan\delta$$

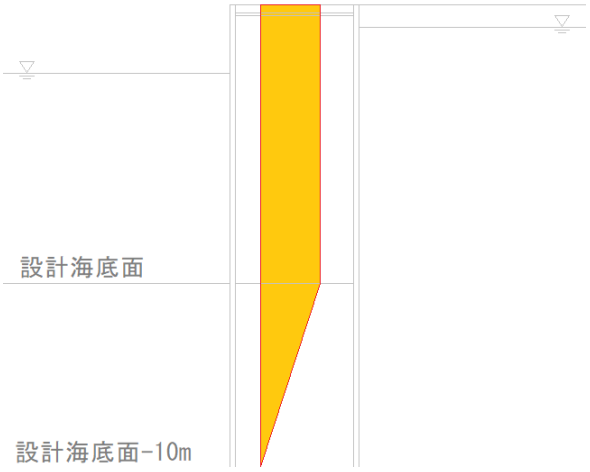
ここに

V_a：主働側に作用する土圧の鉛直力 (kN/m)

S_a：主働側に作用する土圧（水平力）の合計値 (kN/m)

δ：壁面摩擦角 (度)

中詰土地震時慣性力に用いる設計震度は
設計海底面以浅では、入力値で
設計海底面以深では、設計海底面-10mで設計震度＝0.0として直線比例した値を用い、
設計海底面-10m以深では設計震度＝0.0となります。

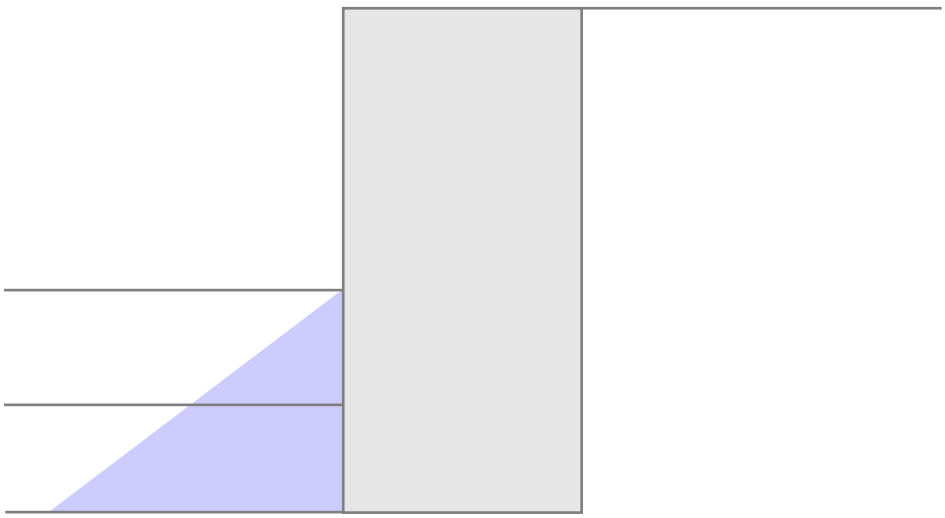


②h, e, θの設定

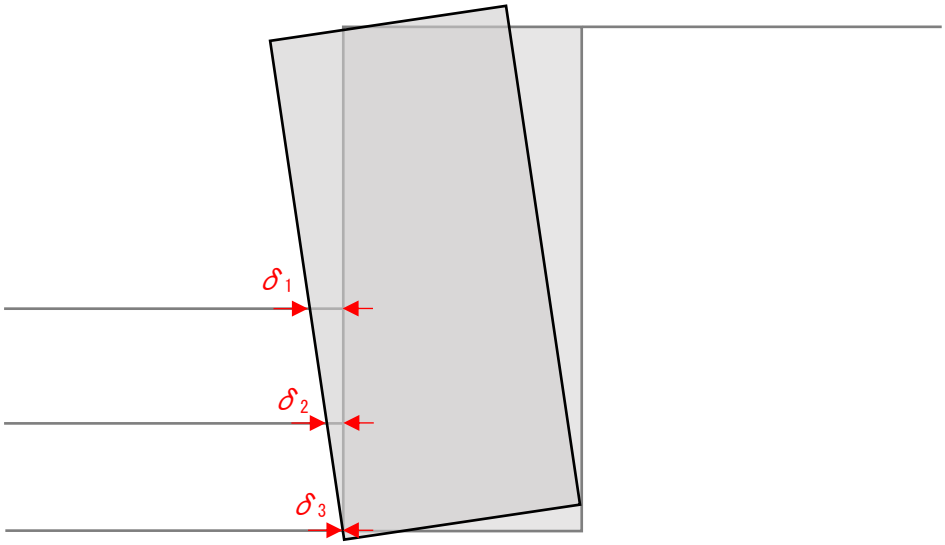
本システム内部で任意にh, e, θの値を与えます。

③受働側に作用する荷重の算定

１．受働土圧を算出します。

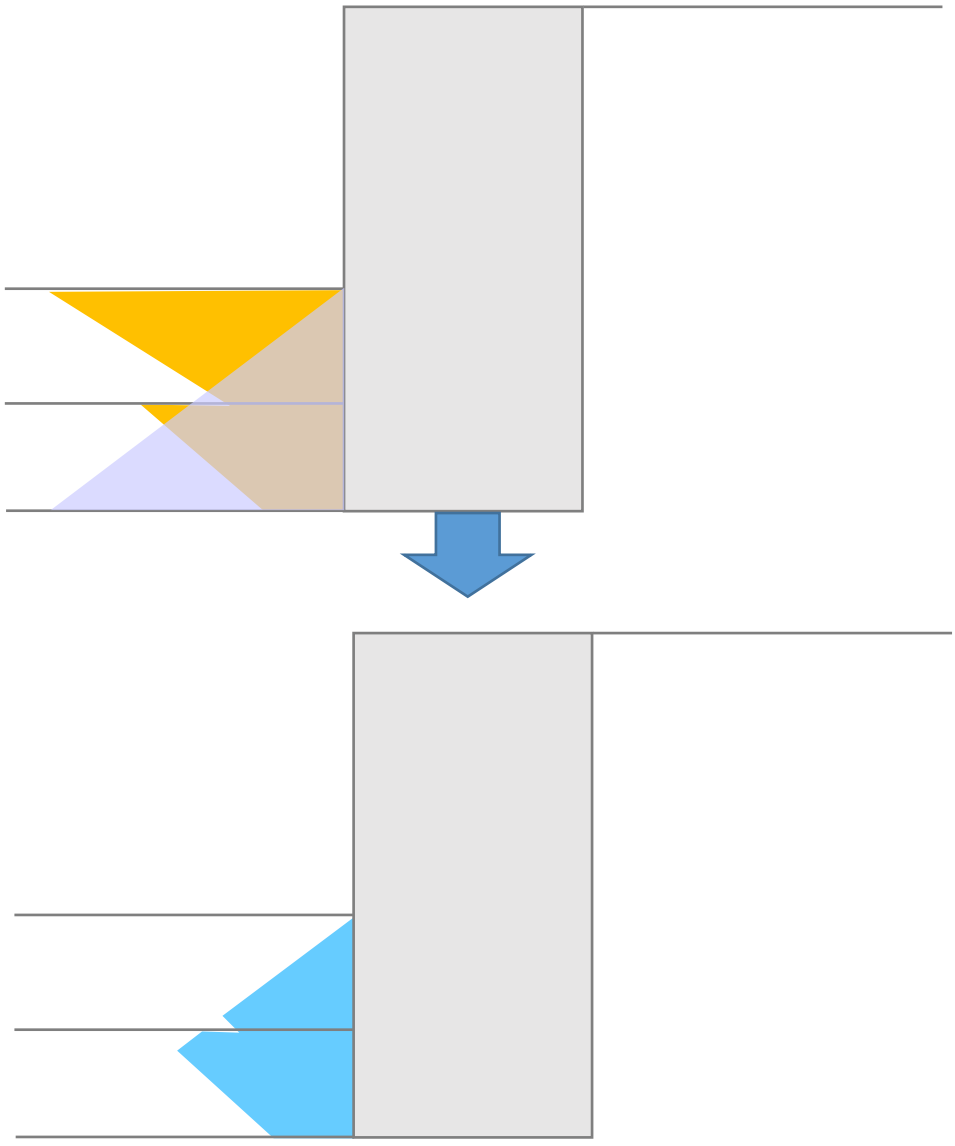


２．②でh, e, θ を基に受働側での層上限位置における水平変位 δ を算出します。

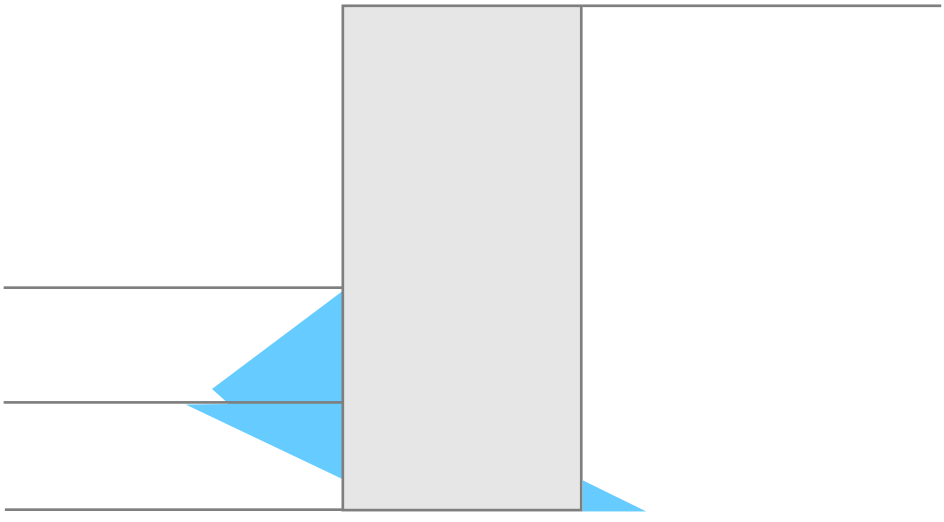


３．２で算出した水平変位を元に各層での地盤反力係数をかけ合わせます。

４．２で算出した受働土圧(=P_p)と地盤反力係数×水平変位(=$K_{ch}\delta$)とを比較して、小さい値を受働側に作用する荷重として用います。



水平変位は海側方向を＋として考えます。
水平変位が陸側方向、すなわちーとなった場合には、そのままの値で作用させます。



算出した受働側の荷重を合計した値を水平力として用います。

受働側土圧による鉛直力は次式により算定します

$V_p = S_p \tan(-\delta)$

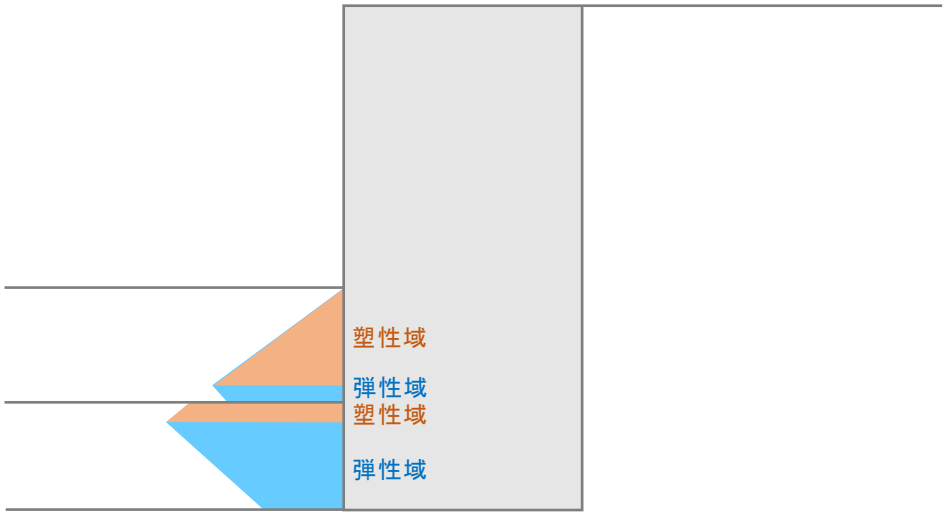
ここに

V_a：受働側に作用する土圧の鉛直力　　(kN/m)
S_a：受働側に作用する土圧（水平力）の合計値　(kN/m)
δ：壁面摩擦角　　(度)

尚、受働土圧を採用した区間は塑性域

水平地盤反力係数×水平変位を採用した区間は弾性域になります。

この設定は後述するh, e, θの算定で使用します。



④壁体に作用する外力の算定

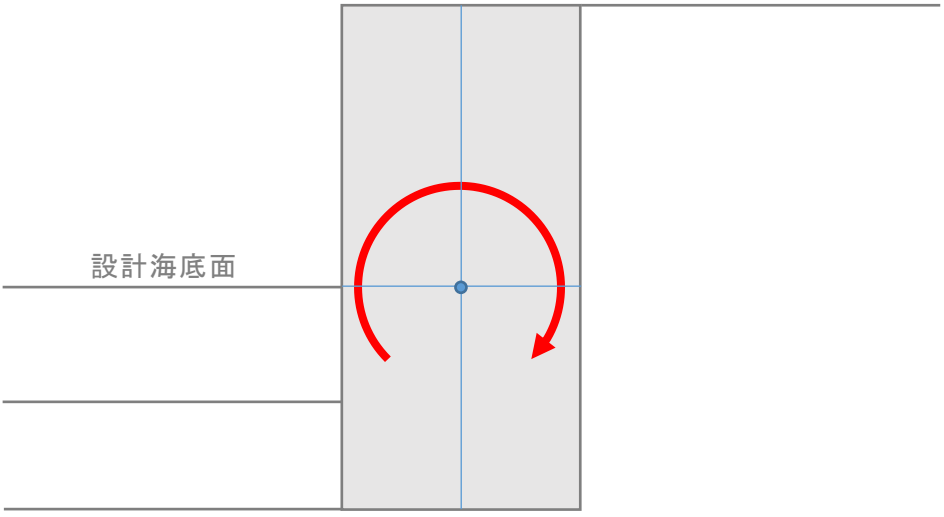
壁体に作用する水平力H、鉛直力V、曲げモーメントMを算定します。

曲げモーメントは

水平力の場合、設計海底面

鉛直力の場合、壁体の中心位置を支点位置として計算します。

尚、曲げモーメントは時計回りを正としています。



⑤h, e, θの算定

壁体に作用する地盤バネ定数を算定します。

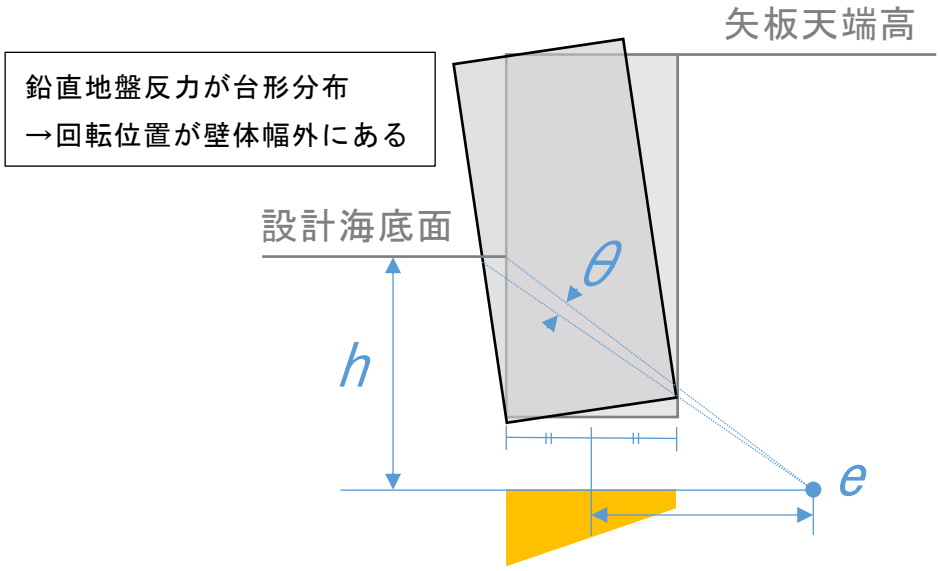
鉛直地盤反力の作用分布によって、計算式は以下のようになります。

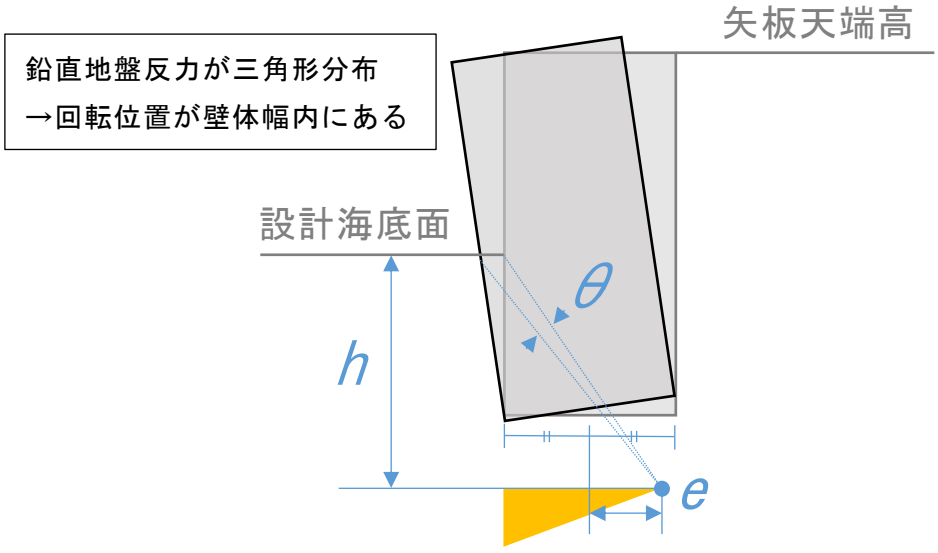
$$K_1 = \sum_{i=1}^{n} K_{Hi} d_i + K_s A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n} \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \right\} + K_s AD$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n} \left\{ K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2} \tan \delta_i \right) \right\} + K_s AD$$

$$K_4 = \begin{cases} \displaystyle\sum_{i=1}^{n} \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_s AD^2 + \frac{1}{12} K_v A^3 & \text{(台形分布)} \\ \displaystyle\sum_{i=1}^{n} \left\{ K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2} \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} \right) \tan \delta_i \right) \right\} + K_s AD^2 + \frac{1}{6} K_v A^2 (B - e) & \text{(三角形分布)} \end{cases}$$





ここに

D：根入れ長 (m)

d_i：根入れ部地盤の各層厚 (m)

δ_i：根入れ部地盤の各内部摩擦角 $\begin{cases} -\delta_i & \text{(度地盤反力－受働側)} \\ +\delta_i & \text{(度地盤反力－主働側)} \end{cases}$ (度)

B：壁体幅（矢板設置幅） (m)

K_v：壁体底面における鉛直方向地盤反力定数 (kN/m^3)

K_s：壁体底面における水平方向地盤ばね定数 (kN/m^3)

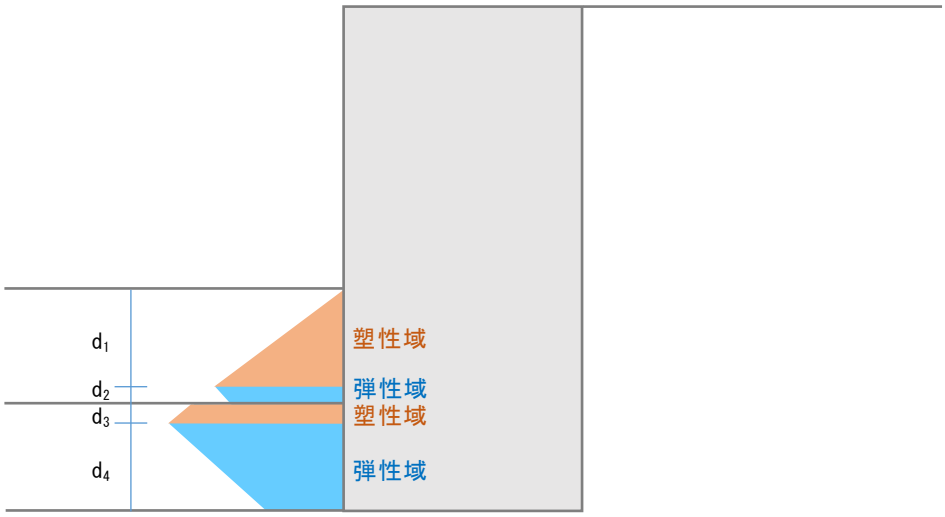
K_{Hi}：根入れ部地盤の各層の水平方向地盤反力係数（弾性域のみ） (kN/m^3)

A：鉛直地盤反力が正である壁体底面の法線方向単位長さ当たりの面積 (m^2/m)

Aについて、鉛直地盤反力が台形分布、三角形分布で次のようになります。

台形分布	$A=B$
三角形分布	$A=e+B/2$

根入れ部地盤の各層厚は前述の弾性域、塑性域によって層を分割します。



各層の水平方向地盤反力係数は弾性域のみが対象で、塑性域は$K_{Hi}=0.0$として計算しています。

K_1, K_2, K_3, K_4によって、h, e, θ は次のように算定されます。

$$\theta=\frac{MK_1+HK_3}{K_1K_4-K_2K_3}$$

$$h=\frac{MK_2+HK_4}{MK_1-HK_3}$$

$$e=\begin{cases} \dfrac{1}{K_vA}\left\{\dfrac{V}{\theta}-h\displaystyle\sum_{i=1}^{n}K_{Hi}d_i\tan|\delta_i|+\sum_{i=1}^{n}K_{Hi}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j+\frac{d_i}{2}\right)\tan|\delta_i|\right\} & \text{(台形分布)} \\ \sqrt{\dfrac{2}{K_vA}\left\{\dfrac{V}{\theta}-h\displaystyle\sum_{i=1}^{n}K_{Hi}d_i\tan|\delta_i|+\sum_{i=1}^{n}K_{Hi}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j+\frac{d_i}{2}\right)\tan|\delta_i|\right\}}-\dfrac{B}{2} & \text{(三角形分布)} \end{cases}$$

⑥h, e, θの判定

②で与えたh, e, θ と⑤で算出したh, e, θ とシステム内で指定した誤差範囲チェックを行います。全ての値で特定の誤差範囲内で収まった場合、算出したh, e, θ を用います。

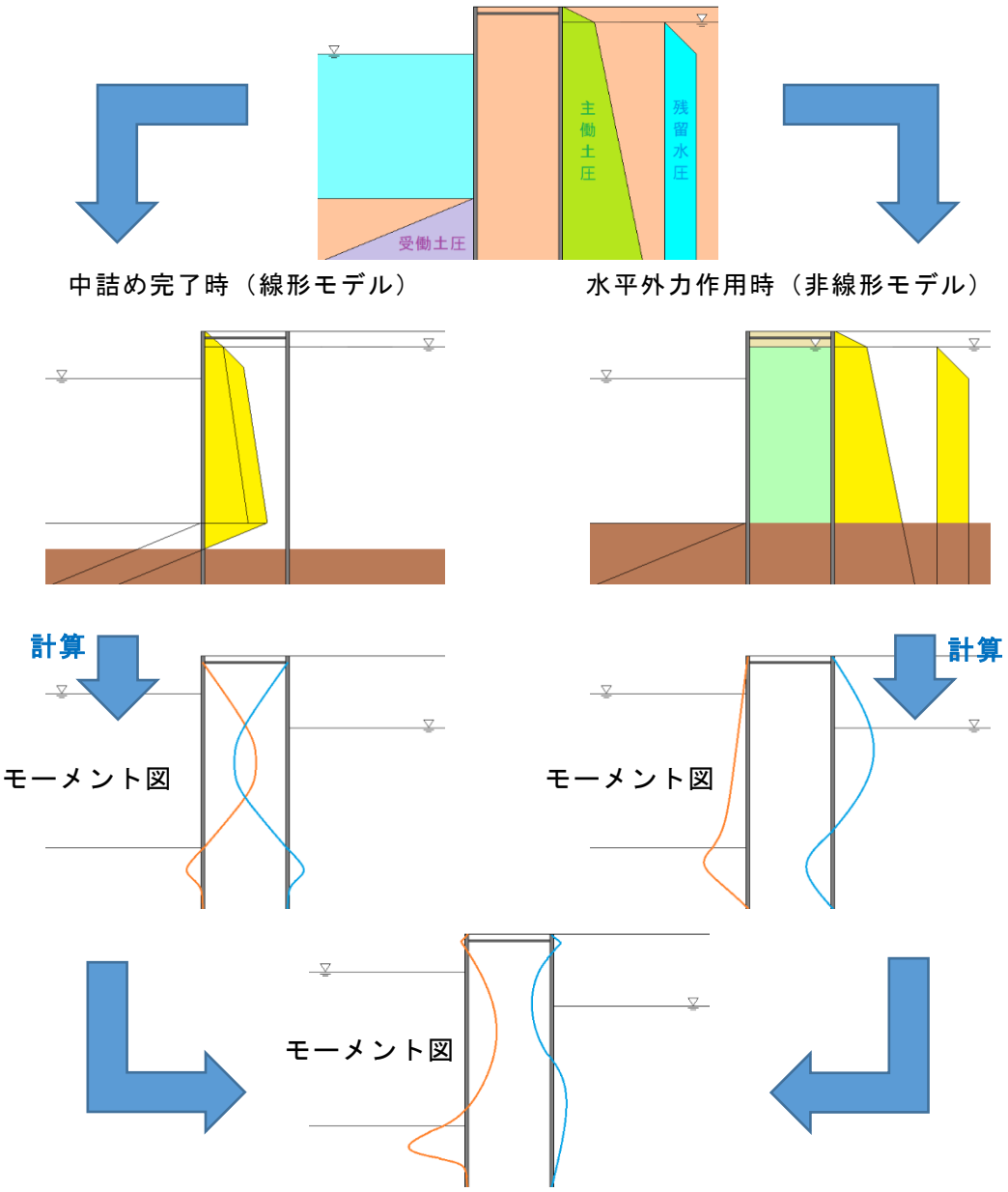
全ての値で特定の誤差範囲内に収まらない場合、⑥で算出したh, e, θ を②で与えて、全ての値で特定の誤差範囲内に収まるように③～⑥の手順を行います。

⑦矢板天端位置での水平変位の算定

⑥で算出いたh, e, θ を基に矢板天端位置の水平変位を算定します。

２－９．大堀らの方法

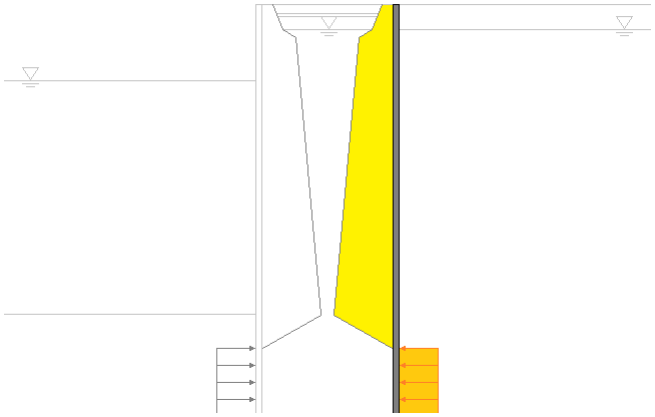
大堀らの方法は中詰完了時と水平力作用時で、荷重とモデルを分けて曲げモーメントを算出後、２つのモーメントを足し合わせます。



中詰め完了時では主働土圧＋残留水圧が受働土圧と釣り合う位置まで荷重を考慮し、以降に土層バネを設定した線形モデルとして計算を行います。
水平力作用時は波圧等の外力を考慮し、設計海底面以降に土層バネを設定し、中詰土の剛性を考慮した非線形モデルとして計算を行います。

中詰完了時

一般式



地盤上部

$$y = \frac{m_f}{120EI}x^5 + \frac{m_f H + p_f}{24EI}x^4 + a_1x^3 + a_2x^2 + a_3x + a_4$$

地中部塑性域

$$y = \frac{K_p - p_f}{120EI}x^5 + \frac{m_f H + p_f}{24EI}x^4 + b_1x^3 + b_2x^2 + b_3x + b_4$$

地中部弾性域

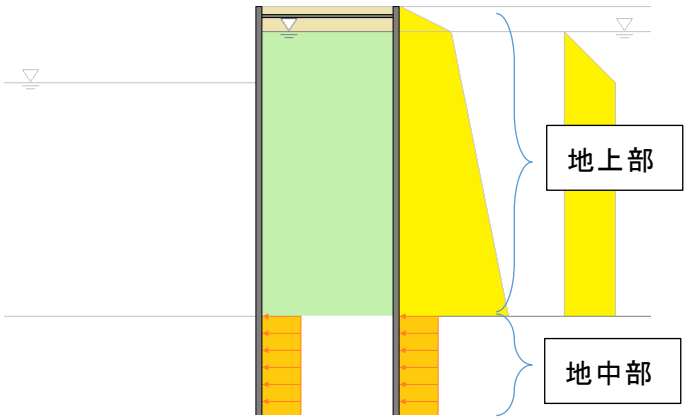
$$y = e^{\beta x}\left(Q_1\cos\beta x + Q_2\cos\beta x\right) + e^{-\beta x}\left(Q_3\cos\beta x + Q_4\cos\beta x\right)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h}{4EI}}$$

y：矢板の変位
m_f：中詰土の主働土圧を表す係数
p_f：中詰土の主働土圧を表す係数
K_p：受働土圧係数
γ：地盤の単位体積重量

水平外力作用時

一般式



地上部

$$y_A + y_B = A_1\cosh(\lambda x) + A_2\sinh(\lambda x) + A_3 x + A_4 - \frac{m_A + m_B}{3BG}(H-x)^3 - \frac{p_{A0} + p_{B0}}{BG}(H-x)^2 + \frac{k\gamma}{G}(H-x)^2$$

$$y_A - y_B = e^{\alpha x}(C_1\cos\alpha x + C_2\cos\alpha x) + e^{-\alpha x}(C_3\cos\alpha x + C_4\cos\alpha x) + \frac{B(m_A - m_B)}{2E_f}(H-x) + \frac{B(p_{A0} - p_{B0})}{2E_f}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{BG}{2EI}}$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{E_f}{2BEI}}$$

y_A：矢板Aの水平変位
y_B：矢板Bの水平変位
γ：水平中詰土の単位体積重量
E_f：水平中詰土の圧縮弾性係数
H：壁高 (m)
B：壁体幅 (m)
G：せん断剛性係数
m_A：矢板Aに作用する荷重
m_B：矢板Bに作用する荷重
p_A：矢板Aに作用する荷重(外力)
p_B：矢板Bに作用する荷重(外力)
k_{hA}：矢板Aの地盤反力係数
k_{hB}：矢板Bの地盤反力係数
k：設計震度

地中部

$$y_{A0} = e^{\beta_A x}(Q_1\cos\beta_A x + Q_2\cos\beta_A x) + e^{-\beta_A x}(Q_3\cos\beta_A x + Q_4\cos\beta_A x)$$

$$\beta_A = \sqrt[4]{\frac{k_{hA}}{4EI}}$$

$D \geqq B$かつ$0 \geqq x \geqq -B$または$D < B$

$$y_{B0} = e^{\beta_B x}(R_1\cos\beta_B x + R_2\cos\beta_B x) + e^{-\beta_A x}(R_3\cos\beta_B x + R_4\cos\beta_B x) + \frac{2S}{k_{hB}}$$

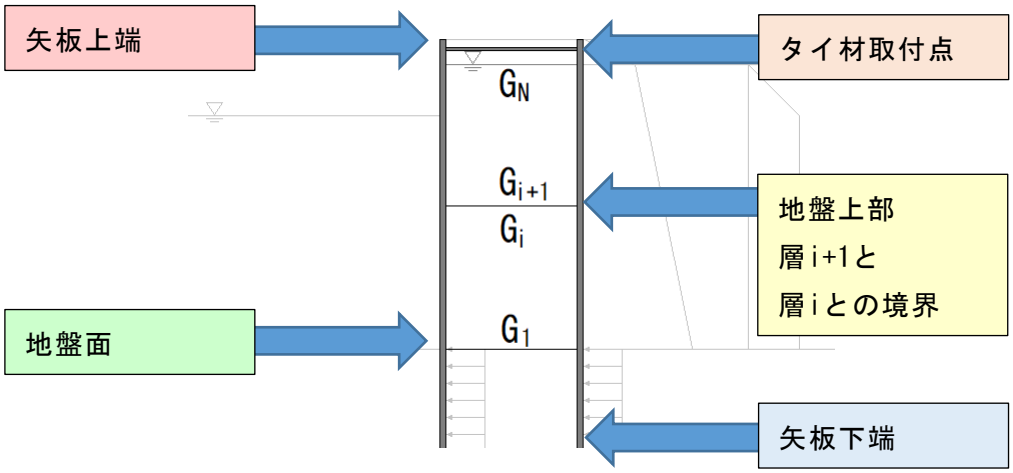
$D \geqq B$かつ$-B \geqq x \geqq -D$

$$y_{B0} = e^{\beta_B x}(R_5\cos\beta_B x + R_6\cos\beta_B x) + e^{-\beta_A x}(R_7\cos\beta_B x + R_8\cos\beta_B x)$$

$$\beta_B = \sqrt[4]{\frac{k_{hB}}{4EI}}$$

境界条件

５つの箇所による境界条件は以下のとおりになります。



矢板上端

頭部の拘束がない場合

$$y''_{AN}=0$$
$$y''_{BN}=0$$
$$y''_{AN}=\frac{BG_N}{2EI}\left(y'_{AN}+y'_{BN}\right)-\frac{P_{AN}}{EI}$$
$$y''_{BN}=-\frac{P_{BN}}{EI}$$

頭部に頂盤を有する場合

$$y_{AN}-y_{BN}=0$$
$$y'_{AN}=0$$
$$y'_{BN}=0$$
$$y'''_{AN}+y'''_{BN}=\frac{BG_N}{2EI}\left(y'_{AN}+y'_{BN}\right)-\frac{P_{AN}+P_{BN}}{EI}$$

タイ材取付点

$$y_{A1}=y_{A0}\quad,\quad y_{B1}=y_{B0}$$
$$y'_{A1}=y'_{A0}\quad,\quad y'_{B1}=y'_{B0}$$
$$y''_{A1}=y''_{A0}\quad,\quad y''_{B1}=y''_{B0}$$

$G_N \leqq G_{N-1}$ の場合

$$y'''_{AN}-y'''_{AN-1}=\frac{B\left(G_N-G_{N-1}\right)}{2EI}\left(y'_{AN-1}+y'_{BN-1}\right)-\frac{E_tA_t}{BEI}\left(y_{AN-1}-y_{BN-1}\right)+\frac{P_{AN-1}}{EI}$$
$$y'''_{BN}-y'''_{BN-1}=\frac{E_tA_t}{BEI}\left(y_{AN-1}-y_{BN-1}\right)+\frac{P_{BN-1}}{EI}$$

$G_N > G_{N-1}$ の場合

$$y'''_{AN}-y'''_{AN-1}=-\frac{E_tA_t}{BEI}\left(y_{AN-1}-y_{BN-1}\right)+\frac{P_{AN-1}}{EI}$$
$$y'''_{BN}-y'''_{BN-1}=\frac{B\left(G_N-G_{N-1}\right)}{2EI}\left(y'_{AN-1}+y'_{BN-1}\right)+\frac{E_tA_t}{BEI}\left(y_{AN-1}-y_{BN-1}\right)+\frac{P_{BN-1}}{EI}$$

地盤上部　層i+1と層iとの境界

$$y_{Ai+1}=y_{Ai}\quad,\quad y_{Bi+1}=y_{Bi}$$
$$y'_{Ai+1}=y'_{Ai}\quad,\quad y'_{Bi+1}=y'_{Bi}$$
$$y''_{Ai+1}=y''_{Ai}\quad,\quad y''_{Bi+1}=y''_{Bi}$$

$G_{i+1} \leqq G_i$ の場合

$$y'''_{Ai+1}-y'''_{Ai}=\frac{B\left(G_{i+1}-G_i\right)}{2EI}\left(y'_{Ai}+y'_{Bi}\right)+\frac{P_{Ai}}{EI}$$
$$y'''_{Bi+1}-y'''_{Bi}=\frac{P_{Bi}}{EI}$$

$G_{i+1} > G_i$ の場合

$$y'''_{Ai+1}-y'''_{Ai}=\frac{P_{Ai}}{EI}$$
$$y'''_{Bi+1}-y'''_{Bi}=\frac{B\left(G_{i+1}-G_i\right)}{2EI}\left(y'_{Ai}+y'_{Bi}\right)+\frac{P_{Bi}}{EI}$$

<table>
<tr><td colspan="2">地盤面</td></tr>
<tr><td colspan="2">$y_{A1}=y_{A0}$ ， $y_{B1}=y_{B0}$
$y'_{A1}=y'_{A0}$ ， $y'_{B1}=y'_{B0}$
$y''_{A1}=y''_{A0}$ ， $y''_{B1}=y''_{B0}$</td></tr>
<tr><td>$G_1 \leqq G_0$ の場合

$y'''_{A1}-y'''_{A0}=\frac{B(G_1-G_0)}{2EI}(y'_{A0}+y'_{B0})+\frac{P_{A0}}{EI}$
$y'''_{B1}-y'''_{B0}=\frac{P_{B0}}{EI}$</td><td>$G_1 > G_0$ の場合

$y'''_{A1}-y'''_{A0}=\frac{P_{A0}}{EI}$
$y'''_{B1}-y'''_{B0}=\frac{B(G_1-G_0)}{2EI}(y'_{A0}+y'_{B0})+\frac{P_{B0}}{EI}$</td></tr>
<tr><td colspan="2">矢板下端</td></tr>
<tr><td colspan="2">$y''_{A0}=0$ ， $y''_{B0}=0$
$y'''_{A0}=0$ ， $y'''_{B0}=0$</td></tr>
</table>

中詰土のせん断弾性係数 G の一般的な算定式はせん断ひずみ角 θ および鉛直応力 σ_N の関数で表す

$$G = a \times 2.5\sigma_N^{0.7}\theta^{-0.5}$$

ここに

a :中詰土のせん断弾性係数の補正係数

本システムでは $a=0.5$ としています。

算出されたせん断ひずみ角と、その前に計算されたせん断ひずみ角との誤差が許容範囲に収まるまで繰り返し計算を行います。

参照：「港湾技術研究所報告，二重矢板式構造物の力学特性に関する研究（1984.3）」

２－10. 応力照査

矢板に生じる曲げモーメントはフリーアースサポート法、たわみ曲線法、ロウの方法、大堀らの方法から算出された曲げモーメントで、各検討条件で最大となる値を選定します。

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P345

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1104

許容応力度法	信頼性設計法
$\dfrac{\sigma}{\sigma_a} \leqq 1.0 \quad , \quad \sigma = \dfrac{M}{Z}$	$m\dfrac{S_d}{R_d} \leqq 1.0 \quad , \quad R_d = \gamma_d R_k \quad , \quad S_d = \gamma_S S_k$ $R_k = \sigma_y \quad , \quad S_k = \sigma = \dfrac{M}{Z}$
ここに	ここに
σ_a：矢板の許容応力度 (N/mm^2)	σ_y：矢板の降伏応力度 (N/mm^2)
σ：矢板の応力度 (N/mm^2)	σ：矢板の応力度 (N/mm^2)
M：矢板に生じる最大曲げモーメント $(N \cdot mm)$	M：矢板に生じる最大曲げモーメント $(N \cdot mm)$
Z：矢板の断面係数 (mm^3)	Z：矢板の断面係数 (mm^3)
	γ_S：荷重項に乗じる係数
	γ_R：抵抗項に乗じる係数
	Z：調整係数

２－11. タイ材の検討

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P524

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1104

タイ材張力はフリーアースサポート法、たわみ曲線法、ロウの方法から算出されたタイ材取付点位置反力で、各検討条件で最大となる値から次式で算定します。

$$T = A_p L$$

ここに

T：タイ材の張力　$(kN/本)$

A_p：タイ材取付点位置反力　(kN/m)

L：タイ材1本あたりの負担幅　$(m/本)$

本プログラムでは、タイ材データをシステム内部に保持し、照査式を満足するように断面の小さいものからトライアル計算を行い、決定します。

タイロッド

許容応力度法	信頼性設計法
$\dfrac{\sigma}{\sigma_a} \leqq 1.0 \quad , \quad \sigma = \dfrac{T}{A}$ ここに T：タイロッドの張力　(N) A：タイロッドの断面積　(mm^2) σ_a：タイロッドの許容引張応力度　(N/mm^2)	$m\dfrac{S_d}{R_d} \leqq 1.0 \quad , \quad R_d = \gamma_d R_k \quad , \quad S_d = \gamma_S S_k$ $R_k = \sigma_y \quad , \quad S_k = \sigma = \dfrac{T}{A}$ ここに σ_y：タイロッドの降伏応力度　(N/mm^2) σ：矢板の応力度　(N/mm^2) T：タイロッドの張力　$(N \cdot mm)$ A：タイロッドの断面積　(mm^2) γ_S：荷重項に乗じる係数 γ_R：抵抗項に乗じる係数 m：調整係数

タイブル・タイケーブル・タイロープ

許容応力度法	信頼性設計法
$\dfrac{T}{T_a} \leqq 1.0$ ここに T　：タイ材張力　(kN) T_a　：タイ材許容張力　(kN)	$m\dfrac{S_d}{R_d} \leqq 1.0 \quad , \quad R_d = \gamma_d R_k \quad , \quad S_d = \gamma_S S_k$ $R_k = T_a \quad , \quad S_k = \sigma = T$ ここに σ_y：{タイ材のみなし降伏点荷重(2022年以前)／タイ材の降伏点荷重　(2022年以降)}　(kN) σ：タイ材の張力　(kN) γ_S：荷重項に乗じる係数 γ_R：抵抗項に乗じる係数 m：調整係数

※　部分係数の照査では「降伏点荷重」か、「みなし降伏点荷重（引張荷重（破断荷重×2/3））」か、を選択する事ができます。2022年以前は「みなし降伏点荷重」が標準でしたが、今後は「降伏点荷重」を用いる事が標準となります。

２－12. 腹起こしの検討

本プログラムでは、腹起こし材データをシステム内部に保持し、照査式を満足するように断面の小さいものからトライアル計算を行い、決定します。

参照：「全国漁港漁場協会，漁港・漁場の施設の設計参考書　2015年版」P524

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1107

許容応力度法

$$M_{\max}=\frac{TL}{10}$$

$$\sigma_a \geqq \frac{M_{\max}}{2Z} \quad (\text{溝形鋼})$$

$$\sigma_a \geqq \frac{M_{\max}}{Z} \quad (H\text{形鋼})$$

ここに

$M_{\max}$	:腹起こし材に作用する最大曲げモーメント	$(kN\cdot m)$
T	:タイ材張力	(kN)
L	:タイ材取付点間隔	(m)
Z	:腹起こし材の断面係数	(m^3)
σ_a	:腹起こし材の曲げ応力度	(N/mm^2)

信頼性設計法

$$m\frac{S_d}{R_d} \leqq 1.0$$

$$R_d=\gamma_d R_k \quad , \quad S_d=\gamma_S S_k$$

$$R_k=\sigma_y \quad , \quad S_k=\sigma=\frac{M_{\max}}{2Z} \quad (\text{溝形鋼})$$

$$M_{\max}=\frac{TL}{10} \quad , \quad S_k=\sigma=\frac{M_{\max}}{Z} \quad (H\text{形鋼})$$

ここに

$M_{\max}$	:腹起こし材に作用する最大曲げモーメント	$(kN\cdot m)$
T	:タイ材張力	(kN)
L	:タイ材取付点間隔	(m)
Z	:腹起こし材の断面係数	(m^3)
σ_a	:腹起こし材の曲げ応力度	(N/mm^2)

２－13. 中詰土のせん断抵抗

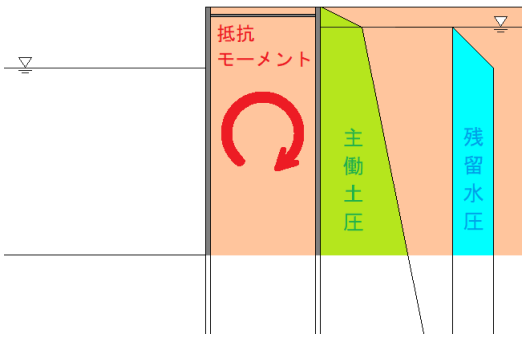
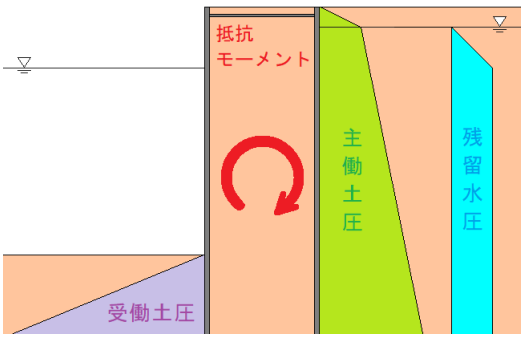
矢板と中詰土が一体とした壁体と考えた場合、壁体に作用する外力に対して中詰土によるせん断変形に抵抗すると考え、中詰土のせん断抵抗の検討を行います。
この照査は永続状態のみ対象としており､検討箇所は設計海底面および矢板下端に関して、行います。
本システムでは、矢板下端高は、矢板の根入れ長の検討で算出された最大根入れ長による深度を用いています。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1136、1157
参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成11年4月」P707、817

安全率法	信頼性設計法
$F\dfrac{M_d}{M_r}\leqq 1.0$ ここに M_d：検討面に関する変形モーメント　$(kN\cdot m/m)$ M_r：検討面に関する抵抗モーメント　$(kN\cdot m/m)$ F：安全率	$m\dfrac{S_d}{R_d}\leqq 1.0$　，　$S_d=\gamma_S S_k$　，　$R_d=\gamma_R R_k$ $S_k=M_d$　，　$R_k=M_r$ ここに M_d：検討面に関する変形モーメント　$(kN\cdot m/m)$ M_r：検討面に関する抵抗モーメント　$(kN\cdot m/m)$ γ_S：荷重項に乗じる部分係数 γ_R：抵抗項に乗じる部分係数 m：調整係数

変形モーメント

変形モーメントに使用する外力は各検討面で次のようになります。
尚、変形モーメントがマイナス値となった場合、照査は省略します。

設計海底面	矢板下端（最大計算根入れ深度）
	

抵抗モーメント

設計海底面

$$M_r = \frac{1}{6}\gamma_0 R_0 H_0^3 \qquad H_0 = \frac{1}{\gamma_0}\sum \gamma_i h_i$$
$$R_0 = v_0^2\left(3 - v_0\cos\phi\right)\sin\phi$$
$$v_0 = \frac{B}{H_0} \qquad \gamma_0 = \frac{\sum \gamma_i' h_i}{\sum h_i}$$

矢板下端面

地盤と中詰の内部摩擦角にあまり差がない場合や根入れ比が大きく中詰まで崩壊面が至らない場合を仮定して、以下の簡略式を用いています。

$$M_r = \frac{1}{6}\gamma_0 R_0 H_0^3 \qquad H_0 = \frac{1}{\gamma_0}\sum \gamma_i h_i$$
$$R_0 = \frac{2}{3}v_0^2\left(3 - v_0\cos\phi\right)\tan\phi\sin\phi$$
$$v_0 = \frac{B}{H_0} \qquad \gamma_0 = \frac{\sum \gamma_i' h_i}{\sum h_i}$$

ここに

M_r	:検討面での抵抗モーメント	$(kN\cdot m/m)$
γ_0	:中詰土の換算単位体積重量	(kN/m^3)
H_0	:中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の検討面からの換算壁高	(m)
γ_i	:検討面より上の中詰土の単位体積重量	(kN/m^3)
γ_i'	:検討面より上の中詰土の単位体積重量(水中)	(kN/m^3)
h_i	:検討面より上の中詰土の層厚	(m)
B	:壁体幅	(m)
ϕ	:検討面より上の中詰土のせん断抵抗角	(度)

※　本システムでは、矢板下端および設計海底面で使用する中詰土の内部摩擦角は中詰土の最上限層での内部摩擦角を採用しています。

※　本システムでは、矢板下端および設計海底面で使用する中詰土の単位体積重量は検討面より上の土層での層厚で平均計算を行っています。

２－14. 壁体の滑動

矢板と中詰土が一体とした壁体と考えた場合、滑動に関して性能照査を行います。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」P1136、928

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成11年4月」P658、817

安全率法	信頼性設計法
$\frac{Q}{H} \geqq F$ ここに H：水平力　(kN/m) Q：せん断抵抗力　(kN/m) F：安全率	$m\frac{S_d}{R_d} \leqq 1.0$　，　$S_d = \gamma_S S_k$　，　$R_d = \gamma_R R_k$ $S_k = H$　，　$R_k = Q$ ここに H：水平力　(kN/m) Q：せん断抵抗力　(kN/m) γ_S：荷重項に乗じる部分係数 γ_R：抵抗項に乗じる部分係数 m：調整係数

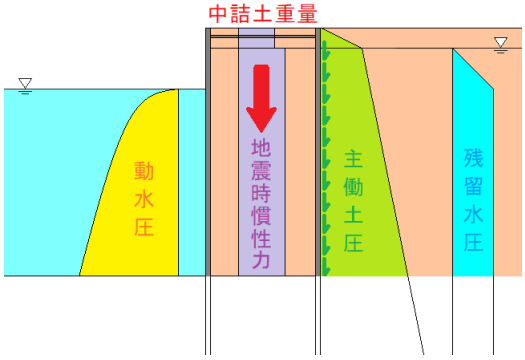
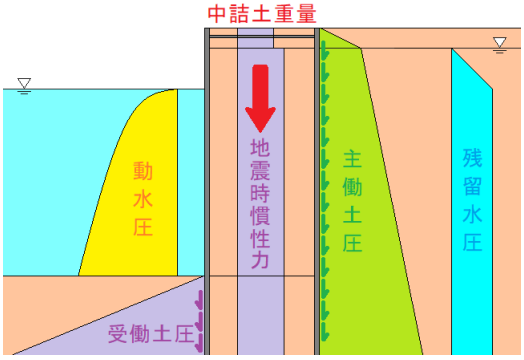
せん断抵抗力は次式により計算します。

$$Q = \begin{cases} V\tan\phi & (\text{支持地盤：砂質土}) \\ cB & (\text{支持地盤：粘性土}) \end{cases}$$

ここに

V：鉛直力　(kN/m)
ϕ：土層接地面での内部摩擦角　(度)
c：土層接地面での粘着力　(kN/m)
B：矢板設置幅　(m)

使用する外力は次のようになります。

	設計海底面	矢板下端
		
水平力	主働土圧 残留水圧 地震時慣性力（地震時） 動水圧（地震時）	主働土圧 受働土圧 残留水圧 地震時慣性力（地震時） 動水圧（地震時）
鉛直力	主働土圧 中詰土重量	主働土圧 受働土圧 中詰土重量

２－15. 性能照査に用いる部分係数（H30港湾基準）

既に港湾の施設の技術上の基準・同解説では、H19年版より構造物の照査方法が、許容応力度法によるものから材料係数アプローチによるレベル１信頼性設計法に基づく方法（以下、部分係数法）に変更となっています。

H30年版では、部分係数の考え方が荷重抵抗係数アプローチに変更になりました。一般に部分係数が作用していない値を特性値と呼び、部分係数が作用した値を設計用値と呼びます。

参照：「日本港湾協会，港湾の施設の技術上の基準・同解説　平成30年5月」

P1071、1099、1104～1107、1154

フリーアースサポート法・ロウの方法による矢板の根入れ長に用いる部分係数

照査対象	土層構成	抵抗項に乗じる部分係数	荷重項に乗じる部分係数	調整係数 m
永続状態	砂質土地盤	0.72	1.09	－ (1.00)
	粘性土が含まれる場合	0.77	1.11	
レベル１地震動に対する変動状態	全ての土層構成	－ (1.00)	－ (1.00)	1.20

フリーアースサポート法・ロウの方法による矢板壁の応力に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数	荷重項に乗じる部分係数	調整係数 m
永続状態	0.84	1.18	－ (1.00)
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.12

タイ材の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数	荷重項に乗じる部分係数	調整係数 m
永続状態	0.64	1.29	－ (1.00)
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.67

腹起こし材の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数	荷重項に乗じる部分係数	調整係数 m
永続状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.67
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.12

壁体のせん断抵抗の照査に用いる部分係数

抵抗項に乗じる 部分係数	荷重項に乗じる 部分係数	調整係数 m
－ (1.00)	－ (1.00)	1.20

壁体の滑動の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数	荷重項に乗じる 部分係数	調整係数 m
永続状態	0.87	1.06	－ (1.00)
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.00

過去の設計法における設定に基づく方法（形式的な部分係数法）の部分係数の例

基準書には、たわみ曲線法の照査に用いる部分係数は示されていません。そのため、「過去の経験に基づく方法」（過去の適用事例が多く、十分に実績のある、従来から利用されてきた安全率法や許容応力度法）に準ずるものとして、全ての部分係数を便宜上1.0とした上で、調整係数を用いて照査することを前提として初期値を設定しています。

たわみ曲線法による矢板の根入れ長に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数	荷重項に乗じる 部分係数	調整係数 m
永続状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.20
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.20

たわみ曲線法による矢板壁の応力に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる 部分係数	荷重項に乗じる 部分係数	調整係数 m
永続状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.67
レベル１地震動に対する変動状態	－ (1.00)	－ (1.00)	1.12

３．補足資料

３－１．参考文献

準拠基準及び参考文献は以下の通りです。

・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説	平成３０年　５月	日本港湾協会
	平成１９年　７月	日本港湾協会
	平成１１年　４月	日本港湾協会
	平成　元年　６月	日本港湾協会
・ 漁港・漁場の施設の設計の手引き	２００３年度版	全国漁港協会
・ 道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編	平成２４年　３月	日本道路協会
・ 鋼管杭―その設計と施工―	２００９年度版	鋼管杭・鋼矢板技術協会
・ 鋼矢板―設計から施工まで―	２０１４年度版	鋼管杭・鋼矢板技術協会
・ 杭軸直角方向地盤反力係数の推定方法に関する一提案	第41回地盤工学研究発表会	