

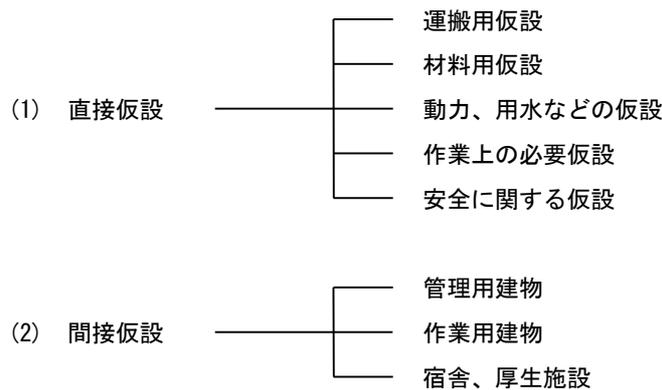
## 第3編 仮設工等

### 第1章 仮設工

#### 1-1 仮設工の基本

##### 1) 仮設工の分類

仮設工とは、目的とする構造物を建設するために必要な工事用の施設で、原則として工事完成後に取り除かれるものをいい、次のように分類されている。



本編では河川工事にかかわる直接仮設で作業上の必要仮設の内、仮締切工、土留工、排水工、仮設道路、仮栈橋についてまとめた。

##### 2) 指定仮設及び任意仮設

指定仮設とは、工事目的を施工するにあたり、設計図書のとおり施工を行うもの。

任意仮設とは、工事目的を施工するにあたり、受注者の責任において自由に施工を行うことができるもの。

表 1-1-1 指定、任意の考え方

	指定	任意
設計図書	施工方法について具体的に指定します。 (契約条件として位置付け)	施工方法について具体的に指定しません。 (契約条件ではないが、参考図として標準的 施工法を示すことがある)
施工方法等の変更	発注者の指示または承諾が必要	受注者の任意 (施工計画書等の修正、提出は必要)
施工方法の変更がある 場合の設計変更	行う	行わない
当初明示した条件の変 更に対応した設計変更	行う	行う

次に示すような場合の施工条件の仮設工については、設計図書をもって指定仮設とすることを原則とする。

- (1) 河川堤防と同等の機能を有する仮締切の場合
- (2) 特許工法または特殊工法等を採用する場合
- (3) 関係官公署等との協議等により制約条件のある場合
- (4) 一般交通、治水機能、周辺家屋等第三者に特に配慮を必要とする場合
- (5) 他工事等に使用するため、工事完成後も存置される必要のある仮設

1-2 仮締切工・土留工

1-2-1 仮締切工・土留工の基本 [仮設ガイドブック (I) 1.1]

仮締切工・土留工は、工事中に使用され、本体構造物構築のために一時的に用いられる仮設構造物である。  
**仮締切工・土留工の設計に際しては、周辺の自然環境に与える影響を最小限とすることを基本とする。**

1) 目的

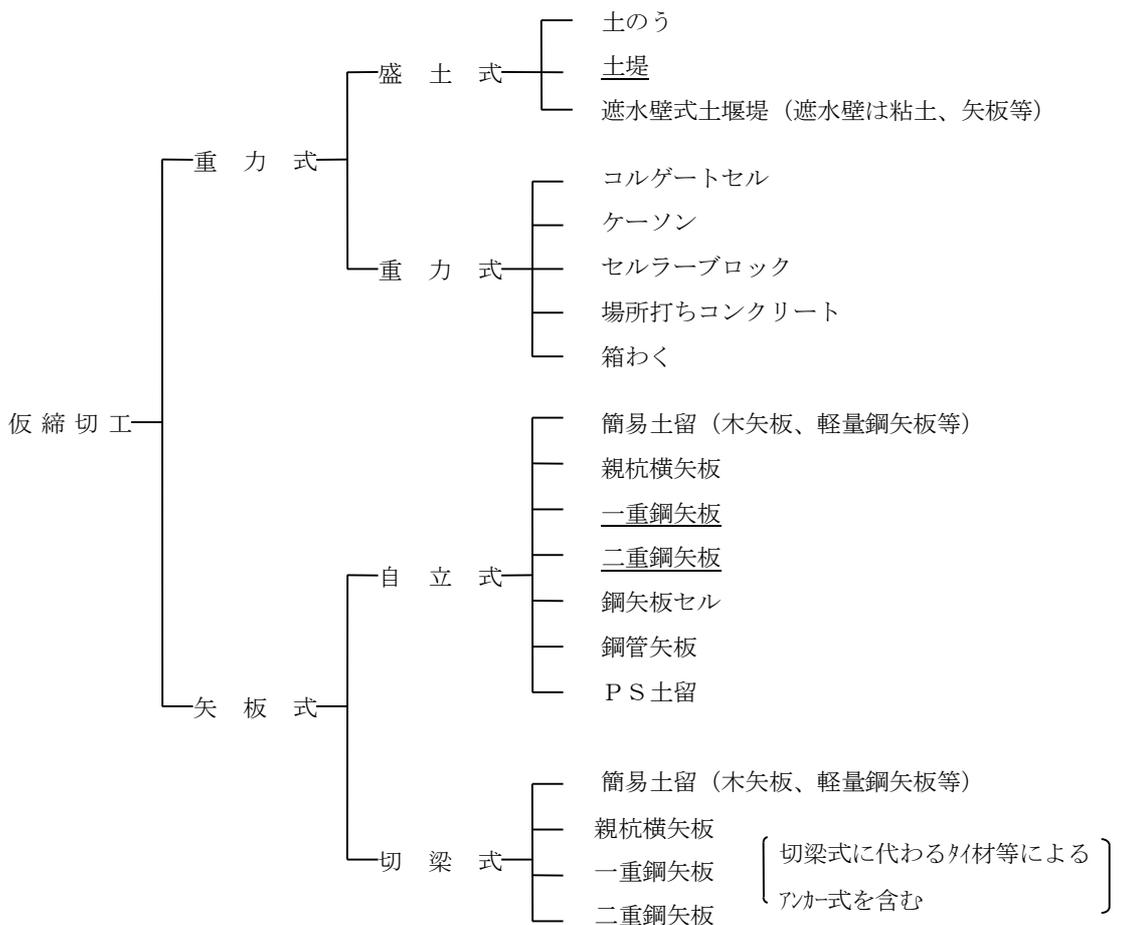
仮締切工は、河川や海などの水中に構造物を構築する際に、当該区域内をドライな状態で施工するために、水を遮断することを目的として設ける仮設構造物である。

土留工は、地表面以下に構造物を構築する場合に行う地盤の掘削に際して、地下水の遮水及び掘削面の崩壊防止を目的として設ける仮設構造物である。

2) 種類と区分

(1) 仮締切工の種類と区分

仮締切工には、数多くの種類があり、施工方法、構造形式、使用材料、支保工等によって分類されるが、構造形式によって分類すると図 1-2-1 のようになる。本要領では、一般に使用されている工法のうち下線を引いた工法（河川堤防に係わる仮締切工法）について収録した。



[仮設ガイドブック (I) 1.1]

図 1-2-1 主な仮締切の種類と区分

- ① 重力式は、岩盤が比較的浅い所にあるときや、仮締切の敷地が十分あり、緩流河川で現場周辺に土砂が十分ある場合に有効である。
- ② 矢板式は、仮締切の敷地が狭く、水深が深いとき、掘削規模が大きいとき、施工箇所の制約条件等河川管理者から条件を付されたとき等に適用される。
- ③ 仮設材料の選定に際しては、市場性およびリース材の保有長さを確認すること（土留工も同様）。

(2) 土留工の種類と区分

土留工には、数多くの種類があり構造形式（土留支保工との関連）により、自立式、切梁式、アンカー式に大別され、さらに使用材料の種類により図 1-2-2 のように分類される。本要領では一般に使用されている工法のうち下線を引いた工法について収録した。

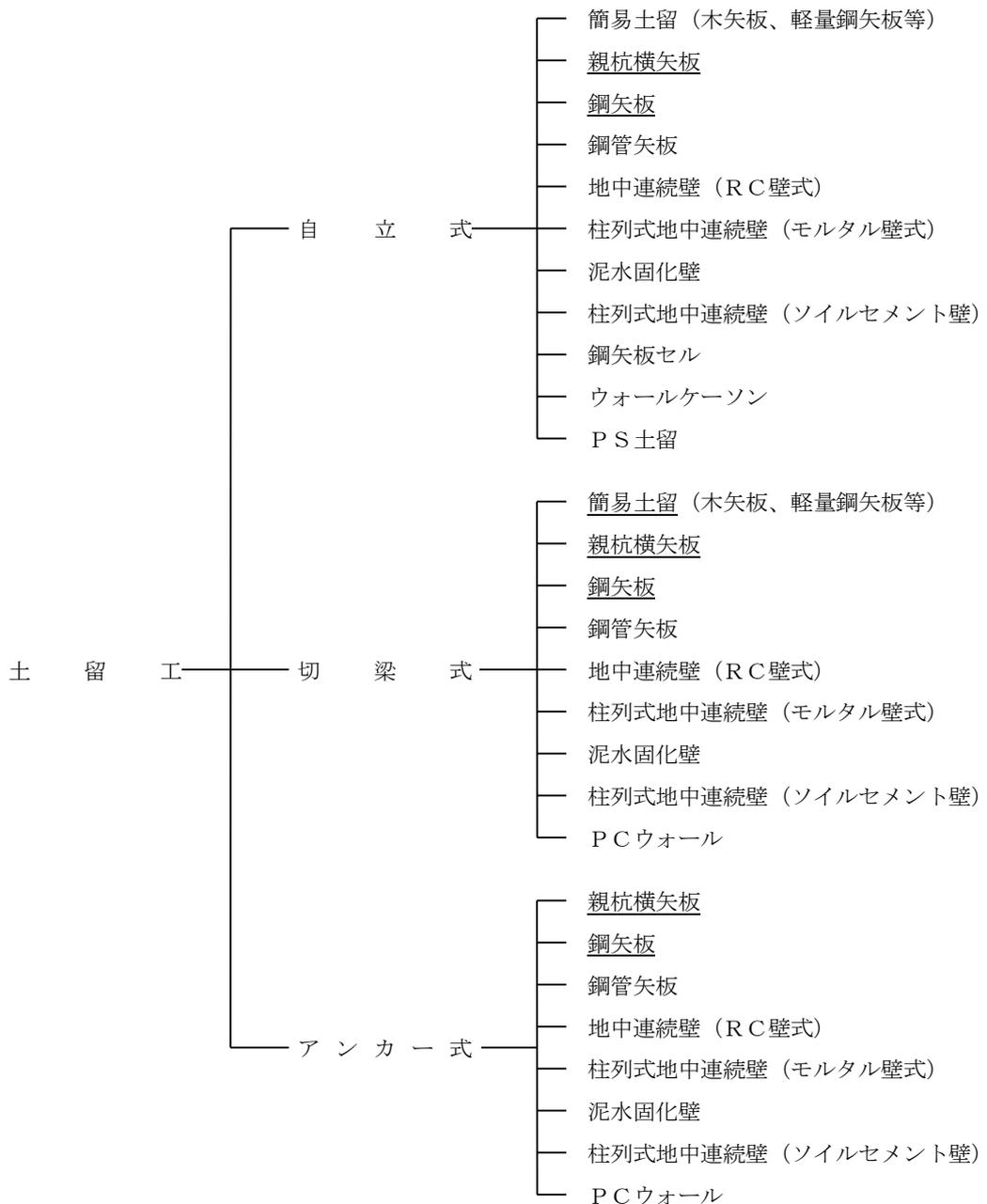


図 1-2-2 主な土留工の種類と区分

〔仮設ガイドブック (I) 1.1〕

- ① 自立式は、土圧・水圧が小さいとき及び土留・仮締切壁の変位が問題とならないときに適用される。
- ② 切梁式は、掘削周囲の土圧・水圧が大きく自立式土留で対応できない場合で、しかも掘削面積が広くなく、切梁が水平に保てるときに適用される（中間杭で鉛直たわみを防止すればこの限りではない）。
- ③ アンカー式は、掘削幅が広く、切梁延長が長く、中間杭も多数となり、切梁式では不経済で、かつアンカー定着のための良好な地層が浅い位置にある場合に適用される。

1-2-2 設計一般

1) 設計手法 [仮設工指針 2-1]

土留めは支保工の有無により安全機構が異なり、また掘削深さにより必要とされる設計の精度等が異なることから、支保工形式と掘削深さにより土留めの設計を分類し、表 1-2-1 に示すようにそれぞれに適した設計手法を用いることとした。

表 1-2-1 土留めの設計手法の分類

支保工形式	掘削深さ	土留めの応力・変形の計算法
切ばり式 アンカー式	$H \leq 3.0\text{m}$	小規模土留め設計法（慣用法）
	$3.0\text{m} < H \leq 10.0\text{m}$	慣用法 注1)
	$10.0\text{m}$ 注2) $< H$	弾塑性法 注4)
自立式	$H \leq 3.0\text{m}$ 注3)	弾性床上のはり理論

注1) 慣用法では土留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

- 2) N値2以下もしくは粘着力が  $20 \text{ kN/m}^2$  程度以下の軟弱地盤においては掘削深さが  $H > 8.0\text{m}$  に対して適用する。
- 3) 良質地盤においては概ね掘削深さが 4m 以浅に適用する。
- 4) 弾塑性法とは土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承とした土留めの設計の一手法であり、「道路土工、仮設構造物工指針 2-9-5」によるものとする。

[仮設工指針 2-1]

2) 荷重

(1) 荷重の種類と組合せ [仮設工指針 2-2]

土留めの設計に当っては、死荷重、活荷重、衝撃、土圧及び水圧、温度変化の影響、その他の荷重を考慮しなければならない。

一般的な荷重の組合せを表 1-2-2 に示す。

表 1-2-2 荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝撃	土圧	水圧	温度変化の影響	その他
土留め	土留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○				
		断面	○	○	○	○	○		
	腹起し	断面				○	○	○注)	
	切ばり	断面				○	○	○	
火打ち	断面				○	○	○		

注) 腹起しの計算に軸力を考慮する場合

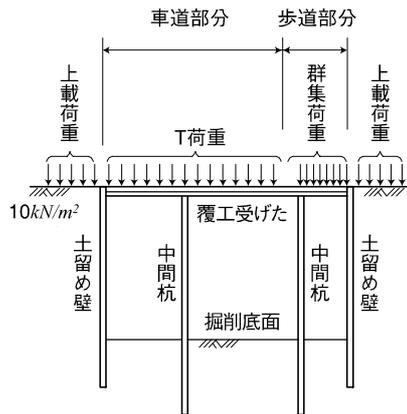
[仮設工指針 2-2]

(2) 死荷重

死荷重は、使用する材料の実重量を明らかにして、原則としてその値を用いる。個々の重量が不明の場合は、第1編第4章設計一般の表4-1-1に示す値を用いてよい。

(3) 活荷重 [仮設工指針2-3]

仮設構造物に作用する活荷重としては、自動車荷重、群集荷重および建設用重機等の荷重を考慮する。また、このほか道路上の工事では換算自動車荷重として仮設構造物の範囲外に上載荷重を考慮する必要がある。活荷重の一般的な載荷状況を図1-2-3に示す。



[仮設工指針2-3]

図1-2-3 活荷重の載荷状態

① 自動車荷重

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説I共通編」に規定されている図1-2-4に示すT荷重を用いる。A、B活荷重の適用は道路示方書に準拠することを基本に存置期間中の大型車の交通状況等を考え、A、B活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。

B活荷重を適用する道路においては、T荷重によって算出した断面力等に部材の支間長に応じて連行荷重の影響を考慮するために、表1-2-3に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は1.5を越えないものとする。

一方、A活荷重を適用する場合には、総重量245kNの大型車の通行頻度が比較的低い状態を想定していることから、連行荷重を考慮するための表1-2-3の係数は適用しない。なお、支間が15m程度を越える大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーター橋等、他の構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

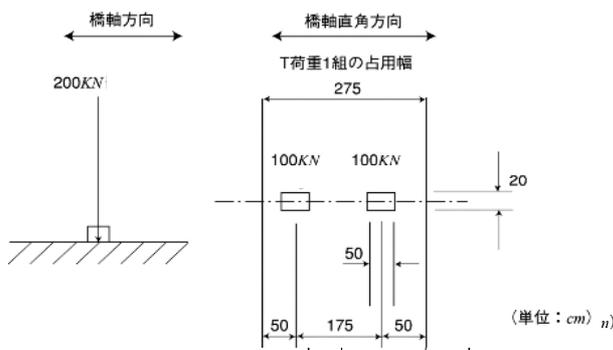


図1-2-4 T荷重 [道示(共通)2.2]

表1-2-3 床組等の設計に用いる係数

部材の支間長L (m)	L ≤ 4	L > 4
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

[道示(共通)2.2]

## ② 群集荷重

群集荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に準拠し、 $5.0 \text{ kN/m}^2$  等分布荷重として歩道部に載荷するものとする。

## ③ 建設用重機の荷重

本章仮設工 1-5 仮栈橋 3)(6)② c によるものとする。

## (4) 地表面での上載荷重 [仮設工指針 2-3]

土留めの設計においては、仮設構造物の範囲外に原則として  $10 \text{ kN/m}^2$  の上載荷重を考慮する。ただし、自動車、建設用重機および建築物等が特に土留めに近接し、かつ明らかに  $10 \text{ kN/m}^2$  では危険側と考えられるときは、別途適切な値を考慮しなければならない。

## (4) 衝撃荷重 [仮設工指針 2-3]

活荷重には衝撃を考慮しなければならないが、その衝撃係数  $i$  はスパン長に関係なく 0.3 とする。

「道路橋示方書・同解説」では衝撃係数の値は  $i=20/(50+l)$  と規定しており、スパン  $l=4\sim 15\text{m}$  とすると  $i=0.31\sim 0.37$  となる。 $i=0.3$  とする場合と、 $i=0.31\sim 0.37$  とする場合では、モーメントにして約 2~5% であり影響を与えず、スパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数  $i=0.3$  とした。ただし、覆工板の衝撃係数は  $i=0.4$  とする。

## (5) 慣用法に用いる土圧および水圧 [仮設工指針 2-3]

## ① 根入れ長の計算に用いる土圧

土留め壁の根入れ長の計算に用いる土圧は、下式に示すランキン・レザールの土圧を用いるものとする。

$$P_A = K_A(\Sigma \gamma \cdot h + q) - 2c\sqrt{K_A}$$

$$P_p = K_p(\Sigma \gamma \cdot h') + 2c\sqrt{K_p}$$

ここに、 $P_A$  : 主働土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$P_p$  : 受働土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_A$  : 着目点における地盤の主働土圧係数

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$K_p$  : 着目点における地盤の受働土圧係数

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$\phi$  : 着目点における土のせん断抵抗角 (度)

$\Sigma \gamma \cdot h$  : 着目点における主働側の有効土かぶり圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\Sigma \gamma \cdot h'$  : 着目点における受働側の有効土かぶり圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  : 各層の土の湿潤単位体積重量で地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。  
( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  : 着目点までの主働側の各層の層厚 (m)

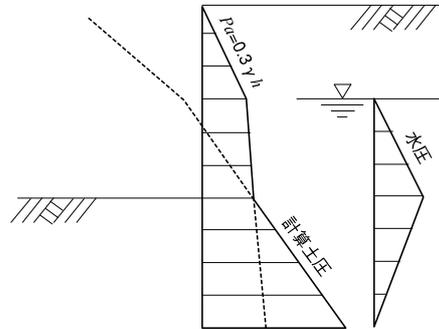
$h'$  : 着目点までの受働側の各層の層厚 (m)

$q$  : 地表面での上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$c$  : 着目点における土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は図 1-2-5 に示すように  $P_a = 0.3 \gamma h$  とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重  $q$  は考慮しない。

ランキン・レザールで算出した粘性土の主働土圧では、粘着力の効果により計算上土留めに主働土圧が作用しない場合がある。しかし、実際の工事における地表面付近では、土留め壁の打ち込み、等の施工に伴う地盤の乱れや降雨等の影響が考えられるため、粘性土地盤における土圧の下限値として、 $P_a = 0.3 \gamma h$  の土圧を規定した。



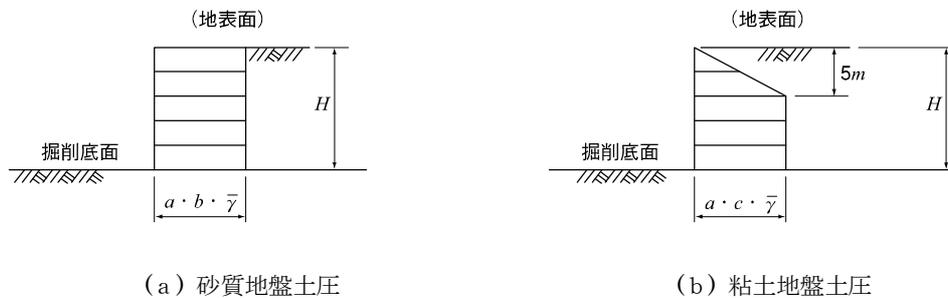
〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-5 粘性土地盤の主働側圧の考え方

② 断面計算に用いる土圧

土留め壁、腹起し、切ばりの断面計算においては、図 1-2-6 に示す断面決定用土圧を用いることとする。砂質地盤の土圧は長方形分布とし、粘性土地盤の土圧は台形分布とする。

断面決定用土圧は、多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提として整理し得られた見掛けの土圧分布であり、基になった土圧実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものである。適用にあたっては次の事項に留意する必要がある。



(a) 砂質地盤土圧

(b) 粘土地盤土圧

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-6 断面決定用土圧

ここに、 $\bar{\gamma}$  : 土の平均単位体積重量 ( $kN/m^3$ )

$a$ 、 $b$ 、 $c$  : 表 1-2-4、表 1-2-5 による

$N$  : 地盤の平均N値

$H$  : 掘削深さ (m)

表 1-2-4 掘削深さHによる係数

$5.0\text{m} \leq H$	$a=1$
$5.0\text{m} > H \geq 3.0\text{m}$	$a \geq \frac{1}{4} (H-1)$

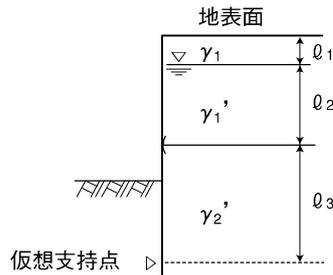
〔仮設工指針 2-3〕

表 1-2-5 地質による係数

b	c	
砂質土	粘性土	
2	$N > 5$	4
	$N \leq 5$	6

〔仮設工指針 2-3〕

- 土が過度にかく乱された状態にあつては、土圧は極めて大きくなるので、裏込め土、埋立て土の場合や、施工中にかく乱されると思われる場合は別途検討する。
- 地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの50%以上の場合は粘性土、50%未満の場合は砂質土の様な地盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土をN値で分類し、 $N \leq 5$ の層厚の合計が50%以上の場合は軟らかい粘性土、50%未満を硬い粘性土として取り扱う。
- 土の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図1-2-7のように示して求める。
- 土留め背面には、地表面での上載荷重として $q=10\text{kN/m}^2$ を考慮するが、c.で求めた平均単位重量 $\bar{\gamma}$ から $q/\bar{\gamma}$ (m)の厚さの土層が地表面より上方に存在するものとして図1-2-8のように換算土厚として考慮する。
- この土圧算定の適用範囲は、掘削深さ $H=10.0\text{m}$ までとする。



平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 l_1 + \gamma_1' l_2 + \gamma_2' l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-7 土の平均単位体積重量の求め方



(a) 砂質土地盤土圧

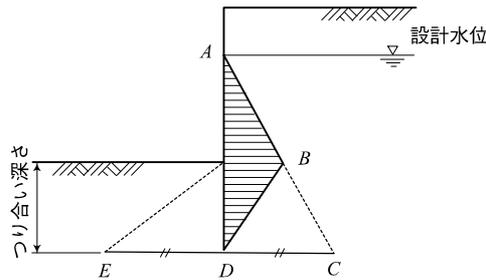
(b) 粘性土地盤土圧

〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-8 地表面での上載荷重がある場合の土圧

③ 水圧 〔仮設工指針 2-3〕

土留めに作用する水圧は静水圧とし、水圧分布は図1-2-9の△ABDで表される三角分布とする。設計水位は一般に水中では設置期間に想定される最高水位とし、陸上では地下水位をとる。



〔仮設工指針 2-3〕

図 1-2-9 水圧分布

(6) 温度変化の影響 〔仮設工指針 2-3〕

設計には温度変化による反力の増加を 150kN 程度考慮するのがよい。なお、夏冬の年間の温度差による軸力増加は地盤のクリープによって吸収されると考えられるため、一般に設計に考慮しなくてもよい。

3) 土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は、施工箇所から採集した土質試験の結果によるが、十分な資料がない場合は、下記の値を参考にしてよい。

(1) 土の単位体積重量

土の単位体積重量は第1編第4章設計一般 4-5 土質定数 1)に示す値を用いてよい。

① 「密なもの」とは以下を示す。

砂質土 N値 $\geq$ 10                      粘性土    N値 $\geq$ 4

② 設計対象土層が明らかに沖積粘土もしくはシルト層と判定できる場合には、その単位体積重量を  $16kN/m^3$  とする。

③ ボイリングの検討において、地盤の有効重量を計算する場合の土の水中単位体積重量は、水の単位体積重量を  $\gamma_w = 10.0kN/m^3$ 、ただし海水を考慮する場合は  $\gamma_w = 10.3kN/m^3$  として湿潤単位体積重量から差引いた値とする。 〔仮設工指針 2-2〕

④ 腐植土等の特殊土は別途検討する。

(2) 裏込め土の内部摩擦角

第1編第4章 設計一般 4-5 土質定数 2) (3)を参照する。

(3) 砂質土及び粘性土の粘着力 〔仮設工指針 2-2〕

① 粘性土の場合は、第1編第4章設計一般 4-5 土質定数 2)によるものとする。十分な資料のない場合には、表 1-2-6 に示した値を用いてよい。

沖積層の粘性土地盤では、深さ方向に粘着力の増加が見られるため、設計定数の設定にあたっては、十分に地盤状況を把握する必要がある。

表 1-2-6 粘性土の粘着力とN値の関係 (kN/m<sup>2</sup>)

かたさ	非常に やわらかい	やわらかい	中位	かたい	非常に かたい	固結した
N値	2以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30以上
粘着力 c	12以下	12~25	25~50	50~100	100~200	200以上

〔仮設工指針 2-2〕

② 砂質土の粘着力は、設計上一般的に無視する場合が多い。

(4) 水平方向地盤反力係数 [仮設工指針 2-9]

水平方向地盤反力係数を次式のように設定する。

$$k_H = \eta k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \left\{ k_H = \eta k_{H0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \right\}$$

ここに、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 ( $kN/m^3$ )

$\eta$  : 壁体形式に関わる係数

連続した壁体の場合  $\eta=1$

親杭横矢板壁の場合  $\eta = B_0 / B_f$  ただし、 $\eta \leq 4$

$B_0$  : 親杭中心間隔 (m)

$B_f$  : 親杭フランジ幅 (m)

$k_{H0}$  : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 ( $kN/m^3$ )

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left\{ k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \right\}$$

$B_H$  : 荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅 (m)

- ・ 親杭横矢板壁、連続壁、鋼矢板二重式仮締切は、 $B_H = 10m$  とする。
- ・ 杭基礎の場合は、第2編第11章 11-5 に用いる定数を参照する。
- ・  $B_H$  を算定する際の  $k_H$  は、常時の値としてよい。

$E_0$  : 表 1-2-7 に示す方法で測定また推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 ( $kN/m^2$ )

固結シルトの変形係数は、原則として試験値を用いるが、試験結果が得られない場合は  $\alpha E_0 = 210C$  ( $kN/m^2$ ) で推定してよい。

ただし、 $C$  は土の粘着力 ( $kN/m^2$ ) である。

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数で表 1-2-7 に示す。

表 1-2-7 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	$\alpha$	
	常時	地震時
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0 = 2,800N$ {28N} で推定した変形係数	1	2

[仮設工指針 2-9]

4) 仮設鋼材の継手効率

表 1-2-8 断面係数・断面二次モーメント

	断面係数	応力・変形計算時の断面二次モーメント
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面を有効とした断面係数	H形鋼の全断面有効
鋼矢板壁	全断面有効の60%の断面係数	全断面有効の45%
	ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については全断面有効の80%まで上げることが出来る。	
鋼管矢板壁	継手部分を除いた鋼管部分の断面係数 中詰めコンクリートを用いる場合でも鋼管部分とする。	継手部分を除いた鋼管部分の全断面を有効

[仮設工指針 2-9]

5) 許容応力度

(1) 構造用鋼材

① 構造用鋼材の許容応力度 (板厚 40 mm以下)

表 1-2-9 構造用鋼材の許容応力度 (kN・m<sup>2</sup>)

種類	SS400		SM490	
軸方向引張 (純断面)	210		280	
軸方向圧縮 (総断面) <i>l</i> : 部材の座屈長さ(cm) <i>r</i> : 断面二次半径(cm)	$\frac{l}{r} \leq 18$	210	$\frac{l}{r} \leq 16$ {	280
	$18 < \frac{l}{r} \leq 92$	$[140 \cdot 0.82(l/r - 18)] \times 1.5$	$16 < \frac{l}{r} \leq 79$	$[185 \cdot 1.2(l/r - 16)] \times 1.5$
	$92 < \frac{l}{r}$	$\left[ \frac{1,200,000}{6,700 + (l/r)^2} \right] \times 1.5$	$79 < \frac{l}{r}$	$\left[ \frac{1,200,000}{5,000 + (l/r)^2} \right] \times 1.5$
曲げ引張縁 (総断面)	210		280	
曲げ圧縮縁 (総断面) <i>l</i> : フランジ固定点間距離(cm) <i>b</i> : フランジ幅(cm)	$l/b \leq 4.5$	210	$l/b \leq 4.0$	280
	$4.5 < l/b \leq 30$	$[140 \cdot 2.4(l/b - 4.5)] \times 1.5$	$4.0 < l/b \leq 30$	$[185 \cdot 3.8(l/b - 4.0)] \times 1.5$
せん断 (総断面)	120		160	
支圧	315		420	
工場溶接部は母体と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮して 80%とする。				

注) 純断面 : 欠陥部を考慮 総断面 : 欠陥部は考慮しない

[仮設工指針 2-6]

② 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材 [仮設工指針 2-6]

軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。

H形鋼 (SS400) の場合「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の規定に準じ、以下の各式により安定の照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、 $\sigma_c$  : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$  : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{caz}$  : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) で表 1-2-9 を用いる。

ただし、 $b' \leq 13.1t'$ とする。

$\sigma_{bagy}$  : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) で表 1-2-9 を用いる。

ただし、 $2A_c \geq A_w$  とする。

( $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積( $\text{cm}^2$ )、 $A_w$  : 腹板の総断面積( $\text{cm}^2$ ) 図 1-2-10 参照)

$\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、 $210\text{N/mm}^2$  とする。

$\sigma_{cal}$  : 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、 $210\text{N/mm}^2$  とする。

ただし、 $b' \leq 13.1t'$  とする。

$\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$  : それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

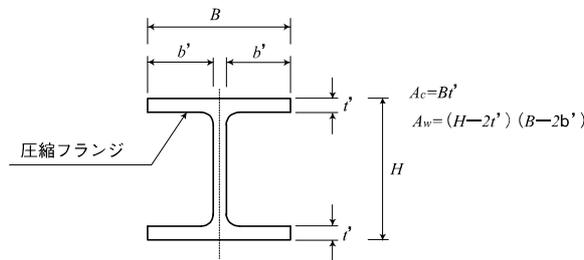
$$\sigma_{eay} = 1,200,000 / \left( \frac{\ell'}{r_y} \right)^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1,200,000 / \left( \frac{\ell'}{r_z} \right)^2$$

$\ell'$  : 材料両端の支点条件により定まる有効座屈長 (mm)

$r_y, r_z$  : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

$b', t'$  : 図 1-2-10 に示す寸法



〔仮設工指針 2-6〕

図 1-2-10  $b', t'$  のとり方

③ 溶接部の許容応力度

表 1-2-10 溶接部の許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

		SM400、SMA400W	SM490
工場溶接	全断面溶込グループ溶接	圧縮応力度	205
		引張応力度	205
		せん断応力度	120
	すみ内溶接 部分溶込グループ溶接	せん断応力度	120
現場溶接		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部はその80%とする。	

(2) 鋼矢板

表 1-2-11 鋼矢板の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

			SY295	SY390	軽量鋼矢板	
母材部	曲げ引張		270	355	210	
	曲げ圧縮		270	355	210	
溶接部	場 合 で の 溶 接 の 条 件 良 好 な 施 工 の 場 合	突合せ溶接	引張	215	285	165
			圧縮	215	285	165
		溶接すみ肉	せん断	125	165	100
	接 の 場 合 現 場 建 込 み 溶	突合せ溶接	引張	135	180	110
			圧縮	135	180	110
		溶接すみ肉	せん断	80	100	60

〔仮設工指針 2-6〕

(3) 鋼管矢板

表 1-2-12 鋼管矢板の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

		SKY400	SKY490
母材部	引張	210	280
	圧縮	210	280
	せん断	120	160
溶接部		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮してその80%とする。	

〔仮設工指針 2-6〕

(4) テンドン [グラウンドアンカー基準 4.4]

テンドンを構成する引張り材は JIS G 3536 に適合する PC 鋼線、PC 鋼より線、異形 PC 鋼線あるいは、JIS G 3109 に適合する PC 鋼棒、異形 PC 鋼棒のいずれかを用いることを原則とする。

(5) 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して表 1-2-13 の値とする。

表 1-2-13 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345
許容引張応力度	210	270	300
許容圧縮応力度			

〔仮設工指針 2-6〕

(6) ボルト

普通ボルト及び高力ボルトの許容応力度は、表 1-2-14 の値とする。

ボルトの許容応力度は、「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の仕上げボルト(SS400 相当)及び高力ボルト(B10T)の許容応力度に準拠し、その値の 50%割増とした。高力ボルトは、普通ボルトと同様に支圧接合として設計してよいこととした。

表 1-2-14 ボルトの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

ボルトの種類	応力度の種類	許容応力度	備 考
普通ボルト	せん断 支 圧	135 315	SS400 相当
高力ボルト (F10T)	せん断 支 圧	285 355	母材が SS400 の場合

[仮設工指針 2-6]

(7) 木 材

土留め板に用いる木材の許容応力度は仮設構造物であることを考慮して表 1-2-15 とする。なお、長期にわたり使用する場合には、長期許容応力度の値を用いるものとする。

表 1-2-15 木材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

木 材 の 種 類		許 容 応 力 度		
		圧縮	引張、曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、べいまつ、べいひ	12.0	13.5	1.05
	すぎ、もみ、えぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつが	9.0	10.5	0.75
広葉樹	かし	13.5	19.5	2.1
	くり、なら、ぶな、けやき	10.5	15.0	1.5
	ラワン	10.5	13.5	0.9

[仮設工指針 2-6]

## 1-2-3 仮締切工（河川堤防に関わる仮締切）

## 1) 仮締切堤設置基準（案）・解説〔例規集 4編 2.3(仮締切堤設置基準（案）の一部改訂について（通知）〕

## (1) 目的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。ただし、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

※ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は、堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

## (2) 適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

**本基準は、低水護岸工事、橋脚工事等のための仮締切には適用しない。**

## (3) 仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

## ① 河川堤防を全面開削する場合

## ② 河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

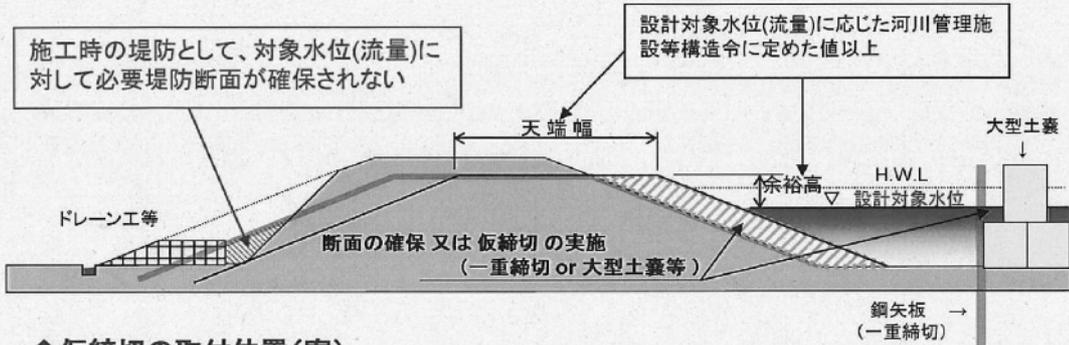
- a. 「被害の発生する危険が全く無い場合」とは、背後地の地盤高が計画高水位以上ある場合をいう。
- b. 「部分開削」とは、堤体（堤内地盤高と高水敷高を結んだ線以上ただし、高水敷の形状がない場合は堤内地盤高と河床高を結んだ線以上）に掘削線が入る場合をいう。
- c. 「堤防の機能が相当に低下する場合」とは設計対象水位に対して、堤防定規断面が確保できない場合（現堤が設計対象水位に対して必要な堤防定規断面に満たない場合は現堤まで）とし、必要な仮締切・断面確保等を原則とする。ただし、各河川の状況によりこれによりがたい場合は別途考慮する。  
なお、非出水期の仮締切・断面確保等の実施の判断は次頁の図 1-12-11 を参考とする。

別添

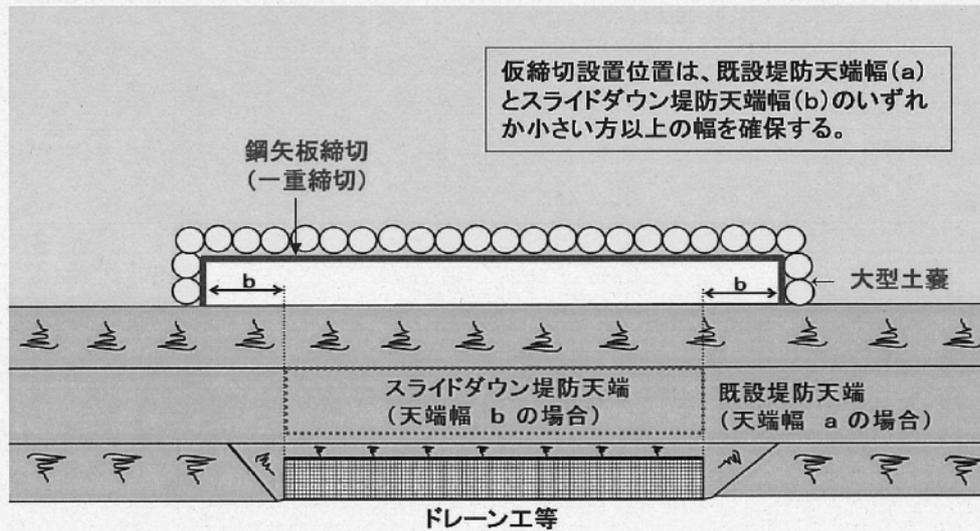
## 非出水期の場合の仮締切・断面確保等の判断

### 仮締切・断面確保等を必要とする場合

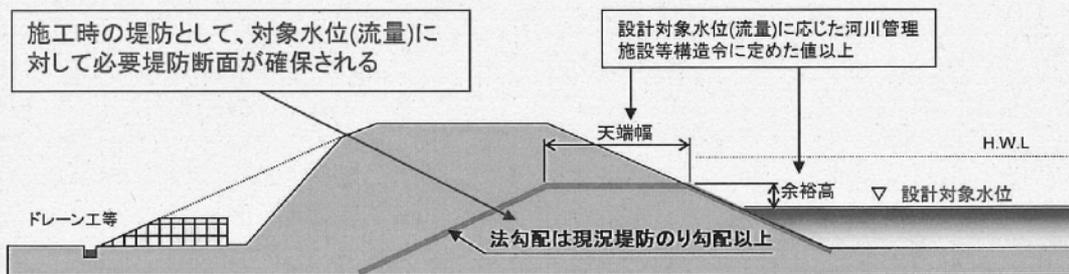
#### ◆設計対象水位が高い場合の一例：腹付盛土 or 仮締切



#### ◆仮締切の取付位置(案)



### 仮締切・断面確保等を必要としない場合



[例規集]

図 1-2-11 非出水期の断面確保の判断

## (4) 仮締切の構造

## ① 構造形式

## a. 堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。ただし、河状等から判断して流下能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることができる。

※ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうなどを設置する対策をいう。

## b. 堤防開削を行わない場合

流水の通常作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

なお、堤防開削を行わない場合とは、河川堤防を部分開削するもののうち、基準(3)②以外の場合をいう（堤防護岸による掘削を含む）。ただし、高水護岸による掘削・腹付けに伴う段切り・土羽張替のための表土除去及びこれに類する掘削は除外する。

## ② 設計対象水位

## a. 堤防開削を伴う場合

イ. 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。

ロ. 非出水期においては非出水期間の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。ただし、当該河川の特性或近年の出水傾向等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

ハ. 出水期、非出水期にかかわらず、既設堤防高がイ、ロより求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

b. 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が5ヶ年間で異常出水<sup>\*</sup>と判断される場合は、過去10ヶ年の2位の水位を採用することができるものとする。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

**※異常出水：出水期には異常出水はない、非出水期の異常出水は年最高水位の場合とする。**

③ 高さ

a. 堤防開削を伴う場合

i. 出水期においては既設堤防高以上とする。

ii. 非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

表 1-2-16 河川管理施設等構造令第20条に定める値

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量 (1秒間につき立方メートル)	200未満	200以上 500未満	500以上 2,000未満	2,000以上 5,000未満	5000以上 10,000未満	10,000以上
計画高水位に加える値 (単位メートル)	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

[構造令 第20条]

b. 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず(4)②bで定めた設計対象水位とする。ただし、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとするすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で<sup>\*</sup>別途定めることができる。

**※高さが高水敷を越える場合は、高水敷までとする。**

④ 天端幅

a. 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設等構造令第21条に定める値以上とする。ただし、鋼矢板二重式工法による場合は大河川に於いては5m程度、その他の河川に於いては3m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

表 1-2-17 河川管理施設等構造令第21条に定める値

項	計画高水流量 (単位:1秒間につき立方メートル)	天端幅 (単位:メートル)
1	500未満	3
2	500以上 2,000未満	4
3	2,000以上 5,000未満	5
4	5,000以上 10,000未満	6
5	10,000以上	7

[構造令 第21条]

b. 堤防開削を伴わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

【図 解】

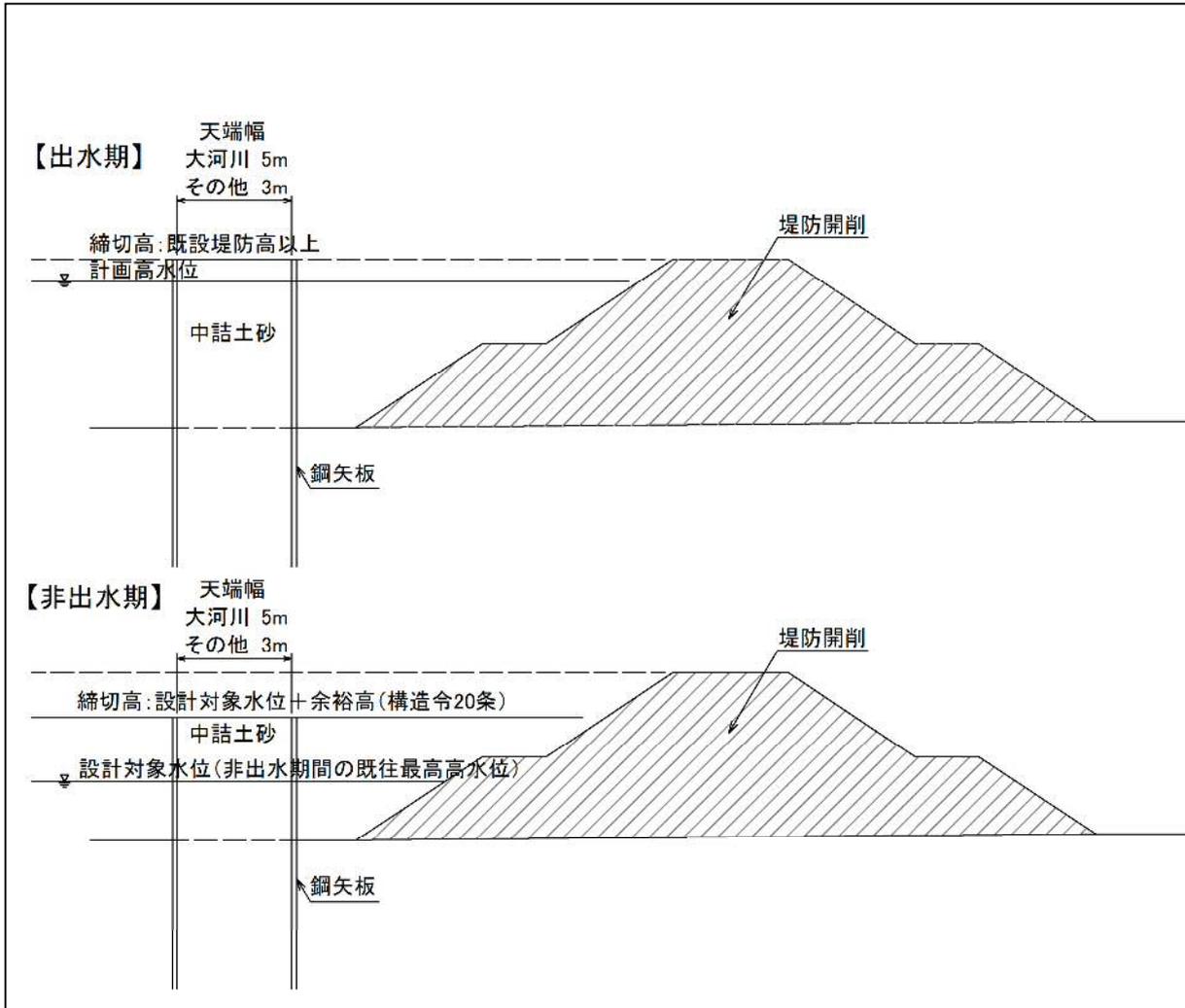


図 1-2-12 堤防開削時の仮締切の考え方

⑤ 平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

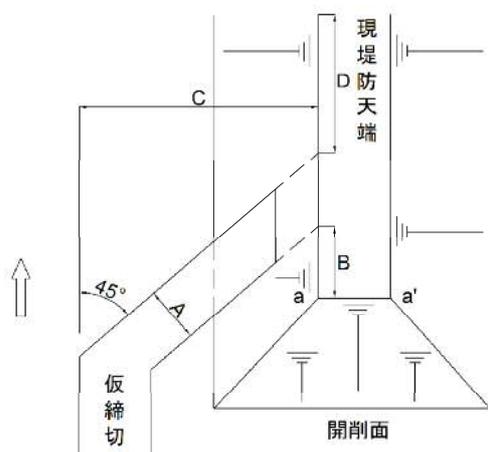
平面形状における、取付角度は上流側 30 度以下、下流側 45 度以下を標準とするが、現場状況（現況天端法線、天端交通、河川特性）を考慮し決めること。また、川裏に設置する場合は、現場状況（現況天端法線、天端交通、河川特性）を考慮し決めることを原則とする。

⑥ 取付位置

a. 河川堤防にかかわる仮締切

堤防開削天端（ $a-a'$ ）より仮締切内側までの長さ（B）は、既設堤防天端幅または、仮締切堤の天端幅（A）のいずれか大きい方以上とする。

\* 仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に原則、嵌入させない。やむを得ず嵌入させた場合は後述する(7)堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。



- A：仮締切堤の天端幅
- B：既設堤防天端幅と仮締切幅のいずれか大きいほう以上
- C：堤防天端外側より仮締切堤外側までの長さ
- D：補強範囲

図 1-2-13 既設堤防の補強範囲

(5) 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

① 堤防開削を伴う場合

a. 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

b. 非出水期

仮締切設置後の断面で(4)② a ㍶で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

② 堤防開削を伴わない場合

a. 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

## b. 非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

- イ. 流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。
- ロ. 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。
- ハ. 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

## ③ 同時期に兩岸・近接で堤防開削工事が発生する場合

出水期にかかる堤防開削工事については、片岸ずつの工事を原則とする。また、非出水期に兩岸開削を実施する場合は流下能力の確認や水理計算等を実施し十分安全であることを確認すること。

## (6) 既設堤防の補強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部において、上下流概ね $D=2A$ の長さの法面については、設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。

また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

なお、高潮区間等で仮締切下流側の補強が必要な場合は、仮締切上流の取付補強と同様とすることができる。

## (7) 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土 1m程度を良質土により置き換え、十分に締め固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

堤体に矢板を嵌入させた場合の復旧方法は、次の手順を原則とする。ただし、堤防の土質等によりこれにより難いと判断される場合は、この限りではない。

- a. 仮締切の範囲について 1m表土除去を行う。
- b. 矢板嵌入部にベントナイトモルタルによる注入を行う。  
工法等は、「土木工事標準積算基準書ボーリンググラウト工」等による。
- c. 段切り後、良質土により盛土し、十分締め固める。
- d. 法面保護工（水衝部はブロック張等、それ以外は張芝）を行う。

復旧工事（矢板引き抜き）は、堤防の部分開削となるので非出水期施工を原則とする。

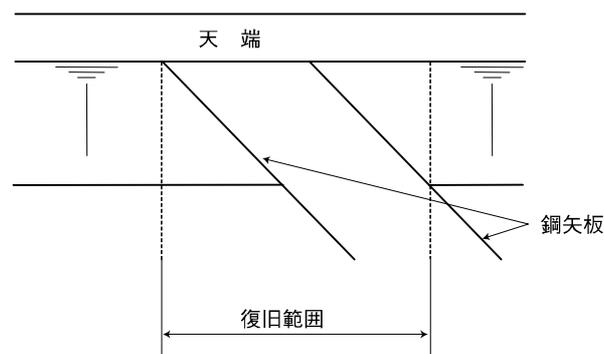


図 1-2-14 堤体の復旧範囲

(8) その他

この基準は、一般的基準を示したものであり、異常出水や背後地の著しい変化等により、これによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。

2) 仮締切の構造

(1) 堤防開削を伴う場合

① 仮締切工法

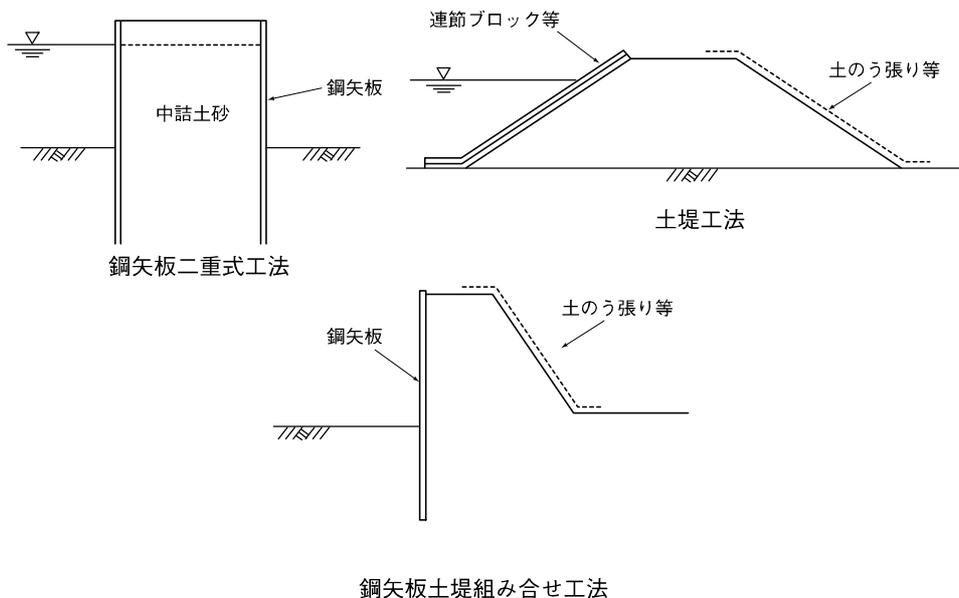


図 1-2-15 仮締切工法 (例)

② 土堤による仮締切

a. 転圧

本堤にかかわる仮締切を土砂にて築造する場合、(鋼矢板二重締切の本堤取付部を土砂で築造する場合も含む)の盛土土砂の転圧は本堤と同じとする。

b. 補強

本堤開削に伴う開削面及び仮締切の補強工法は表 1-2-18 を標準とする。

なお、高潮堤防に対する土堤による仮締切については、天端も被覆すること。

表 1-2-18 土堤仮締切の補強工法

設置位置	補強工法	適用
川表工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 連節ブロック張り</li> <li>・ 大型連節ブロック張り</li> <li>・ 蛇籠張り</li> <li>・ 布製型枠コンクリート張り</li> <li>・ コンクリート張り (厚さ 10cm)</li> </ul>	<p>連節ブロック張り、蛇籠張りを標準とするが、現場状況、河川の特性を考慮し、他工法で補強してもよい。</p> <p>なお連節ブロック張り、蛇籠張りには必ず吸出防止材を布設すること。</p>
川裏工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 土のう張り</li> <li>・ ブロックマット張り</li> <li>・ シート張り (吸出防止材等)</li> </ul>	<p>土のう張り、ブロックマット張りを標準とするが非出水期の施工については、地域性、河川の特性を考慮し、シート張り (吸出防止材等) で補強してもよい。</p>

③ 対策工

水面勾配が急な河川では瀬替工及び仮締切下流端に仮排水路を検討すること。

<施工例>

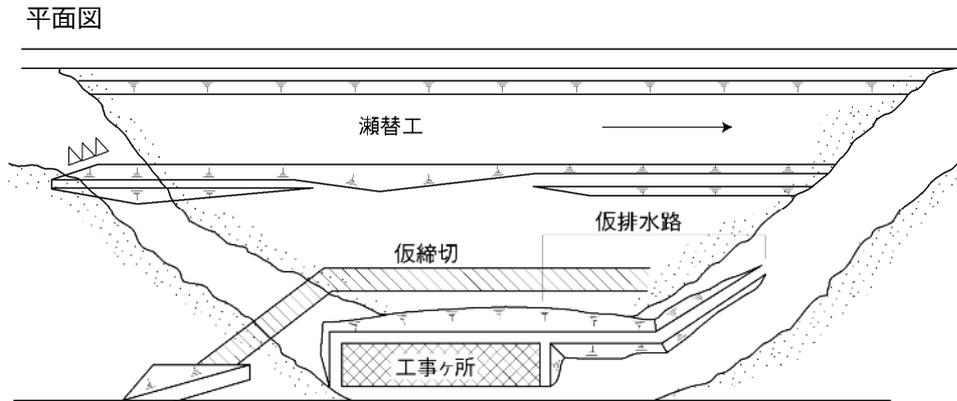


図 1-2-16 対策工例（仮排水路）

(2) 堤防開削を伴わない場合

土堤締切を標準とするが、現場状況及び経済性比較により、大型土のう、自立鋼矢板工法及び鋼矢板土堤組合せ工法を選定するものとする。

表 1-2-19 締切工法の選定

選 定 要 因	土 堤 締 切	鋼 矢 板 締 切 (一 重)
1. 河積・流下能力	締切をしても、対象流量を流下可能な河積が確保できる場合。	河積が小さく、土堤では対応できない場合。
2. 水深 (対象水位を含む)	水深が2～3mと浅い場所	水深が深い場所
3. 土質	掘削土を利用して安定する土質である場合、感潮の影響を受けない、もしくは受けても法面の安定が計れる場合。	掘削土の利用が図れない土質、感潮の影響を受ける、もしくは土堤では法面が安定しない場合。
4. 地形(河道)	<ul style="list-style-type: none"> <li>比較的に広い敷地を要する。</li> <li>水衝部以外</li> <li>基礎地盤の起伏が多い場所</li> </ul>	水衝部
5. 水質汚濁	<ul style="list-style-type: none"> <li>山土等で施工しても、漁業に影響(汚濁)与えない場合。</li> <li>越流させないことが原則である。</li> </ul>	山土等での施工では、濁りが発生し漁業に影響を与える場合。
6. その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>最小天端巾は2mとする。</li> <li>川表のり面保護(ピニールト)を設置する</li> </ul>	自立式鋼矢板工法の応力計算についてはChangの方法を標準とする。

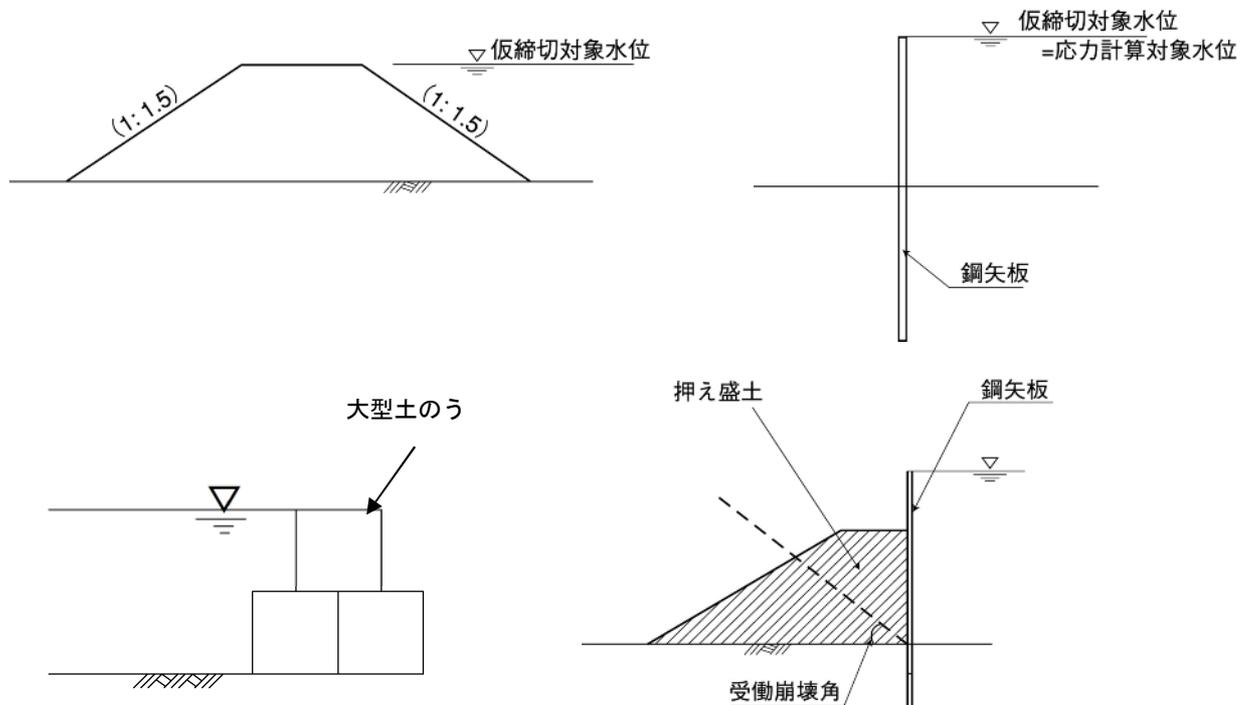


図 1-2-17 仮締切工法 (例)

## (3) 大型土のうによる仮締切

大型土のうによる仮締切については、現場状況や施工条件（施工期間や土のう転用等）に応じてビニールシートの設置や耐候性大型土のうの採用について検討する。なお、耐候性大型土のうの安定計算については、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル（土木研究センター）を参考とする。

## 【コラム】 耐候性大型土のうの特徴

## ○耐候性大型土のうの特徴

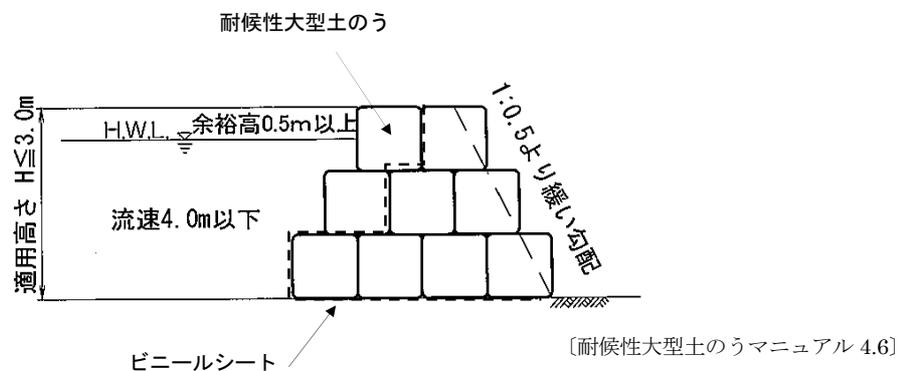
- (1) 容量  $1\text{m}^3$  に対し、耐荷重が  $20\text{kN}$  の土木用の大型土のうであり、従来形の大型土のうに比べて、耐荷重および耐候性に優れている。
- (2) 袋材は、適正な製造管理のもとに工場生産されており、品質および性能が確保されている。
- (3) 袋材は、柔軟な合成繊維材であるため、軽量で取り扱いが容易であり、また、繰り返し吊り上げ・吊り降ろしに対する十分な強度を有している。
- (4) 施工に際しては、専門工や熟練工を必要とせず、機械化施工により、工期の短縮および経済性に優れている。
- (5) 袋体の設置時には、積み重ねが可能であり、所定期間内においては移動・再設置が容易かつ複数回の転用が可能である（1年型と3年型の製品仕様がある）。

〔耐候性大型土のうマニュアル 1.2〕 一部加筆

## ○適用範囲

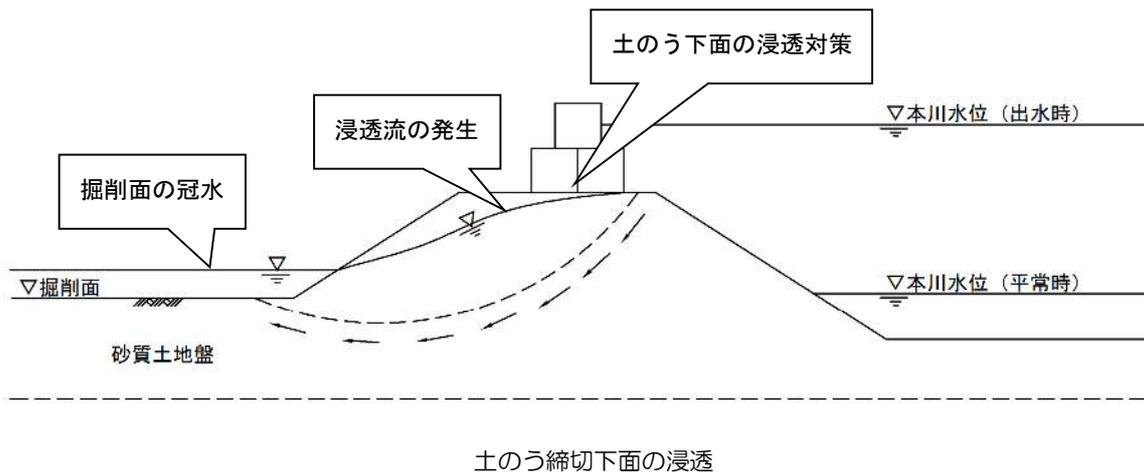
仮締切工として適用する場合には、高さ  $3.0\text{m}$  までの堰堤とする。その際、河川等において掃流力が働く箇所等においては、原則、流速が  $4.0\text{m/s}$  を越える箇所には適用しないものとする。ただし、応急的な災害工事等によりやむを得ず適用する場合には、流速に対する安定性を検討し、必要に応じて適切な対策を講ずるものとする。

〔耐候性大型土のうマニュアル 4.6〕



【コラム】大型土のうによる締切の留意点

○河川工事において土のう締切を採用する場合、砂質地盤等、透水性の高い地盤においては本川水位と掘削面との水位差により浸透流が発生し、掘削面が冠水する場合があるため、適切に地盤の評価を行い、土のう下面の浸透対策を十分配慮する。



【土堤の仮締切における現場の工夫事例】

○土堤の仮締切の事例を以下に示す。現場で発生する掘削土の仮置きと仮締切の補強を兼ねて、河積に影響がないように堤内側に拡幅を行っている。また、水当たり部分では耐候性大型土のうとビニールシートにより対策を行っており、土堤の天端部分では土砂運搬のため、敷き鉄板を敷設している。



土堤締切の補強事例

3) 鋼矢板二重式仮締切設計

出水期における堤防開削する工事において、河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計方法を示すものである。設計に当っては本要領のほか、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル 平成13年5月〔財〕国土技術研究センター」によるものとする。

(1) 仮締切の構造

① 仮締切の位置及び平面形状

仮締切は川表に設置する場合は鋼矢板二重式仮締切とし、その位置及び平面形状は流水の状況、流下能力等にできる限り支障をおよぼさないように考慮して定めるものとする。

(参考図)

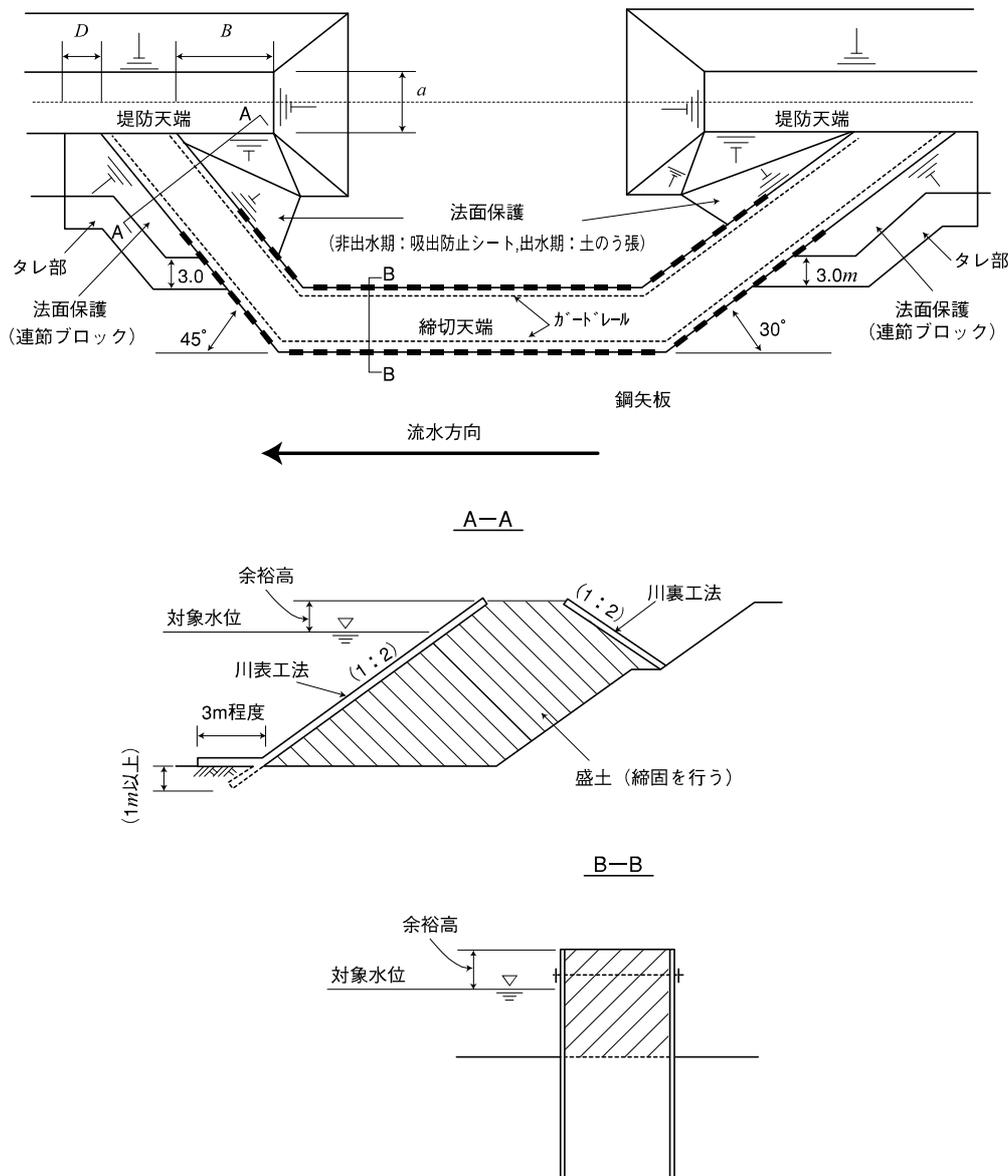
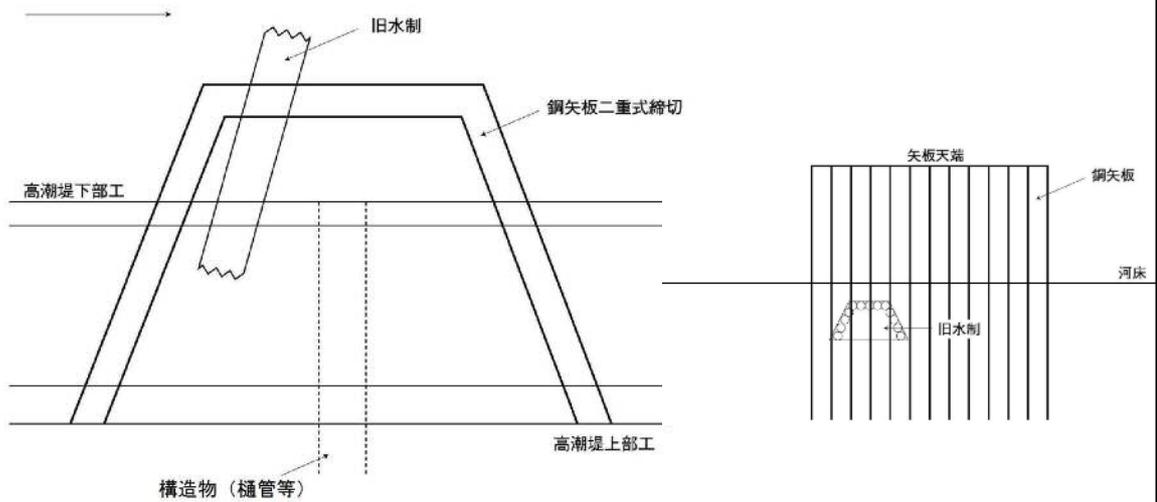
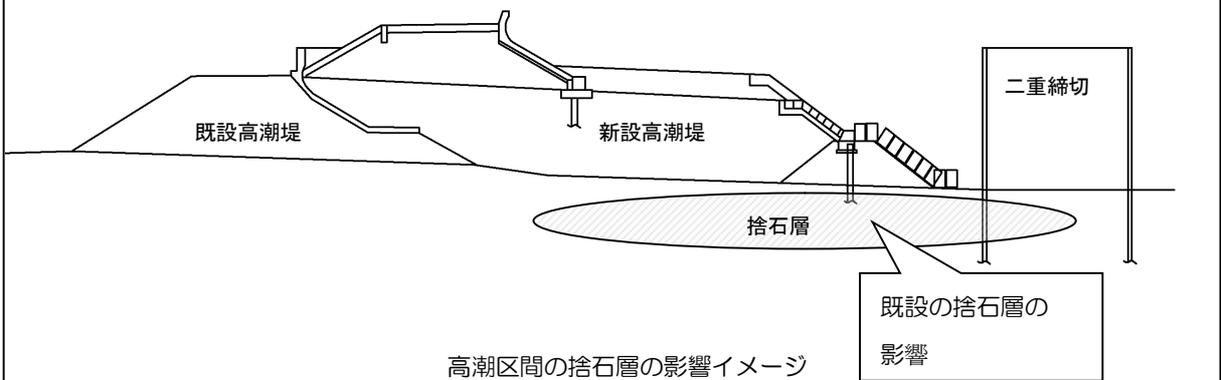


図 1-2-18 仮締切の位置及び平面形状

【コラム】 構造物等の撤去工事における鋼矢板締切の留意点

- 構造物等の撤去工事等において、鋼矢板二重式仮締切の矢板が既設構造物（旧水制、根固めブロック、捨石）に当たり、打ち込みができなくなる場合がある。
- 設計段階においては、過去の堤防改修経緯等の調査、地質調査結果等を踏まえて、設計に反映させ施工方法を検討することが望ましい。



② 仮締切の高さ

仮締切の高さは、既設堤防高以上とする。

③ タイ材の取付位置

仮締切は、原則として一段または二段のタイ材で矢板を連結させるものとする。タイ材を計画高水位以下に設ける場合は、川表側の矢板に対し防水対策を、川裏側の矢板に対しては中詰土の流出防止対策を考慮しなければならない。通常は矢板天端から2m程度の位置までにタイ材（二段タイの場合は上段タイ材）を設置することが多い。

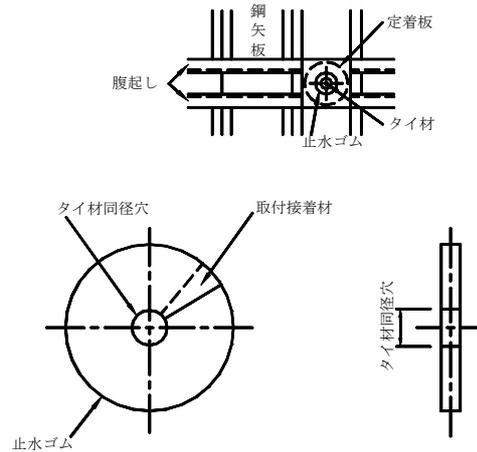


図 1-2-19 川表側の止水対策例

④ 控索材の取付間隔

取付間隔は鋼矢板4枚（矢板の型式により1.6m又は2.0m）を標準とする。鋼矢板6枚（2.4m又は3.0m）まで広げることが可能なものはその間隔としてもよい。

この場合控索材の種類、腹起こし材の大きさ等も含め経済比較により決定する。

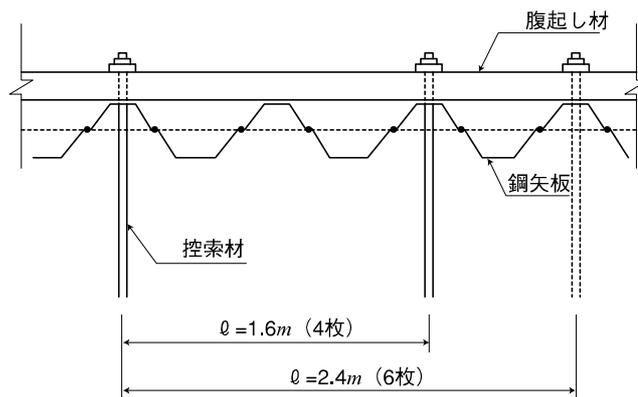


図 1-2-20 控索材の取付間隔

⑤ 既設堤防の補強

既設堤防の補強等については、仮締切堤設置基準(案)に基づき、適切に処理しなければならない。

⑥ 矢板の種別

矢板の種別は、鋼矢板及び鋼管矢板とする。

⑦ 仮締切天端を道路として使用する場合

- a. 仮締切天端を道路として使用する場合の平面形状、天端巾、勾配等については道路構造令により設計することができる。
- b. 工事期間中、仮締切天端を一般交通に利用する場合は必要に応じガードレール及び防護柵を「防護柵設置要綱」に基づき考慮する。
- c. 中詰土は一般交通がある場合、タイ材取付位置より上部（H=1.0m）は転圧有、一般交通がない場合は転圧無とする。（図 1-2-21 参照）

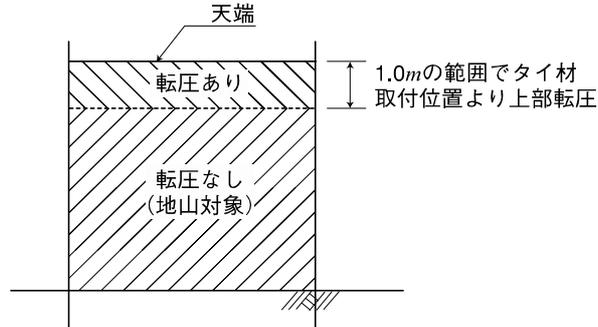


図 1-2-21 仮締切の中詰土

(2) 地質調査

仮締切を設計する際は、事前に仮締切設置予定地の基礎地盤の地質・土質調査（以下、地質調査という）を行なうものとする。

① 既存資料等の収集・整理

地質調査計画の立案に先立ち、既存資料等の収集・整理を行うものとする。既存資料とは古地図、治水地形分類図、計画地点周辺の既往地質調査資料等である。

② 調査方法

基礎地盤の地層構成、N 値、土の単位体積重量、内部摩擦角、粘着力等の仮締切の安定性照査に必要な土質定数を得るために、ボーリング調査・サウンディング調査ならびにサンプリング調査を行なう。

③ 調査位置

調査位置は、原則として構造物中心線上の他に 2 地点とする。ただし、2 地点間で地層が大幅に変化する場合は、中間地点で調査を追加実施することが望ましい。

なお、既存の資料がある場合は、調査箇所を減じることができる。

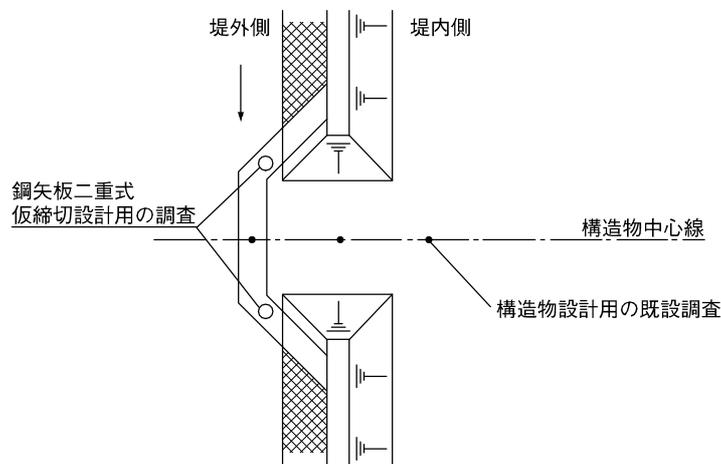


図 1-2-22 調査位置の例

[二重式仮締マニュアル 3.3]

(3) 材料

① 材料

鋼矢板二重式仮締切に使用する代表的な材料の許容応力度を表 1-2-20、表 1-2-21 に示す。  
地震時の許容応力度は、常時（高水時）の 1.5 倍の値を用いることを標準とする。

表 1-2-20 鋼矢板、鋼管矢板、腹起し材、タイワイヤーの許容応力度（N/mm<sup>2</sup>）

材 料 名		常時（高水時）	地震時
鋼矢板	SY 295	180	270
	SY 390	235	353
鋼管矢板	SKY400	140	210
	SKY490	185	278
腹起し材	SS 400	140	210
タイワイヤー	SWRH（硬鋼線材）	破断強度に対して常時で 3.8 以上、地震時で 2.5 以上の安全率を持つように許容応力度を定める。	
	SWRS（ピアノ線材）		

[二重式仮締切マニュアル 4.1]

② 鋼矢板の継手効率

鋼矢板の継手効率は本編 1-2-2 4)による。

③ タイロッドの許容応力度

表 1-2-21 タイロッドの許容応力度（N/mm<sup>2</sup>）

種 類	破断強度	降伏点応力度	許容応力度	
			常 時	地震時
SS400	400 以上	(径 40mm 以下) 235 以上	94	141
		(径 40mm を超えるもの) 215 以上	86	129
SS490	490 以上	(径 40mm 以下) 275 以上	110	165
		(径 40mm を超えるもの) 255 以上	102	153
高張力鋼 490	490 以上	325 以上	125	195
高張力鋼 590	590 以上	390 以上	155	235
高張力鋼 690	690 以上	440 以上	175	265

[仮設工指針 参考資料-7]

④ タイロッド継手フロー

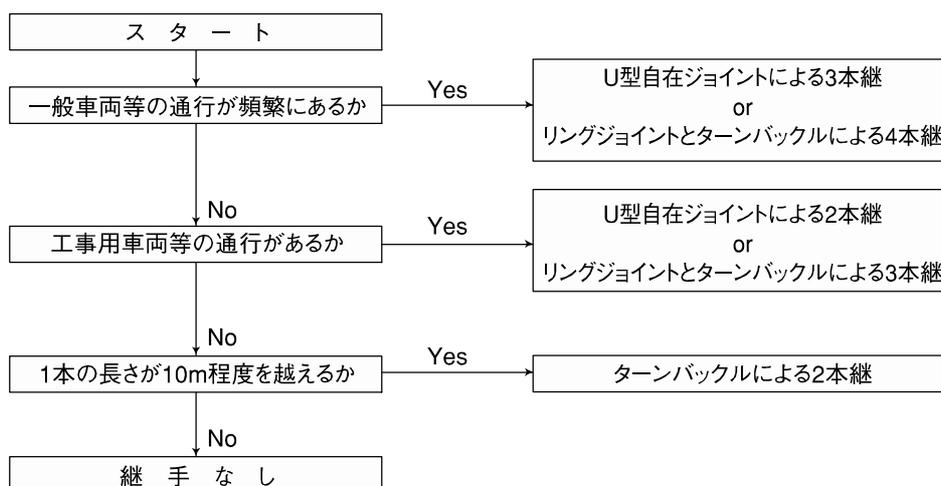


図 1-2-23 タイロッドの継手フロー

この選定方法は、現場実績に基づき作成したものであり、選定にあたっての目安として使用するものとする。一般車両等の通行が頻繁にある場合は以下に留意する。

- 1本の長さが5mを越える場合はアプセット加工によるものとする。
- 1本の長さが10mを越える場合であっても、工事用車両等の通行がない場合は、ターンバックルを用いることを標準とする。
- 3本継はU型自在ジョイントを用いた場合である。4本継はリングジョイントとターンバックルを用いた場合であり、経済性も考慮して決定すること。
- タイロッドには高張力と、SS400 材があるので使用にあたっては比較検討を行い決定する。なお、継手なしの場合 SS400 は1本の長さが6mまでが一般である。

現場条件等で上記により難しい場合は、別途考慮する事。

<継手参考図>

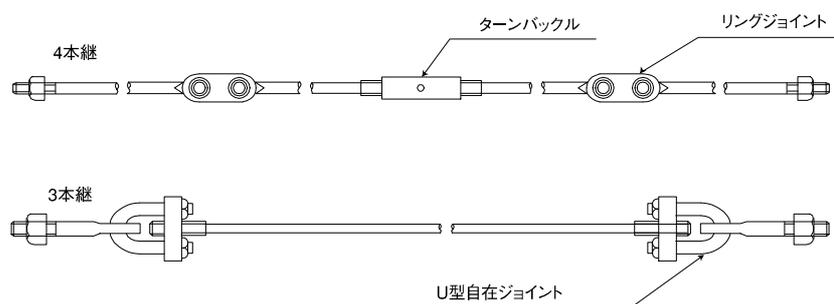


図 1-2-24 タイロッドの継手 (参考図)

(4) 設計条件の決定

設計条件は、次の項目について調査・検討のうえ決定する。

①仮締切天端高

②検討断面の設定

- a. 断面形状    b. 地盤

③仮締切の計算に必要な諸数値

a. 外水位

外水位として、常時は計画水位（高潮区間においては計画高潮位）とし、地震時は平水位（感潮区間においては朔望平均満潮位）を用いる。

b. 壁体中の水位

壁体中の水位は、内水位と外水位の平均高さを標準水位として考慮する。

c. 壁体中詰土の物性

中詰土の物性は、土質試験により定めることが望ましい。土質試験が行われておらず、壁体中詰土に砂質土を用いる場合は表 1-2-22、表 1-2-23 の値を目安にすることができる。ただし、現地発生土を用いる場合は、別途試験を行い定めるものとする。

設計上の相対密度は、ゆるい（内部摩擦角  $\phi=30^\circ$ ）を適用してもよい。

表 1-2-22 壁体中詰土の種類と単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

土の種類	空気中での単位体積重量 ( $\gamma$ )	水中の単位体積重量 ( $\gamma'$ )	水で飽和された土の空気中での単位体積重量 ( $\gamma_{sat}$ )
砂質土	18	10	20

[二重式仮締切マニュアル 5]

表 1-2-23 壁体中詰土の内部摩擦角の目安

相対密度	内部摩擦角 $\phi$ (°)
密な	36
しまった	33
ゆるい	30

[二重式仮締切マニュアル 5]

d. 基礎地盤の物性

基礎地盤の単位体積重量・内部摩擦角・粘着力等は原則として現地の土質調査に基づき適切に決定しなければならない。

N値より中詰土の内部摩擦角を算出する場合は図 1-2-25 によるものとする。なお、図 1-2-25 のN値は、有効上載圧（100 kN/m<sup>2</sup>）相当に換算したN値（N'）。ただし、現位置の  $\sigma'_v$  が  $\sigma'_v < 50 \text{ kN/m}^2$  である場合には、 $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$  として算出する。

$$N' = 170N / (\sigma'_v + 70) \quad \{ N' = 1.7N / (\sigma'_v + 0.7) \}$$

- ここに    N'    : 換算N値  
           N    : 実測N値  
            $\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

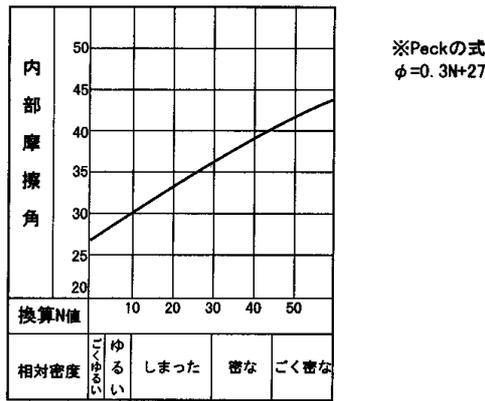


図 1-2-25 内部摩擦角 φ を換算 N 値 (N') より算定する方法

[二重式仮締計マニュアル 5]

e. 慣性力算定用の震度

地震による慣性力は水平方向のみを考慮するものとし、震度は原則として次のとおりとする。なお、液状化を考慮した耐震設計を行う場合の設計震度は液状化判定に用いる震度を参照する。

空気中における水平震度  $K_h = 0.1$  (供用期間中に発生する確率が高い中規模地震動に相当)

水中における見かけの水平震度  $K'_h = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h$

$\gamma_{sat}$  : 水で飽和された土の空気中の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量、10 (kN/m<sup>3</sup>)

(5) 設計順序

仮締切の設計は次の順序で行うものとする。

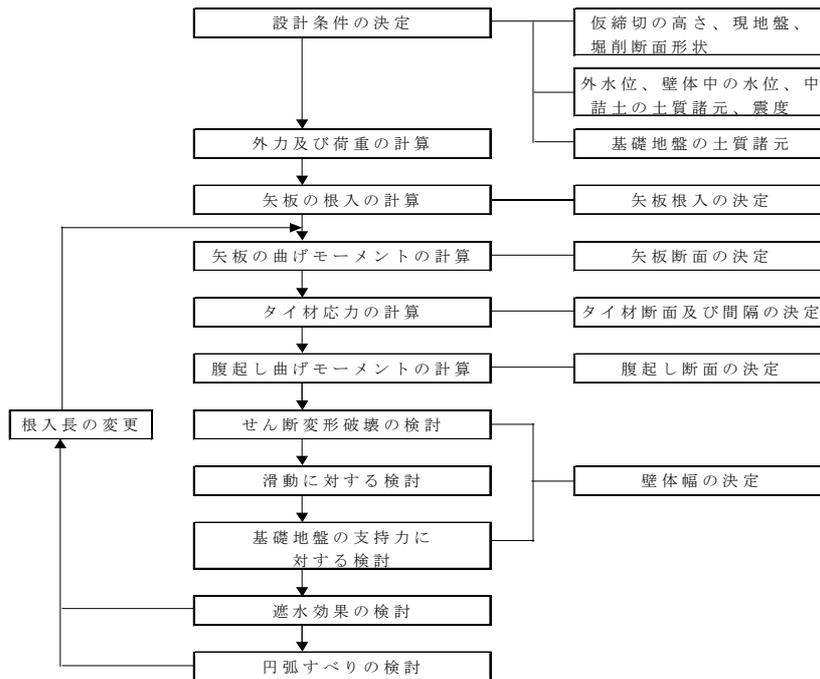


図 1-2-26 仮締切の設計フロー

[二重式仮締切マニュアル 6]

(6) 外力及び荷重の計算

① 水圧分布

水圧分布は、基礎地盤の地層構成の違いにより表 1-2-24 に示す 4 タイプに分類し、さらに堤内外の矢板応力度照査用及び壁体安定計算用にそれぞれ設定する。なお、堤外側と堤内側は、同じ矢板を用いることを標準とする。ただし、矢板応力度照査は条件の厳しい堤内側で行うものとする。

表 1-2-24 基礎地盤の地層構成の違いによる水圧分布の分類

No.	地盤のタイプ
タイプ 1	砂質地盤
タイプ 2	粘性土地盤
タイプ 3	互層地盤 A (上部砂質土+下部粘性土)
タイプ 4	互層地盤 B (上部粘性土+下部砂質土)

[二重式仮締切マニュアル 7.1]

a. 矢板応力度照査用

矢板応力は堤内側のほうが、堤外側より条件が厳しいため、水圧分布は中詰土内と堤内側の水位差による値を設定する。

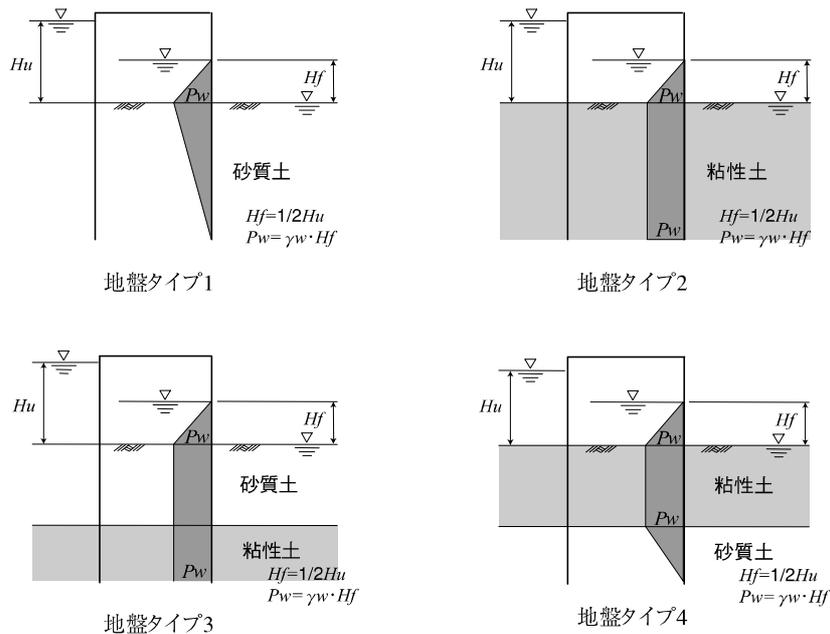


図 1-2-27 矢板応力度照査用の水圧分布

[二重式仮締切マニュアル 7.1]

b. 壁体安定計算用

中詰土内の水位を一定とみなし、中詰土水位は堤外側と堤内側の水位の中間とする。

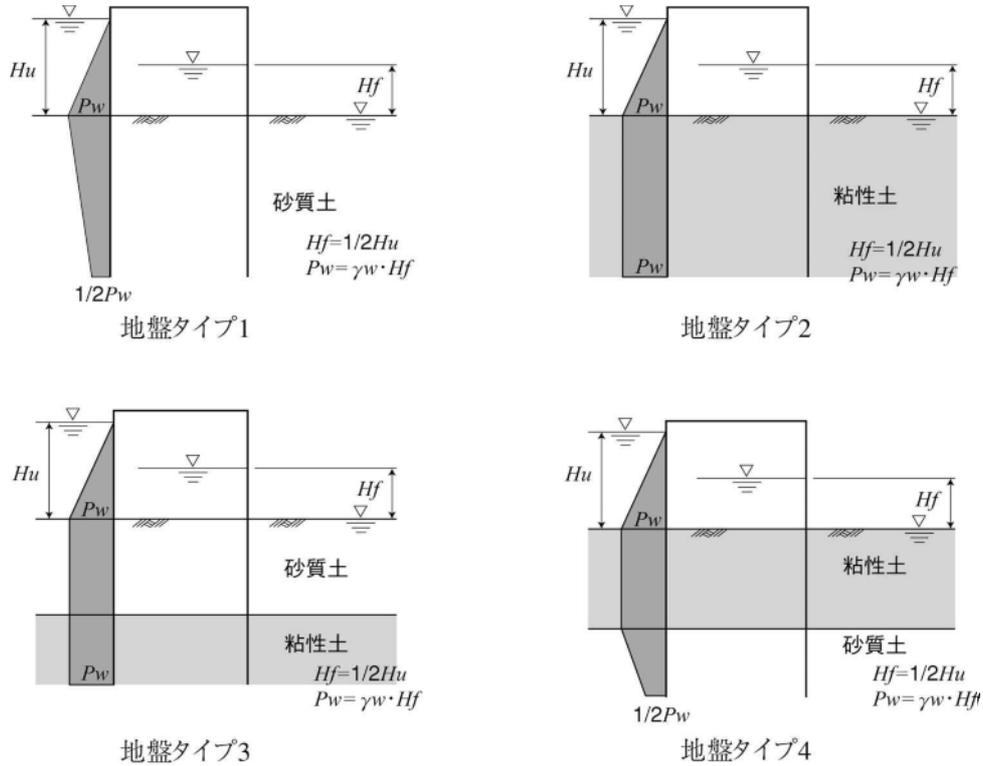


図 1-2-28 壁体安定計算用の水圧分圧

[二重式仮締切マニュアル 7.1]

② 主働土圧及び受働土圧

常時及び地震時の主働、受働土圧は第1編 4-5 4) (1) (2)式より、壁背面と鉛直面とのなす角  $\theta = 0$ 、壁背面と土との間の壁面摩擦角  $\delta_E = 0$ 、地表面と水平面とのなす角  $\alpha = 0$  として次式によって計算する。

ただし、常時においては  $\theta_0 = 0$  として計算する。

a. 主働土圧

$$P_A = K_A \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q) - 2 \cdot c \sqrt{K_A} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-1)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0)}{\cos^2 \theta_0 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta_0)}{\cos \theta_0}} \right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-2)}$$

b. 受働土圧

$$P_P = K_P \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q) + 2 \cdot c \sqrt{K_P} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-3)}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0)}{\cos^2 \theta_0 \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta_0)}{\cos \theta_0}} \right)^2} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-4)}$$

## c. 静止土圧

$$P_0 = K_0 \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q)$$

砂質土の場合  $K_0 = 1 - \sin \phi$ 、粘性土の場合  $K_0 = 0.5$  (第1編 4-5 4) 参照)

ここに、 $P_A$  : 主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_p$  : 受働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma^0$  : 静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_A$  : 主働土圧係数

$K_p$  : 受働土圧係数

$K_0$  : 静止土圧係数

$\gamma_i$  : i 層の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  : i 層の層厚 (m)

$q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 各層の土の内部摩擦角 (°)

$\theta_0$  : 地震合成角 =  $\tan^{-1} K_h$  (水中部は  $K'_h$ )

$K'_h$  : 水中における見掛けの震度

$K_h$  : 空気中における震度

d. 地震時の現地盤面以下の土圧強度は各層の上下面において見掛けの震度を用いて式(1-2-1)、(1-2-3)により求める。式(1-2-1)において、粘性土の主働土圧強度  $P_A$  が負になる場合は、 $P_A = 0$  とする。

e. 粘性土地盤の場合、地震時における現地盤面以下の主働土圧強度は現地盤以下 10m において  $K_h = 0$  として式(1-2-1)、(1-2-2)で算定した値をとり、その間直線的に変化すると考える。

ただし、現地盤面下 10m における土圧強度が現地盤面における値より小さい値となる場合は現地盤面の値をとる。現地盤面下 10m より深い所の土圧強度は震度  $K_h = 0$  として式(1-2-1)、(1-2-2)で求める。

f. 砂質土と粘性土の互層の場合は、それぞれの層ごとに主働、受働土圧強度を計算し、土圧合力は各層ごとの土圧を合計した値とする。

③ 堤内地盤を掘削する場合の設計上の取り扱い

- a. 堤内側（内水側）の地盤が斜面となっている場合には、堤体の安定性、遮水性、地盤のすべりに対する安全性に与える影響を考慮する必要がある。
- b. 図 1-2-29 に示すように、受働土圧強度を求める点から受働崩壊面が掘削斜面及び掘削底に交わる場合は、その交点を通る水平面から上の土塊重量を等分布の上載荷重に置換する方法で受働土圧強度を算定してよい。

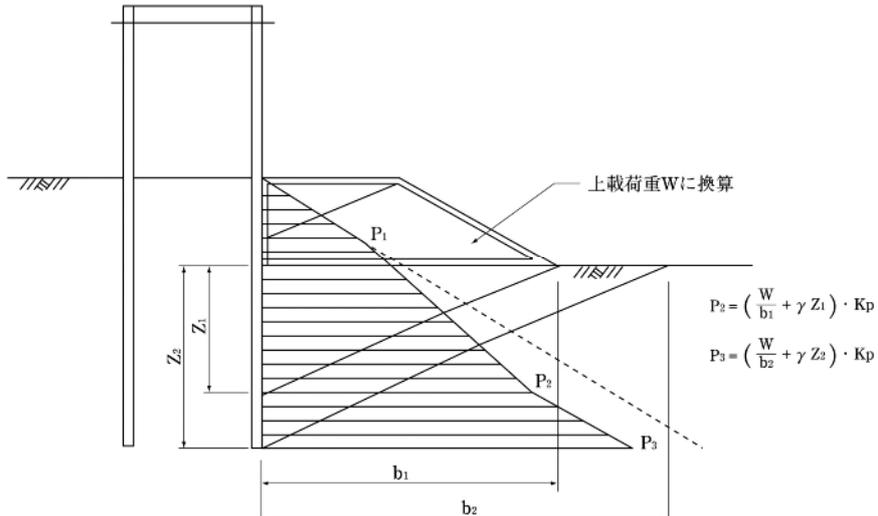


図 1-2-29 斜面の影響を考慮した受働土圧の算定

[二重式仮締切マニュアル 7.3]

- c. 受働土圧の算定は上記 b の方法で求めてもよいが、斜面の安定性、掘削施工に伴う地盤の緩み、過剰間隙水圧の影響などに対する配慮も必要であり、従来からの実績に基づけば、受働側地盤の法面形状として、矢板から斜面法肩までの距離が根入長Dよりも大きく、かつ、掘削勾配が 1 : 2 よりも緩勾配とすることが望ましい。

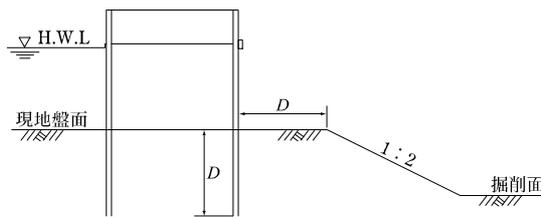


図 1-2-30 望ましい法面形状の例

[二重式仮締切マニュアル 7.3]

④ 地震時動水圧 [水理公式集 平成 11 年版 第 3 編 5.2]

地震時に堤外側および堤内側に外水位が存在する場合には、外力として自由水部分に動水圧を考慮する必要があり、次式（Westergaard の近似式）により計算する。

動水圧 
$$P_{wd} = \pm \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{h_e} \cdot y \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-5)}$$

動水圧の合力 
$$P_{wd} = \sum P_{wd} = \pm \frac{7}{12} K_h \gamma_w h_e^2 \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-6)}$$

水面から動水圧の合力の作用までの距離 
$$L_{wd} = \frac{3}{5} h_e \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-7)}$$

- ここに、  $K_h$  : 設計震度  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $h_e$  : 地震時の堤内外側水深 (m)  
 $y$  : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

(7) 安定に対する検討

① 壁体のせん断変形破壊に対する検討

a. 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定し、常時（高水時）及び地震時の広い方で決定する。照査は現地盤面から矢板先端部までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。なお、壁体幅は「仮締切設置基準(案)」に示される「天端幅」以上とする。

$$F_s \cdot M_d \leq M_r \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-8)}$$

ここに  $F_s$  : 安全率 ……………表 1-2-25

$M_d$  : 照査面におけるせん断変形モーメント (kN・m)

$M_r$  : 照査面におけるせん断抵抗モーメント (kN・m)

表 1-2-25 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

〔二重式仮締切マニュアル 8.1〕

b. せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図 1-2-31 (a)、(b)に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で考え式(1-9)、(1-10)により計算する。

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pp} \quad \dots\dots\dots \text{常時} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-9)}$$

$$M_{de} = M_{we} + M_{pAe} - M_{ppe} + M_e + M_{wd} \quad \dots\dots\dots \text{地震時} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-10)}$$

ここに  $M_d, M_{de}$  : 照査面に関するせん断変形モーメント (kN・m/m)

$M_w, M_{we}$  : 水圧によるモーメント（安定照査のための水圧を用い、照査面から上の水圧荷重の照査面に関するモーメント） (kN・m/m)

$M_{pA}, M_{pAe}$  : 主働土圧によるモーメント（照査面から上の部分について式(1-2-1)、(1-2-2)により求めた主働土圧の照査面に関するモーメント） (kN・m/m)

$M_{pp}, M_{ppe}$  : 受働土圧によるモーメント（照査面から上の部分について、式(1-2-3)、(1-2-4)より求めた受働土圧の照査に関するモーメント） (kN・m/m)

$M_e$  : 中詰土の地震時の慣性力によるモーメント（現地盤以下 10mで震度が 0 となるように低減する） (kN・m/m)

$M_{wd}$  : 地震時の動水圧によるモーメント（地盤面から上の自由水部分に作用する動水圧で、式(1-2-5～1-2-7)で求める） (kN・m/m)

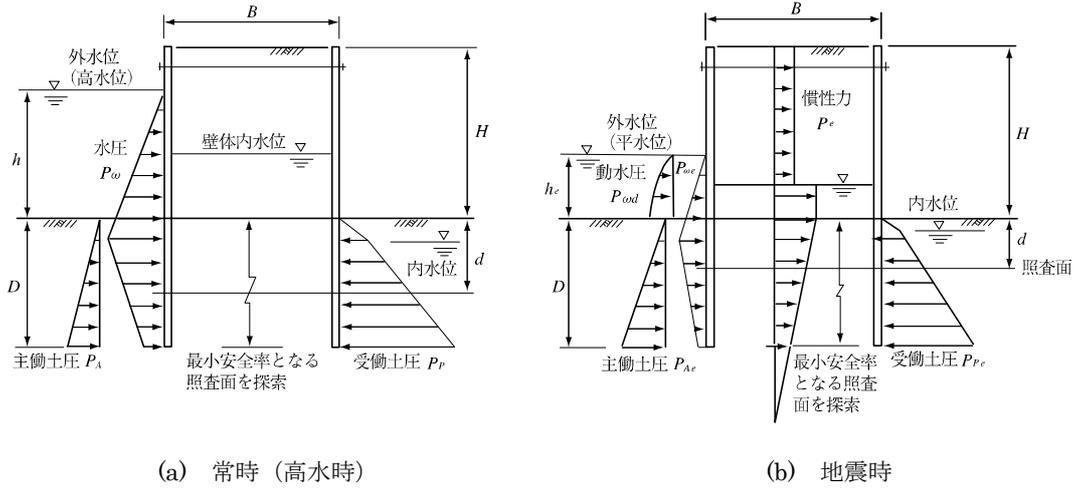


図 1-2-31 セン断破壊の照査モデル

[二重式仮締切マニュアル 8.1]

c. セン断抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{ro} (1 + d/H) + M_{sp} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-11)}$$

ここに  $M_{ro}$  : 中詰土の基準せん断抵抗モーメント (kN・m/m)

$d$  : 現地盤からの照査面深さ (m)

$M_{sp}$  : 2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (kN・m/m)

$H$  : 地盤面から上の壁高 (m)

4. 中詰土の基準せん断抵抗モーメント

中詰土の基準せん断抵抗モーメントは、中詰部に規定した主働・受働のすべり面に作用する水平土圧によるすべり面の始点深さまわりのモーメントであり、図 1-2-32 に示した照査面から主働、受働崩壊角を引いたすべり面が一様な砂質土に収まる場合には  $M_{ro}$  は式(1-2-12)で表される。

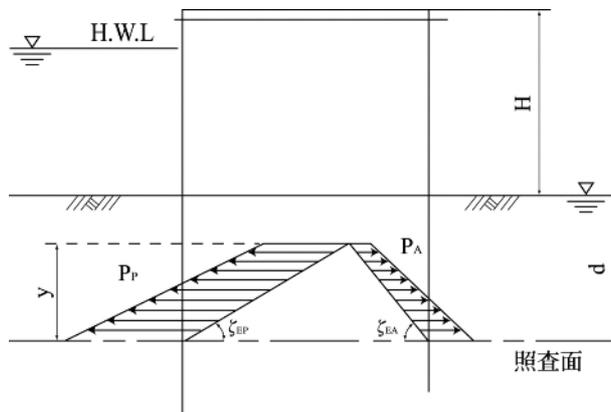


図 1-2-32 中詰せん断抵抗モーメントの概念図

[二重式仮締切マニュアル 8.1]

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3 \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-12)}$$

ここに、  $\gamma_m = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}$   $\dots\dots\dots \text{式(1-2-13)}$

$$H_m = H + d$$

$$v = B / H_m$$

$B$  : 壁体幅 (m)

$\phi$  : 中詰土の内部摩擦角 (°)

$\gamma_m$  : 中詰土の換算単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$R_m$  : 中詰土のせん断による抵抗係数

・ 常時  $R_m = v^2 (3 - v \cos \phi) \sin \phi \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-14)}$

・ 地震時  $R_m = v^2 (K_{EP} - K_{EA}) \left\{ 3 - 2v \left( \frac{1}{\cot \zeta_{EP} + \cot \zeta_{EA}} \right) \right\} \left( \frac{1}{\cot \zeta_{EP} + \cot \zeta_{EA}} \right)^2$   
 $\dots\dots\dots \text{式(1-2-15)}$

ここに、  $K_{EP} : K_{EA}$  : 地震時の受働・主働土圧係数

$\zeta_{EP} : \zeta_{EA}$  : 地震時の受働・主働崩壊角 (°)

ロ. 根入地盤が支持できる抵抗モーメント

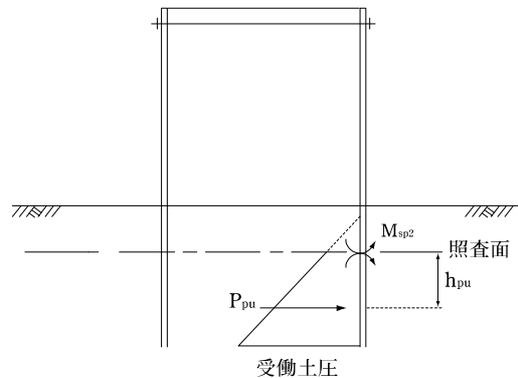


図 1-2-33 地盤により支持できる抵抗モーメントの算定モデル

[二重式仮締切マニュアル 8.1]

$M_{sp}$  : 2列の矢板が発揮する抵抗モーメント

(堤内側と堤外側の矢板の抵抗の小さい方で代表させ、2倍して評価。)

$$M_{sp} = 2 \cdot (M_{sp1} \text{ または } M_{sp2} \text{ のうち小さい値}) \quad (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

$M_{sp1}$  : 矢板が発揮できる抵抗モーメント (=  $\sigma_a \cdot Z_{sp}$ ) (kN・m/m)

$M_{sp2}$  : 照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント (=  $P_{pu} \cdot h_{pu}$ ) (kN・m/m)

$\sigma_a$  : 使用矢板の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_{sp}$  : 使用矢板の断面係数 (継手効率を乗じた値) ( $\text{cm}^3/\text{m}$ )

$P_{pu}$  : 照査面以深の作用受働土圧の合力 ( $\text{kN}/\text{m}/\text{m}$ )

$h_{pu}$  :  $P_{pu}$  の作用位置の照査面からの作用距離 (m)

② 滑動に対する検討

a. 常時、地震時に壁体の滑動が生じないようにしなければならない。

滑動に対する安全性を確保するためには、壁体幅は次式を満足するように算定し、常時及び地震時の広いほうで決定すればよい。

なお、滑動の照査は根入れ下端部で行えばよい。

$$F_s = F_r / F_d \quad \dots\dots\dots\text{式(1-2-16)}$$

ここに  $F_s$  : 安全率 (表 1-2-26)

$F_d$  : 壁体に作用する水平外力の総和 ( $\text{kN}/\text{m}$ )

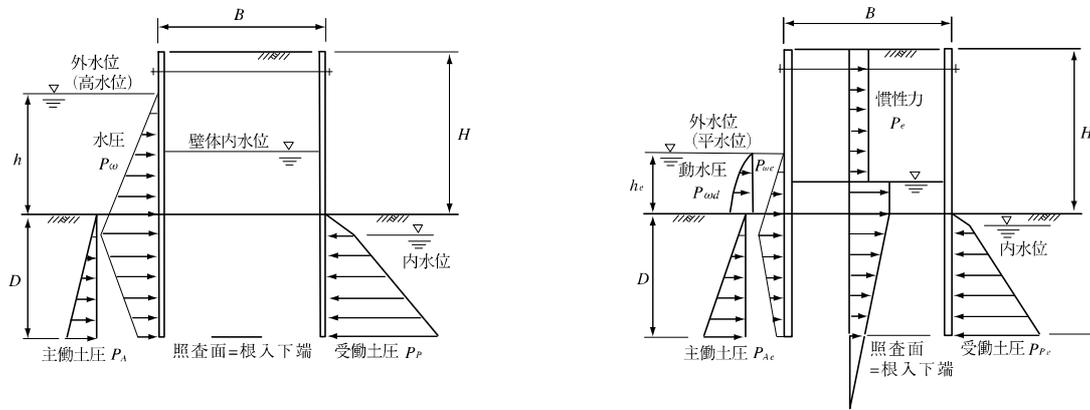
$F_r$  : 滑動抵抗力の総和 ( $\text{kN}/\text{m}$ )

表 1-2-26 滑動照査の安全率

常時 (高水時)	1.2 以上
地震時	1.0 以上

[二重式仮締切マニュアル 8.2]

b. 壁体に作用する水平外力及び滑動抵抗力は図 1-2-34 (a)、(b)を参考に次式で求めてよい。



(a) 常時 (高水時)

(b) 地震時

図 1-2-34 滑動の照査モデル [二重式仮締切マニュアル 8.2]

$$F_d = F_w + F_{pA} \quad (\text{常時})$$

$$F_d = F_{we} + F_{pAe} + F_e + F_{wd} \quad (\text{地震時})$$

$$F_r = F_{pp} + F_s \quad (\text{常時})$$

$$F_r = F_{ppe} + F_{se} \quad (\text{地震時})$$

$$F_s = C \cdot B + W \tan \phi$$

$$F_{se} = C \cdot B + W_e \cdot \tan \phi$$

- ここに  $F_w, F_{we}$  : 水圧による外力 (kN/m)  
 $F_{pd}, F_{pAe}$  : 外水位側の主働土圧による水平外力 (kN/m)  
 $F_e$  : 地震時の慣性力による水平外力 (kN/m)  
 $F_{wd}$  : 地震時動水圧による水平力 (kN/m)  
 $F_{pp}, F_{ppe}$  : 受働土圧による水平抵抗力 (kN/m)  
 $F_s, F_{se}$  : 照査面の地盤の水平せん断抵抗力 (kN/m)  
 $C$  : 照査面の地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 壁体幅 (m)  
 $W, W_e$  : 照査面から上の中詰土重量 (kN/m)  
 $\phi$  : 照査面の地盤の内部摩擦角 (°)

③ 基礎地盤の支持力に対する検討

a. 基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して検討し、基礎地盤の極限支持力に対して、表 1-2-27 に示す安全率を確保しなければならない。

なお、支持力の照査は根入下端部について行えばよいものとする。

表 1-2-27 安全率

常時 (高水時)	1.2 以上
地震時	1.0 以上

[二重式仮締切マニュアル 8.3]

b. 支持力の照査及び荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は式(1-2-17)、(1-2-18)によるものとする。

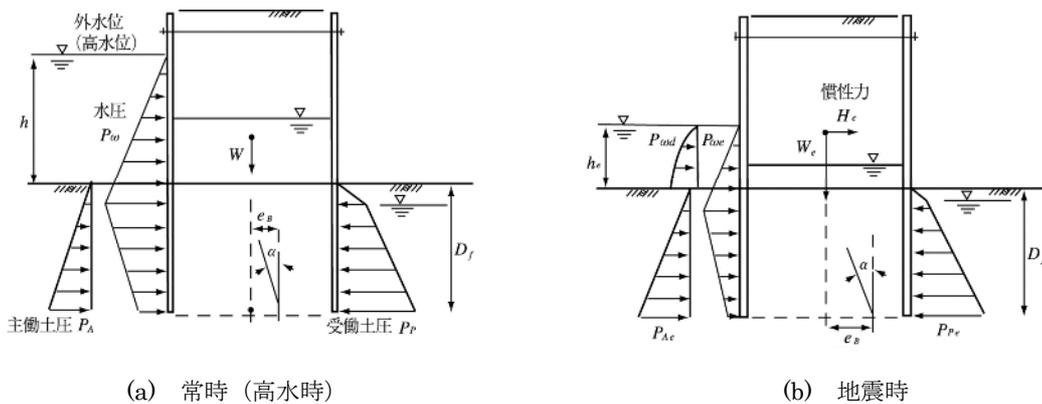


図 1-2-35 基礎地盤の支持力照査モデル

[二重式仮締切マニュアル 8.3]

$$F_s = \frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \dots\dots\dots \text{式(1-2-17)}$$

$$Q_u = B_e \left\{ \kappa \cdot C \cdot N_c + \kappa \cdot \gamma_2 \cdot D_f (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r \right\} \dots\dots\dots \text{式(1-2-18)}$$

- ここに  $F_s$  : 安全率 (表 1-2-27)
- $Q_u$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN/m)
- $V$  : 計算面に作用する合力の鉛直成分 (kN/m)
- $B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)  $B_e = B - 2e_B$
- $B$  : 壁体巾(m)
- $e_B$  : 荷重の偏心距離(m)  $e_B = \frac{M_B}{V}$
- $M_B$  : 計算面に作用するモーメント (kN・m/m)
- $\kappa$  : 根入れ効果に対する割増係数  
 $\kappa = 1 + 0.3 D_f / B_e$  であるが、本設計法では  $\kappa = 1.0$  を標準的に用いる。
- $C$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $D_f$  : 現地盤面から検討する点までの根入深さ(m)
- $\gamma_1$  : 現地盤面から  $D_f$  以上の深さの支持地盤の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
- $\gamma_2$  : 現地盤面から  $D_f$  までの根入地盤の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
- $N_c, N_q, N_r$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (図 1-2-36~1-2-38)
- $\tan a = H_B / V$
- $H_B$  : 計算面に作用する合力の水平成分 (kN/m)
- $H_e$  : 計算面より上の壁体重量に作用する地震時慣性力 (kN/m)

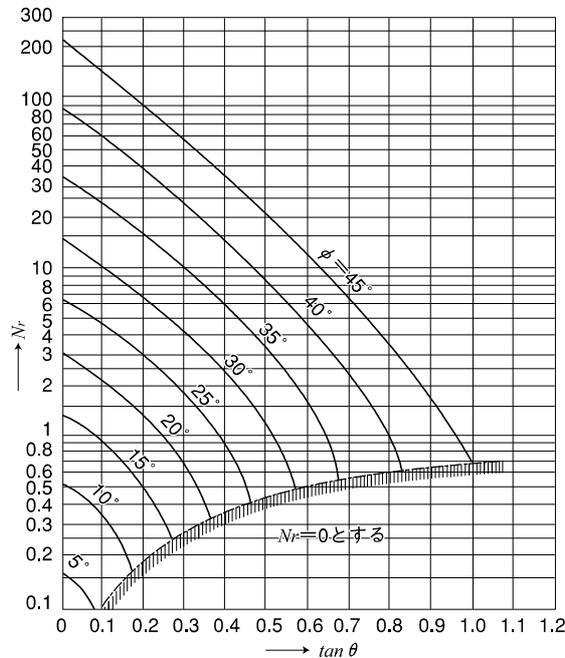


図 1-2-36 支持力係数  $N_q$  を求めるグラフ

[二重式仮締切マニュアル 8.3]

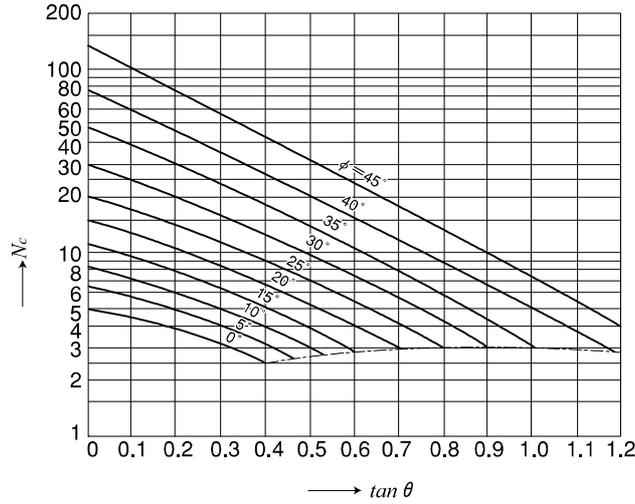


図 1-2-37 支持力係数  $N_c$  を求めるグラフ

[二重式仮締切マニュアル 8.3]

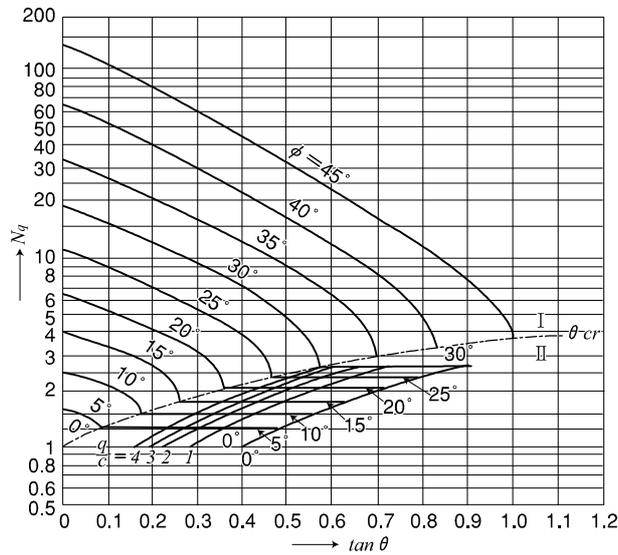


図 1-2-38 支持力係数  $N_q$  を求めるグラフ

[二重式仮締切マニュアル 8.3]

④ 円弧すべりに対する検討

構造物、水圧荷重も考慮して地盤のすべり破壊に対する安全率を確保しなければならない。

すべり破壊に対する安全率は、図 1-2-39 のように矢板を切らない円弧すべりを仮定し簡易分割法で検討することを標準とする。

常時及び地震時ともに次式によって計算するが、常時は  $K=0$  として計算する。

計算方法は、すべり面中心点を仮定し、この点を中心とするすべり面について繰り返し計算を行い、もっとも危険なすべり面の安全率が表 1-2-28 の安全率以上でなければならない。

表 1-2-28 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

[二重式仮締切マニュアル 8.4]

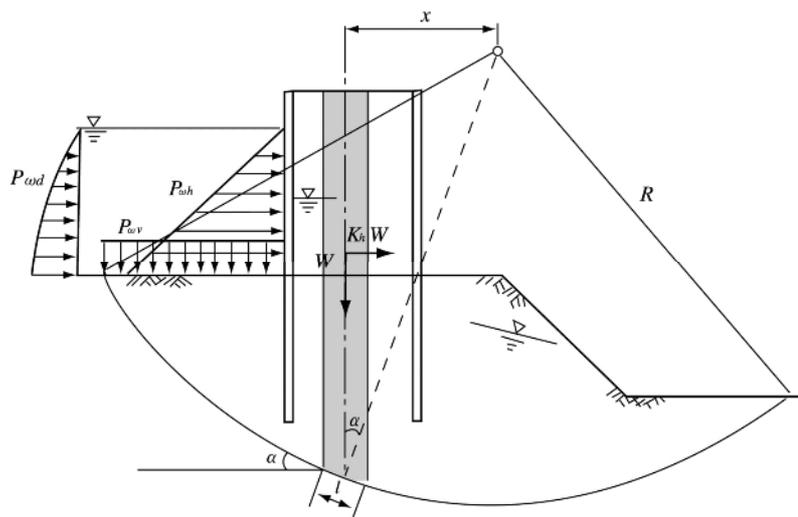


図 1-2-39 円弧すべり検討モデル

[二重式仮締切マニュアル 8.4]

$$F_s = \frac{\sum\{C \cdot \ell + (W' \cos \alpha - K_h \cdot W' \sin \alpha) \tan \phi\}}{\sum\left(W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot \frac{y}{R}\right) + \frac{1}{R} \sum(P_{wh} \cdot \alpha_h + P_{wv} \cdot \alpha_v + P_{wd} \cdot \alpha_{wd})} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-19)}$$

ここに、 $F_s$  : 円弧すべりに対する安全率  $\dots\dots\dots$  (表 1-2-28)

$R$  : すべり円の半径 (m)

$C$  : 土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\ell$  : 分割片の底面のすべり面の長さ (m)

$W'$  : 分割片の有効重量 (水中部分の土については  $\gamma'$  を考える。) ( $\text{kN/m}$ )

$W$  : 分割片の全重量 (自由水の重量は含まない) ( $\text{kN/m}$ )

$\alpha$  : 分割片底面が水平面となす角度 ( $^\circ$ )

$y$  : 分割片の重心とすべり円中心の間の鉛直距離 (m)

$K_h$  : 設計水平震度

$P_{wh}$  : 外水位による水平方向の静水圧 ( $\text{kN/m}$ )

$P_{wv}$  : 外水位により地表面に作用する鉛直方向の静水圧 ( $\text{kN/m}$ )

$\alpha_h$  :  $P_{wh}$  のすべり円中心に関するアーム長 (m)

$\alpha_v$  :  $P_{wv}$  のすべり円中心に関するアーム長 (m)

$P_{wd}$  : 動水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\alpha_{wd}$  :  $P_{wd}$  のすべり円中心に関するアーム長 (m)

(8) 矢板の設計

① 矢板根入長の計算

a. 鋼矢板の根入長は、鋼矢板二重式仮締切の構造安定性と遮水性を満足するように定める。

遮水性は、「(9) 遮水効果に対する検討」により照査する。構造安定性は、「(7) 安定に対する検討」とともに、矢板自体の自立性を確保するために b.により照査する。

b. 矢板自体の自立性のために必要な根入長は、鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧・水圧）のモーメントが、タイ材取付点に関して極限平衡の釣合いを保つとして、図 1-2-40(1)、図 1-2-40(2)のような状態で式 (1-2-20) を満足するように計算し、常時（高水時）及び地震時の大きいほうで決定する。

二段タイ式の場合は、下段のタイ材取付点に対する土水圧によるモーメントの釣合い状態を照査すればよい。

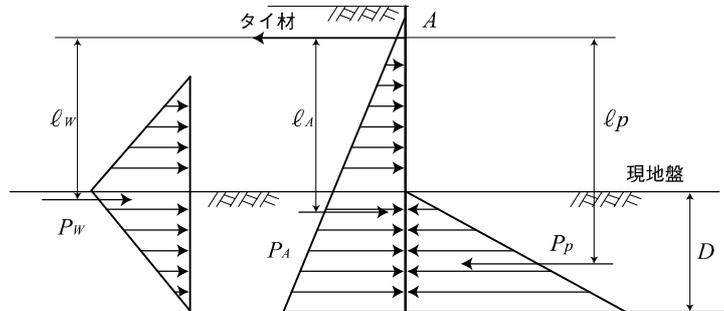


図 1-2-40(1) 一段タイ式（砂質地盤）

〔二重式仮締切マニュアル 9.1〕

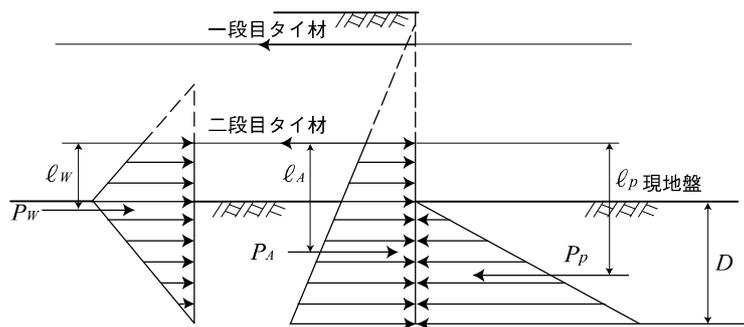


図 1-2-40(2) 二段タイ材（砂質地盤）

〔二重式仮締切マニュアル 9.1〕

$$F_s = M_{PF} / M_{AF} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-20)}$$

$$M_{AF} = P_A \cdot l_A + P_w \cdot l_w \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-21)}$$

$$M_{PF} = P_p \cdot l_p \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-22)}$$

ここに  $M_{PF}$  : タイ材以深の受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m)

$M_{AF}$  : タイ材以深の主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m)

$D$  : 計算根入長(m)

$P_p$  : 受働土圧の合力 (kN /m)

$l_p$  :  $P_p$  のタイ材取付点に関する作用長(m)

$P_A$  : 主働土圧の合力 (kN /m)

$l_A$  :  $P_A$  のタイ材取付点に関する作用長(m)

$P_w$  : 水圧荷重の合力 (kN /m)

$\ell_w$  :  $P_w$  のタイ材取付点に関する作用長(m)  
 $F_s$  : 安全率 …………… (表1-2-29)

表1-2-29 根入長の照査の安全率

土質	常時	地震時
砂質土	1.5以上	1.2以上
粘性土	1.2以上	1.2以上

[二重式仮締切マニュアル 9.1]

内部摩擦角が0の様な粘性土地盤の場合には、次式を満足しなければ根入長の照査式(1-2-20)を満たし得ないので、別途地盤改良などの対策が必要となる。

$$4 \cdot C > \sum \gamma_i \cdot h_i \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-23)}$$

ここに  $C$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_i$  : タイ材取付点から下の中詰土、各層の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_i$  : タイ材取付点から下の中詰土各層の層厚(m)

② 矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算

矢板曲げモーメントは、弾塑性法により算定する。なお、粘性土においても砂質土と同様に、土圧と水圧は独立に矢板に作用する(土水分離で考える)ものとする。

a. 矢板の曲げモーメント算定モデル

矢板の曲げモーメントは図1-2-41の状態に弾塑性法により計算する。

弾塑性法の解析上の一般的な仮定および考え方については、「道路土工 仮設構造物指針2-9-5」に準ずることを標準とする。

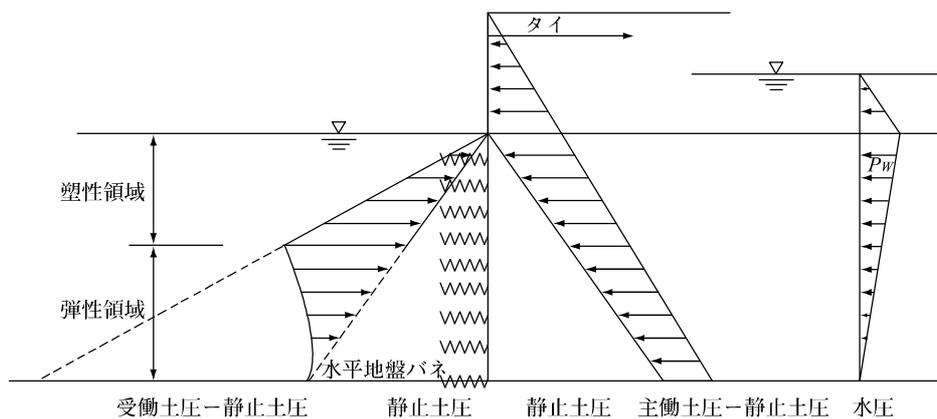


図1-2-41 矢板曲げモーメントの計算モデル

[二重式仮締切マニュアル 9.2]

b. 水平方向地盤反力係数

水平地盤バネは、完全弾塑性でモデル化して、弾性領域の弾性定数は $K_H$ とし、弾性限界を(受働土圧-静止土圧)とする。

水平方向地盤反力係数 $K_{H0}$ は、本編 1-2-2 3) (4)により設定してよい。

## c. タイ材のバネ定数 [仮設工指針2.9]

バネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。

$$K_s = \frac{2AE}{\ell \cdot S} \quad (\text{kN/m/m})$$

ここに  $A$  : タイ材の断面積 ( $\text{m}^2$ )  
 $E$  : タイ材のヤング係数 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\ell$  : タイ材の長さ (m)  
 $S$  : タイ材水平間隔 (m)

## ③ 矢板断面の照査

$$\sigma_a = \frac{M_{\max}}{\alpha_z \cdot Z_{sp}} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-24)}$$

ここに  $\sigma_a$  : 矢板の許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )  
 $M_{\max}$  : 矢板の最大曲げモーメント最大曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{m/m}$ )  
 $\alpha_z$  :  $\alpha_z$  断面係数に関する矢板の継手効率 本章1-2-2 設計一般 4) による。  
 $Z_{sp}$  : 継手効率を考慮しない鋼矢板の断面係数 ( $\text{mm}^3/\text{m}$ )

## ④ タイ材の計算

タイ材の張力は弾塑性法により求め、タイ材は式(1-2-25)を満たすように断面を決定する。

$$\sigma_a \geq \frac{T}{A} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-25)}$$

ここに  $A$  : タイ材の有効断面積 ( $\text{mm}^2$ ) (最低限25mm程度以上の径を用いるものとする。)  
 $T$  : タイ材張力 (N)  
 $\sigma_a$  : 許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

## ⑤ 腹起しの計算

タイ材4本の間が一本の鋼材で構成されるような長さ以上の腹起し材を用いる場合は、タイ材取付点を支点とする3径連続梁と考えて、式(1-2-26)により腹起しの設計曲げモーメントを求めてよい。

上記条件を満たさない場合は、単純梁と考えて式(1-2-27)により設計曲げモーメントを求めるものとする。

腹起しの断面は式(1-2-28)で照査する。

## a. 曲げモーメントの計算

$$M = \frac{T \cdot L}{10} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-26)}$$

$$M = \frac{P \cdot L}{4} \quad \dots\dots\dots \text{式(1-2-27)}$$

ここに  $M$  : 腹起しの設計曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )  
 $T$  : タイ材張力 (N/本)  
 $L$  : タイ材取付間隔 (m)

b. 腹起し断面の計算

$$\sigma_a \geq \frac{M}{Z} \quad \dots\dots\dots\text{式(1-2-28)}$$

ここに  $Z$  : 腹起しの断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  
 $\sigma_a$  : 腹起しの許容応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(9) 遮水効果（浸透路長）に対する検討

遮水効果は図1-2-42のような状態で検討し、表1-2-30の安全率以上でなければならない。

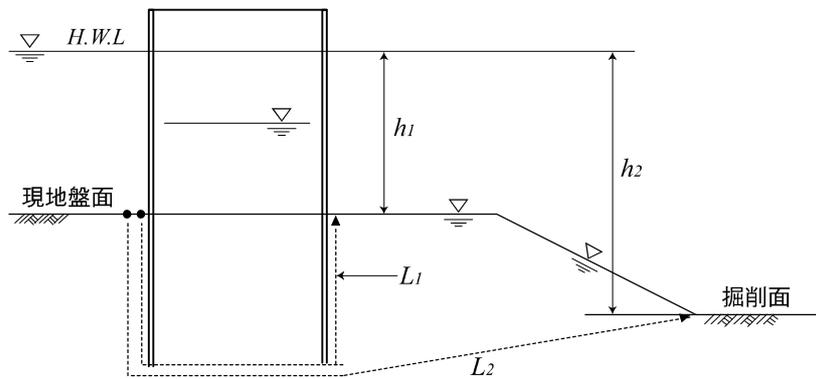


図1-2-42 遮水効果の検討モデル

[二重式仮締切マニュアル 10]

$$F_s = \frac{L_1}{h_1} \quad \text{and} \quad \frac{L_2}{h_2} \quad \dots\dots\dots\text{式(1-2-29)}$$

ここに  $F_s$  : 安全率 .....表1-2-30  
 $L_1, L_2$  : 浸透路長(m)  
 $h_1, h_2$  : 外水位と堤内地盤との差(m)

表1-2-30 安全率

砂質土	3.5以上
粘性土	3.0以上

[二重式仮締切マニュアル 10]

## 1-2-4 土留工

堤防掘削の土留め工（親杭横矢板工法・鋼矢板工法等）として、河川堤防内への矢板等の打ち込みは原則として行わないものとする。やむを得ず土留工（親杭横矢板を基本とする）を採用する場合は、引き抜き時の対策を十分に検討すること。

## 1) 小規模土留（切梁式） [仮設工指針 2-13]

小規模土留は、掘削深さ 3.0m以浅で、支保工に1段ないし2段の腹起し、切梁を用いた小規模な掘削における土留の設計を対象とする。

## (1) 使用部材

- ① 土留壁にはH形鋼、鋼矢板、軽量鋼矢板を用いることを原則とする。小規模土留では土留壁材料の最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではH-150×150、鋼矢板でⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗の問題、継手の構造等から、Ⅲ型（断面係数が  $1.7 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}$  { $170 \text{ cm}^3/\text{m}$ } 程度）以上のものを使用することが望ましい。
- ② 軽量鋼矢板の継手形状は鋼矢板とは異なり、比較的継手遊間が大きいため、鋼矢板と同等の止水効果は期待できない。このため軽量鋼矢板の使用にあたっては、地盤性状、周辺環境等を十分考慮しなければならない。
- ③ 腹起し、切梁にはH形鋼を用いることを原則とするが、小規模土留では、支保工部材における最小部材の規定は設けない。
- ④ 近年施工性を考慮しアルミ合金の腹起し材や、切梁用サポートも使用されるようになったが、これらを使用する場合、強度、耐荷力等を十分把握して使用しなければならない。

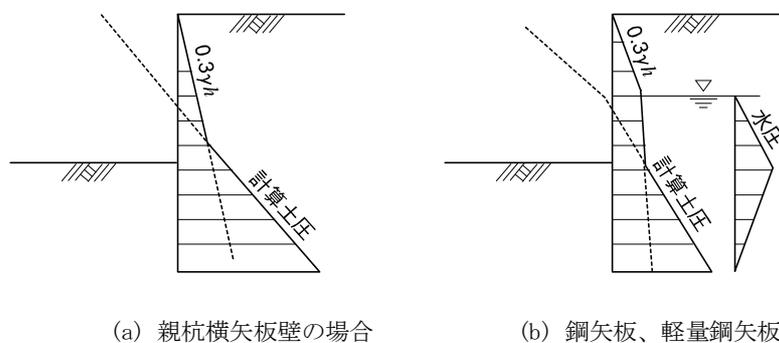
## (2) 設計

## ① 荷重

上載荷重は、 $10 \text{ kN/m}^2$ を原則とするが、建設用重機等、特に大きな荷重が背面側に作用する場合は、土留上部に局部的に大きな土圧が作用するため、十分検討しなければならない。

根入れ長の計算、断面計算のいずれも、「慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧」により算出される土圧を用いる。

ただし、粘性土地盤における主働土圧の下限値としては、 $P_a = 0.3 \gamma h$ （ $\gamma$ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする）とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いる（図 1-2-43 参照）。



(a) 親杭横矢板壁の場合

(b) 鋼矢板、軽量鋼矢板壁の場合

[仮設工指針 2-13]

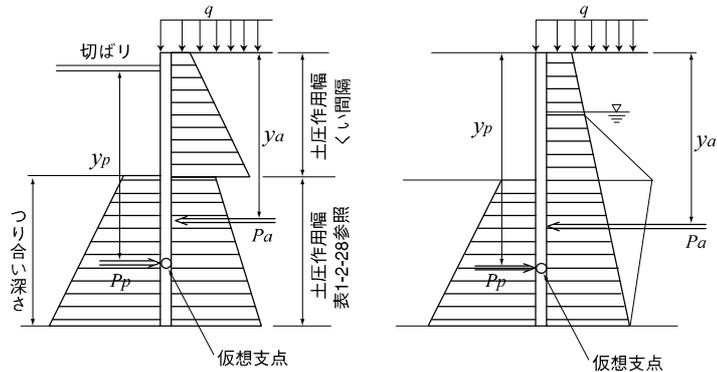
図 1-2-43 粘性土地盤の主働側圧の考え方

② 根入れ長の計算

根入れ長は、掘削完了時および最下段切梁設置前の両者において、それぞれつり合い深さの1.2倍以上を確保するものとする。

つり合い深さは、主働土圧によるモーメント $M_A$ と、受働土圧によるモーメント $M_P$ が等しくなる場合 ( $M_P / M_A = P_P \cdot y_P / P_a \cdot y_a = 1$ ) の掘削底面以下の深さである (図1-2-44参照)。

最小根入れ長は土留め壁の種類に関係なく、掘削深さの1/2とする。



注) 土圧作用幅は表 1-2-31 参照

親杭横矢板の場合

鋼矢板・軽量鋼矢板の場合

[仮設工指針 2-13]

図1-2-44 つり合い深さ

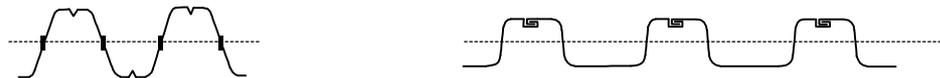
③ 土留杭の間隔

土留における親杭の設置間隔は1.5mを標準とする。

④ 土留壁の断面計算

土留壁の断面計算は慣用法による土留めの設計の壁体の断面力の算定に準じて行う。ただし、仮想支持点の最小位置は土留壁の種類に関係なく、最小根入れ長の1/2とする。

軽量鋼矢板には種々の形状があり、図1-2-45のように、継手が部材中立軸上にあるもの、部材縁にあるものがある。従って、土留壁に軽量鋼矢板を使用する場合、継手の位置、形状を十分理解して使用しなければならない。基本的には図1-2-45(a)では全断面有効の60%の断面係数を、図1-2-45(b)で100%の断面係数を用いてよい。



(a) 継手が部材中立軸上にあるもの

(b) 継手が部材縁にあるもの

[仮設工指針 2-13]

図1-2-45 軽量鋼矢板継手位置図

## ⑤ 支保工の設計

支保の設計は土圧及び水圧を用い、切梁式土留工に準じて行うものとする。

小規模土留では、土留壁に小断面かつ短いものが使用されることが多いため、土留壁頭部に過大な変位が生じないように、第1段目の支保工は、地表面から 0.5m 以内に設け、余掘深さは 0.5m 以下を原則とする。

## ⑥ 掘削底面の安定の検討

小規模土留では掘削深さが 3.0m 未満と浅いことから、掘削底面の安定の検討は省略してよい。ただし、砂地盤で地下水位が高く、ウォータージェット併用工法やアースオーガ併用工法など地盤を乱す工法で土留壁を施工する場合は、ボイリング、パイピングが発生するおそれがあるため、薬液注入工法や地下水位低下工法の補助工法の採用に関する検討を行う必要がある。また、軟弱な粘性土（N値が2以下もしくは粘着力が 20kN/m<sup>2</sup> 未満）ではヒービングの検討を行わなければならない。

## (3) 小規模土留の設計図表

小規模土留の設計の簡便性を目的として、単層地盤について、土質と掘削深さに応じて、標準的な土留の根入れ長や断面を求められるように図表を作成している。

〔仮設工指針「参考資料-6 小規模土留めの設計図表」〕

## ① 図表の適用条件は次のとおり。

- a. 掘削深さ：3m 以浅
- b. 支保工の種類：切梁 1 段式
- c. 地盤条件：N 値 7 以上の砂質土地盤

N 値 3 以上もしくは粘着力が 20kN 以上の粘性土地盤

- d. 掘削が比較的短期間である場合
- e. 周辺に重要構造物が無い場合

## ② 図表の設計条件は次のとおり

- a. 地表面での上載荷重は 10kN/m<sup>2</sup> を考慮した。
- b. 砂質土の単位体積重量は 18kN/m<sup>3</sup>、粘性土の単位体積重量は 16kN/m<sup>3</sup>。
- c. 切梁は地表面から 0.3m の位置にあるとした。

## 2) 自立式親杭横矢板 [仮設ガイドブック (I) 1.2]

## (1) 土留杭の設計

自立式土留は弾性床上の半無限長の杭として設計することを原則とする。

## ① 土留杭根入れ長の設計

自立式土留工の根入れ長は、最小根入れ長、掘削底面の安定（本編 1-2-4 4）(4)参照）から決定される根入れ長、および次式により求められる根入れ長のうちの最大のものとする。

$$\ell_0 = 2.5/\beta$$

ここに、 $\ell_0$  : 根入れ長(m)

$\beta$  : 杭の特性値(m<sup>-1</sup>)で次式による。

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

ここに、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) で通常  $1/\beta$  の範囲の平均値とし、本編 1-2-2 3)(4)より求めるものとする。

$B$  : 土留杭の幅(m)で親杭の場合は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅とする。

$E$  : 土留杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 土留杭の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>) (全断面 100%有効とする)

この設計方法の場合、計算上の土留杭の根入れ長は杭が半無限長とみなせる長さとするのが原則であり、その長さは  $3/\beta$  以上といわれている。しかし、 $\ell_0 = 2.5/\beta$  とした場合の杭頭変位及び曲げモーメントの差は数%以内であること、根入れ長を長くした場合、土留杭引抜による周辺地盤への影響が大きくなること等を考慮し根入れ長を  $2.5/\beta$  とした。

最小根入れ長は、掘削深さ 3.0m 以上では 3.0m、掘削深さ 3.0m 未満では掘削深さと同等とする。しかし、非常に硬質な地盤のため、施工面から最小根入れ長を確保することが困難な場合、最小根入れ長を短くしても良い。ただし、このような場合、地盤の破壊がぜい性的であるので、受働抵抗の十分な検討が必要である。

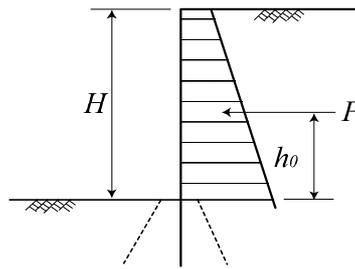
## ② 土留杭断面の設計

自立式土留杭の断面及び変位の計算は、以下に従って行う。

## a. 荷重

上載荷重は  $10\text{kN/m}^2$  を原則とするが、建設用重機等の特に大きな荷重が背面側に載る場合は、土留上部に局部的に大きな土圧が作用するので検討する必要がある。

土圧は断面計算、変位の計算ともに慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いるものとし、親杭横矢板壁のような開水性土留壁の場合は図 1-2-46 のように掘削底面以上に主働土圧を作用させ、親杭間隔分の土圧を親杭 1 本が受け持つものとする。



親杭の場合

〔仮設工指針 2-12〕

図 1-2-46 自立式土留めに作用する土圧

## b. 曲げモーメントの計算

土留壁に発生する最大曲げモーメントは、次式により計算する。

$$M = \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}\right)$$

ここに、 $M$  : 土留壁に発生する最大曲げモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )

$P$  : 荷重の合力 ( $\text{kN}$ )

$h_0$  : 掘削底面から荷重合力の作用位置までの高さ ( $\text{m}$ )

$\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ ) (継手効率を考慮する)

## ③ 変位量の検討

自立式土留めの許容変位量は杭頭部において自立高の 3% を目安とする。

自立式土留壁頭部の変位は、以下の式により計算する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 $\delta$  : 土留杭頭部変位量 ( $\text{m}$ )

$\delta_1$  : 掘削底面での変位量 ( $\text{m}$ )

$\delta_2$  : 掘削底面でのたわみ角による変位量 ( $\text{m}$ )

$\delta_3$  : 掘削底面以上の片持梁のたわみ ( $\text{m}$ )

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2EI\beta^3} P$$

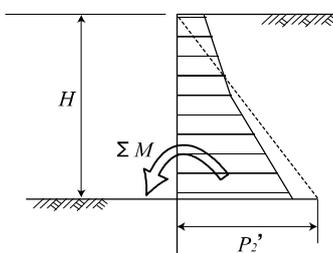
$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2EI\beta^2} PH$$

$$\delta_3 = \frac{p'_2 H^4}{30EI}$$

- ここに、  $\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ )  
 $h_0$  : 掘削底面から荷重合力の作用位置までの高さ (m)  
 $P$  : 荷重の合力 (kN)  
 $E$  : 土留杭のヤング係数 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )  
 $I$  : 土留杭の断面二次モーメント ( $\text{m}^4$ ) (継手効率を考慮する)  
 $H$  : 掘削深さ (m)  
 $p'_2$  : 総モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度  
 (図 1-2-47 参照 ( $\text{kN}/\text{cm}$ ))

$$p'_2 = \frac{6\Sigma M}{H^2}$$

$\Sigma M$  : 側圧による掘削底面回りのモーメント ( $\text{kN}\cdot\text{m}$ )



[仮設工指針 2-12]

図 1-2-47 モーメントを等価とする三角形分布荷重

## (2) 土留板の設計

土留板は、切梁式親杭横矢板の土留板の設計と同様に必要とする厚さを求める。ただし、土留板厚を求め際の土圧強度は、慣用法に用いる土圧および水圧に示す土圧強度とする。

## (3) 土留杭頭部連結材

自立式土留杭は、局部的に不測の荷重が作用する場合に備えて、頭部には溝形鋼等の連結材を取付けることが望ましい。なお、掘削背面地盤上に一般交通や建設用重機がある場合には、頭部連結材を必ず設けるものとする。

## 3) 切梁式親杭横矢板 [仮設工指針 2-9]

### (1) 土留杭の設計

#### ① 土留杭根入れ長の設計

つり合い深さは極限平衡法を用いて計算し、各掘削段階の最下段の切梁位置に関し、その切梁より下方における背面側からの主働側圧による作用モーメントと、掘削側からの受働側圧による抵抗モーメントとがつり合う掘削底面以深の深さをいう。

すなわち、図 1-2-48 において  $P_p \cdot y_p = P_a \cdot y_a$  となるつり合い状態からつり合い深さを求める。

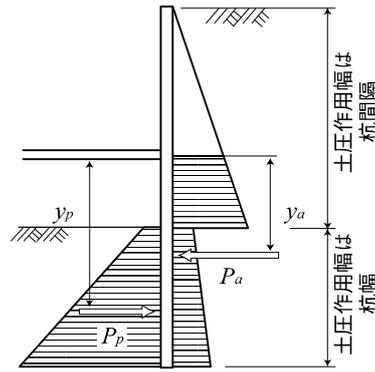
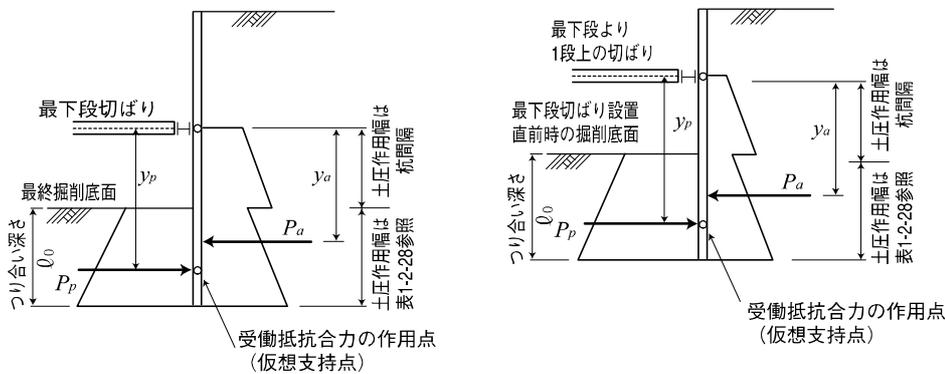


図 1-2-48 モーメントのつり合い

- a. 親杭横矢板壁は、開水性の土留め壁であるため、側圧としての水圧は作用させなくてよい。つり合い深さは、図 1-2-49 に示す二つの状態について計算し、それぞれ、つり合いの深さの 1.2 倍以上を確保するものとする。



- (a) 掘削完了時の計算  
(最下段切梁位置での計算)
- (b) 最下段切梁設置直前の計算  
(最下段切梁より1段上の切梁位置での計算)

[仮設工指針 2-9]

図 1-2-49 つり合い深さの計算 (親杭の場合)

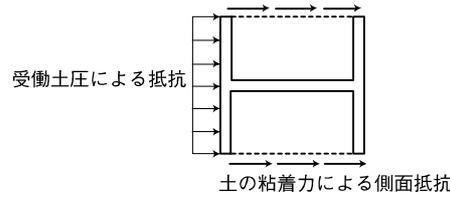
- b. つり合い深さを求める際の土圧は慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いる。
- c. 親杭の根入れ部における主働・受働土圧の作用幅は表 1-2-31 に示す値とする。

表 1-2-31 親杭の根入れ部の土圧の作用幅

土 質		土圧作用幅
砂質土	N 値 ≤ 10	フランジ幅
	N 値 > 10	フランジ幅の 2 倍 ただし、杭間隔以下
粘性土		フランジ幅

[仮設工指針 2-9]

- d. 粘性土では、図 1-2-50 に示すように親杭の側面抵抗としての土の粘着力を考慮してよい。ただし、親杭の施工において地盤が乱されると考えられる場合は、側面抵抗を無視するものとする。



〔仮設工指針 2-9〕

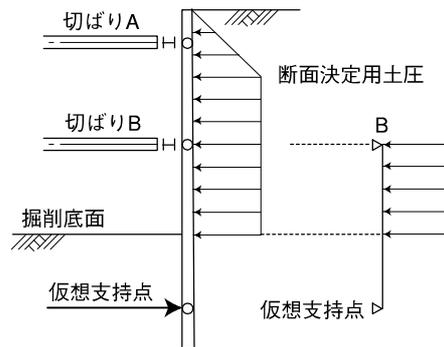
図 1-2-50 親杭の根入れ部の地盤抵抗

- e. 掘削底面より上の土の単位体積重量は湿潤重量とする。掘削底面より下で地下水面以下では水中重量を用いる。
- f. 地盤がよく、主働土圧が計算上あらわれないか、あらわれても小さい場合の最小根入れ長は 1.5m とする。

土留杭の根入れ長はこの安定計算か、許容鉛直支持力の計算のいずれか大きい方で定める。

② 土留杭の断面計算

杭の断面は、土圧による曲げに対して設計される。しかし、曲げに対する断面計算と、土圧のバランスに対する安定計算とは、計算上直接の関係はないので断面計算上は応力に余裕があっても、ある程度の剛性のある杭断面を選ぶべきである。都市部においては一般に H-300×300 以上のものが用いられている。以下、断面計算は次のように行う。(図 1-2-51 参照)



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-51 くい断面計算

- a. スパンは、掘削完了時における最下段切梁、または最下段切梁設置直前における 1 段上の切梁と、それぞれの場合の仮想支持点間とする。この両方の場合について計算しなければならない。
- b. 杭は、上の両支点で単純支持されているとする。
- c. 仮想支持点は、杭の根入れ長決定のための安定計算でつり合い深さを求めた際の受働側（受働土圧と杭の側面抵抗）の合力の作用点とする。
- d. 地盤が良く、親杭の根入れ長が短い場合の仮想支持点の最小位置は、掘削底面以下 75 cm とする。
- e. 荷重は、腹起し・切梁と掘削面の間に断面決定用土圧を作用させる。
- f. 腹起し間隔が特に大きいときは、腹起し間を単純スパンとし、断面決定用の土圧を作用させて応力度のチェックを行う。
- g. 杭が覆工から鉛直荷重を受ける場合は、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

## ③ 土留杭の間隔

土留杭の間隔は1～2m程度が一般に用いられており、1.5mを標準とする。

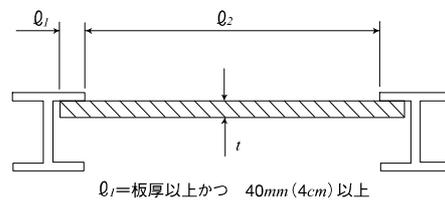
## ④ ボイリング及びヒービングの計算の省略

親杭横矢板土留工は地下水位が低いとき、またはポンプによる排水で十分と考えられるときに採用されるので砂質地盤におけるボイリングの計算は必要ない。また、ヒービングについても原則として行う必要はないが、粘性土で掘削深さが深いときは、本編 1-2-4 4) (4) ②の設計に準じて検討する。

## (2) 土留板の設計

① 土留板は最終掘削深さでの断面決定用土圧に応じて計算された板厚を全断面に用い、その両端が板厚以上かつ40mm(4cm)以上、親杭のフランジにかかる長さとする。(図1-2-52)

② 土留板厚は曲げモーメントに対して次式から求め、せん断力に対しても満足しなければならない。ただし、最小板厚は3cmとする。



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-52 土留板寸法

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma_a}}$$

ここに、 $t$  : 土留板の板厚 (mm)

$b$  : 土留板の深さ方向単位幅 (1000 mm)

$\sigma_a$  : 土留板の許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 土留板の作用モーメント  $\left( = \frac{W\ell_2^2}{8} \right)$  (N・mm)

$\ell_2$  : 土留板の計算スパンで親杭のフランジ間距離 (mm)

$W$  : 断面決定用の土圧強度(N/mm)

$$\tau = \frac{Q}{bt} \leq \tau_a$$

ここに、 $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 作用せん断力(=  $w\ell_2/2$ ) (N)

$t$  : 土留板の板厚 (mm)

$\tau_a$  : 土留板の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

## (3) 腹起し・切梁・中間杭の設計

## ① 腹起し、切梁及び火打ちに作用する土圧の計算

腹起し、切梁及び火打ちに作用する土圧は、最終掘削状態において断面決定用の土圧分布を用い、下方分担法により求める。

下方分担法は、下段の切梁が架設されても上段切梁に加わる力はあまり変化しないという測定例に基づいている。この方法で得られた図の面積が腹起しの単位長さ当たりに働く土圧である(図1-2-53参照)。

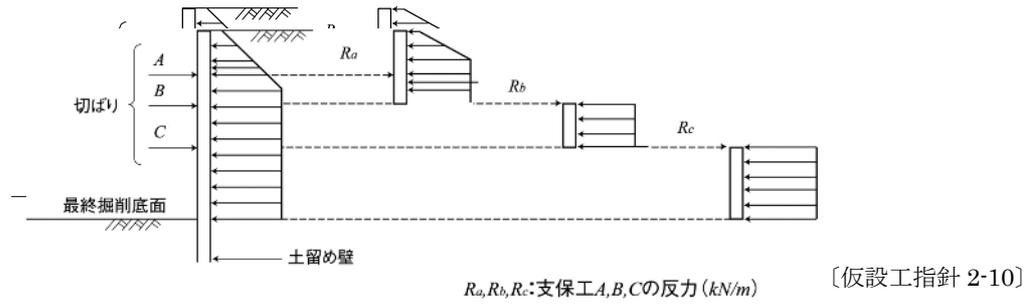
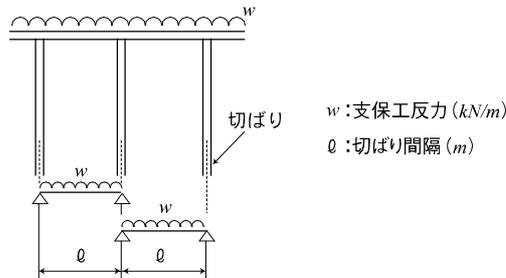


図 1-2-53 腹起しに働く土圧

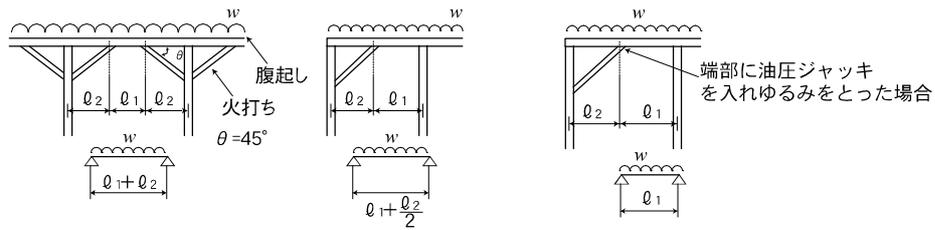
② 腹起しの設計

腹起しは、切梁材芯を支点とした単純梁として設計を行う。そのときの支間としては、火打ちを入れない場合には図 1-2-54(a)に示すように切梁設置間隔とし、火打ちを入れる場合には図 1-2-54(b)に示すように火打ちの形状や配置を考慮して設定する。

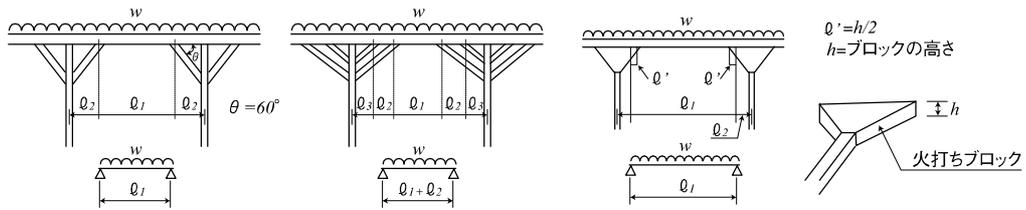
なお、火打ちブロックを用いる場合には、端部にブロック高さの梁材があるものとして火打ちと同様にこの材芯を支点としてもよい。



(a) 火打ちを入れない場合



① 45° 火打ちの場合



② 30°・60° 火打ちの場合

③ 二重火打ちの場合

④ 火打ちブロックの場合

(b) 火打ちを入れる場合

[仮設工指針 2-10]

図 1-2-54 腹起し設計時の計算支間

腹起しを設計する際の荷重の載荷方法は、鋼矢板や地中連続壁のように連続した壁体を用いる場合には、図 1-2-54(a)に示すように支保工反力を等分布荷重として載荷する。土留壁が親杭の場合、特に杭間隔が広い時には、図 1-2-55 に示すように単位長さ当たりの支保工反力に親杭間隔を乗じたものを集中荷重とし、荷重群を移動させて曲げモーメント及びせん断力が最大となるように載荷させることとする。

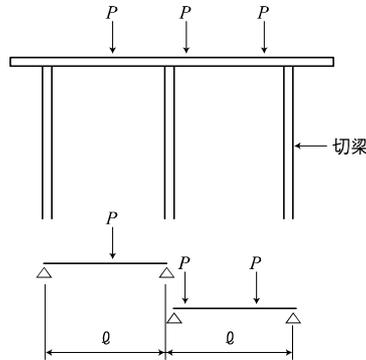
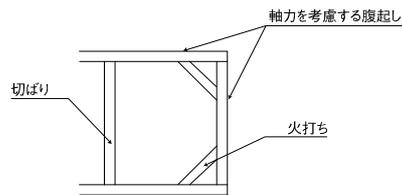


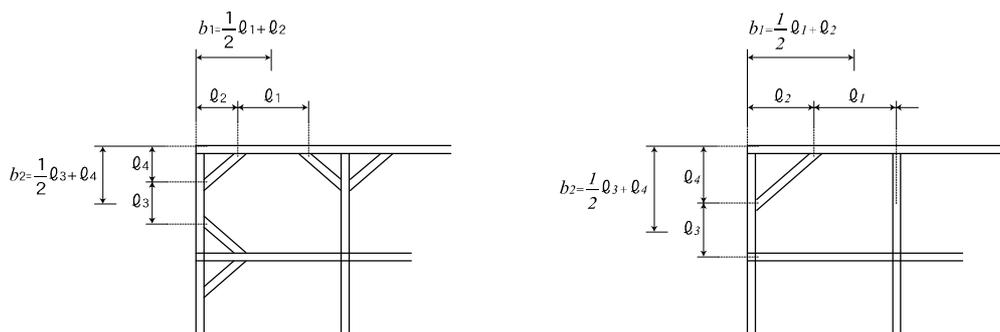
図 1-2-55 土留壁が親杭の場合の荷重の載荷方法

また、図 1-2-56 に示すような一方向切梁の妻部の腹起しや、端部の腹越しは、曲げと圧縮を受ける部材として設計しなければならない。このときの腹起しの軸力は、図 1-2-57 に示すように切梁や火打ちの配置を考慮して大きい方の分担幅で算出する。なお、この際には温度変化に伴う軸力増加を考慮する。



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-56 軸力を考慮する腹起し



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-57 軸力を考慮する腹起しの軸力分担幅

なお、腹起しの最小部材はH-300×300 とする。垂直間隔は3m程度とし、覆工受けたのある場合を除いて土留頭部から1m以内に第1段目の腹起しを入れることを原則とする。また、腹起しの継手間隔は6m程度以上とし、多段切梁の場合は、上下段で並ばない千鳥配置とすることが望ましい。

### ③ 切梁の設計

切梁は、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

ここで、軸力として作用する荷重は、土圧、水圧及び温度変化による荷重であり、曲げモーメントを発生させる荷重は、自重や切梁上に載荷される実荷重である。土圧及び水圧は、腹起し設計時の荷重から、図 1-2-58 に示すように着目切梁位置に親杭がくるように配置した切梁分担幅内の荷重の和として算出する。

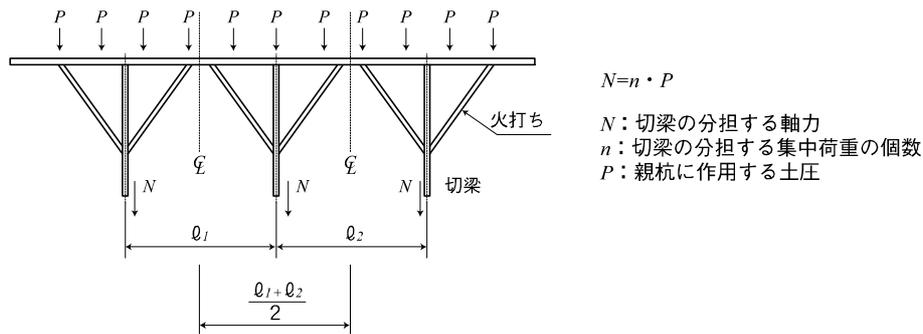


図 1-2-58 切梁に軸力として載荷される土水圧

曲げモーメントを計算する際の荷重は、切梁自重を含めた実荷重とし、鉛直方向座屈長をスパンとする単純ばりで計算する。ここで実荷重が不確定の場合には切梁自重を含め  $5\text{kN/m}$  程度以上考慮することとする。

なお、切梁は  $\text{H}-300 \times 300$  を最小部材とし、設置間隔は水平方向には  $5\text{m}$  以下を原則とする。

許容軸方向圧縮応力度の計算に用いる  $l$  (有効座屈長) は、切梁相互、切梁と腹起し、あるいは切梁と中間杭との交点間距離をとるが、鉛直方向と水平方向で拘束条件が異なり、算出方向が異なる。詳細については、〔仮設構造物工指針 2-10-4〕を参照されたい。

#### ④ 中間杭の設計

中間杭は、切梁の座屈防止や覆工受けたからの荷重を支持することを目的として設置するものであり、一般に軸方向鉛直力に対して設計される。

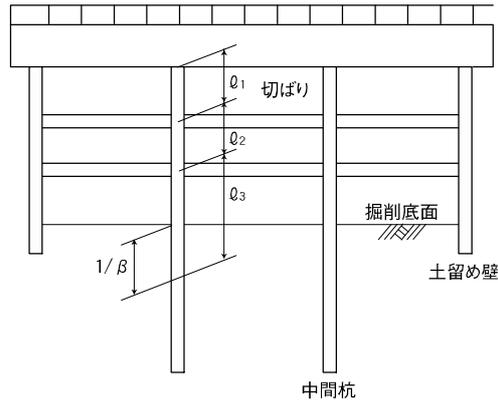
中間杭に作用する鉛直荷重としては次のものを考慮する。

- a. 路面荷重 (衝撃を含む)
- b. 路面覆工 (覆工板、けた等) 自重
- c. 埋設物自重 (防護げたを含む)
- d. 中間杭の自重、切梁の自重および座屈抑制荷重

切梁の強軸まわりの座屈の抑制によって生じる中間杭の軸方向力は、切梁に作用する全軸方向力の  $2\%$  としてよい。この場合、交差する両方向の切梁の座屈抑制荷重を同時に加算し、かつ、多段切梁の場合は各段の切梁について同時に考慮しなければならない。また、掘削底面地盤の盤ぶくれのおそれがある場合やリバウンドが予想される場合には、上方向に変位する場合も考慮して中間杭の根入れを増大させるなど、その影響を軽減させるための対策をとることが望ましい。

中間杭の許容鉛直支持力については本編 1-5 4) (5)による。なお、中間杭は  $\text{H}-300 \times 300$  以上の部材を用いる。

中間杭は土留め壁とは異なり掘削面以上において側面を拘束されていないことから、座屈を考慮しなければならない。許容軸方向圧縮応力度の算出に用いる  $l/\gamma$  の  $l$  は図 1-2-59 に示すように中間杭天端と切梁交点間  $l_1$ 、切梁交点間  $l_2$ 、切梁交点と掘削底面から  $1/\beta$  までの間を  $l_3$  とし、 $\gamma$  は弱軸方向の断面 2 次半径を用いる。このとき、切梁と中間杭との交点は緊結されたものでなければならない。



〔仮設工指針 2-10〕

図 1-2-59 中間杭の計算支間

(4) 火打ちの設計

火打ちは、腹起しに作用する土圧による軸力のほか温度変化による軸力増加の影響や自重などによる曲げモーメントも考慮し、軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

- ① 腹起しから火打ちに作用する軸力は、親杭横矢板土留壁を用いる場合には次式により、温度の変化による軸力の変化は切梁に準拠して算出してよい。(図 1-2-60、図 1-2-61)

$$N = R / \cos \theta \quad (\text{親杭を用いる場合})$$

ここに、 $N$  : 火打ちに発生する軸力 (kN)

$R$  : 火打ちが負担する腹起しからの土圧 (kN)

$\theta$  : 火打ちの設置角度(度)

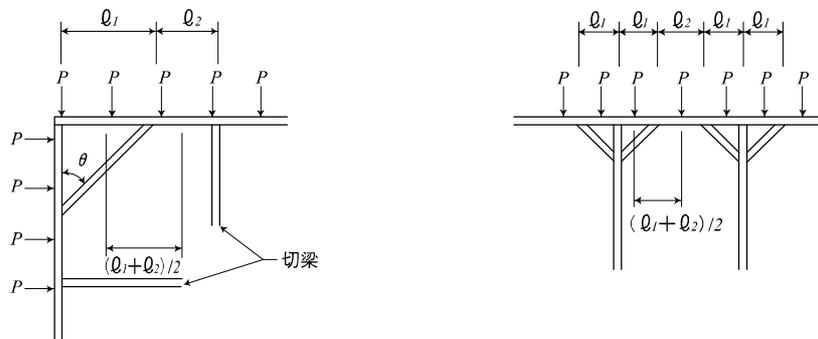
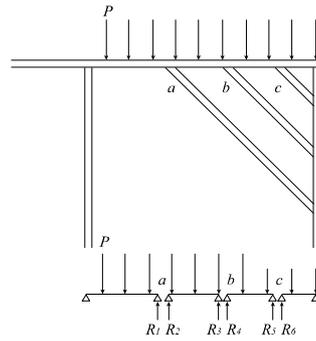


図 1-2-60 親杭の場合の火打ちの設計



火打ち  $a$ 、 $b$ 、 $c$  が負担する  
 腹起しからの荷重 (KN) {tf}

$$R_a = R_1 + R_2$$

$$R_b = R_3 + R_4$$

$$R_c = R_5 + R_6$$

図 1-2-61 多重火打ちの場合

- ② 火打ちと腹起しや切梁との接合部は、せん断に対し十分抵抗できる構造とする必要がある。また、火打ちを切梁に取り付ける場合は、偏心荷重を生じないように左右対称に取り付けなければならない。なお、隅火打ちは  $45^\circ$  で設置することを原則とする。
- ③ 火打ちが大規模で、スパンが長い場合には、両端固定の梁として火打ちの自重を等分布荷重とみなしてモーメントを求める。

4) 切梁式鋼矢板 [仮設構造物工指針 2-9]

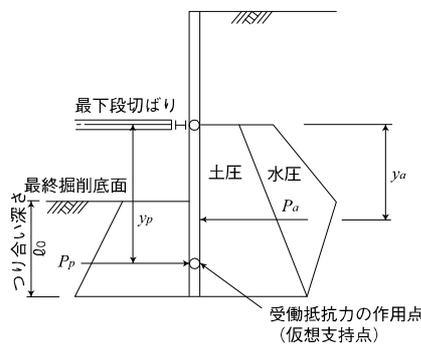
(1) 鋼矢板の設計

① 鋼矢板根入れ部の安定計算

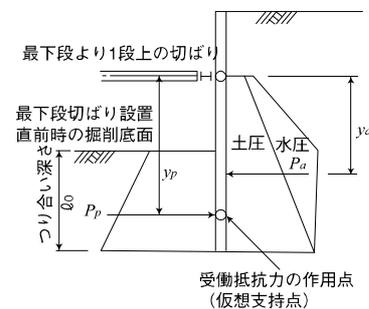
根入れ長の設計は、基本的には土留めの場合と同様に行う。異なる点は鋼矢板の根入れ部が連続していること、一般に水圧がかかること、土留めの場合と異なる考えで鋼矢板根入れ長の最小値を決める必要があることの3点である。

以下鋼矢板根入れ部の計算は、次のように行う。

- a. つり合い深さは、図 1-2-62 に示す 2 つの状態について計算し、大きい方のつり合い深さをとる。
- b. 鋼矢板の根入れ長は、つり合いの深さの 1.2 倍とする。



(a) 掘削完了時の計算  
(最下段切梁位置での計算)



(b) 最下段切梁設置直前の計算  
(最下段切梁より 1 段上の切梁位置での計算)

[仮設工指針 2-10]

図 1-2-62 つり合い深さの計算 (鋼矢板の場合)

- c. つり合い深さを求める際の土圧は、慣用法による根入れ長の計算に用いる土圧を用いる。
- d. 水圧は、本編 1-2-2 2) (5) ③によるものとする。
- e. 土の単位体積重量は、設計水位以上は湿潤重量を、設計水位以下は飽和重量から  $9.0\text{kN/m}^3$  をさしひいた重量を用いてよい。
- f. 安定計算から決まる鋼矢板の根入れ長の最小値は3 mとする。
- g. 地盤が軟弱な場合、安定計算から決まる鋼矢板の根入れ長の最大値が掘削深さ（水中では設計水位から掘削底面までの深さ）の1.8倍程度を超える場合は支保工配置の見直しや地盤改良の実施等の対策をとる。
- h. 鋼矢板の根入れ長は、モーメントのつり合いによって決まる鋼矢板の根入れ長と掘削底面の安定、本編 1-2-4 4) (4)によって決まる根入れ長のいずれか大きい方で定める。

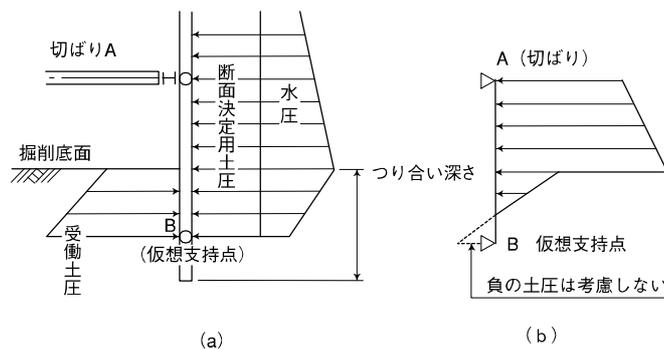
## ② 鋼矢板の断面計算

鋼矢板の断面は、ここで行う断面計算か、次に述べる変位の計算によってきまる。鋼矢板の断面計算は、基本的には土留めの場合と同じである。

土留めと異なる点として、第1には、荷重として水圧が働くことである。第2には、鋼矢板根入れ部の土圧を無視できないことである。根入れ部に実際に働いている土圧は、主働側には掘削底面の上下に連続して断面決定土圧を考え、受働側には受働土圧を考える。第3の点は、鋼矢板は、一般には断面の曲げに対して設計されるので本要領では曲げと軸力を同時に考えないことである。ただし、軸力を受ける場合は別途検討する必要がある。

以下、鋼矢板断面の計算は次のように行う。

- a. スパンは、掘削完了時における最下段切梁、または最下段切梁配置直前の1段上の切梁と、それぞれの場合の仮想支持点の間とする。
- b. 鋼矢板は、上の両支点で単純支持されているものとする。
- c. 仮想支持点は、安定計算でつり合い深さを求めた際の受働土圧の作用位置とする。



[仮設工指針 2-9]

図 1-2-63 鋼矢板の断面計算

- d. 地盤が良く、鋼矢板の根入れ長が小さい場合の仮想支持点の最小位置は、掘削底面以深 75 cmとしてよい。また仮想支持点の最大深さは、掘削底面以深 5 mとする。
- e. 荷重は図 1-2-63(a)のように、主働側には切梁と仮想支持点の間に、断面決定用土圧と水圧を作用させる。水圧はつり合い深さの先端でゼロとなり掘削底面に頂点を持つ三角形分布とする。受働側には仮想支持点まで慣用法に用いる土圧の受働土圧を作用させる。この結果、荷重は図 1-2-63(b)のようになるが、図の破線部分の負の土圧は考慮しない。

- f. 腹起し間隔が特に大きいときは、腹起し間を単純梁とし、断面決定用土圧と水圧を作用させ鋼矢板の応力度を検討する。
- g. 鋼矢板の断面応力度は次式により求める。

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{Z}$$

ここに、 $\sigma_s$  : 応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (表 1-2-11 参照)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (N・cm/m)  
 $Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>/m)

③ 鋼矢板中心線と構造物との距離

鋼矢板方式では、水圧が作用するので切梁の鉛直間隔が密となるのが普通である。このような場合にも腹起しを撤去できるようにするためには、鋼矢板と構造物面との間をある程度あけておく必要がある。鋼矢板中心線と構造物との間隔は、腹起しの他に型わくの取付撤去をも考えて腹起しにH-300を用いた場合には図 1-2-64 のように 1mにする。

軟弱地盤などで掘削深さが大きく、鋼矢板の変形が大きくなる場合などはさらに間隔を大きくする必要がある。

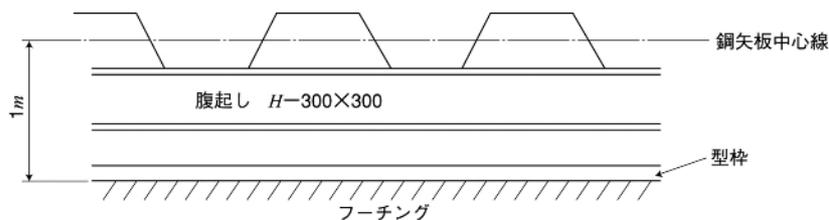


図 1-2-64 鋼矢板中心線と構造物側面との距離

④ 鋼矢板変位の検討

鋼矢板の変位は、図 1-2-65 に示すように最上段切梁位置Aを剛な支点として、仮想支持点深さの 1/2 点 Bを弾性支点としてその間の単純梁として求める。

変位量は、単純梁としての最大たわみ  $\delta_1$  に、その最大たわみが生じる点における弾性支点の変位の影響  $\delta_2 = \delta'_2 \ell_2 / \ell_1$  を加えた変位量  $\delta = \delta_1 + \delta_2$  とする。変位量は以下の式で計算する (図 1-2-66 参照)。

$$\delta_1 = \frac{5w\ell^4}{384EI} \quad (\text{m})$$

$$\delta_2 = \frac{\delta'_2}{2} = \frac{R}{2K} \quad (\text{m})$$

ここに、 $w$  : 断面決定用の側圧に等しい面積の等分布荷重 (kN/m)  
 $E$  : 土留壁のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $I$  : 土留壁の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 $R$  : B点における反力 ( $= \frac{1}{2} w \ell_1$ ) (kN)  
 $K$  : B点のバネ定数 (kN/m)

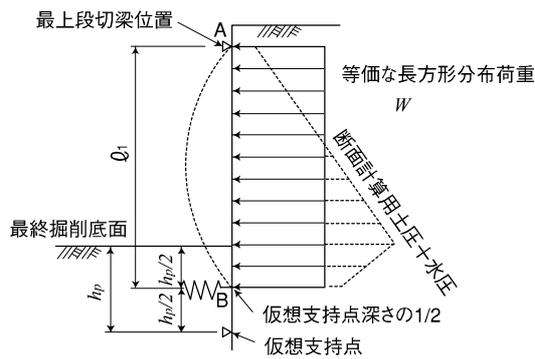


図 1-2-65 鋼矢板変位量の計算

荷重としては、断面決定用の土圧と水圧をスパン全長にわたり載荷する。ただし、台形状の荷重は、全載荷重  $P$  をスパン  $l_1$  で除した  $P/l_1$  を荷重強度とする等価な長方形分布荷重としてもよい。この場合、 $l_2 = l_1/2$ 、 $\delta_2 = \delta'_2/2$  となる。

弾性支点を表すバネ定数  $K$  (kN/m) は、次式に示すように、最終掘削底面から仮想支持点までの区間における地盤の水平地盤反力係数  $k_H$  値 (kN/m<sup>3</sup>) に、その区間の鋼矢板側面積  $A$  (図 1-2-65 において幅 100 cm × 深さ  $h_p$ ) を乗じた値とする。 $K = k_H A$

$k_H$  は、本編 1-2-2 3) (4) に示す式を参照して設定することが望ましいが、一般的には表 1-2-32 に示す値程度が用いられる。

表 1-2-32 水平地盤反力係数  $k_H$  (kN/m<sup>3</sup>)

地 盤 条 件		$k_H$
沖 積 層	粘 性 土	5,000~20,000
	砂 質 土	15,000~30,000
洪 積 層	粘 性 土	20,000~40,000
	砂 質 土	40,000~60,000

〔仮設工指針 2-9〕

以上のようにして求めた鋼矢板の最大変位は、30 cm 程度を目安とする。

最大変位量が 30 cm を超えた場合は、1 段上位の剛性をもつ鋼矢板を使用するか、掘削に先立ち土留内に地盤改良を行い、受働抵抗の増加を図るなどの処置を考えるべきである。

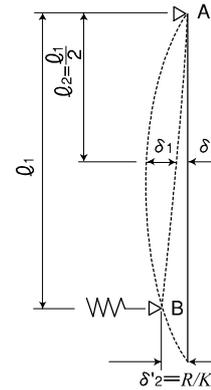
ただし、重要構造物等が近接している場合は単に最大変位量だけではなく別途よく検討し、対策を講ずる必要がある。

また、鋼矢板の変位を抑えるため、プレロード工法を用いる場合には、弾塑性法等の解析を行うなど、別途検討する必要がある。

ここで示した内容は、あくまでも土留構造物の剛性をチェックするものであり、実際の変形形状や変位量を表すものではないので、変位量が必要な場合は弾塑性法等によって計算するものとする。

(2) 腹起し、切梁及び中間杭の設計

腹起し、切梁、中間杭の設計は、親杭横矢板土留工の場合とほとんど同様であるが、土圧の他に水圧が作用することが異なっている。この場合は鋼矢板断面の応力計算で行ったように、土圧及び水圧の分布は仮想支持点まで考える必要はなく、図 1-2-67 に示すとおり最終掘削底面までとする。



〔仮設工指針 2-9〕

図 1-2-66 たわみ量の求め方

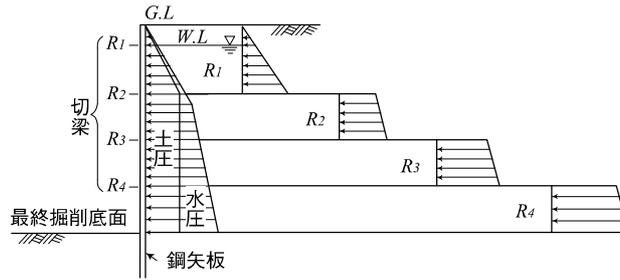


図 1-2-67 腹起し、切梁に働く側圧

切梁座屈防止用中間杭と鉛直荷重を受ける中間杭との兼用は原則としてしてはならないが、支持層まで打設されたものや根入れ長が十分であり沈下に対して安全である場合には、必要に応じて沈下防止板を設けるとか、中間杭の自重、切梁に綾構を付けたりして特別の配慮をすれば兼用してもよい。

- ① 中間杭に作用する荷重は、中間杭の自重、切梁自重及び路面覆工を設置している場合の覆工受けたからの荷重や、切梁工に作業床を設置している場合等の積載荷重、および切梁軸力による分力であるそれらの荷重はブラケットを介して中間杭に伝えられるため、中間杭は軸力と曲げ応力を受ける部材として扱う。
- ② 切梁に作用する軸力の基本的な考え方は、切梁式親杭横矢板土留工と同様であるが、鋼矢板の場合土留壁が連続するため、土圧及び水圧による軸力は図 1-2-68 に示すとおりとなる。

なお、切梁軸力による分力は、切梁溝面外の座屈に対する支持荷重で切梁に作用する全軸力の 1/50 とされている。また、切梁支柱は作用する軸力に対しての支持力に対する検討が必要である。

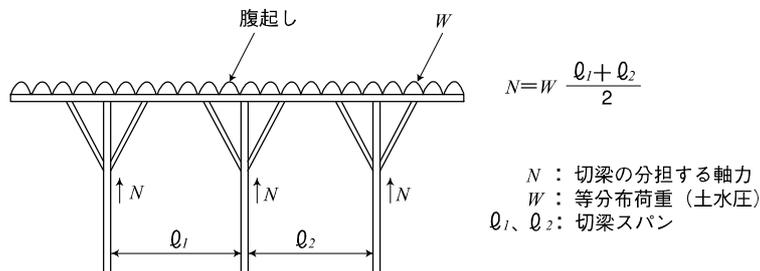


図 1-2-68 切梁に軸力として載荷される土水圧(土留壁が連続した壁体の場合)

a. 応力算定

$$N = N_1 + N_2 + N_3 \text{ (支柱の軸力)}$$

$$N_t = N_1 - N_2 - N_3 \text{ (支柱の引抜き力)}$$

$$M = (n_1 + n_2) e \text{ (支柱のモーメント)}$$

ここに、 $N$  : 中間杭に働く軸力(kN)

$$N_1 : \text{切梁軸力による分力} = \sum_{x=1}^n \frac{1}{50} (S_x + S_y) \text{ (kN)}$$

$S_x, S_y$  : 切梁軸力による分力(kN)

$n$  : 切梁段数

$$N_2 : \text{切梁自重+積載荷重} = \sum_{x=1}^n (l_x w_x + l_y w_y) \text{ (kN)}$$

$l_x, l_y$  : 支柱間隔 (m) (図 1-2-69 参照)

$w_x, w_y$  : 切梁自重+積載荷重

特別な荷を除き  $w_x=w_y=0.5$  (kN/m)

$N_3$  : 支柱自重 (kN)

$N_t$  : 引抜き力 (kN)

$M$  : 曲げモーメント (kN・m)

最下段切梁と根切り底との間が最も不利になる事が多い

$n_1$  : 最下段切梁軸力による分力 (kN)

$n_2$  : 最下段切梁自重+積載重量 (kN)

$e$  : 切梁と支柱との離れ (m)

b. 断面検討

曲げ応力度  $\sigma_b$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} < f_b$$

圧縮応力度  $\sigma_c$  (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_c = \frac{N}{A} < f_c$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} + \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1.0$$

ここに、  $Z$  : 断面係数 (m<sup>3</sup>)

$A$  : 断面積 (m<sup>2</sup>)

$f_b$  : 許容曲げ応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$f_c$  : 許容圧縮応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

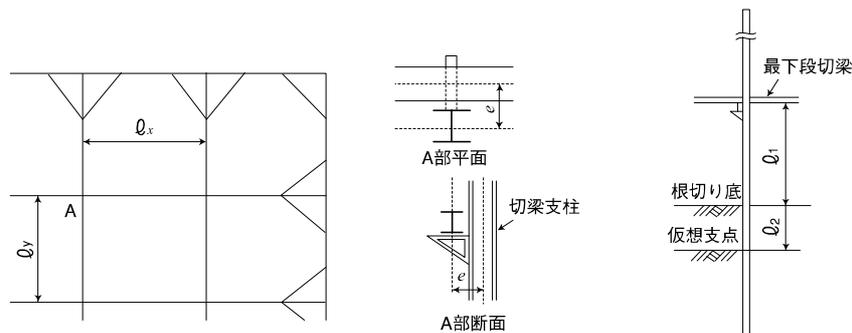


図 1-2-69 切梁支柱の荷重分担幅

なお、軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。詳細は、本編 1-2-2 5) (1) ②の軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材を参照されたい。

圧縮応力度  $\sigma_c$  算定に際しての座屈長さは  $l_k$  は、下記による。

$$l_k = l_1 + l_2(m)$$

$$l_2 = \frac{1}{\beta}(m)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

ここに、 $\ell_1$ 、 $\ell_2$  : 図 1-2-69 による。

$k_H$  : 土の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$D$  : 中間杭の幅(m)

$E$  : 中間杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 中間杭の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

c. 支持力の検討

支持力の検討は、路面覆工等で親杭及び中間杭等に活荷重による大きな軸力が働く場合に行う。その場合、杭に作用する軸力が杭先端地盤の許容支持力以下であることをチェックする。

なお、支持力の検討についての詳細は、本編 1-5 4) (5)を参照されたい。

(3) 火打ちの設計

火打ちは、腹起しに作用する土圧や水圧による軸力のほか温度変化による軸力増加の影響や自重などによる曲げモーメントも考慮し、軸力と曲げモーメントを同時に受ける部材として設計する。

腹起しから、火打ちに作用する軸力は、土留壁が連続した壁体の場合には次式により、温度変化は切梁に準拠して算出する。(図 1-2-70、図 1-2-71 参照)

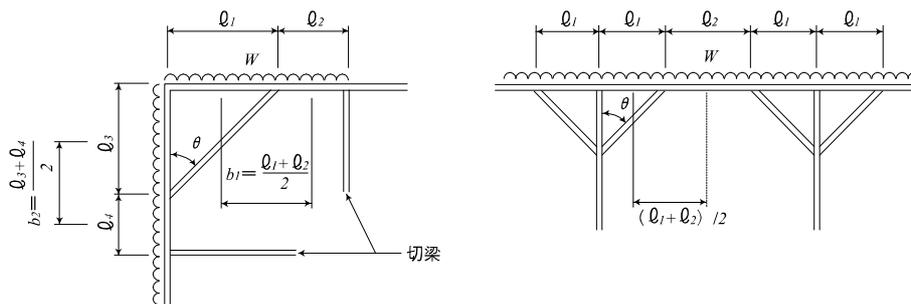
$$N = \frac{\ell_1 + \ell_2}{2} w / \cos\theta \quad (\text{土留壁が連続した壁体の場合})$$

ここに、 $N$  : 火打ちに発生する軸力 (kN)

$\ell_1$ 、 $\ell_2$  : 腹起しの支間 (m)

$w$  : 腹起しの単位長さ当たりに作用する土水圧(kN/m)

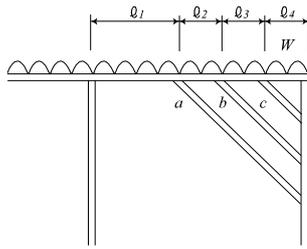
$\theta$  : 火打ちの設置角度(度)



[仮設工指針 2-10]

$b_1$ 、 $b_2$ のうち大きい方を用いる

図 1-2-70 土留壁が連続した壁体の場合の火打ちの計算



$$R_a = \frac{l_1 + l_2}{2} W \quad R_b = \frac{l_2 + l_3}{2} W \quad R_c = \frac{l_3 + l_4}{2} W$$

$W$  : 支保工反力(kN/m)

$R_a$ 、 $R_b$ 、 $R_c$  : 火打ち a、b、c が負担する腹起しからの荷重(kN/m)

[仮設工指針 2-10]

図 1-2-71 多重火打ちの場合(連続壁)

(4) 掘削底面の安定 [仮設構造物工指針 2-9-3]

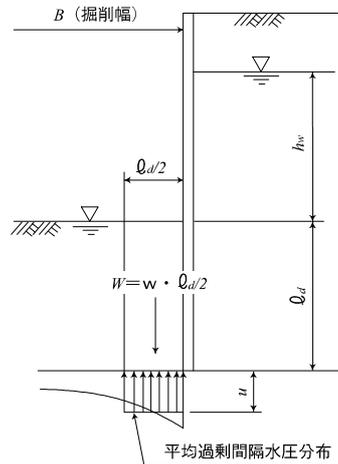
① ボイリング及びパイピングの検討

砂質土地盤のように、透水性の大きい地盤で、遮水性の土留壁を用いて掘削する場合、掘削の進行に伴って、土留壁背面側と掘削面側の水位差が徐々に大きくなる。この水位差のため、掘削面側の地盤内に上向きの浸透流が生じ、この浸透圧が、掘削面側地盤の有効重量を超えるようになると、砂の粒子が湧きたつ状態となる。このような状態をボイリングという。ボイリングが発生すると、掘削面側の抵抗が減じるため、掘削底面の安定が失われ、最悪の場合、土留の崩壊といったことも考えられる。従って、地下水位の高い砂質土地盤を掘削する場合、ボイリング発生の可能性を検討し、安定を確保しなければならない。

ボイリングの検討は、Terzaghi の方法が一般的である。Terzaghi の方法は、図 1-2-72 に示すように、土留壁の先端位置水位差の半分に相当する平均過剰間隙水圧が発生し、それに対して、掘削面側の根入れ長 1/2 に相当する崩壊幅分の土の有効重量が抵抗すると考える方法である。

Terzaghi の考え方を基本とし、土留の形状に関する補正係数を乗じて、ボイリングの安全率を求めることとする。

図 1-2-72 にボイリングの考え方を、次式にはボイリングの検討式を示す。



[仮設工指針 2-9-3]

図 1-2-72 ボイリングの考え方

$$F_s = \frac{W}{u}$$

ここに、 $F_s$  : ボイリングに対する安全率( $F_s \geq 1.2$ )

$W$  : 土の有効重量 ( $= \gamma' l_d$ ) (kN/m<sup>2</sup>)

$u$  : 土留壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

ただし、 $u \leq \gamma_w h_w$

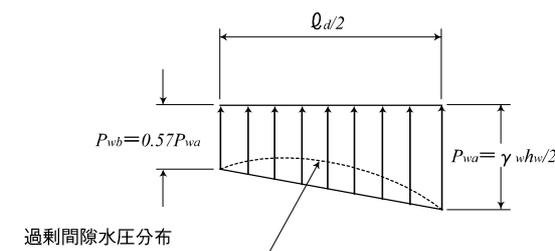
$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\ell_d$  : 土留壁の根入れ長 (m)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水位差 (m)

土留壁先端位置での過剰間隙水圧を  $p_{wa} (= \gamma_w h_w / 2)$  とすると、崩壊幅  $\ell_d / 2$  位置での過剰間隙水圧  $p_{wb}$  は、楕円浸透流理論から  $p_{wb} \approx 0.57 p_{wa}$  となるため、平均過剰間隙水圧は、図 1-2-73 に示すような台形分布で近似した場合、次式で表される。



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-73 過剰間隙水圧分布

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4}$$

ここに、

$\lambda$  : 土留の形状に関する補正係数

a. 矩形形状土留の場合

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

$\lambda_1$  : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7(B/\ell_d)^{-0.45}$$

ただし、 $\lambda_1 < 1.5$  のときは、 $\lambda_1 = 1.5$  とする。

$\lambda_2$  : 土留平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09\{(L/B) + 0.37\}^{-2}$$

$L/B$  は、土留平面形状の (長辺/短辺) とする。

b. 円形状土留の場合

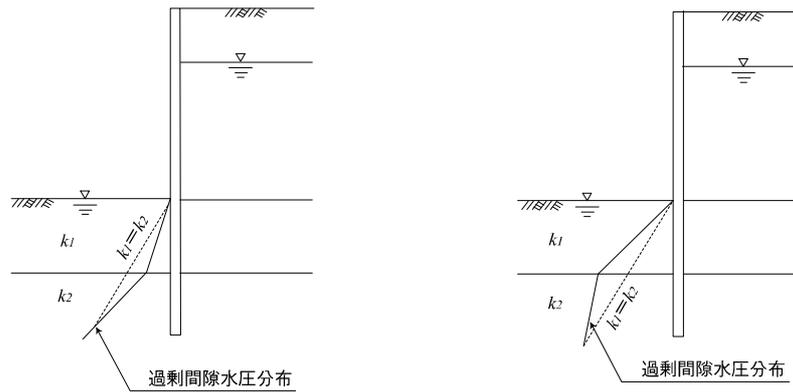
$$\lambda = -0.2 + 2.2(D + \ell_d)^{-0.2}$$

ただし、 $\lambda < 1.6$  のときは、 $\lambda = 1.6$  とする。

$D$  は、円形状土留の直径 (m)

ここで、掘削形状に関する補正係数は、各種パラメータに対する有限要素法による浸透流解析の結果を整理して得られたものである。

また、土留壁の根入れ部に透水性の異なる透水層が複数存在し、図 1-2-74(b) に示すように上層に透水性の小さい層がある場合 ( $k_1 < k_2$ )、上層下面位置での過剰間隙水圧が単層地盤の場合に比較して大きくなり、ボーリングに対して危険な状態となるため注意が必要である。



〔仮設工指針 2-9-3〕

(a)  $K_1 > K_2$  の場合

(b)  $K_1 < K_2$  の場合

図 1-2-74 二層系地盤における過剰間隙水圧分布

パイピングは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが土留壁近傍や中間杭周面のような土とコンクリート、あるいは剛材等の異質の接触面に沿って上方に進行し、パイプ状にボイリングが形成される現象である。パイピングに対する検討は、図 1-2-75 に示すように浸透路長と水位差の比を考慮した次式を用いる。

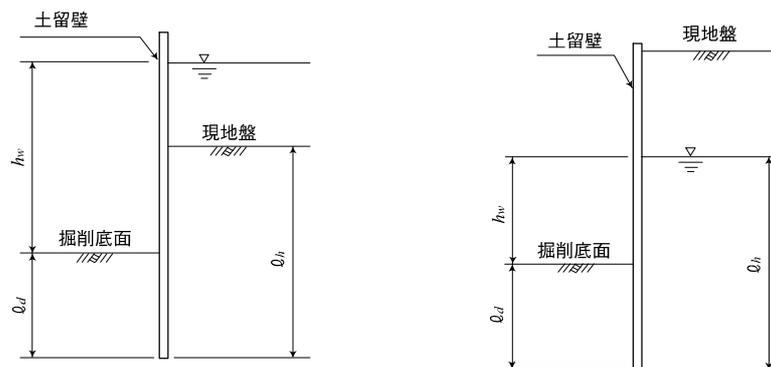
$$l_h + l_d \geq 2h_w$$

ここに、 $l_h$  : 背面側の浸透流路長 (m)

ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、 $l_h$  から控除する。

$l_d$  : 掘削底面からの根入れ長 (m)

$h_w$  : 水面から掘削底面までの高さ (水位差) (m)



(a) 水中掘削の場合

(b) 陸上掘削の場合

〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-75 パイピングの検討

② ヒービングの検討

ヒービングとは、掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合等で、土留背面の土の重量や土留に近接した地表面での上乗荷重等により、掘削底面の隆起、土留壁のはらみ、周辺地盤の沈下が生じ最終時には土留工の崩壊が生じる現象である。そのため、含水比の高い粘性土地盤を掘削する場合には、ヒービングに対する安全性を検討しなければならない。

通常、掘削底面の安定を判定するのに、安定数  $N_b$  が用いられるが、安定数  $N_b$  が次式を満たすならば、ヒービングに対する検討を省略してもよい。

ヒービングが問題となるのは、主として、沖積粘性土地盤であり、含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合である。安定数  $N_b$  が 3.14 を超えると、塑性域が掘削底面の隅から発生し始め、 $N_b$  が 5.14 で底部破壊が生じるとされている。

$$N_b = \frac{\gamma \cdot H}{c} < 3.14$$

ここに、  $N_b$  : 安定数

$\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 掘削深さ(m)

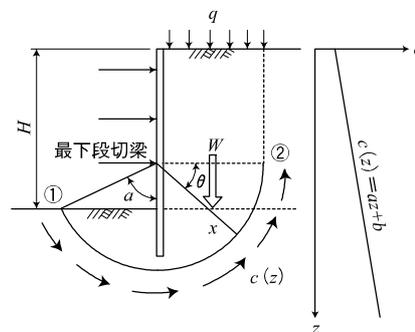
$c$  : 掘削底面以下の地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

なお、式の中の粘着力  $c$  は、沖積粘性土地盤において、深度方向に増加する傾向にあるが、設計上の安全を考慮し掘削底面付近の粘着力とする。

$N_b$  が 3.14 以上の場合は、次式を用いてヒービングの検討をするものとする。

ヒービングに対する検討は、図 1-2-76 に示すように、最下段切梁を中心とした任意の半径  $x$  のすべり円を仮定し、奥行き方向単位幅当たりについて、①から②区間の土の粘着力による抵抗モーメント( $M_r$ )と、背面側の掘削底面深さまで作用する土の重量と地表面での上載荷重による滑動モーメント( $M_d$ )の関係として求めるものである。

掘削底面の安定を図るうえで、各掘削時から支保工設置時までの時間が重要である。架設手順が遅れた場合、地盤のクリープ特性によっても異なるが、土留壁の変形が進行し、塑性領域が拡大するため、切梁架設までの時間をできるだけ短くするように、施工計画を考えることが重要である。



[仮設工指針 2-9-3]

図 1-2-76 ヒービングの検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \int_0^{\pi/2 + \alpha} c(z) x d\theta}{W \frac{x}{2}} \quad (\text{ただし } \alpha < \frac{\pi}{2})$$

ここに、  $c(z)$  : 深さの関数で表した土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は、 $a=2$  kN/m<sup>2</sup> としてよいが、深度方向に求められた一軸圧縮強度等の土質試験値から求めるのが望ましい。

$x$  : 最下段切梁を中心としたすべり円の任意の半径 (m)

(掘削幅を最大とする。)

$W$  : 掘削底面に作用する背面側  $\chi$  範囲の荷重 (kN)

$$W = \chi (\gamma H + q)$$

$q$  : 地表面での上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 掘削深さ (m)

$F_s$  : 安全率 ( $F_s \geq 1.2$ )

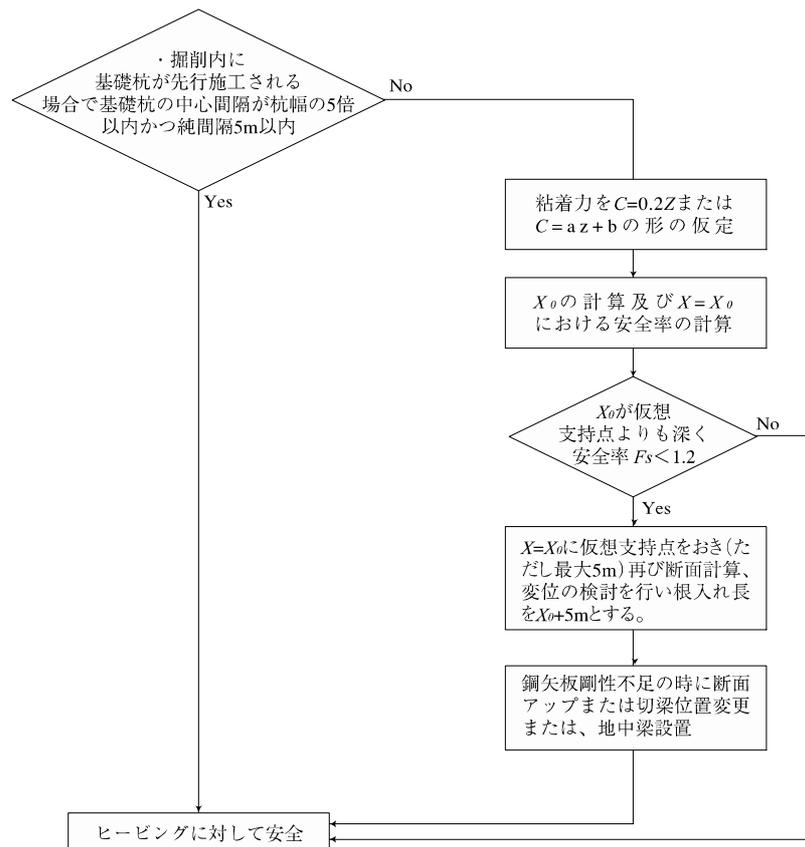
掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力を  $c$  として上式は、次式となる。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) xc}{(\gamma H + q)x \frac{x}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma H + q}$$

ヒービング防止対策としては、土留壁の根入れと剛性を増す方法や、掘削面側の地盤改良等がある。

土留壁の根入れ長を増やしてヒービングを防止する方法は、多くの事例があるが、軟弱な沖積粘性土が厚く堆積している場合、土留壁の剛性のみではヒービングに抵抗できず、地盤改良が必要となる場合も多い。

ヒービング計算の手順は、図 1-2-77 に示すとおりである。



[仮設工指針 2-9-3]

図 1-2-77 ヒービング計算の手順

## ③ 盤ぶくれの検討

盤ぶくれとは、掘削底面以下に難透水層が存在し、さらにその下に被圧帯水層がある場合で、その被圧水層より上方の地盤の抵抗力より大きいときに掘削底面が浮上がり、最終的には難透水層が破られボーリング状態の破壊に至る現象である。そのため、掘削底面に、粘性土地盤や細粒分の多い細砂層のような不透水層があり、その不透水層の下に、被圧帯水層が存在する場合、盤ぶくれに対する安全性を検討する必要がある。

現行の指針等では、盤ぶくれに対する検討方法や安全率の評価に多少差異がみられるが、被圧水圧と土かぶり圧との比で評価する荷重バランス法で検討している場合が多く、荷重バランス法を基本とした(図1-2-78 参照)。

$$F_s = \frac{W}{u} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_w h_w}$$

ここに、 $F_s$  : 盤ぶくれに対する安全率 ( $F_s \geq 1.1$ )

$W$  : 土かぶり荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

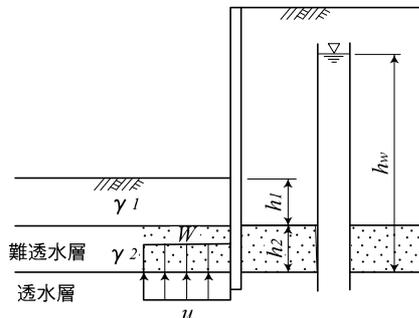
$u$  : 被圧水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h_1$ 、 $h_2$  : 地層の厚さ (m)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

$h_w$  : 被圧水頭 (m)



〔仮設工指針 2-9-3〕

図 1-2-78 盤ぶくれに対する検討

盤ぶくれに対する安全率の評価については明確なものがないが、間隙水圧の値や土の単位体積重量等の設計定数の決定にあたって、十分な調査を行っていることを前提として  $F_s \geq 1.1$  とした。

盤ぶくれ防止対策には、遮水性の土留壁を用いて被圧帯水層を遮断する方法、ディープウェルにより被圧水頭を低下させる方法、掘削側の底部地盤を改良して難透水層を造り、土かぶり荷重を増加させる方法などの工法が一般的に採用されているが、現状の状況を的確に判断して、最適な工法を選定しなければならない。

## 5) アースアンカーの設計

切梁式(親杭横矢板または鋼矢板)土留工において切梁の代わりにアンカーで腹起し反力を受けるもので、アンカーを除く土留壁、腹起し等は切梁式と同様に設計する。

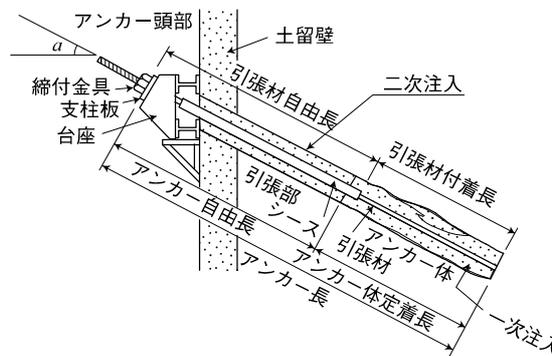
## (1) アンカー式土留に作用する側圧

本編 1-2-2 2) (5) ②に示す断面決定用土圧を用いてもよい。また地下水圧は別途考慮する。

## (2) 仮設アンカーの構成及び防食方法

アンカーは、引張り力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトによって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成される(図 1-2-79 参照)。

- ① 仮設アンカーの使用期間は一般的に短く、使用期間2年未満の仮設アンカーの場合は、簡易な防食方法によることができるが、使用期間が2年以上の仮設アンカーは二重防食とする必要がある。
- ② セメント系グラウトの被りが10mm以上あれば一定の防食機能をもつと考えられるので使用期間の短いアンカーで厳しい防食環境にならない場合には、これを簡易な防食方法と考えてよい。



[仮設工指針 2-10-7]

図 1-2-79 仮設アンカーの一例

## (3) アンカーの配置

## ① アンカー配置上の原則

アンカーの間隔及び長さは、アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定を考慮して決定する。

図 1-2-80 に示すように、アースアンカーと土留め根入れ部分の仮想支持点との間の深いすべり面の安定の検討方法として最も一般的に行われているのは E.Kranz (クラantz) の簡易計算法である。

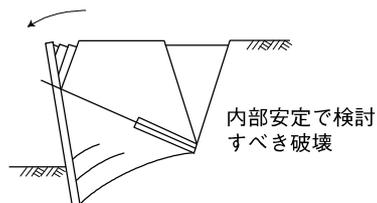


図 1-2-80 深いすべり面における破壊

クランツの方法は図 1-2-81(a)に示すように、アンカー体の中央点と土留めの仮想支持点を結んだ直線を深いすべり線と仮定し、同図の斜線を付した部分に作用する力のつり合いから、その水平分力と設計アンカー力の水平分力の比を安全率とするものである。

限界抵抗力の水平成分 ( $\max R_h$ ) は、図 1-2-81(b)に示される力のつり合いから次式で求めることができる。(砂地盤の場合  $c = 0$  として)

$$E_{rh} = [W - (E_{ah} - E_{lh}) \tan \delta] \tan(\phi - \theta)$$

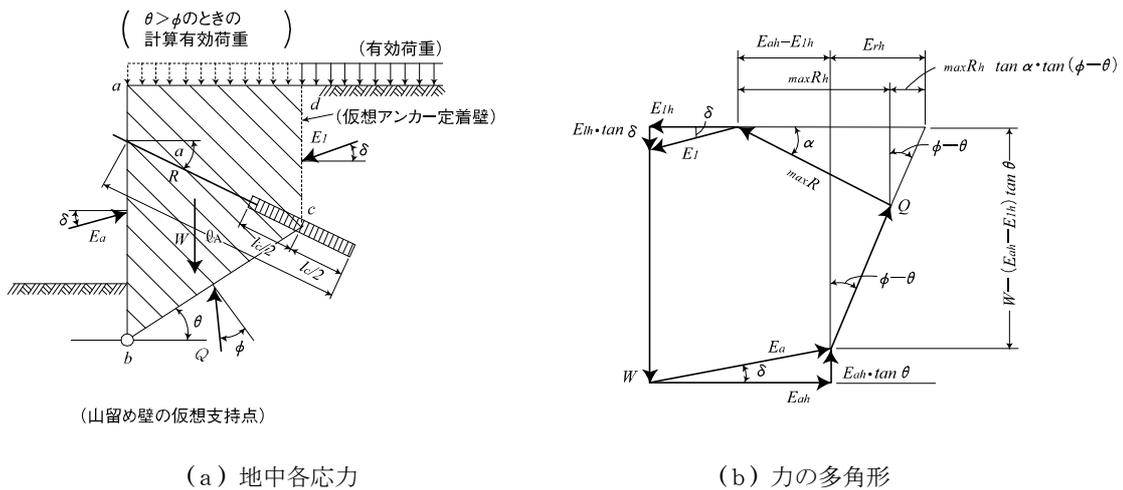
$$\max R_h = \frac{E_{ah} - E_{lh} + E_{rh}}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

- ここに、  
 $W$  : 深いすべり線にかかる土塊の重量 (kN/m)  
 $E_a$  : 土留めの上端から仮想支持点までの主働土圧合力 (kN/m)  
 $E_b$  : 仮想アンカー定着壁にかかる主働土圧合力 (kN/m)  
 $\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)  
 $\delta$  : 壁と土との摩擦角 (度)  
 $\theta$  : 深いすべり線の傾斜角 (度)  
 $\alpha$  : アンカー傾斜角 (度)

安全率は  $\max R_h$  と設計アンカー力の水平分力との比で表し、一般に安全率として 1.2~1.5 以上確保するようにしている。

$$F_s = \frac{\max R_h}{E_{ah}}$$

- ここに、  
 $F_s$  : 安全率  
 $E_{ah}$  : 設計アンカー力の水平分力 (kN/m)



[アンカー設計基準 付図 A]

図 1-2-81 貫入アンカーの深いすべり線における安定(クランツの簡易計算法)

上記は、アンカーが1段配置の場合についてであるが、アンカーが複数段配置された場合もこれに準じて計算するものとする。

② 近接構造物への影響

アンカーの配置は、近接構造物への影響を考慮して決定する。

除去アンカーは、打設されたアンカーが将来他の地下工事の障害とならないようにアンカー体またはテンドン（引張力を伝達する部材、通常、PCの鋼線より線、PC鋼棒が用いられる）を除去する工法である。

アンカーの除去方法としては、次のような工法がある。

- a. アンカー体を引き抜く方式
- b. 被覆テンドンを除去し耐荷体を残置する方式
- c. アンカー体を破壊しテンドンを引き抜く方式

ただし、地盤条件や施工法によっては、計画どおり除去できなかった事例もあるため採用にあたっては諸条件を十分検討する必要がある。

③ アンカー傾角

アンカー傾角 $\alpha$ は、原則として、 $10^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  とする。

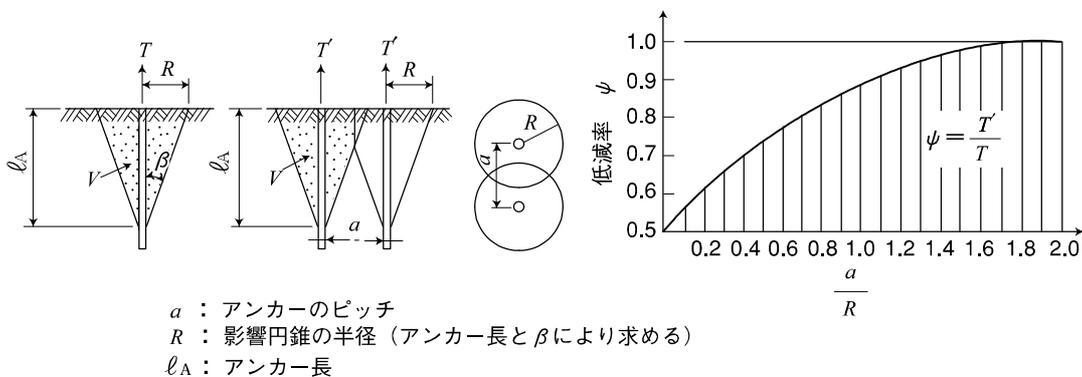
④ アンカー体の設置間隔

アンカー段数は、アンカー1本の引抜き抵抗力、土留め壁の応力・変形、腹起しの強度、施工性等を考慮し決定する。また、アンカー間隔は一般に1.5m～4mとする。アンカー間隔がアンカー長に比べて狭い場合は、いわゆるグループ効果によりアンカー1本当たりの引抜き力が減少するので注意する。極限引抜き力は、アンカー型式（引張り型、圧縮型）、間隔、アンカー長、アンカー径、地盤条件によって異なる。

影響円錐の角度（ $\beta$ ）は、地盤工学会基準等を参考にすると以下のとおりである。

軟岩、風化岩	30°
硬岩	45°
粘性土	45°
砂質土	30°

グループ効果を考慮したアンカーの設計には、現在、決まったものがないが、単純アンカーの極限引抜き力を $T$ とした時、グループ効果により低減したアンカー $T'$ は $T' = \psi T$ として、図1-2-82から求める方法もある。



[アンカー設計基準 6.2]

図1-2-82 グループ効果を考慮したアンカー力の低減率(アンカーが鉛直の場合)

⑤ 設計アンカー力の算定

アンカー力は(1)で決定した側圧から下方分担法で求めた単位長さ当たりの側圧と仮定したアンカー配置から次式で算定する。

$$T_d = \frac{R \cdot S}{\cos \alpha \cdot \cos \theta}$$

ここに、 $T_d$  : 設計アンカー力 (kN /本)

$R$  : 単位長さ当たりの支保工反力 (kN /m)

$S$  : アンカー間隔(m)

$\alpha$  : アンカー傾角(度)

$\theta$  : アンカー水平角 (アンカーが設置方向の鉛直面と土留めと直角な鉛直角とのなす角)(度)ただし、原則として $\theta=0^\circ$  とすることが望ましい。

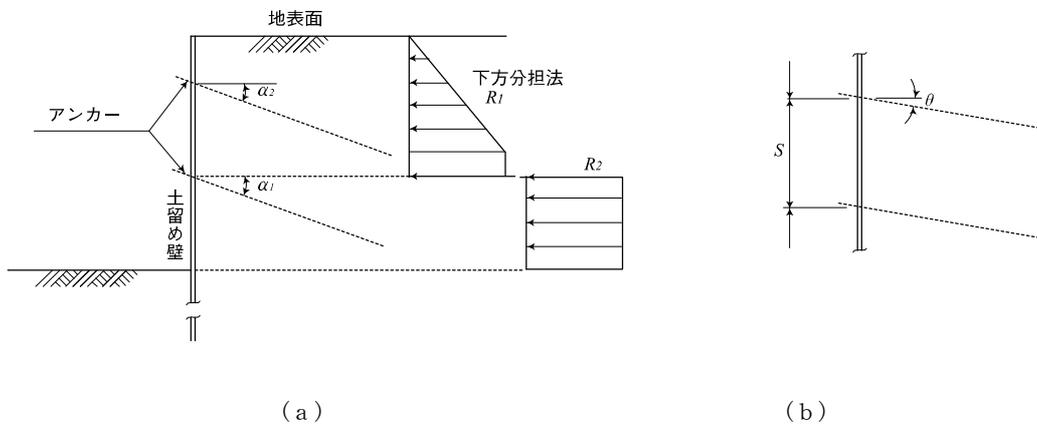


図 1-2-83 アンカー力の算定

(4) アンカーの長さ

① 定着層

定着部の最小土かぶり、3m以上とすることが望ましい。

② アンカー自由長

アンカー自由長は、土留めから定着層までの長さ (図 1-2-84) 以上とする必要があるとともに、主働すべり面からの長さ (図 1-2-85) 以上とする必要がある。

原則として 4m以上とする。

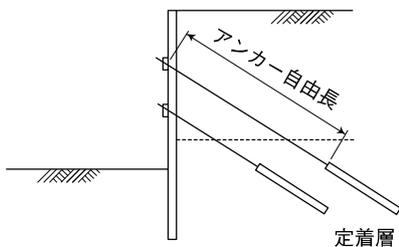


図 1-2-84 アンカー自由長(1)

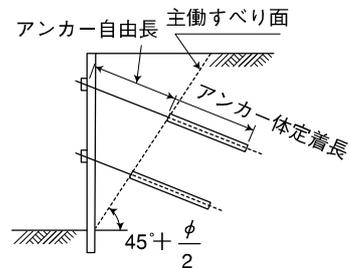


図 1-2-85 アンカー自由長(2)

[仮設工指針 2-10-7]

③ アンカー体定着長

アンカー体定着長は、原則として 3m以上、10m以下とする。

アンカー体と周面地盤との摩擦力により定着させる地盤アンカーの長さは、次式により算定する。

$$l_a = l_A - l_f = \frac{T_d F_s}{\pi D_a \tau}$$

ここに、  $l_a$  : アンカー体定着長 (m)

$l_A$  : アンカー全長 (m)

$l_f$  : アンカー自由長 (m)

$T_d$  : 設計アンカー力 (kN)

$F_s$  : 安全率 1.5 とする (仮設構造物)

$D_a$  : アンカー体径 (m) (一般にボーリング削孔径とする)

$\tau$  : 周面摩擦抵抗力 (kN/m<sup>2</sup>)

表 1-2-33 アンカー周面の摩擦抵抗 (付着力) 推定値 (kN/m<sup>2</sup>)

地盤の種類			摩擦抵抗
岩 盤	硬 軟 風 化 土	岩	1500~2500
		岩	1000~1500
		岩	600~1000
		丹	600~1200
砂 レ キ	N 値	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
砂	N 値	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
粘 性 土			1.0C (Cは粘着力)

[仮設工指針 2-10-7]

(5) アンカー体

グラウトは、緊張時あるいは設計荷重作用時に、十分な強度を有する必要がある。グラウト及びPC鋼材とグラウトの許容付着応力度は以下のように求める。

① グラウトの強度

アンカー体に用いられるモルタル、セメントペーストの緊張時及び設計荷重作用時における圧縮強度は、仮設アンカーで  $18\text{N/mm}^2$  以上とする。

しかし、アンカーにおけるグラウトの強度を直接確認することは困難であり、地盤の拘束条件、加圧条件、気温等の条件により発現強度が変化する。従って、アンカーグラウトの強度は現場養生した供試体の圧縮強度により確認する。

② PC鋼材とグラウトの許容付着応力度

アンカーテンドンとグラウトの付着力に関する研究は比較的少なく、また、実験データも乏しい。特に、PC鋼より線の場合は、表面積を求めることも困難である。

従来、付着強度の目安を立てるという意味から見かけの表面積、見かけの許容付着応力度の考え方を取り入れ、鉄筋コンクリートの付着強度の考え方に準じる方法が用いられてきている。

グラウトとアンカーテンドンとの付着から必要な引張材付着長( $\ell_{sa}$ )は、次式により求めることができる。

$$\ell_{sa} = \frac{T_d}{U\tau_a}$$

ここに、 $\ell_{sa}$  : 引張材付着長 (m)

$T_d$  : 設計アンカー力 (kN)

$U$  : テンドンの見掛けの周長(m) (PC鋼線、鋼より線は標準径から、異形PC棒鋼は公称径から算出して良い)

$\tau_a$  : 許容付着応力度 ( $\text{N/mm}^2$ ) 表 1-2-30

表 1-2-34 許容付着応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

引張材の種類	グラウトの設計基準強度 $\sigma_{28}$			
	18	24	30	40 以上
P C 鋼 線 P C 鋼 棒 P C 鋼 多 重 P C 鋼 多 重 異 形 P C 棒 鋼	1.0	1.2	1.35	1.5
	1.4	1.6	1.8	2.0

[仮設工指針 2-10]

(6) アンカー頭部

アンカー頭部の部材は、力学的に十分安定したものであることが重要であり、アンカー傾角に対して直角となるような形状とすることが必要である。

一般に用いられているアンカー頭部の例は、図 1-2-86 に示すとおりである。

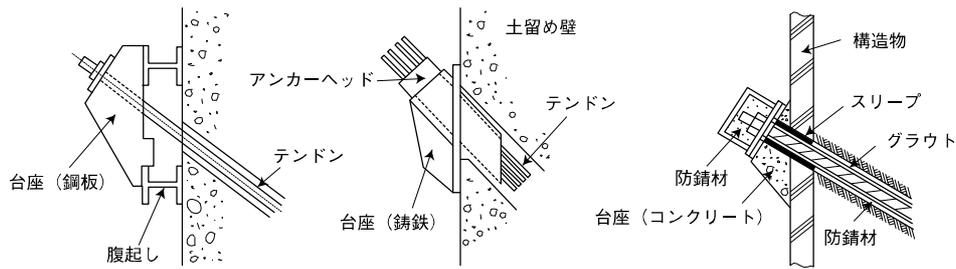


図 1-2-86 アンカー頭部形状の一例

[アンカー設計基準 6.4]

(7) アンカー力

- ① 設計アンカー力( $T_d$ )は、許容アンカー力( $T_a$ )を超えてはならない。
- ② 許容アンカー力( $T_a$ )は、許容引張力( $T_{as}$ )と許容引抜き力( $T_{ag}$ )のいずれか小さい値とする。
  - a. 許容引張力( $T_{as}$ )

許容引張力( $T_{as}$ )は、テンドン極限荷重( $T_{us}$ )、テンドン降伏荷重( $T_{ys}$ )に対し表 1-2-35 のどちらか小さい値を用いる。

表 1-2-35 許 容 引 張 力

	テンドン極限荷重 ( $T_{us}$ )に対して	テンドン降伏荷重 ( $T_{ys}$ )に対して
仮 設 ア ン カ ー	$0.65 T_{us}$	$0.80 T_{ys}$

[アンカー設計基準 6.6]

- b. 許容引抜き力( $T_{ag}$ )

許容引抜き力( $T_{ag}$ )は、表 1-2-36 に示すとおりとする。

表 1-2-36 許 容 引 抜 き 力

	極限引抜き力( $T_{ug}$ )に対して
仮 設 ア ン カ ー	$T_{ug} / 1.5$

[アンカー設計基準 6.6]

- ③ 初期緊張力の導入

支保工としてのアンカーのバネ係数は、切梁のバネ係数と比較して小さいので初期緊張力を導入する。一般に初期緊張力は設計アンカー力の 50%~100%程度とすることが多い。

- ④ 支保工として土留めアンカーを用いる場合には、土留めアンカーの軸力の鉛直分力が土留め壁に作用するため、土留め壁の断面設計及び支持力の計算において考慮しなければならない。

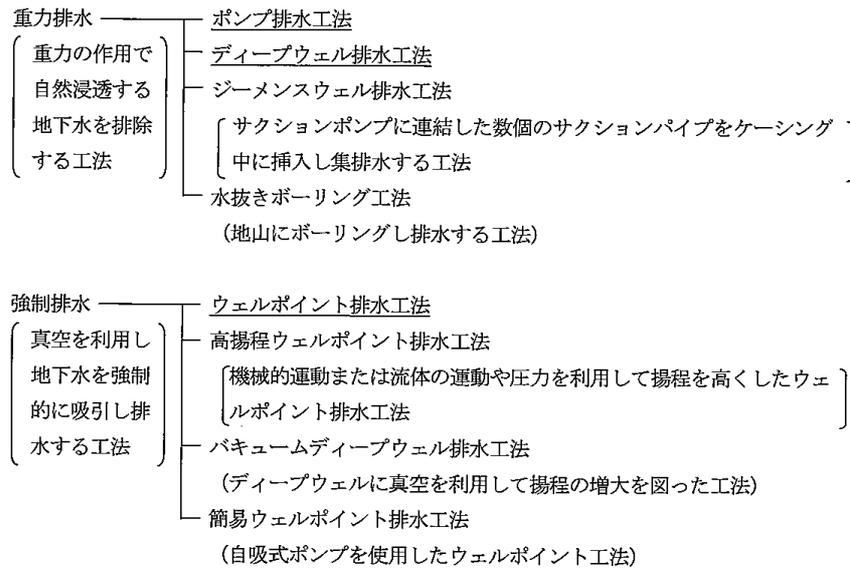
1-3 排水工

1-3-1 排水工の適用範囲

仮設工のうち橋台、橋脚、水門、ひ門、護岸などの水中締切、地中締切の排水工事に適用するものとし、ダム工事などの大規模工事の排水工事には適用しない。

1-3-2 排水工法の分類

排水工法の代表的なものを分類すると次のようになる。本章では波線を引いた工法を対象とする。



[仮設ガイドブック (II)9.1.2]

図 1-3-1 水替工の種類

## 1-3-3 工法の選定

釜場排水工法を標準とするが、地質が微細砂等で地下水位が高く浸透水により掘削面の安定が保てず工事施工に支障をおよぼす恐れのある場合、または近隣に家屋等があり、危険と判断される場合等は鋼矢板締切およびウェルポイント工法の採用を検討する。また地質がレキ質土等で地下水位が高く透水量が多くポンプによる排水では不可能と判断される場合はディープウェル工法の採用を検討する。なお、電力供給については、現場状況に応じ、商用電力と発動発電機について検討する。

工法と透水係数の範囲の目安は表 1-3-1 の通りである。

表 1-3-1 工法と透水係数の範囲の目安

土 質	透水係数	釜場排水	ディープウェル	ウェルポイント
砂利、砂の多い層	$10^{-1}$ 以上	○	○	
粘土及びシルト性砂層	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	△	△	○
砂質粘土層	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	×	×	○
シルト質粘土層	$10^{-5} \sim 10^{-7}$			△

土粒子径と排水工法の適用範囲の目安は図 1-3-1 の通りである。

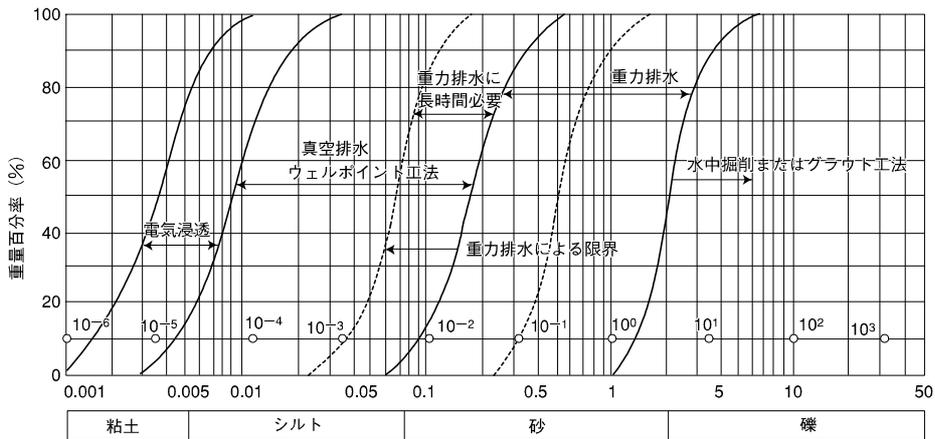


図 1-3-2 土粒子径と排水工法の適用範囲

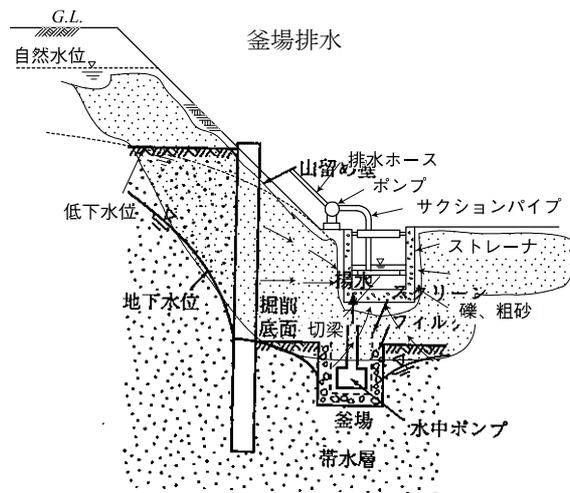


図 1-3-3 釜場排水工法

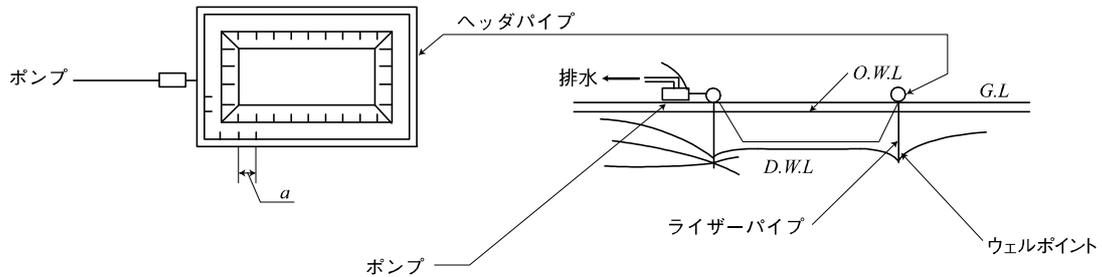


図 1-3-4 ウェルポイント工法

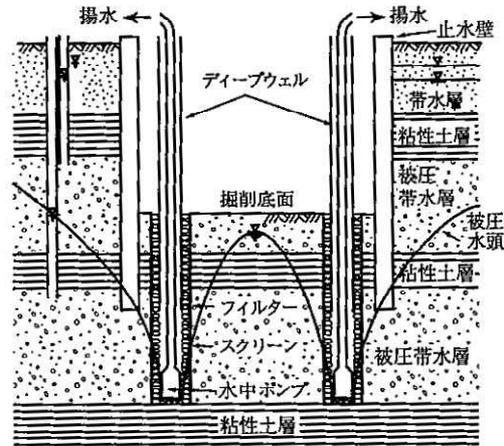


図 1-3-5 ディープウェル工法

## 1-3-4 釜場排水工法（ポンプ排水工法）

## 1) ポンプの選定 [仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2]

ポンプは経済性を勘案し、1台当りの吐出量と必要な台数との関係から適切に行なう。

## (1) ポンプの選定

ポンプは、揚程及び口径から表 1-3-2 のポンプ口径と吐出量との関係を参考に選定する。

## (2) ポンプの台数

ポンプの台数は、排水量をポンプ効率を考慮した1台当りの吐出量で除した数量とし、次式により算定する。

$$N = \frac{Q}{n \times q}$$

ここに、  $N$  : ポンプ台数

$Q$  : 全揚水量 (cm<sup>3</sup>/sec)

$q$  : ポンプ1台の吐出量 (cm<sup>3</sup>/sec)

$n$  : ポンプ効率 (一般に 0.7)

表 1-3-2 工事用水中ポンプ口径と吐出量の関係

周波数 仕様 口径 (mm)	50Hz					周波数 仕様 口径 (mm)	60Hz				
	最高揚程	最大吐出量	全揚程	吐出量	電動機出力		最高揚程	最大吐出量	全揚程	吐出量	電動機出力
	m	m <sup>3</sup> /min	m	m <sup>3</sup> /min	kW		m	m <sup>3</sup> /min	m	m <sup>3</sup> /min	kW
50	15	0.32	8.6	0.2	0.75	50	16	0.32	8.6	0.2	0.75
50	20	0.42	15	0.2	1.5	50	21	0.42	15	0.2	1.5
50	24	0.53	20	0.2	2.2	50	26	0.5	20	0.2	2.2
80	26	0.83	18	0.5	3.7	80	28.3	0.8	18	0.5	3.7
80	34	0.9	26	0.5	5.5	80	37	0.86	26	0.5	5.5
100	20	2.0	15	1.0	5.5	100	20	2.0	15	1.0	5.5
150	20	2.8	10	2.0	7.5	150	22	3.2	10	2.0	7.5
150	25	3.8	15	2.0	11	150	27	3.7	15	2.0	11
200	18	5.2	10	4.0	11	200	18	5.0	10	4.0	11
200	34	5.2	20	4.0	22	200	35	5.2	20	4.0	22

\* 吐出量：ポンプの呼び径により規定される基準吐出量  
全揚程：ポンプの基準吐出量における揚程

[仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2]

2) 排水量の算定

(1) 透水係数の算定

- ① 現場透水試験等のデータがない場合、図 1-3-6 に示す土の粒径加積曲線から判定する方法があるが、土の締め具合、排水速度と水位低下などの影響も大きいので、過去の実績等を参考にして実状に即した値を選定するものとする。

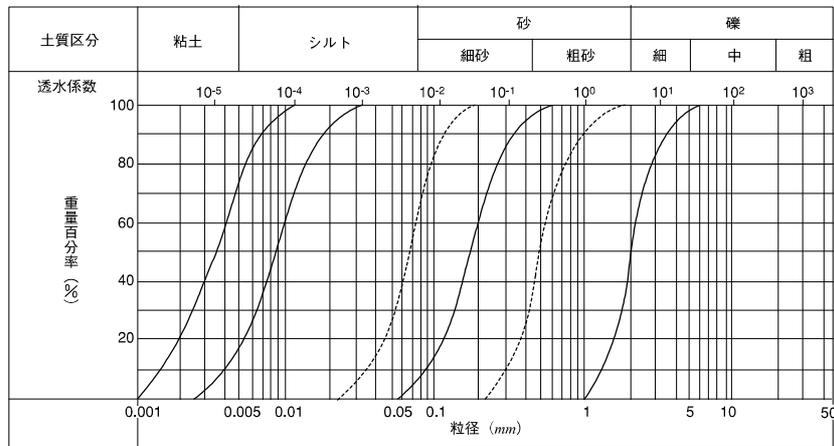


図 1-3-6 土の粒度と透水係数 (K)

K (cm/sec)	10 <sup>2</sup>	10	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-8</sup>
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂、シルト 砂とシルトの混合砂	難透水性土 粘土	

図 1-3-7 透水係数の概略値

② 土の粒度がわかっている場合は“K”の概略値は次式で推定してよい。

a. Terzaghi (テルツァギー)

$$K = 1.9D_{10}^2 \quad (\text{cm/sec}) \text{-----粘土の場合}$$

b. Hazen (ヘーゼン) [土質試験の方法と解説 6編1章 1.3]

$$K = CD_{10}^2 \quad (\text{cm/sec}) \text{-----砂の場合}$$

$D_{10}$  : 有効径 (cm)

$C$  (1/cm・s) : 均等な粒度の砂で 150、緩い細砂で 120、よく締まった細砂で 70 くらいである。

c. Creager(クレイガー)による  $D_{20}$  と透水係数 [河川砂防(調) 第17章 2.7.3]

$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/sec)	土質分類	$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/sec)	土質分類
0.005	$3.00 \times 10^{-6}$	粗粒粘土	0.18	$6.85 \times 10^{-3}$	微粒砂
0.01	$1.05 \times 10^{-5}$	細粒シルト	0.20	$3.90 \times 10^{-3}$	
0.02	$4.00 \times 10^{-5}$	粗砂シルト	0.25	$1.40 \times 10^{-2}$	中粒砂
0.03	$8.50 \times 10^{-5}$		0.3	$2.20 \times 10^{-2}$	
0.04	$1.75 \times 10^{-4}$		0.35	$3.20 \times 10^{-2}$	
0.05	$2.80 \times 10^{-4}$		0.4	$4.50 \times 10^{-2}$	
0.06	$4.60 \times 10^{-4}$	極微粒砂	0.45	$5.80 \times 10^{-2}$	粗粒砂
0.07	$6.50 \times 10^{-4}$		0.5	$7.50 \times 10^{-2}$	
0.08	$9.00 \times 10^{-4}$		0.6	$1.10 \times 10^{-1}$	
0.09	$1.40 \times 10^{-3}$		0.7	$1.6 \times 10^{-1}$	
0.10	$1.75 \times 10^{-3}$	微粒砂	0.8	$2.15 \times 10^{-1}$	粗粒砂
0.12	$2.6 \times 10^{-3}$		0.9	$2.8 \times 10^{-1}$	
0.14	$3.8 \times 10^{-3}$		1.0	$3.60 \times 10^{-1}$	
0.16	$5.1 \times 10^{-3}$		2.0	1.80	

(2) 仮締切の水替対象水位

過去5年間の水位資料から求めた施工期間中の平均値とする。

(3) 仮締切の水替対象延長

排水量は、川表と川裏よりの排水を考慮し、川表と川裏の水替対象延長は、図1-3-6のように考える。

① 川表側水替対象延長： $L = l_1 + (l_2 + l_3) \div 2$

② 川裏側水替対象延長： $L = l_4$

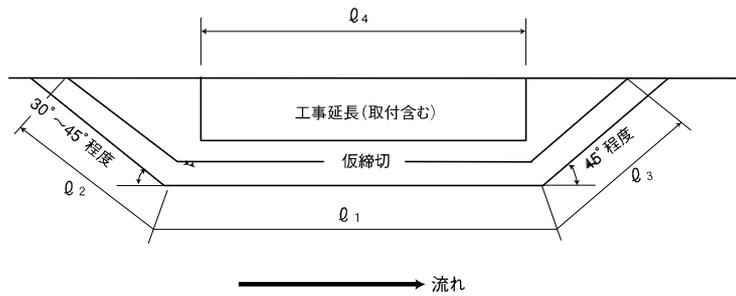
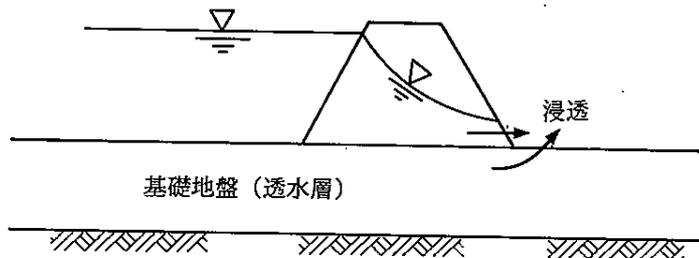


図1-3-8 仮締切の水替対象延長

(4) 排水量の算定式

排水量の算定式は仮設ガイドブックによることを原則とするが、近傍での類似工事での実績がある場合は、それらを参考にして決定するものとする。なお、堤体の透水係数については、現場の状況に応じ、適切に設定する。

堤体の浸透流をモデル化したものは、堤体の浸透流量や堤体の基礎地盤の浸透流量を算出する場合等に用いられる。図1-3-9に概念図を示す。



[仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2.1]

図1-3-9 堤体の浸透モデル概念図

① 土堤による締切りの場合

a. 堤体の浸透流量

堤体の基礎地盤が不透水層の場合は、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \frac{4k \cdot H^2}{9L_1}$$

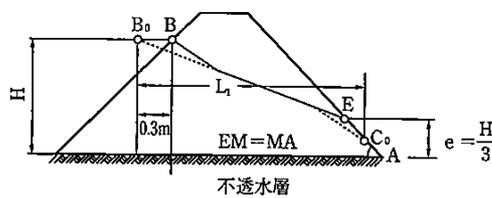
ここに、  $Q$  : 堤体単位長当たりの浸透流量(m<sup>3</sup>/sec・m)

$k$  : 透水係数(m/sec)

$H$  : 基礎地盤から水面までの高さ(m)

$L_1$  : 湿潤線の水平距離(m) (図 1-3-10 参照)

湿潤線を求める方法として、A.Casagrande の方法がある。



B<sub>0</sub>: 堤体の湿潤線を放物線とした時の湿潤線の上流側始点

C<sub>0</sub>: 湿潤線の浸出点

[仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1]

図 1-3-10 堤体の浸透モデル

b. 基礎地盤の浸透流量

堤体が不透水性堤体である場合は、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \rho \cdot k \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{L_2 + 0.86d}$$

ここに、  $Q$  : 堤体単位長当たりの浸透流量(m<sup>3</sup>/sec・m)

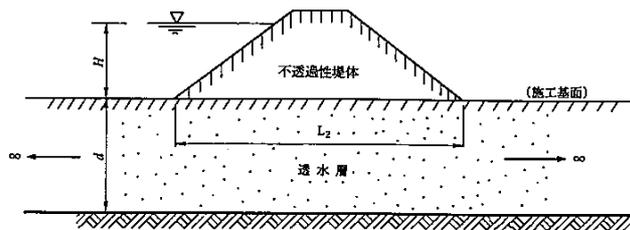
$\rho$  : 堤体の断面形状に関する係数

$k$  : 透水係数(m/sec)

$H$  : 基礎地盤から水面までの高さ(m)

$d$  : 透水層の厚さ(m)

$L_2$  : 堤体底敷幅(m)



[仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1]

図 1-3-11 基礎地盤の浸透モデル

c. 堤体と基礎の浸透流量

堤体にはほぼ等しい透水係数をもつ基礎地盤がある場合には、以下の式によって浸透流量を概算する。

$$Q = \frac{4k \cdot H^2}{9L_1} + \frac{k_b \cdot H \cdot d}{L_1}$$

ここに、 $Q$  : 堤体単位長当たりの浸透流量(m<sup>3</sup>/sec・m)

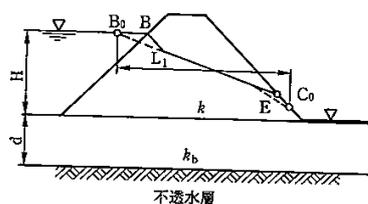
$k$  : 堤体の透水係数(m/sec)

$k_b$  : 基礎地盤の透水係数(m/sec)

$H$  : 基礎地盤から水面までの高さ(m)

$d$  : 透水層の厚さ(m)

$L_1$  : 湿潤線の水平距離(m) (図 1-3-12 参照)



[仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1]

図 1-3-12 堤体と基礎地盤の浸透モデル

② 二重矢板による締切りの場合

$$Q = \rho \cdot k_f \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{S + \sqrt{h_1 \cdot d} + \sqrt{h_2 \cdot d}}$$

ここに、 $Q$  : 浸透流量(m<sup>3</sup>/sec・m)

$k_f$  : 透水係数(m/sec)

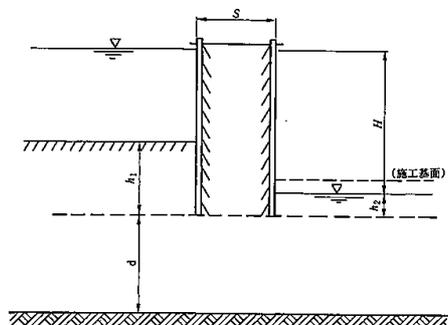
$H$  : 二重矢板による締切りの内側と外側の水位差(m)

$d$  : 矢板下端から不透水層までの長さ(m)

$S$  : 二重矢板による締切り幅(m)

$h_1$  : 河床から締切の矢板の下端までの長さ(m)

$h_2$  : 二重矢板による締切りの内側の水位から矢板下端までの長さ(m)



[仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1]

図 1-3-13 二重矢板による締切りの浸透モデル

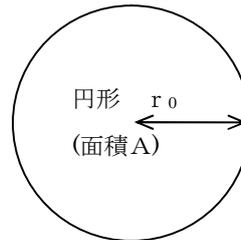
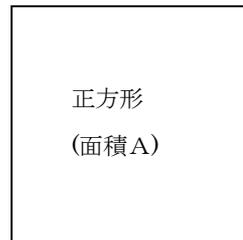
(5) 井戸の排水量 [仮設ガイドブック (Ⅱ) 9.2]

① 仮想井戸半径  $r_0$

仮想井戸半径は、掘削場を1つの大きな井戸とみなした場合の井戸半径であり、掘削場の形状により2通りの算出方法で算出する。通常 a.の方法で行うが長辺と短辺の比が大きくなる場合 b.の方法で行う。

a. 想定した井戸形状が正方形や円形平面の場合

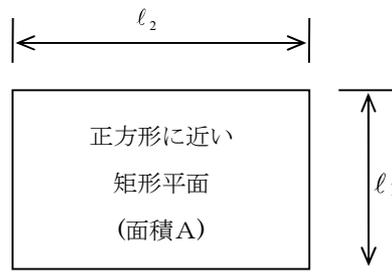
$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$



b. 正方形に近い矩形平面の場合

$$r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{\ell_1 \cdot \ell_2}{\pi}}$$

$$r_0 = \frac{2(\ell_1 + \ell_2)}{2\pi}$$



ここに、 $r_0$  : 仮想井戸半径 (m)

$\ell_1, \ell_2$  : 掘削場の短辺、長辺 (m)

仮想井戸半径  $r_0$  は上記の2式のうち大きい方を採用する。

② 影響半径 R

影響半径Rは、地下水位を低下させたときにその低下が影響する範囲のことで、多孔式揚水試験から求める方法と実験式等による推定の方法とがある。

a. 多孔式揚水試験による場合

多孔式揚水試験から得られた水位低下量を用いて影響半径を求める方法で、ティームの方法といわれる。

この方法は、片対数上の縦軸（普通目盛）に各観測井の水位低下量  $s$  を横軸（対数目盛）に揚水井戸からの距離  $r$  をプロットすると、図 1-3-14 に示す例のようなほぼ直線が描ける。この直線と横軸との切片が影響半径と推定できる。なお、直線から読み取った地下水位低下量の差から透水量係数及び透水係数を求めることもできる。

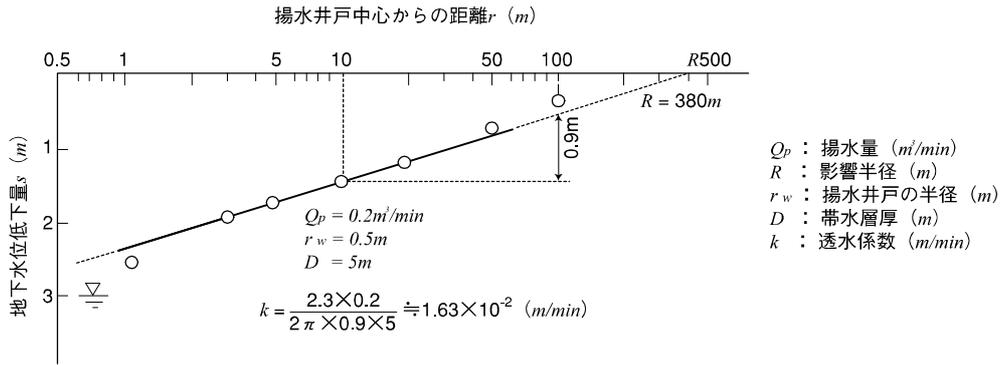


図 1-3-14 ティームの平衡式による方法 (例)

b. 実験式による推定

影響半径を実験式により推定する方法の一例として、次に示す方法がある。

ただし、いずれも定常浸透状態におけるものである。

- Kusakin (クサキン) の式

$$R = 575 \cdot s \cdot \sqrt{D \cdot k}$$

- Seichardt (ジハルト) の式

$$R = 3,000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

ここに、  $R$  : 影響半径 (m)

$s$  : 水位低下量 (m)

$D$  : 帯水層厚 (m)

$k$  : 透水係数 (m/sec)

c. 土質分類による影響半径 (土質調査法)

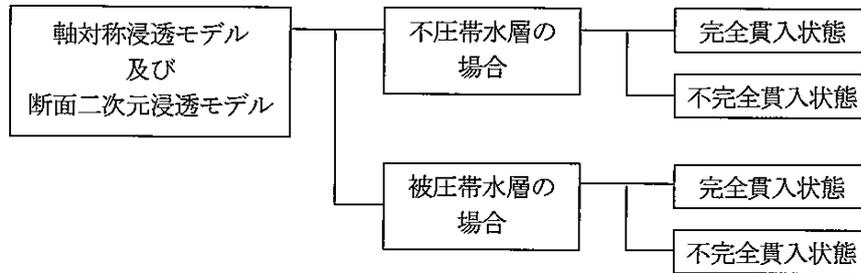
表 1-3-3 土質分類による影響半径

土 質 分 類		影響半径 $R$ (m)
区 分	粒径 (mm)	
粗 礫	>10	>1,500
	2~10	500~1,500
粗 砂	1~2	400~500
	0.5~1	200~400
粗 砂	0.25~0.5	100~200
	0.10~0.25	50~100
細 砂	0.05~0.10	10~50
	0.025~0.05	5~10

③ モデル別水理計算〔仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2.1〕

軸対称浸透モデル及び断面二次元浸透モデルは、透水層が不圧状態か被圧状態か、さらに井戸が透水層の底面まで達しているか達していないかで条件を分けて、それぞれの排水量を算出する。このとき、井戸が透水層の底面まで達している場合を完全貫入状態、達していない場合を不完全貫入状態という。

以上を整理すると、図 1-3-15 に示すとおりである。



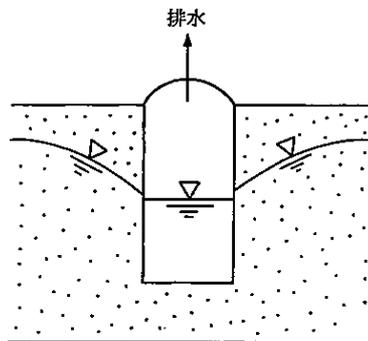
〔仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-15 解析モデルによる計算条件

また、堤体の浸透モデルは、土堤による締切りと二重矢板による締切りの場合に分け、さらに土堤の場合には堤体及び基礎の浸透状態によって条件を分けて、それぞれの排水量を算出する。

a. 軸対称浸透モデル

軸対称浸透モデルは井戸への地下水流をモデル化したもので、掘削場の平面形状が正方形に近い場合に用いられる。図 1-3-16 に概念図を示す。



〔仮設ガイドブック(Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-16 軸対象浸透モデル概念図





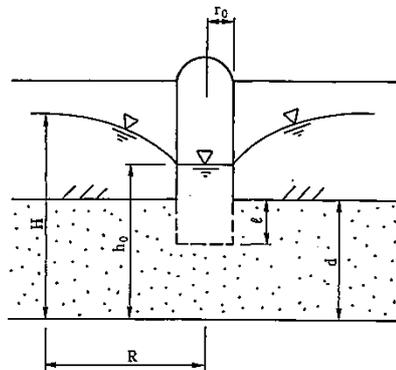
㍑. 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2\pi \cdot k \cdot d \cdot (H - h_0)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)} \cdot G$$

G関数には、Kozeny (コツェニー) の式、de Gle (ドクリー) の式等が提案されているが、本章では Kozeny (コツェニー) の式を示す。

$$G = \frac{l}{d} \left( 1 + 7 \sqrt{\frac{r_0}{2l}} \cos\left(\frac{\pi \cdot l}{2d}\right) \right)$$

ここに、	$Q$ : 排水量(m <sup>3</sup> /sec)	$k$ : 透水係数(m/sec)
	$d$ : 透水層厚 (m)	$H$ : 初期地下水位(m)
	$h_0$ : 内水位(m)	$R$ : 影響半径(m)
	$r_0$ : 仮想井戸半径 (m)	$l$ : 井戸の透水層への貫入長(m)

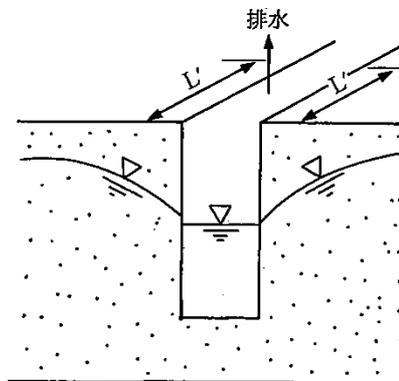


〔仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-21 被圧帯水層 (不完全貫入状態) の概念図

b. 断面二次元浸透モデル

排水溝への地下水流をモデル化したもので、素掘り水路等両側の法面から浸透湧水する場合等に用いられる。図 1-3-22 に概念図を示す。



注) 掘削壁面両側からの浸透湧水量を導出する場合は、 $L'$  (延長) として  $2L'$  を取る。

〔仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-22 断面二次元浸透モデル概念図

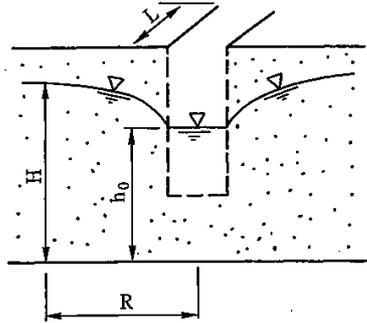


㍑. 不完全貫入状態

$$Q = \frac{k \cdot (H^2 - h_0^2)}{R} \cdot L \cdot \left( 0.73 + 0.27 \left( \frac{H - h_0}{H} \right) \right)$$

ただし、 $R/H > 3$  の場合に適用する。

ここに、 $Q$  : 排水量(m<sup>3</sup>/sec)                       $L$  : 延長(m)  
 $k$  : 透水係数(m/sec)                       $H$  : 初期地下水位(m)  
 $h_0$  : 内水位(m)                               $R$  : 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1〕

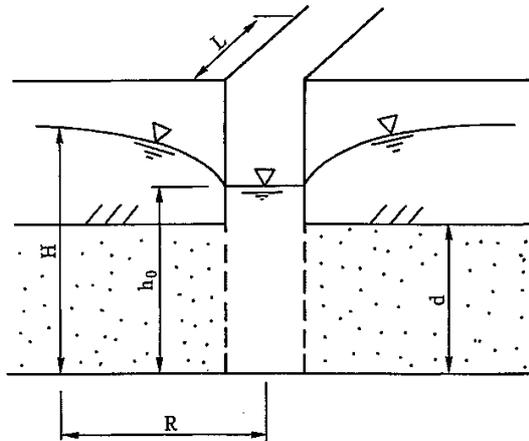
図 1-3-25 不圧帯水層 (不完全貫入状態) の概念図

ii) 被圧帯水層の場合

イ. 完全貫入状態

$$Q = \frac{2k \cdot d \cdot (H - h_0)}{R} \cdot L$$

ここに、 $Q$  : 排水量(m<sup>3</sup>/sec)                       $k$  : 透水係数(m/sec)  
 $d$  : 透水層厚 (m)                               $H$  : 初期地下水位(m)  
 $h_0$  : 内水位(m)                               $L$  : 延長(m)  
 $R$  : 影響半径(m)



〔仮設ガイドブック (Ⅱ)9.2.1〕

図 1-3-26 被圧帯水層 (完全貫入状態) の概念図



3) 排水量の測定方法

実際の排水にあたっては、適切な排水が行われているかを確認するため、排水量の測定を行なうのが通常である。

(1) 測定準備

外水位（河川水位）並びに内水位（工事現場内水位）を測定し、水位差等を算出するために水位計を2箇所に設置することを標準とする。

(2) 測定方法

① 堰を用いた測定

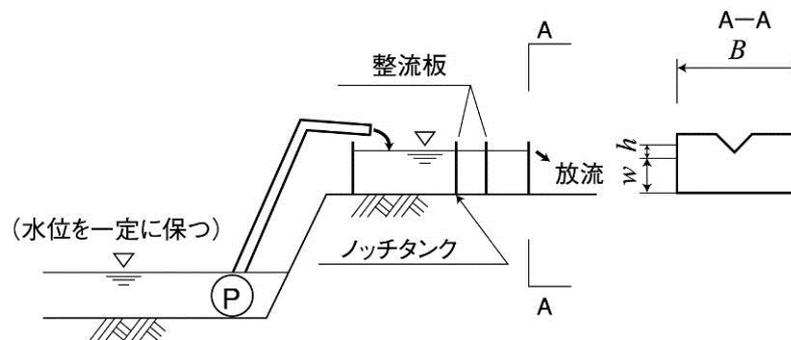
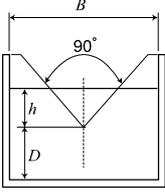
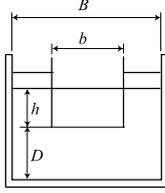
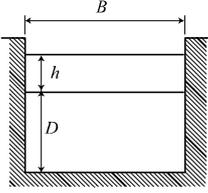


図 1-3-28 堰を用いた排水量の測定方法（例）

測定方法は、ポンプ排水口（ホース吐口）を一旦ノッチタンクに放出し、ノッチタンク放水口に堰（三角堰、四角堰、全幅堰）を設け放流水深を測定することによって、流量（排水量）を算定する。流量の算定は、表 1-3-4 の流量公式によって算出する。

表 1-3-4 流量公式（水理公式集）

種類	直角三角堰	四角堰	全幅堰
堰の形状	 <p>適用範囲 (1~4m<sup>3</sup>/min) 総合誤差 ±1.4%</p>	 <p>(4~8m<sup>3</sup>/min) 総合誤差 ±1.4%</p>	 <p>(8m<sup>3</sup>/min) 総合誤差 ±1.7%</p>
計算式	$Q = Ch^{5/2}$ $C = 1.350 + \frac{0.004}{h}$ $+ (0.14 + \frac{0.2}{\sqrt{W}})(\frac{h}{B} - 0.09)^2$	$Q = Cbh^{3/2}$ $C = 1.785 + \frac{0.00295}{h}$ $+ 0.237 \frac{h}{W} - 0.428 \sqrt{\frac{(B-d)h}{BW}}$ $+ 0.034 \sqrt{\frac{B}{W}}$	$Q = CBh^{3/2}$ $C = 1.785 + \left( \frac{0.00295}{h} + 0.237 \frac{h}{W} \right)$ $\times (1 + \varepsilon)$ <p>W ≤ 1(m) のとき ε = 0 W &gt; 1(m) のとき ε = 0.55(W - 1)</p>
水頭範囲	<p>h = 0.07 ~ 0.26(m) ただし h ≤ B/3</p>	<p>h = 0.03 ~ 0.45√b (m)</p>	<p>h = 0.03 ~ 0.8(m) ただし h ≤ W かつ h ≤ b/4</p>
寸法制限	<p>B = 0.5 ~ 1.2(m) W = 0.1 ~ 0.75(m)</p>	<p>B = 0.5 ~ 6.3(m) W = 0.15 ~ 3.5(m) b = 0.15 ~ 5.0(m) bW / B<sup>2</sup> ≥ 0.06</p>	<p>B ≥ 0.5(m) W = 0.3 ~ 2.5(m)</p>

② 回復法による測定

- a. 工事排水中に一旦ポンプ排水を停止、掘削床面が水面内に浸して、一様な水面になってから測定を開始する。
- b. 水位の回復が 10 cm 程度になるのに要する時間を計測し、この間の貯留量を求める。

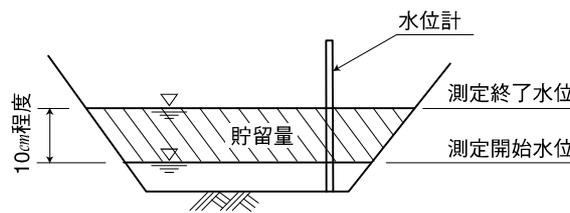


図 1-3-29 回復法による測定

注) 掘削巾が一定でない場合、又は工事延長が長い場合等は間仕切りを施工しても良い。

(3) 測定回数

外水位の変動のあった日で 1 観測 3 回実施する。

4) 排水方法 [仮設ガイドブック (II) 9.2]

常時排水か作業時排水かは、築造構造物の機能に及ぼす影響及び施工現場土質条件により決定するが、次の場合は常時排水とする。

- (1) 土質が軟弱なシルト等で湛水により安定を欠くおそれのある場合

(2) 水没によって構造物の機能が害される場合

鉄筋構造物：橋台・橋脚・函渠・ひ門・排水機場等

無筋構造物：橋台等（水位が低い場合は除く）

5) その他

現場状況、土質状況により水質汚濁防止等環境にも配慮した工法も考慮する。

1-3-5 ディープウェル工法（深井戸工法） [仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2]

ディープウェル工法は、従来からの深井戸を工事に改良した工法で地下水位低下、被圧水の減圧等に利用される。掘削に先だって、掘削予定深より 2~5m 程度深い井戸を掘り、ここに湧き出してくる地下水をポンプで排水する工法である。

深井戸の径は 500~1500 mm程度で、その中に 250~350 mmのストレーナーをもつケーシングパイプを挿入し、外側には砂礫によるフィルターを作って湧出する地下水をポンプ排水する。

深さ 10m 未満の場合はサクシオンポンプを直結し、10m 以上の深さがある場合にはボアホールポンプを管内に入れて排水する。〔最新土木ハンドブック〕

1) ディープウェル工法の適用条件

ウェルポイント工法よりもディープウェル工法の方が適していると考えられる条件としては次の点である。

- (1) 施工が広い範囲に亘って、非常に大きい地下水位の低下を必要とするとき。
- (2) 透水性の大きい地盤で、揚水量が非常に多量となる場合。
- (3) ヒービング等の防止のため、深層地下水帯の減圧を図る必要がある場合。
- (4) 揚水による排水を必要とする地域の状態域は工事の性格によって対象地にあまり近付けないため、ウェルポイント工法等が採用できないような場合。

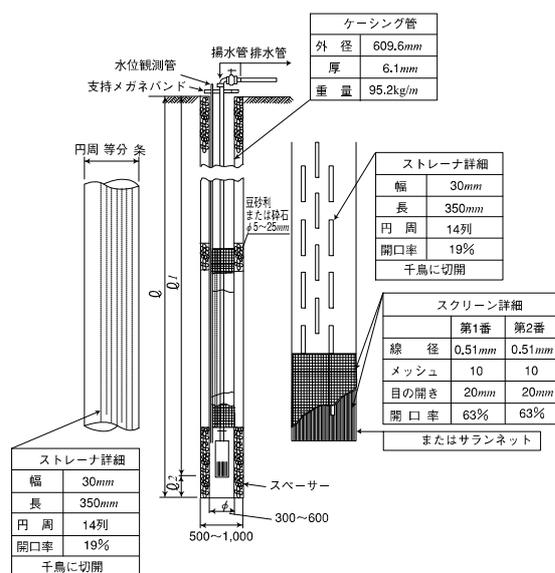


図 1-3-30 ディープウェル断面図の例 (社団法人 日本ウェルポイント協会)

注 1). 本図は地下掘削に伴う水替排水用の仮設ディープウェルの一例を示したものである。

2). ストレーナ並びにスクリーンおよびフィルター用豆砂利は対象地質に適應して決定する。

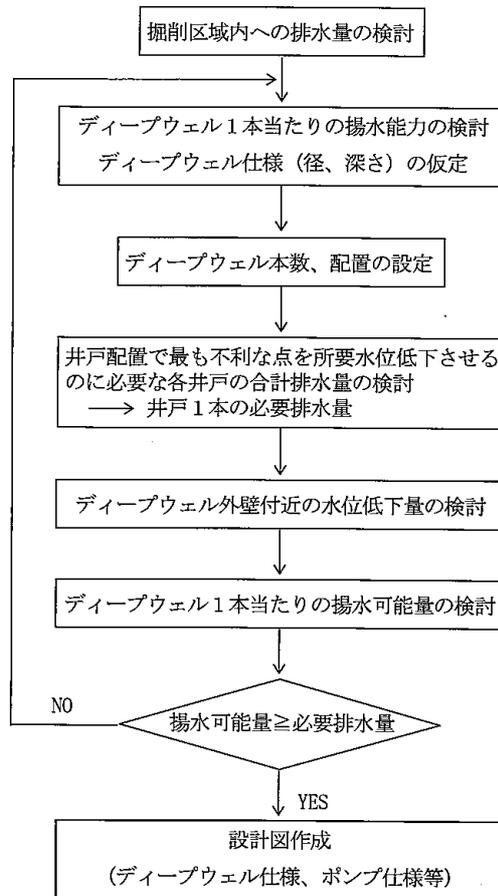
3).  $l$  2=2~3m (砂溜り)

2) ディープウェル排水工法

ディープウェル排水工法では、下記の項目について適切な設計を行う。

- (1) ディープウェル1本当たりの揚水量
- (2) ディープウェルの位置、径、本数
- (3) ポンプの選定
- (4) ディープウェルの深さ

ディープウェル排水工法の設計手順は、図 1-3-31 に示すとおりである。以下、設計手順に沿って具体的に説明する。



[仮設ガイドブック (II)9.2.2]

図 1-3-31 設計手順 (定常式による場合)

3) 排水量の算出 [仮設ガイドブック (II) 9.2]

掘削工事区域内を所定の水位低下量にする場合の井戸全体の排水量を本章 1-3-4 釜場排水工法 2) により求める。

## 4) ディープウェル仕様（径、深さ）の仮定

ディープウェル本数を設定するために、ディープウェルの仕様（井戸径、深さ、フィルタ長：ケーシングに設けるストレーナ部分の長さ）を仮定し、ディープウェル1本当たりの揚水能力を次の Seichart（ジハルト）の式から計算する。

$$q_w = 2 \pi r_w \ell_w \frac{\sqrt{k}}{15} F_s$$

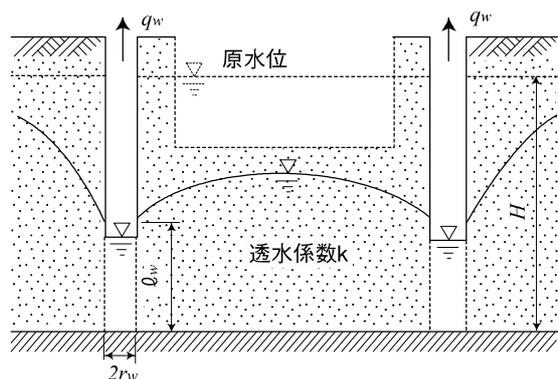
ここに、 $q_w$  : ディープウェル1本当たりの揚水能力 (m<sup>3</sup>/sec)

$r_w$  : ディープウェル半径 (m)

$\ell_w$  : ディープウェル内への地下水の侵出部分のフィルタ長さ (m)

$k$  : 地盤の透水係数 (m/sec)

$F_s$  : 安全率



[仮設ガイドブック (II)9.2.2]

図 1-3-32 ディープウェル複数本の揚水による水位低下状況モデル図

## 5) ディープウェル本数、配置の設定

概略排水量とディープウェル1本当たりの揚水能力からディープウェル本数を算定し、工事内容を考慮してディープウェルの配置を設定する。この設定から、井戸を設置した場合の各井戸の合計排水量、水位低下量の検討を行う。

ディープウェルの概略本数  $n$  は、次式で求める。

$$n = \frac{Q}{q_w}$$

ここに、 $Q$  : 概略排水量 (m<sup>3</sup>/sec)

$q_w$  : ディープウェル1本当たりの揚水能力 (m<sup>3</sup>/sec)

6) 合計排水量及び水位低下量の計算

ディープウェル配置において、掘削区域内で最も水位低下が不利な点（掘削区域内で各井戸から最も離れている地点）を所要の水位低下量にさせるのに必要な各井戸の合計排水量及び任意地点の水位低下量は、群井の式で算定する。

(1) 被圧帯水層の場合

① 合計排水量の算定式

$$Q = \frac{2\pi kD(H-h)}{l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 \cdot x_2 \cdots x_n)}$$

② 任意地点Pの水位低下量の算定式

$$(H-h) = \frac{Q}{2\pi kD} \left\{ l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 \cdot x_2 \cdots x_n) \right\}$$

ここに、 $Q$ ：各井戸が均等な水量を揚水したと仮定した場合における各ディープウェルの合計排水量（ $\text{m}^3/\text{sec}$ ）

$n$ ：ディープウェル本数（本）

$k$ ：透水係数（ $\text{m}/\text{sec}$ ）

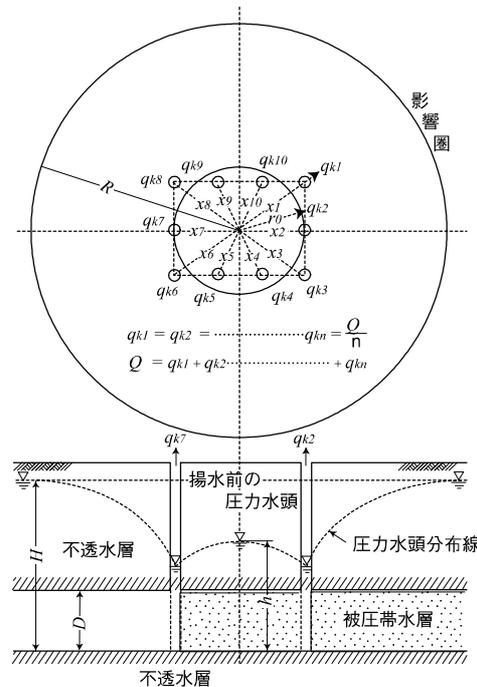
$R$ ：影響半径（ $\text{m}$ ）

$x_1 \cdot x_2 \cdots x_n$ ：P点から各井戸までの距離（ $\text{m}$ ）

$H$ ：影響半径 $R$ の位置の水位高さ（ $\text{m}$ ）

$h$ ：任意地点Pの水位高さ（ $\text{m}$ ）

$D$ ：被圧帯水層の厚さ（ $\text{m}$ ）



〔仮設ガイドブック（Ⅱ）9.2.2〕

図 1-3-33 被圧地下水における群井

## (2) 不圧帯水層の場合

## ① 合計排水量の算定式

$$Q = \frac{\pi K (H^2 - h^2)}{l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 \cdot x_2 \cdots x_n)}$$

## ② 任意地点Pの水位低下量の算定式

$$(H - h) = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left\{ l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 \cdot x_2 \cdots x_n) \right\}}$$

ここに、 $Q$  : 均等揚水における各ディープウエルの合計排水量 (m<sup>3</sup>/sec)

$n$  : ディープウエル本数 (本)

$k$  : 透水係数 (m/sec)

$R$  : 影響半径 (m)

$x_1 \cdot x_2 \cdots x_n$  : P点から各井戸までの距離 (m)

$H$  : 影響半径  $R$  の位置の水位高さ (m)

$h$  : 任意地点Pの水位高さ (m)

## 7) ディープウエル外壁付近の水位低下量の検討

ディープウエル1本当たりの揚水可能量の算定には、ディープウエル外壁付近の地下水位が関係するため、干渉程度の大きい井戸外壁位置の水位低下量を次に示す群井の式より算出し、井戸外壁位置の水位を求める。

## ① 被圧地下水の場合

$$(H - h_0) = \frac{Q}{2\pi k D} \left\{ l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 x_2 \cdots x_{n-1} r_w) \right\}$$

## ② 不圧地下水の場合

$$(H - h_0) = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q_0}{\pi k} \left\{ l_n R - \frac{1}{n} l_n (x_1 x_2 \cdots x_{n-1} r_w) \right\}}$$

ここに、 $x_1 x_2 \cdots x_{n-1}$  : 水位低下を求める井戸から他の各井戸までの距離 (m)

$r_w$  : ディープウエル半径 (m)

$h_0$  : 井戸外壁付近の水位 (m)

$Q, Q_0$  : 各井戸の合計排水量 (m<sup>3</sup>/sec)

$n$  : ディープウエル本数 (本)

$k$  : 透水係数 (m/sec)

$R$  : 影響半径 (m)

$H$  : 影響半径  $R$  の位置の水位高さ (m)

$D$  : 被圧帯水層の厚さ (m)

## 8) ディープウエル1本当たりの揚水可能量の検討

井戸外壁位置の水位から地下水面以下となるディープウエルのフィルタ長さを求め、ディープウエル1本当たりの揚水可能量を計算する。

9) 揚水可能量と必要排水量比較検討

ディープウェル1本当たりの必要排水量 ( $q_0$ ) と揚水可能量 ( $q_w$ ) を比較し、揚水可能量が必要揚水量より大きいか、または等しければ、4)、5)で設定したディープウェル計画で揚水が可能であり所要の水位低下量が得られる。しかし、揚水可能量が必要排水量より少ない場合は、4)からディープウェルのフィルタ長、径(井戸の揚水能力)、あるいは本数、配置を考えて、 $q_w \geq q_0$ の条件が満足するまで計算をやり直す。

10) ディープウェル仕様の決定

ディープウェル仕様を決めるにあたって、フィルター長は、初期排水を能率よく行うために余裕のある長さを設けておくといよい。また、排水ポンプの選定にあたっては、初期排水量を考慮して、計算した排水量の2~3倍を見込んでおく必要がある。これは、平衡式の計算による排水量は水位低下が落ち着いた定常状態における値であって、この定常状態に至るまでは、排水量は多めの値となるためである。

ポンプは、吐出量、揚程、井戸に入る大きさを考慮し選定する。

最近ではほとんど水中ポンプが利用されており、一般には、揚程 30~50m、口径 50~100 mm、揚水量 0.5~1.0m<sup>3</sup>/min、必要電力 5.5~11kW 程度のもが多く用いられている。

1-3-6 ウェルポイント工法 [仮設ガイドブック (II) 9.2]

1) 工法の概要

ウェルポイント工法は、掘削面の周囲にウェルポイントと称する集水管を多数打設し、管内を減圧させて地下水を汲み上げることにより、地下水位を低下させ、湧水の防止を図るものである。

ウェルポイントの原理は、減圧により地下水を吸引することにあるが、大気圧と管内の真空度との圧力差を利用するので、揚程は理論的には最高 10.3mとなる。しかし、実際は空気の吸い込みなどがあって完全に真空状態にできず、排水の管内摩擦などのため 7~8mが揚程の限界である。実用的には、5.5~6.0mとして計画されることが多い。従って、これ以上の水位低下が必要な場合は、掘削の進行に合わせてウェルポイントを増し打ちし、多段構成とする。

2) ウェルポイント各部の名称 [仮設ガイドブック (II) 9.2]

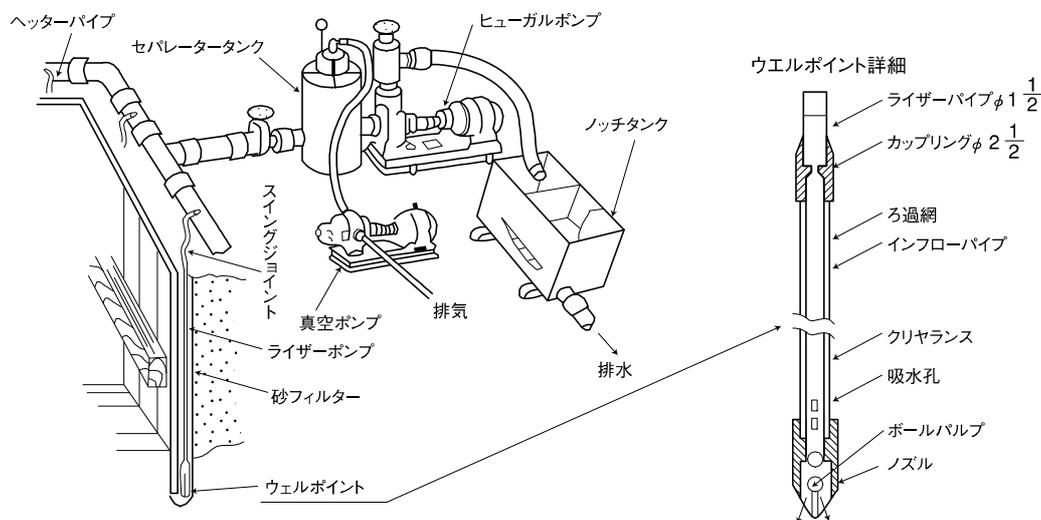


図 1-3-34 ウェルポイント各部の名称

3) 設計方法 [仮設ガイドブック (Ⅱ) 9.2]

ウェルポイント工法では、下記の項目について適切な設計を行う。

- (1) ウェルポイント1本当当たりの揚水能力
- (2) ウェルポイントの本数及び間隔
- (3) ポンプの選定及び台数
- (4) ウェルポイント設置深さの決定

ウェルポイント排水工法の設計手順は、図 1-3-35 に示すとおりである。

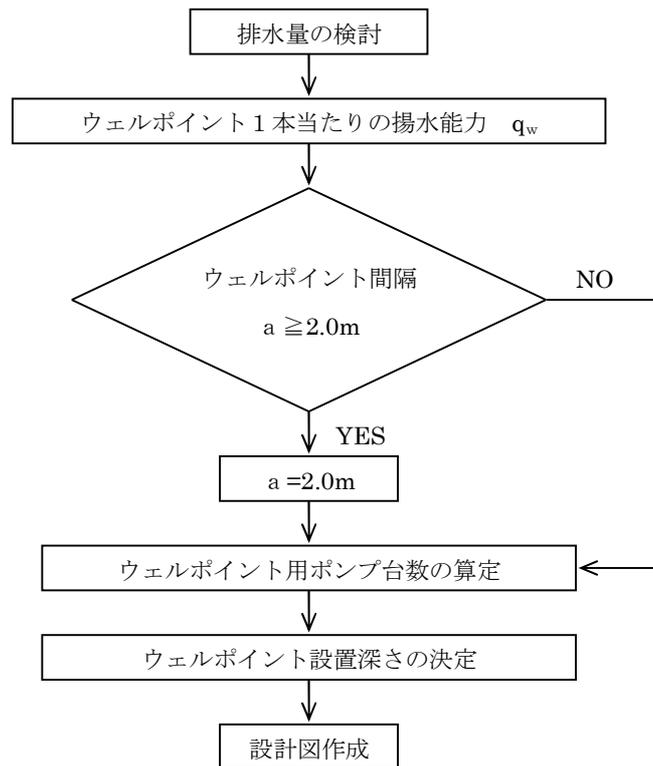


図 1-3-35 設計手順

4) 排水量の算出

排水量は、ヘッダーパイプで囲まれる排水区域をひとつの大きな井戸とみなし、本編 1-3-4 2) で記述した計算式を使用して算出する。

しかし、設計用の排水量は、計算式が定常流となった時の式であるため、初期の排水量が多いことを考慮し、一般に計算値の 2~3 倍の値を使用する。

## 5) ウェルポイント1本当たりの揚水能力

ウェルポイント1本当たりの揚水量は、地盤の透水係数、地下水位の深さ及び真空度等によって異なるが、一般的には表 1-3-5 の示す揚水能力を目安としている。

表 1-3-5 土質とウェルポイント1本当たりの揚水能力  $q$  の関係

土 質	$q$ (m <sup>3</sup> /min)
礫	(50~70) ×10 <sup>-3</sup>
砂 礫	(30~50) ×10 <sup>-3</sup>
粗 砂	(20~25) ×10 <sup>-3</sup>
砂	15×10 <sup>-3</sup> 前後
細 砂	(8~10) ×10 <sup>-3</sup>

## 6) ウェルポイントの本数

ウェルポイントの本数は、次式により算出する。

$$n = \frac{Q}{q}$$

ここに、  $Q$  : 定常状態での全湧水量 (m<sup>3</sup>/min)

$q$  : ウェルポイント1本の揚水量 (m<sup>3</sup>/min)

$n$  : ウェルポイントの本数 (本)

## 7) ウェルポイント間隔 (ピッチ)

ウェルポイントの間隔は、0.8~2.0m を標準として次式により算出する。

$$a = \frac{L}{n}$$

ここに、  $a$  : ウェルポイントの間隔 (m)

$L$  : ヘッダーパイプの長さ (m)

$n$  : ウェルポイントの本数 (本)

計算の結果、間隔  $a$  が 2m 以上となった場合は 2m とする。このように、ウェルポイントの打設間隔は、ウェルポイント1本当たりの揚水能力からだけでなく、経験的要素を考慮して決定する。

## 8) ポンプの選定及び台数

ポンプの容量は、必要な全排水量と現場の状況を考慮し選定する。

ポンプ台数は、次式により算出する。

$$N = \frac{(2\sim3)Q}{(0.7\sim0.8)E}$$

ここに、  $N$  : ポンプ台数 (台)

$Q$  : 定常状態での排水量 (m<sup>3</sup>/min)

$E$  : 排水ポンプの公称排水量 (m<sup>3</sup>/min)

ウェルポイント用ポンプの一般的な種類を表 1-3-6 に示す。

ポンプは、ヘッダーパイプ延長 100m に1台の割合で配置するのが一般的である。

表 1-3-6 ウェルポイント用ポンプの一般的な種類

ポンプの種類	口 径	排水量または 排 気 量	最 高 揚 程 または真空度	所 用 動 力
渦 巻 き ヒューガル	125 mm	1.5m <sup>3</sup> /min	18m	7.5kW
	150 "	2.5 "	18 "	11 "
タービン ( 5 段 )	80 "	0.5 "	70 "	11 "
真 空 (ナッシュ型)	50 "	3.5 "	97.3kPa	7.5 "

9) ウェルポイント設置深さの設定

ウェルポイントの設置は、ウェルポイントスクリーン中心から真空ポンプ軸心までの高低差を 5.5～6.0m として計画するので、ウェルポイント1段で地下水位をできるだけ低下させたい場合は、図 1-3-36 に示すように、自然地下水面の近くまで掘削してウェルポイントを打ち込み、真空ポンプも低い位置に設置して、揚程を有効に利用するのがよい。

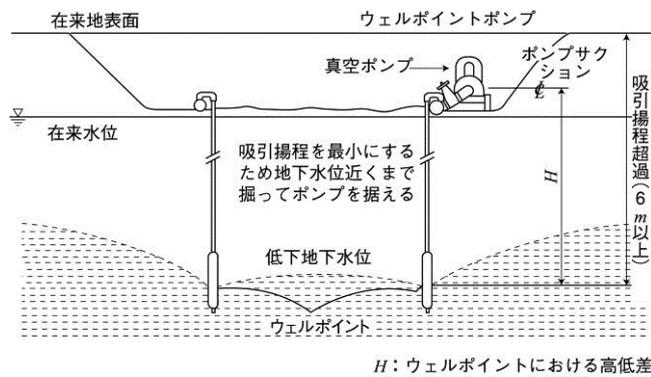


図 1-3-36 ウェルポイントの有効な設置位置

ウェルポイントの設置深さは、地盤が一樣な砂質土であれば掘削面よりウェルポイント上端が 1.0～1.5m 以上入ったところまで打ち込み、掘削の下部が粘土層の場合は 0.4～0.5m 粘土層に打ち込む。掘削敷より下に粗砂、砂礫層がある場合には、ウェルポイントはその層まで打ち込む。ウェルポイントの設置例を図 1-3-37 に示す。

1段のウェルポイントでは水位低下深さが 4～6m と限度があるので、それ以上地下水位を低下させることが必要な場合は、掘削しながら順次 2段 3段とウェルポイントを設置していく多段式ウェルポイント方式を採用するか、ディープウェル工法を採用する。

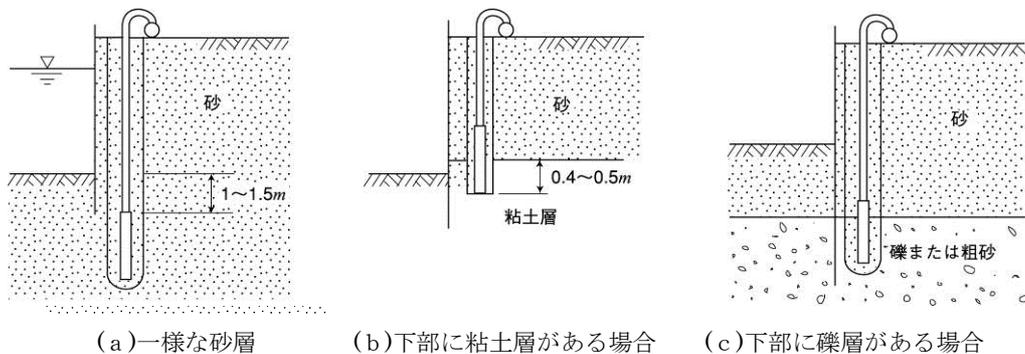


図 1-3-37 ウェルポイントの設置例

## 1-4 仮設道路

仮設道路の幅員は4mを標準とするが、現場状況等により必要に応じて考慮するものとする。なお、構造は表1-4-1を参考として定める。

表1-4-1 仮設坂路の設置

区分	巾員	縦断勾配	適用区分
仮設坂路	4m	10%	持上げを主体とする工事の場合。
	4m	12%	持下げを主体とする工事の場合。 但し持上げが工事量で20%以上となる場合は縦断勾配10%とする。
仮運搬路	4m	—	待避場又はブロック据付現場における重機足場等は必要に応じて考慮する。

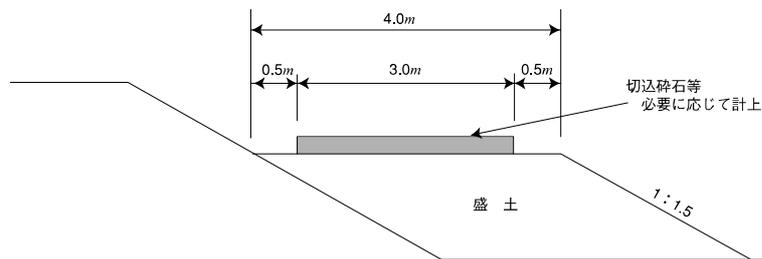


図1-4-1 横断面図

- ① 仮設坂路の一般的な断面を図1-4-1に示す。
- ② 法勾配は、1:1.5を標準とするが、現地の状況に応じ考慮する。
- ③ 天端に切込碎石等が必要な場合は巾3.0mとし、必要厚さは30cm程度までとするが、現地の状況により別途考慮することができる。
- ④ 大型重機の搬入、資材運搬車両の台数等により別途必要に応じて待避所を設置することができる。
- ⑤ 仮坂路を堤防上に設置した場合は、張芝にて原形復旧する。

## 1-5 仮栈橋

## 1) 仮栈橋の定義

橋脚としてH型鋼などを用い、床板として覆工板を敷いて、工事用車両などの通行に供する工事用仮橋、および作業台または両者を兼ねたものがこれにあたる。

## 2) 構造と名称 [仮設ガイドブック(Ⅱ)7.1]

仮栈橋の構造は、図1-5-1に示すとおりで、覆工板を覆工受けた(主けた、主にI形鋼及びH形鋼)で受け、その荷重をけた受けで支柱(橋脚)に伝達する構造で一般には鋼構造である。

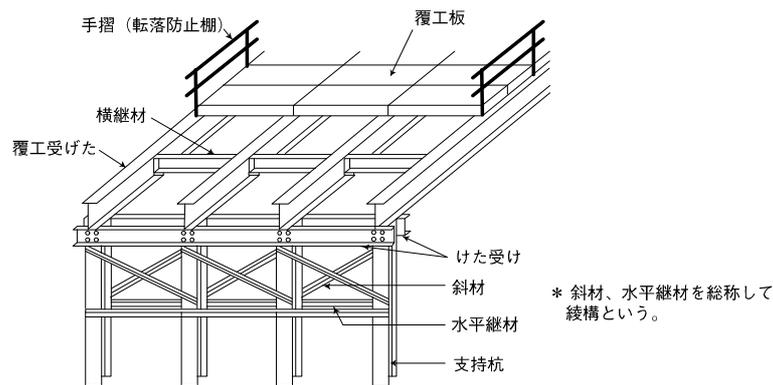


図1-5-1 仮栈橋各部の名称

## 3) 設計の基本

## (1) 設置期間

工事用仮橋は原則として出水期間中は撤去しなければならない。なお、近年非出水期間中であっても氾濫注意水位を超過する洪水が起きていることから、非出水期間中であっても仮橋による治水上の影響について検討するものとする。

## (2) 径間長・桁下高

河川特性に合った判断を行う必要があるため、径間長と桁下高の基準は設けないこととした。

ただし、資材・機械類の流失対策等の防災対策は充分検討するものとする。一般的には資材の汎用性から径間長を6~8m、桁下高は過去5ヶ年の工事期間中の最高水位(流量)に余裕高(該当流量相当)を加えた高さになっている事例が多い。

## (3) 幅員 [仮設構造物工指針2-11]

幅員は、車両通行用か歩道も兼ねるか、また作業台として使用するか等の仮栈橋の設計目的により異なる。一般に、車両通行用の仮栈橋であれば6m程度が多く用いられている。

通行の安全上、少なくとも幅員4mは必要であり、通行車両が対面交通であれば、8m程度とするのが望ましい。作業台としては、施工計画を入念に検討し、作業に使用する機種、作業半径、機械の組立て解体に必要な幅、通行余裕等を考慮して、幅員を決定しなければならない。

## (4) 路面勾配 [仮設構造物工指針 2-11]

路面覆工の路面勾配は覆工周囲の道路の勾配に合わせるのを原則とする。

仮栈橋の最大勾配は、6%を原則とする。地形条件、管理者などの条件により、勾配が6%を超える場合は、勾配による水平分力を水平荷重に付加し検討するとともに、綾構などで橋軸方向の補強をすることが望ましい。

## (5) 鋼材 [仮設構造物工指針 2-11]

路面覆工・仮栈橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定しなければならない。これら鋼材に作用する荷重は必ずしも明確ではなく、このため、路面覆工・仮栈橋の構造全体に大きな変形を生じ、部材に座屈等の破損を招くおそれもあり、応力度からは断面に余裕があっても、経済性を重要視しすぎた断面の使用は避けるべきである。したがって、表 1-5-1 に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

表 1-5-1 部材の最小断面

覆工受けた	H-250×250×9×14
横継材	[-300×90×9×13
けた受け	[-250×90×9×13
斜材・水平継材	L-100×100×10
杭	H-300×300×10×15

## (6) 荷重 [仮設ガイドブック (II) 7.2]

設計に当たっては、死荷重、活荷重、衝撃荷重、水平荷重などを考える。

## ① 死荷重

死荷重の算出には、実荷重を明らかにして、その値を用いるのが望ましいが、個々の重量が不明の場合は、第1編 4-1-1) 表 4-1-1 の値を用いてよい。

## ② 活荷重

活荷重は、仮栈橋の特性を考慮しながら、ダンプトラック、コンクリートミキサ車等の自動車荷重、群集荷重及びトラッククレーン、クローラクレーン等の建設用重機の荷重を考慮する。

## a. 自動車荷重

自動車荷重は、本編 1-2-2 2) (3) ①を用いるものとする。

## b. 群集荷重

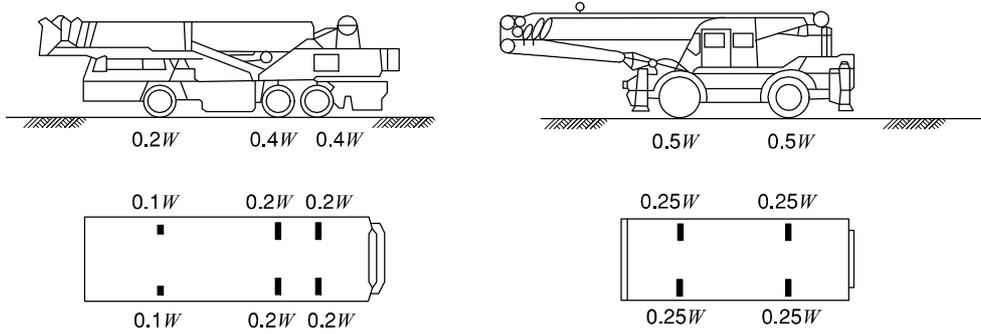
群集荷重は、本編 1-2-2 2) (3) ②を用いるものとする。

## c. 建設用機械の荷重

建設用重機と吊上げ荷重はその使用状況に応じて考慮する。クレーン系および掘削機系重機の荷重偏心は、活荷重に対し、前方吊りおよび側方吊りでは75%、斜め前方吊りでは70%としてよい。

## イ. トラッククレーン

走行時荷重分担を図 1-5-2 に作業時アウトリガー荷重分担を図 1-5-3 に示す。ただし、図 1-5-3 に示す作業荷重は、作業時においてアウトリガーに最大荷重が加わるようなブームの位置を想定した値を採用する。



$W$ : トラッククレーン自重 (kN)

図 1-5-2 トラッククレーンの荷重分担の割合

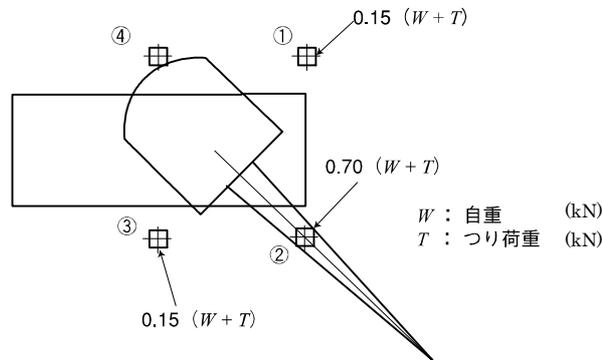


図 1-5-3 トラッククレーンのアウトリガー荷重分担 (斜め前・後方吊りの場合)

ロ. クローラクレーン

走行時における荷重分布は、図 1-5-4 に示すとおり設置面積に等分にかかるものとする。

作業時における荷重分布は、全方向作業として側方吊り作業・前方吊り作業・斜め方向吊り作業などが考えられ、それぞれの作業状態での荷重を算定し、その内、最も大きいものを考慮する。

ここでは、一般に多く採用されている計算方法を示す。

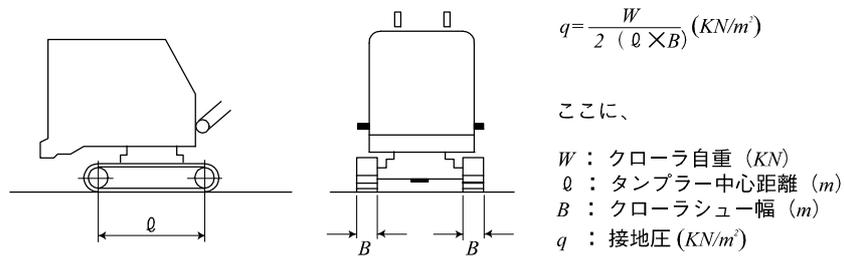


図 1-5-4 クローラクレーンの走行時荷重分布

i. 側方吊り作業

作業側クローラに総重量（吊り荷重を含む）の75%が等分にかかるものとする。

ただし、機種により多少異なるので適宜検討を行う事とする。

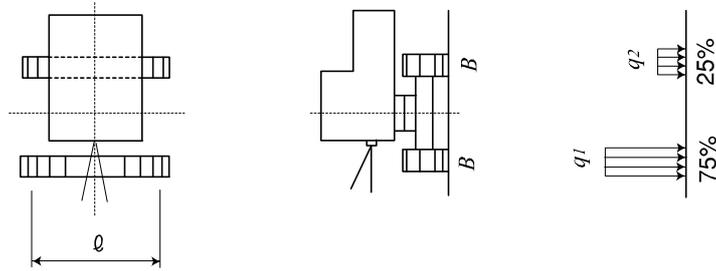


図 1-5-5 クローラ側方吊り荷重分布

$$q_1 = \frac{0.75(W+T)}{\ell \times B} \quad (\text{kN/m}^2) \quad q_2 = \frac{0.25(W+T)}{\ell \times B} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $W$  : クローラ自重 (kN)

$T$  : 吊り荷重 (kN)

$\ell$  : タンブラー中心距離 (m)

$B$  : クローラシュー幅 (m)

$q_1$ 、 $q_2$  : 接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

ii. 前方吊り作業

タンブラー中心距離の1/4位置を重心位置とする。

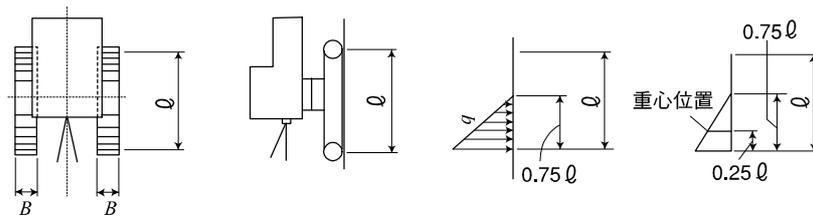


図 1-5-6 クローラ前方吊り荷重分布

$$q = \frac{\frac{1}{2}(W+T)}{0.75\ell \times B \times \frac{1}{2}} = \frac{W+T}{0.75\ell \times B} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $W$ : クローラ自重 (kN)

$T$ : 吊り荷重 (kN)

$\ell$  : タンブラー中心距離 (m)

$B$  : クローラシュー幅 (m)

$q$  : 接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

iii. 斜め方向吊り作業

ブームの位置を最大反力となる位置に想定する。

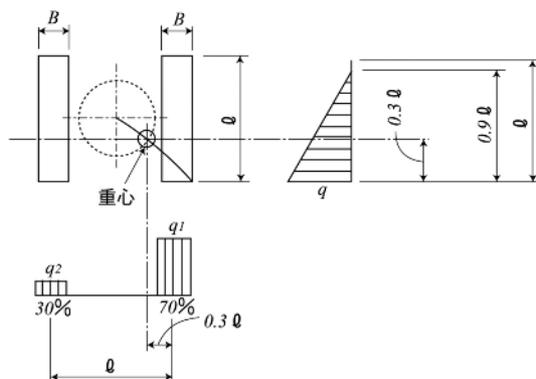


図 1-5-7 斜め方向吊り荷重分布

$$q_1 = \frac{(W + T) \times 0.7}{0.9\ell \times B \times \frac{1}{2}} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{(W + T) \times 0.3}{0.9\ell \times B \times \frac{1}{2}} \quad (\text{kN/m}^2)$$

- ここに、
- $W$  : クローラ自重 (kN)
  - $T$  : 吊り荷重 (kN)
  - $\ell$  : タンブラー中心距離 (m)
  - $B$  : クローラシュー幅 (m)
  - $q_1、q_2$  : 接地圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

③ 衝撃荷重

自動車など活荷重による衝撃荷重は、本編 1-2-2 2) (4)によるものとする。

④ 水平荷重

a. 仮設橋上の車両重機による始動制動時及び稼働時に生じる水平荷重

表 1-5-2 水平荷重

活荷重の種別	T 荷重の場合	建設用重機荷重の場合
杭列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15*

\* 覆工受けたの支間が建設用重機のクローラ接地長と比べ短い場合や、建設用重機を2台以上考慮する場合等のように、著しく不合理と考えられる場合は、(着目する杭列に作用する全活荷重による反力) ×0.15 としてよい。

b. 地震荷重

地震荷重は、従来、通常の仮設構造物に対して考慮していない。これは仮設構造物が工事現場に設置されている期間が比較的短いから、考慮すべき程の大きな地震に遭遇する機会は少ないという考え方からきている。しかしながら、迂回路用の仮橋のように、仮設構造物の中でも重要構造物(工事目的物)で、長期間供用される場合には、地震荷重を考慮することが必要となる。

## c. 波圧・流水圧

波圧、流水圧は、特別にこれらが大きいと判断される場合には、これらに耐えうるように設計し、洗掘に対する配慮も必要である。波圧、流水圧の考え方については「道路橋示方書・同解説 I 共通編 2.2」によることとする。

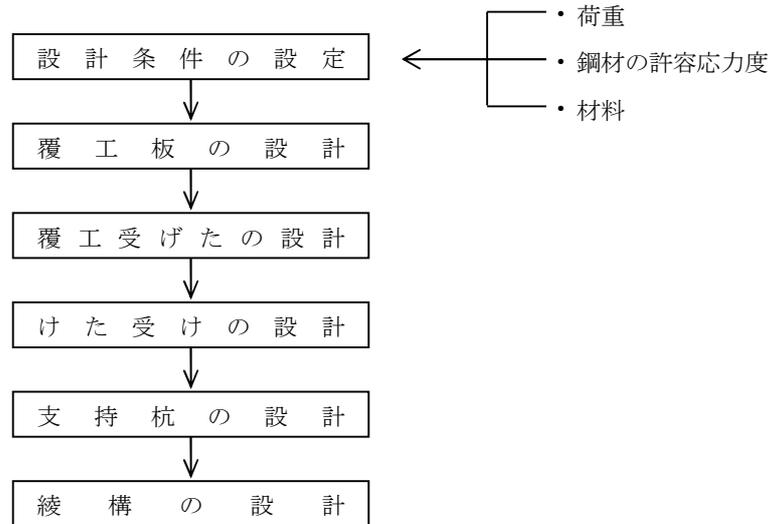
## d. 衝突荷重

衝突荷重は衝突が予想される船舶、車両の大きさ、衝撃荷重、角度などを十分検討して決定することが必要である。

## 4) 構造細目 [仮設構造物工指針 2-11]

## (1) 設計手順

仮栈橋の設計は、図 1-5-8 に示す手順に従って行う。



[仮設ガイドブック (II) 7.2]

図 1-5-8 設計手順のフロー

## (2) 覆工板の設計

- ① 輪荷重が T-25 に改訂されたが、市場では T-25 対応の覆工板とともに T-20 対応の覆工板も流通しているため、T-20 対応の覆工板を使用する際には、利用目的に応じた強度計算を行い安全であることを確認する必要がある。
- ② H形鋼や角材を並べた場合には、覆工受けたを支点とした単純梁または連続梁として計算を行う必要がある。
- ③ 市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。
- ④ 覆工板には各種あるが、使用にあたっては車両の安全走行を考慮し、すべり止めの付いたものを選択する方が望ましい。また、覆工板の選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、施工性等を検討し、安全性を十分確認したうえで使用することが必要である。覆工板の単位面積当たりの重量は表 1-5-3 の値を使用してよい。
- ⑤ 覆工板端部は図 1-5-9 に示すように、受けたよりずれが生じないように配慮する必要がある。一般には落とし込み式が多く使用されている。

表 1-5-3 覆工板の重量

種類	単位面積当たりの重量(kN/m <sup>2</sup> )	
	長さ 2 m	長さ 3 m
鋼製	2.0	2.0
鋼製 (アスファルト舗装付)	2.5	2.6
鋼・コンクリート合成	2.8	3.3

〔仮設工指針 2-11-3〕

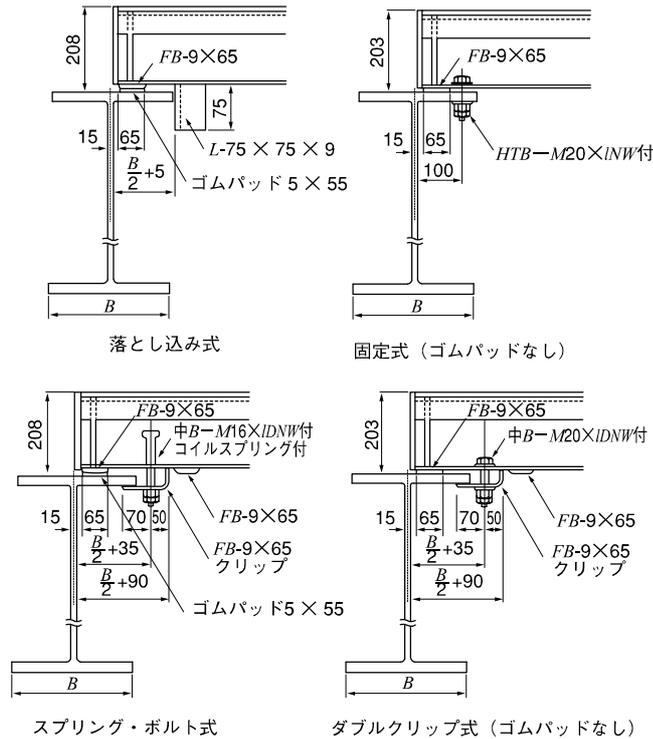


図 1-5-9 鋼製覆工板の設置例

(3) 覆工受けたの設計

① 覆工受けたの配置

覆工板の形状は一般に 1.0×2.0m もしくは 1.0×3.0m の大きさであり、橋軸直角方向に設置するので、けたの間隔も 2～3 m とするのが一般的である。けた間隔の選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、路面覆工後の施工性等を検討し、安全性を十分確認した上で使用することが必要である。

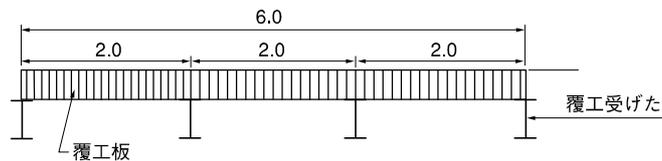


図 1-5-10 覆工受けたの配置 (断面図)

## ② 覆工受けたの支間

覆工受けたの支間は5～6mが最も多く用いられているが、杭打機などの作業機械の性能、施工方法等も考慮して決定しなければならない。覆工受けたの支間が長い場合は、許容曲げ圧縮応力度が小さくなるので、横倒れ座屈防止のための横継材を取りつけ、フランジ固定間距離を短縮する。

ここで示す設計手法の適用範囲は、支間15m程度までであるが、自動車走行方向が受けた直角方向もしくは、建設用重機で設計する場合は、支間が12m程度をこえると対応する受けた部材（H形鋼等）がなく、12m程度が限界となる。

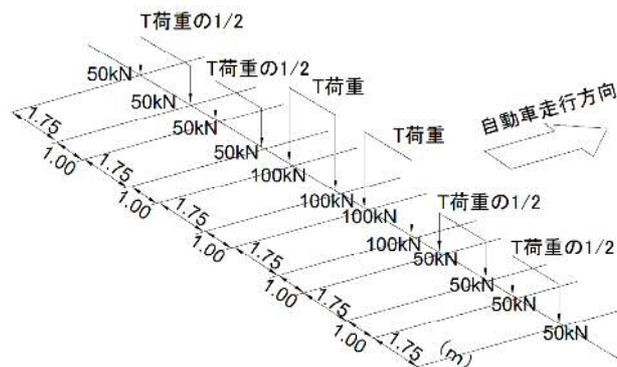
## ③ 覆工受けたの応力の計算

覆工受けたは、覆工受けたの自重と覆工板の重量及び活荷重を載荷させ、けた受けを支点とする単純梁として計算する。死荷重及び活荷重により計算された断面力は、それぞれの最大値の合計を設計に用いる断面力として計算する。

## a. 一般交通（自動車荷重）で設計する場合の活荷重による断面力の計算

## イ. 覆工受けたと自動車の走行方向が直角な場合

T荷重が直接覆工受けたの上に載荷されるものとし、図1-5-11に示す荷重配列で受けたに作用する断面力が、最大となるように載荷するものとする。



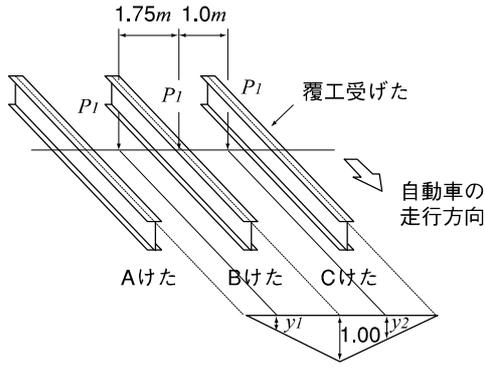
〔仮設工指針 2-11-4〕

図 1-5-11 覆工受けたと走行方向が直角な場合のT荷重の載荷方法

## ロ. 覆工受けたと自動車の走行方向が平行な場合

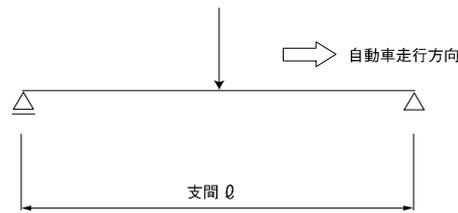
T荷重を図1-5-12に示すように覆工板に載荷させ、各荷重による覆工受けたへの影響を考慮するものとする。例えば、Bけたに作用する荷重Pは、覆工板AB間、BC間に図1-5-12のような影響線を考え、次式により求められる。この荷重Pを図1-5-13に示すモデルで最大断面力が生じるように載荷し計算する。

$$P = 1.0P_1 + y_1P_1 + y_2P_1 \quad (\text{kN})$$



〔仮設工指針 2-11-5〕

図 1-5-12 覆工受けたと走行方向が平行な場合の荷重方法



〔仮設工指針 2-11-5〕

図 1-5-13 合成荷重Pの荷重方法

b. 建設用重機で設計する場合の活荷重による断面力の計算

建設用重機で設計する場合は、その配置、組み合わせなどを考慮し、最大応力が生じるように活荷重を載荷し計算する。必要に応じ、水平荷重による覆工受けたの部材弱軸方向に対する検討を行う必要がある。

クレーン系重機、掘削機系重機の走行時には、自重及び衝撃荷重を考慮し、荷重偏心の影響は考慮しなくてもよい。作業時には自重、吊り荷重などの付加荷重、荷重偏心の影響のほか、杭の打込み、引抜き作業等のように衝撃荷重が発生する作業においては、衝撃荷重を考慮する。

④ たわみの計算

覆工受けたの活荷重によるたわみは  $l/400$  ( $l$  は支間) 以下で、かつ 2.5 cm 以下でなければならない。この時活荷重に衝撃荷重は含まなくてもよい。

覆工受けたに載荷される活荷重が一個の場合、および活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合のたわみは次式によって計算する。

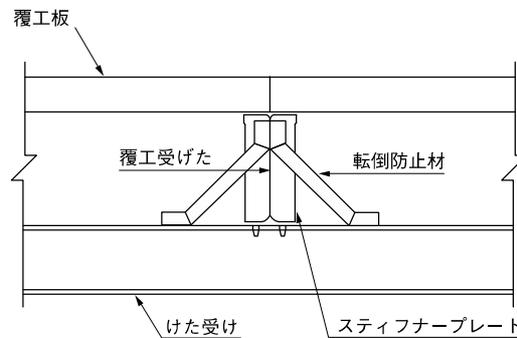
$$\delta = \frac{P_0 l^3}{48EI} \dots\dots\dots (\text{活荷重が1個の場合})$$

$$\delta = \frac{5W_0 l^4}{384EI} = \frac{M_l \max l^2}{9.6EI} \dots\dots\dots (\text{活荷重が複数個もしくは、分布荷重の場合})$$

- ここに、 $\delta$  : たわみ (m)  
 $M_{\ell} \max$  : 衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント (kN・m)  
 $\ell$  : 支間長 (m)  
 $I$  : 受けたの断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 $E$  : 受けたのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_0$  : 覆工受けたに作用する衝撃を含まない集中荷重 (kN)  
 $W_0$  : 換算等値等分布荷重  $= \frac{8M_{\ell} \max}{\ell^2}$  (kN/m)

⑤ 転倒防止工の設置

覆工受けたが橋軸直角方向に配置される場合は、覆工受けたの転倒についての検討を行い、必要ならば図1-5-14に示すような転倒防止措置を講じる必要がある。フランジ幅と高さが同程度の広幅H形鋼を覆工受けたの場合には、一般に転倒防止補強の必要はない。転倒の検討対象荷重としては、鉛直荷重の路面方向分力と活荷重による制動荷重を考慮する。



〔仮設工指針 3-5〕

図 1-5-14 覆工受けたの転倒防止工の一例

転倒防止工は、けた受け部材に取り付けるのが一般であるが、覆工受けたのスパンが大きくなると水平材で覆工受けた同士を繋ぐこともある。参考に、共同溝設計指針（日本道路協会）によれば、勾配と直角方向に覆工受けたを設置し、かつその勾配が2.5%以上の場合に転倒防止工を設置するとしている。

(4) けた受けの設計

杭の頭部には、けた受けを設け、覆工受けたを支えるものとする。

けた受けの配置例は、図1-5-15に示すとおりである。

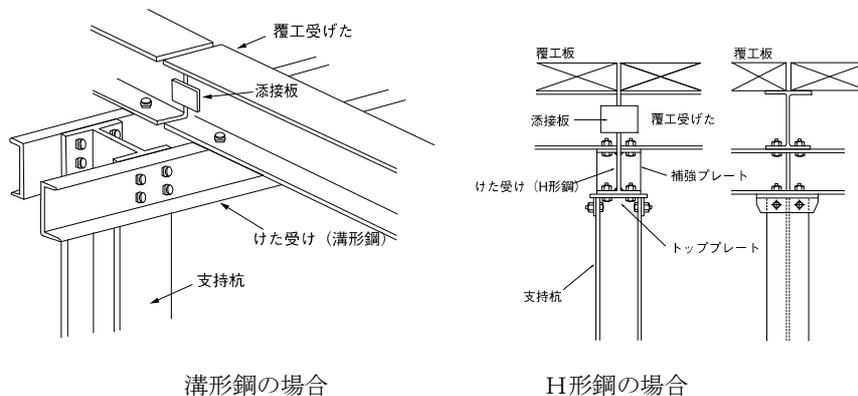


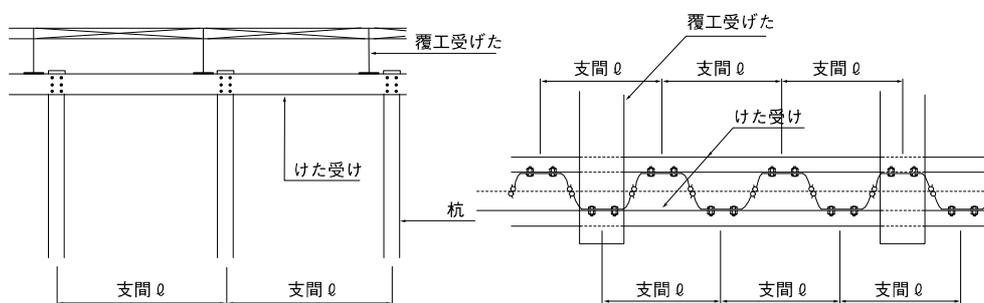
図 1-5-15 けた受けの例

## ① けた受けの設計

けた受けは覆工受けた反力及び死荷重に対し、十分な強度と剛性を持つものでなければならない。けた受けの計算は、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重とし、また、けた受け自重を分布荷重として、杭あるいは土留壁との取り付け部を支点とする単純梁として計算するのがよい。

けた受けの支間は、図 1-5-16 のように同一けた受けが、ボルトで接合されている支持杭の中心間隔とし、覆工受けた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。

一般にけた受けの支間は 2～3m 以下と小さく、杭中心と覆工受けた中心が近いいため、せん断力が支配的な応力となる。このためけた受けの設計では、たわみの計算は行わなくてよいが、埋設物があるなどの理由で、杭間隔が大きくなる場合または、けた受け支間中央付近に覆工受けたが取り付けられる場合は、たわみに対する照査も行わなければならない。この時のたわみの制限値は、覆工受けたと同様とする。



(a) H形鋼に支持される場合

(b) 鋼矢板に支持される場合

図 1-5-16 けた受けの支間

## ② ボルトの計算

けた受けと杭を固定するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を持ったものでなければならない。ボルトの必要本数は次式で計算する。

なお、けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断力で抵抗させる場合には、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n = \frac{R}{S_a}$$

$$S_a = A \tau_a$$

ここに、 $n$  : ボルトの必要本数 (本)

$R$  : けた受けの最大反力 (N)

$S_a$  : ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

$A$  : 高力ボルトの場合は公称径 (呼び径) から求めた断面積  
普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\tau_a$  : ボルトの許容せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

## (5) 支持杭の設計

## ① 支持杭の間隔及び打設位置

杭の橋軸直角方向の間隔は、覆工受けたの間隔に合わせ 2~3m とするのが一般的である。埋設物があるなどの理由で杭間隔を広げる場合は、けた受け材の十分な照査を行わなければならない。

また、河川内の仮橋支持杭の位置を決めるときは、流水に対して直角方向の投影面積が少なくなるような配置にすることが必要であり、手延べ（片押し）作業となることから、そのサイクルが効率的となるよう計画する必要がある。仮橋直下を掘削する場合は、全体の掘削計画や構造物の形状に応じて支持杭を配置する必要がある。

## ② 河川内に支持杭を打設する場合の支持杭の根入れ長さ及び支持力の確保

河川内の支持杭は河床面からの突出長が大きくなるため、水平力作用時の曲げモーメント及び変位量も大きくなることに注意しなければならない。また、洪水時に根入れ部分が洗掘される恐れがあり、根入れ長さについても十分な検討が必要である。

## ③ 斜面に平行に構築される仮橋の計画

斜面上の仮橋は、支持杭長さが異なるので水平力の負担が均等にならず、短い杭ほど水平力の負担が大きいに注意する必要がある。また構造物によっては、その本体を利用して仮橋を計画することにより経済的となる場合もあるので、工事全体の施工計画を見通して仮橋の計画を立案する必要がある。

## ④ 杭の計算

## a. 許容鉛直支持力

杭はけた受けの最大反力に対し、十分な支持力を有したものでなければならない。杭の許容支持力は自重が小さい一般の仮設杭の支持力は次式により計算してもよい。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

ここに、  $R_a$  : 許容鉛直支持力 (kN)

$n$  : 安全率 (n=2)

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

極限支持力  $R_u$  は次式により求める。

$$R_u = q_d A + U \sum \ell_i f_i$$

ここに、  $A$  : 杭の先端面積(m<sup>2</sup>)

$q_d$  : 杭先端地盤の極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$U$  : 周長(m) (土と接する部分とする。)

$\ell_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

ただし、 $N \leq 2$  の軟弱層では、周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

H型鋼を用いた仮橋杭の先端地盤の極限支持力度  $q_d$  (kN/m<sup>2</sup>)及び、最大周面摩擦力度  $f_i$  (kN/m<sup>2</sup>)は、それぞれ次式により求めてよい。

$$q_d = 200\alpha N$$

$$f_i = 10\beta N_c \quad (N_c: N\text{値の場合}), \quad f_i = \beta N_c \quad (N_c: \text{粘着力 } c \text{ の場合}) \quad (\text{粘性土})$$

$$f_i = 2\beta N_s \quad (\text{砂質土})$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$  : 施工条件による係数 (表 1-5-4)

$$N : \text{先端地盤の } N\text{値} \quad N = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (N \leq 40)$$

$N_1$  : 杭先端位置の  $N$ 値 (図 1-5-17)

$N_2$  : 杭先端から上方へ 2m の範囲における平均  $N$ 値 (図 1-5-17)

$N_c$  : 粘性土の  $N$ 値または粘着力  $c$  で 150kN/m<sup>2</sup> を上まわる場合は、150kN/m<sup>2</sup> とする。

$N_s$  : 砂質土の  $N$ 値で 50 を上まわる場合は 50 とする。

表 1-5-4 杭の施工条件による各種の係数

施工方法		先端支持力度の係数 $\alpha$	周面摩擦力度の係数 $\beta$
打撃工法		1.0	1.0
振動工法		1.0	0.9
圧入工法		1.0	1.0
プレホーリング工法	砂 充 填	0	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0	1.0

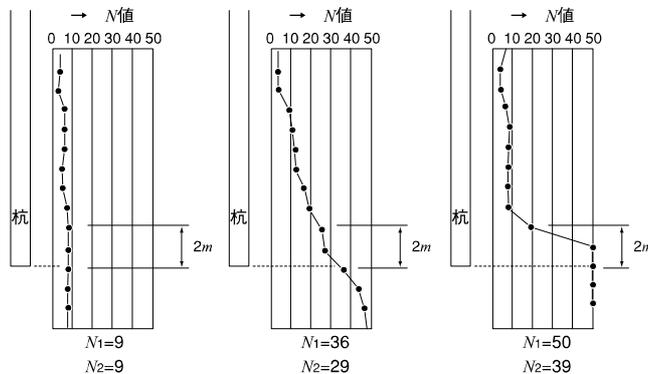
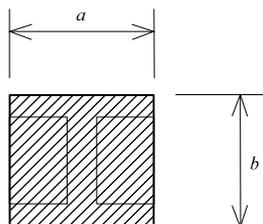


図 1-5-17  $N_1$  及び  $N_2$  のとり方

杭の先端面積及び周長は、図 1-5-18 に示す値とする。

ただし、次式による場合には、杭先端は少なくとも良質な層へ 2m を根入れさせることが望ましい。



$$U=2(a+b) : \text{中間杭、仮橋杭と親杭の掘削底面以深}$$

$$U=(a+b) : \text{親杭の掘削底面以浅}$$

$$A=a \cdot b$$

$$A : \text{先端面積 (m}^2\text{)}$$

$$U : \text{周長 (m)}$$

図 1-5-18 杭の先端面積及び周長

## b. 水平荷重に対する検討

通常、土留壁と兼用される杭（路面覆工）では、地盤との付着、地盤反力等が十分期待できるため、水平荷重に対する検討は行わなくてよい。仮橋の支持杭では、地盤が軟弱な場合や杭の突出長が長い場合等には、水平荷重に対する検討を行う必要がある。通常、仮橋の支持杭の水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数の杭が覆工受けたにより連結されており、両端部（乗入れ部）は土による拘束が大きい。危険断面となる橋軸直角方向（走行直角方向）の杭列に対して行えばよい。

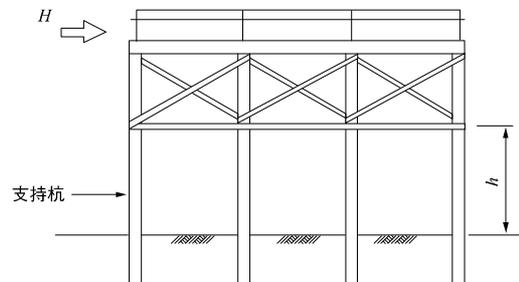
イ. 1本の杭に作用する水平荷重は次式により算出する。

$$H_0 = \frac{H}{n}$$

ここに、 $H_0$  : 1本の杭に作用する水平荷重 (kN)

$H$  : 杭列に作用する水平荷重 (kN) (表 1-5-2 参照)

$n$  : 杭列の杭本数 (図 1-5-19 の場合  $n=4$ )



〔仮設工指針 2-11-9〕

図 1-5-19 杭に作用する水平荷重

ロ. 水平荷重により、支持杭に発生する曲げモーメントは、 $\beta l \geq 2.5$  ( $\beta$ : 杭の特性値、 $l$ : 根入長) の場合には、半無限長の杭として計算する。通常、綾構を設けることを原則として、杭頭の回転を拘束された杭とし次式で求める。

$$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H_0$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta h)^2} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right)$$

ここに、 $M_0$  : 杭頭曲げモーメント (kN・m)

$M_m$  : 地中部最大曲げモーメント (kN・m)

$h$  : 杭の突出長 (m)

$\beta$  : 杭の特性値 ( $\text{m}^{-1}$ ) (ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は rad である)

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

ここに、 $k_H$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) 本章 1-2-2 設計一般 3) (4)を参照

$D$  : 杭の幅 (m)

$E$  : 杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 杭の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 2}{12EI \beta^3} H_0$$

$\delta$  : 杭頭変位 (cm)

このとき用いる杭の断面二次モーメントは図 1-5-20 のように、フランジに直角に水平荷重が作用する場合は強軸方向の断面二次モーメント( $I_x$ )を、ウェブに直角に作用する場合は弱軸方向の断面二次モーメント( $I_y$ )を用いることに注意しなければならない。



(a)フランジに直角に荷重が作用する場合 (b)ウェブに直角に荷重が作用する場合

[仮設工指針 2-11-9]

図 1-5-20 H形鋼杭と荷重方向

やむを得ず綾構を設けない場合は、杭頭の回転を拘束されない杭とし、次式により杭に発生する曲げモーメントを求めるとともに、杭の変位を求め、仮橋の変位についての検討も行う必要がある。

$$M_0 = 0$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}\right)$$

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} H_0$$

ハ、支持層が浅い等の条件により根入れが有限長の領域 ( $\frac{2}{\beta} \leq \ell < \frac{2.5}{\beta}$ ) にある場合。有限長杭としての計算を行うものとする。ただし、半無限長の杭としての計算結果に表 1-5-5 の割増し率を乗ずる簡易法を用いてよい。

表 1-5-5 割増し率

根入れ長	杭頭部自由		杭頭部固定	
	曲げモーメントM	変位量δ	曲げモーメントM	変位量δ
$\frac{2}{\beta} \leq \ell < \frac{2.5}{\beta}$	1.00	1.25	1.10	1.20

## c. 部材断面の検討

仮橋に用いる支持杭は、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントを同時に作用する部材として、応力度照査のほか、安定に対する検討が必要である。このときの座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図 1-5-21 の  $l_1$ 、 $l_2$  のうち大きい値とするが、仮橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越する場合がある。このような場合は座屈長を  $l_1 + l_2$  として橋軸方向（杭全体）の座屈に対する照査も必要となる。

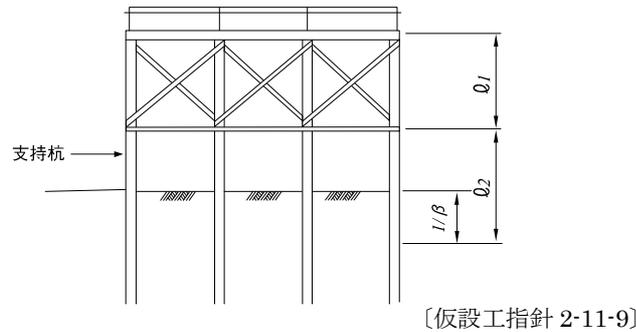


図 1-5-21 杭の座屈長

## (6) 水平継材及び斜材の設計

斜材・水平継材は杭列の各杭に水平荷重を分布させ、かつ杭頭の回転を拘束する部材及び構造でなければならない。仮橋では橋軸直角方向には、斜材・水平継材を取り付けることを原則とする。

## ① 水平継材

水平継材は圧縮材として設計し、応力は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{H}{n \cdot A}$$

ここに、 $\sigma_c$  : 水平継材に発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$H$  : 杭列に作用する水平荷重 (N) (表 1-5-2 参照)

$A$  : 水平継材 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$n$  : 水平継材の本数 (通常、杭の両面に取り付けるため  $n=2$ )

## ② 斜材

斜材は圧縮材として設計し、応力は次式で計算する。

ただし、仮橋杭の間隔が大きくなった場合圧縮材で設計すると部材断面が大きくなり施工性が悪くなることもある。

この場合は、フレーム計算等で詳細に荷重を算出し、斜材の座屈を許容する設計（引張材としての設計）を行ってよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{n \cdot A \cdot \cos \alpha}$$

ここに、 $\sigma_c$  : 斜材に発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$H$  : 杭列に作用する水平荷重 (N) (表 1-5-2 参照)

$A$  : 斜材 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度 (図 1-5-22 参照)

$n$  : 斜材の組数 (図 1-5-22 の場合は  $n=3$ )

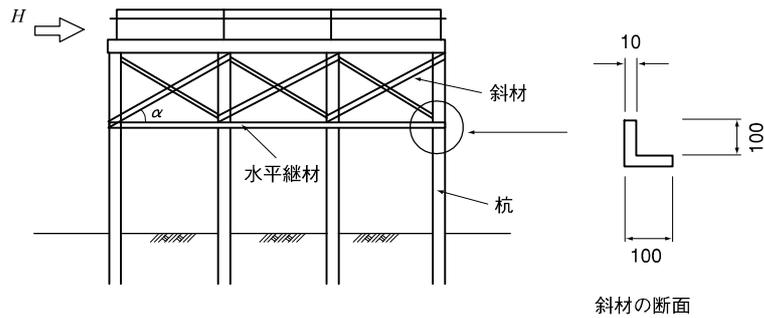


図 1-5-22 斜材・水平継材

## 5) 安全設備 [仮設ガイドブック (Ⅱ) 7.2]

安全設備は、仮設橋上で作業をする作業員の安全を確保するための設備で、墜落、落下災害の防止を目的としたものである。安全設備として、次のものがある。

## ① 転落防止柵

作業構台には、転落防止柵を設置する。転落防止柵の材料規格は、支柱ならびに水平材とも鋼管足場パイプ  $\phi 48.6$ 、 $t=2.4$  mm程度とし、覆工受けたまたは覆工板に緊結する。

## ② 幅木

作業構台の手摺の廻りには幅木を設置する。幅木の材料は木製または鋼製とし、著しく変形・損傷のないものとする。

## ③ 高欄

仮設橋には高欄を設置する。高欄は、一般に下記のものを使用する。

工事用仮橋 : パイプ組立式 (鋼管足場パイプ  $\phi 48.6$ 、 $t=2.4$  mm程度のものを使用)

一般用 (仮橋) : ガードレール

## ④ その他

その他の安全設備として、車止め、照明、標識等がある。これらは必要に応じて設置するものとする。

## 1-6 汚濁防止工 [仮設ガイドブック (I) 4.1] 一部加筆

濁水対策工は、河川・湖沼の浚渫工事や埋立地工事による濁水の発生及び拡散を防止する設備であり、濁りの二次汚染や生物生態系への影響をできるだけ少なくし、かつ施工精度や能率を落とすことなく施工できるものを選択することが必要である。また、現場状況に応じ、濁度や pH の管理やモニタリングを行い、環境保全に配慮する。

## 1) 前処理工法

濁りの防止という観点から事前に除去底質の性状を濁りが発生しにくい性状に変えてから浚渫する。

## 2) 濁水発生防止装置

浚渫工事における濁りの発生は、大部分が掘削する場所で起こる。そこで、掘削する機械はできるだけ濁りを出さないように種々の改良開発がなされている。それらには、1) 在来のポンプ浚渫船を改良した浚渫船、2) 特殊ポンプを用いた浚渫船、3) 在来のグラブ浚渫船を改良した浚渫船等がある。

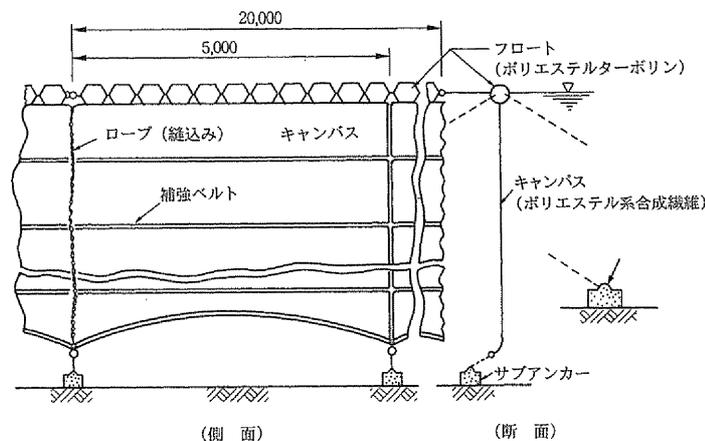
## 3) 濁水拡散防止設備

在来地盤が比較的硬く、ゴミ・砂利等が含まれ、濁りの発生の少ない装置で浚渫することができない場合や、管理基準が厳しく濁水発生防止装置だけでは濁りの発生・拡散防止が十分達成されない場合には、次に挙げる方法で発生した濁りの拡散を防止する。

## (1) 汚濁防止膜

浚渫工事の過程において、濁りや有害物質の拡散を防止する目的で種々の汚濁防止膜が考案されている。膜の素材には、ポリエチレン、ポリプロピレン、発泡スチロール等の不透水性のものと、合成繊維シートで透水性のものがあり、これらを浚渫船のまわりや余水吐前面等に敷設して汚濁拡散の防止を図る。敷設方法は、膜を吊り下げるのに発泡樹脂製または中空円筒形のフロートを使用し、膜の下部にはおもりをつけ、この部分をアンカーリングすることにより、流れに抵抗させるものである (図1-6-1)。

なお、膜の長さについては周辺工事の実績や河川環境 (底生生物の移動経路等) を考慮して、適切に設定する。



[仮設ガイドブック (I) 4.1.3]

図 1-6-1 汚濁防止膜の敷設例

## (2) 凝集・沈降剤による拡散防止

汚濁発生箇所である浚渫地点付近に凝集・沈降剤を散布し、またバージ(土運船)上のオーバーフロー水に凝集・沈降剤を混入して汚濁粒子の沈降速度を増大させて、拡散範囲を少なくする方法である。

## (3) 汚濁防止膜と凝集・沈降剤の併用

この方法は、浚渫周辺を汚濁防止膜で囲い、汚濁発生箇所を外部と遮断し、汚濁防止膜の移動を行う前に、汚濁防止膜内に凝集・沈降剤を散布して発生した濁りを速やかに沈降させるものである。この方法は、ごく一部の特殊な場合に用いられることがある。

## (4) 浚渫・埋立工事で発生する余水の処理

浚渫・埋立工事の際に発生する余水は、二次公害発生の防止という観点から排水規制の強化が求められ、高度な技術が要求される。余水処理方法として次の方法があげられ、これらは濁水処理における処理方法と基本的には同一である。

- ① 埋立地(土捨場)自体で処理する。
- ② 埋立地のほかに沈澱池を設ける。
- ③ 埋立地のほかに沈澱池と機械装置(ろ過器等)を設ける。
- ④ 機械装置(シックナー、ろ過器等)のみを用いる。

【コラム】 河川工事の環境への影響低減対策

【基本的考え方】

- ・ 仮設工については、周辺の自然環境に与える影響を回避・低減・代償する措置を講じることが望ましい。
- ・ できるだけ環境に対する影響を回避→低減（最小化）→代償の順序に従って、段階を踏んでいき、生態系への開発のインパクトを最小化する（ミチゲーション）。

【環境を把握する】

〔仮設構造物が生物の生息・生育環境に与える影響例〕

- 生息・生育地の損失
- 生息・生育地の分断
- 移動経路の分断
- 振動・騒音による影響
- 水質の悪化
- その他、環境条件の変化

【仮設計画のチェック】

- ・ 設計時点の仮設計画が現場の自然環境に適切かどうか確認する。

【影響低減の対策例】

- (1) 貴重種等の注目すべき生物が確認された場合には、生息・生育地を避けて仮設構造物を設置する。
- (2) 準備工における周辺植生の伐採を最小限にとどめ、場合によっては移植する。
- (3) 工事用道路の延長、幅員は最小限とし、必要に応じて粉じん対策や地盤に対する荷重を低減する。
- (4) 土砂、濁水の流出防止対策を施す。
- (5) 水中施工では、水域の攪乱を避け、水生生物に対する影響を低減するため、水域の攪乱を避け、土砂・濁水の流出防止対策を図る。
- (6) 生物の生息・生育環境の連続性やネットワークを確保する。
- (7) 生物の生活史に配慮した施工工程計画を行う。



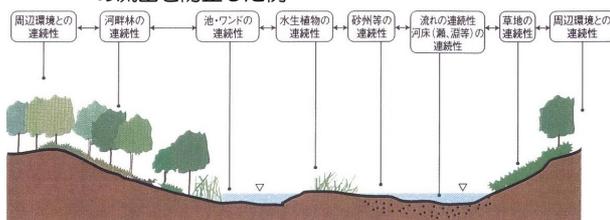
樹林を避けて工事用道路を配置した例※



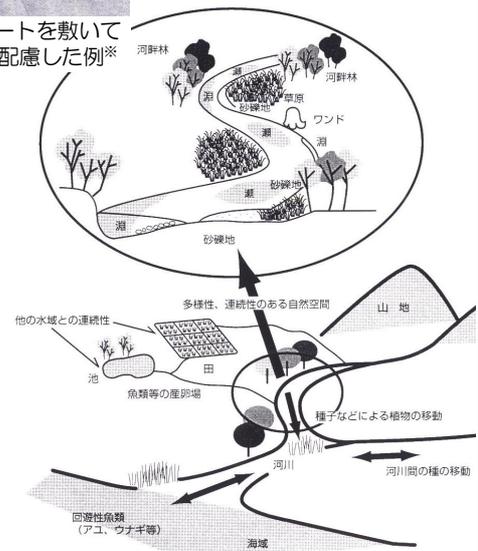
搬入土を用いる際にシートを敷いて土が混ざらないように配慮した例※



仮設のろ過施設を設けて濁水の流出を防止した例※



河川の生物の生息・生育環境の連続性※



河川と周辺環境の連続性とネットワーク※

※ [多自然型川づくり 施工と現場の工夫]

## ○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
河川砂防（調）	河川砂防技術基準 調査編	H26.4	国土交通省
構造令	改定 解説・河川管理施設等構造令	H12.1	(社)日本河川協会
例規集	河川事業関係例規集	H27	(社)日本河川協会
アンカー設計基準	グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24.5	(社)地盤工学会
二重式仮締切マニュアル	鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル	H13.5	(財)国土技術研究センター
耐候性大型土のうマニュアル	「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル	H24.3	(財)土木研究センター
道示（下部）	道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）	H24.3	(社)日本道路協会
仮設工指針	道路土工 仮設構造土工指針	H11.3	(社)日本道路協会
仮設ガイドブック（Ⅰ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅰ） —平成 23 年改訂版—	H23.3	(社)全日本建設技術協会
仮設ガイドブック（Ⅱ）	土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ） —平成 23 年改訂版—	H23.3	(社)全日本建設技術協会