

第3章 仮設計画

第3章 仮設計画 目次

第1節 共通事項	3-6
1. 定義	3-1
1.1 本要領の取り扱い等について	3-1
1.2 山留めの定義	3-2
2. 山留め工法の選択	3-2
2.1 地盤条件の調査	3-4
2.2 施工条件の調査	3-4
2.3 山留め部材の最小部材	3-4
3. 山留めの設計手法	3-4
4.1 土の単位体積重量	3-6
4.2 砂質土のせん断抵抗角（出典：道路土工カルバート工指針(H22.3)P.72）	3-6
4.3 粘性土の粘着力	3-7
4.4 変形係数	3-7
5. 荷重	3-7
5.1 荷重の種類	3-7
5.2 死荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.32）	3-8
5.3 活荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.32～34）	3-8
5.4 衝撃	3-9
5.5 慣用法に用いる土圧および水圧（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.35～38）	3-9
5.6 弾塑性法に用いる土圧および水圧（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.39～42）	3-11
5.7 温度変化	3-14
6. 設計計算に用いる物理定数（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.43）	3-14
7. 許容応力度	3-15
7.1 仮設構造物鋼材の許容応力度（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.47～50）	3-15
7.2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.50）	3-16
7.3 せん断力を受ける部材	3-16
7.4 コンクリートおよびソイルメントの許容応力度（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.52, 53）	3-17
7.5 木材の許容応力度（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.54）	3-18
8. 山留め工設計に関する一般事項	3-18
8.1 山留め壁と構造物との間隔	3-18
8.2 余掘り量（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.65）	3-19
8.3 山留め壁の許容変位量（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.94, 151）	3-19
8.4 山留め壁の部材計算（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.107～109）	3-19
8.5 山留め壁および中間杭の支持力（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.66～76）	3-20
8.6 山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.65～66）	3-21
8.7 山留め壁の鉛直荷重分担幅（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.66～67）	3-21
9. 掘削底面の安定	3-21
9.1 設計の基本	3-21
9.2 ボイリングの検討（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.78～80）	3-21

9.3	ヒーピングの検討（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.83～85）	3-22
9.4	被圧地下水による盤ぶくれの検討（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.86）	3-23
9.5	パイピングの検討（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.82）	3-23
10.	仮設のり面工（県独自）	3-24
第2節	慣用法による土留めの設計	3-25
1.	親ぐい横矢板土留め	3-25
1.1	定義	3-25
1.2	各部の名称	3-25
1.3	材料	3-25
1.4	土留ぐい	3-26
1.5	土留板	3-27
1.6	腹起しおよび切ばり	3-27
2.	鋼矢板土留め	3-30
2.1	定義	3-30
2.2	鋼材の最小断面および鋼矢板の継手	3-30
2.3	自立式土留め工（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.150～152）	3-30
2.4	仮設（グラウンド）アンカー	3-32
3.	小規模土留め	3-35
3.1	適用範囲（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.156）	3-35
3.2	使用部材（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.156, 157）	3-35
3.3	荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.157, 158）	3-35
3.4	設計（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.159, 160）	3-36
第3節	弾塑性法による土留めの設計	3-37
1.	設計の基本	3-37
2.	根入れ長の決定（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.95, 96）	3-37
3.	土留め壁の断面力および変形の算定（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.97～101）	3-38
4.	設計定数の設定（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.102～108）	3-38
5.	支保工設計に用いる荷重	3-38
第4節	仮締切（標準）	3-39
1.	定義	3-39
2.	仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切）	3-39
2.1	目的	3-39
2.2	適用範囲	3-39
2.3	仮締切の設置	3-39
2.4	構造	3-39
2.5	設計条件	3-42
3.	鋼矢板二重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））	3-44
3.1	鋼矢板二重式工法の設計	3-44
3.2	許容応力度、安全率	3-45
4.	鋼矢板一重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））	3-45
4.1	鋼矢板一重式工法の設計	3-45

4.2 受働土圧に対する検討.....	3-45
5. 仮締切工(河川堤防に係わらない工事の仮締切).....	3-46
5.1 目的.....	3-46
5.2 適用範囲.....	3-46
5.3 仮締切工の構造.....	3-46
5.4 設計水位.....	3-46
5.5 設計計算.....	3-47
6. その他の仮設備(参考).....	3-47
第5節 仮 橋.....	3-48
1. 定 義.....	3-48
2. 仮橋の分類と設計.....	3-48
3. 設計のための事前調査.....	3-48
4. 荷 重.....	3-48
4.1 荷重の種類.....	3-48
4.2 衝 撃.....	3-49
4.3 地震荷重.....	3-49
4.4 その他水平荷重.....	3-49
5. 許容応力度.....	3-49
6. 設計基本事項.....	3-49
6.1 仮橋各部の名称.....	3-49
6.2 幅員と覆工受けたおよびくいの間隔.....	3-50
6.3 標準支間.....	3-50
6.4 最大勾配.....	3-50
6.5 けた下空間.....	3-50
7. 使用部材.....	3-50
7.1 鋼 材.....	3-50
7.2 覆 工 板.....	3-51
8. 覆工受けたの設計.....	3-51
8.1 設計一般.....	3-51
8.2 応力の計算.....	3-51
9. た わ み.....	3-51
10. けた受けの設計.....	3-51
11. ボルトの設計.....	3-51
12. 斜材・水平継材の設計.....	3-51
13. 安全設備.....	3-52
14. 床 版.....	3-52
15. くいの設計.....	3-52
15.1 くいの支持力.....	3-52
15.2 くい本体の設計.....	3-52
16. 橋台の設計.....	3-53
第6節 仮設道路(参考).....	3-54

1. 工事用道路の種類.....	3-54
2. 一般車両の通行無し工事用道路.....	3-54
3. 一般車両の通行有り工事用道路.....	3-55
第7節 切土（発破）防護柵.....	3-57
1. 適用範囲	3-57
2. 工事用防護柵設計計算例.....	3-58

第1節 共通事項

1. 定義

1.1 本要領の取り扱い等について

岐阜県の施工する工事における仮設については、指定・任意に関わらず、本章の記載を標準とする。なお、指定仮設工事、任意仮設工事の考え方については、下記の通りとする。

1 指定仮設工事

一般住民の生活、生命財産に影響を及ぼす恐れのあるもので、次のものをいうものとする。

- イ) 仮橋、仮道・・・一般交通の用に供するもの
- ロ) 仮 締 切・・・人家、公共施設等で影響が大きい堤防の機能を一時的に喪失させるような工事の仮締切で例えば本堤を開削するために締るもの
- ハ) 仮 水 路・・・人家、公共施設等への影響が大きいもの及び管理者の協議等により、本工事と同程度の施工をするもの
- ニ) 仮 土 留・・・人家、公共施設等への影響が大きいもので、例えば護岸式堤防で人家等に近接して仮土留工を施工するもの
- ホ) 防災設備・・・人家、公共施設等に近接して設置する防災設備で、例えば発破作業等で施工する場合の防爆柵、落石防止用の柵又は囲い等の工法を指定して施工するもの
- ヘ) これ以外で特に工法を指定するもの

仮設工事のうち、諸般の条件により請負者の自主的な工法にまかせる事が不適当なもの

2 任意仮設工事

任意仮設工事は、他の手段方法をもって施工をしても本工事を安全かつ完全に実施し、他に支障を及ぼさないと認められる簡易なもので、簡易な締切、仮水路、工事用仮道、栈橋、保安設備、プラント、索道、水替、運搬方法及びこれらに類するものとする。

なお、本要領では仮設構造物のうち岐阜県において比較的使用頻度が高いと考えられる「土留め」、「締切り」「仮橋」「仮設道路」「切土（発破）防護柵」について記載した。

1.2 山留めの定義

本要領に示す仮設うち、山留めは以下のように定義する。

山留め：土留めと締切りの総称である。

土留め：陸上で地下構造物を築造するとき地下水の遮水及び土の崩壊防止のために設ける仮設構造物であり、その工法を土留工法という。

締切り：水中で、掘削部分を完全に締切り、おもに土圧または水圧、もしくはその両者に抵抗させる仮設構造物であり、その工法を締切工法という。

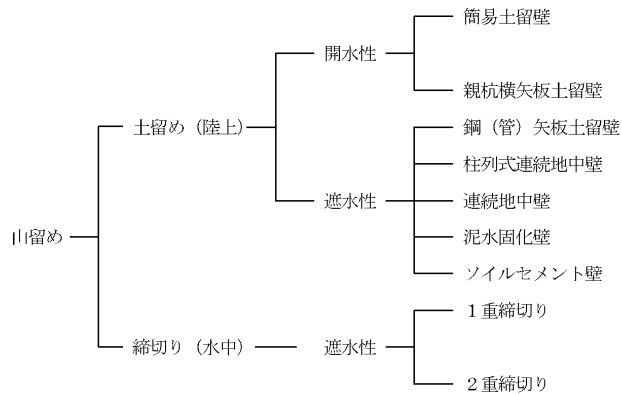


図2-1-1 山留工法の分類

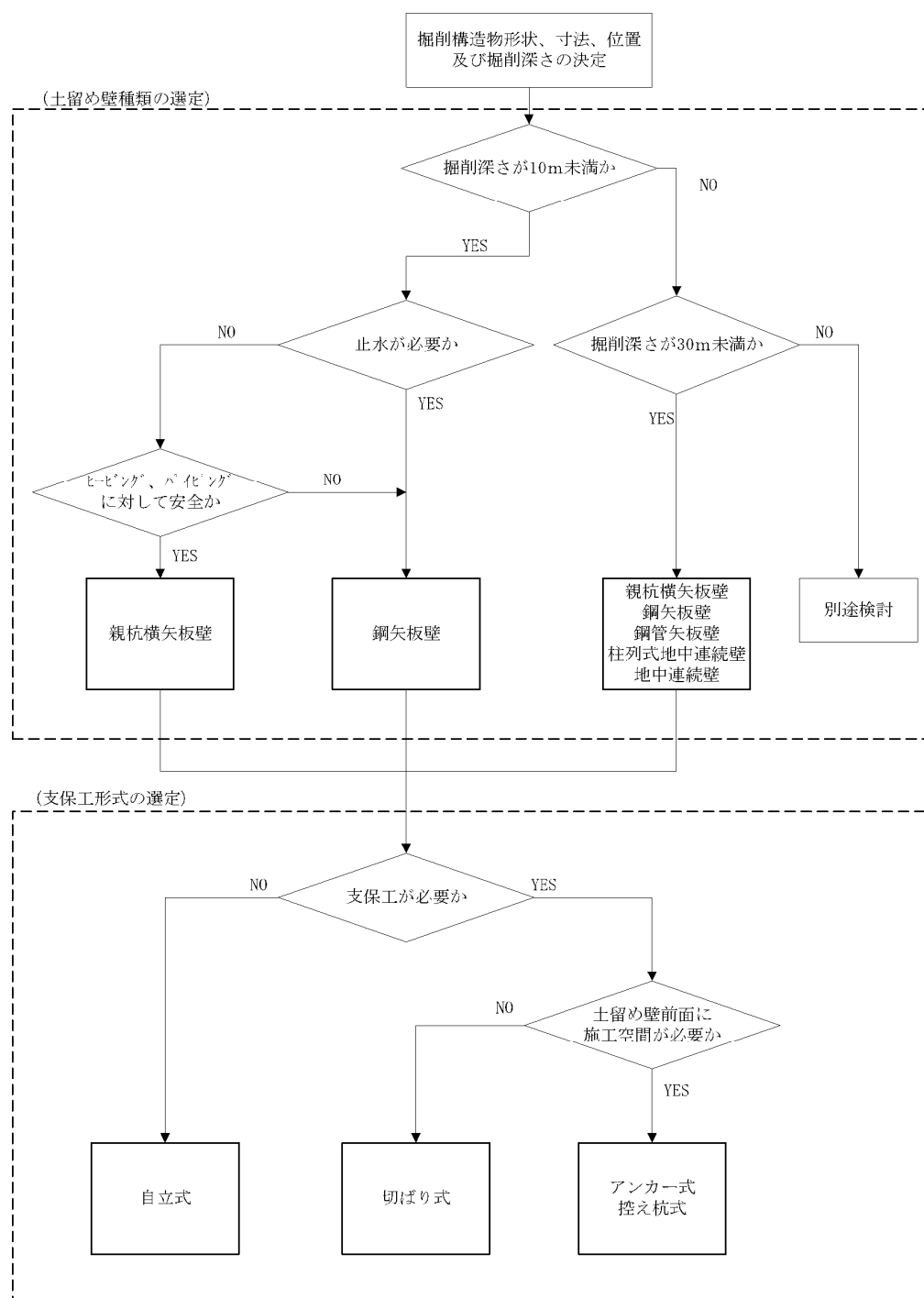
2. 山留め工法の選択

山留め工法は以下の条件を考慮して選択することが望ましい。

1. 地盤条件
2. 環境条件

参考として土留め工の選定フローを記す。

1. 土留め工法の選定フローチャート



2.1 地盤条件の調査

山留め工法選定のための地盤条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下水調査
2. 土質調査

2.2 施工条件の調査

山留め工法選定のための環境条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下埋設物調査
2. 近接構造物調査
3. 施工条件の調査
 - ・地盤沈下
 - ・地下水
 - ・騒音振動
 - ・建設副産物対策

2.3 山留め部材の最小部材

掘削深さ 3m を超える山留め部材は、表 3-1-4 に示すものを最小部材とする。使用する部材については、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用するのがよい。部材の断面性能は、「土工指針 参考資料-3. 仮設用鋼材の断面性能表」を参照できる。

表 3-1-4 掘削深さ 3m を超える山留めの最小部材

項 目	最小部材	留意事項
親 杭 横 矢 板	H-300×300	親杭の中心間隔は 1.5m 以下とするのがよい
山 留 め 板	最小厚 3cm 以上の所用の強度を有する木材	山留め板の両端は 4cm 以上土留め杭のフランジにかかる長さを有するもの（山留め板厚が 4cm を超える場合はその板厚以上）
鋼 矢 板	Ⅲ 型	
腹 起 し	H-300×300	継手間隔は 6m 程度以上とする 垂直間隔は 3m 程度とし山留めの頂部から 1m 程度以内のところに第 1 段の腹起しを施す（ただし、頂部にある覆工受桁が腹起しと同様の役割を果たせる場合はこの限りでない）アンカー式等の支保工形式においては、安全性、施工性を検討した上で規定以外の部材を使用してよい
切 ば り	H-300×300	水平間隔 5m 程度以下、垂直間隔 3m 程度とする
中 間 杭	H-300×300	

3. 山留めの設計手法

支保工形式と掘削深さに応じた設計手法を用いる。

表 3-1-5 山留め工法の設計手法

支保工形式	掘削深さ	計算手法
切 ば り 式 ア ン カ ー 式	$3.0\text{m} \leq H$	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)}
	$10.0\text{m}^{\text{注2)}} < H \leq 30.0\text{m}$	弾塑性法
自 立 式	$H \leq 3.0\text{m}^{\text{注3)}}$	弾性床上のはり理論

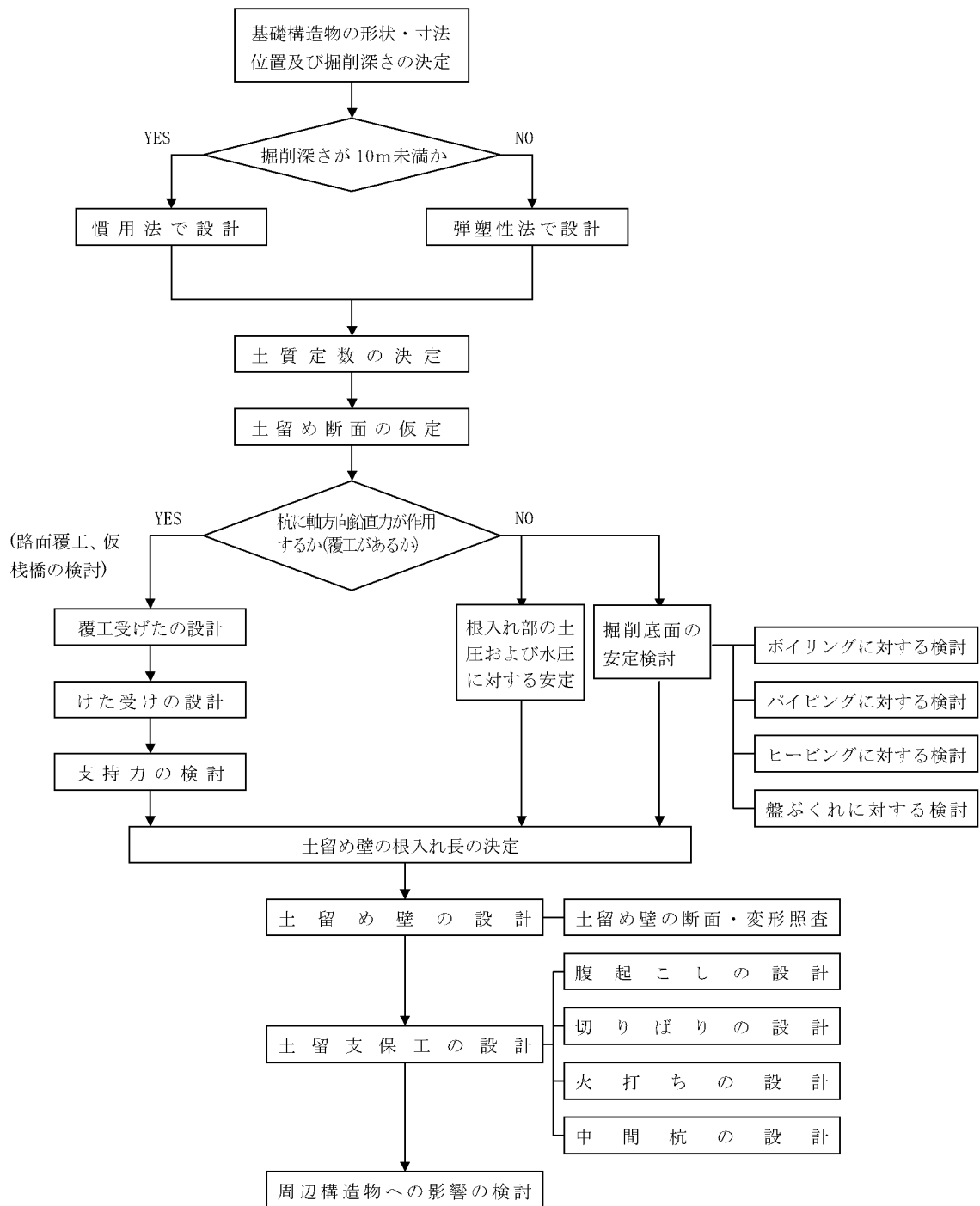
注 1) 慣用法では山留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し、変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

注 2) N値が2以下もしくは粘着力が 20kN/m^2 程度以下の軟弱地盤においては掘削深さ $H > 8.0\text{m}$ に対して適用する。

注 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。

参考として土留め工の設計計算に関わるフローチャートを記す。

2. 土留めの設計計算フローチャート



4. 仮設構造物に用いる土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は、土質調査および試験によって求めることを原則とするが、十分な資料がない場合には以下の数値を参考にしてよい。

4.1 土の単位体積重量

表 3-1-6 土の単位重量 (kN/m³) (出典：道路橋示方書・同解説 I 共通編(H29.11)P.119)

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然 地 盤	砂 お よ び 砂 れ き	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂 お よ び 砂 れ き	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

慣用法に用いる土圧を設定する場合の地下水位以下にある土の水中単位体積重量は、土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を 1.0kN/m³ と想定し、土の湿潤単位体積重量から 9.0kN/m³ を差し引いた値を用いてよい。ボー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 $\gamma_w=10.0\text{kN/m}^3$ (ただし、海水を考慮する場合は、 $\gamma_w=10.3\text{kN/m}^3$ として湿潤単位体積重量から差し引いた値とする。

埋戻し土の単位体積重量は、その材料および締固め方法により異なるため、実重量を用いることを原則とするが、土圧算定時の目安としては、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ を用いてよい。

4.2 砂質土のせん断抵抗角 (出典：道路土工カルバート工指針 (H22.3) P.72)

標準貫入試験の N 値から推定する方法

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad \text{ただし、} N > 5 \quad \log \text{ は自然対数}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_1 h_w + \gamma'_2 (x - h_w)$$

ここに、 ϕ : せん断抵抗角 (°)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した地点の値

N_1 : 有効上載圧 10.0kN/m² 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_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 : 標準貫入試験から得られる N 値

γ_1 : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_2 : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

4.3 粘性土の粘着力

$$c = q_u / 2 = N / 0.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

正規圧密荷重を受けた沖積粘土については下記の式を用いて粘着力を算定してもよい。

$$c = 0.2 \Sigma \gamma h + 2.0 Z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

表 3-1-7 粘性土の粘着力と N 値の関係 (出典 : 道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.119)

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中位	硬い	非常に硬い	固結した
N 値	2 以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30 以上
粘着力 c (kN/m ²)	12 以下	12~55	25~50	50~100	100~200	200 以上

4.4 変形係数

土留めの設計に弾塑性法を用いる場合や、自立式土留めの設計の場合に、水平方向地盤反力係数を計算するには、地盤の変形係数を設定する必要がある。

変形係数は、一般に次に示す値が用いられている。

- ・ 孔内水平載荷試験による測定値
- ・ 供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた値
- ・ 標準貫入試験の N 値より $E=2,800N \text{ kN/m}^2$ で推定した値

5. 荷重

5.1 荷重の種類

土留めによる仮設構造物の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

- (1) 死 荷 重
- (2) 活 荷 重
- (3) 衝 撃
- (4) 慣用法に用いる土圧および水圧
- (5) 弾塑性法に用いる土圧および水圧
- (6) 温度変化

表 2.2.1 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
親杭方式土留め	上留杭	根入長	○	○	○	○	—	—	必要に応じて考慮
		断 面	○	○	○	○	—	—	
	中間杭	根入長	○	○	○	—	—	—	
		断 面	○	○	○	—	—	—	
	切ばり 腹起し		—	—	—	○	—	○	
鋼矢板方式土留め	鋼矢板	根入長	—	○	○	○	○	—	
		断 面	—	○	○	○	○	—	
	中間杭	根入長	○	○	○	—	—	—	
		断 面	○	○	○	—	—	—	
	切ばり 腹起し		—	—	—	○	○	○	
仮締切り	鋼矢板	根入長	—	—	—	○	○	—	
		断 面	—	—	—	○	○	—	
	切ばり 腹起し		—	—	—	○	○	○	
仮栈橋・仮設橋			○	○	○	—	—	—	

5.2 死荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.32）

死荷重の算出に用いる単位体積重量は、材料の実重量とする。ただし、個々の重量が不明な場合は表 3-1-9 の値を用いてよい。

表 3-1-9 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量	材 料	単位体積重量
鋼 ・ 鋳 鋼 ・ 鍛 鋼	77.0	セ メ ン ト モ ル タ ル	21.0
鋳 鉄	71.0	木 材	8.0
鉄 筋 コ ン ク リ ート	24.5	アスファルトコンクリート舗装	22.5

5.3 活荷重（出典：道路土工仮設構造物工指針(H.11.3)P.32～34）

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 3-1-4 に示す。

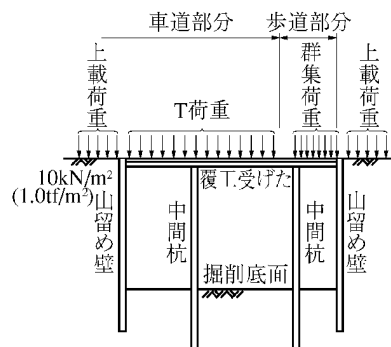


図 3-1-4 活荷重の載荷状況

5.4 衝撃

自動車および建設用重機の荷重には衝撃を考慮する。衝撃係数は支間長に関係なく 0.3 とする。

「道路橋示方書・同解説 I 共通編」では衝撃係数を $=20/(50+L)$ 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% の差であり影響を与えず、仮設構造物の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は $i=0.3$ とした。ただし、覆工板は衝撃を直接受けるので衝撃係数は $i=0.4$ とする。

5.5 慣用法に用いる土圧および水圧（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 35～38)

ここでは、掘削深さ 3m 以上の慣用法に用いる土圧について記述する。

(1) つり合い根入れ長の計算に用いる土圧

$$P_a = (q + \gamma h) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2c \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$P_p = (\gamma h') \tan^2 (45^\circ + \phi/2) + 2c \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ここで P_a : 主働土圧 (kN/m^2)

P_p : 受働土圧 (kN/m^2)

q : 路上の工事の場合の載荷重量 (kN/m^2)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ただし、粘性土地盤の主働土圧強度の下限値は図 3-1-6 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 を考慮しなくてもよい。

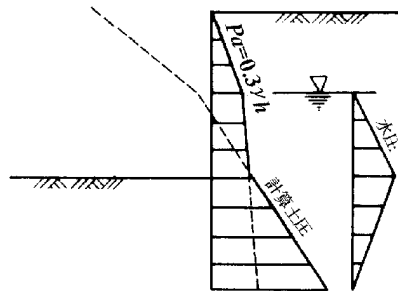


図 3-1-6 粘性土地盤の主働側圧の考え方

(2) 断面決定用土圧

表 3-1-12 掘削深さ、地質による係数

a	b	c
$5\text{m} \leq H$ のとき $a = 1$ $3\text{m} \leq H < 5\text{m}$ のとき $a = \frac{1}{4}(H - 1)$	2	$N > 5$ のとき $c = 4$ $N \leq 5$ のとき $c = 6$

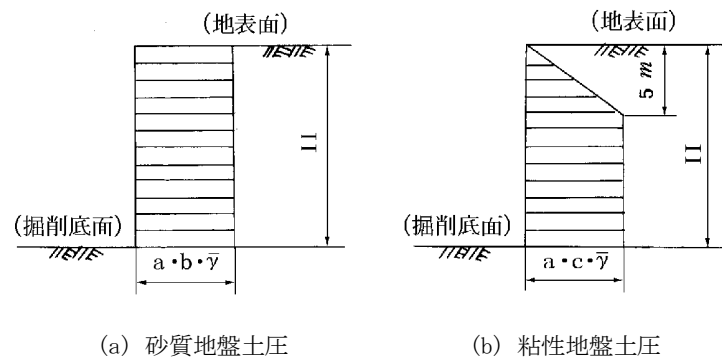


図 3-1-7 土圧分布

- γ : 土の平均単位体積重量
 a : 掘削深さ H による係数
 b, c : 地質による係数 ($b =$ 砂質土、 $c =$ 粘性土)
 N : 地盤の平均 N 値

(3) 水 圧

山留め壁に作用する水圧は図 3-1-8 示す三角形分布とする。

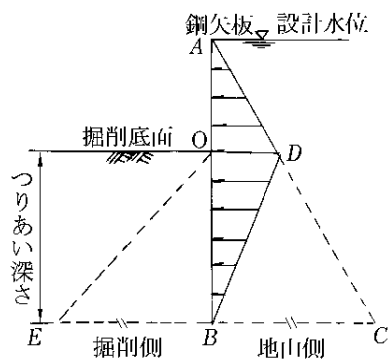


図 3-1-8 水圧の分布

5.6 弾塑性法に用いる土圧および水圧（出典：道路土工仮設構造物土工指針(H. 11. 3)P. 39～42)

(1) 静止側圧

山留め壁に作用する静止側圧は次式により算出する。

$$\text{砂質土の場合} \quad P_o = K_{0s}(\Sigma \gamma h - p_{w2}) + p_{w2}$$

$$\text{粘性土の場合} \quad P_o = K_{0c}(\Sigma \gamma h)$$

ここに、 P_o ：静止側圧（kN/m²）

K_{0s} ：着目点における砂質土の静止土圧係数（ヤーキーの式）

$$K_{0s} = 1 - \sin \phi$$

ϕ ：土のせん断抵抗角（度）

K_{0c} ：着目点における粘性土の静止土圧係数

表 3-1-13 性土の静止土圧係数

N 値	K_{0c}
$N \geq 8$	0.5
$4 \leq N < 8$	0.6
$2 \leq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

$\Sigma \gamma h$ ：着目点における掘削面側地盤の全土かぶり圧（kN/m²）

ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ ：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

h ：着目点までの各層の層厚（m）

p_{w2} ：着目点における掘削面側の間隙水圧（kN/m²）

(2) 背面側主働側圧

山留め壁に背面側から作用する主働側圧は砂質土では次式により算出する。

砂質土の場合

$$p_a = K_{as}(\Sigma \gamma h + q - p_{w1}) - 2c\sqrt{K_{as}} + p_{w1}$$

粘性土の場合

$$\text{掘削面以浅} \quad p_a = K_{ac1} (\Sigma \gamma h + q)$$

$$\text{掘削面以深} \quad p_a = K_{ac1} (\Sigma \gamma h_1 + q) + K_{ac2} (\Sigma \gamma h_2)$$

ここに、 p_a : 主働側圧 (kN/m²)

K_{as} : 着目点における砂質土の主働土圧係数

$$K_{as} = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度)

K_{ac1} : 掘削面以浅での着目点における粘性土の主働側圧係数

K_{ac2} : 掘削面以深での着目点における粘性土の主働側圧係数

表 2-1-14 主働側圧係数 (粘性土)

N値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推 定 式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

※H : 各掘削深さ (m)

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_1$: 掘削面以浅での着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_2$: 掘削面以深での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含める

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

h_1 : 粘性土地盤における掘削面以浅の各層の層厚 (m)

h_2 : 粘性土地盤における掘削面以深の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での土壌荷重 (kN/m²)

p_{w1} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

(3) 掘削面側受働側圧

(3) 掘削面側受働側圧

山留め壁の変位に抵抗する受働側圧は次式により算出する。

$$p_p = K_p (\Sigma \gamma h - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2}$$

ここに、 p_p : 受働側圧 (kN/m²)

K_p : 着目点における地盤の受働土圧係数

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

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度(度))

δ : 山留め壁と地盤との摩擦角 (度(度)) で、 $\delta = \phi/3$ とする。

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含む。

γ : 各層の上の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

p_{w2} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

ただし、粘性土においては $p_{w2} = 0$ とする。

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

水圧は、現地の調査に基づき設定することを基本とする。ただし、水圧の状況が不明確な場合には、以下のように設定してよい。

砂質土地盤における間隙水圧は、土留め壁先端が透水層の場合には背面側より掘削面側へ地下水が浸透し、土留め壁の下端において背面側と掘削面側で水圧が等しくなると考えられることから、図 2-3-8 によることとしてよい。

また、図 2-3-9 および図 2-3-10 に示すように、下層地盤もしくは上層地盤に粘性土層がある場合の水圧係数 K_w (K_{w1} 、 K_{w2}) は、 $K_{w1} = K_{w2} = 1.0$ としてよい。

互層の場合の水圧は、一般的に図 2-3-11 のような水圧分布が考えられる。

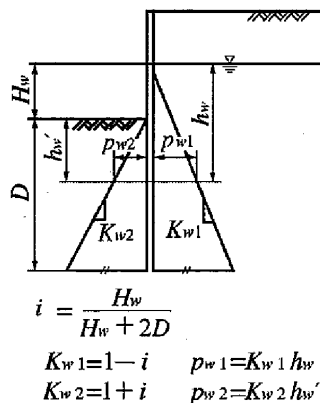


図 2-3-8 砂質地盤の水圧

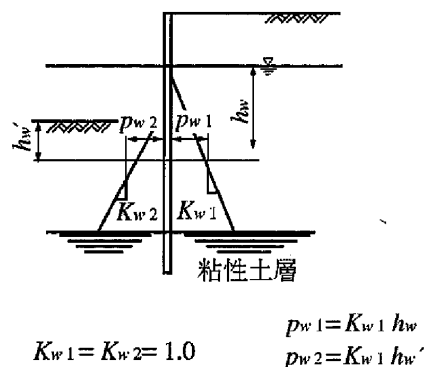


図 2-3-9 下層地盤に粘性土層がある場合

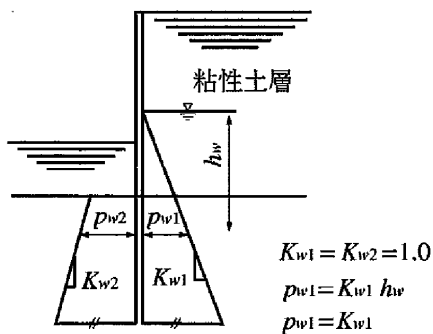


図 2-3-10 上層地盤に粘性土層がある場合

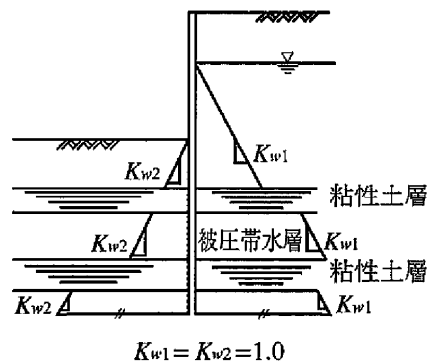


図 2-3-11 互層地盤の場合

5.7 温度変化

切ばりには、温度変化によって生ずる軸力増加（150kN）を考慮する。

6. 設計計算に用いる物理定数（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 46)

(1) 鋼材のヤング係数

表3-1-15 鋼材のヤング係数（出典：道路橋示方書・同解説(H.29.11)P.45)

種 類	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼 お よ び 鋳 鋼	2.0×10^5
P C 鋼 線、P C 鋼 より 線、P C 鋼 棒	2.0×10^5

(2) コンクリートのヤング係数

表3-1-16 コンクリートのヤング係数（出典：道路橋示方書・同解説(H.29.11)P.46)

標準基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30
ヤング係数 (N/mm ²)	2.35×10^4	2.50×10^4	2.65×10^4	2.80×10^4

7. 許容応力度

7.1 仮設構造物鋼材の許容応力度（出典：道路土工仮設構造物工指針（H. 11. 3）P. 47～50）

(1) 構造用鋼材

表 3-1-17 鋼材の許容応力度（N/mm²）

種 類		SS400	SS490
軸方向引張 (純断面)		210	280
軸方向圧縮 (総断面)		$\ell/r \leq 18(20)$ 210(2,100) $18 < \ell/r \leq 92$ $[140 - 0.82(\ell/r - 18)] \times 1.5$ $92 < \ell/r$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)	$\ell/r \leq 16(15)$ 280(2,850) $16 < \ell/r \leq 79$ $[185 - 1.2(\ell/r - 16)] \times 1.5$ $79 < \ell/r$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)
曲 げ	引 張 縁 (総断面)	210	280
	圧 縮 縁 (総断面)	$\ell/b \leq 4.5$ 210 $4.5 < \ell/b \leq 30$ $[140 - 2.4(\ell/b - 4.5)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)	$\ell/b \leq 4.0$ 280 $4.0 < \ell/b \leq 30$ $[185 - 3.8(\ell/b - 4.0)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)
せん断 (総断面)		120	160
支 圧		315	420
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80%とする。十分な品質管理ができる場合は、工場溶接と同じ値とする。			

注) 純断面：欠損部を考慮 総断面：欠損部は考慮しない

(2) 鋼 矢 板

表 3-1-18 鋼矢板の許容応力度（N/mm²）

				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	良好な施工条件 での溶接	突合せ溶接	引 張	215	285	165
			圧 縮	215	285	165
		すみ肉溶接	せん断	125	165	100
	現場建込み溶接	突合せ溶接	引 張	135	180	110
			圧 縮	135	180	110
		すみ肉溶接	せん断	80	100	60

(3) 鋼管矢板

表 3-1-19 鋼管矢板の許容応力度（N/mm²）

		SKY400	SKY490
母 材	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。	

(4)鉄 筋

鉄筋コンクリート用棒鋼 SD345 の許容応力度は、 $300\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

(5)ボ ル ト

表 3-1-20 ボルトの許容応力度 (N/mm^2)

ボルトの種類	応力の種類	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

(6)タイロッド

表 3-1-21 タイロッドの許容引張応力度 (N/mm^2)

	SS400	SS490	高張力鋼 290	高張力鋼 390	高張力鋼 440
許容引張応力度	(径40mm 以下) 141 (径40mmを超えるもの) 125	(径40mm 以下) 165 (径40mmを超えるもの) 150	195	235	265
伸び (%)	24以上	21以上	24以上	22以上	20以上

(7) P C 鋼材

山留めアンカーに用いる PC 鋼材の許容引張力は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」(地盤工学会)に準じ、テンドンの極限引張り力の 65%またはテンドンの降伏引張り力の 80%のうちいずれか小さい値とする。

7.2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材(出典:道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 50)

軸方向圧縮力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。

7.3 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材は、それが最大となる荷重状態についてせん断応力度の検討を行わなければならない。

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

S : せん断力 (N)

A_w : ウェブ断面積 (mm^2)

7.4 コンクリートおよびソイルセメントの許容応力度（出典：道路土工仮設構造土工指針（H. 11. 3）P. 52, 53）

(1) 気中コンクリート

表 3-1-24 大気中で施工するコンクリートの許容応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
応力度の種類					
許 容 応 力 度	曲 げ 圧 縮 応 力 度	10.5	12.0	13.5	15.0
	軸 圧 縮 応 力 度	8.0	9.5	11.0	12.5
許 容 せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.33	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.40	2.55	2.70	2.85
許 容 付 着 応 力 度	丸 鋼	1.05	1.20	1.27	1.35
	異 形 棒 鋼	2.10	2.40	2.55	2.70

(2) 水中コンクリート

表 3-1-25 泥水置換工法によるコンクリートの許容応力度（N/mm²）

コンクリートの呼び強度		30	35	40
水中コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		24	27	30
許 容 圧 縮 応 力 度	曲 げ 圧 縮 応 力 度	12.0	13.5	15.0
	軸 圧 縮 応 力 度	9.5	11.0	12.5
許 容 せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.55	2.70	2.85
許 容 付 着 応 力 度	異 形 棒 鋼	1.80	1.90	2.10

(3) ソイルセメント

ソイルセメントの許容応力度は、一般に設計基準強度をもとにして定めるものとし、ソイルセメントの設計基準強度は、原位置土で作成した試験体での強度試験に基づいて定める。やむを得ない場合は、当該工事の諸条件に類似した過去の強度記録等を参考に定めてもよい。

7.5 木材の許容応力度（出典：道路土工仮設構造物工指針（H. 11. 3）P. 54）

表3-1-27 木材の許容応力度（N/mm²）

木 材 の 種 類		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
	すず、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

8. 山留め工設計に関する一般事項

8.1 山留め壁と構造物との間隔

構築する構造物と山留め壁との余裕幅は、数量算出要領に準じる。

表3-1-28 構造物と山留め壁との余裕幅

種 別	足場工の有無	余裕幅	
オープン掘削	足場工なし	50cm	
	足場工あり (フーチング高さ2m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	170cm (50cm)	
山留掘削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立型土留めの場合)	100cm (70cm)	
	足場工あり (フーチング高さ2m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	220cm (100cm)	

注) 1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。

2. 矢板施工の型枠施工幅は矢板のセンターからの距離。

3. 足場工の必要な場合とは、H=2m以上の構造物。

4. 雪寒仮囲いを使用する場合は、必要幅を計上すること。

5. 小構造物等で、これによることが不適当な場合は別途余裕幅を設定できる。

6. 共同溝等の特殊な場合は、別途取り扱う。

8.2 余掘り量（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 65)

設計計算上では、掘削の余掘りは1mを基本とする。

8.3 山留め壁の許容変位量（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 94, 151)

山留め壁の側方変位量は30cm以下とする。ただし、自立式山留めの許容変位量は掘削深さの3%を目安とする。
近接影響の検討を実施する際に、実際の変形量が必要な場合は弾塑性法等により算出するのがよい。

8.4 山留め壁の部材計算（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 107～109)

(1) 山留め壁の設計に用いる山留め壁の断面性能は、その構造形式および使用材料を考慮して定める。

表3-1-29 山留め壁の断面二次モーメント

山留め壁の種類	応力・変形計算時の断面二次モーメント
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面有効
鋼矢板壁	全断面有効の45% ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面二次モーメントを全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効（100%）
鋼管矢板壁	継手部分を除いた、鋼管部分の全断面を有効
柱列式連続壁	芯材としての形鋼断面のみ有効
地中連続壁	コンクリート全断面を有効とした場合の60%

（出典：[ハット型鋼矢板]鋼矢板設計から施工まで(H26.10)P.108）

(2) 山留め壁断面に発生する応力度は、慣用法あるいは弾塑性法により求めた、掘削途中あるいは埋戻しの各過程において発生する最大の断面力に対して、表3-1-30に示す断面係数を用いて算出する。また、土留め壁に軸方向力が作用し、それが壁体の応力度に対して危険側となる場合は、これを考慮しなければならない。

表3-1-30 山留め壁の断面係数のとり方

山留め壁の種類	山留め壁の断面係数のとり方
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面を有効とした断面係数
鋼矢板壁	全断面有効の60%の断面係数 ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面係数を全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効（100%）の断面係数
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、鋼管部分のみとする。
柱列式連続壁	芯材としての形鋼のみの断面係数
地中連続壁	鉄筋コンクリートの矩形断面として、コンクリートの引張強度を無視して設計する。

（出典：[ハット型鋼矢板]鋼矢板設計から施工まで(H26.10)P.108）

(3) 地中連続壁を除く山留め壁に使用する鋼材の断面応力度の算定は、次式による。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、 σ : 鋼材に発生する応力度 (N/mm²)

M : 鋼材に発生する最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 鋼材の断面係数 (mm³)

N : 鋼材に作用する鉛直荷重 (N)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{sa} : 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

(4) ソイルセメント柱列壁の芯材間に水平方向に働くせん断応力は、ソイルセメント部分で抵抗するものとする。

8.5 山留め壁および中間杭の支持力（出典：道路土工仮設構造物工指針 (H. 11. 3) P. 66～76)

山留め壁および中間杭の許容鉛直支持力は、以下の式で求める。

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

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

ここに、 R_a : 許容鉛直支持力 (kN)

n : 安全率 (n=2)

R_u : 地盤から決まる山留め壁の極限支持力 (kN)

W_s : 山留め壁で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

ただし、地下水位以下での土の単位体積重量は、湿潤重量から 9.0kN/m³を差し引いたものを用いる。

W : 山留め壁の有効重量

ただし、地下水位以下での山留め壁の有効重量は、山留め壁の単位体積重量から 10.0kN/m³を差し引いたものを用いる。

q_d : 山留め壁先端地盤の極限支持力度 (kN/m²)

A : 山留め壁の先端面積 (m²)

U : 周長 (m) で、山留め壁の設置状況を考慮し、土と接する部分とする。

ℓ_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/m²)

なお、地中連続壁やモルタル連続壁のように山留め壁の自重が大きい場合は上式を用いるが、自重が小さい場合は次式を用いてもよい。

$$R_a = \frac{1}{n} R_{u_i}$$

また、上記式を用いる場合は、「土工指針 仮設構造物工指針 2-9 土留め壁の設計」を参照するものとする。

8.6 山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重（出典：道路土工仮設構造物指針(H. 11. 3)P. 65～66)

山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重としては、必要に応じて次のものを考慮しなければならない。

- ① 路面荷重（衝撃を含む）
- ② 路面覆工（覆工板、けた等）自重
- ③ 埋設物自重（防護げたを含む）
- ④ 山留め壁の自重、支保工の自重
- ⑤ 山留めアンカーおよび斜め切ばりの鉛直分力

8.7 山留め壁の鉛直荷重分担幅（出典：道路土工仮設構造物指針(H. 11. 3)P. 66～67)

山留め壁に作用する鉛直荷重は、その山留め壁の種類に応じて適切な分担幅に作用させる。

9. 掘削底面の安定

9.1 設計の基本

掘削底面の安定が損なわれた場合の被害は、山留め内部だけの問題にとどまらず周辺にも多大な影響を及ぼす事態となるため、設計にあたっては地盤の状態をよく検討し、必要な山留壁の根入れ長と剛性を決定する。

9.2 ボイリングの検討（出典：道路土工仮設構造物指針(H. 11. 3)P. 78～80)

砂質土地盤のように透水性の大きい地盤では、ボイリングの検討を、下記の式にて行う。

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

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（ kN/m^2 ）

$$w = \gamma' \ell_d$$

u ：山留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧（ kN/m^2 ）

γ' ：土の水中単位体積重量（ kN/m^3 ）

γ' は、水の単位体積重量を $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$ として、

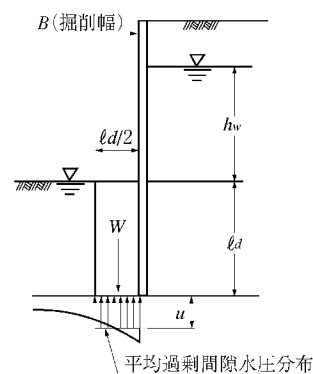
土の湿潤単位体積重量 γ から差し引くものとする。

ただし、海水を考慮する場合には $\gamma_w = 10.3 \text{ kN/m}^3$ とする。

ℓ_d ：山留め壁の根入れ長（ m ）

γ_w ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

h_w ：水位差（ m ）



9.3 ヒービングの検討（出典：道路土工仮設構造物工指針(H. 11. 3)P. 83～85）

沖積粘性土地盤のような含水比の高い粘性土が厚く堆積する地盤では、掘削の進行に伴ってヒービングの危険性が増大する。

通常、掘削底面の安定の判断には安定数 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。安定数 N_b が 3.14 をこえると、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。

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

ここに、 N_b ：安定数

γ ：土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

H ：掘削深さ（m）

c ：掘削底面付近の地盤の粘着力（kN/m²）

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。

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

ここに、 $c(z)$ ：深さの関数で表した土の粘着力（kN/m²）

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 $a = 2 \text{ kN/m}^3$ 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ことが望ましい。

x ：最下段切ばり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 x 範囲の荷重（kN）

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

q ：地表面での上載荷重（kN/m²）

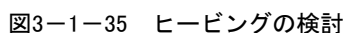
γ ：土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

H ：掘削深さ（m）

F_s ：安全率（ $F_s \geq 1.2$ ）

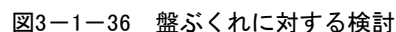
ただし掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力を c とし次式となる。

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



軟弱地盤から成る掘削底面の下に被圧地下水層が存在する場合には、盤ぶくれの安全性を検討しなければならない。

$$h_w$$
 : 被压水頭 (m)



パイピングとは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが山留め壁近傍や中間杭周囲のような土とコンクリートあるいは鋼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 3-1-37 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。

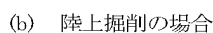
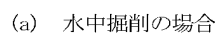


図 3-1-37 パイピングの検討

$$\ell_h + \ell_d \geq 2h_w$$

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、その層厚を

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)

10. 仮設のり面工 (県独自)

掘削等において、一時的にのり面保護工が必要と判断される場合は、モルタル吹付けを基本とする。

モルタル吹付けの厚さは 3 cm を標準とし、現場条件に応じて 5 cm まで採用できる。また、必要に応じラス金網を使用することができる。この場合の吹付け厚は 5 cm とする。

第2節 慣用法による土留めの設計

1. 親ぐい横矢板土留め

1.1 定義

親柱と称するH形鋼等のぐいを所定間隔に打設し、そのぐい間に土留板を落し込んで、主として土圧に抵抗させる仮設構造物である。

1.2 各部の名称

仮設構造物各部の名称は図3-2-1に示すものを使用する。

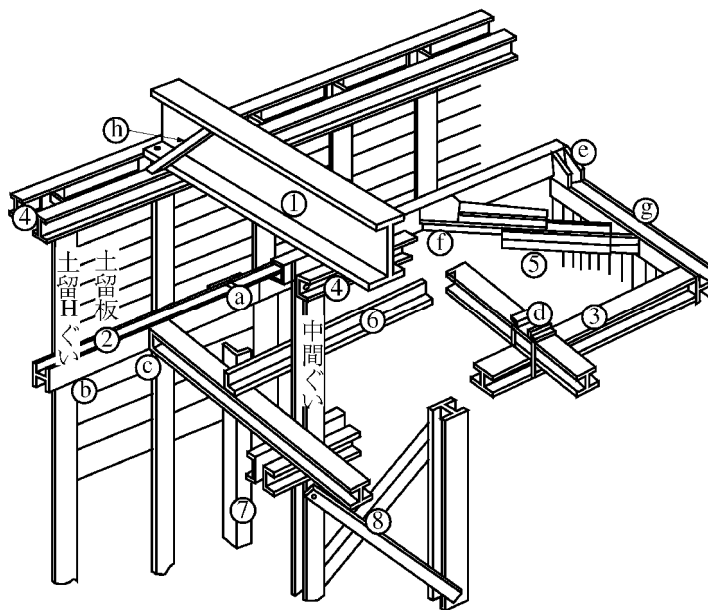


図3-2-1 各部の名称

a	カバープレート	①	覆工受桁
b	ブラケット	②	腹起し
c	腰掛金物	③	切ばり
d	U型ボルト	④	桁受け
e	隅角部ピース	⑤	火打ち
f	火打ピース	⑥	水平継材
g	裏込め補強	⑦	鉛直継材
h	覆工受桁補強	⑧	綾溝

1.3 材料

土留めの材料としては、著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

1.4 土留ぐい

(1) つりあい深さおよび仮想支持点の求め方

- ① 最下段切ばりおよびその一段上の切ばり点に関する、それより下方の主働土圧による作用モーメントと受働土圧および土留ぐい側面抵抗による抵抗モーメントとがつりあう状態になるときの掘削底面以下の深さをつりあい深さとし、そのときの受働側の合力の作用点を仮想支持点とする。
- ② 親杭の根入れ部における主働・受働土圧の作用幅は表 3-2-1 に示す値とする。

表 3-2-1 親杭の根入れ部の土圧の作用幅（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.88）

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

(2) 土留ぐいの根入長（出典：建設工事公衆災害防止対策要綱（H5.1）第 46）

土留ぐいの根入長はつりあいの深さの 1.2 倍以上とするが、重要な仮設工事にあつては、原則として根入長は 1.5m 以上とする。

(3) 土留ぐいの断面計算

土留ぐいの断面は 1.5.5(2) 断面決定用土圧分布を用い、土留ぐい間隔分の土圧を荷重とし、切ばり位置および仮想支持点を支点とする単純ばりとして計算する。また軸方向鉛直力が作用するときはこれを考慮して計算しなければならない。

(4) 土留ぐいの間隔

土留ぐいの中心間隔は、1.5m を標準とする。これによらない場合にも、1.0m 以上 2.0m 以下の範囲とする。

(5) 中間ぐい

- ① 中間ぐいが軸方向鉛直力を受けるときの許容支持力は、1.8.5 による。
- ② 中間ぐいに作用する軸方向鉛直力は、覆工受桁に載荷された諸荷重によって生ずる最大反力である。中間ぐいが、適切な剛性を持つ綾構によって連結されたときは、最大反力が前後の中間ぐいに分配されると考える。
- ③ 切りばりの座屈防止のために設ける中間ぐいは、覆工からの荷重を受ける中間ぐいを兼ねてよい。
- ④ 軸方向鉛直力を受ける中間ぐいは長柱として計算する。
- ⑤ 軸方向鉛直力が作用する中間ぐいでは、必要に応じて掘削底面において、沈下防止措置を考慮する。

(6) ヒービングの検討

土留めにおいてはヒービングに対する安定計算を行う。

1.5 土留板

土留板は最終掘削深さに応じた板厚のものを掘削全面に用い、その両側が4 cm以上かつ板厚以上土留ぐいのフランジにかかる長さとする。

土留板の板厚は次式により求め、せん断に対しても満足しなければならない。

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

t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (=1000mm)

σ_a : 許容応力度 (N/mm²)

M : 作用モーメント (= $w\ell^2/8$) (N・mm)

w : 土圧強度 (N/mm²)

ℓ : 土留板の計算スパン (mm)

ℓ_1 : 土留ぐいのかかり長 (mm)

尚、板厚は30mm以上とする。

$$\tau = \frac{Q}{b t} \leq \tau_a$$

τ : せん断応力度 (N/mm²)

Q : 作用せん断力 ($w\ell/2$) (N)

τ_a : 土留め板のせん断応力度 (N/mm²)

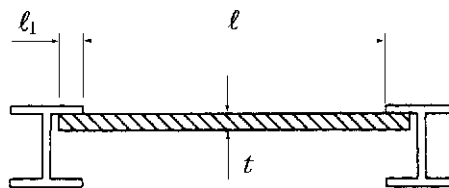


図 2-2-5 土留板

1.6 腹起しおよび切ばり

(1) 腹起し、切ばりの部材および間隔 (出典：建設工事公衆災害防止対策要綱(H5.1)第50, 第51)

① 腹起し、切ばりの部材

重要な仮設工事にあつては、腹起し、切ばりはH-300を最小部材とする。

② 腹起し、切ばりの間隔

腹起し、切ばりの間隔においては、次に挙げる。

(イ) 腹起しの垂直間隔は3m程度とし、土留ぐい頭から1m以内に第1段目の腹起しを入れることを原則とする。

ただし、覆工受桁のある場合はこの限りでない。

(ロ) 切ばり間隔は水平に5m以下、垂直には3m程度とする。

(ハ) 腹起しの継手間隔は6m以上とする。

ただし、切ばりの設置間隔については、大規模な地下掘削工事において、計算等によりその安全性が確認された場合にはこの限りではない。

(2) 腹起しおよび切ばりに作用する土圧

腹起しおよび切ばりに作用する土圧は、下方分担法により求める。

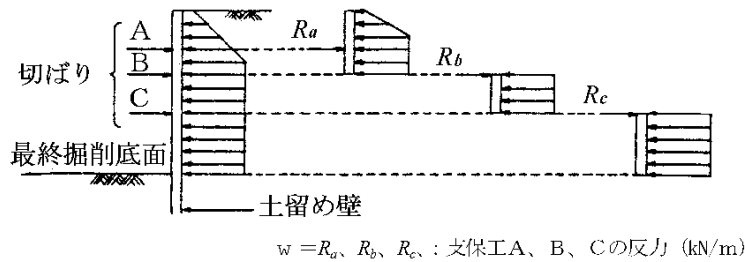


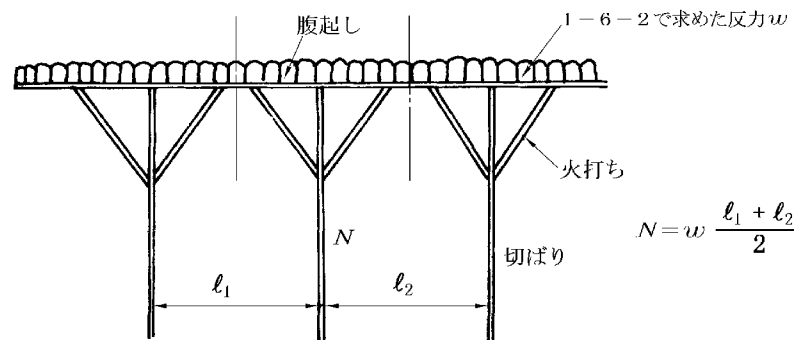
図2-2-6 腹起し、切ばりに作用する土圧

(3) 腹起しの計算

腹起しは2.1.6(2)で求められた反力を荷重とし、切ばりを支点とした単純ばりとして計算する。フーチングのように掘削平面形状が長方形の場合では、腹起しは切ばりを兼ねることになるので圧縮力を考える必要がある。

(4) 切ばりの計算

① 切ばりに作用する軸力は、2 節 1-6(2)で計算する反力と切ばりの分担幅との積として求める。



② 切ばりは、軸力と曲げモーメントが作用する部材として、1.7.2により切ばりの鉛直方向および水平方向の安定が検討されなければならない。

③ 切ばりには、軸力のみでなく鉛直荷重を考慮する。

(5) 継 材 (出典：共同溝設計指針(S61.3)P.106)

継材間隔は4m以内とする。

(6) 火 打 ち

- ① 火打ちは図 3-2-10・11 に示すように 45° の角度で対称に入れる。

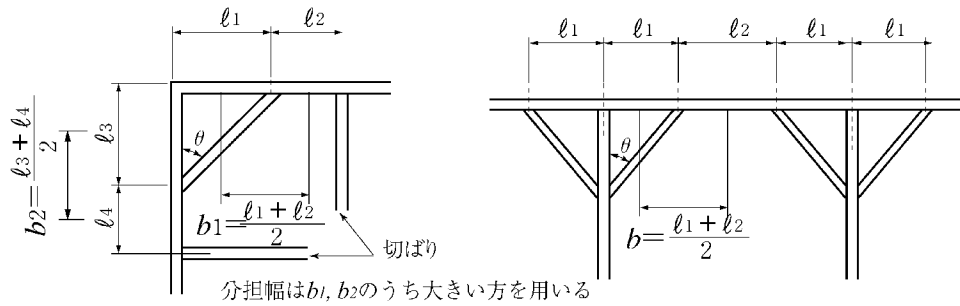
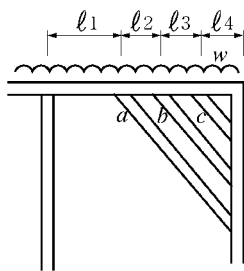


図 3-2-10 火打ちの軸力分担幅



$$Ra = \frac{l_1 + l_2}{2} W$$

$$Rb = \frac{l_2 + l_3}{2} W$$

$$Rc = \frac{l_3 + l_4}{2} W$$

W : 支保工反力 (kN/m)

Ra, Rb, Rc : 火打ち a, b, c が負担する腹起しからの荷重 (kN)

図 3-12-11 多重火打ちの各火打ちが負担する荷重

- ② 火打ちに作用する軸力は次式により計算する。

$$N = \frac{R}{\cos \theta}$$

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荷重 (kN)

$$R = b \cdot w$$

b : 分担幅 (m)

w : 支保工反力 (kN/m)

θ : 火打ちの設置角度

- ③ 火打ちの自重は、無視してよい。

- ④ 火打ちと腹起しや切ばりとの接合部は、せん断に対する計算を行う。

2. 鋼矢板土留め

2.1 定義

鋼矢板を打設して、土圧及び水圧に抵抗させる仮設構造物であり、根切り深さによって支承構造が変化する。最も浅い場合には、鋼矢板の剛性のみで自立する自立式鋼矢板工法、次に鋼矢板頭部のみを控え壁等で支承する控え矢板工法、更に掘削深さが大きい場合には数段の腹起し切ばりで支承された切ばり矢板工法となる。

2.2 鋼材の最小断面および鋼矢板の継手

(1) 鋼材

鋼矢板土留め工の鋼材は著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

(2) 主要部材の最小断面（出典：建設工事公衆災害防止対策要綱(H5.1)第49）

重要な仮設工事に用いる鋼矢板は、Ⅲ型以上とする。

(3) 鋼矢板の継手

- ① 鋼矢板は一枚物を用いる。
- ② 止むを得ず現場継手を設ける場合は、継手位置はできるだけ応力の大きい所を避けるとともに継手が同一箇所集中することのないよう隣接矢板継手とは上下に1 m以上離して千鳥に設ける。

(4) 鋼矢板の根入長（出典：建設工事公衆災害防止対策要綱(H5.1)第46）

- ① 重要な仮設工事にあつては、原則として根入長は、3.0m以上とする。
- ② 1.9 にしたがひ、掘削底面の安定の検討を行う。

2.3 自立式土留め工（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.150～152）

(1) 設計の基本

(a) 適用範囲

一般に入手可能なH形鋼および鋼矢板を使用し、掘削深さが軟弱地盤で概ね3m以浅、良質地盤で4m以浅の自立式土留めに適用する。

(イ) 最小根入れ長は、掘削深さ3m以深では3m、掘削深さ3m以浅では掘削深さと同等とする。

(ロ) 最小部材は、掘削深さ3m以深の場合H-300、鋼矢板壁ではⅢ型以上とし、掘削深さ3m以浅では最小部材の規程は設けないものとする。

(2) 土留め壁頭部の許容変位量

土留め壁頭部の許容変位量は、掘削深さの3%を目安とする。

(3) 頭部連結材

土留め壁頭部には、局部的に不測の荷重が作用する場合に備えて、溝形鋼等の連結材を取り付けることが望ましい。なお、背面側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。

(4) 荷 重

(a) 地表面での上載荷重は 10kN/m² を原則とする。

(b) 土圧及び水圧

自立式鋼矢板に作用する土圧は、断面計算、変位の計算のいずれも次式による。水圧は静水圧とする。

$$P_a = K_a(\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

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

ここに、 P_a : 自立式土留めに作用する土圧 (kN/m²)

K_a : 主働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 着目点までの各層の層厚 (m²)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

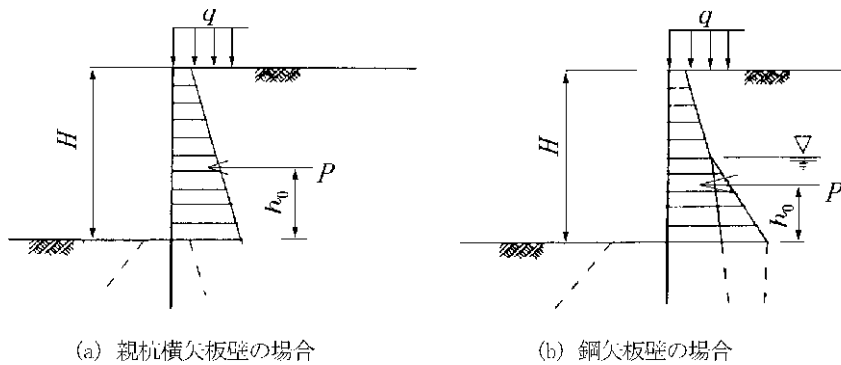


図 2-2-13 自立式土留めに作用する土圧および水圧

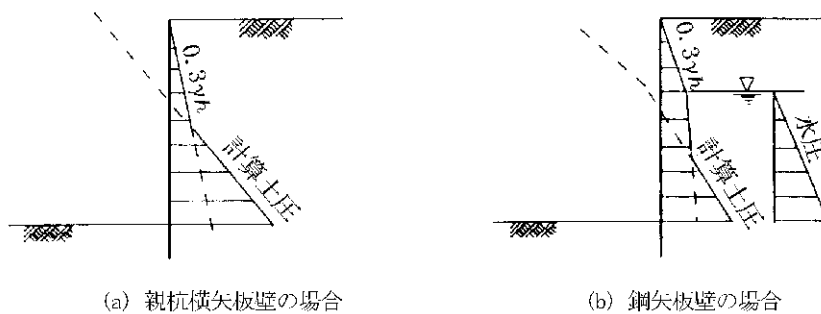


図 2-2-14 粘性土地盤の主働側圧の考え方

(5) 設 計

- ① 自立式土留めは弾性床上の半無限長の杭（Chang の方法）として設計する。
- ② 土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率は、表 3-2-3 によるものとする。
- ③ 根入れ長の計算は、「土工指針 仮設構造物土工指針 2-12 自立式土留めの設計」を参照する。

表 3-2-3 土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率

	計算種別	断面性能の有効率
断面二次モーメント	根入れ長の計算（ β の計算）	全断面（100%）有効
	断面力、変位の計算およびこれに用いる β の計算	表 3-1-29 による
断面係数	応力度の計算	表 3-1-30 による

2.4 仮設（グラウンド）アンカー

仮設アンカーは、主に山留め支保工など比較的短い期間に用いられるものをいう。

また、仮設アンカーのうちアンカーを除去する必要がある場合は、除去時には容易に撤去できる除去式アンカー工法を標準とする。除去式アンカー工法の詳細については、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（地盤工学会）を参照。

(1) アンカーの基本形状

グラウンドアンカー（以下単にアンカーという）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。

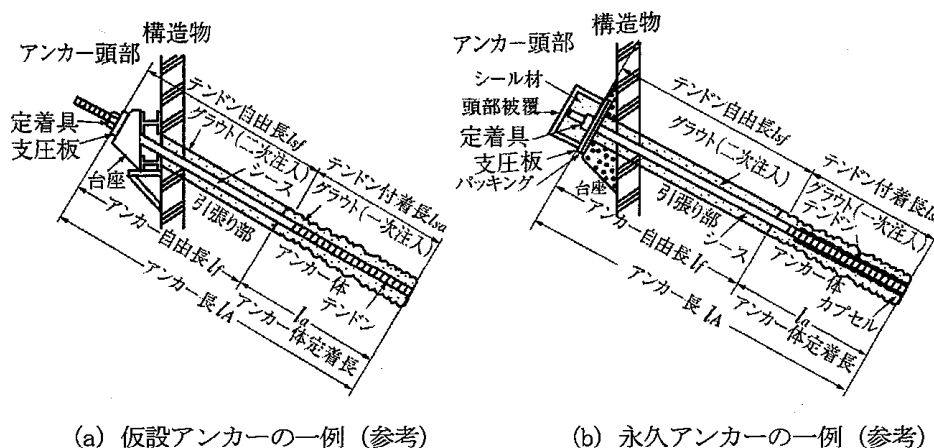


図 2-2-19 アンカー構造

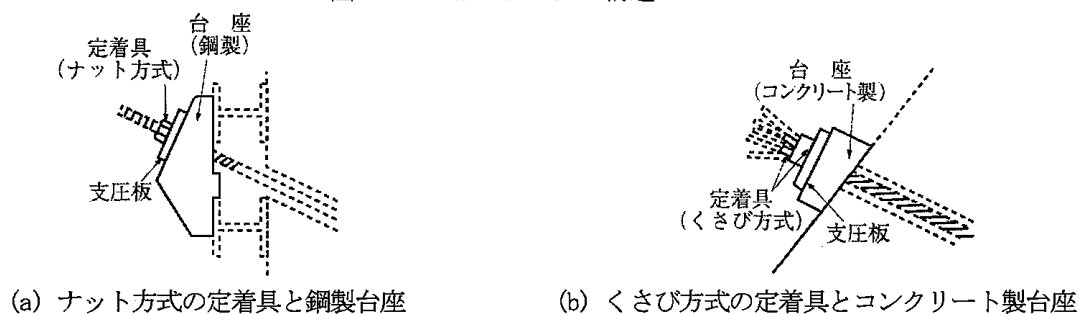


図 2-2-20 定着具、支圧板、台座の使用例

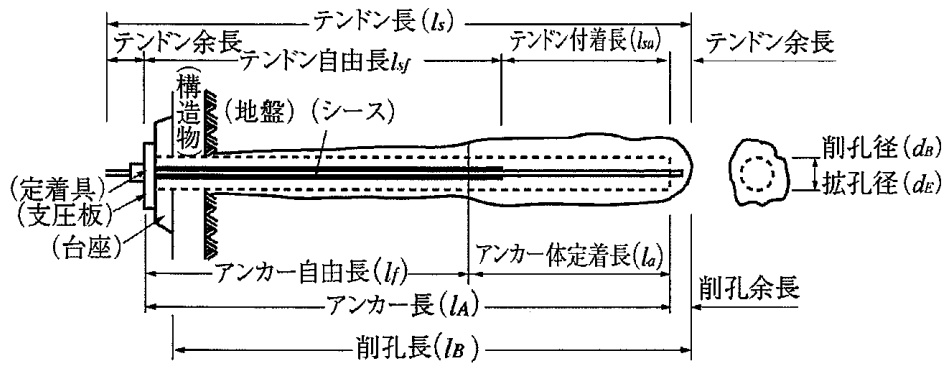


図 2-2-21 アンカーの長さや径

(2)防 食

仮設アンカーでは簡易な防食を行う。ただし、腐食環境条件、供用期間に応じて、永久アンカーと同様な防食を行う、あるいは防食を省略してもよい。

(3)設計基本方針

土留めアンカーは、対称とする構造物の規模、機能、地盤条件、環境条件等を考慮して、所要の安全性、経済性、施工性を確保するように、次の項目について検討を行う。

- ① 土留めアンカーの設計に用いる荷重
- ② アンカーの配置、仕様
- ③ 設計アンカー力
- ④ アンカー体の設計
- ⑤ アンカー長の決定
- ⑥ 土留め安定性の検討
- ⑦ 初期緊張力の決定
- ⑧ 土留め壁の鉛直支持力の検討
- ⑨ アンカー頭部の設計

(4)アンカー力の算定

アンカー力は、側圧から下方分担法で求めた単位長さ当たりの側圧とアンカー配置から次式で計算する。

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

ここに、 P_o : 設計アンカー力 (N/本)

R : 単位長さ当たりの側圧 (N/m)

S : アンカー間隔 (m)

α : アンカー傾角 (度)

θ : アンカー水平角 (アンカー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。

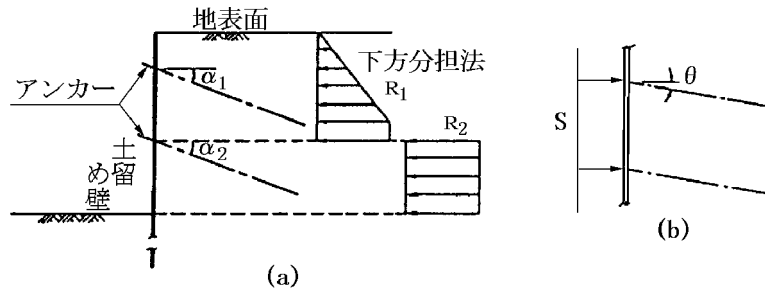


図 3-2-23 アンカー力の算定

(5) アンカー体の設計

① アンカー体のグラウトは、緊張時および設計荷重作用時に、十分な強度を有するものとする。

② アンカー引張材とグラウトの付着強度は、鉄筋コンクリートの付着強度の考え方に準じてよい。

この場合、異形棒鋼は異形鉄筋に準じ、PC 鋼線、PC 鋼より線および多重 PC 鋼より線は、丸鋼に準じた付着強度を用いてよい。

③ グラウトと引張材との付着から必要な引張材付着長 (ℓ_{sa}) は、次式より求めることができる。

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

ここに、 P_o : 設計アンカー力 (N)

U : 引張材の見掛けの周長 (mm) で、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よい。

τ_o : 許容付着応力度 (N/mm²) で、表 3-2-4 による。

④ グラウトと地盤の摩擦抵抗から決まるアンカー体定着長 (ℓ_a) は、設計アンカー力が安全性を考慮した許容アンカー力以下になるように求めるが、一般に次式により算出する。

$$\ell_a = \frac{P_o f_s}{\pi D_a \tau}$$

ここに、 P_o : 設計アンカー力 (N)

f_s : 安全率で 1.5 とする。

D_a : アンカー体径 (m)

τ : 周面摩擦抵抗 (N/mm²)

(6) アンカー長の決定

アンカー長は次式より求めることができる。

$$L_A = \ell_f + \ell_a$$

ここに、 L_A : アンカー長 (m)

ℓ_f : アンカー自由長 (m)

ℓ_a : アンカー体定着長 (m)

(7) 構造物としての安定

構造物をアンカーにより安定させるときにはアンカーの耐力のほかに構造物、アンカー、地盤の全体を含めた構造系についての安定を検討する必要がある。安定計算の方法は、外的安定と内的安定の両方について検討しなければならない。

3. 小規模土留め

3.1 適用範囲 (出典：道路土工仮設構造物工指針 (H11. 3) P. 156)

掘削深さ 3m 以浅で、支保工に 1 段ないし 2 段の腹起し切ばりを用いた、小規模な掘削における土留めの設計を対象とする。

また、小規模土留めでは、路面覆工荷重を土留め壁に直接作用させない。

3.2 使用部材 (出典：道路土工仮設構造物工指針 (H11. 3) P. 156, 157)

- (1) 土留め壁には H 形鋼、鋼矢板、軽量鋼矢板を用いる。
- (2) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、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、鋼矢板壁では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、継手の構造等の問題があるため、特別な検討を行わない場合はⅢ型以上のものを使用することが望ましい。
- (3) 腹起しおよび切ばりには H 形鋼を用いる。
- (4) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、最小部材の規定は設けない。

3.3 荷 重 (出典：道路土工仮設構造物工指針 (H11. 3) P. 157, 158)

- (1) 上載荷重は 10kN/m² を原則とする。
- (2) 根入れ長の計算、断面計算のいずれも次式により算出される土圧を用いるものとする。

$$p_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c \sqrt{K_a}$$

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

$$p_p = K_p \Sigma \gamma h + 2c \sqrt{K_p}$$

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

ここに、 P_a : 主働土圧 (kN/m²)

P_p : 受働土圧 (kN/m²)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 主働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h'$: 受働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 主働側の着目点までの各層の層厚 (m)

h' : 受働側の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

3.4 設 計 (出典: 道路土工仮設構造物土工指針 (H11.3) P. 159, 160)

- (1) 根入れ長の計算は、第2節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (2) 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。
- (3) 土留め壁の断面計算は、第2節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (4) 仮想支持点の最小位置は土留め壁の種類に関係なく、最小根入れ長の 1/2 とする。
- (5) 支保工の設計は、第2節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法に準じて行なう。
- (6) 小規模土留めでは掘削深さが 3m 位浅と浅いことから、掘削底面の安定の検討は省略してよい。

第3節 弾塑性法による土留めの設計

1. 設計の基本

- (1) 土留め杭及び中間杭に作用する鉛直荷重は、土留め杭の許容鉛直支持力を超えてはならない。
- (2) 土留め杭は、土留め杭に作用する水平荷重に対して、安全に抵抗できるように根入れさせなければならない。
- (3) 仮設構造物を構成する各部材の応力度は、それぞれ許容応力度を超えてはならない。
- (4) 掘削により生じる土留め壁の変位量は、許容変位量を超えてはならない。
- (5) 掘削底面の安定に対して安全でなければならない。
- (6) 応力及び変形の解析に当たっては、土留め壁の根入れを有限長、地盤を弾塑性床、切ばりを弾性支承としたはり理論によるものとする。
- (7) 本章に示す事項以外については、「土工指針 仮設構造物土工指針 2-9-5 弾塑性法による土留め壁の設計」を参照する。

2. 根入れ長の決定（出典：道路土工仮設構造物土工指針 (H11.3) P. 95, 96）

土留め壁の根入れ長は、次に示す検討から求められる根入れ長のうち最も長いものとする。

- (1) 慣用法による土留め壁の設計・根入れ長の決定に規定する土圧および水圧に対する安定から必要となる根入れ長（つりあい深さの 1.2 倍）。ただし、土留め壁に作用する側圧は、「第1節 5－6 弾塑性法に用いる土圧および水圧」を用いる。
- (2) 「第1節 7－5 土留め壁および中間杭の支持力」に規定する土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長。
- (3) 「第1節 8 掘削底面の安定」に規定する掘削底面の安定から必要となる根入れ長。
- (4) 弾塑性法による計算結果で、土留め壁先端付近の地盤に弾性領域が存在する根入れ長。
- (5) 最小根入れ長 3.0m。ただし、親杭の場合は 1.5m とする。

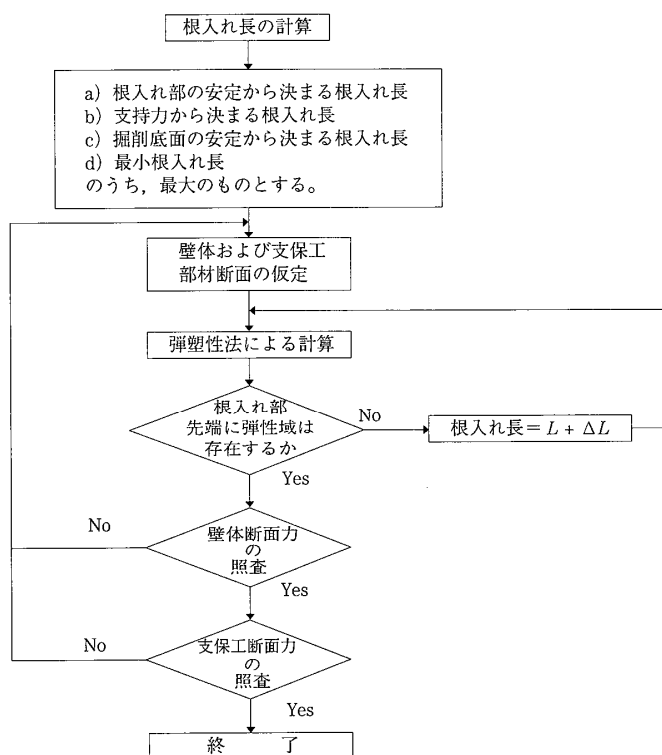


図 2-9-29 根入れ長決定の手順

3. 土留め壁の断面力および変形の算定（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P.97～101）

土留め壁の断面力および変形の算定に用いる手法は、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弾塑性法とする。使用する土圧および水圧については第1節5-6の規定を用いる。

4. 設計定数の設定（出典：道路土工仮設構造物工指針(H11.3)P102～108）

弾塑性法を用いて土留め壁の断面力の変形を算定する場合に用いる各種設計定数は、その設定自体が計算結果に大きな影響を与えるため、地盤定数や土留め形状等を十分に検討して決定しなければならない。

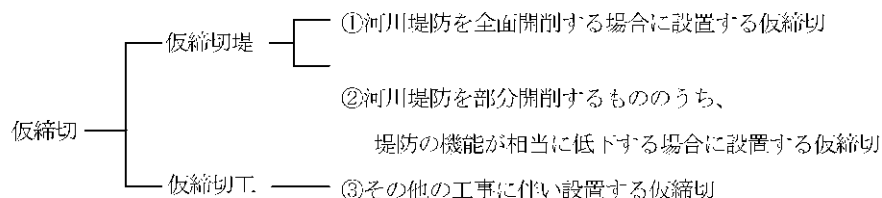
5. 支保工設計に用いる荷重

弾塑性法により土留め壁の設計を行った場合の支保工反力設計は、弾塑性法で算出される各最大支保工反力を用いる。

第4節 仮締切（標準）

1. 定義

本節では、河川区域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を仮締切堤、その他の工事に伴い設置する仮締切を仮締切工と定義する。



仮締切は、上記の3ケースがある。①、②は、河川堤防にかわる仮締切であり、仮締切堤設置基準（案）を適用する。

その他の仮締切は、③のケースとなる。また、河川区域内の橋脚工事等で低水敷に設置する仮締切は、河川堤防の開削を行わないので③のケースとなる。

なお、堤防開削しない場合でも、工事条件によっては、②を準用する。

2. 仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切）

本項の規定は、仮締切堤設置基準（案）平成22年6月30日に準拠している。

2.1 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。

2.2 適用範囲

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。

2.3 仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の1つに該当する場合に必ず設置するものとする。ただし、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

2.4 構造

(1) 構造形式

① 堤防開削を伴う場合

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過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。

② 堤防開削を伴わない場合

流水の通常的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。

(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工事施工期間（不測の実態による工期の延長も十分考慮のこと）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、当該河川の特長や近年の出水傾向、背後地の状況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、非出水期に係わらず、既設堤防高が(a) (b)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。ただし、当該水位が5ヶ年間で異常出水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、過去の出水状況および現場条件等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(3) 高 さ

(a) 堤防開削を伴う場合

(イ) 出水期においては既設堤防高以上とする。

(ロ) 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。

ただし、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。

(b) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず(2)設計対象水位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。

(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おいては5m程度、その他の河川においては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。

(b) 堤防開削を伴わない場合

構造の安全上必要な値以上とするものとする。

(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。

(6) 取付位置

堤防開削天端（ $a - a'$ ）より仮締切内側迄の長さ（ 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。

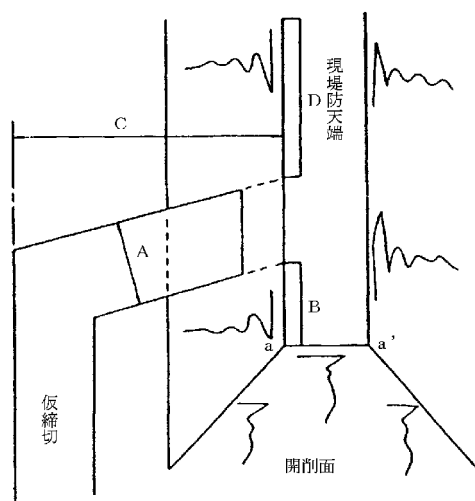


図 3-4-1 締切堤取付位置

2.5 設計条件

(1) 許容応力度

堤防開削（部分開削を含む）を行う工事における仮締切については、その重要性は極めて高い。

従って、仮設構造物としての許容応力度の割増しは行なわないものとする。仮締切堤設計における許容応力度は、表3-4-2で定めた値とする。

表3-4-2 許容応力度 (N/mm²) (出典：鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル(H13.5)P.11)

材 料 名	支保工形式		常 時（高水時）	地 震 時
鋼矢板	SY295		180	270
	SY390		235	353
鋼管矢板	SKY400		140	210
	SKY490		185	278
タイロッド	SS400	径 40mm 以下	94	141
		径 40mm 超	86	129
	SS490	径 40mm 以下	110	165
		径 40mm 超	102	153
	HT690		176	264
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	
	SWRS（硬鋼線材）			
腹起材	SS400		140	210

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。

(2) 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

(イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を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。

(ロ) 非出水期においては、仮締切設置後の断面で1-4(2)①(b)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

(イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が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。

(ロ) 非出水期においては、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。

(3) 補 強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ね $D=2A$ の長さの法面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。

(4) 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。

(5) 土質定数

第 1 節 4「仮設構造物に用いる土質定数」に準じる。

(6) 鋼矢板の継手効率

断面二次モーメント(I)、断面係数(Z)とも、第 1 節 8-4「山留め壁の部材計算」に準ずる。

(7) 頭部変位量

第 2 節 「慣用法による土留めの設計」に準じる。

(8) そ の 他

この基準は、一般的基準を示したもので、現地の状況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。

(9) 締切り堤の各部の名称

締切り堤の各部の名称

- ① 鋼矢板
- ② 腹起し
- ③ 切ばり
- ④ 中間ぐい
- ⑤ 火打ち
- ⑥ 火打ちピース
- ⑦ 隅角部ピース

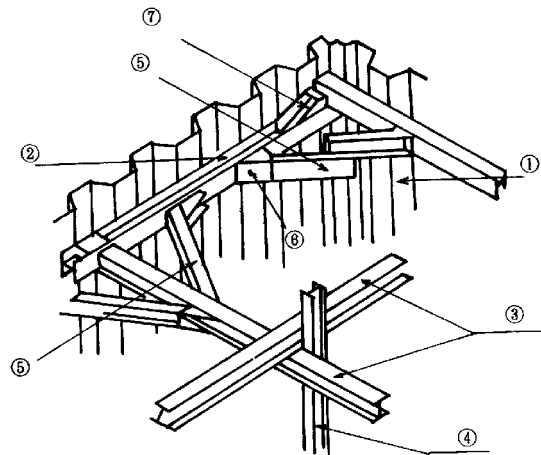
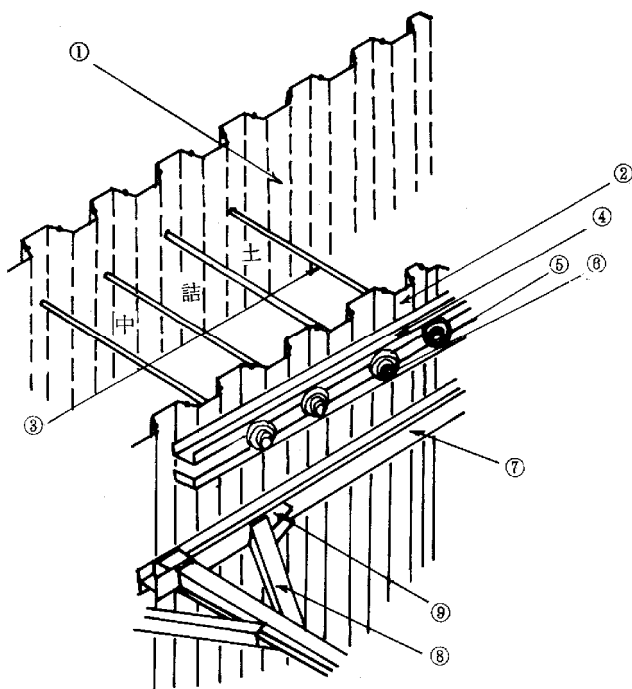


図 3-2-2 締切名称図



- ① 外側鋼矢板
- ② 掘削側鋼矢板
- ③ タイロッド
- ④ タイロッド取付け用腹起し
- ⑤ ナット
- ⑥ ワッシャー
- ⑦ 腹起し
- ⑧ 火打ち
- ⑨ 火打ちピース

図 3-4-3 鋼矢板二重式工法名称図

3. 鋼矢板二重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））

3.1 鋼矢板二重式工法の設計

仮締切堤に用いる鋼矢板二重式工法の設計は、「鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアル」に準拠するものとする。

3.2 許容応力度、安全率

許容応力度、安全率等は仮設時の割増等を考慮し、下表の値とする。

表3-4-3 鋼矢板二重式仮締切設計に用いる許容応力度等

項 目	仮締切堤 (堤防にかわる締切)	
許容応力度	常時 地震時	割増をしない 割増をする
壁体のせん断変形破壊の安全率	常時（高水時） 地震時	1.2 以上 1.0 以上
滑動の安全率	常時（高水時） 地震時	1.2 以上 1.0 以上
基礎地盤の支持力の安全率	常時（高水時） 地震時	1.2 以上 1.0 以上
円形すべりの安全率	常時（高水時） 地震時	1.2 以上 1.0 以上
矢板の根入長の安全率	常時 地震時	砂質土 1.5 以上 粘性土 1.2 以上 砂質土 1.2 以上 粘性土 1.2 以上
遮水効果の安全率	砂質土 粘性土	3.5 以上 3.0 以上

4. 鋼矢板一重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））

4.1 鋼矢板一重式工法の設計

設計計算は第2節 2-3「自立式土留め工」に準ずる。

許容応力度は本節 2-5 (1)を用いる。

4.2 受働土圧に対する検討

受働土圧は図3-4-4に示す形状以上であれば現地盤面より考えるものとし、これによりがたい場合は、設計上の現地盤面を下げる等の考慮をしなければならない。

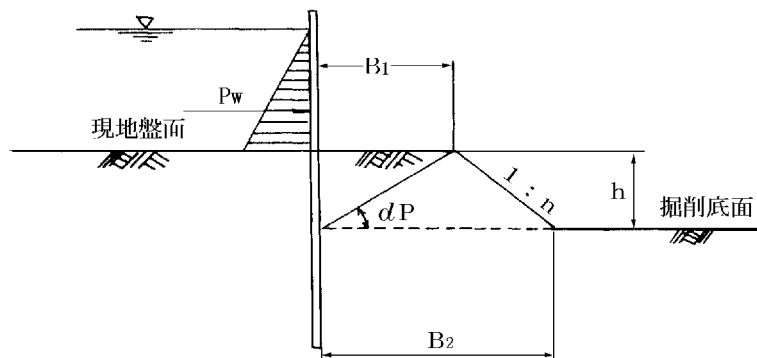


図3-4-4

(1) 掘削面付近が砂質土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha p \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$W_1 \cdot \tan \phi \geq Pp \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

α_p : 受働土圧崩壊角 ($=45^\circ - \phi/2$) (度)

$$W : \frac{1}{2} (B_1 + B_2) \cdot h \cdot \gamma \quad (\text{kN/m})$$

ϕ : 砂の内部摩擦角(度)

P_p : 受働土圧 (第1節5-5(1D)による) (kN/m)

(2) 掘削面付近が粘性土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha_p \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$B_2 \cdot c \geq P_p \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

α_p : 受働土圧崩壊角 ($=45^\circ$)

c : 粘着力 (kN/m²)

5. 仮締切工(河川堤防に係わらない工事の仮締切)

5.1 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、水を遮断することを目的とする、

5.2 適用範囲

主として河川区域内及び海岸保全区域内で施工する工事の仮締切工の計画・設計に適用する。ただし、河川堤防に係わる仮締切については、本節2「仮締切堤」によるものとする、

5.3 仮締切工の構造

仮締切工の構造は工事施工箇所の施工状況を勘案して、鋼矢板締切工又は土堤締切工を採用するものとする。

5.4 設計水位

設計対象水位及び水位の算出方法は、「河川工作物設置の審査手引き～チェックリスト～/全国河川管理課長会議」、「河川構造物設計要領/中部地方整備局 河川部」を参考にするとともに、下記に示す項目を参照し河川管理者と協議し決定する。

設計対象水位の設定方法 (参考)

- ① 工事施工期間の過去5カ年間の時刻最高水位を目安とする。ただし、当該水位が5カ年間で異常出水判断される場合は、過去10カ年の2位の水位を採用する事が出来るものとする。
- ② 地形の状況により溢水がある場合、上流のダム等により河川水位に影響がある場合、河口付近で波浪の影響が想定される場合、あるいは仮締切により河積を著しく縮小する場合等は別途考慮する。

設計対象水位算定方法 (参考)

- ① 河川の水面勾配が一定で、変化の少ない河川の場合は基準となる最寄りの水位観測所の水位(時刻水位等)より比例計算で算出するものとする。

- ② 河川の特性により水面勾配の変化が著しい場合には、最寄りの水位観測所データの最高水位時の流量データを用いて工事施工箇所の水位を不等流計算等により算定するものとする。

5.5 設計計算

鋼矢板一重式工法の仮締切工の設計では、許容応力度等は、下記のとおりとする。

(1) 鋼矢板一重式工法

第2節 2-3「自立式土留工」に準ずる。

(解 説)

- 1) 鋼矢板一重式工法については、第2節 2-3「自立式土留工」(道路土工指針準拠)にしたがい設計する。

6. その他の仮設備(参考)

対象流量が比較的小さい場合、施工区域をドライな状態にしたり、当該区域まで進入する目的で仮締切工を設置するよりも、瀬替工、渡河工が適切な場合がある。瀬替工は、一時的に流路を変更して、工事場所をドライな状態にする。渡河工は、流路に仮設水路等を設置し、流路を越えて、工事場所に行けるようにする。瀬替工、渡河工を採用する場合、工事の段取りによって使い分けが必要である。

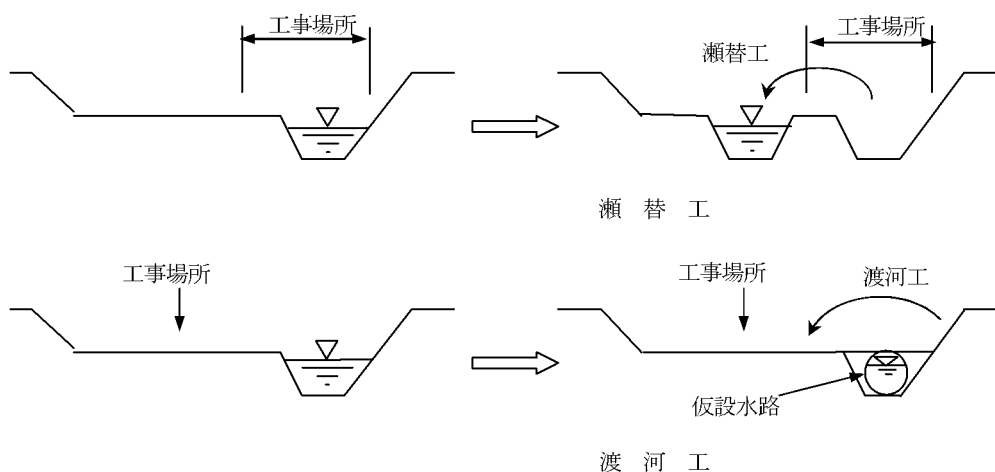


図3-4-6 瀬替工および渡河工

第5節 仮橋

1. 定義

一般交通及び作業場として、一時的な使用に供するために建設される橋梁を仮橋という。

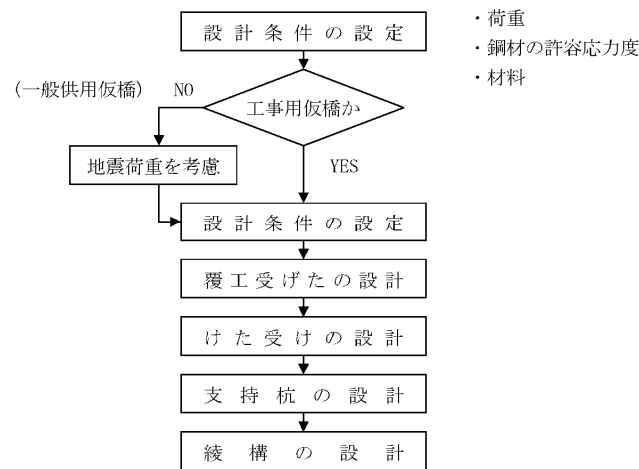
2. 仮橋の分類と設計

使用目的により下記のように分類する。

- (1) 工事用仮橋
- (2) 一般供用仮橋

なお参考として、仮橋の設計に関わるフローチャートを記す。

4. 仮橋の設計計算フローチャート



3. 設計のための事前調査

設計に先立ち、下記の事項について調査を行うことが望ましい。

- (1) 土質調査
- (2) 近接構造物調査
- (3) 地下埋設物調査
- (4) 施工条件に関する調査
- (5) 河相、その他これに類する調査

4. 荷重

4.1 荷重の種類

仮橋の設計にあたっては、以下の荷重を考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重
- (3) 土圧
- (4) 衝撃
- (5) 地震荷重
- (6) その他水平荷重

4.2 衝 撃

工事用仮橋の衝撃係数は、支間に関係なく 0.3 とするが、一般供用の場合には次式により衝撃係数を求めるものとする。

$$i = \frac{20}{50 + L} \quad L : \text{支間 (m)}$$

4.3 地震荷重

一般供用仮橋における、地震の震度は次のとおりとする。

水平震度	$K_H = 0.2$
鉛直震度	$K_v = 0$

工事用仮橋については、地震荷重は基本的に考慮しない

4.4 その他水平荷重

地震荷重以外の水平荷重には次のようなものが挙げられ、必要に応じて以下の諸荷重を組合せて求めるものとする。

- (1) 施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力
- (2) 波圧、流水圧
- (3) 衝突荷重

5. 許容応力度

許容応力度については、1.7 許容応力度によるものとする。

6. 設計基本事項

6.1 仮橋各部の名称

仮橋の名称は、図 3-6-1 のとおりとする。

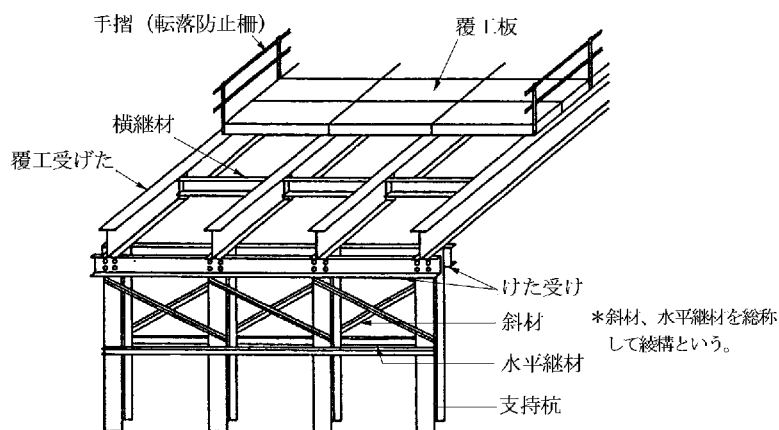


図3-6-1 仮橋名称図

6.2 幅員と覆工受けたおよびくいの間隔

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程度とすることが望ましい。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、通行余裕幅員等を考慮して、幅員を決定しなければならない。

覆工受けたおよびくいの中心間隔は2mおよび3mを標準とする。

一般的な幅員の決め方は以下のとおりである。

工事用仮栈橋の幅員は、覆工板の市場性及び環境条件等を考慮して計画するのが望ましい。

(1) 4m幅員とする場合

- ・一般的に工事用車両1車線通行

(2) 6m幅員とする場合

- ・工事用車両2車線通行する場合
- ・山岳地等で横方向安定性を要求される場合
- ・待避所を設ける場合
- ・仮橋上から縦方向架設を行う場合（施工機械の幅員より）

6.3 標準支間

仮橋の支間は6mを標準とするが、河川上や道路上の仮橋では管理者と十分協議する必要がある。

6.4 最大勾配

仮橋の最大勾配は6%とする。

6.5 けた下空間

けた下空間は、予定地点の各管理者と十分協議し、仮橋予定地点の制限条件および維持管理に必要な空間を考慮して決める。

7. 使用部材

7.1 鋼材

仮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する。

鋼材の最小断面を下表に示す。

表 3.1.2 鋼材の最小断面
(道路土工 仮設構造物上指針 Page137 (平成11年3月, 日本道路協会))

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

7.2 覆工板

覆工板は、市場に流通している 2 次製品を使用する。

表 3.1.1 覆工板の単位重量
(道路上工 仮設構造物工指針 Page138 (平成 11 年 3 月, 日本道路協会))

種 別	単位面積当たりの重量 (kg/m ²)	
	長さ 2m	長さ 3m
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

8. 覆工受けたの設計

8.1 設計一般

覆工受けたは、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして設計する。

8.2 応力の計算

死荷重およ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する。

9. たわみ

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 25mm 以下でなければならない。このとき活荷重に衝撃は含まなくてもよい。

10. けた受けの設計

けた受けは覆工受けた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。

けた受けは、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、くいあるいは土留め壁との取付け部を支点とする単純ばりとして設計するのがよい。

11. ボルトの設計

けた受けとくいを接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。

12. 斜材・水平継材の設計

(1) 斜材・水平継材はくい列の各くいに水平荷重を分担させ、かつくい頭の回転を拘束する部材およ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・水平材を取り付ける。

(2) 覆工受けたは支点上でけた受けに結合し、支点上の相互の主げたは橋軸方向に連結しておくことが望ましい。

杭に作用する水平荷重としては、表 2-6-2 とする。

表2-6-2 水平荷重

活荷重の種類	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 ^{注1)}
注1) 覆工受けたの支間が建設用重機のクローラー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。		

13. 安全設備

安全設備として、次のものがある。

- (1) 転落防止柵
- (2) 幅 木
- (3) 高 欄
- (4) その他

14. 床 版

床版は、一般に覆工板を使用するものとする。

15. くいの設計

15.1 くいの支持力

くいはけた受の最大反力に対し十分な支持力を有していなければならない。くい許容支持力は「第1節 8-5 土留ぐいの支持力」により計算する。

表3-6-3 安全率

	常 時	地震時
一 般 供 用 の 場 合	3	2
工 事 用 の 場 合	3	—

15.2 くい本体の設計

(1) 軸方向押込力に対する設計

押込力に対しては座屈を考慮して取扱うものとする。

(2) 水平荷重に対する設計

- ① 仮橋の支持ぐいでは、地盤が軟弱な場合や、くい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。
- ② 仮橋の支持ぐいの水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数のくいが覆工受けたにより連結されており、乗入れ部は土による拘束が大きいと、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。
- ③ 1本の支持ぐいに作用する水平荷重は、くい列に作用する水平荷重をくい列の本数で除した値とする。
- ④ 水平荷重により、支持ぐいに発生する曲げモーメントは、くい本体を弾性床土上の梁として求める。

(3) 部材断面の設計

仮橋に用いる支持ぐいは、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントが同時に作用する部材として、「第1節 7-2 軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材」により設計する。

16. 橋台の設計

橋台の設計については、現地の地形、地質環境の条件に適応した構造を選択することが望ましい。

第6節 仮設道路（参考）

1. 工事用道路の種類

(1) 工事用道路は、改良工事などにおける土運搬及び資・機材の搬入・搬出、橋梁上部工工事の桁運搬及び架設機械（トラッククレーンなど）の搬入・搬出、舗装工事の資・機材の搬入・搬出などを主目的として設置される。

(2) 工事用道路の種類は次のとおり区分する。

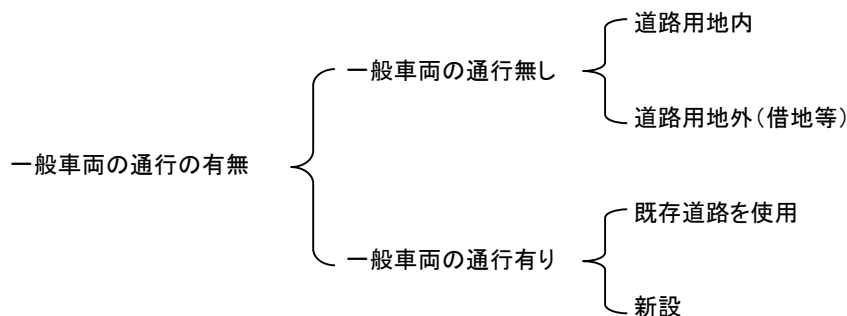


図-13-Ⅲ-5 道路用地内の種類

2. 一般車両の通行無しの工事用道路

(1) 道路用地内

任意仮設とし、工事用道路の構造は以下を標準とする。

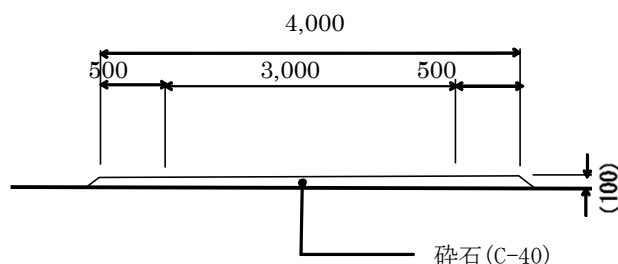


図-13-Ⅲ-6 道路用地内の工事用道路標準図

(2) 道路用地外（借地等）

指定仮設とし、待避所や曲線拡幅を考慮して構造を明示するものとするが、その構造は以下を標準とする。

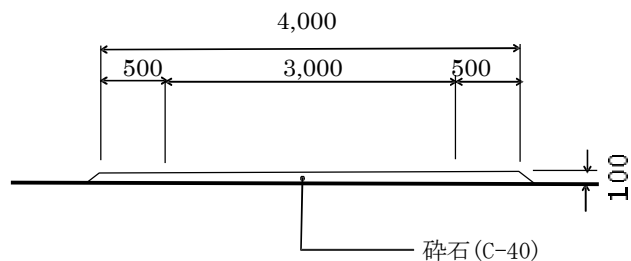


図-13-Ⅲ-7 道路用地外の工事用道路標準図

なお、設計時の留意点は以下の通りである。

- ・ 縦断勾配は工事用道路の設計速度に応じて定めるものであるが、現場条件を考慮の上、15%程度以下とすることが望ましい。（「土木工事仮設計画ガイドブックⅡ（社）全日本建設技術協会」）p7）

- ・ 使用後に市町村などへ移管する場合は、設計条件などの十分な協議を行うこと。
- ・ 使用後の撤去を前提とする場合は、原形復旧を想定した設計を行うこと。
- ・ 大規模な工事用道路では、切盛土工だけでなく、仮橋、仮設トンネルを考えたほうが経済的な場合もあるので考慮すること。

3. 一般車両の通行有りの工事用道路

(1) 既存道路を使用する場合

既存道路を使用する場合は、改良の必要性について道路管理者と協議を行い決定すること。

また、既存道路を改良（拡幅）して使用する場合は、現道の幅員に応じて、以下のとおり工事用道路の規格を設定する。

① 現道 2 車線区間を使用する場合の最低規格

種別	第 3 種第 4 級
設計速度	20km/h
標準幅員	6.5m
最急縦断勾配	9%（特例 12%）
最小曲線半径	15m

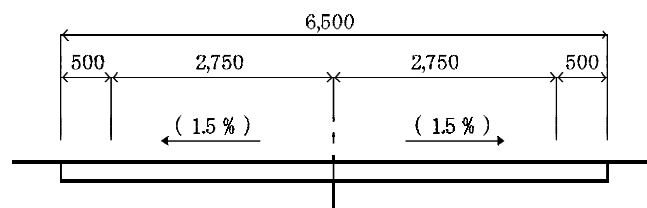


図-13-Ⅲ-8 現道 2 車線の場合

② 現道 1 車線区間を使用する場合の最低規格

種別	第 3 種第 5 級
設計速度	20km/h
標準幅員	5.0m
最急縦断勾配	9%（特例 12%）
最小曲線半径	15m

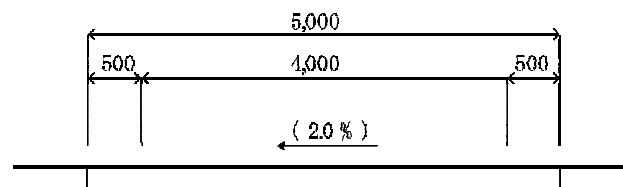


図-13-Ⅲ-9 現道 1 車線の場合

③ 現道（林道）を使用する場合の最低規格

種別	2 級
設計速度	20km/h
標準幅員	4.0m(特例 3.5m)
最急縦断勾配	9%（特例 14%、ただし 100m 以内に限り 16%）
最小曲線半径	15m

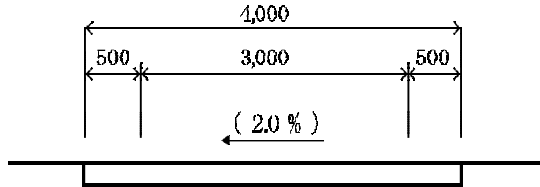


図-13-Ⅲ-10 林道の場合

(2) 新設する場合

舗装構成は交通量、勾配ならびに周辺状況を考慮するほか、道路管理者への引き継ぎなども考慮して決定すること。

4. 車線数、待避所

道路幅員は、工事用車両の交通量（すれ違いの頻度）や地元車両、歩行者の道路利用状況により、「既存道路を使用する場合」に示した基準に準拠して決定する。ただし、すれ違いの頻度が高い場合は、地元車両の利便性を考慮して2車線としたり、広幅員路肩として歩行スペースとするなど柔軟に対応すること。

また、1車線道路の場合は待避所を設けるものとし、その間隔は、表-13-Ⅲ-2の値を標準としてよい。

表-13-Ⅲ-2 待避所間隔

待避所間隔	待避所長さ	待避所幅員
約300m	約20m	5m（車道分）

5. 仮設歩行者通路（建設工事公衆災害防止対策要綱第24）

工事に伴い歩行者用の通路を設置する場合、その通路の幅は0.75m以上とし、特に歩行者の多い箇所においては1.5m以上確保することとする。また、車両の交通の用に供する部分等との境には、さく等を設置する等歩行者用通路を明確に区分するとともに、歩行に危険のないよう路面の凹凸をなくし、必要に応じて階段等を設けることとする。

第7節 切土（発破）防護柵

1. 適用範囲

ここで規定する工事用防護柵とは、切土または発破による落石、飛石等の飛散を防止するために設置される工事用の切土（発破）防護柵であり、斜面からの大規模な落石や斜面崩壊から通行車両を保護する目的で設置されるものは適用外とする。

工事用防護柵の構造等については、設計方法が規定されている指針等が無く、一方で施工されている切土（発破）防護柵の構造諸元は、実態調査から、支柱間隔＝2m、根入長＝1m、支柱材料は H200 及び H300 が大半であった。

このため、図-13-Ⅲ-14 に示す構造について次節に計算例を示したので、実際の使用に際しては現場条件に基づき、計算例を照査し、計算結果が満足する場合は、図-13-Ⅲ-14 を用いてよい。

また計算例で満足しない場合は、支柱材料を H300 とするなど、計算例の考え方を参考に別途設計するものとする。

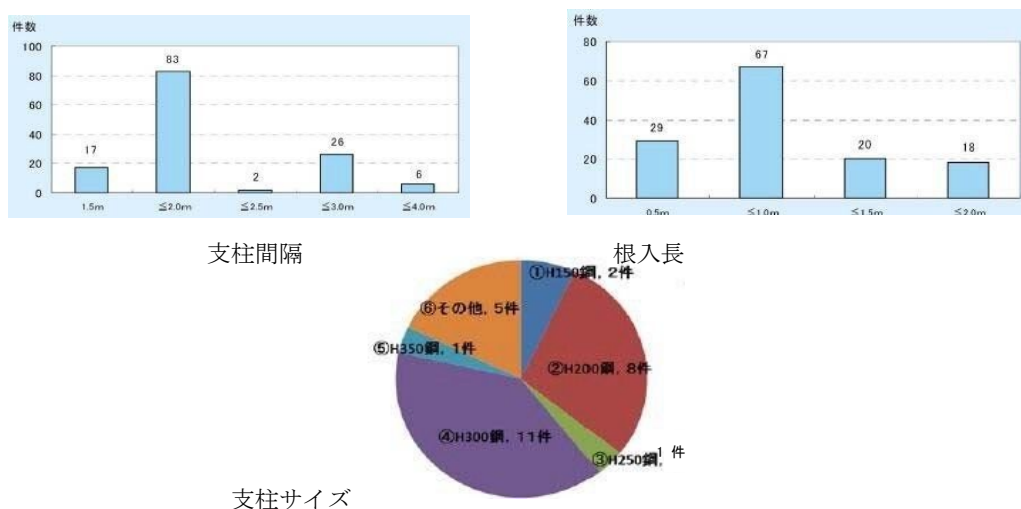


図-13-Ⅲ-13 切土（発破）防護柵の支柱間隔・根入長及び支柱サイズ⁴⁾

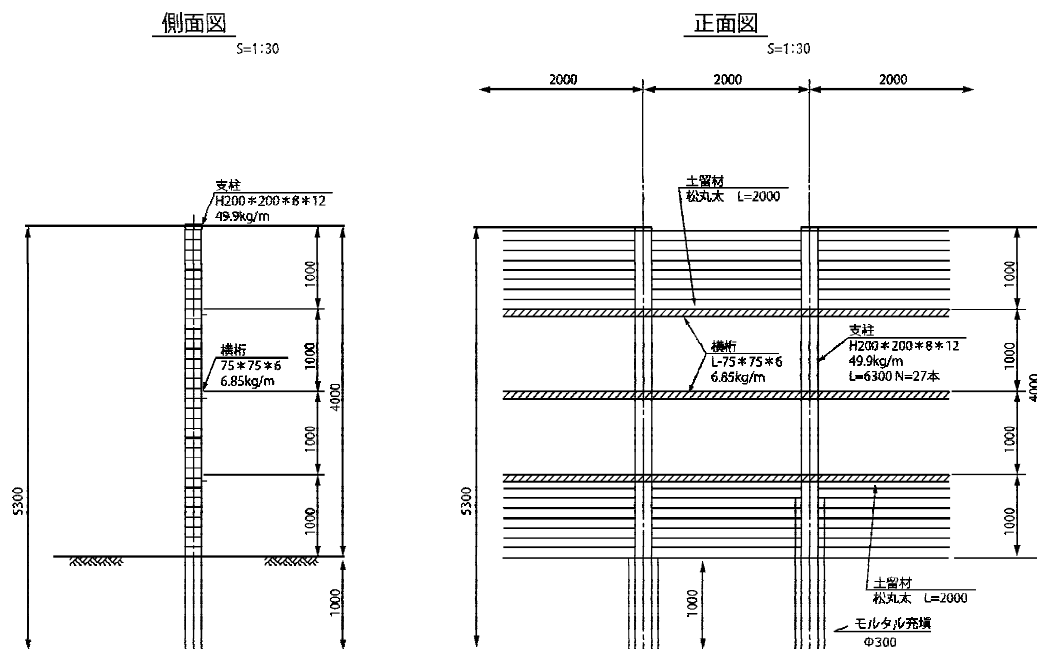


図-13-Ⅲ-14 工事用防護柵（標準図）

切土（発破）防護柵の土留材については、一般的に木材と鋼材が使用されており、表-13-Ⅲ-3 の特徴に留意し材料の選択を行うこと。

表-13-Ⅲ-3 土留材の特徴

	木材（丸太・木矢板）	鋼材（鋼矢板）
入手しやすさ	山岳地などで少量の場合は、鋼材より容易に入手できる場合がある	一般的に入手しやすい
施工性	落とし込みなので、作業は簡単であるが、材料が重たいので、大型重機が必要であるため、比較的広いヤードが必要	ボルト締めや溶接が必要であるため、作業は複雑であるが、軽量なので、比較的小型重機で施工可能
施工後の処理	撤去後に木材の処分場所が近隣に必要	処分等は不要

2. 工事用防護柵設計計算例

切土（発破）防護柵の設計は、「落石対策便覧（平成 12 年 6 月）日本道路協会」（以下、「便覧」という。）に準拠して行うものとするが、基礎工の設計手法が明確に記載されていない。このため基礎工に関しては、「落石対策技術マニュアル（平成 11 年 3 月）鉄道総合技術研究所」（以下、「マニュアル」という。）に準拠した。

(1) 設計条件

本計算は、「落石対策便覧（平成 12 年 6 月）日本道路協会」落石対策技術マニュアル(平成 11 年 3 月)鉄道総合研究所」を参考にして計算する。

① 落石の条件

- a) 落石（岩・石材）の形状 : 丸状 150 (mm)
- b) 落石（岩・石材）の単位体積重量 落 : $\gamma=26.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
- c) 石の跳躍量（便覧P.151より） 落石 : $h1=2.00 \text{ (m)}$
- d) （岩・石材）の想定落下高さ : $H=8.00 \text{ (m)}$

② 落石防護柵の条件

- a) 支柱（杭）の規格 : H-200×200×8×12(SS400相当)
- b) 防護柵の高さ : $h=4.00 \text{ (m)}$
- c) 支柱（杭）材の設置間隔 : $L=2.00 \text{ (m)}$
- d) 平場の幅（杭材～斜面法尻） : $L1=0.00 \text{ (m)}$
- e) 防護壁材の形状寸法 : 杉丸太（ $\phi 120$ ）

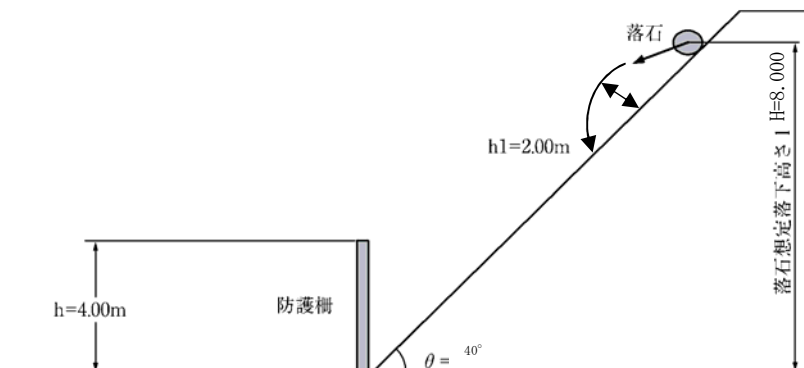


図-13-Ⅲ-15 検討断面図

表-13-Ⅲ-4 斜面の種類と等価摩擦係数

区分	落石および斜面の特性	設計に用いる μ	実験から得られる μ の範囲
A	軟岩、丸状：凹凸小、立木なし	0.05	0～0.1
B	軟岩、角状～丸状：凹凸中～小、立木なし	0.15	0.14～0.2
C	土砂、崖すい、丸状～角状：凹凸小～中、立木なし	0.25	0.21～0.3
D	崖すい・巨礫まじり崖すい、角状：凹凸中～大、立木なし～あり	0.35	0.31～

(2) 落石防護柵の高さ

防止柵に落石が当たる高さは、落石の跳躍量から決定される。

斜面から直角に測った落石跳躍高さ h_1 として、斜面勾配が θ の場合の落石防護柵の必要高さ

h は次のようになる。(便覧 p. 149)

h 平場が無い場合

$$h > h_1 \cdot \sec \theta$$

② 幅 L の平場がある場合

a) $0 < L_1 < (h_1 \cdot \sec \theta - h_1) \cdot \cot \theta$ のとき

b) $h > h_1 \cdot \sec \theta - L_1 \cdot \tan \theta$

c) $L_1 > (h_1 \cdot \sec \theta - h_1) \cdot \cot \theta$ のとき

d) $h > h_1$

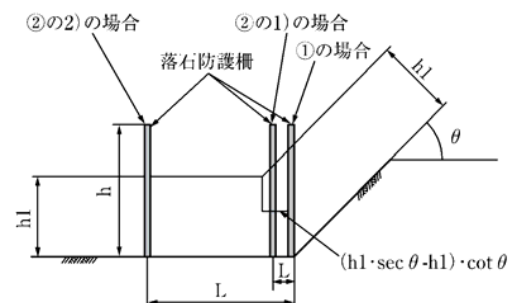


図-13-Ⅲ-16 落石の跳躍高の計算条件 (参考)

このとき、落石跳躍量は「便覧 p. 149」より、「斜面の凹凸が大きい場合を除いて一般的に 2m 以下であり、標準としては $h_1 = 2.0\text{m}$ とする。」ことより、今回は「2m」を採用する。

ここでは、「① 平場が無い場合」として、計算を行う。

$$\begin{aligned}
 h &> h_1 \cdot \sec \theta = 2.000 \times \sec 40.0^\circ = 2.611 (\text{m}) \\
 h_1 &= 2.000 (\text{m}) \\
 \theta &= 40.0 (^\circ)
 \end{aligned}$$

「便覧 p. 149～p. 151」において、「落石が柵天端に衝突した場合、落石の回転等により柵を飛び出す現象も考えられるので、最低柵高の 1/2 程度の余裕高さを設けるのがよい。」とされている。したがって、柵の高さは下記のとおり設定する。

$$\begin{aligned}
 \text{余裕高さは、} h_2 &= 1/2 \times 2.611 = 1.305 (\text{m}) \\
 \text{全柵高さは、} h &= 2.611 + 1.305 = 3.916 (\text{m}) \text{ 以上} \\
 \therefore H &= 4.00 (\text{m}) \text{ とする。}
 \end{aligned}$$

(3) 落石のエネルギー

落石の防止柵位置での落石エネルギーは、次式(便覧 p. 19)により計算する。

$$E = (1 + \beta) (1 - \mu / \tan \theta) \cdot W \cdot H$$

$$\text{ただし、} (1 + \beta) (1 - \mu / \tan \theta) \leq 1$$

$$\beta : \text{回転エネルギー係数} = 0.10 (\text{便覧 p. 19 より})$$

$$\mu : \text{等価摩擦係数} = 0.15 (\text{表-13-Ⅲ-4 の区分 B})$$

H : 石の落下高さ (m) = 8.0m

θ : 斜面勾配 (度) = 40°

Ho : 落石の総換算落下高さ (m)

$$\begin{aligned} &= H \cdot (1 - \mu / \tan \theta) = 8.0 \times (1 - 0.15 / \tan 40^\circ) \\ &= 6.57 \text{ (m)} \end{aligned}$$

W : 落石重量

$$= \frac{4}{3} \times \pi \times (0.15/2)^3 \times 26.0 \times 9.80665 = 0.046 \text{ (kN)}$$

質量 重力加速度

したがって落石エネルギーは、以下のように算出できる。

$$\begin{aligned} E &= (1 + \beta) \times H_o \times W \\ &= 1.10 \times 6.57 \times 0.046 \\ &= 0.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(4) 支柱の可能吸収エネルギー

使用部材 : H-200×200×8×12(SS400 相当)

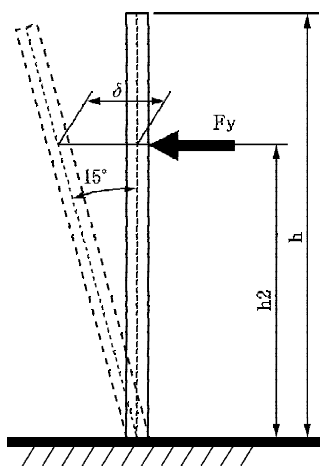


図-13-Ⅲ-17 支柱最大変位角度

支柱の下端が、塑性ヒンジを形成するために必要な反力 F_y は、便覧 p. 153、p. 155 より以下のとおり算出する。

$$\begin{aligned} F_y &= \frac{M_o}{h/2} \\ \theta/2 &= \frac{h/2 \cdot \tan \theta/2}{h/2} \\ \sigma_y &= \frac{M_o}{Z} \quad \text{より } M_o = \sigma_y \cdot Z \\ \sigma_y &= \text{H 形鋼材の降伏点応力度} = 235 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ Z &= \text{H 形鋼材の断面係数} = 472 \text{ (cm}^3\text{)} \\ h &= \text{H 鋼支柱の GL からの高さ} = 4000 \text{ (mm)} \\ h/2 &= \text{作用点高さ} = h \times 2/3 = 2667 \text{ (mm)} \\ \theta/2 &= \text{最大変位角度} = 15.0 \text{ (度)} \end{aligned}$$

支柱 (2 本分) の吸収エネルギー (EP) は、便覧 p. 155 より以下のとおり算出する。

$$E_P = 2 \times F_y \times \delta = 2 \times (\sigma_y \cdot Z) / h/2 \times h/2 \cdot \tan (\theta/2) = 2 \cdot \sigma_y \cdot Z \cdot \tan (\theta/2)$$

または、上式より

$$F_y = M_o / h/2 = (\sigma_y \cdot Z) / h/2 \quad \therefore F_y \text{ (支柱に作用する反力)} = 41.59 \text{ (kN)}$$

よって、

$$\begin{aligned} \delta &= h/2 \cdot \tan \theta/2 = 715 \text{ (mm)} = 0.715 \text{ (m)} \\ E_P &= 2 \cdot F_y \cdot \delta = 59.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

支柱の吸収エネルギー

$$\therefore E_P = 59.44 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \geq 0.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \dots \text{OK}$$

落石エネルギー

(5) 落石の換算衝撃力 (Pr) の計算

換算衝撃力 (Pr) は、鋼材倶楽部の推定式(便覧 p. 269、マニュアル p. 141)により算出する。

$$Pr = (W/g) \cdot \alpha$$

ここに、Pr：衝撃力

$$W : \text{落石の重量 } W = 4/3 \times \pi \times (0.15/2)^3 \times 26.0 \\ = 0.046 \text{ kN}$$

$$m : \text{落石の質量} = 26.0 \text{ kN/m}^3$$

$$g : \text{重力加速度} = 9.80665 \text{ m/sec}^2$$

α ：衝突加速度

衝突加速度は図-13-III-18 より導かれた以下の式より求める。

$$\alpha = (4H_0 + 10) \cdot g \\ = (4 \times 7.23 + 10) \times 9.80665 \\ = 381.553$$

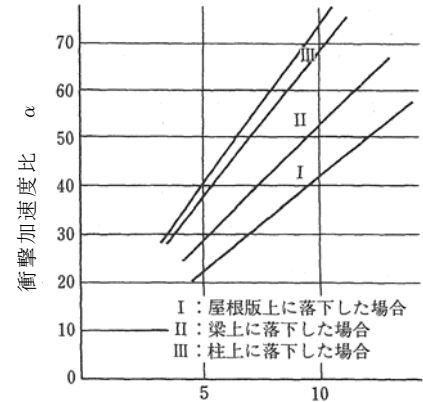
H_0 ：換算自由落下は以下の式より求める

$$H_0 = \frac{Et}{W} = \frac{0.33}{0.046} = 7.17 \text{ m}$$

$$Et : \text{落石のエネルギー} = 0.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

換算衝撃力 (Pr) は、

$$Pr = (0.046/9.80665) \times 381.55 = 1.79 \text{ kN}$$



換算落下高さ H_0 (m)

※「便覧」の図-2-5 を加筆修正

図-13-III-18 落下高さと衝撃加速度

(6) 土留材の計算 [杉丸太 (φ120)]

防護壁材は、支柱 (H 形鋼など) のフランジを支点とする単純ばりとして計算する。検討内容は、落石が衝突した場合を考える。

① 落石が衝突した場合によるもの

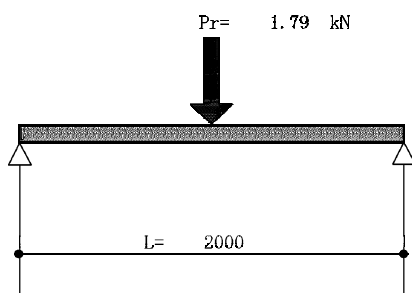


図-13-III-19 土留材設計計算モデル図

表-13-III-5 土留材許容応力度 (N/mm²)

土留材の種類		許容応力度 (N/mm ²)		
		圧縮	引張、曲げ	せん断
木材	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、すず、もみ、えぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつが	12.0	13.5	1.05
	広	9.0	10.5	0.75
	かし	13.5	19.5	2.10
	葉	10.5	15.0	1.50
鋼	ラワン	10.5	13.5	0.90
	SY295	270.0	270.0	-
矢	SY390	355.0	355.0	-
	板	210.0	210.0	-

「道路土工-仮設構造物工指針-(平成11年3月) 2-6 許容応力度」

道路土工-仮設構造物工指針-(平成11年3月) 2-6 許容応力度」

曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{Pr \cdot L}{4} = \frac{1.79 \times 2.00}{4} = 0.895 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

② 応力度

使用部材：杉丸太 (φ120)

断面係数 Z：169.6 (cm³)

許容曲げ応力度：10.5 (N/mm²)

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{0.895 \times 1000000}{169.6 \times 1000} = 5.31 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 10.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \text{OK}$$

③ 結果

以上により、土留材は 松丸太（φ120） を使用する。

(8) 基礎工の計算

基礎工は、「落石対策技術マニュアル（平成11年3月）鉄道総合技術研究所」を準拠して計算する。

上記マニュアルでは、切土（発破）防護柵に作用する荷重が常時作用するものではなく、衝撃的なものであることを考慮して、以下の条件で行うこととしている。

- ・原則として水平、鉛直に関する検討は省略し、転倒に関してのみ検討する。
- ・転倒に関する検討は、防護柵の特殊性を考慮し、基礎底面における合力の偏心量による方法ではなく、落石作用時の受働土圧によるモーメントでの検討方法を用いる。

① 防護柵支柱に作用する落石の衝撃力

支柱から伝達される落石の衝撃力を設計荷重として基礎工を検討する。

設計荷重は、前項の「(5) 落石の換算衝撃力（Pr）の計算」で算出した衝撃力を用いる事とする。

落石の衝突条件として、落石が支柱の中間にあたる場合は2本の支柱が塑性変形し、支柱に直接あたる場合は3本の支柱が塑性変形すると考えており、落石が支柱の中間にあたった場合の方が可能吸収エネルギーが小さいので、この状態について設計計算を行うこととする。（便覧 p.152～153、表 5-8 参照）

支柱の中間にあたる場合のため、支柱への作用する荷重は

$$H = Pr / 2$$

$$= 1.79 / 2 = 0.895 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置：} h_2 = 2.667 \text{ m}$$

$$M = H \cdot h_2$$

$$= 0.895 \times 2.667 = 2.387 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

② 作用力の計算

$$M: \text{曲げモーメント} = 2.387 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$H: \text{水平力} = 0.895 \text{ (kN)}$$

$$D: \text{基礎の直径} = 0.300 \text{ (m)}$$

$$Df: \text{基礎の根入れ長} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$\gamma_c: \text{基礎の単位体積重量} = 23.0 \text{ (kN/m}^3)$$

$$l: \text{支柱間隔} = 2.00 \text{ (m)}$$

$$\phi: \text{支持地盤の内部摩擦角} = 35^\circ$$

$$C: \text{支持地盤の粘着力} = 0 \text{ (kN/m}^2)$$

$$\gamma_s: \text{支持地盤の単位体積重量} = 20.0 \text{ (kN/m}^3)$$

$$\beta: \text{地表面の傾斜角} = 0^\circ$$

0: 基礎の回転中心

l0: 基礎上面からの回転中心までの深さ (m)

α : 抵抗土圧の割増係数

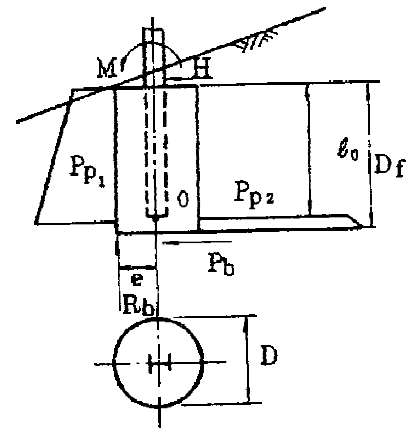


図-13-Ⅲ-20 円柱基礎への作用力

$$Df/D \geq 4 \text{ の場合 } \alpha = 2.5$$

$D_f/D < 4$ の場合 $\alpha = 1 + 1.5D_f / (4D)$ このため、 $\alpha = 1 + 1.5 \times 1.0 / (4 \times 0.3) = 2.25$

K_{p1} , K_{p2} : 基礎前面、背面の受働土圧係数

$$K_{p1} = K_{p2} = \cos^2 \phi \left/ \left[1 - \sqrt{\sin \phi \cdot \sin (\phi + \beta) / \cos \beta} \right] \right|^2$$

$$= \cos^2 35^\circ \left/ \left[1 - \sqrt{\sin 35^\circ \cdot \sin (35^\circ + 0^\circ) / \cos 0^\circ} \right] \right|^2$$

$$= 3.690$$

Z_0 : 受働土圧における粘性土の自立高さ

$$Z_0 = (2 \cdot C / \gamma_s) \cdot \tan(45^\circ - \phi / 2)$$

$$= (2 \times 0 / 20.0) \times \tan(45^\circ - 35^\circ / 2) = 0$$

P_b : 基礎底面の水平反力 ※ $D_f/D < 4$ の場合のみ考慮する

基礎底面の鉛直反力 R_b は基礎の重量 N_0 と等しく、底面に作用する合力の作用位置も外縁とする。また、底面における地盤と構造物の摩擦角 δ は地盤の内部摩擦角 ϕ とすると

$$R_b = N_0 = \gamma_c \cdot \pi / 4 \cdot D^2 \cdot D_f$$

$$= 23.0 \times \pi / 4 \times 0.3^2 \times 1.0 = 1.626 \text{ (kN)}$$

$$e = D / 2$$

$$= 0.3 / 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$P_b = R_b \cdot \tan \delta$$

$$= 1.626 \times \tan 35^\circ = 1.139 \text{ (kN)}$$

③ 安定計算

水平力の釣り合いから

$$H - P_{p1} + P_{p2} + P_b = 0$$

$$l_0 = -Z_0 + \sqrt{Z_0^2 + \frac{K_{p2}}{(K_{p1} + K_{p2}) \cdot (D_f + 2Z_0)} \cdot D_f + \frac{2(H + P_b)}{\gamma_s \cdot \alpha D (K_{p1} + K_{p2})}}$$

$$= 0 + \sqrt{0 + \frac{3.690}{(3.690 + 3.690) \times (1.00 + 2 \times 0) \times 1.00} + \frac{2 \times (0.895 + 1.139)}{20.0 \times 2.25 \times 0.3 (3.690 + 3.690)}}$$

$$= 0.734 \text{ (m)}$$

O点における荷重によるモーメント： M_0 と極限抵抗モーメント： M_R から安全率： F_s を求める。

$$M_0 = M + H \cdot l_0 = 2.387 + 0.895 \times 0.735 = 3.045 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_R = 1/6 \cdot \gamma_s \alpha D \left\{ K_{p1} (l_0 + 3Z_0) l_0^2 + K_{p2} (l_0 + 2D_f + 3Z_0) (D_f - l_0)^2 \right\}$$

$$= 1/6 \times 20.0 \times 2.25 \times 0.3 \left\{ 3.690 (0.735 + 3 \times 0) \times 0.735^2 \right.$$

$$\left. + 3.690 (0.735 + 2 \times 1.000 + 3 \times 0) (1.000 - 0.735)^2 \right\}$$

$$= 4.891 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$F_s = M_R / M_0$$

$$= 4.891 / 3.045$$

$$= 1.61 > 1.2 \therefore \text{OK}$$

以上より、基礎の根入れ長 D_f は「1.000m」とする。