

## ウ. 関連施設

### ① 飛散防止設備他

基準省令に基づく「廃棄物の飛散防止」に関する対策として、埋立地の周囲に「飛散防止柵（忍返し付H=1.8m）」を設置すると共に、飛散程度の指標となる「吹流し」を設置し、その構造を以下に示す。

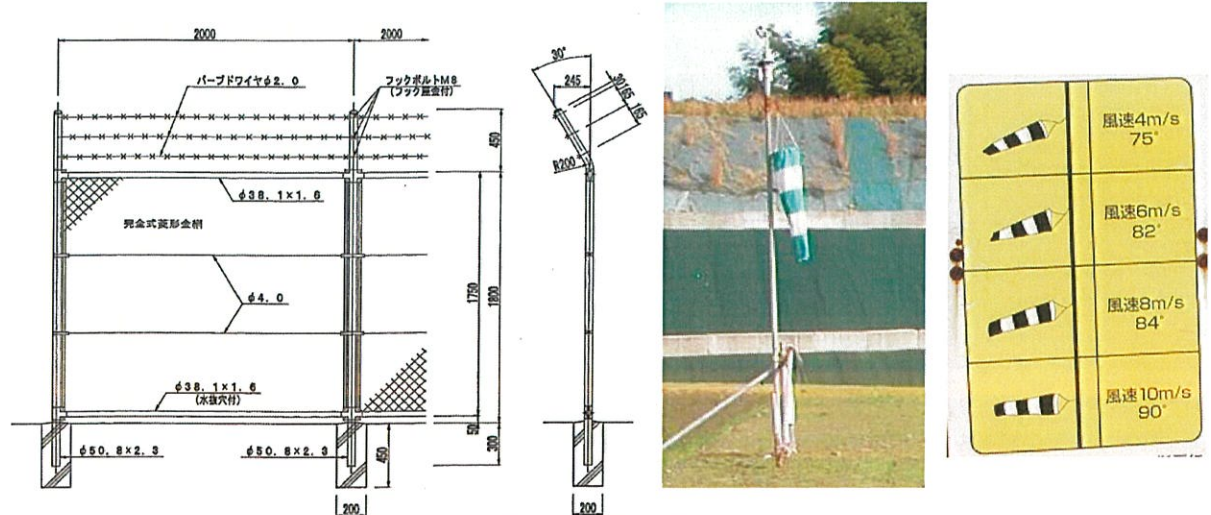


図 1.6. ウ-1 飛散防止柵及び吹流し概念図

### ② 立札、門扉囲障設備

基準省令に基づく「立札」「囲い」に関する対策として、「立札」及び人が立入ることを防止する「立入禁止柵(H=1.8m)」及び「両開き門扉」を設置する。

様式第二 (第二条関係) (平元総府厚令1・平4総府厚令1・平10総府厚令2・平13環省令10・一部改正)

産業廃棄物の最終処分場		100
産業廃棄物の種類		
埋立処分の期間	平成 年 月 — 平成 年 月	
管理者名	連絡先	
50	50	25
200		

図 1.6. ウ-2 立札の概念図

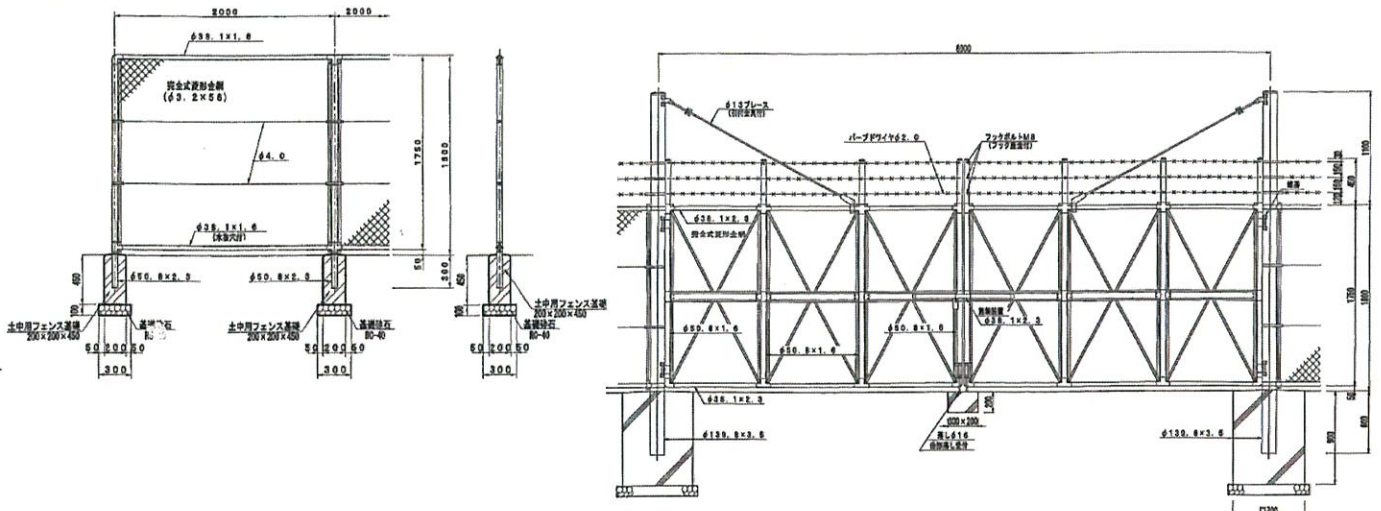


図 1.6. ウ-3 立入禁止柵及び門扉の概念図

### ③搬入道路

搬入道路は、市道入口から貯留構造物までとする。車輛の通行状況より道路構造令に基づく第3種・第5級に相当するが、事業運営による大型車輛の通行が主な目的（廃棄物運搬車輛を含め大型車輛 10 t 積約 40 台/日）であることを考慮し、第3種・第4級（普通道路）「車線 2.75 m、路肩 0.75m」の「舗装幅員 7.0m」の道路とし、その他仕様を以下に示す。

表 1.6.ウ-1 搬入道路の諸元

道路勾配	舗装構成	設定根拠
横断勾配：2.0% 縦断勾配：10.0%	<ul style="list-style-type: none"> <li>・表層アスファルト(再生密粒度アスコン) 50 mm</li> <li>・上層路盤(粒調碎石) 100 mm</li> <li>・下層路盤(RC-40) 200 mm</li> </ul>	浜松市開発許可指導基準 ・縦断勾配は9%以下 ・やむを得ない場合 12%以下

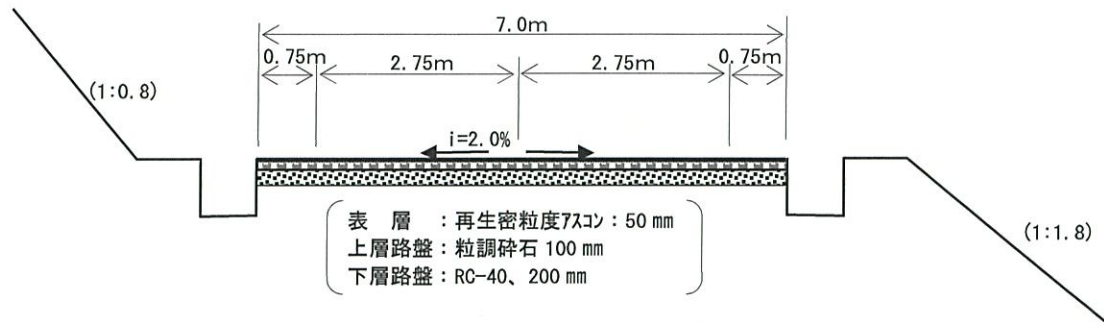


図 1.6.ウ-4 搬入道路の概念図

### ④防火設備

防火設備として、消火器に加えて「浜松市開発許可指導基準」消防水利の基準（法第 33 条 第 1 項第 2 号）に準拠した防火水槽（40 m<sup>3</sup>以上）を設置する。

### ⑤防災設備

#### ア. 洪水調整池

最終処分場施設の整備は、一般の造成工事と同じように土砂の移動及び地形の変更を伴い造成により従来の地形及び植生等の改変を行うことから、流出係数の変化が起り流下する水量が増大する。この増大する水量は、下流の水路及び河川の流下能力に影響を及ぼすことが知られている。

洪水調整池は造成により増加する流量を調整して、下流の水路及び河川に影響を与えないことを目的として計画するものである。

ただし、今回計画する最終処分場施設は埋立作業を実施している期間の降雨を、処分場内及び浸出水調整槽に貯留し、処理施設において処理後に放流することで、施設の稼働中は下流河川に対する水量の増加が少ないことが知られている。

主に洪水調整機能が必要となる時期は、埋立作業の終了に近づいた時期からである。ただし、その時期においては、処分場の年月が大きく経過し、埋立場所は林地や草地に変貌し、流出係数は在来の自然地形に近い値となることも事実である。

一般に自然地形を開発した場合、土地の保水能力が低下することから、雨水流出量が大きくなり、雨水到達時間も短くなることから、開発後の雨水流出量が増大し、その対策として洪水調整池(雨水調整池)を設置する。

洪水調整池の容量の算出方法には、「浜松市開発指導基準」と「浜松市林地開発許可審査基準」があり、当該検討の場合には、両者の基準に則り計算を行い、その値の大きい方を採用することが安全と判断し、両者の算出基準に従い計算を行い、結果規模の大きい方を採用する。



## イ. 地すべり防止設備

### a. 地すべり安定解析

#### i. 解析条件

##### ア) 現況安全率と計画安全率

「地すべり防止技術指針及び同解説-p52-(国土交通省)」では、現況安全率  $F_s$  及び計画安全率  $PF_s$  は、以下に示す値を設定している。

- ・ 現況安全率：  $F_s=0.95\sim 1.00$
- ・ 計画安全率：  $PF_s=1.10\sim 1.20$

ここで、現況安全率については現在地すべり変動が生じている場合は  $F_s=0.95\sim 0.98$  に、観測等による変動が認められない場合、 $F_s=1.00$  としている。

また、計画安全率は地すべり運動機構や保全対象の重要度、想定される被害の程度を総合的に判断して設定している。

次に「土地改良事業設計基準・計画(農地地すべり対策)-p39-(農林水産省)」では、計画安全率を以下のように定めている。

- ①家屋・道路・鉄道・河川その他公共施設等の重要な物件がある場合：1.20
- ②農地が主たる対象の場合：1.10～1.15
- ③林地等が主たる対象の場合：1.10

以上各指針に基づき、現況安全率  $F_s$  及び計画安全率  $PF_s$  を以下のように設定する。

##### 【現況安全率： $F_s=1.00$ 】

現地踏査や地盤伸縮計・パイプ歪計・孔内傾斜計観測において、地すべり変動は確認されなかった。よって、現時点では地すべりは安定し危険な状態にはないと判断され、現況安全率は  $F_s=1.00$  以上有していることは間違いがないが、その値を断定できないため、最も安全側の  $F_s=1.00$  を採用した。

##### 【計画安全率： $PF_s=1.20$ 】

地すべりブロック（初生すべり）は、斜面上部は林地・中腹～末端部にかけては人工斜面（裸地）となっている。「土地改良事業設計基準・計画」で見ると、本地区は林地が主体であることから、 $PF_s=1.10$  で良いこととなるが、立地及び今後の土地利用の性格上、重要度は高いものと判断できる。

よって、「地すべり防止技術指針及び同解説」とも鑑みて、最も安全側となるような  $PF_s=1.20$  を採用する。

なお、この  $PF_s=1.20$  の値は新東名高速道路の地すべり対策でも採用されている値である。

以上のように、本設計では現況安全率として  $F_s=1.00$ 、計画安全率として  $PF_s=1.20$  を設定し、最良の安全を担保することとする。

#### イ) 地すべり土塊・すべり面の土質定数

安定計算に用いる土質定数には、構成する土質の単位体積重量とすべり面の強度定数（粘着力及びせん断抵抗角）が挙げられる。

##### ①単位体積重量 ( $\rho_t$ )

当地すべりブロックの単位体積重量は、「地すべり防止技術指針及び同解説-p57-(国土交通省)」に示されている  $\rho_t=18\text{kN/m}^3$  を用いる。

##### ②すべり面強度（粘着力・内部摩擦角）

すべり面強度を推定する方法には、「逆算法」と「土質試験による方法」がある。斜面安定計算に対するすべり面の強度定数は、すべり面での平均的な値を用いることが必要であるため、「土質試験による方法」では試料採取位置や試験方法とその数量等を

考慮することが重要になってくる。このため、通常は「逆算法」による強度定数の推定が多く用いられている。したがって、ここでは安定計算式を用いて安全バランスから逆算してすべり面強度（粘着力・内部摩擦角）を算出する。

逆算法を用いる場合は、下表に示すすべり面の平均鉛直層厚と粘着力の関係が知られている。

表 1.6.ウ-2 平均鉛直層厚と粘着力

地すべりの平均鉛直層厚(m)	粘着力C (kN/m <sup>2</sup> )
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

今回も、表で示されたとおり、地すべり平均鉛直層厚 H=粘着力 C として、内部摩擦角  $\phi$  を求めるものとする。

#### ii. 安定解析結果

現況安全率  $F_s=1.00$  とした場合の想定移動土塊のバランスから、すべり面強度の逆算を行う。これを基に必要抑止力  $P_r$  を求めた。その結果は、別紙 5, 5.1, 7, 3 「(2) 地すべり防止対策工検討書」に示す。これらの結果を以下にまとめて示す。

表 1.6.ウ-3 安定計算結果

種別	単位	初生ブロック	Aブロック	Bブロック
安全率 $F_s$	—	1.00	1.00	1.00
計画安全率 $PFs$	—	1.20	1.20	1.20
抑止力 $P_r$	kN/m	3063.8	2925.7	2103.7
すべり面長 $\Sigma L$	m	208.242	188.412	151.028
地すべり力 $\Sigma T$	kN/m	15318.947	14628.126	10518.279
法線力 $\Sigma N$	kN/m	34590.9	33096.7	19567.3
間隙水圧 $\Sigma U$	kN/m	19454.8	17905.9	10374.3
地すべり抵抗力 $S$	kN/m	15318.951	14628.136	10518.284
粘着力 $C$	kN/m <sup>2</sup>	11.15	11.91	9.84
内部摩擦角 $\phi$	度	40.65	39.19	44.49

以上より、初生ブロックの抑止力が最大であることから、この断面で対策工の検討を行うこととする。

#### b. 対策工法の検討

##### i. 対策工法の選定

前述のように、地すべり対策は抑制工と抑止工の併用が最も効果的である。また、地すべりは、地下水(間隙水圧)の上昇によって、活発化することが知られている。

これらより、対策工の検討にあたっては一般的には先ず「地下水排除工」を計画し、それと同時に「頭部排土工或いは押え盛土工」が可能か否かを検討する。その後、不足抑止力分を抑止工で補うといった設計手法が多く採用されている。

当該計画地においても、上記の流れに沿って工法選定を実施する。ここで、抑制工のうち「頭部排土工」を採用した場合、斜面内に凹地状の地形を形成することとなり、雨水等が集水され易くなり斜面を不安定化させる要因にもなりかねないため、「頭部排土工」は採用



しない。しかし、「押え盛土工」については非常に有効な対策工であり採用が可能である。

抑止工については、「アンカー工」「杭工」とも採用は可能である。ここで、「杭工」は基本的に斜面中腹部付近に1.5～2.0m間隔で一列に配置するが、「アンカー工」は斜面中腹～末端部まで斜面を覆うように計画する。これらの設計・施工上の特徴から、「アンカー工」の採用が最適であると判断される。以上より、当該計画地には以下の対策工を選定する。

・地下水排除工（横ボーリング工）+押え盛土工+グラウンドアンカー工

なお、設計にあたっての地下水低下量・必要抑止力の検討は、以降にて行う。

ii. 対策工の検討

ア) 対策工設計フロー

ここでは、対策工施工に伴う安全率の変化と、グラウンドアンカー工施工時の必要抑止力算定までのフローを示す。

〈安全率変化・必要抑止力 Pr の算定フロー〉

- ・現況安全率 :  $F_s=1.00$  (現在の安全率)
- ↓  $\gamma t=18\text{kN/m}^3, C=11.15\text{kN/m}^2, \phi=40.65^\circ$
- ・横ボーリング工後 :  $F_s'=1.05$
- ↓
- ・押え盛土工施工後 :  $F_{s1}=1.10$
- ↓
- ・アンカー工施工後 :  $F_{s2}=1.20$
- ↓ 必要抑止力 Pr の算定
- ・計画安全率 :  $PF_s=1.20$  . . . . . OK

イ) 地下水低下量（横ボーリング工）の検討

ここでは、地下水低下量と安全率の推移を検討する。その結果は、別紙5, 5.1, 7, 3「(2)地すべり防止対策工検討書」に示す。検討結果は、下表に示すとおり-0.45mの地下水位低下で安全率  $F_s=1.05$  を満足する結果となった。

表 1.6.ウ-4 水位低下量と低下後安全率  $F_s$  の関係

水位低下量 (m)	安全率 : $F_s$	必要抑止力 : Pr (kN/m)
-0.60	1.067	2033.5
-0.55	1.061	2118.8
-0.50	1.056	2204.5
-0.45	1.050	2289.6
-0.40	1.044	2375.3
-0.35	1.039	2460.6
-0.30	1.033	2547.0

一般に、横ボーリング工を計画する場合、「3 m程度」の水位低下を見込むことができる（「地すべり防止技術指針及び同解説-p61-(国土交通省)」）とされていることから、今回の計画は十分に効果が期待できると判断される。

ウ) 押え盛土工・必要抑止力の検討

ここでは、押え盛土工施工後と安全率の推移を検討する。その結果は、別紙5, 5.1, 7, 3「(2)地すべり防止対策工検討書」に示す。検討結果は、下表に示すとおりであり天端高129.50mとすると、安全率  $F_s=1.10$  を満足する結果となった。

表 1.6.ウ-5 押え盛土高と安全率  $F_s$  の関係

天端高：FH (m)	安全率： $F_s$	必要抑止力：Pr (kN/m)
128.00	1.08	1875.6
128.50	1.08	1776.2
129.00	1.09	1666.9
129.50	1.10	1547.6
130.00	1.11	1419.8
130.50	1.11	1294.9
131.00	1.12	1174.6

次に。押え盛土施工後の安全率  $F_s=1.10$  から計画安全率  $PF_s=1.20$  を満足するための必要抑止力は、

・ 必要抑止力  $Pr=1547.6 \text{ kN/m}$

となる。これより、アンカー工の設計にあたっては、この値を用いることとなる。

エ) まとめ

各対策工の施工後と安全率の変化、並びにアンカー工設計に用いた必要抑止力の関係を以下にまとめる。

表 1.6.ウ-6 対策工施工と安全率・必要抑止力の関係

対策工施工	安全率 $F_s$	計画安全率 $PF_s$	必要抑止力 Pr (kN/m)	備考
なし	1.00		3063.8	現況安全率
横ボーリング工	1.05		2289.6	水位低下-0.45m
押え盛土工	1.10		1547.6	盛土高 FH=129.5m
アンカー工	1.20		—	OK

c. 対策工法の詳細設計

i. 横ボーリング工の検討

ア) 横ボーリング工設計時の基本事項

横ボーリング工設計時の基本事項を、以下に列挙する。(「地すべり防止技術指針及び同解説-p92~94-(国土交通省)」より抜粋)

- ①横ボーリング工は、原則として地下水の集水している部分に設ける。ボーリングでの先端が5~10mとなるように設計する。
- ②集水した水は、集水桝や排水路を通じて速やかに地すべり地域外に排水する。孔口位置は安定した地盤に設ける。また排水による孔口の崩壊を防止するための保護工を設ける。
- ③掘進勾配は、集水した地下水が自然流下するように仰角5~10°とし、掘進孔径は66mm以上とする。長さは目的とする帯水層、またはすべり面から5~10mまでの余裕長を持たせ、5m単位で丸める。

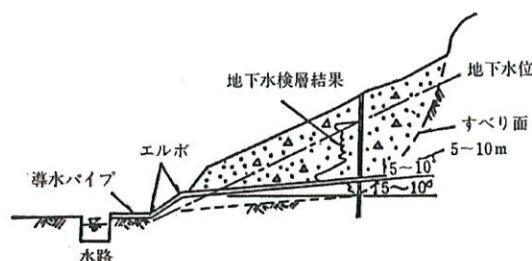


図 1.6.ウ-5 横ボーリング工断面図

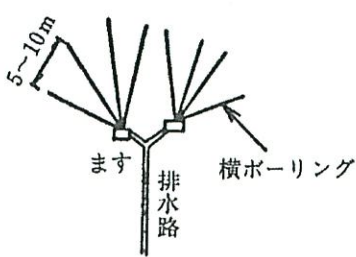


図 1.6.ウ-6 横ボーリング工配置図

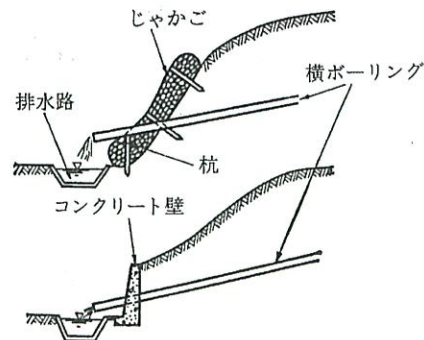
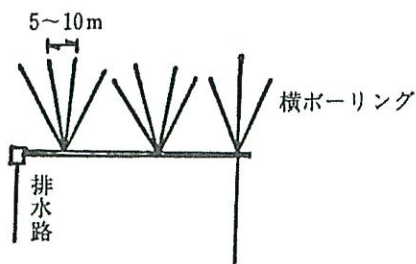


図 1.6.ウ-7 横ボーリング工孔口保護工

i) 施工位置及び間隔

別途地質調査内で実施した「電気探査結果」より、地下水はAブロック及びBブロックの頭部から、地すべり内に流入している可能性が高いものと推定されている。

この結果を踏まえ、流入する地下水を効果的に排水するために、横断測点No.20・No.100付近で各々1群、計2群(A群・B群)の横ボーリング工を計画する。また、斜面上方からの地下水の供給を減じる目的であるため、施工高さは現地の地形より標高180m付近とする。横ボーリングの配置は扇形とし、ボーリング先端における間隔は5.0m程度とする。

ii) 施工形状

- ・ 削孔位置 : 1.7施設の構造図「地すべり防止対策計画平面図及び断面図」による
- ・ 削孔間隔 : D=5.0m程度(先端部)
- ・ 削孔角度 : 上向き+5.0°
- ・ 削孔延長 : A群 φ90mm、L=50.0m×10本、ΣL=500.0m  
B群 φ90mm、L=25.0m×9本、ΣL=225.0m
- ・ 保孔管 : 塩ビ管(VP40)
- ・ 孔口保護工 : ふとん籠工

ii. グラウンドアンカー工の検討

ア) 設計条件

- ① 構造形式 : 永久アンカー工法
- ② 構造概要 : グラウンドアンカー工+プレキャスト受圧版工
- ③ 検討断面 : 主測線(初生ブロック)
- ④ グラウンドアンカー

表 1.6.ウ-7 アンカーテンドン許容引張力

テンドン許容引張力	極限荷重(Tus)に対して		降伏荷重(Tys)に対して	
	常時	0.60・Tus	常時	0.75・Tys
	地震時	0.80・Tus	地震時	0.90・Tys

※表中どちらか小さい値を用いる。

表 1.6.ウ-8 アンカーの諸元

定着体長	定着体の最小長		3.0m
	グラウト材の許容付着応力度 : $\tau_a$		1.6N/mm <sup>2</sup>
	定着地盤の極限周面摩擦抵抗 : $\tau$		0.6N/mm <sup>2</sup>
	極限引抜き力に対する安全率 : $F_s$	常時	2.5
地震時		1.5	
アンカー自由長の最小長			4.0m



表 1.6.ウ-9 アンカー周囲の摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗 (N/mm <sup>2</sup> )
岩盤	硬岩		1.5~2.5
	軟岩		1.0~1.5
	風化岩		0.6~1.0
	土丹		0.6~1.2
砂礫	N値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土			1.0c (cは粘着力)

⑤地盤の許容支持力

・軟岩相当： $q_a = 300 \text{ kN/m}^2$  とする。

表 1.6.ウ-10 地盤の許容支持力土  $q_a$

基礎地盤の種類		許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	備考	
			N値	一軸圧縮強度： $q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	—	10以上
	亀裂の多い硬岩	600	—	10以上
	軟岩・土丹	300	—	1.0以上
礫層	密実なもの	600	—	—
	密実でないもの	300	—	—
砂質 地盤	密なもの	300	30~50	—
	中位なもの	200	15~30	—
粘性土 地盤	非常に堅いもの	200	15~30	0.2~0.4
	堅いもの	100	10~15	0.1~0.2

iii. アンカー工・受圧版の形式決定

ア) アンカー工について

アンカーの支持形式は、支圧型・摩擦型に大別される。以下に、支持機構を示す。

①支圧型アンカー

支圧型は、アンカー体に一部或いは大部分を局部的に大きく削孔し、アンカー体の前面に働く受動土圧（支圧）によってアンカーの引抜き力に抵抗するものである。

②摩擦型アンカー

摩擦型は、アンカー体の周面摩擦抵抗によってアンカーの引抜き力を地盤に伝達するものである。摩擦型には、定着区間全長にわたってグラウトとテンドンを付着させ、その付着力でアンカー体に引張力を生じさせる「引張り型」と、定着区間の先端付近にテンドンを固定させる工夫を加えることによってアンカー体に圧縮力を生じさせる「圧縮型」とがある。

摩擦型アンカーの引張り型と圧縮型の支持方式による優位性や地盤のケース別による使い分けに関する文献等はない。



圧縮型アンカーはマンションや耐荷体を介してアンカー体に圧縮力を伝達するが、グラウトとテンドンの付着がマンションや耐荷体だけでアンカー体長より短いため、その部分に集中的に荷重が作用する。そのため周辺地盤の拘束力が大きいときは安全であるが、経年変化により拘束力が低下した場合には、引き抜けなどの短期的にアンカー機能が損なわれる可能性がある。対して引張型アンカーは、アンカー体長部分のテンドン全てがグラウトと付着しているため、地盤の拘束力が低下した場合にも短期的にアンカー機能が損なわれることがなく、定期的な荷重の管理などにより対策を講じることができる。

よって、当該地においては「摩擦引張型」のアンカー形式を採用する。

#### 1) 受圧版について

アンカー工の受圧版としては、下図に示す工法がある。一般的には、「現場吹付けのり枠」「独立版」の採用実績が多い。

当該計画地では、「現場吹付けのり枠」「独立版」の採用が可能であるが、のり枠工は斜面法面整形が大規模となること、施工期間が長期となること、さらにその形状からアンカーヘッドキャップが突出する構造となる。

一方、独立版は法面整形がのり枠工に比較して小規模となること、並びにアンカー頭部を独立版内部に納めることができるタイプがあることなどより、当該計画地では適合性が高いと判断される。

よって、当該地においてアンカー受圧版は、「独立版」の採用が最適である。

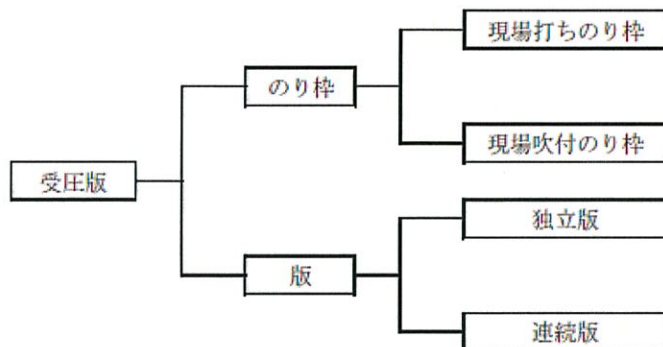


図 1.6.ウ-8 受圧版の分類

独立版でも、現場打ちと二次製品に区分される。現場打ちの場合、鉄筋加工から型枠設置・コンクリート打設と現地での作業が付きものであり、施工性も悪く品質のバラツキも発生するといった懸念が生じる。

これに対し、二次製品は工場製品であり品質は保証されており、出来型を運搬してくるのみで1基当たりの重量も2t未満である。また、施工性も良好でアンカー頭部を受圧版内に納めることが可能である。

したがって、当該計画地においては、「独立版（二次製品）」をアンカー受圧版として採用する。

#### iv. 検討結果

アンカー工の設計にあたっては、摩擦引張型アンカーを採用し設計を実施する。

##### ア) 設計条件

###### ① アンカー施工位置

アンカー施工位置は、法面を全体に覆うような配置計画とする。

###### ② 検討条件

- ・安全率 : 盛土後安全率  $F_s=1.10$   
計画安全率  $PF_s=1.20$

- ・必要抑止力 :  $Pr=1547.6\text{kN/m}$
- ・アンカー材 : PC 鋼線より線(KTB・引張型 SC アンカー)K5 相当品
- ・すべり面角度 :  $\theta=21.36^\circ$
- ・すべり面の内部摩擦角 :  $\phi=40.652^\circ$  ( $\tan \phi=0.85868$ )
- ・アンカー周面摩擦抵抗 :  $\tau=0.6\text{N/mm}^2$  (風化岩相当)
- ・地盤の許容支持力度 :  $qa=300\text{kN/m}^2$

③検討仕様

- ・アンカー打設段数 :  $n=8$  段
- ・アンカー水平間隔 :  $m=4.0\text{m}$  とする。(受圧版形状より決定)
- ・アンカー打設角度 :  $\alpha=35^\circ$  とする。

1) 検討結果

①アンカー工

アンカー工の検討結果は、別紙 5, 5.1, 7, 3「(2)地すべり防止対策工検討書」に示す。  
 検討結果は、下表に示すとおりである。

表 1.6.ウ-11 アンカー工検討結果

アンカー傾角 $\alpha^\circ$	設計アンカー力 Td (kN/本)	tendon 規格	見かけ周長 U (mm)	削孔径 $d_A$ (mm)	アンカー体長 (m)		
					l <sub>sa</sub>	l <sub>a</sub>	l <sub>a</sub>
35.0	606.9	$\phi 12.7-6$	—	115	3.07	7.04	7.50

②受圧版工

受圧版工の検討結果を以下に示す。

表 1.6.ウ-12 受圧版工検討結果

	項目	記号	単位	数値
計算条件	設計アンカー力	Td	kN/本	609.9
	地盤の許容支持力	qa	kN/m <sup>2</sup>	300.0
計算結果	受圧版タイプ	—	—	クロス
	規格	—	—	HC250-45
	許容アンカー力	Ta	kN/本	708.0
	受圧面積	A	m <sup>2</sup>	2.168
	重量	W	kg	2100.0
	標準寸法 (縦×横×最大厚)	—	m	2.40×2.40×0.45

- ・設計アンカー力の照査

$$Td=609.9\text{ (kN/本)} \leq 708.0\text{ (kN/本)} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- ・地盤支持力の照査

$$q = Td/A = 609.9/2.168 = 282\text{ (kN/m}^2) \leq qa = 300\text{ (kN/m}^2) \dots\dots \text{OK}$$

したがって、PC フレーム クロス「HC250-45」を採用する。



### ⑥付替河川（立板川）

当該河川（普）立板川）は、未整備の自然溪流として当該事業計画地内を流下している。

この度の事業計画（開発行為）に伴い、河川改修を行い管理された河川施設として、地域住民が安心して生活できる安全性を持ち、その状況が長期間にわたり維持できる十分な強度等を有する耐久性機能を果たせるように、河川構造物の計画設計を以下に行う。

#### ア. ルート・流域

下図に示すルート及び流域区分に基づく。（別紙 5, 5. 1, 7. 4, (4)付替河川流量計算書参照。）

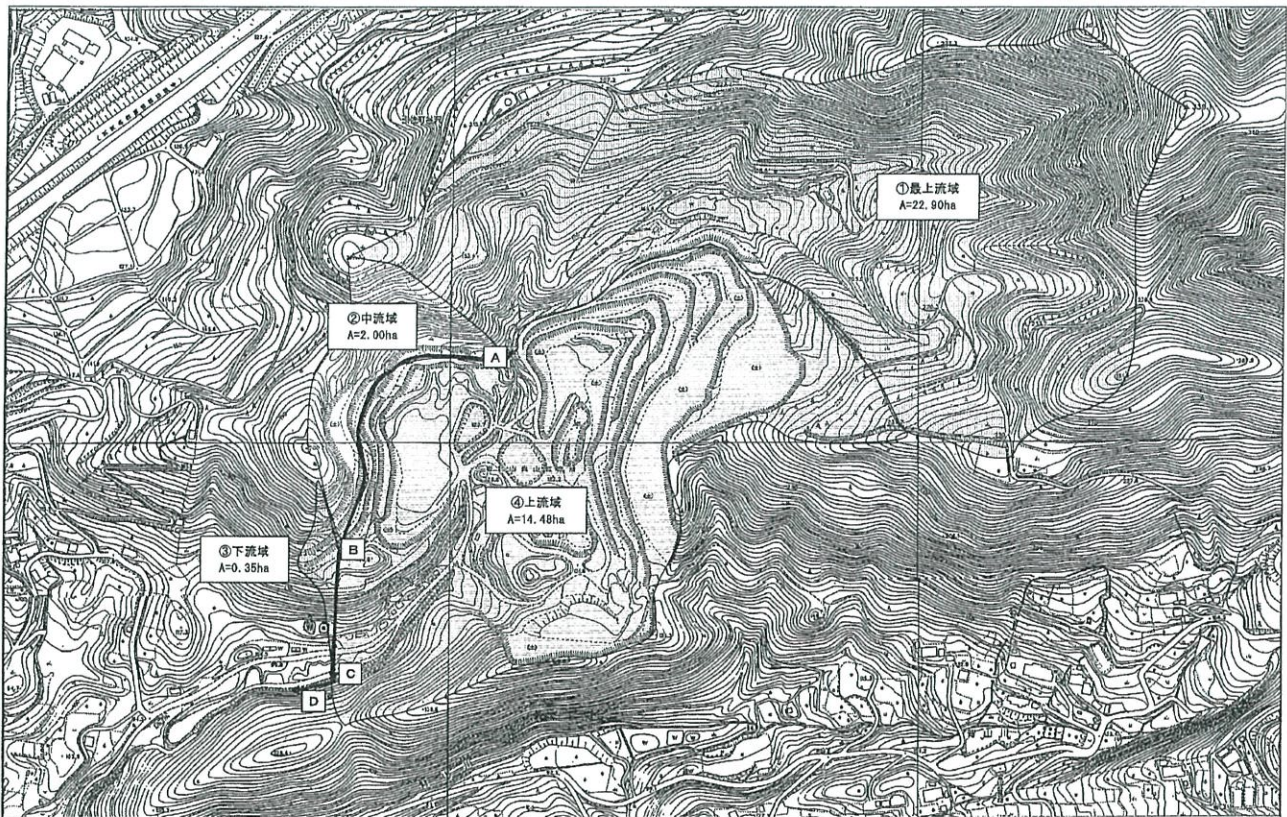


図 1. 6. ウ-9 立板川の集水区域

測点	流域	面積
A	①	22. 90ha
B	①+②	24. 90ha
C	①+②+③	25. 25ha
D	全域	39. 73ha

#### イ. 計画高水流量

計画高水流量は以下に示す合理式により、基準点を始点(A)から洪水調整池排水合流後(D)までの4地点に設定して求める。

$$\text{算定式 } Q = \frac{1}{360} \times f \times r \times A \times (1 + \alpha)$$

ここで、Q：計画高水流量 (m<sup>3</sup>/s)

f：流出係数（開発地 0. 9、未開発地 0. 6：林地開発許可審査基準より）

r：設計降雨強度（127 mm/hr：10年確率、" "）

A：集水区域（A点=22. 90ha、B点=24. 90ha、C点=25. 25ha、D点=39. 73ha）

α：土砂混入率（考慮しない）



(計算結果) 表 1.6.ウ-13 区間毎の計画高水流量

基準点	計画高水流量
A点(始点)	4.847 m <sup>3</sup> /s
B点(中間点)	5.271 m <sup>3</sup> /s
C点(合流前)	5.345 m <sup>3</sup> /s
D点(合流後)	9.942 m <sup>3</sup> /s

ウ. 河川断面・構造

河川(流路)断面は、計画高水流量を安全に流下させうる断面とし、併せて河川の維持管理、自然環境の保全及び土地利用計画を考慮した形状とする必要がある。

a. 算定式

i. 流速の算定

$$\text{算定式 } V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

ここで、V：流速(4m/s以下)

n：粗度係数(0.015、現場打ちコンクリート)

R：径深＝流水断面積÷潤辺長

I：河床勾配

ii. 断面の算定

河川断面は、計画高水流量が小さいため単断面とする。また、地形が急峻である事。及び土地利用の制約から法勾配を確保することが困難なため、直壁護岸となるコンクリート三面張りとする。また、直壁とすることで、施工性・経済性・品質管理(構造寸法の精度確保)に優れ、曲線部に如実にその効果が反映される。

iii. 縦断形状及び水深

縦断形状及び水深は、急流河川の一般的な平均流速 4.0m/s 以下となるように、河床勾配を設定する。

iv. 余裕高

一般的な河川護岸の余裕高設定基準となる計画高水流量に比べて、当該河川の計画高水流量が極めて少なく、また河道がコンクリート三面張りで水面変動が少ないことを考慮し、流路工の余裕高設定に採用する計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比(ΔH/H)より、下表のとおり計画する。

表 1.6.ウ-14 計画河床勾配と余裕高比

勾配	～1/10	1/10～1/30	1/30～1/50	1/50～1/70	1/70～1/100	1/100～1/200
ΔH/H 値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10



v. 基本構造

計画河道の基本構造及び設定基準は、「直壁護岸」、「コンクリート三面張り」、「流速 4.0m/s 以下」、「河床厚 0.3m」とする。

b. 彎曲部の形状

検討すべき彎曲箇所は、既存河川との接続部付近となる洪水調整池コンクリート堰堤下流部であり、接続前の護岸を湾曲する。

曲率半径(R)と河幅(B)の比は、最低でも5以上( $R/B \geq 5$ )とすることから、河幅は1.7mであり、彎曲部の曲率半径及び彎曲度を以下のとおり設定する。

$$R/B=10/1.7=5.882 \geq 5 \quad \dots \cdot 0.K$$

よって、曲率半径(R)を10mとする。

c. 管理用道路

河幅が5m未満の場合における管理用道路幅として、左右岸に1mの管理用道路を設置する。

d. 落差対策

設定河床勾配とするために、河床部に落差(段差)を計画する。

床固め工を用いた落差工の設置には、土地利用及び用地敷地の関係から望ましくないため、河道(流路)内に段差を設けた階段構造を採用する。

階段による段差(落差)については、「浜松市開発許可指導基準」による“階段落差 0.6m 以内とする。”に準拠する。

次項に流量計算書を添付する。

e. 断面算定(流量計算書)

立板川(沢)流量計算書

適用基準: 「浜松市林地開発許可審査基準」を採用する。

雨水流出量  $Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A \cdot (1 + \alpha)$

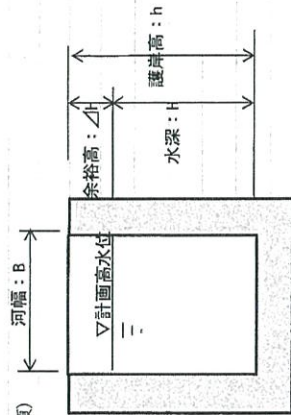
排水施設流量

$Q = A \cdot V \cdot (m^3/s) \cdot V = 1/n \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \cdot (m/s)$  (マンニング公式)

Q: 流量 (m <sup>3</sup> /s)	A: 流水断面積 (m <sup>2</sup> )	現場施工	コンクリート	粗度係数(n)	0.013~0.018	0.015	○
f: 平均流出係数	開発地は0.9、未開発地は0.6とする。	工場製品	連心力鉄筋パイプ管	コンクリート管	0.011~0.014	0.013	
r: 雨量強度 (mm/hr)	A: 集水面積 (ha)	コンクリート管	ニルゲートフリューム	ニルゲートフリューム	0.012~0.016	0.014	
A: 集水面積 (ha)	設計降雨強度 (10年確率、西部)、到達時間 127 mm/h	R: 径深 (m)	R = A/P		0.016~0.025	0.021	
α: 土砂混入率	(考慮しない。)	P: 潤辺 (m)					

水路番号	下流水路番号	雨水流出量		設計雨量強度 (mm/hr)	平均流出係数	計画高水流量 (m <sup>3</sup> /s)	河川断面の設定 (護岸壁勾配は1:0.3に設定)				排水施設流量				備考	流水断面積 A	潤辺 P			
		集水面積 (ha)	流出係数				河幅(B) (W)	水面幅(b)	開口幅 (W)	水深 (H)	護岸高 (h)	余裕高 (∠H)	比 ∠H/h	勾配				流速 (m/s)	流量 (m <sup>3</sup> /s)	粗度係数
	始点: A (開渠)						河幅(B) (W)	水面幅(b)	開口幅 (W)	水深 (H)	護岸高 (h)	余裕高 (∠H)	比 ∠H/h							
	①上流域	22.90	22.90	127	0.600	4.847	1.500		1.500	1.200	1.500	0.300	0.250	0.005	2.815	5.068	0.015	1.045	1.800	3.900
	中間点: B (U型水路)	2.00	2.00	127	0.600	5.271	1.500		1.500	1.200	1.500	0.300	0.250	0.006	3.084	5.551	0.015	1.053	1.800	3.900
	①+②+③ (合流前)	0.35	0.35	127	0.600	5.345	1.700		1.700	1.200	1.700	0.500	0.417	0.005	2.960	6.038	0.015	1.130	2.040	4.100
	終点: C (合流後)	14.48	14.48	127	0.709	9.942	4.000		4.000	0.900	2.000	1.100	1.222	0.005	3.430	10.044	0.015	1.010	3.600	5.800

(特記事項)



区間	形式	材質	河幅: B	護岸高	河床勾配
始点: A点	呑み口	床固め工	1.500	1.500	0.5%
A点~B点	開渠	現場打ちCo三面張り	1.500	1.500	0.6%
B点~C点	横断暗渠	Box-C	1.700	1.700	0.5%
終点: D	開渠	現場打ちCo三面張り	1.700	1.700	0.5%
	接続護岸	現場打ちCo三面張り	4.000	2.000	0.5%