

# 第1回 松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

日時：令和6年7月29日（月）

9：30～12：00

場所：愛媛県議会議事堂4階  
農林水産建設委員会室

## 議事次第

1. 開会
2. 挨拶 愛媛県土木部長
3. 委員紹介
4. 委員長・副委員長の選任

## 議事

5. 被害状況の説明
  - (1) 愛媛県
  - (2) 松山市
6. 現地確認
  - (1) 斜面下部における被災状況の確認
  - (2) 斜面上部における被災状況の確認
7. 今後の対応等協議
8. 閉会

(目的)

第1条 令和6年7月の松山市緑町における土砂災害の発生メカニズムの解明や再発防止に向けた検討を行うため、松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会(以下「委員会」という。)を設置する。

(所掌事務)

第2条 委員会では次に掲げる事項を処理する。

- (1) 令和6年7月の松山市緑町における土砂災害の発生メカニズムの解明に関すること。
- (2) 同様の土砂災害の再発防止に向けた検討に関すること。
- (3) その他必要な事項

(組織)

第3条 委員会は別表に掲げる委員をもって組織する。

- 2 委員への就任については知事が委嘱する。
- 3 委員のうち、関係行政機関の職員のうちから委嘱された委員が出席できないときは、その命じた者を出席させることができる。

(委員長及び副委員長)

第4条 委員会に委員長及び副委員長を置き、委員の互選により定める。

- 2 委員長は委員会を代表し、会務を総理する。
- 3 副委員長は委員長を補佐し、委員長に事故があるときはその職務を代行する。

(会議)

第5条 委員会の会議は、委員長が招集し、委員長が議長となる。

- 2 委員長は、必要に応じて、関係者の出席を求め、意見を聴くことができる。

(解散)

第6条 委員会は、その任務が達成された時に解散する。

(事務局)

第7条 委員会の事務を処理するため、愛媛県土木部河川港湾局砂防課に事務局を置く。

(雑則)

第8条 この要綱に定めるもののほか、委員会の運営に関し必要な事項は、委員長が定める。

附 則

この要綱は、令和6年7月17日から施行する。

(別表)

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会 委員

種 別	所 属	氏 名	備 考
学識経験者	愛媛大学	木下 尚樹	工学部准教授（地盤工学専攻）
	愛媛大学	高橋 治郎	名誉教授（地質学専攻）
	愛媛大学	森脇 亮	工学部教授 （社会基盤（防災全般））
行政関係者	国土交通省	鈴木 啓介	国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部砂防研究室長
	国土交通省	戸田 崇	四国地方整備局建政部都市調整官
	国土交通省	菊地 志郎	四国地方整備局 松山河川国道事務所長
	愛媛県	洲之内 聖二	土木部河川港湾局砂防課長
	愛媛県	八木 裕紀	土木部道路都市局都市整備課長
	愛媛県	渡部 真司	教育委員会管理部文化財保護課長
	松山市	渡邊 裕二	開発建築部市街地整備課長
	松山市	直野 慎平	都市整備部道路河川整備課 盛土・がけ対策担当課長

※学識経験者は五十音順

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会  
第1回委員会資料（愛媛県）

令和6年7月29日

# 目次

## 被災概要

- |          |    |
|----------|----|
| (1) 災害概要 | P2 |
| (2) 報道記事 | P3 |
| (3) 降雨記録 | P4 |
| (4) 被災状況 | P5 |

## ドローン映像

測量結果及び現地踏査結果を3D映像にて再現

- |                  |     |
|------------------|-----|
| (5) 地形・地質        | P8  |
| (6) 土砂災害警戒区域等の範囲 | P9  |
| (7) 史跡指定図        | P10 |
| (8) 土砂災害の事象      | P11 |

# 被災概要

## (1) 災害概要

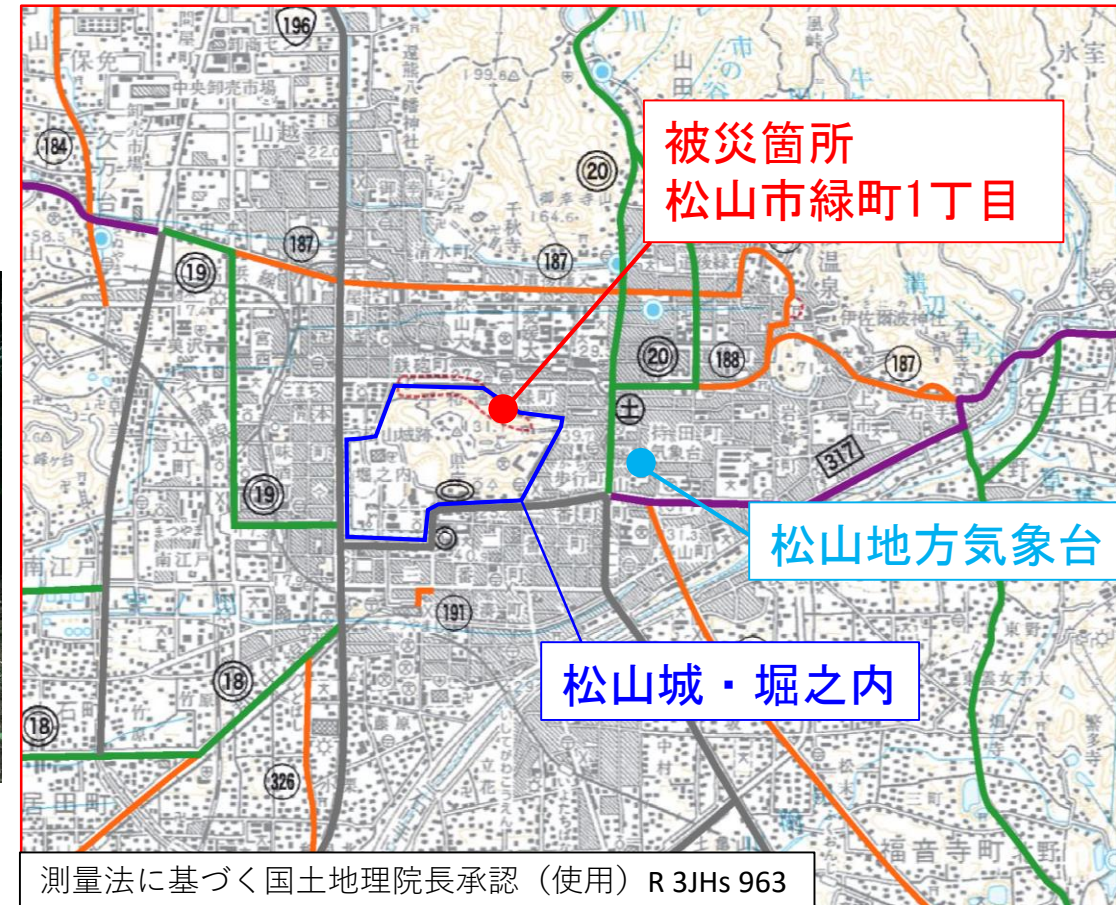
日時：7月12日早朝

気象：梅雨前線豪雨(最大24時間降水量155.5mm)

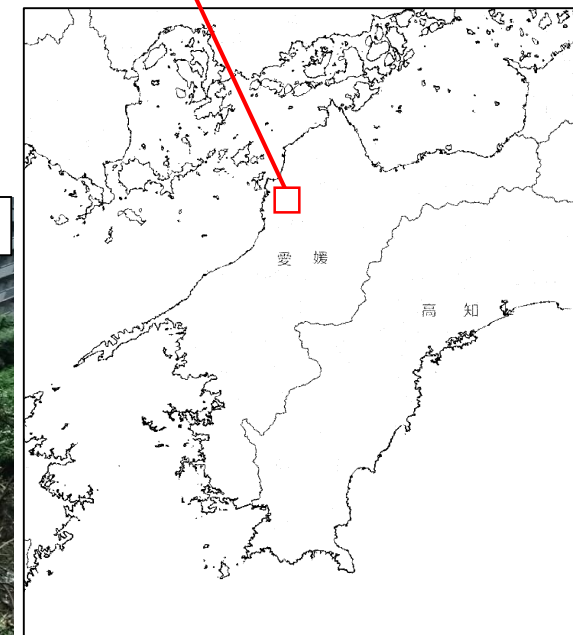
崩壊発生：7月12日午前3時49分、松山城の北東側斜面の崩壊が発生したとの119番通報

場所：愛媛県松山市緑町1丁目

被害状況：死者3名、  
住宅被害  
(全壊3棟、  
一部損壊12棟)  
非住家(全壊1棟、  
半壊1棟)



位置図



(2) 報道記事

令和6年7月13日朝刊  
愛媛新聞 1面記事を引用

令和6年7月13日朝刊  
愛媛新聞 1面記事を引用

- ・7月12日に土砂崩れ発生
- ・住家が倒壊し、3人が安否不明
- ・警戒レベル5が発令され近隣住民が避難

- ・3回にわたって土砂崩壊が発生(2回目 4時45分頃、3回目 4時50分頃)  
※救出活動に従事した松山市消防局に確認

令和6年7月13日朝刊  
愛媛新聞社提供

# 被災概要

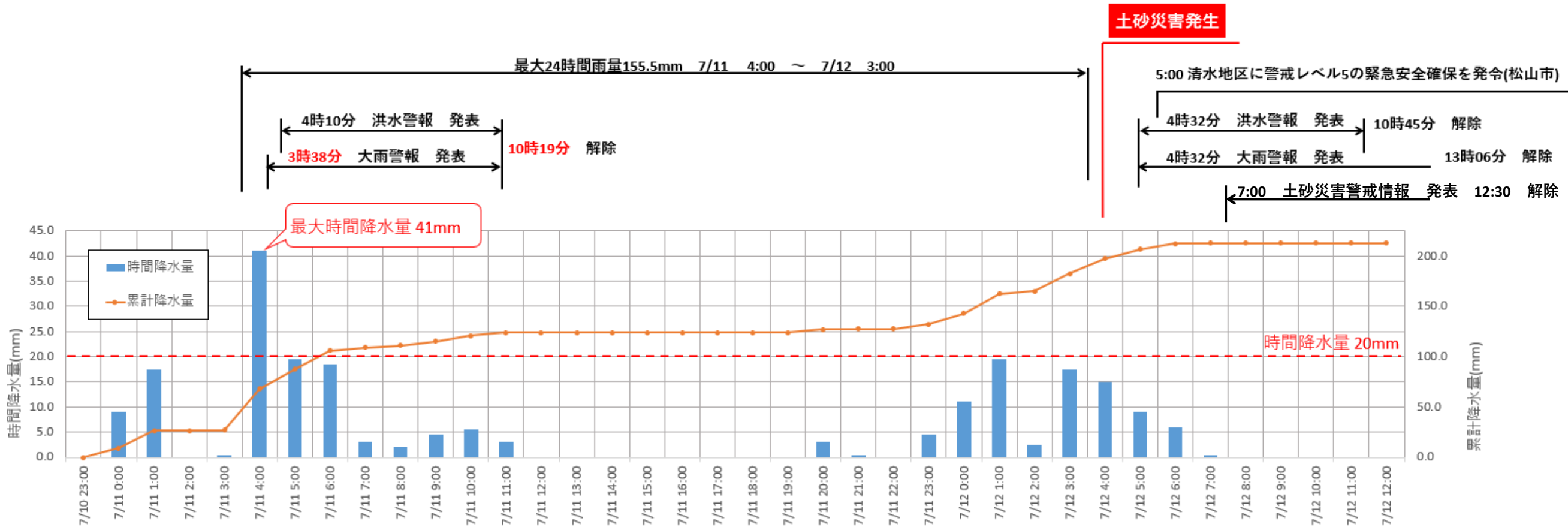
## (3) 降雨記録

地上雨量計(松山地方気象台)のハイエトグラフを下記に示した。  
 最大時間降水量のピークは7月11日3時～4時で、41mmである。

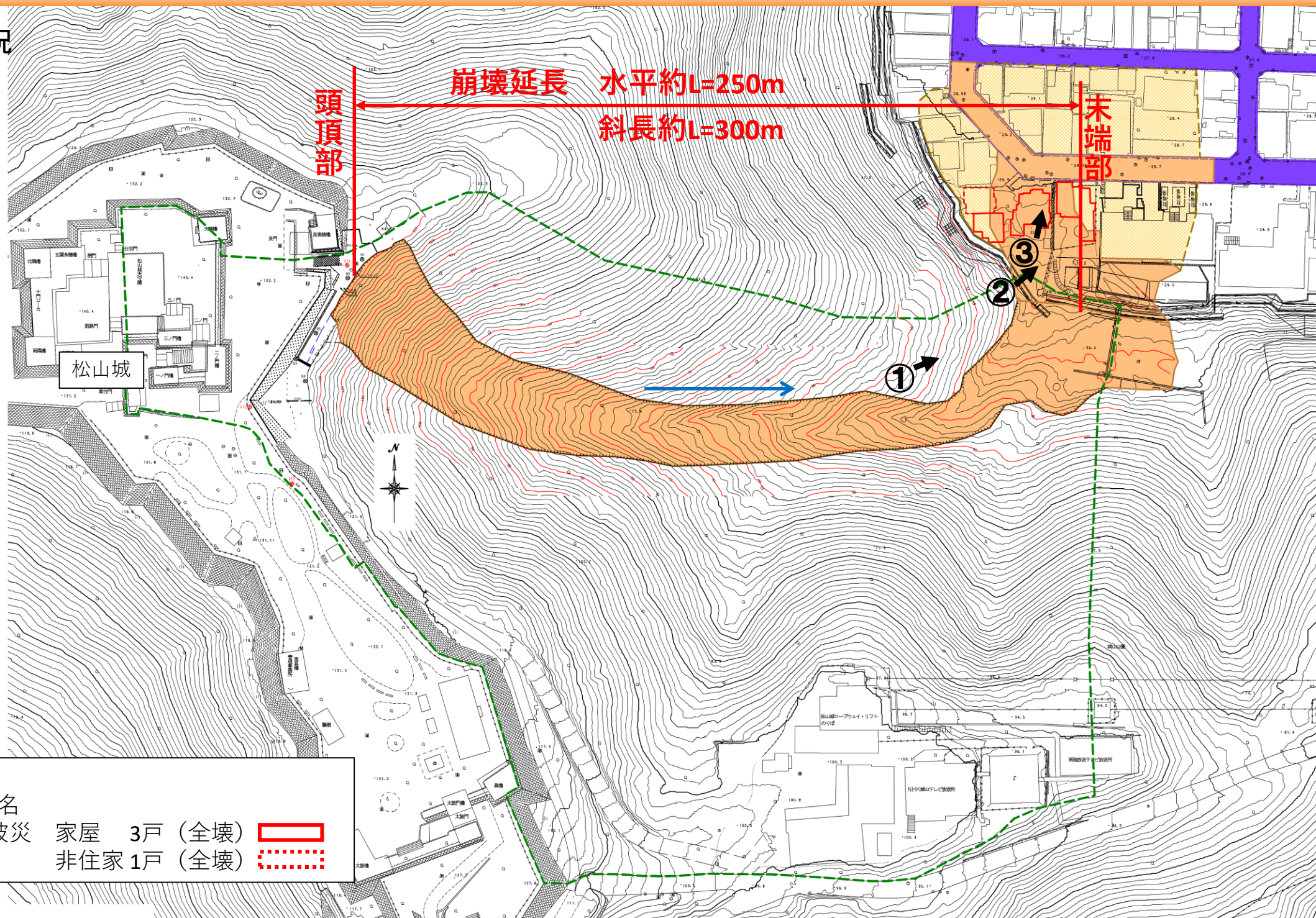
項目	降水量(mm)	観測された期間
総降水量	213.0	7月10日24時～7月12日7時
最大時間降水量	41.0	7月11日3時～7月11日4時
最大24時間降水量	155.5	7月11日4時～7月12日3時

月間平年値(松山)	降水量(mm)	統計期間
7月	223.5	1991～2020

項目	発表時間	解除時間
大雨洪水警報 (松山市)	大雨 7月11日 3時38分	大雨 7月11日 10時19分
	洪水 7月11日 4時10分	洪水 7月11日 10時19分
	大雨 7月12日 4時32分	大雨 7月12日 13時06分
	洪水 7月12日 4時32分	洪水 7月12日 10時45分
土砂災害警戒情報	7月12日 7時00分	7月12日 12時30分



(4) 被災状況



【被災状況】

- ・ 人的被害 死者3名
- ・ 土砂流入による被災
  - 家屋 3戸 (全壊)
  - 非住家 1戸 (全壊)

凡例

<span style="border: 1px solid purple; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	市道
<span style="border: 1px solid red; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	家屋 (全壊)
<span style="border: 1px dashed red; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	非住家 (全壊)
<span style="border-bottom: 1px dashed green; display: inline-block; width: 15px;"></span>	流域界
<span style="background-color: orange; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	土砂崩壊流出範囲
<span style="background-color: orange; border: 1px dotted orange; display: inline-block; width: 15px; height: 10px;"></span>	土砂流出影響範囲





令和6年7月12日  
愛媛県撮影

作製：愛媛県土木部



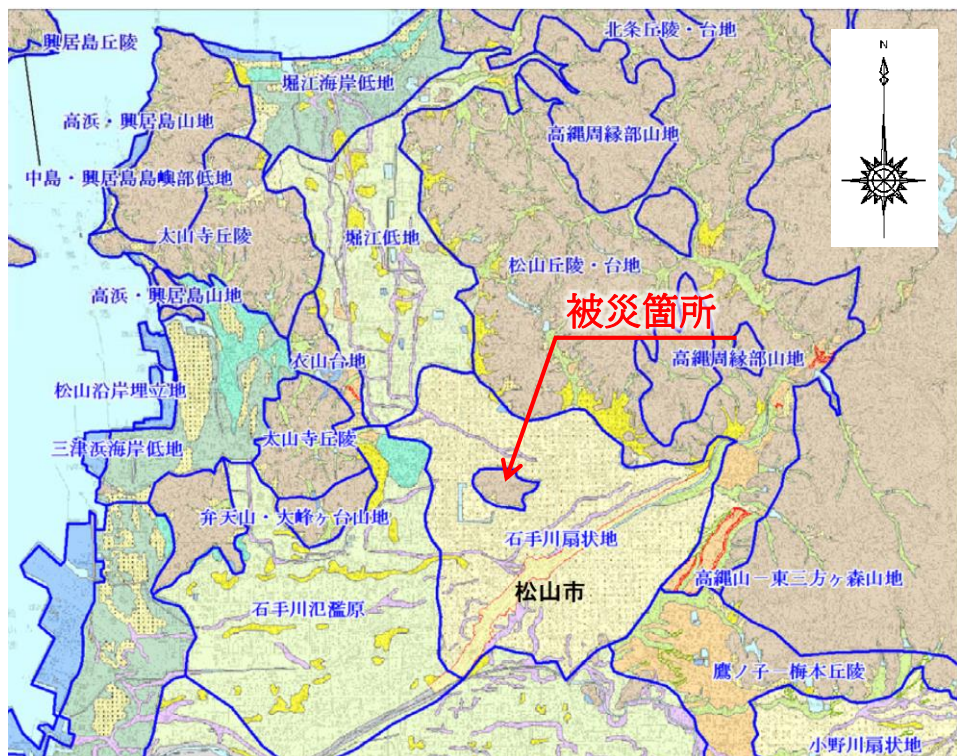
凡 例  
青色が強調される範囲：土砂が崩れた範囲

※ 元地盤は林野庁LPデータ使用  
(承認番号：令和元年7月22日元林整治第246号)

(5) 地形・地質

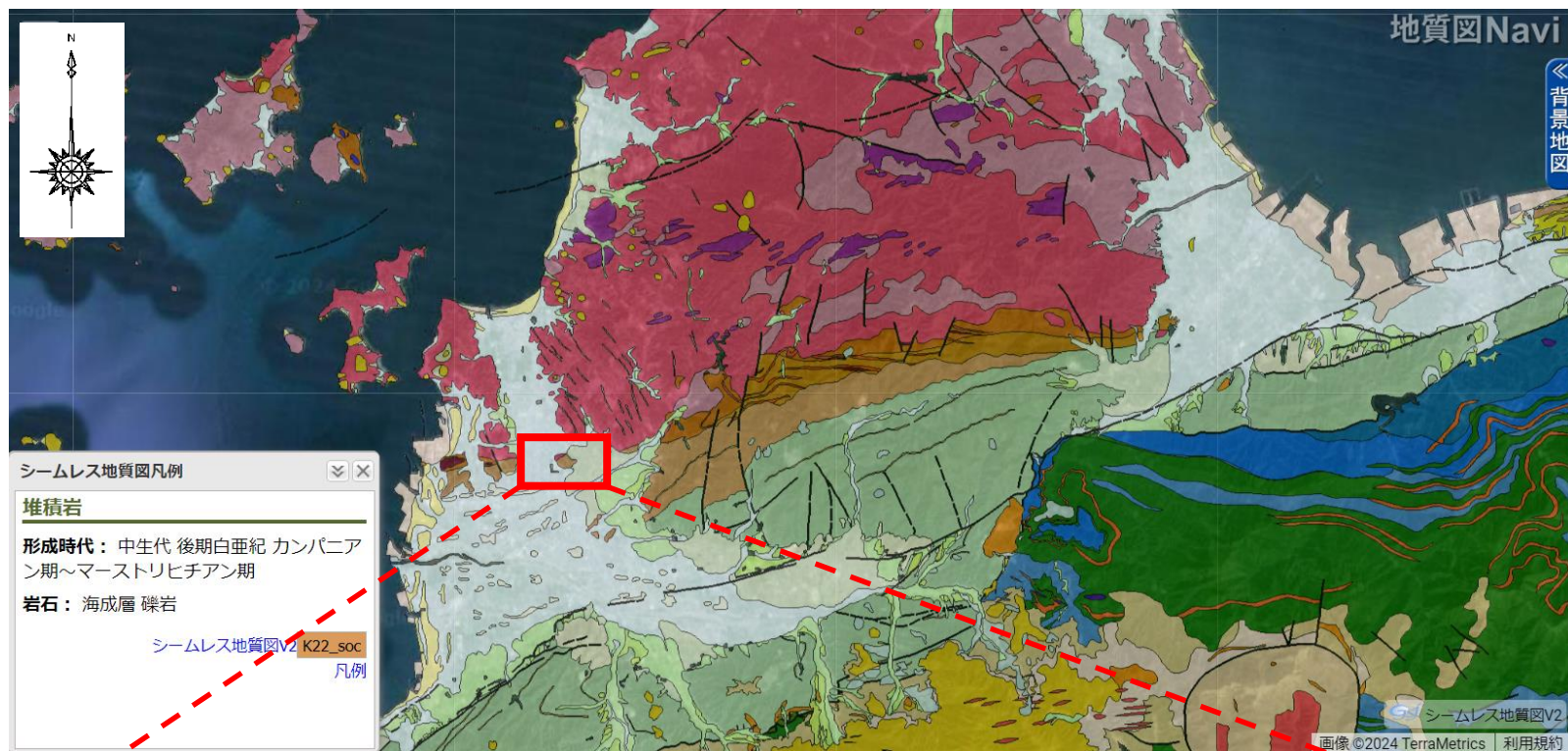
被災地の地形は、石手川扇状地に位置する分離独立丘陵である。

地質は、和泉層群の堆積岩（砂岩）である。

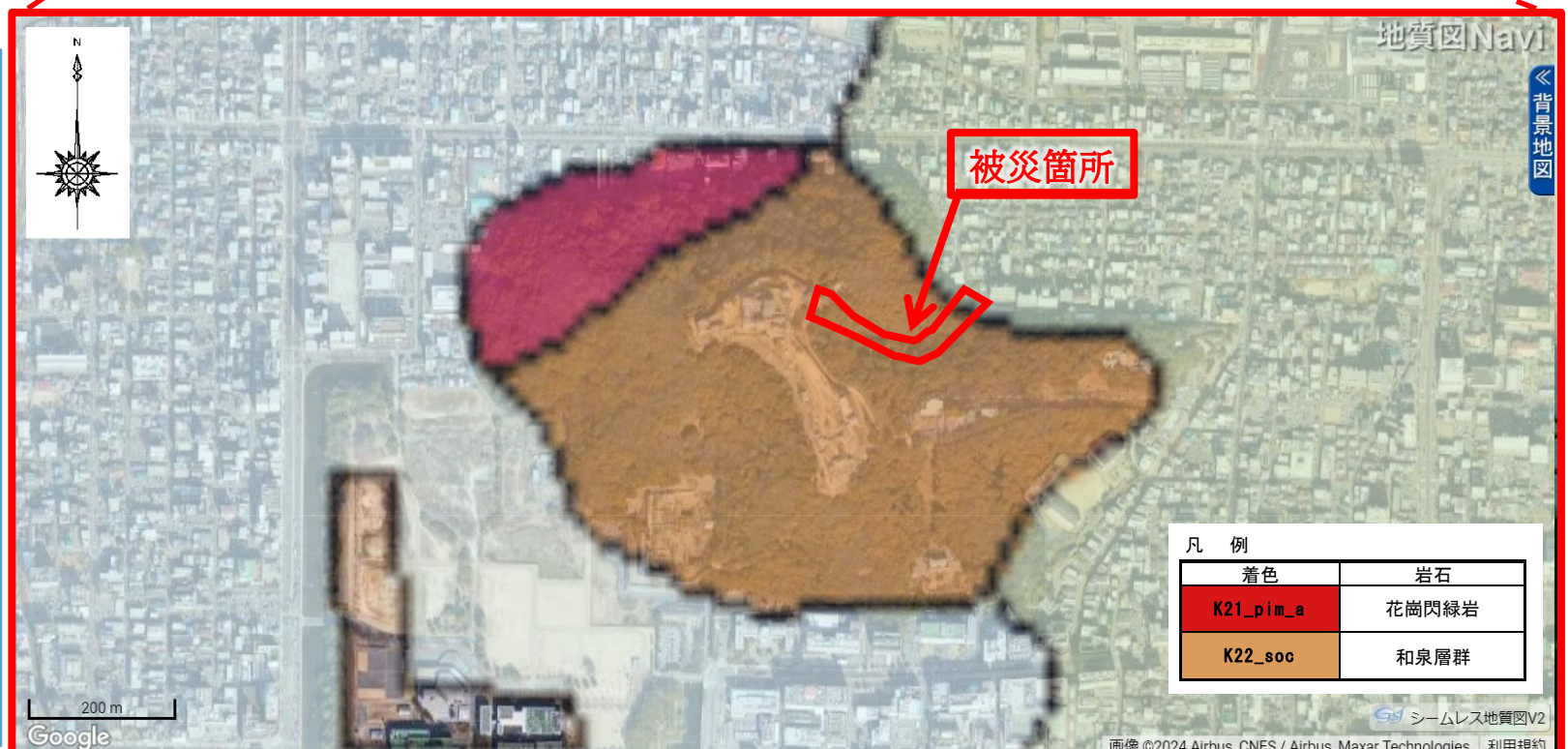


松山地域の自然地形分類図

国立研究開発法人 産業技術総合研究所：20万分の1日本シームレス地質図



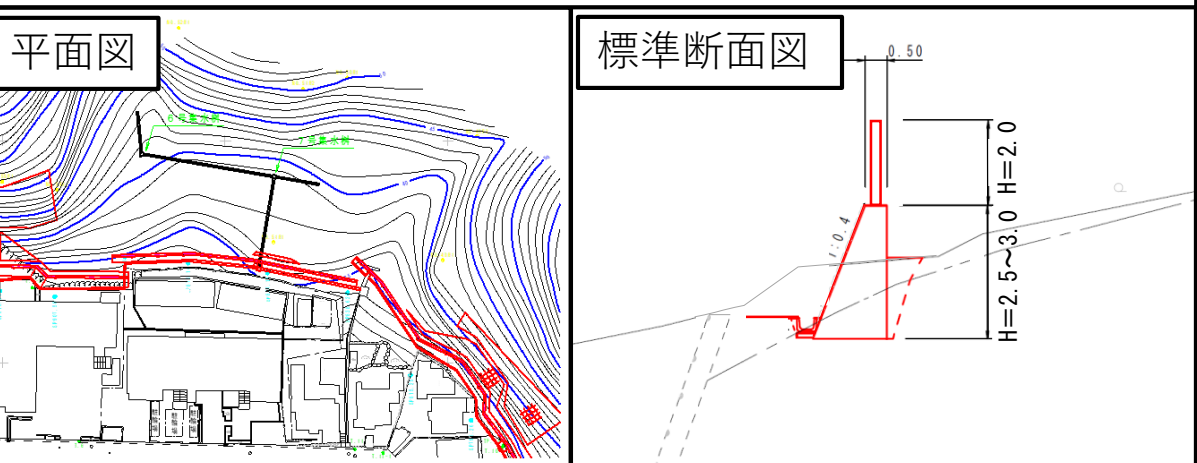
拡大図



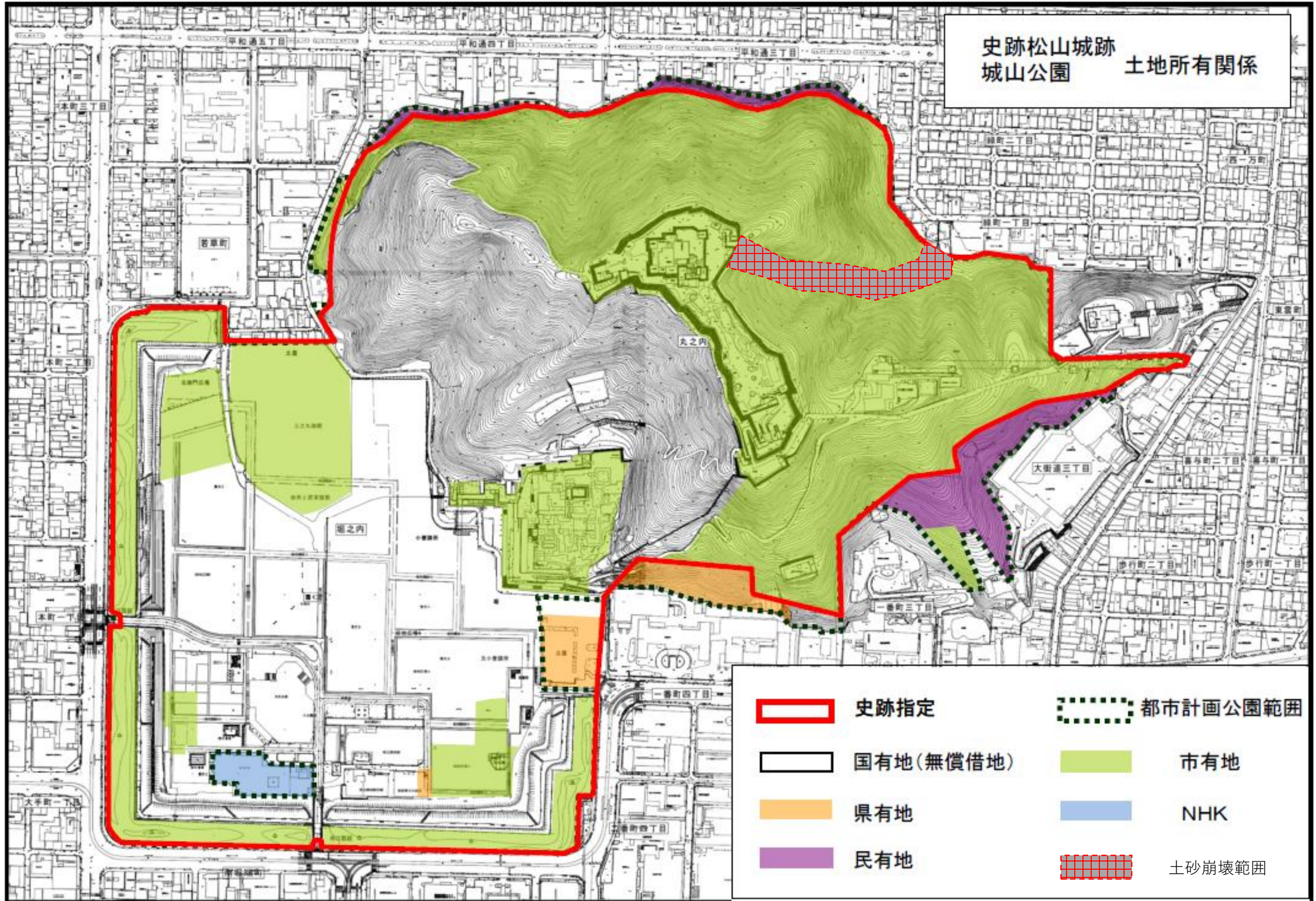
(6) 土砂災害警戒区域等の範囲



平成15～17年に施工済みの急傾斜地崩壊防止施設



(7) 史跡指定図



(8) 土砂災害の事象

	土砂災害で確認された事象
土砂災害の発生	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 7月12日3：49土砂災害発生の119番通報がある。</li> <li>・ 最大時間降水量41mmを記録した7月11日4：00の約1日後に発生。</li> <li>・ 3回にわたって土砂崩壊が発生した。</li> </ul>
気象	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 総降水量は213mm(松山)。最大24時間降水量は155.5mm。</li> <li>・ 大雨警報は、土砂災害が発生した時間には発表されていない。</li> </ul>
地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 松山城城山は、石手川扇状地に位置する分離独立丘陵である。</li> <li>・ 北東向きの斜面で、崩壊後の斜面勾配は最上部で41度、下部で16度。</li> <li>・ 崩壊した谷筋以外からも降雨が集中しやすい地形であった。</li> </ul>
地質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基盤の地質は和泉層群の砂岩からなる。</li> <li>・ 傾斜角は受け盤とみられる。</li> </ul>
植生 (出展：城山公園第2期整備基本計画)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 城山の山林は、愛媛県天然記念物「松山城山樹叢(しろやまじゅそう)」に指定されており、常緑広葉樹、落葉広葉樹及び針葉樹、約200種で構成され、植生は温暖帯常緑広葉樹林(照葉樹林)である。</li> </ul>
土地利用	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 国指定史跡に指定されている。</li> <li>・ 城山の周囲には、家屋が立ち並ぶ。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 今回崩壊した斜面は、頭頂部で緊急車両用道路の災害復旧工事の準備が行われていた。</li> </ul>

# 松山城緊急車両用道路での これまでの対応について

令和 6 年 7 月 2 9 日 (月)

松山市役所 開発建築部 市街地整備課

# ①松山城緊急車両用道路の概要

至：ロープウェイ  
リフト乗り場

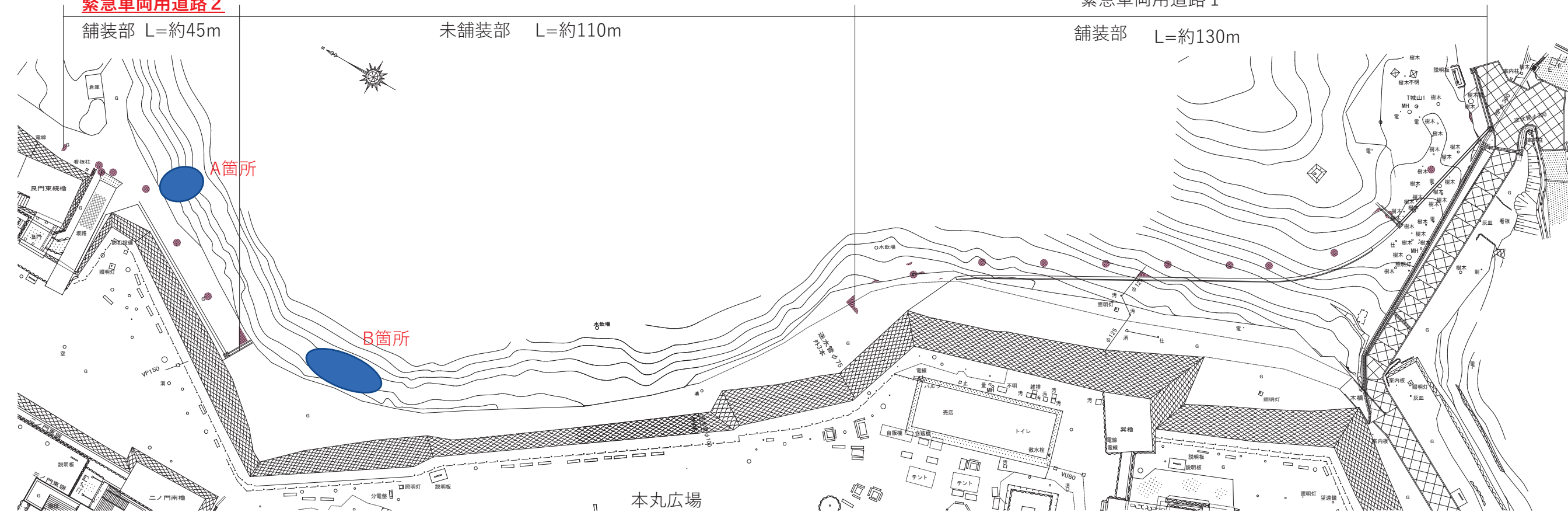
## 緊急車両用道路 2

舗装部 L=約45m

未舗装部 L=約110m

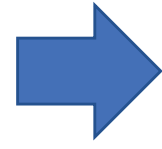
## 緊急車両用道路 1

舗装部 L=約130m



# ②緊急車両用道路 2 工事の流れ

- 平成26年9月29日～平成27年6月30日  
道路工事（写真1）



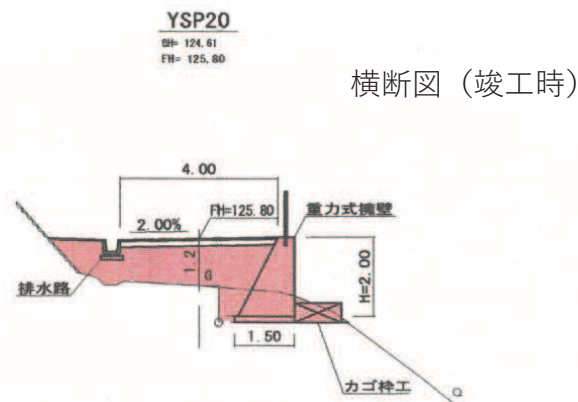
- 平成26年12月26日～平成30年2月23日  
電気配管、送水管の埋設工事（写真2）



※擁壁に軽微な傾きを確認したが、道路使用に支障は無いと判断

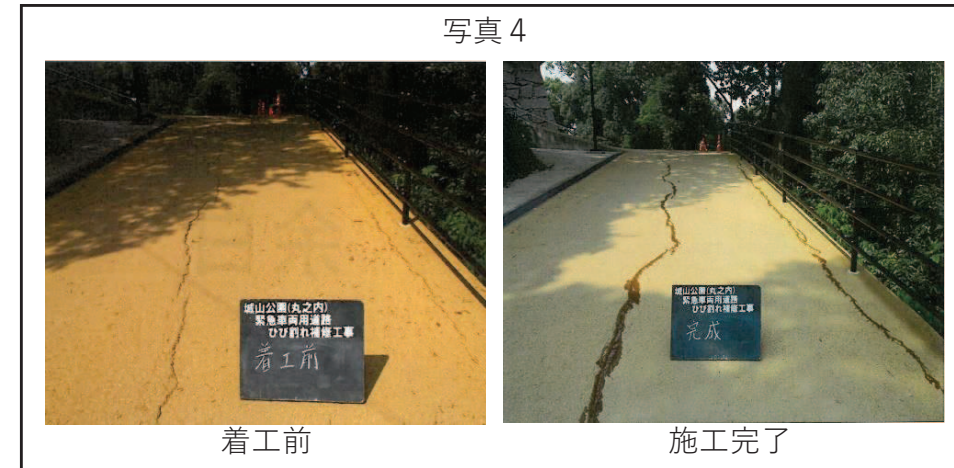


- 平成29年11月6日～平成30年3月2日  
舗装工事（写真3）



# ③平成30年7月豪雨

- 平成30年7月19日～7月30日  
ひび割れ補修工事  
(ひび割れに充填材を注入) (写真4)



- 平成30年11月21日  
擁壁の傾きを市が計測

参考資料 1-1より

	H29							H30		
	9月19日	9月29日	10月4日	10月11日	10月25日	10月31日	11月10日	3月29日	11月21日	
①	31mm	31mm	31mm	31mm	31.3mm	32mm	31.5mm	32mm	38.5mm	7.5mm
	86°	86°	86°	86°	86.1°	86°	86°	86°	86°	
②	52mm	53mm	53mm	53mm	53mm	53mm	53mm	53.5mm	61mm	7.5mm
	86°	86.2°	86.2°	86.2°	86.3°	86.3°	86.3°	86.3°	85.7°	
③	51mm	51mm	51mm	51.2mm	51.5mm	51mm	51.3mm	52mm	59.5mm	7.5mm
	86.5°	86.3°	86.2°	86.2°	86.3°	86.3°	86.3°	86.3°	86.2°	
④	53mm	53.5mm	53.8mm	53.5mm	53.5mm	53.8mm	53.8mm	54mm	62mm	8.0mm
	86.2°	86.1°	86.1°	86.2°	86.1°	86.1°	86.2°	86°	86°	
⑤	51mm	50.5mm	51mm	51mm	51.5mm	51mm	51mm	51mm	58.5mm	7.5mm
	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	85.8°	
⑥	49.5mm	49.5mm	49.5mm	49mm	49.5mm	49.5mm	49.5mm	49mm	58mm	9mm
	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86.8°	86°	
⑦	45mm	44.5mm	44.5mm	44.5mm	45mm	45mm	44.5mm	44.5mm	54mm	9.5mm
	87°	87°	87°	87°	87°	86.9°	87°	86.8°	86.3°	
⑧	24mm	24mm	23.5mm	23.5mm	24mm	24mm	24mm		27.5mm	3.5mm
	86.9°	87°	87°	86.8°	87°	86.9°	86.8°	87°	86.5°	

エラス横9cmのところを測定

# ④令和5年7月大雨

- ・ 令和5年7月1日  
緑町の水路が腐葉土・落葉等で閉塞したため、市が撤去作業
- ・ 令和5年7月9日  
指定管理者が、市にA箇所で路肩法面部が崩壊、B箇所ではび割れ発生（写真5）
- ・ 令和5年7月10日  
市が、A・B箇所の被害状況と、緑町付近で斜面に異常が無いことを確認
- ・ 令和5年7月12日  
A・B箇所の被害拡大を防止するため、ブルーシートで応急対策実施（写真5）  
⇒今後のリスクを回避するため、A箇所の災害復旧と併せて、緊急車両用道路2の改良が必要と判断  
（緊急性は高くないため、通常の手続きで文化庁と協議を行う。）
- ・ 令和5年8月24日～令和6年2月20日  
緑町に流れた土砂流出経路を調査する業務を委託  
⇒調査範囲：雨水排水経路、排水断面を把握（写真6）
- ・ 令和5年10月2日～11月27日  
災害復旧工事的必要性を文化庁に説明する資料作成業務委託
- ・ 令和5年10月30日～令和6年3月13日  
災害復旧工事に伴う現地測量及び道路詳細設計

写真5



路肩崩壊（A箇所）



ひび割れ発生（B箇所）



応急対策完了（A箇所）



応急対策完了（B箇所）

写真6



緑町方向



城山方向

# ⑤令和6年7月大雨

・令和6年7月2日～7月9日

不安定化した擁壁や埋戻土を撤去し、ブルーシートで応急対策実施（写真7・図-1）

電気配管は、断線を回避するためワイヤーで保護

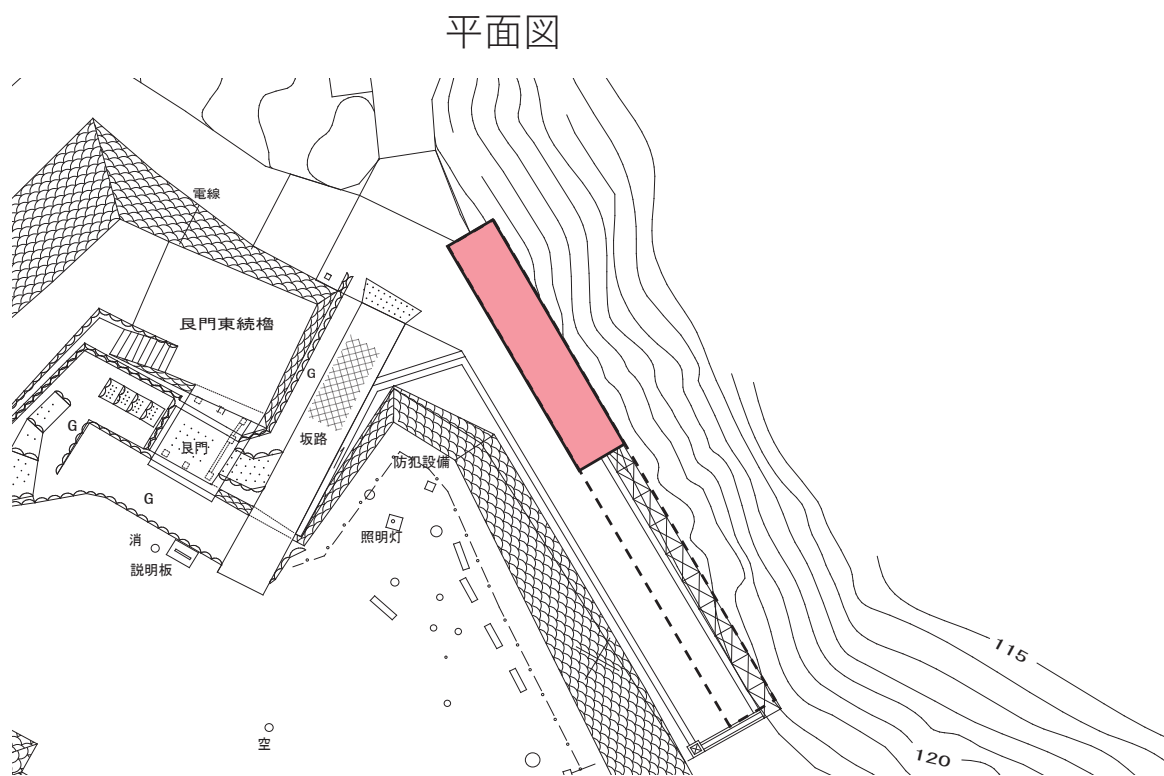
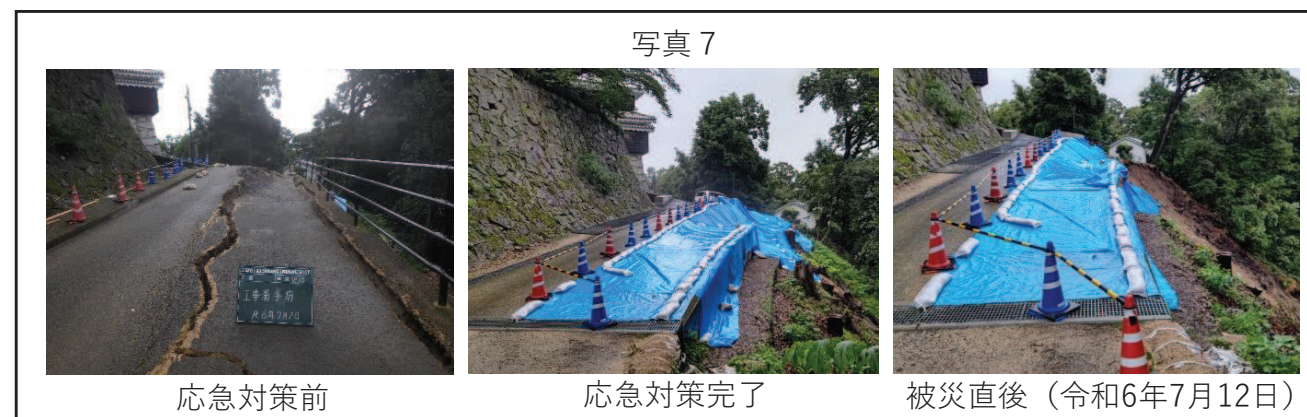
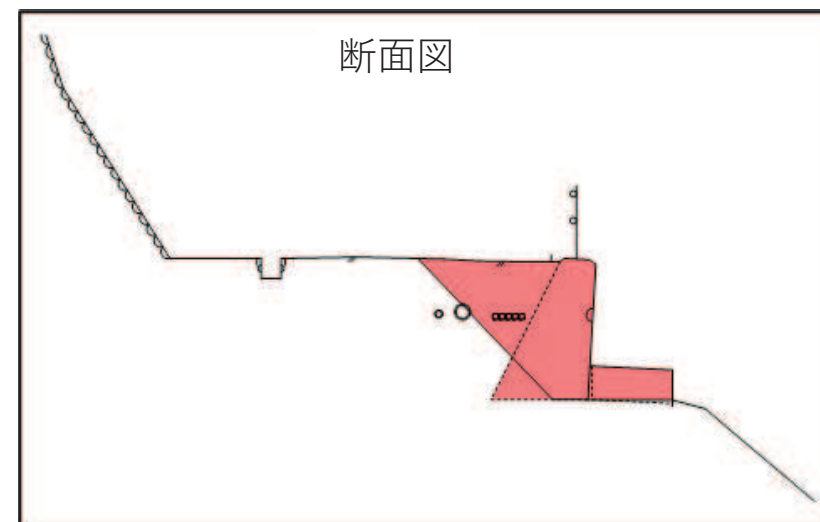


図-1 擁壁等撤去範囲



# 松山市緑町土木災害対策技術検討委員会

松山市役所開発建築部市街地整備課  
令和6年7月29日提出

- 1 緊急車両用道路2に関する時系列
- 2 緊急車両用道路2で実施した擁壁の傾き調査記録
- 3 緊急車両用道路2で実施された補修工事写真
  - 3-1 城山公園(丸之内)緊急車両用道路ひび割れ補修工事  
平成30年7月19日～平成30年7月30日
  - 3-2 城山公園(丸之内)園路補修工事  
平成30年11月28日～平成30年12月13日
  - 3-3 城山公園(丸之内)本丸東部緊急車両道舗装修繕工事  
令和元年10月29日～令和元年11月25日
- 4 緊急車両用道路2に関する指定管理者から松山市への報告履歴
  - 4-1 令和2年8月17日分
  - 4-2 令和5年7月10日分
- 5 R5.7.1 緑町で発生した冠水原因調査時の現場写真
- 6 城山公園(丸之内)災害復旧工事に伴う関係機関説明資料作成業務委託で実施した地質調査結果  
令和5年10月2日～令和5年11月27日
- 7 城山公園(丸之内)緊急車両用道路災害復旧工事に伴う測量設計業務委託  
令和5年10月30日～令和6年3月13日
- 8 R6.7.1 から実施した応急対応状況写真  
令和5年8月24日～令和5年12月26日
- 9 緊急車両用道路2に関連する工事図面
  - 9-1 平成27年6月30日完成 竣工図面
  - 9-2 平成30年3月2日完成 竣工図面
  - 9-3 令和6年度  
城山公園(丸之内)緊急車両用道路災害復旧工事 当初図面(未施工)

## 1 緊急車両用道路2に関する時系列

# 緊急車両用道路 2 時系列状況写真①



令和5年7月13日（松山市撮影）



令和5年9月20日（松山市撮影）

# 緊急車両用道路 2

# 時系列状況写真②



令和5年12月7日（測量設計時撮影）



令和6年6月10日（支障木伐採前撮影）

令和6年6月15日（支障木伐採後撮影）

# 緊急車両用道路 2

# 時系列状況写真③



令和6年6月22日（災害復旧工事時撮影）



令和6年7月2日（応急対応時撮影）

## 2 緊急車両用道路2で実施した擁壁の傾き調査記録

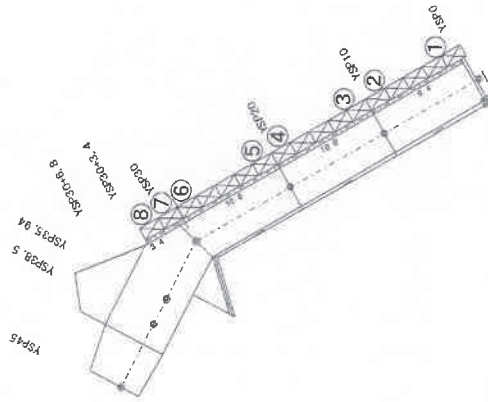
H29

H30

	9月19日	9月29日	10月4日	10月11日	10月25日	10月31日	11月10日	3月29日	11月21日
①	31mm 86°	31mm 86°	31mm 86°	31mm 86°	31.3mm 86.1°	32mm 86°	31.5mm 86°	32mm 86°	38.5mm 86°
②	52mm 86°	53mm 86.2°	53mm 86.2°	53mm 86.2°	53mm 86.3°	53mm 86.3°	53mm 86.3°	53.5mm 86.3°	61mm 85.7°
③	51mm 86.5°	51mm 86.3°	51mm 86.2°	51.2mm 86.2°	51.5mm 86.3°	51mm 86.3°	51.3mm 86.3°	52mm 86.3°	59.5mm 86.2°
④	53mm 86.2°	53.5mm 86.1°	53.8mm 86.1°	53.5mm 86.2°	53.5mm 86.1°	53.8mm 86.1°	53.8mm 86.2°	54mm 86°	62mm 86°
⑤	51mm 86.8°	50.5mm 86.8°	51mm 86.8°	51mm 86.8°	51.5mm 86.8°	51mm 86.8°	51mm 86.8°	51mm 86.5°	58.5mm 85.8°
⑥	49.5mm 86.8°	49.5mm 86.8°	49.5mm 86.8°	49mm 86.8°	49.5mm 86.8°	49.5mm 86.8°	49.5mm 86.8°	49mm 86.8°	58mm 86°
⑦	45mm 87°	44.5mm 87°	44.5mm 87°	44.5mm 87°	45mm 87°	45mm 86.9°	44.5mm 87°	44.5mm 86.8°	54mm 86.3°
⑧	24mm 86.9°	24mm 87°	23.5mm 87°	23.5mm 86.8°	24mm 87°	24mm 86.9°	24mm 86.8°	24mm 87°	27.5mm 86.5°

エラス横9cmのところを測定

Y路線 平面展開図







2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP10 (3)



2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP10 (3)

余白

2号擁壁たおれ測定  
測定状況

YSP30 (6)



2号擁壁たおれ測定  
測定状況

YSP30 (6)



余白



2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP10 (2)

<



2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP10 (2)

/

余白

2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP30 (5)



2号擁壁たおれ測定  
測定状況  
YSP30 (5)



余白

3 緊急車両用道路2で実施された補修工事写真

- 3-1 城山公園(丸之内)緊急車両用道路ひび割れ補修工事  
平成30年7月19日～平成30年7月30日  
※西日本豪雨発生時※

余白

余白

余白

着工前



着工前



着工前





完成



完成



完成

着工前



着工前



余白



完成



完成

余白

完成



完成



余白

3 緊急車両用道路2で実施された補修工事写真

3-2 城山公園(丸之内)園路補修工事

平成30年11月28日～平成30年12月13日



着工前



完成

着工前



完成





着工前



完成

着工前



完成



3 緊急車両用道路2で実施された補修工事写真

- 3-3 城山公園(丸之内)本丸東部緊急車両道舗装修繕工事  
令和元年10月29日～令和元年11月25日

着工前

1



着工前

2



着工前

3





完成 1



完成 2



完成 3

#### 4 緊急車両用道路2に関する指定管理者から松山市への報告履歴

##### 4-1 令和2年8月17日分

1. 長檜スロープ前道路の凹み

\*今月上旬の伐採作業時重機の重みで凹んだものではないかと思われま



(タイヤ幅がすっぽり入りうるぐらの深さ3~4cmの緩やかな凹みです)

2. 乾檜北側周回道における伐採作業における通路の凹み

\*近日、馬具にて凹みある所は埋めて均しておきます。



4 緊急車両用道路2に関する指定管理者から松山市への報告履歴

4-2 令和5年7月10日分

施設平面図② (緊急道)



● 地滑り発生箇所

二層の瓦葺き方が残る石垣

# 現況写真



場所

緊急道 良門スロープ付近



き損状況①

地滑り発生(30m程)

上から撮影



き損状況②

斜めから撮影



壁と地面に隙間ができ始めている

## 現況写真



場所

緊急道

下記写真拡大



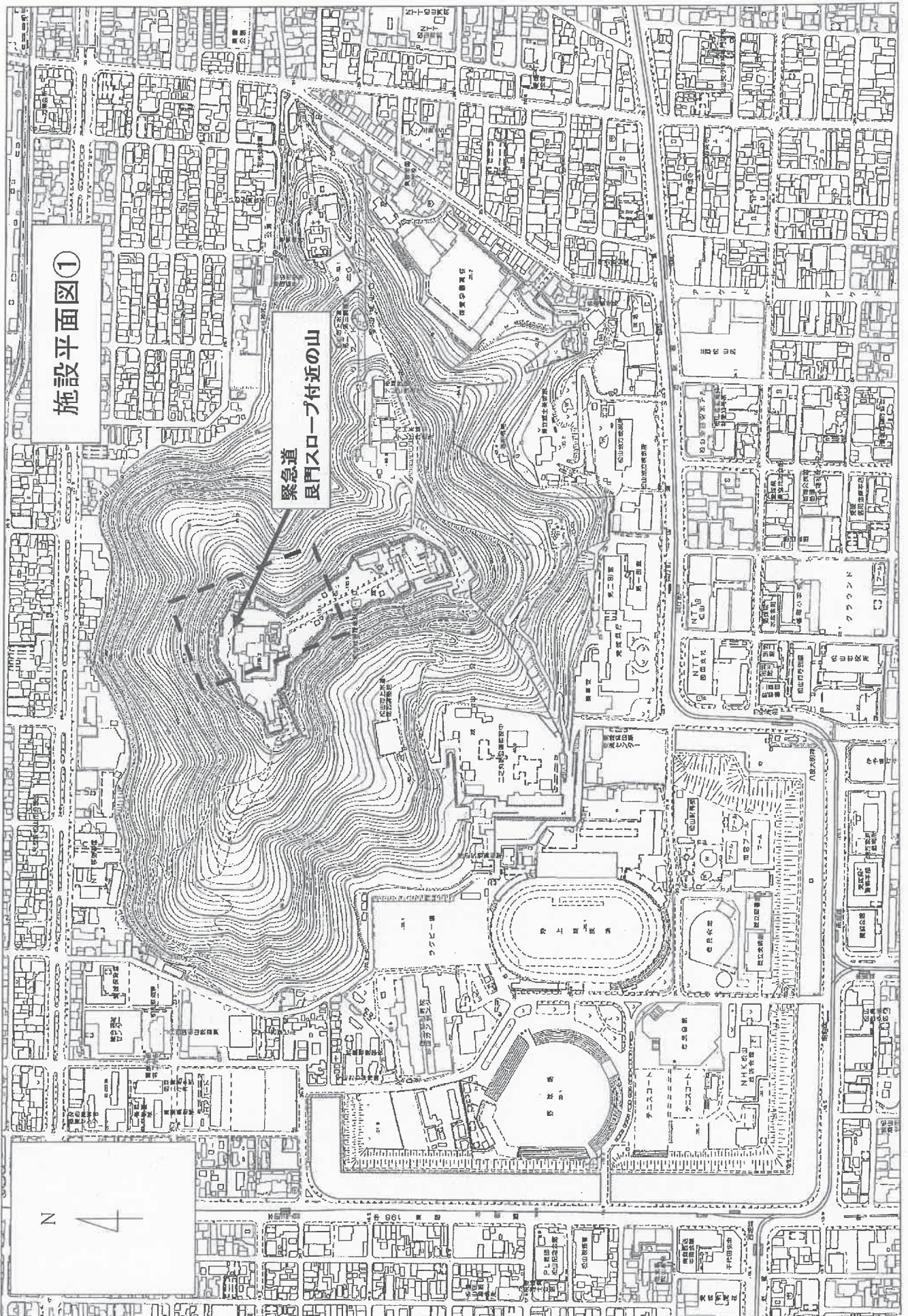
き損状況①

緊急道

地割れあり、くぼみができている

# 施設平面図①

緊急道  
良門スロープ付近の山



## 5 R5.7.1 緑町で発生した冠水原因調査時の現場写真

# 状況写真



状況写真 城山公園からの流入



6 城山公園(丸之内)災害復旧工事に伴う  
関係機関説明資料作成業務委託で実施した地質調査結果  
令和5年10月2日～令和5年11月27日

## (2) 変状について

### ・変状の種類と分布

当該箇所では、水路のクラック、起点側擁壁取り付け部石積前面地盤の沈下、擁壁継ぎ目付近の圧縮亀裂、擁壁前面のかご枠の変形、かご枠前面地盤の崩壊、終点側の表層崩壊、起点側擁壁取り付け部石積前面地盤の沈下とクラック、路面の陥没、SP0～SP30 にかけてのセンター付近に発生した亀裂、擁壁天端付近にみられる沈下と右横ずれによる亀裂等が認められる（図-2.2 及び写真参照）。

### ・変状発生の原因（仮説）

変状の状況から当該箇所の変状の原因として次の3点があげられる。

- ① 重力式擁壁基礎地盤の支持力不足
- ② 終点側の崩壊地の影響（表層すべり）
- ③ 擁壁基礎底面の傾斜による縦断方向の微小なすべり

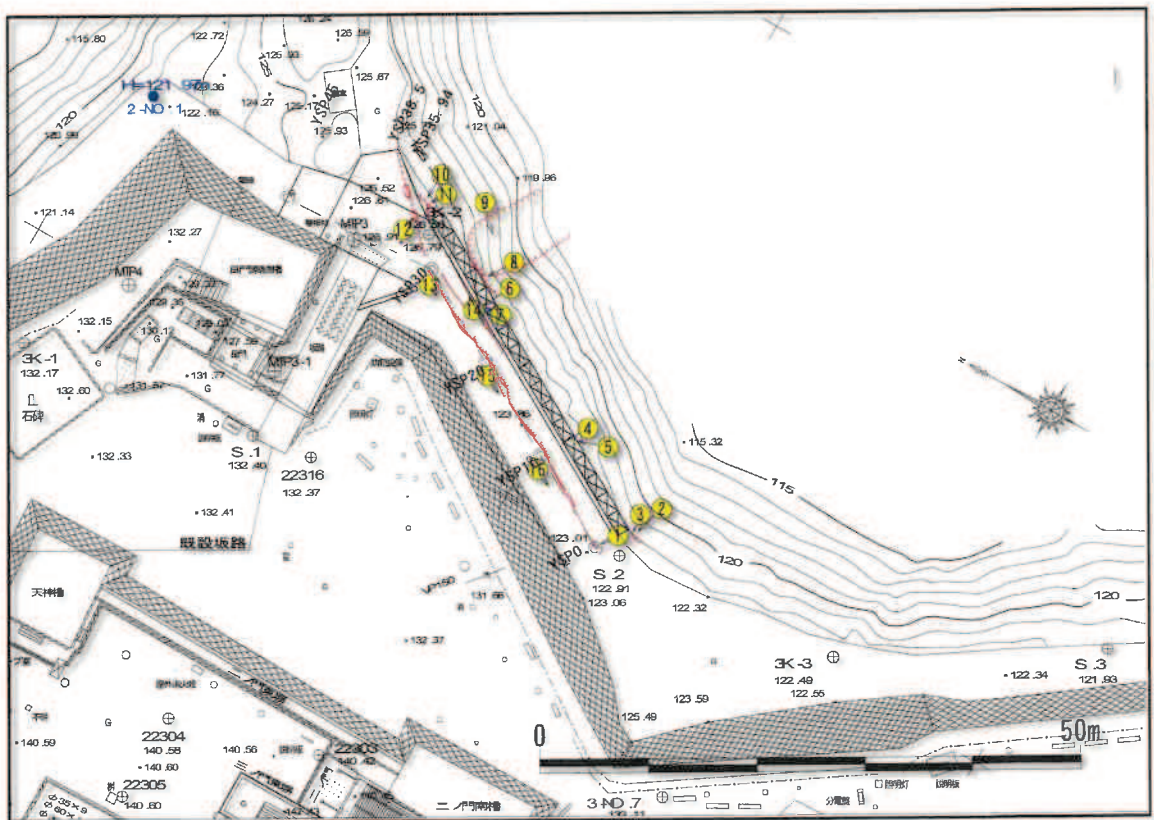
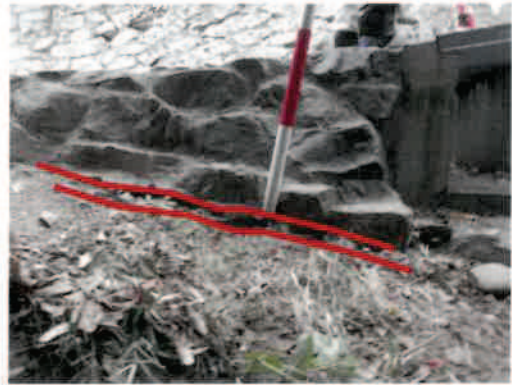


図-2.2 調査箇所の変状分布と写真位置



①YSP-0 付近水路に発生したクラック



②YSP-0 付近石積み前面地盤の沈下



③写真②の近影



④YSP-10 付近 継ぎ目付近に発生した圧縮亀裂



⑤YSP-10 付近 擁壁前面のかご枠



⑥YSP-20+5 付近 擁壁とかご枠の隙間 (かご枠の変形)



⑦写真⑥の近影



⑧YSP-20+6.2 付近 カゴ枠下部地盤崩壊



⑨YSP-30 付近斜面 表層崩壊



⑩終点側取り付け部（石積）前面地盤の沈下



⑪写真⑩の近影



⑫路面の陥没



⑬路面の亀裂（YSP30 から YSP20 付近）



⑭擁壁天端付近にみられる亀裂（沈下+右横ずれ）



⑮路面の亀裂（YSP20 から YSP10 付近）



⑯路面の亀裂（YSP10 から YSP0 付近）

### (3) 調査の方針

#### 1) 基本方針

変状の状況から、擁壁直下の基礎地盤の支持力不足が疑われる。比較的浅い地盤のしまり具合を確認する必要があることや、構造物の前面が斜面であることを考慮して簡易貫入試験（簡易動的コーン貫入試験）を実施するものとする。

変状の発生区間が 30m 程度と比較的広範囲であり、終点側には表層崩壊が認められており、この崩壊地の影響（表層すべり）も考えられるなど、縦断的に地質状況が異なる可能性があることに着目し、縦断的变化を把握するものとした。

具体的には擁壁前面に配置されたかご枠に干渉しない位置で簡易貫入試験により縦断的な状況を把握し、そのうえで、横断方向にも簡易貫入試験を展開して擁壁基礎地盤の状況を推定する。

簡易貫入試験の結果により詳細調査が必要と判断される場合には、別途詳細調査を計画する。

#### 2) 既往資料の利用

既存の横断測量成果を利用するために、「松山城本丸防災設備等整備実施設計等業務委託（その2）平成 25 年 3 月」の中心線（YSP0、YSP10、YSP20 及び YSP30）を復元し、測線上を優先して簡易貫入試験を配置する。中心線の復元は GNSS の RTK 測量によって行う。

調査箇所等の標高については、「松山城本丸防災設備等整備実施設計等業務委託（その2）平成 25 年 3 月」の平面図に記載の基準点 2-No. 1（H=121.97m）を使用する。

#### 3) 簡易貫入試験の限界

簡易貫入試験は、硬質な礫の多い地盤では適用できない。当地の表層地盤には礫が認められるため、礫打ちにより地盤を過大評価する可能性がある。このため、極力多くの箇所で試験を行うことで少しでも礫打ちの影響を避けるように努めた。具体的には試験中に極端に浅い試験結果が出た場合には、近隣で再度計測し直しするものとする。



かご枠前面地盤に含まれる礫



かご枠前面地盤に含まれる瓦の破片

## 2.2 簡易貫入試験（簡易動的コーン貫入試験）

表-2.2.1に簡易貫入試験の方法を示す。

表-2.2.1 簡易貫入試験（簡易動的コーン貫入試験）

名称	簡易動的コーン貫入試験
目的 適用範囲	<p><b>目的</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>簡易動的コーン貫入試験機を用いて原位置における地盤の貫入抵抗 (<math>Nd</math>) を求める。</li> <li>急傾斜地の表層土の調査。斜面崩壊地での風化層や崩積土の層厚確認。</li> <li>土の硬軟、締まり具合の判定 (<math>N</math>値との相関 <math>Nd=(1\sim3)N, Nd\approx 1.5N</math>)。</li> </ul> <p><b>適用範囲</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤表層部を対象とする。</li> <li>貫入抵抗の小さい地盤（硬質粘性土や砂礫地盤は適用範囲外）。</li> </ul>
測定原理 試験方法	<p><b>試験用具</b></p> <p>簡易動的コーン貫入試験機は、コーン、ロッド、ノッキングブロック、ガイドロッド及びドライブハンマーから構成される。</p> <p><b>試験方法</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>ロッドの先端にコーンを取り付け、上部にノッキングブロック、ガイドロッド及びドライブハンマーを取り付ける。</li> <li>試験機を調査地点上で鉛直に保持する。</li> <li>ロッドが地中に自重沈下するかを確かめ、自重で沈下する場合は、貫入がとまったときの貫入量を測る。これを荷重 49N による沈下量として記録する。</li> <li>ドライブハンマーを 500mm±10mm の高さから自由落下させ、100mm 貫入させるのに要する貫入量を <math>Nd</math> 値として記録する。</li> <li>10 回の打撃による貫入量が 20mm 未満の場合は貫入を中止する。</li> </ul> <p><b>試験結果の整理</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>100mm ごとの打撃回数 <math>Nd</math> 値と貫入深さの関係を整理する。打撃回数 <math>N</math> に対応した貫入量 <math>\Delta h</math> により <math>Nd</math> 値を次式により求める。  <math display="block">Nd = 100 N \Delta h</math> </li> <li>自重沈下があった場合、その深さを記録する。自重沈下の場合 <math>Nd=0</math> とする。</li> </ul>
説明図 参考資料	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>簡易動的コーン貫入試験機の例</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>簡易動的コーン貫入試験と スウェーデン式サウンディング試験の相関</p> </div> </div>
基準・規格 参考文献	<p>地盤工学会基準 (JGS 1433-2003) 簡易動的コーン貫入試験方法          (社)地盤工学会：地盤調査の方法と解析, pp.274-278, 2004.</p>

### 3. 調査結果

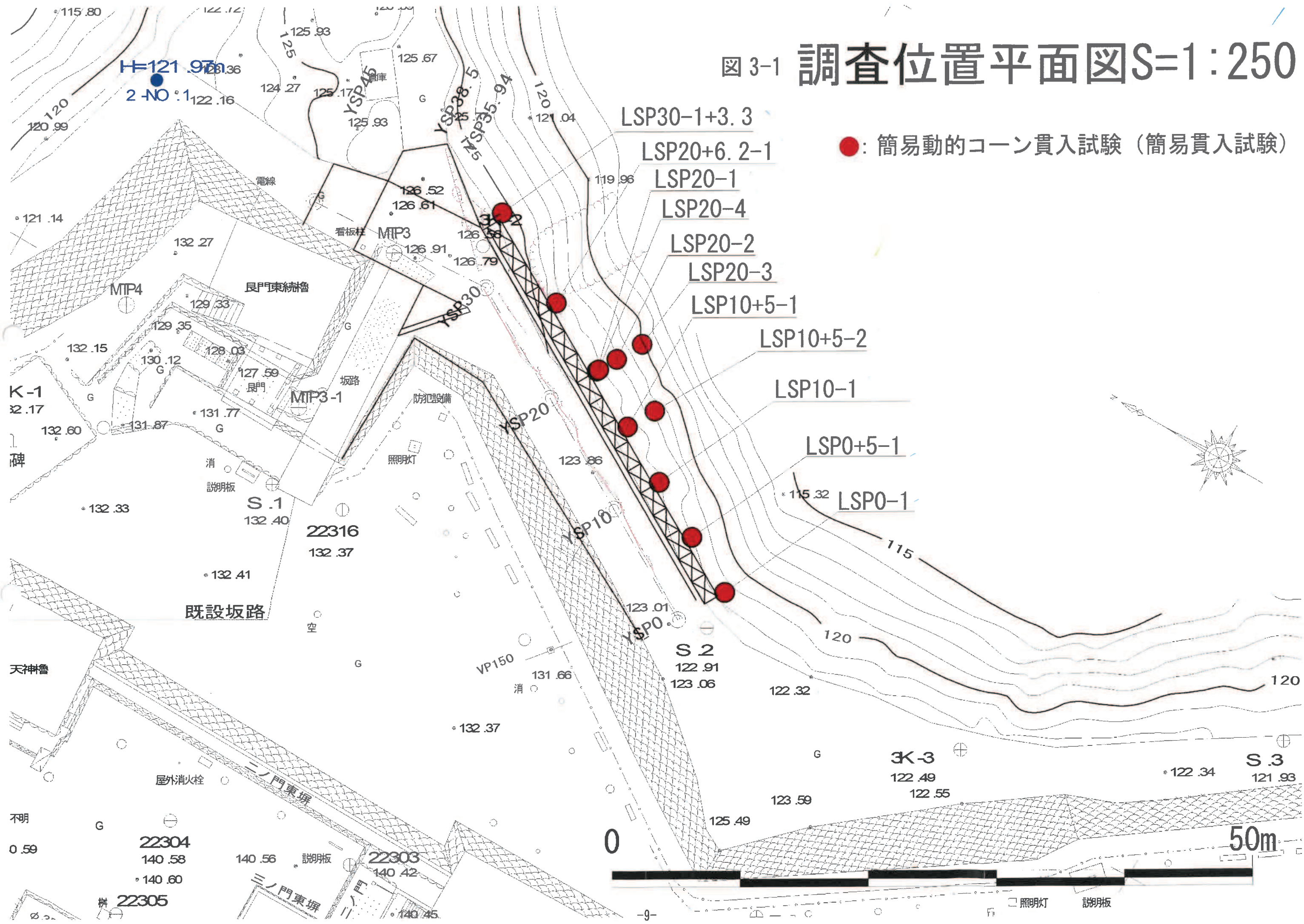
簡易貫入試験は図-3.1「調査位置平面図」に示す11箇所を実施した。  
各試験箇所の貫入長を表-3.1に示す。

表-3.1 簡易貫入試験結果一覧表

	孔番	貫入長 (m)	Nd=10深度	Nd=20深度	Nd=50深度
1	LSP0-1	2.20	1.50	1.50	2.10
2	LSP0+5-1	1.25	0.20	0.60	1.25
3	LSP10-1	1.26	0.10	0.30	1.20
4	LSP10+5-1	0.90	0.10	0.40	0.88
5	LSP10+5-2	0.91	0.40	0.70	0.91
6	LSP20-1	3.58	0.20	2.60	3.50
7	LSP20-2	2.75	1.70	1.70	2.70
8	LSP20-3	4.17	1.00	3.90	4.10
9	LSP20-4	3.37	2.20	2.27	3.37
10	LSP20+6.2-1	3.38	2.10	2.90	3.38
11	LSP30-1+3.3	5.73	1.00	5.60	5.70
	合計	29.50			

簡易貫入試験の結果は、巻末資料「簡易動的コーン貫入試験記録用紙」に整理した。

図 3-1 調査位置平面図 S=1:250



## 4. 考察

### 4.1 簡易貫入試験 Nd 値の評価

簡易貫入試験値 Nd 値により当該箇所の地盤を次のように評価した。

① 【Nd 値が 10 以下】

不安定土塊。急斜面上では崩壊予備物質となる。きわめてルーズで圧縮性が強く強度が低い。構造物の基礎地盤として不適。

② 【Nd 値が 10 よりも大きく 20 以下】

ルーズな土層。圧縮性が強く構造物の基礎地盤として不適。

③ 【Nd 値が 20 よりも大きく 50 以下】

準支持層。やや締まった土層。規模の大きな構造物の基礎地盤としては不適であるが、小規模な構造物の基礎地盤として期待される（要検討）。

④ 【Nd 値が 50 よりも大きい】

支持層。締まった土層。擁壁構造の基礎地盤として期待される（ただし礫打ちによる過大評価に注意）。

以下に評価理由を述べる。

#### (1) 急傾斜地崩壊防止事業（がけ崩れ防止）における評価

急傾斜地崩壊防止事業（がけ崩れ防止）では、急傾斜面上における Nd 値の評価として Nd 値が 10 以下の土層を、崩壊予備物質となる不安定土塊として評価している。

また、慣例的に Nd 値が 50 よりも大きい土層を待ち受け式擁壁の支持地盤として評価している。また、風化花崗岩地帯では Nd 値が 20 よりも大きい土層を強風化花崗岩として評価することが多い。

#### (2) 簡易貫入試験値 Nd 値と標準貫入試験 N 値との関係

簡易貫入試験値 Nd 値と標準貫入試験 N 値との関係について、「地盤工学会編：地盤調査の方法と解説」に記載がある（二分冊その 1 P. 322）。

上記によれば簡易貫入試験値 Nd 値と標準貫入試験 N 値との関係は概ね

$Nd = (1 \sim 3) N$  となることが知られている（大久保他 1971。）

当該箇所の地盤は礫質土である。礫質土の場合の Nd 値と N 値の関係式として、岡田他（1992）は次の関係を提案している。

$$N = 0.7 + 0.34Nd \quad (Nd > 4)$$

上式によれば、当該箇所の評価の閾値とした  $Nd = 10$ 、 $Nd = 20$ 、 $Nd = 50$  はそれぞれ  $N = 4.1$ 、 $N = 7.5$ 、 $N = 17.7$  となる。

また、Nd 値と一軸圧縮強度  $qu$  について  $qu = 25 + 5Nd$  ( $kN/m^2$ ) を提案している。

### (3) 支持層の目安

日本道路協会：道路土工擁壁工指針（平成 24 年度版）によれば、

「砂質土層の場合は、N 値が 20 程度以上であれば支持層として考えてよいが、N 値が 20 以下のときは、土質調査結果等を総合的に検討し地盤の諸定数を適切に定める必要がある」と記載されている（P. 37）。 $N_d = 50$  の時の N 値は前述の換算式で 17.7 であり、概ね N 値 20 に近い値をとるため、擁壁の支持層の目安とした。なお、大規模な構造物については、簡易貫入試験結果によらず、標準貫入試験を実施して N 値を確認するのが望ましい。

## 4.2 簡易貫入試験で見る地盤の構造

### (1) 縦断面

図-4.1 に縦断面を示す。

境に簡易貫入試験による地盤の構造は、YSP10+5（簡易貫入試験 LSP10+5-1 と LSP20-1）を境に大きく異なっている。

YSP10+5 より起点側は、支持層までの深度が比較的浅く、不安定土塊と評価される  $N_d = 10$  深度も比較的浅い（ただし LSP0-1 は、 $N_d = 10$  深度が 1.5m、 $N_d = 50$  深度が 2.1m となっておりやや深い）。

一方、YSP10+5 より終点側は、支持層までの深度が深く、不安定土塊と評価される  $N_d = 10$  深度も比較的深い。

### (2) 各断面

図-4.2 及び図-4.3 に横断面を示す。

## 4.3 小規模構造物（ブロック積等）の適用について

### (1) YSP0～YSP10+5

支持層までの深度が全般的に浅く、ブロック積みによる復旧は可能と判断する。ただし LSP0-1 は、 $N_d = 10$  深度が 1.5m、 $N_d = 50$  深度が 2.1m となっておりルーズな土層がやや厚く支持層の深度もやや深いため注意が必要である。

### (2) YSP10+5 より終点側

$N_d = 50$  深度が 3m～5m と深い。したがって、支持層までの掘削が大規模になり、現道の通行を確保した状態での施工が困難である。また、 $N_d 10$  以下の不安定土塊が前面斜面に厚く分布しており、構造物下部斜面の安定も考慮する必要がある。

## 4.4 追加調査について

簡易貫入試験の結果より支持層が深く、支持地盤までの掘削が大規模となるほか、前面斜面の安定性に問題があると思われる YSP10+5 よりも終点側については、想定される工法的设计に必要な調査を追加することが望ましい。

図 4-1 縦断図 (かご枠前面)

- 路面
- - - - かご枠天端
- ..... かご枠前面=擁壁基礎底面
- - - - 簡易貫入試験Nd=10ライン (不安定土塊)
- - - - 簡易貫入試験Nd=20ライン (準支持層ライン)
- - - - 簡易貫入試験Nd=50ライン (支持層ライン)

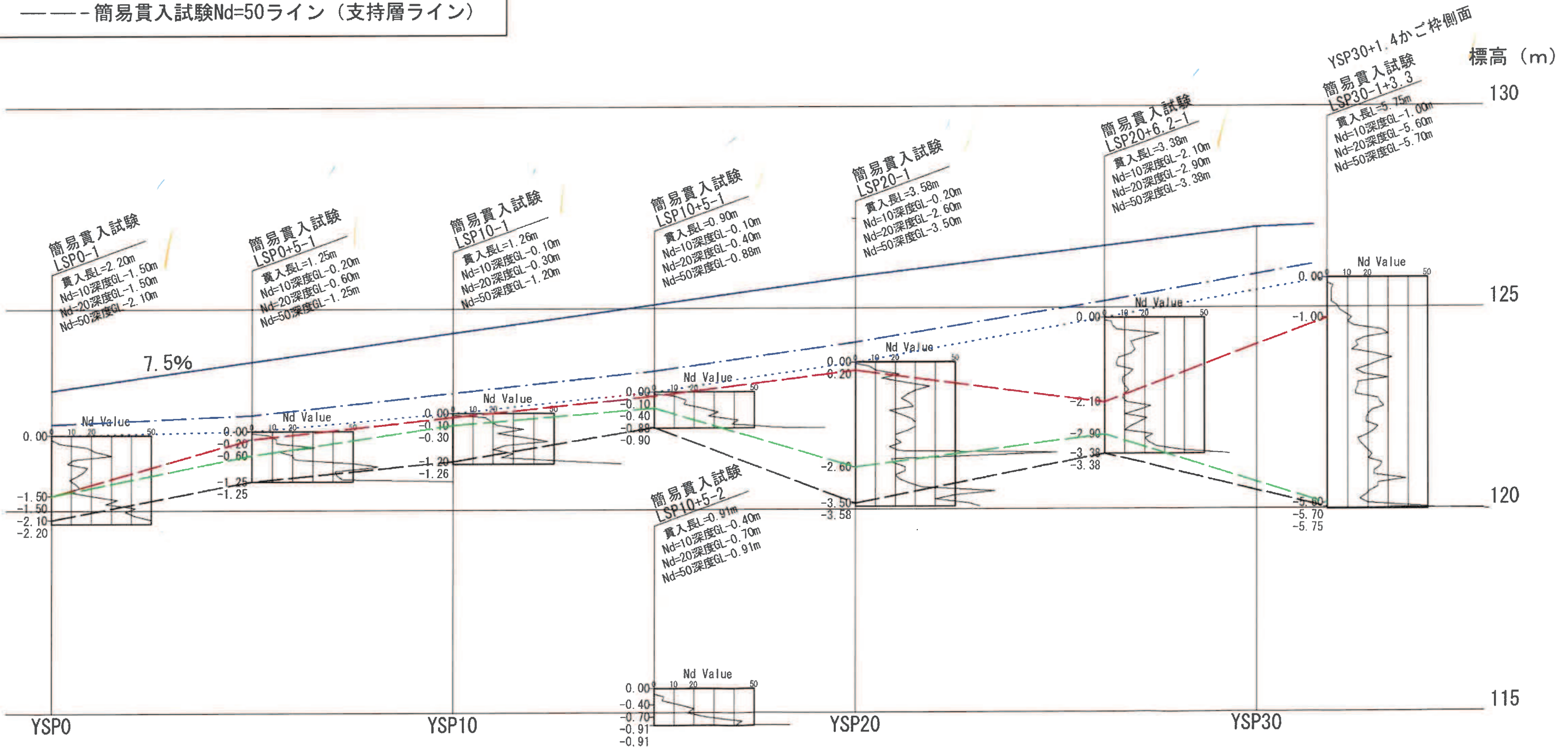
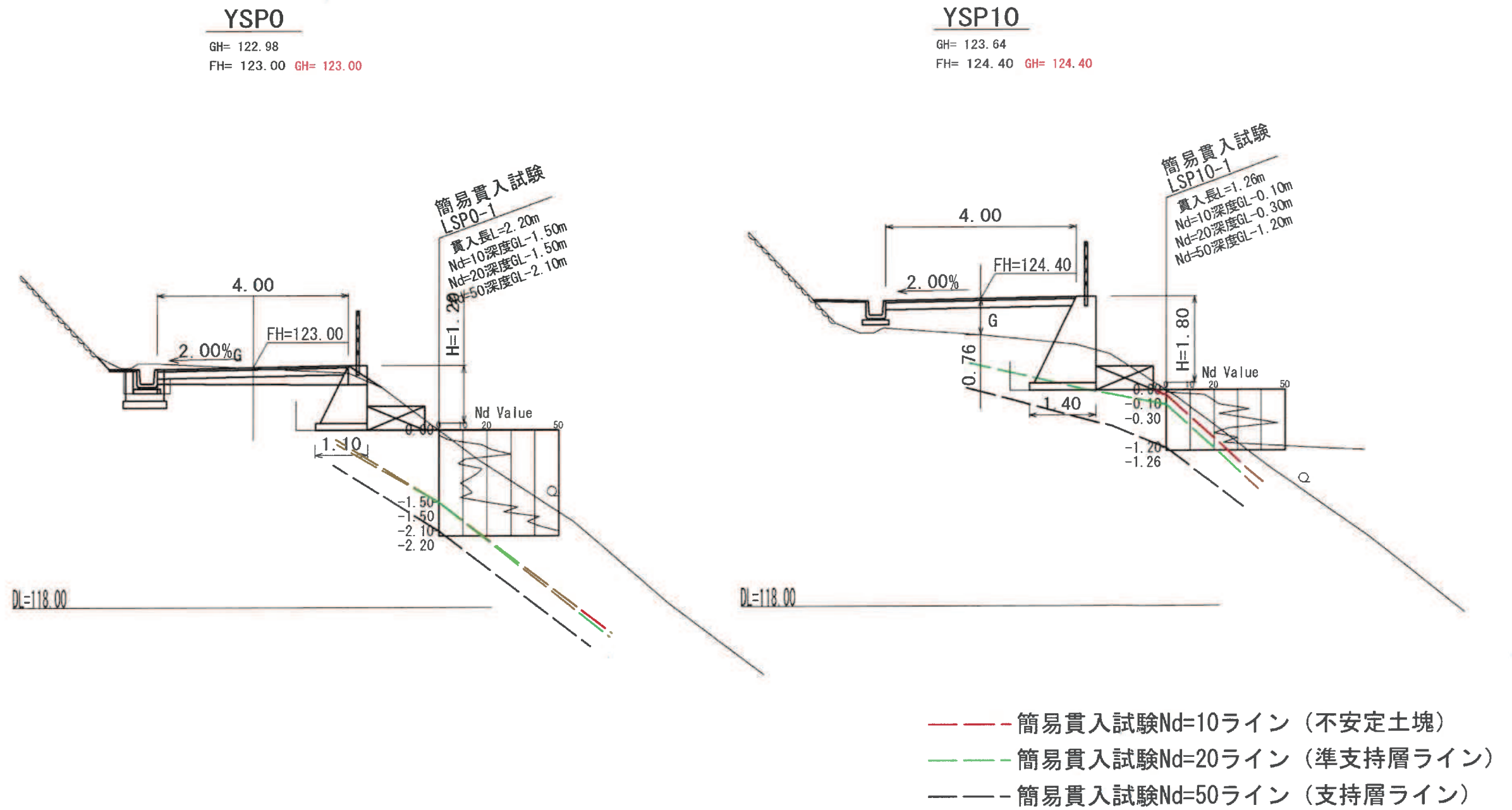
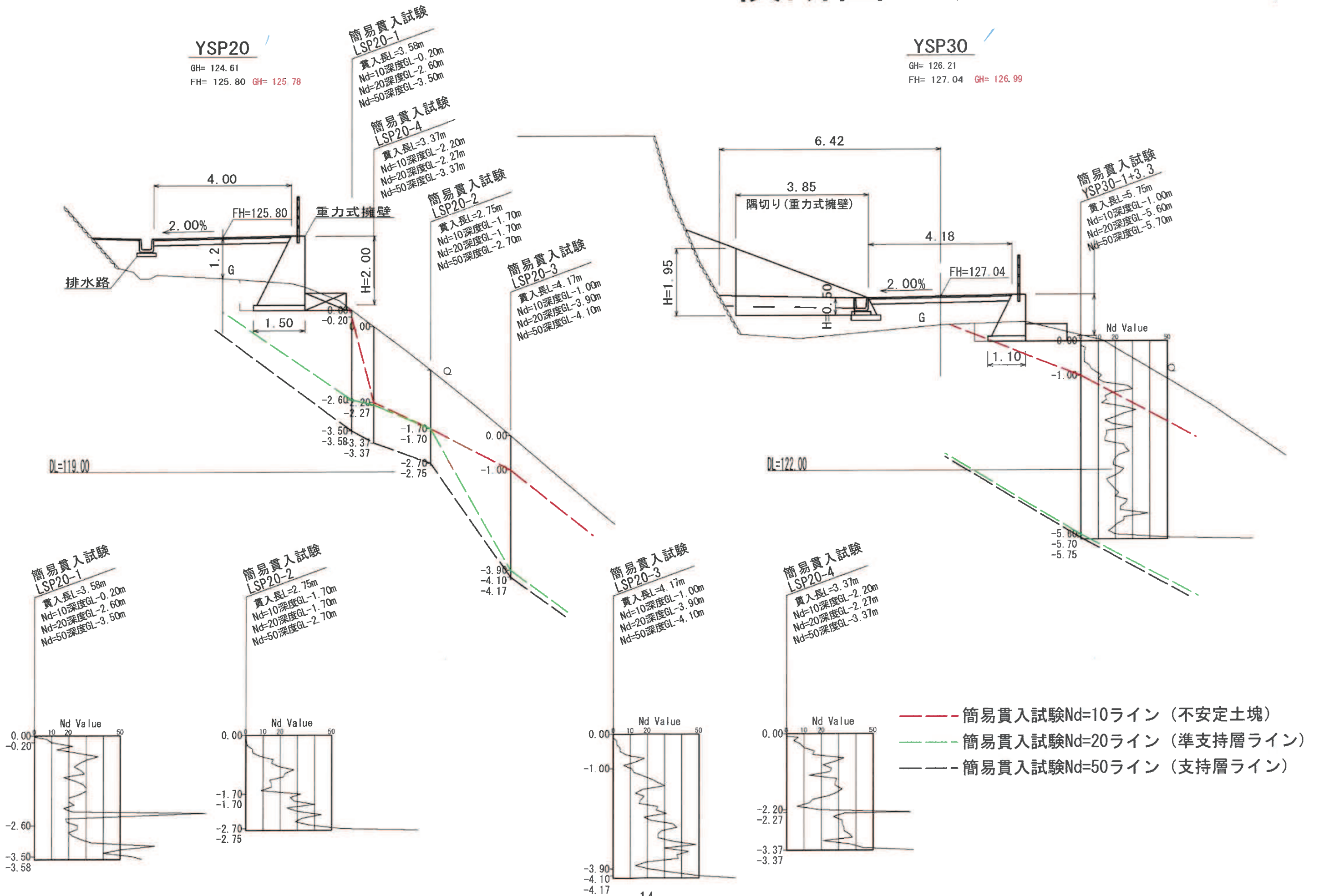


図 4-2 横断図1 (YSP0 YSP10)



# 図4-3 横断図2 (YSP20 YSP30)

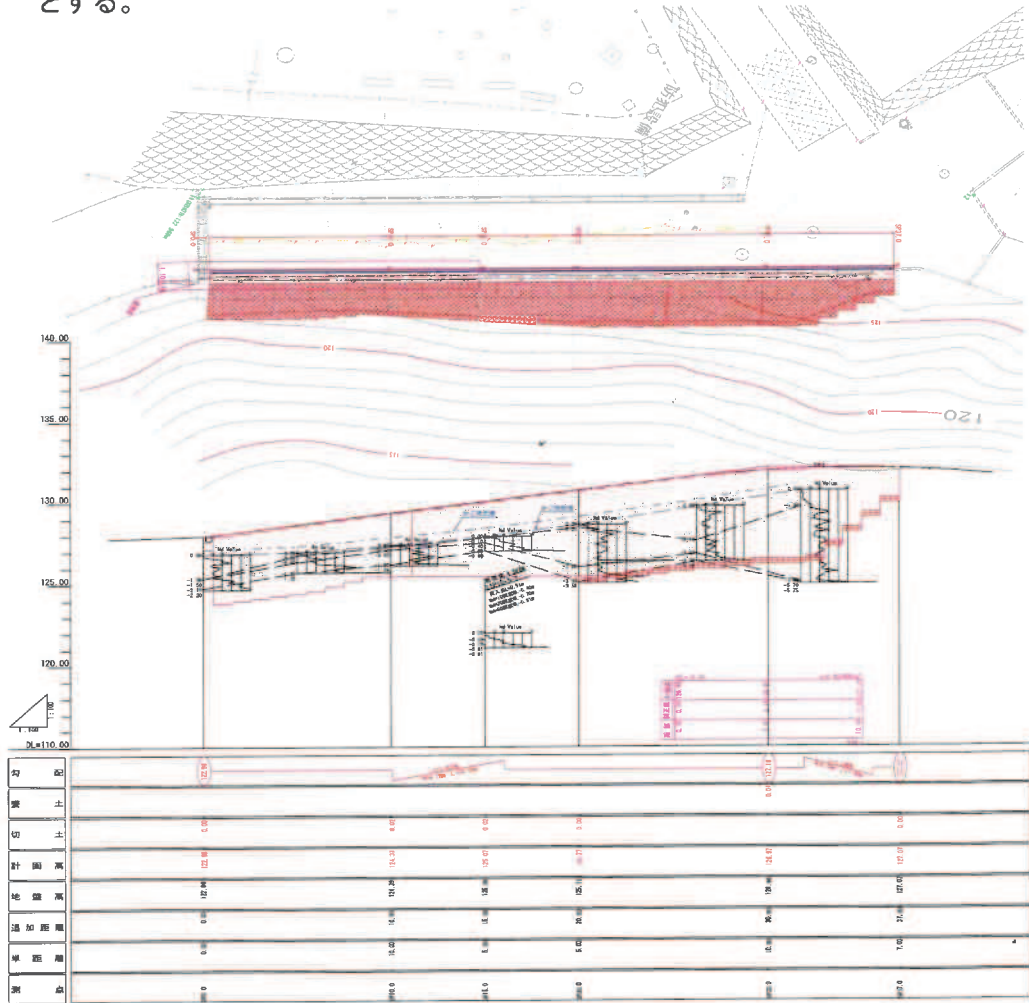


- 7 城山公園(丸之内)緊急車両用道路災害復旧工事に伴う測量設計業務委託  
令和5年10月30日～令和6年3月13日

## 2-4 道路詳細設計

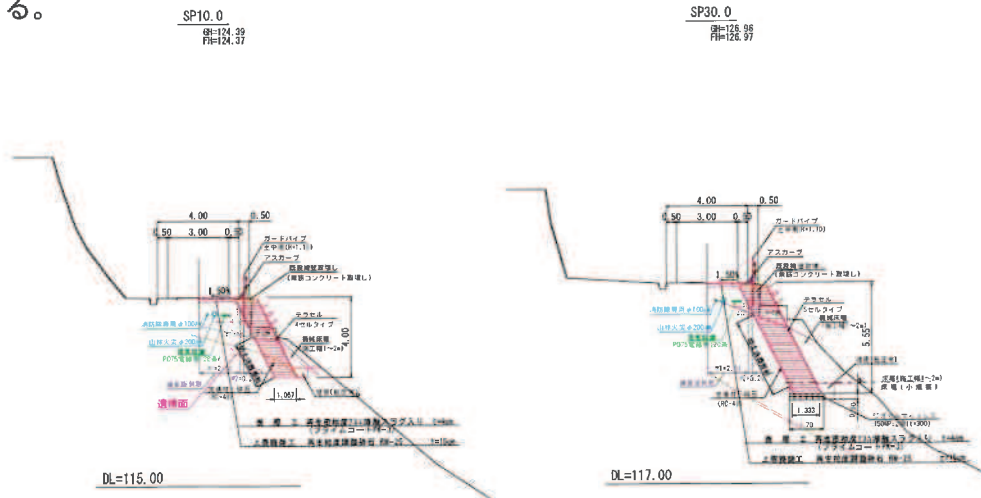
### (1) 平面、縦断線形

平面、縦断線形共に、当初計画通りに施工されているので、これを復元した線形とする。



### (2) 横断構成

幅員W=4.00(3.00)路肩0.50、標準横断勾配は山側(側溝側)へ片勾配i=1.50%とする。

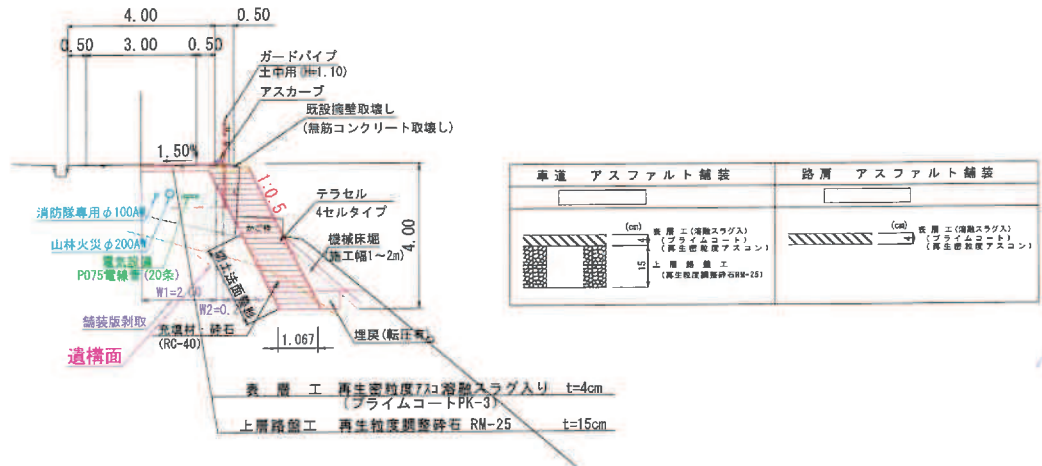


(3) 舗装構成

標準車道部舗装構成

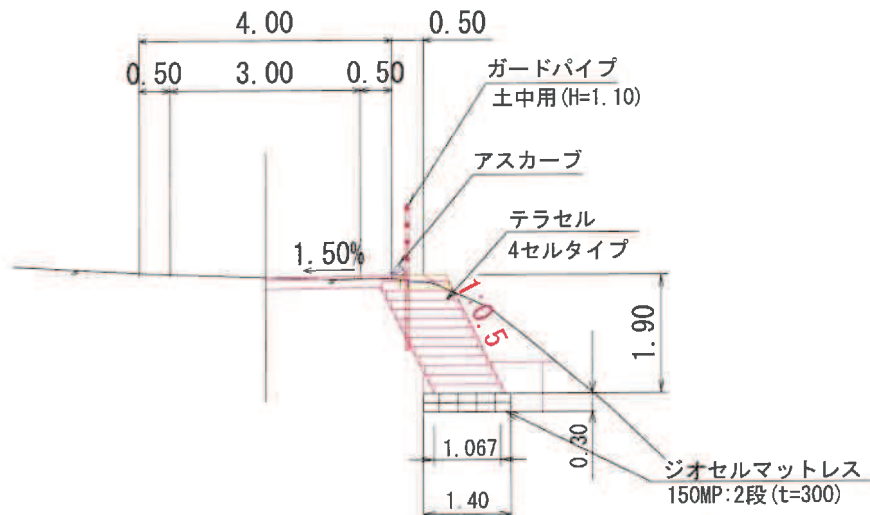
表層	再生密粒度アスコン	4cm
上層路盤	再生粒度調整碎石	15cm

路肩舗装はアスカーブを設置するために表層（再生密粒度アスコン）を設ける。



(4) 防護柵工

現況と同等のガードパイプH=1.10を路肩に土中用で設ける。



テラセル擁壁  
構造計算書

H=4.35m(1:0.5)4cell1747°

## 目 次

設計概説 .....	1
§1 設計条件 .....	4
§2 一般形状寸法図 .....	5
§3 計算結果 .....	6
§4 設計荷重 .....	8
§5 安定計算 .....	16

## 設計概説

本擁壁は、テラセルを積み上げた擁壁で、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工擁壁工指針』に準拠した。

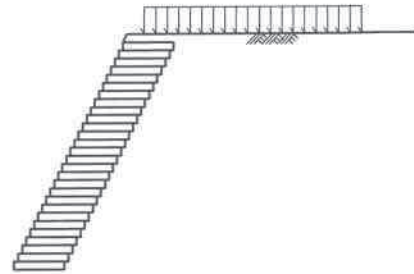
注)テラセルの設計控長について

3セルタイプの底版幅は最大800mmであるが、平面的に展開すると波形状となっているため、安定計算に用いる設計控長は、セル内に拘束される充填材の重量に関わることから平均長2.5セルとし、設計控長を667mmとする。同様に4セルタイプ、5セルタイプについても下記を設計控長とする。

- ・3セルタイプの底版幅 800mm (2.5セル= 667mm)
- ・4セルタイプの底版幅1067mm (3.5セル= 933mm)
- ・5セルタイプの底版幅1333mm (4.5セル=1200mm)

## (1) 設計断面

- 1) 擁壁形式     もたれ式擁壁
- 2) 基礎形式     直接基礎
- 3) 擁壁寸法     擁壁高さ    $H = 4.200$  (m)  
底版幅        $B = 0.933$  (m)  
勾配          $1 : 0.500$
- 4) 使用製品ブロック  
      ジオセル



[ 設計方針・方法 ]

[ 計算結果 ]

## (2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

常時           自重 (+ 載荷重) + 土圧

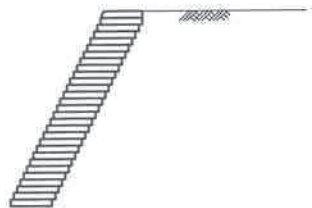
## (3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

## 1) 自重

製品本体および、製品上の土砂を自重として考慮した。

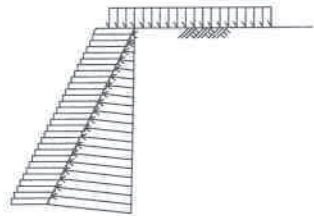
躯体   :  $W_c = 78.40$  (kN)  
裏込土 :  $W_s = 2.55$  (kN)



## 2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

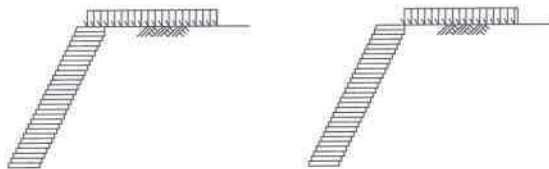
内部摩擦角： $\phi = 30.00(^{\circ})$   
 単位体積重量： $\gamma_s = 19.00(\text{kN/m}^3)$



土圧： $P_a = 32.47(\text{kN})$

## 3) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重  
 $q = 10.00(\text{kN/m}^2)$

## (4) 安定計算

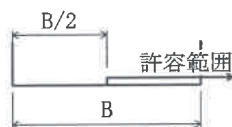
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

## 1) 転 倒

基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

$d = 0.935 > 0.467$   
 (単位：m)

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。



## 2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

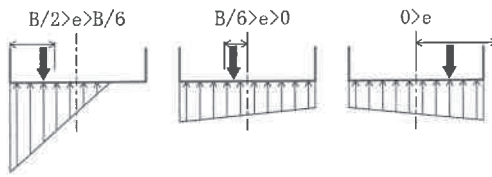
$F_s = 1.51 \geq 1.50$

摩擦係数： $0.600$

## 3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$q = 117.97$ 以上の  
の支持力が必要です。  
(単位:  $\text{kN/m}^2$ )



## §1 設計条件

## 1.1 設計条件

- |            |                               |
|------------|-------------------------------|
| (1) 擁壁形式   | もたれ式擁壁                        |
| (2) 基礎形式   | 直接基礎                          |
| (3) 擁壁高さ   | H = 4.200 (m)                 |
| (4) 土 圧    | 試行くさび法による土圧                   |
| (5) 地表面載荷重 | q = 10.0 (kN/m <sup>2</sup> ) |

## 1.2 土質条件

## (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi$ = 30.00 (°)
単位体積重量	$\gamma_s$ = 19.00 (kN/m <sup>3</sup> )

## (2) 支持地盤の定数

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu$ = 0.600
〃 の粘着力	C = 0.0 (kN/m <sup>2</sup> )
許容地盤反力度	q <sub>a</sub> = 117.97 (kN/m <sup>2</sup> ) 以上必要

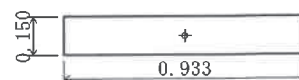
## 1.3 安定条件

- |              |         |                 |
|--------------|---------|-----------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率   | $F_s \geq 1.50$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | d > 1/2 B       |

## 1.4 使用ブロック

## (1) ジオセル TW-150M(4セル)

製品幅 (m)	2.650			
体積 (m <sup>3</sup> )		重心座標 (m)		重量 [単重] (kN) (kN/m <sup>3</sup> )
碎石	0.371	(0.467, 0.075)	7.42	[20.00]



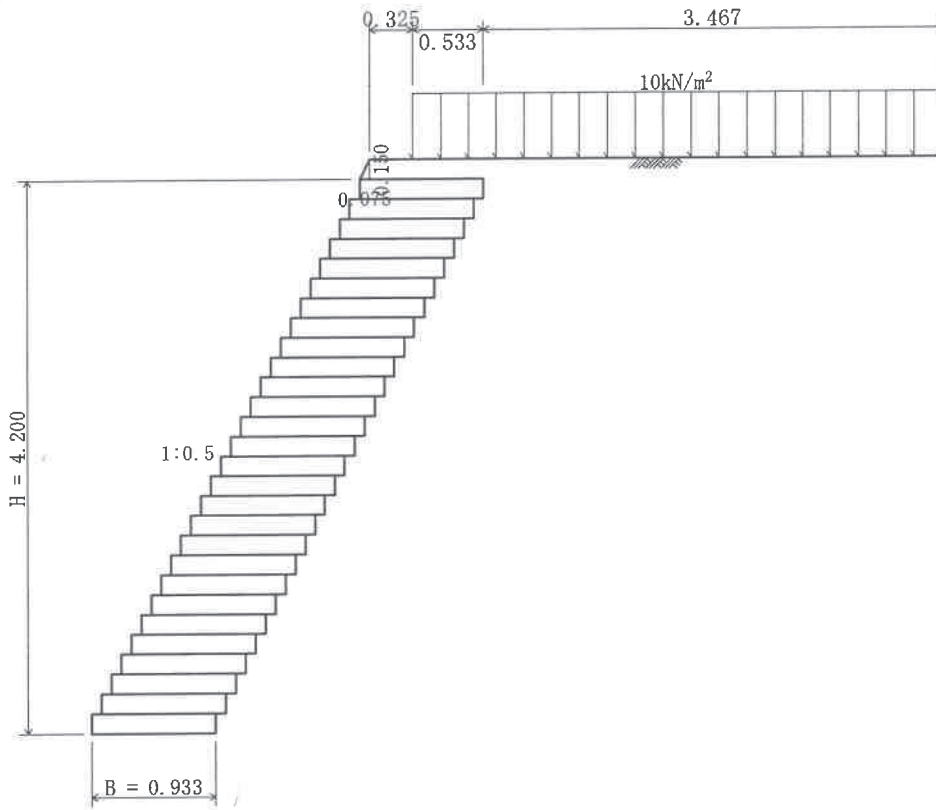
## 1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



## §3 計算結果

## 3.1 安定計算結果

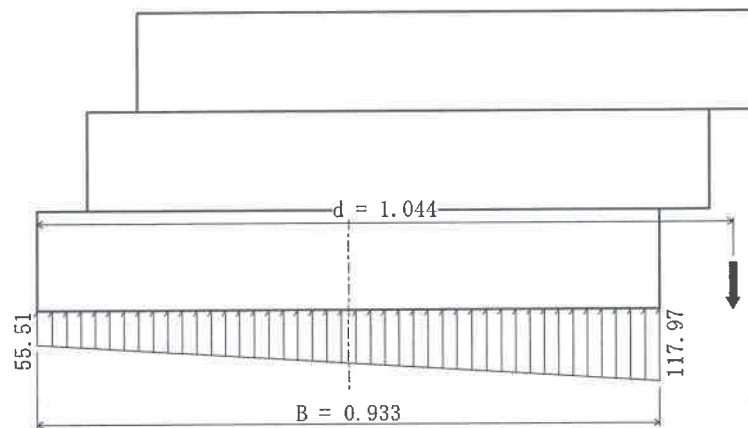
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

## 3.1.1 載荷重あり

## (1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 Fs	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
				q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	
86.28	32.26	1.044	1.60	55.51	117.97	0. K.
許 容 値		0.467	1.50			

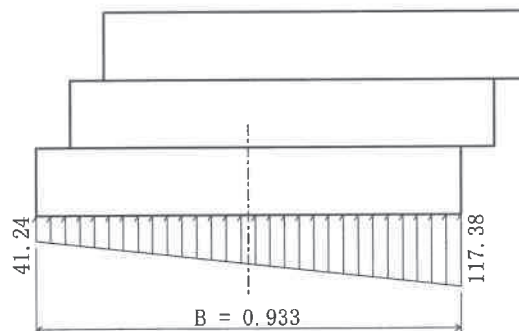
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	
86.28	0.00	41.24	117.38	0. K.
許 容 値				

《地盤反力図》

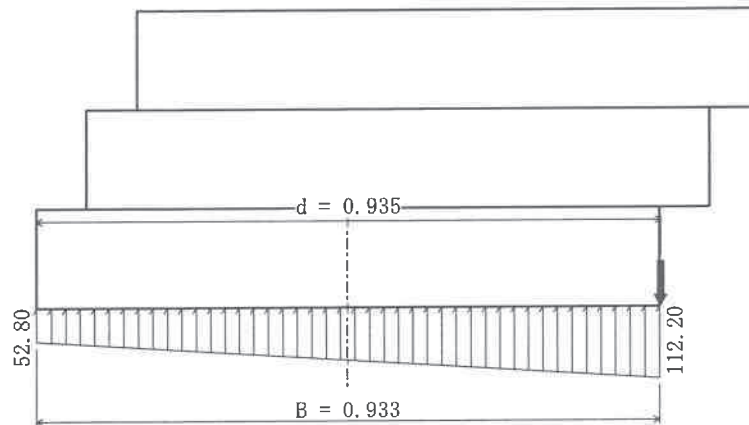


3.1.2 荷重なし

(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
				80.95	32.26	
許 容 値		0.467	1.50			

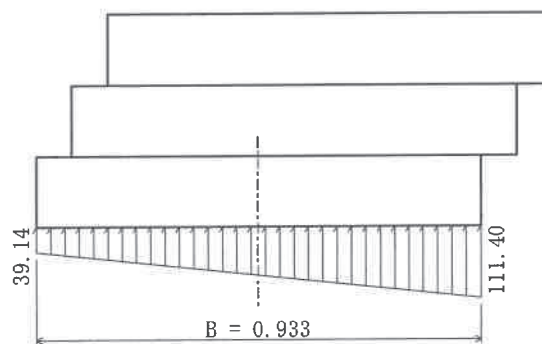
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度 $q_1$ $q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		80.95	0.00	
許 容 値				

《地盤反力図》



## §4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自重
- ・載荷重
- ・土圧

### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

常時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



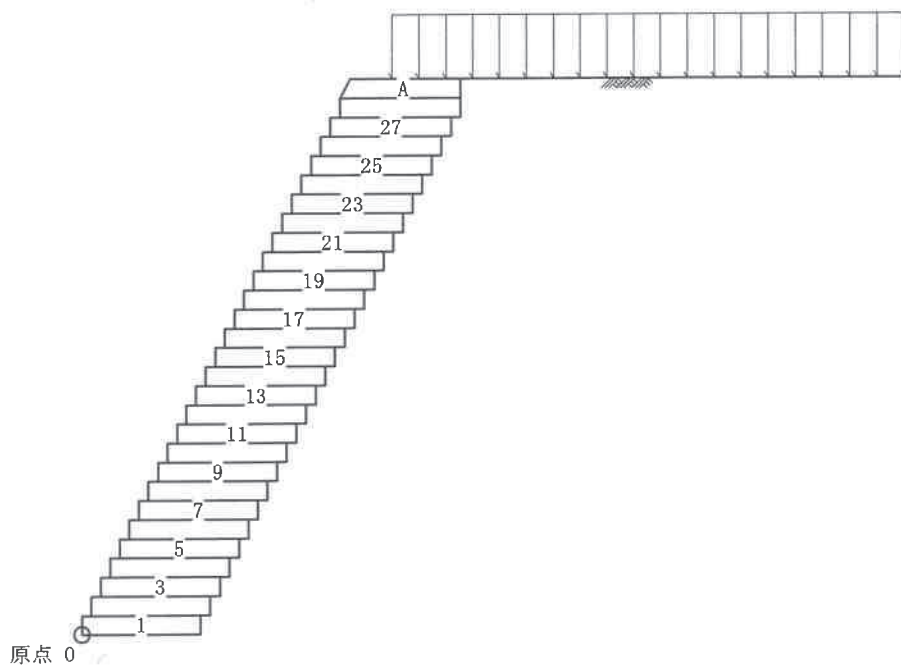
2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



## 4.2.1 自重

各段毎に自重の集計を行う。

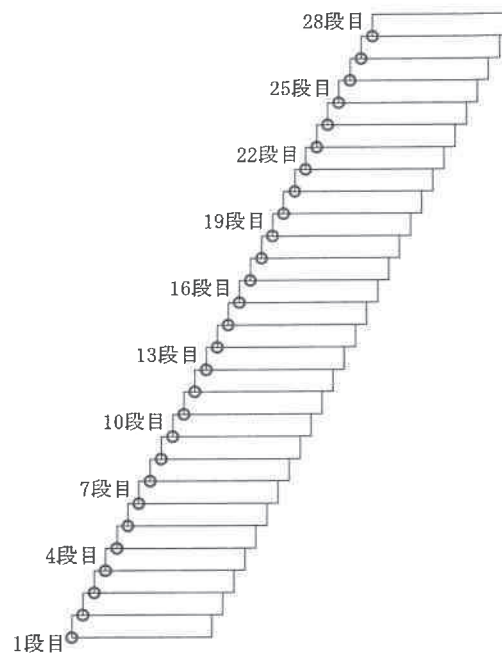
	体積 $V_0$ ( $m^3$ )	単位重量 $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	鉛直荷重 $V$ ( $kN$ )	重心位置	
				$x_g$ ( $m$ )	$y_g$ ( $m$ )
28段目～1段目	TW-150M(4セル)		0.00	0.467	0.075
	胴込め砕石	$0.140 \times 20.00$	2.80	0.467	0.075
	合計 $\Sigma$		2.80	0.467	0.075

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

## 1) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を示す。

	番号 $N$	基準点	
		$x_N$ ( $m$ )	$y_N$ ( $m$ )
28段目	28	2.025	4.050
27段目	27	1.950	3.900
26段目	26	1.875	3.750
25段目	25	1.800	3.600
24段目	24	1.725	3.450
23段目	23	1.650	3.300
22段目	22	1.575	3.150
21段目	21	1.500	3.000
20段目	20	1.425	2.850
19段目	19	1.350	2.700
18段目	18	1.275	2.550
17段目	17	1.200	2.400
16段目	16	1.125	2.250
15段目	15	1.050	2.100
14段目	14	0.975	1.950
13段目	13	0.900	1.800
12段目	12	0.825	1.650
11段目	11	0.750	1.500
10段目	10	0.675	1.350
9段目	9	0.600	1.200
8段目	8	0.525	1.050
7段目	7	0.450	0.900
6段目	6	0.375	0.750
5段目	5	0.300	0.600
4段目	4	0.225	0.450
3段目	3	0.150	0.300
2段目	2	0.075	0.150
1段目	1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置( $x_g$ ,  $y_g$ )と、上の基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を用いて、次式により算出する。

$$x = x_g + (x_k - x_n)$$

$$y = y_g + (y_k - y_n)$$

ここに、

( $x_k$ ,  $y_k$ ) : 荷重が属する段の基準点座標 ( $N=k$ )

( $x_n$ ,  $y_n$ ) : 荷重を集計する段の原点座標 ( $N=n$ )

1段目の荷重集計( $n=1$ )で用いる、2段目の自重( $k=2$ )の作用位置は

$$x = 0.467 + (0.075 - 0.000) = 0.542 \text{ (m)}$$

$$y = 0.075 + (0.150 - 0.000) = 0.225 \text{ (m) となる。}$$

## 2) 28段目上の土砂(A)

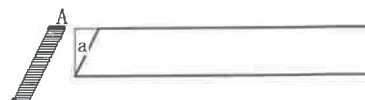
記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント		
				x (m)	y (m)	A · x (m <sup>3</sup> )	A · y (m <sup>3</sup> )	
	0.933	0.150	0.140	2.492	4.275	0.3489	0.5985	
a	-1/2	0.075	0.150	-0.006	2.050	4.300	-0.0123	-0.0258
合計			0.134				0.3366	0.5727

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.134 \times 1.000 = 0.134 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma = 0.134 \times 19.00 = 2.55 \text{ (kN)}$$



作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.3366}{0.134} = 2.512 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.5727}{0.134} = 4.274 \text{ (m)}$$

## 4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

## (1) 活荷重(常時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.533 \times 1.000 = 5.33 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 2.692 \text{ (m)}$$

0.400 0.533



## 4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$Pa = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = Pa \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = Pa \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ただし、鉛直荷重  $V < 0$  のときは  $V = 0$  とする。

ここに、

$Pa$  : 主働土圧合力 (kN/m)

$W$  : 土くさびの重量 (kN/m)

$\omega$  : すべり角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角  $\phi = 30.00$  (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角  $\delta = 20.00$  (°)

$\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha = -26.57$  (°)

$Ka$  : 主働土圧係数

$\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量  $\gamma_s = 19.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

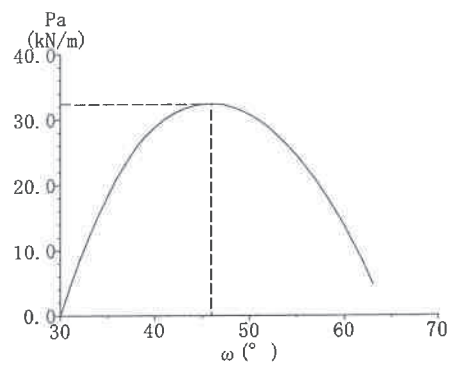
$h$  : 土圧の作用高さ (m)

$V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

$L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)

## 1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 4.350 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 108.78 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 21.76] \\
 \omega &= 46.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

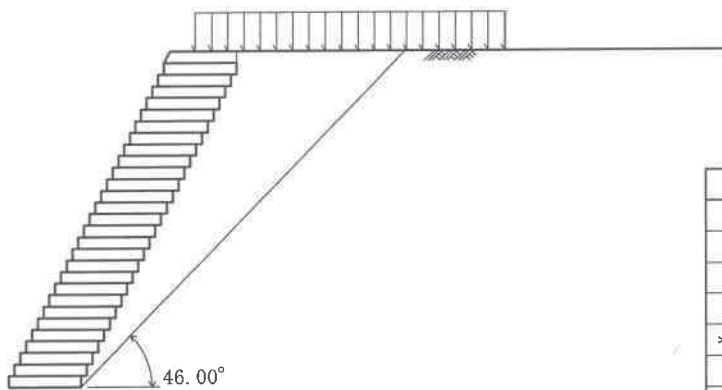


## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{108.78 \times \sin(46.00 - 30.00)}{\cos(46.00 - 30.00 - 20.00 + 26.57)} \\
 &= 32.47 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

## 主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 32.47}{19.00 \times 4.350^2} \\
 &= 0.181
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
50.00	30.791	80.52
49.00	31.494	87.26
48.00	32.011	94.21
47.00	32.339	101.38
* 46.00	32.471	108.78
45.00	32.409	116.45
44.00	32.139	124.38
43.00	31.657	132.60
42.00	30.956	141.14

## 鉛直荷重

$$\begin{aligned}
 V &= 32.47 \times \sin(20.00 - 26.57) \times 1.000 = -3.72 \text{ (kN)} \\
 V < 0 \text{ より } V &= 0.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## 水平荷重

$$H = 32.47 \times \cos(20.00 - 26.57) \times 1.000 = 32.26 \text{ (kN)}$$

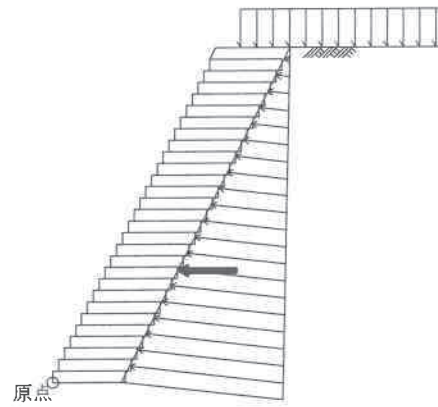
## 作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.608 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{4.200 + 0.150}{3} = 1.450 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

#### 4.3 荷重の総括

##### 4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



## 4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

## (1) 載荷重あり

			荷 重		作用位置		モーメント			
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)		
1段目	自重	28段目	2.80		2.492	4.125	6.98			
		27段目	2.80		2.417	3.975	6.77			
		26段目	2.80		2.342	3.825	6.56			
		25段目	2.80		2.267	3.675	6.35			
		24段目	2.80		2.192	3.525	6.14			
		23段目	2.80		2.117	3.375	5.93			
		22段目	2.80		2.042	3.225	5.72			
		21段目	2.80		1.967	3.075	5.51			
		20段目	2.80		1.892	2.925	5.30			
		19段目	2.80		1.817	2.775	5.09			
		18段目	2.80		1.742	2.625	4.88			
		17段目	2.80		1.667	2.475	4.67			
		16段目	2.80		1.592	2.325	4.46			
		15段目	2.80		1.517	2.175	4.25			
		14段目	2.80		1.442	2.025	4.04			
		13段目	2.80		1.367	1.875	3.83			
		12段目	2.80		1.292	1.725	3.62			
		11段目	2.80		1.217	1.575	3.41			
		10段目	2.80		1.142	1.425	3.20			
		9段目	2.80		1.067	1.275	2.99			
		8段目	2.80		0.992	1.125	2.78			
		7段目	2.80		0.917	0.975	2.57			
		6段目	2.80		0.842	0.825	2.36			
		5段目	2.80		0.767	0.675	2.15			
		4段目	2.80		0.692	0.525	1.94			
		3段目	2.80		0.617	0.375	1.73			
		2段目	2.80		0.542	0.225	1.52			
		1段目	2.80		0.467	0.075	1.31			
			製品上の土砂		2.55		2.512	4.274	6.41	
			載荷重		5.33		2.692	4.350	14.35	
			土圧		0.00	32.26	1.608	1.450	0.00	46.78
		合 計 Σ			86.28	32.26			136.82	46.78
自重のみの合計 Σ			86.28	0.00			136.82	0.00		

## (2) 載荷重なし

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	28段目	2.80		2.492	4.125	6.98	
		27段目	2.80		2.417	3.975	6.77	
		26段目	2.80		2.342	3.825	6.56	
		25段目	2.80		2.267	3.675	6.35	
		24段目	2.80		2.192	3.525	6.14	
		23段目	2.80		2.117	3.375	5.93	
		22段目	2.80		2.042	3.225	5.72	
		21段目	2.80		1.967	3.075	5.51	
		20段目	2.80		1.892	2.925	5.30	
		19段目	2.80		1.817	2.775	5.09	
		18段目	2.80		1.742	2.625	4.88	
		17段目	2.80		1.667	2.475	4.67	
		16段目	2.80		1.592	2.325	4.46	
		15段目	2.80		1.517	2.175	4.25	
		14段目	2.80		1.442	2.025	4.04	
		13段目	2.80		1.367	1.875	3.83	
		12段目	2.80		1.292	1.725	3.62	
		11段目	2.80		1.217	1.575	3.41	
		10段目	2.80		1.142	1.425	3.20	
		9段目	2.80		1.067	1.275	2.99	
		8段目	2.80		0.992	1.125	2.78	
		7段目	2.80		0.917	0.975	2.57	
		6段目	2.80		0.842	0.825	2.36	
		5段目	2.80		0.767	0.675	2.15	
		4段目	2.80		0.692	0.525	1.94	
		3段目	2.80		0.617	0.375	1.73	
		2段目	2.80		0.542	0.225	1.52	
		1段目	2.80		0.467	0.075	1.31	
	製品上の土砂		2.55		2.512	4.274	6.41	
	土圧		0.00	32.26	1.608	1.450	0.00	46.78
合 計 Σ			80.95	32.26			122.47	46.78
自重のみの合計 Σ			80.95	0.00			122.47	0.00

## §5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・ 滑動に対する検討
- ・ 転倒に対する検討
- ・ 支持に対する検討

## 5.1 計算方法

## 1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.933 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$d > \frac{1}{2} B$$

## 2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- $F_s$  : 滑動安全率
- $F_{sa}$  : 滑動安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$
- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数  $\mu = 0.600$
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)
- B : 擁壁の底版幅 B = 0.933 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $Be$  : 有効載荷幅  $Be = B - 2 \cdot e$  (m)  
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B/6 \geq e \geq 0$  のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B/6$  のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)
- $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 0.933$  (m)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)
- $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$  のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left( 1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- $l$  : 擁壁壁面長 (m)
- $\theta$  : 擁壁壁面傾斜角  $\theta = 26.57$  (°)
- $\Sigma M$  : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- $Q_v$  : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- $Q_H$  : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- $Q_t$  : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)  $d \leq \kappa_d \cdot B$  の時は  $Q_t = 0$  とする
- $q_1$  : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_2$  : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2$  と擁壁壁面長  $l$  との比 ( $\kappa_1 = l_2 / l$ )
- $\kappa_d$  : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置  $d_0$  と擁壁底面幅  $B$  との比 ( $\kappa_d = d_0 / B$ )
- $\kappa_1, \kappa_d$  は下表による。

荷重状態	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
背面勾配	—	1:0.3	1:0.4	1:0.5
$\kappa_1$	1.00	0.50	0.60	0.70
$\kappa_d$	0.58	0.56		

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は  $\kappa_1 = 0.70$  を用いる。

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 載荷重あり

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 86.28 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 32.26 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 136.82 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 46.78 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

## 1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{136.82 - 46.78}{86.28} = 1.044 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.933}{2} - 1.044 = -0.578 \quad (\text{m})$$

$$d = 1.044 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.467 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$B_e = B - 2 \cdot e = 0.933 - 2 \times -0.578 = 2.089 \quad (\text{m}) > B = 0.933 \quad \text{より} \quad B_e = 0.933 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{86.28 \times 0.600 + 0.0 \times 0.933 \times 1.000}{32.26}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.578 < 0.000$  (m) より、「簡便法」にて計算を行った。

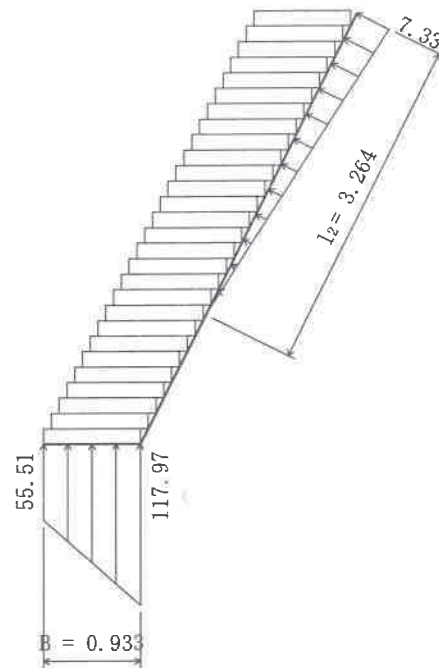
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{90.04 - 0.56 \times 0.933 \times 86.28}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.662 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 11.96 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 11.96}{0.70 \times 4.662} = 7.33 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 86.28 - 11.96 \times \sin 26.57 = 80.93 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 80.93 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.933 \times 1.000} = 55.51 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 80.93 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 117.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

#### 4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 86.28 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 136.82 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

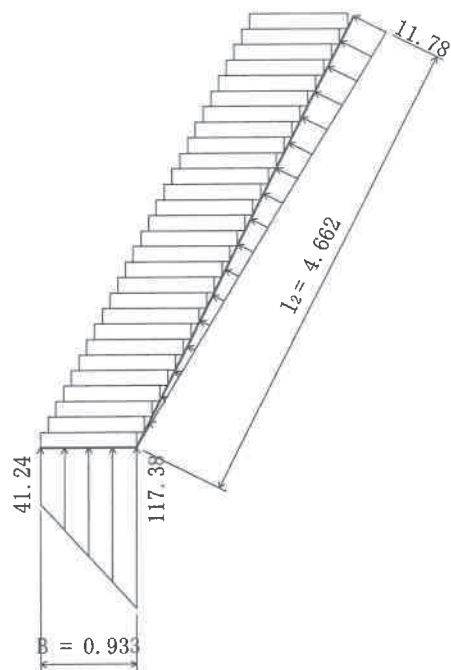
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{136.82 - 0.58 \times 0.933 \times 86.28}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.662 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 27.45 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 27.45}{1.00 \times 4.662} = 11.78 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 86.28 - 27.45 \times \sin 26.57 = 74.00 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.00 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.933 \times 1.000} = 41.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 74.00 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 117.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

## 5.2.2 載荷重なし

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.95 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 32.26 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 122.47 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 46.78 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

## 1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{122.47 - 46.78}{80.95} = 0.935 \quad (\text{m})$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.933}{2} - 0.935 = -0.469 \quad (\text{m})$$

$$d = 0.935 \quad (\text{m}) > 1/2 B = 0.467 \quad (\text{m})$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$B_e = B - 2 \cdot e = 0.933 - 2 \times -0.469 = 1.871 \quad (\text{m}) > B = 0.933 \quad \text{より} \quad B_e = 0.933 \quad (\text{m})$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{80.95 \times 0.600 + 0.0 \times 0.933 \times 1.000}{32.26}$$

$$= 1.51 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.469 < 0.000 \quad (\text{m})$  より、「簡便法」にて計算を行った。

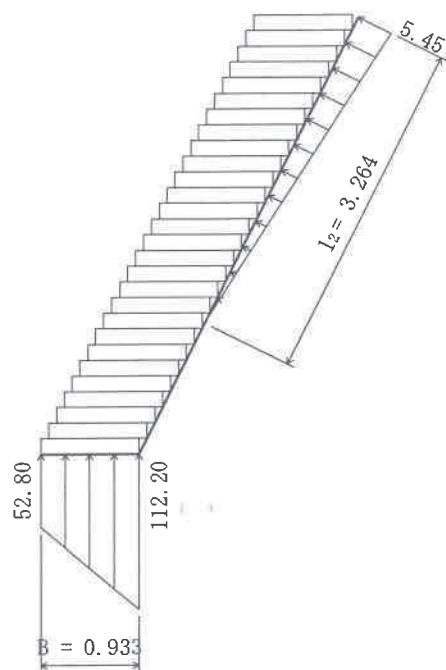
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{75.69 - 0.56 \times 0.933 \times 80.95}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 4.662 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 8.89 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 8.89}{0.70 \times 4.662} = 5.45 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.95 - 8.89 \times \sin 26.57 = 76.97 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.97 \times (2 - 3 \times 0.56)}{0.933 \times 1.000} = 52.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 76.97 \times (3 \times 0.56 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 112.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

#### 4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 80.95 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 && (\text{kN}) \\ \Sigma Mr &= 122.47 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma Mo &= 0.00 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

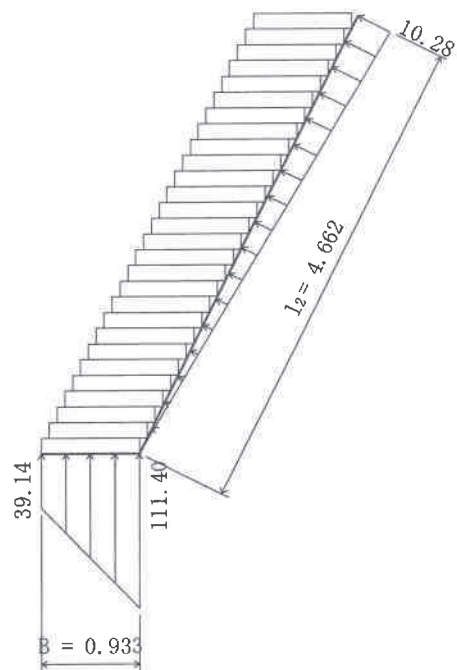
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{122.47 - 0.58 \times 0.933 \times 80.95}{0.933 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 4.662 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 23.96 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 23.96}{1.00 \times 4.662} = 10.28 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 80.95 - 23.96 \times \sin 26.57 = 70.23 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.23 \times (2 - 3 \times 0.58)}{0.933 \times 1.000} = 39.14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 70.23 \times (3 \times 0.58 - 1)}{0.933 \times 1.000} = 111.40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

H=5.55m(1:0.5)5cell $\theta$ 17°

## 目 次

設計概説 .....	1
§ 1 設計条件 .....	4
§ 2 一般形状寸法図 .....	5
§ 3 計算結果 .....	6
§ 4 設計荷重 .....	8
§ 5 安定計算 .....	17

## 設計概説

本擁壁は、テラセルを積み上げた擁壁で、以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工擁壁工指針』に準拠した。

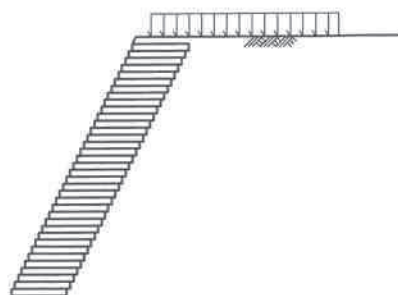
注)テラセルの設計控長について

3セルタイプの底版幅は最大800mmであるが、平面的に展開すると波形状となっているため、安定計算に用いる設計控長は、セル内に拘束される充填材の重量に関わることから平均長2.5セルとし、設計控長を667mmとする。同様に4セルタイプ、5セルタイプについても下記を設計控長とする。

- ・3セルタイプの底版幅 800mm(2.5セル= 667mm)
- ・4セルタイプの底版幅1067mm(3.5セル= 933mm)
- ・5セルタイプの底版幅1333mm(4.5セル=1200mm)

## (1) 設計断面

- 1) 擁壁形式 もたれ式擁壁
- 2) 基礎形式 直接基礎
- 3) 擁壁寸法 擁壁高さ  $H = 5.400$  (m)  
底版幅  $B = 1.200$  (m)  
勾配 1 : 0.500
- 4) 使用製品ブロック  
ジオセル



[ 設計方針・方法 ]

[ 計算結果 ]

## (2) 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行った。

常時 自重 (+ 載荷重) + 土圧

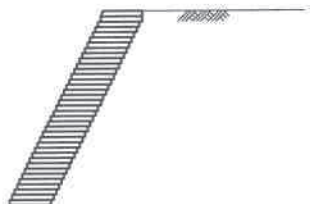
## (3) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

## 1) 自重

製品本体および、製品上の土砂を自重として考慮した。

躯体 :  $W_c = 129.60$  (kN)  
裏込土 :  $W_s = 3.31$  (kN)



## 2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

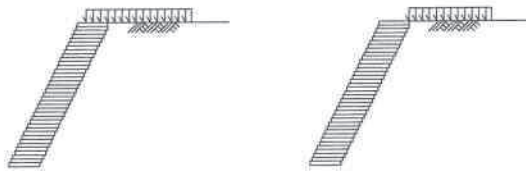
内部摩擦角 :  $\phi = 30.00(^{\circ})$   
 単位体積重量 :  $\gamma_s = 19.00(\text{kN/m}^3)$



土圧 :  $P_a = 50.09(\text{kN})$

## 3) 載 荷 重

擁壁上の載荷重は最も不利な状態を想定し、載荷する場合と、しない場合の2通りのケースを検討した。



自動車荷重  
 $q = 10.00(\text{kN/m}^2)$

## (4) 安定計算

擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

## 1) 転 倒

基礎底板位置での合力の作用位置による検討を行った。

$d = 1.253 > 0.600$   
 (単位 : m)

※ ここで、安定条件として合力の作用位置の許容範囲は、下図の通り合力の作用位置が山側に位置している場合は、条件を満足しているものとした。



## 2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

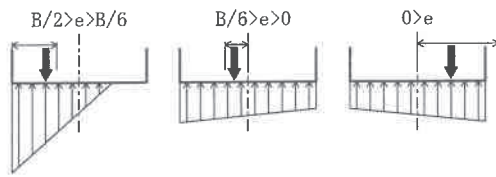
$F_s = 1.60 \geq 1.50$

摩擦係数 : 0.600

## 3) 支持力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$q = 149.31$ 以上の  
の支持力が必要です。  
(単位:  $\text{kN/m}^2$ )



## §1 設計条件

## 1.1 設計条件

- |            |                                 |
|------------|---------------------------------|
| (1) 擁壁形式   | もたれ式擁壁                          |
| (2) 基礎形式   | 直接基礎                            |
| (3) 擁壁高さ   | $H = 5.400$ (m)                 |
| (4) 土 圧    | 試行くさび法による土圧                     |
| (5) 地表面載荷重 | $q = 10.0$ (kN/m <sup>2</sup> ) |

## 1.2 土質条件

## (1) 擁壁背面の裏込め土

せん断抵抗角	$\phi = 30.00$ (°)
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00$ (kN/m <sup>3</sup> )

## (2) 支持地盤の定数

擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
〃 の粘着力	$C = 0.0$ (kN/m <sup>2</sup> )
許容地盤反力度	$q_a = 149.31$ (kN/m <sup>2</sup> ) 以上必要

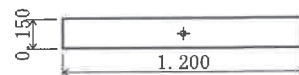
## 1.3 安定条件

- |              |         |                 |
|--------------|---------|-----------------|
| (1) 滑動に対する検討 | 滑動安全率   | $F_s \geq 1.50$ |
| (2) 転倒に対する検討 | 合力の作用位置 | $d > 1/2 B$     |

## 1.4 使用ブロック

## (1) ジオセル TW-150M (5セル)

製品幅 (m)	2.650			
体積		重心座標	重量	[単重]
(m <sup>3</sup> )		(m)	(kN)	(kN/m <sup>3</sup> )
碎石	0.477	(0.600, 0.075)	9.54	[20.00]



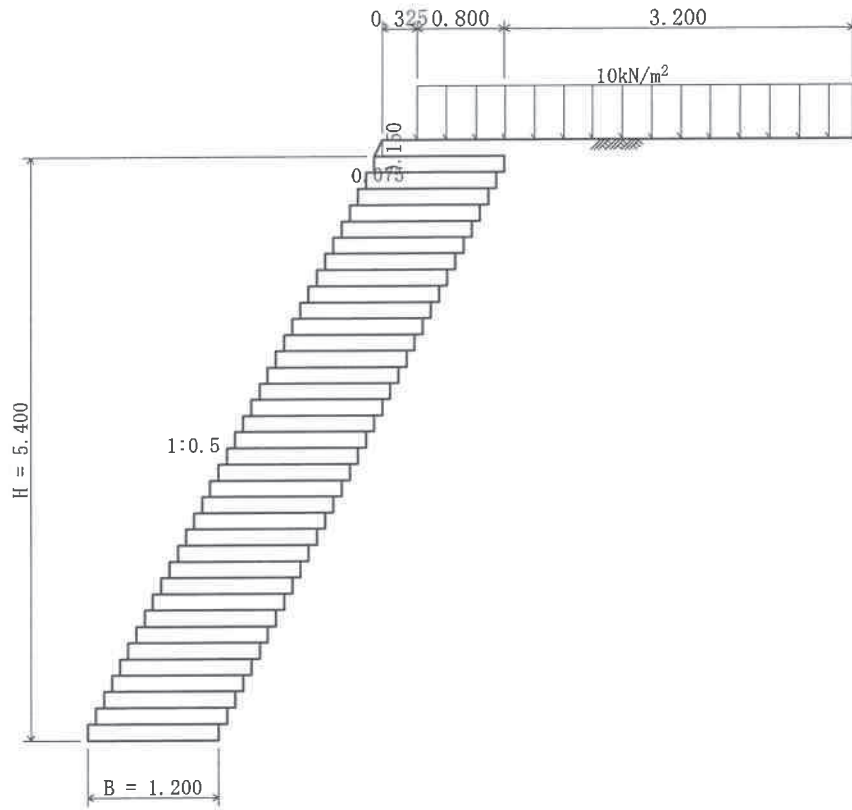
## 1.5 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版)

(社)日本道路協会

§2 一般形状寸法図

2.1 一般図



§3 計算結果

3.1 安定計算結果

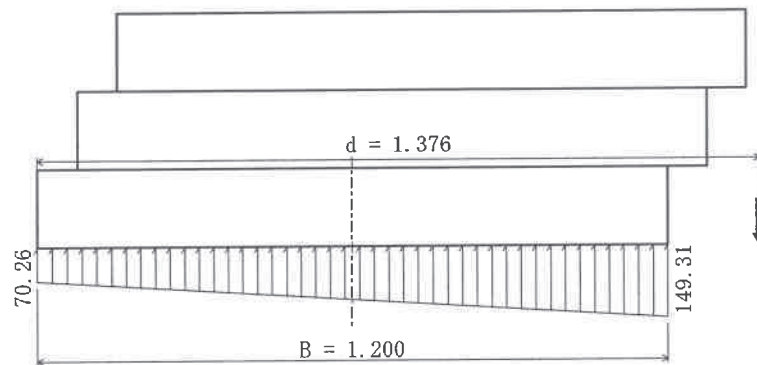
安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

3.1.1 載荷重あり

(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
				$q_1$	$q_2$	
140.91	49.76	1.376	1.70	70.26	149.31	O.K.
許 容 値		0.600	1.50			

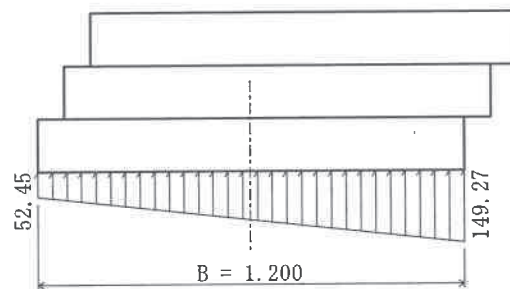
《地盤反力図》



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		$q_1$	$q_2$	
140.91	0.00	52.45	149.27	O.K.
許 容 値				

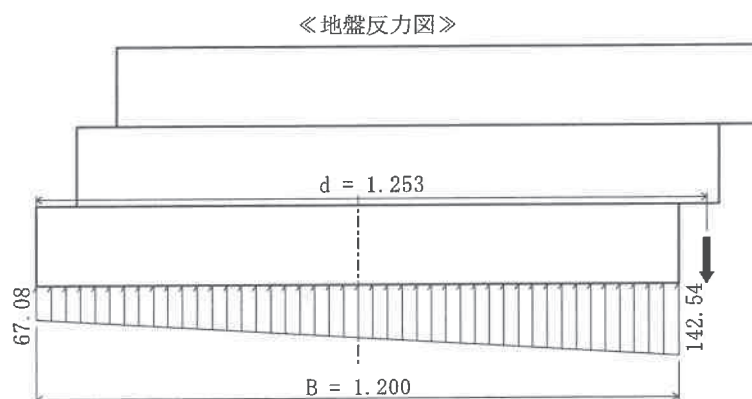
《地盤反力図》



3.1.2 載荷重なし

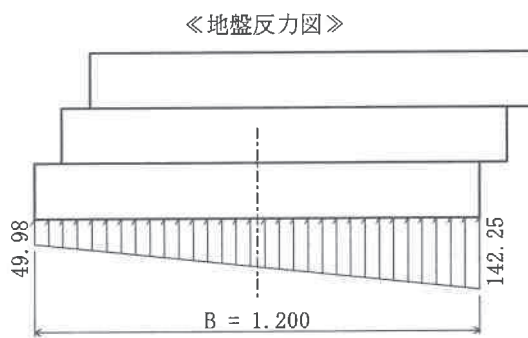
(1) 全体の安定計算結果

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	合力位置 d (m)	滑動 安全率 $F_s$	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
				$q_1$	$q_2$	
132.91	49.76	1.253	1.60	67.08	142.54	O.K.
許容値		0.600	1.50			



主働土圧状態が生起しない場合

鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		判定
		$q_1$	$q_2$	
132.91	0.00	49.98	142.25	O.K.
許容値				



## §4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・自 重
- ・載 荷 重
- ・土 圧

### 4.1 荷重の組合せ

以下の組合せについて設計を行う。

常 時            自重 (+ 載荷重) + 土圧

#### 4.1.1 荷重の組合せ一覧

1) 載荷重あり



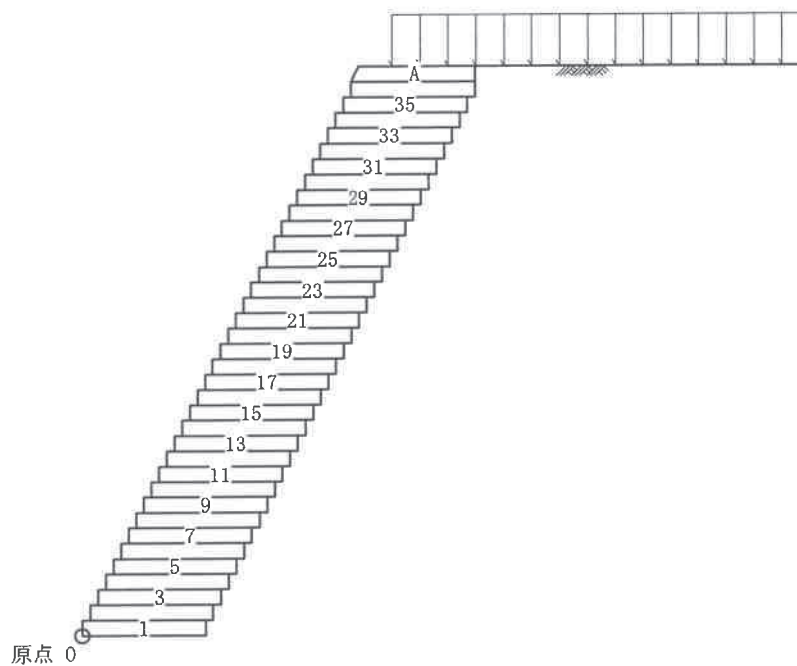
2) 載荷重なし



### 4.2 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。

荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



## 4.2.1 自重

各段毎に自重の集計を行う。

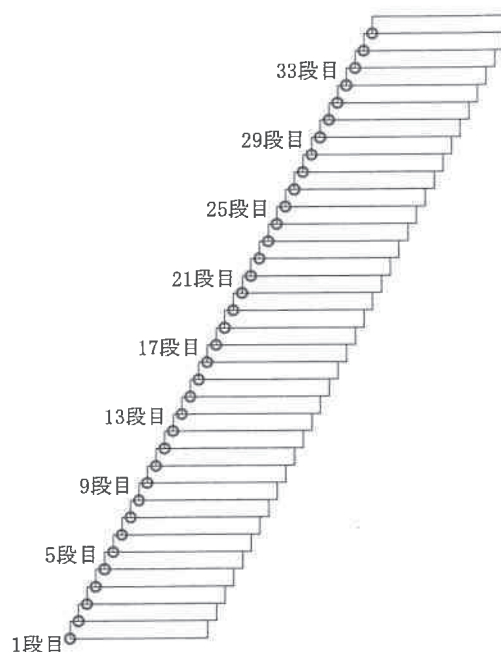
		体積	単位重量	鉛直荷重 V (kN)	重心位置	
		$V_0$ ( $m^3$ )	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )		$x_c$ (m)	$y_c$ (m)
36段目～1段目	TW-150M(5セル)			0.00	0.600	0.075
	胴込め砕石	0.180	20.00	3.60	0.600	0.075
	合計 $\Sigma$			3.60	0.600	0.075

※ 製品及び、胴込め材の体積、作用位置は『設計条件』の使用ブロックを参照。

## 1) 荷重の作用位置

以下に各段における基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を示す。

	番号 N	基準点	
		$x_N$ (m)	$y_N$ (m)
36段目	36	2.625	5.250
35段目	35	2.550	5.100
34段目	34	2.475	4.950
33段目	33	2.400	4.800
32段目	32	2.325	4.650
31段目	31	2.250	4.500
30段目	30	2.175	4.350
29段目	29	2.100	4.200
28段目	28	2.025	4.050
27段目	27	1.950	3.900
26段目	26	1.875	3.750
25段目	25	1.800	3.600
24段目	24	1.725	3.450
23段目	23	1.650	3.300
22段目	22	1.575	3.150
21段目	21	1.500	3.000
20段目	20	1.425	2.850
19段目	19	1.350	2.700
18段目	18	1.275	2.550
17段目	17	1.200	2.400
16段目	16	1.125	2.250
15段目	15	1.050	2.100
14段目	14	0.975	1.950
13段目	13	0.900	1.800
12段目	12	0.825	1.650
11段目	11	0.750	1.500
10段目	10	0.675	1.350
9段目	9	0.600	1.200
8段目	8	0.525	1.050
7段目	7	0.450	0.900
6段目	6	0.375	0.750
5段目	5	0.300	0.600
4段目	4	0.225	0.450
3段目	3	0.150	0.300
2段目	2	0.075	0.150
1段目	1	0.000	0.000



「荷重の総括」で用いる荷重の作用位置は、算出した重心位置( $x_g$ ,  $y_g$ )と、上の基準点( $x_N$ ,  $y_N$ )を用いて、次式により算出する。

$$x = x_g + (x_k - x_n)$$

$$y = y_g + (y_k - y_n)$$

ここに、

( $x_k$ ,  $y_k$ ) : 荷重が属する段の基準点座標 ( $N=k$ )

( $x_n$ ,  $y_n$ ) : 荷重を集計する段の原点座標 ( $N=n$ )

1段目の荷重集計 ( $m=1$ ) で用いる、2段目の自重 ( $k=2$ ) の作用位置は

$$x = 0.600 + (0.075 - 0.000) = 0.675 \text{ (m)}$$

$$y = 0.075 + (0.150 - 0.000) = 0.225 \text{ (m) となる。}$$

## 2) 36段目上の土砂(A)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m <sup>2</sup> )	重心位置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m <sup>3</sup> )	A・y (m <sup>3</sup> )
	1.200	0.150	0.180	3.225	5.475	0.5805	0.9855
a	-1/2	0.075	-0.006	2.650	5.500	-0.0159	-0.0330
合計			0.174			0.5646	0.9525

体積

$$V_0 = \Sigma A \cdot L = 0.174 \times 1.000 = 0.174 \text{ (m}^3\text{)}$$

荷重

$$V = V_0 \cdot \gamma = 0.174 \times 19.00 = 3.31 \text{ (kN)}$$



作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.5646}{0.174} = 3.245 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{0.9525}{0.174} = 5.474 \text{ (m)}$$

## 4.2.2 載荷重

地表面載荷重のうち擁壁上に載荷するものを鉛直荷重として考慮する。

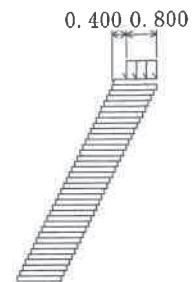
## (1) 活荷重(常時)

荷重

$$V = q \cdot b \cdot L = 10.0 \times 0.800 \times 1.000 = 8.00 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = 3.425 \text{ (m)}$$



## 4.2.3 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ただし、鉛直荷重  $V < 0$  のときは  $V = 0$  とする。

ここに、

$P_a$  : 主働土圧合力 (kN/m)

$W$  : 土くさびの重量 (kN/m)

$\omega$  : すべり角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角  $\phi = 30.00$  (°)

$\delta$  : 壁面摩擦角  $\delta = 20.00$  (°)

$\alpha$  : 土圧作用面と鉛直面のなす角  $\alpha = -26.57$  (°)

$K_a$  : 主働土圧係数

$\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量  $\gamma_s = 19.00$  (kN/m<sup>3</sup>)

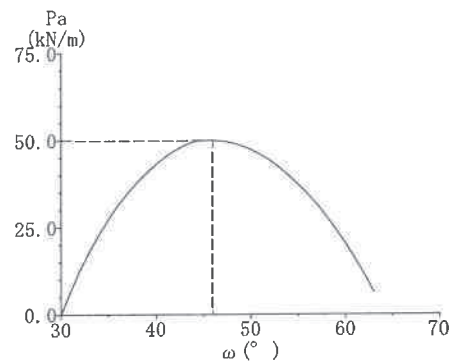
$h$  : 土圧の作用高さ (m)

$V, H$  : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

$L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)

## 1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 5.550 \text{ (m)} \\
 \alpha &= -26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 167.79 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重 : } 27.35] \\
 \omega &= 46.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

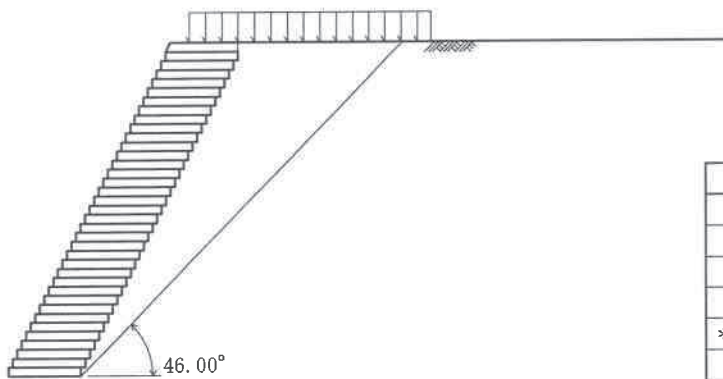


## 最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{167.79 \times \sin(46.00 - 30.00)}{\cos(46.00 - 30.00 - 20.00 + 26.57)} \\
 &= 50.09 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

## 主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 Ka &= \frac{2 \times 50.09}{19.00 \times 5.550^2} \\
 &= 0.171
 \end{aligned}$$



$\omega$	Pa	W
50.00	47.311	123.72
49.00	48.446	134.23
48.00	49.289	145.06
47.00	49.838	156.24
* 46.00	50.085	167.79
45.00	50.021	179.73
44.00	49.638	192.10
43.00	48.622	203.66
42.00	47.123	214.85

## 鉛直荷重

$$\begin{aligned}
 V &= 50.09 \times \sin(20.00 - 26.57) \times 1.000 = -5.73 \text{ (kN)} \\
 V < 0 \text{ より } V &= 0.00 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

## 水平荷重

$$H = 50.09 \times \cos(20.00 - 26.57) \times 1.000 = 49.76 \text{ (kN)}$$

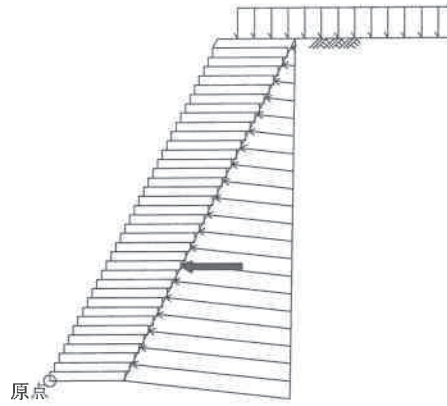
## 作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 2.100 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{5.400 + 0.150}{3} = 1.850 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

#### 4.3 荷重の総括

##### 4.3.1 荷重の集計方法

基礎のつま先下端を原点として荷重を集計する。



## 4.3.2 荷重の集計

算出された荷重を各荷重ケース毎に集計する。

## (1) 載荷重あり

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	36段目	3.60		3.225	5.325	11.61	
		35段目	3.60		3.150	5.175	11.34	
		34段目	3.60		3.075	5.025	11.07	
		33段目	3.60		3.000	4.875	10.80	
		32段目	3.60		2.925	4.725	10.53	
		31段目	3.60		2.850	4.575	10.26	
		30段目	3.60		2.775	4.425	9.99	
		29段目	3.60		2.700	4.275	9.72	
		28段目	3.60		2.625	4.125	9.45	
		27段目	3.60		2.550	3.975	9.18	
		26段目	3.60		2.475	3.825	8.91	
		25段目	3.60		2.400	3.675	8.64	
		24段目	3.60		2.325	3.525	8.37	
		23段目	3.60		2.250	3.375	8.10	
		22段目	3.60		2.175	3.225	7.83	
		21段目	3.60		2.100	3.075	7.56	
		20段目	3.60		2.025	2.925	7.29	
		19段目	3.60		1.950	2.775	7.02	
		18段目	3.60		1.875	2.625	6.75	
		17段目	3.60		1.800	2.475	6.48	
		16段目	3.60		1.725	2.325	6.21	
		15段目	3.60		1.650	2.175	5.94	
		14段目	3.60		1.575	2.025	5.67	
		13段目	3.60		1.500	1.875	5.40	
		12段目	3.60		1.425	1.725	5.13	
		11段目	3.60		1.350	1.575	4.86	
		10段目	3.60		1.275	1.425	4.59	
		9段目	3.60		1.200	1.275	4.32	
		8段目	3.60		1.125	1.125	4.05	
		7段目	3.60		1.050	0.975	3.78	
		6段目	3.60		0.975	0.825	3.51	
		5段目	3.60		0.900	0.675	3.24	
		4段目	3.60		0.825	0.525	2.97	
		3段目	3.60		0.750	0.375	2.70	
		2段目	3.60		0.675	0.225	2.43	
		1段目	3.60		0.600	0.075	2.16	
			製品上の土砂		3.31		3.245	5.474
	載荷重		8.00		3.425	5.550	27.40	
	土圧		0.00	49.76	2.100	1.850	0.00	
合 計 Σ			140.91	49.76			286.00	
自重のみの合計 Σ			140.91	0.00			286.00	

## (2) 載荷重なし

			荷 重		作用位置		モーメント	
			鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	抵抗 V・x (kN・m)	転倒 H・y (kN・m)
1段目	自重	36段目	3.60		3.225	5.325	11.61	
		35段目	3.60		3.150	5.175	11.34	
		34段目	3.60		3.075	5.025	11.07	
		33段目	3.60		3.000	4.875	10.80	
		32段目	3.60		2.925	4.725	10.53	
		31段目	3.60		2.850	4.575	10.26	
		30段目	3.60		2.775	4.425	9.99	
		29段目	3.60		2.700	4.275	9.72	
		28段目	3.60		2.625	4.125	9.45	
		27段目	3.60		2.550	3.975	9.18	
		26段目	3.60		2.475	3.825	8.91	
		25段目	3.60		2.400	3.675	8.64	
		24段目	3.60		2.325	3.525	8.37	
		23段目	3.60		2.250	3.375	8.10	
		22段目	3.60		2.175	3.225	7.83	
		21段目	3.60		2.100	3.075	7.56	
		20段目	3.60		2.025	2.925	7.29	
		19段目	3.60		1.950	2.775	7.02	
		18段目	3.60		1.875	2.625	6.75	
		17段目	3.60		1.800	2.475	6.48	
		16段目	3.60		1.725	2.325	6.21	
		15段目	3.60		1.650	2.175	5.94	
		14段目	3.60		1.575	2.025	5.67	
		13段目	3.60		1.500	1.875	5.40	
		12段目	3.60		1.425	1.725	5.13	
		11段目	3.60		1.350	1.575	4.86	
		10段目	3.60		1.275	1.425	4.59	
9段目	3.60		1.200	1.275	4.32			
8段目	3.60		1.125	1.125	4.05			
7段目	3.60		1.050	0.975	3.78			
6段目	3.60		0.975	0.825	3.51			
5段目	3.60		0.900	0.675	3.24			
4段目	3.60		0.825	0.525	2.97			
3段目	3.60		0.750	0.375	2.70			
2段目	3.60		0.675	0.225	2.43			
1段目	3.60		0.600	0.075	2.16			
	製品上の土砂		3.31		3.245	5.474	10.74	
	土圧		0.00	49.76	2.100	1.850	0.00	
	合計 Σ		132.91	49.76			258.60	
	自重のみの合計 Σ		132.91	0.00			258.60	

## §5 安定計算

集計した荷重を用いて、安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

### 5.1 計算方法

#### 1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.200 (m)

転倒に対する安定条件として、合力の作用点までの距離 d は次式を満足するものとする。

$$d > \frac{1}{2} B$$

#### 2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- $F_s$  : 滑動安全率
- $F_{sa}$  : 滑動安全率の許容値  $F_{sa} = 1.50$
- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数  $\mu = 0.600$
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 C = 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)
- B : 擁壁の底版幅 B = 1.200 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $Be$  : 有効載荷幅  $Be = B - 2 \cdot e$  (m)  
ただし、有効載荷幅は底版幅を超えないものとする
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) L = 1.000 (m)

## 3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$B / 6 \geq e \geq 0$  のとき

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$e > B / 6$  のとき

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\Sigma V$  : 鉛直荷重 (kN)
- $B$  : 擁壁の底版幅  $B = 1.200$  (m)
- $L$  : 擁壁の奥行き (計算幅)  $L = 1.000$  (m)
- $e$  : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- $d$  : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$e < 0$  のとき

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、底面地盤と背面地盤に支持された構造体として、擁壁本体を剛体と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性バネ上のはりモデル「地盤バネモデルによる計算法」に基づく「簡便法」を用いて求める。

$$Q_t = \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left( 1 - \frac{\kappa_1}{3} \right)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta, \quad Q_H = \Sigma H + Q_t \cdot \cos \theta$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L}, \quad q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L}$$

ここに、

- $l$  : 擁壁壁面長 (m)
- $\theta$  : 擁壁壁面傾斜角  $\theta = 26.57$  (°)
- $\Sigma M$  : 擁壁底面つま先回りのモーメント (kN・m)
- $Q_v$  : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN)
- $Q_H$  : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN)
- $Q_t$  : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN)  $d \leq \kappa_d \cdot B$  の時は  $Q_t = 0$  とする
- $q_1$  : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_2$  : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : 壁面地盤反力度が発生する区間長  $l_2$  と擁壁壁面長  $l$  との比 ( $\kappa_1 = l_2 / l$ )
- $\kappa_d$  : つま先からの鉛直地盤反力の作用位置  $d_1$  と擁壁底面幅  $B$  との比 ( $\kappa_d = d_1 / B$ )
- $\kappa_1$ 、 $\kappa_d$  は下表による。

荷重状態	自重のみの場合	荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
背面勾配	—	1:0.3	1:0.4	1:0.5
$\kappa_1$	1.00	0.50	0.60	0.70
$\kappa_d$	0.58	0.56		

背面勾配 1:0.5 より、荷重の組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合は  $\kappa_1 = 0.70$  を用いる。

## 5.2 計算結果

## 5.2.1 載荷重あり

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 140.91 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 49.76 && (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 286.00 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 92.06 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

## 1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{286.00 - 92.06}{140.91} = 1.376 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.200}{2} - 1.376 = -0.776 \text{ (m)}$$

$$d = 1.376 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.600 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.200 - 2 \times -0.776 = 2.752 \text{ (m)} > B = 1.200 \text{ より } Be = 1.200 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{140.91 \times 0.600 + 0.0 \times 1.200 \times 1.000}{49.76}$$

$$= 1.70 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.776 < 0.000 \text{ (m)}$  より、「簡便法」にて計算を行った。

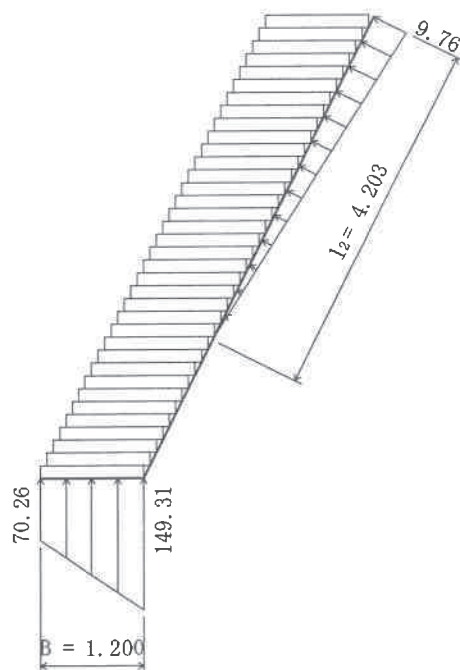
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{193.94 - 0.56 \times 1.200 \times 140.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 6.004 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 20.51 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot 1} = \frac{2 \times 20.51}{0.70 \times 6.004} = 9.76 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 140.91 - 20.51 \times \sin 26.57 = 131.74 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 131.74 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.200 \times 1.000} = 70.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 131.74 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 149.31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

#### 4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 140.91 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 && (\text{kN}) \\ \Sigma M_x &= 286.00 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

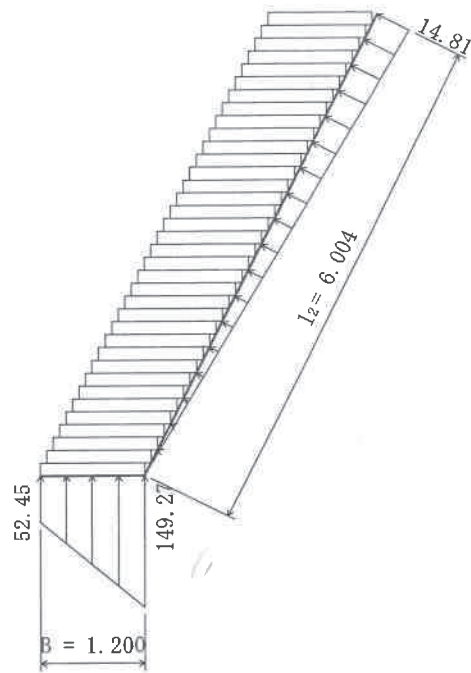
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + l \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{286.00 - 0.58 \times 1.200 \times 140.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 6.004 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 44.45 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 44.45}{1.00 \times 6.004} = 14.81 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 140.91 - 44.45 \times \sin 26.57 = 121.03 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 121.03 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.200 \times 1.000} = 52.45 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 121.03 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 149.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

## 5.2.2 荷重重なし

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 132.91 && (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 49.76 && (\text{kN}) \\ \Sigma M_x &= 258.60 && (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 92.06 && (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

## 1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma M_x - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{258.60 - 92.06}{132.91} = 1.253 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.200}{2} - 1.253 = -0.653 \text{ (m)}$$

$$d = 1.253 \text{ (m)} > 1/2 B = 0.600 \text{ (m)}$$

よって、合力位置は安定条件を満足している。

## 2) 滑動に対する安定

$$B_e = B - 2 \cdot e = 1.200 - 2 \times -0.653 = 2.506 \text{ (m)} > B = 1.200 \text{ より } B_e = 1.200 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot B_e \cdot L}{\Sigma H} = \frac{132.91 \times 0.600 + 0.0 \times 1.200 \times 1.000}{49.76}$$

$$= 1.60 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

## 3) 支持に対する安定

最大地盤反力度

 $e = -0.653 < 0.000 \text{ (m)}$  より、「簡便法」にて計算を行った。

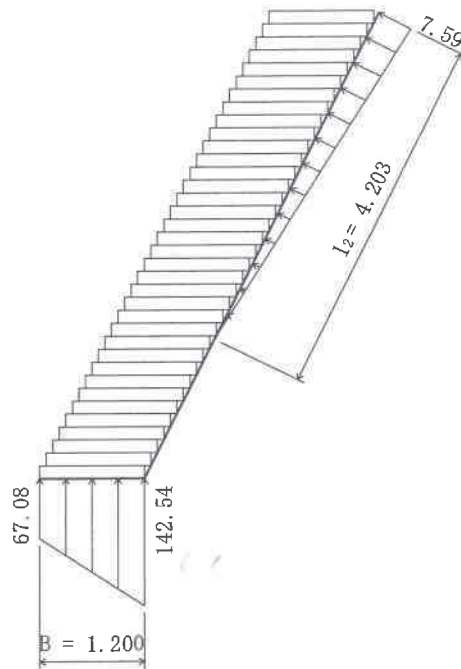
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{166.54 - 0.56 \times 1.200 \times 132.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.56) + 6.004 \times \left(1 - \frac{0.70}{3}\right)} = 15.96 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 15.96}{0.70 \times 6.004} = 7.59 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 132.91 - 15.96 \times \sin 26.57 = 125.77 \text{ (kN)}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.77 \times (2 - 3 \times 0.56)}{1.200 \times 1.000} = 67.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 125.77 \times (3 \times 0.56 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 142.54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

#### 4) 主働土圧が作用しない状態の照査

主働土圧が作用しない状態の支持の検討を行う。

『設計荷重』荷重の総括より、

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 132.91 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma H &= 0.00 \quad (\text{kN}) \\ \Sigma M_r &= 258.60 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \\ \Sigma M_o &= 0.00 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

最大地盤反力度

「簡便法」にて計算を行った。

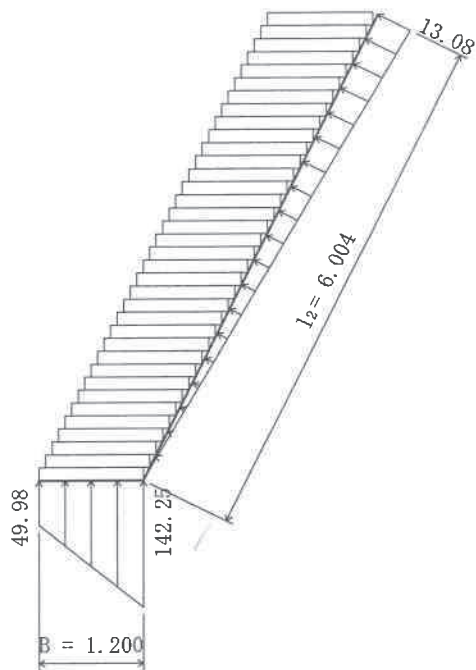
$$\begin{aligned}Q_t &= \frac{\Sigma M - \kappa_d \cdot B \cdot \Sigma V}{B \cdot \sin \theta \cdot (1 - \kappa_d) + 1 \cdot \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)} \\ &= \frac{258.60 - 0.58 \times 1.200 \times 132.91}{1.200 \times \sin 26.57 \times (1 - 0.58) + 6.004 \times \left(1 - \frac{1.00}{3}\right)} = 39.28 \quad (\text{kN})\end{aligned}$$

$$q_t = \frac{2 \cdot Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 39.28}{1.00 \times 6.004} = 13.08 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \cdot \sin \theta = 132.91 - 39.28 \times \sin 26.57 = 115.34 \quad (\text{kN})$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (2 - 3 \cdot \kappa_d)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 115.34 \times (2 - 3 \times 0.58)}{1.200 \times 1.000} = 49.98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot Q_v \cdot (3 \cdot \kappa_d - 1)}{B \cdot L} = \frac{2 \times 115.34 \times (3 \times 0.58 - 1)}{1.200 \times 1.000} = 142.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$



よって、上記の値以上の支持力が必要である。

グランドセルマットレス

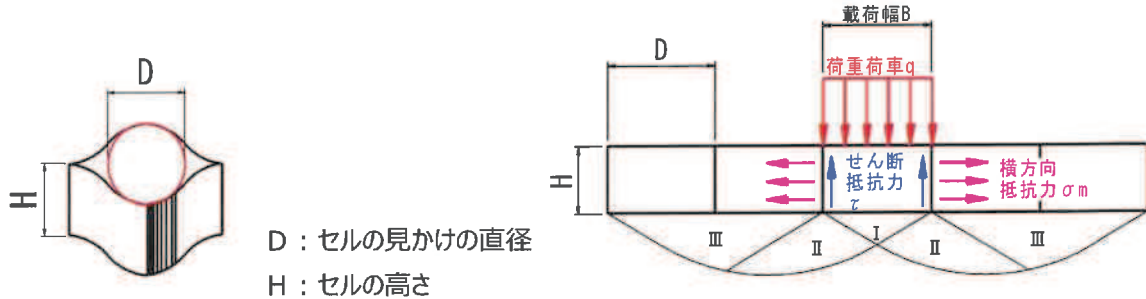
構 造 計 算 書

グランドセルマットレス4セルタイプ

## ジオセルマットレスの支持力改善効果

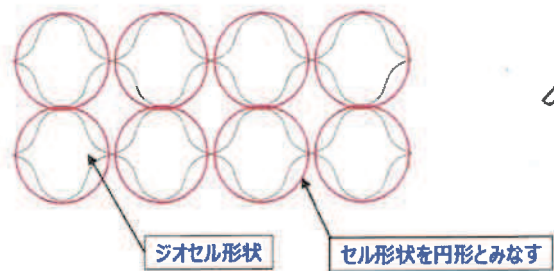
テラセル上に荷重が作用すると、くさび状の主働領域Ⅰが形成されますが、テラセルのセルが塑性領域Ⅱの発生と受働領域Ⅲの移動を抑制することで、極限支持力が無補強の場合よりも大きくなります。この支持力の増加は、テラセル内部に充填された中詰材とテラセル壁面との間にせん断力が、鉛直荷重に対する抵抗力※として作用すると考えられています。

※ジオセルマットレス支持力改善効果 $\sigma_R$

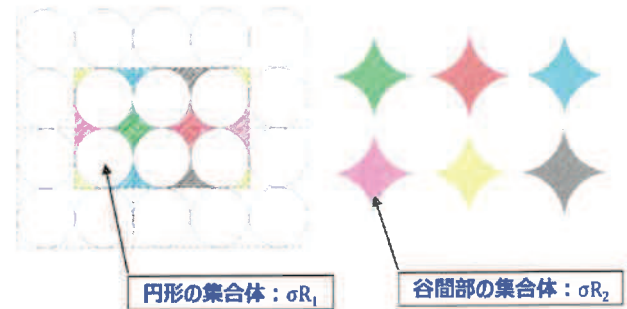


D : セルの見かけの直径  
H : セルの高さ

◇支持力改善効果( $\sigma_R$ )は、テラセルの高さ、大きさの形状に密接に関係しております。テラセルの形状は、黒色で示した丸みを帯びたひし形の形状になります。計算上のモデル形状は、赤色で示した円とみなし、円形の集合体をモデルとしております。



◇構造物の荷重を面で受けることから、セルを円形とみなした部分と網掛け部で示した谷間の部分の2タイプの集合体として捉えることが出来ます。

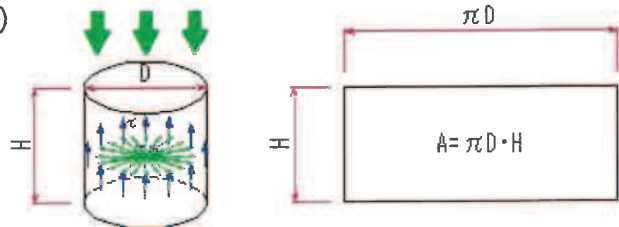


構造物荷重（鉛直荷重）を受けることで、中詰め材がセルの壁面に発生するせん断抵抗力 $\tau$  ( $\sigma_m \cdot \tan\delta$ )に、セルの壁面積( $\pi \cdot D \cdot H$ )を掛けることで、1つのセルに生じるせん断抵抗が求まり、セル面積※で割り戻すことで単位面積当たりの支持力改善効果( $\sigma_R$ )が求まります。 ※ $\sigma_{R1}$  : 直径Dの円の面積,  $\sigma_{R2}$  : 谷間部分の面積  $\sigma_{R1}$ と $\sigma_{R2}$ の支持力改善効果を平均した値が、ジオセルマットレスの支持力改善効果 $\sigma_R$ となります。

◇円形とみなした部分の支持力改善効果 ( $\sigma_{R1}$ )

$$\sigma_{R1} = \frac{\text{セル壁面積} \times \text{摩擦抵抗力}\tau}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{面積}}$$

$$= 4 \cdot \tau \cdot (H/D)$$



◇谷間部分の支持力改善効果 ( $\sigma_{R2}$ )

$$\sigma_{R2} = \frac{\pi \cdot D \cdot H \times \sigma_m \cdot \tan\delta}{D^2(4-\pi)}$$

$$\approx 14.6 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセルマットレスによる支持力改善 ( $\sigma_R$ )

$$\sigma_R = \frac{\sigma_{R1} + \sigma_{R2}}{2}$$

$$\approx 9 \cdot \tau \cdot (H/D)$$

◇ジオセル内に作用する水平土圧強度： $\sigma_m$

$$\sigma_m = Ka \cdot \sigma_v$$

$Ka$ ：主働土圧係数  $Ka = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$

$\sigma_v$ ：ジオセルに作用する鉛直地盤反力度

ジオセル内に作用する水平土圧強度 $\sigma_m$ は、ジオセル壁面に作用する主働土圧強度から求まる。

◇ジオセル内のせん断抵抗力： $\tau$

$$\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$$

$\delta$ ：ジオセルと中詰材の壁面摩擦角

※  $\delta = \varphi$

$\delta$ はジオセルと中詰材の壁面摩擦角を表しており、大型一面せん断試験により、 $\delta = \varphi$  (中詰材)を確認

ジオセル内のせん断抵抗力 $\tau$ は、セル内に水平方向に作用する力( $\sigma_m$ )に、ジオセルと中詰材との壁面摩擦角 ( $\delta$ ) としたとき、 $\tau = \sigma_m \cdot \tan \delta$  として表されます。

◇ジオセルマットレスによる改善された支持力： $q_{ucell}$

$$q_{ucell} = q_u + \sigma R$$

$q_u$ ：地盤の極限支持力

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + \frac{1}{2} \gamma \cdot \beta \cdot B_e \cdot Nr \cdot Sr$$

## テラセル基礎の分散効果

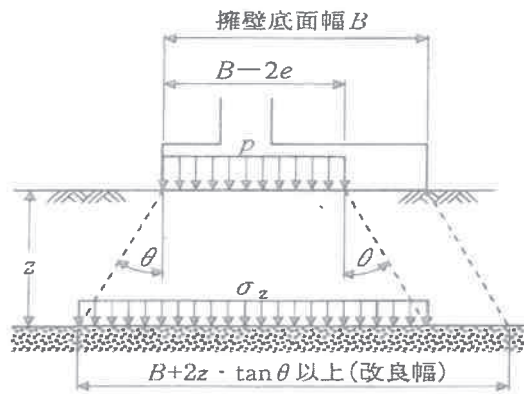
擁壁直下の深さ $z$ における鉛直地盤反力度  $\sigma_z$  は慣用計算法より、

$$\sigma_z = p / \{1 + 2 \cdot (z / B - 2e) \tan \theta\} + \gamma \cdot z$$

$$p = V / B - 2e$$

ここに、

- $\sigma_z$  : 深さ  $z$  における地中での鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $p$  : 擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $z$  : 擁壁底面からの深さ (m)
- $B$  : 擁壁底面幅 (m)
- $\theta$  : 荷重の分散角 (°)
- $V$  : 擁壁底面に作用する全鉛直荷重 (kN)
- $e$  : 擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離 (m)
- $\gamma$  : 地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



(参考文献) 「道路土工 擁壁工指針」

## ジオセルマットレス 支持力検討

検討項目 : テラセル擁壁4cellタイプ

項目	記号	数値	単位
(1) 地盤反力度 (構造物荷重)	P	117.97	kN/m <sup>2</sup>
(2) 基礎地盤の支持力 (極限支持力)	q <sub>u</sub>	270.00	kN/m <sup>2</sup>
(3) 安全率	F <sub>s</sub>	3.0	-
(4) 基礎地盤の支持力 (許容支持力) 調査結果より	q <sub>a</sub>	90.00	kN/m <sup>2</sup>
(5) 充填材の単位体積重量	γ	20.0	kN/m <sup>3</sup>
(6) 充填材の内部摩擦角	φ	35.0	°
(7) 基礎幅	B	0.933	m
(8) 基礎の有効載荷幅	Be	0.933	m
(9) ジオセル規格	-	150MP	-
(10) セル高	h	0.15	m
(11) セル直径	D	0.30	m
(12) ジオセル設置段数	-	2	段
(13) ジオセルマットレス厚	H	0.30	m
(14) 分散角	α	35.0	°
(15) 均しコンクリート厚さ	t	0.000	m
(16) ジオセルマットレス必要幅 (L=B+2・H・tanα)	L	1.40	m

### ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度

ジオセルの上面と下面に作用する鉛直地盤反力度の平均値をジオセルに作用する鉛直地盤反力度と設定する。

・ジオセル上面での鉛直反力度 (σ<sub>vt</sub>) : P=V/(Be) V:86.28kN

$$\sigma_{vt} = 92.48 \text{ kN/m}^2$$

・ジオセル下面での鉛直反力度 (σ<sub>vb</sub>)

$$\begin{aligned} \sigma_{vb} &= \frac{\sigma_{vt}}{1 + 2 \times (H / Be) \times \tan\alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{92.48}{1 + 2 \times [0.30 / 0.93] \times 0.70} + 20.0 \times 0.30 \\ &= 69.71 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度 (σ<sub>vm</sub>)

$$\begin{aligned} \sigma_{vm} &= [ \sigma_{vt} + \sigma_{vb} ] / 2 \\ &= [ 92.5 + 69.71 ] / 2 \\ &= 81.09 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセルに作用する水平土圧強度 (σ<sub>m</sub>)

主働土圧係数 (KA)

$$\begin{aligned} KA &= \tan^2 \left[ 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \\ &= 0.271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= KA \times \sigma_{vm} \\ &= 21.98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・ジオセルと碎石との壁面摩擦角 (δ)

$$\delta = \phi = 35.0^\circ$$

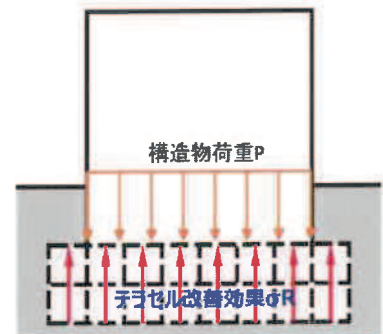
### ジオセルに作用するせん断抵抗力 (τ)

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_m \times \tan\delta \\ &= 15.39 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセルによる支持力改善効果 ( $\sigma_R$ )

ジオセル壁面に作用するせん断抵抗力より、ジオセル改善効果を求める。

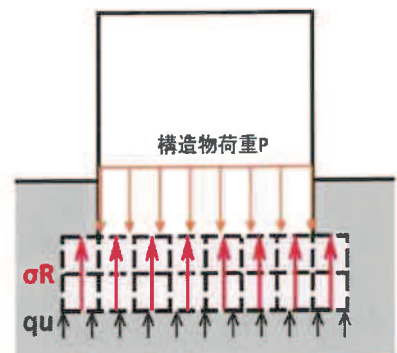
$$\begin{aligned}\sigma_R &= 9 \times \tau \times \frac{H}{D} \\ &= 9 \times 15.39 \times \frac{0.30}{0.30} \\ &= 138.5 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力 ( $q_{acell}$ )

地盤の極限支持力 $q_u$ とジオセル支持力改善効果 $\sigma_R$ を加えて、支持力の安全率を考慮し許容支持力を求める。

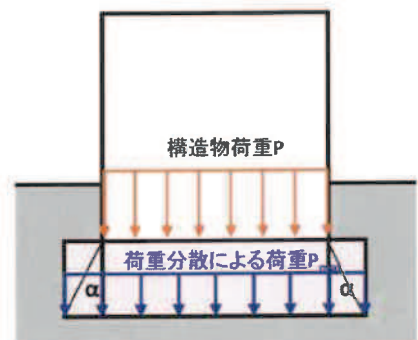
$$\begin{aligned}q_{acell} &= \frac{q_u + \sigma_R}{F_s} \\ &= \frac{(270.00 + 138.5)}{3.0} \\ &= 136.17 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### 荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 ( $P_{mat}$ )

充填材の内部摩擦角 ( $\varphi$ ) を荷重の分散角 ( $\alpha$ ) とする。

$$\begin{aligned}P_{mat} &= \frac{P}{1 + 2 \times \frac{H}{Be} \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{92.48}{1 + 2 \times \left[ \frac{0.30}{0.93} \right] \times 0.70} \\ &\quad + 20.0 \times 0.30 \\ &= 69.71 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### 支持力の判定

地表の軟弱地盤をジオセルマットレスに置き換えることにより、構造物の基礎部分は支持力の改善された地盤となる。ジオセルマットレスにより構造物荷重は分散されるため、荷重分散を考慮した鉛直地盤反力とジオセル効果を比較して判定する。

荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 ( $P_{mat}$ )  $\leq$  ジオセル効果を考慮した地盤の許容支持力 ( $q_{acell}$ )  $\rightarrow$  判定

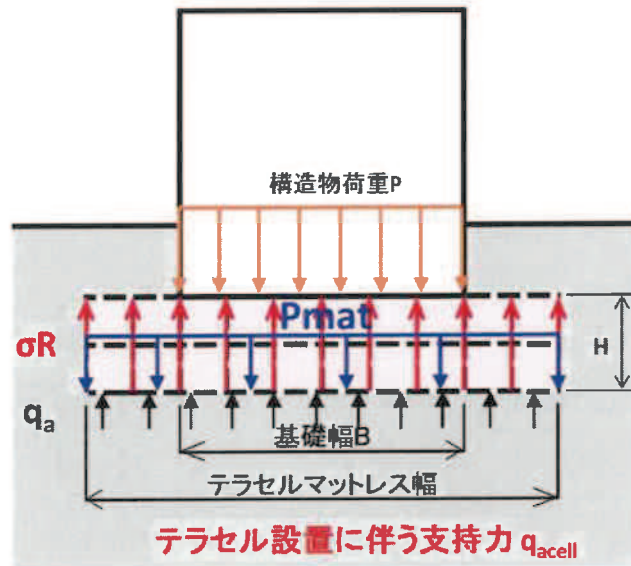
$$P_{mat} = 69.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\leq q_{acell} = 136.17 \text{ kN/m}^2$$

$\rightarrow$  OK

計算結果総括

項目	記号	数値	単位
(1) 構造物の地盤反力度	P	117.97	kN/m <sup>2</sup>
(2) 荷重分散を考慮した地盤反力度	P <sub>mat</sub>	69.71	kN/m <sup>2</sup>
(3) 地盤の許容支持力	q <sub>a</sub>	90.00	kN/m <sup>2</sup>
(4) ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力	Q <sub>acell</sub>	136.17	kN/m <sup>2</sup>
(5) ジオセル規格	-	150MP	-
(6) ジオセル高	H	0.300	m
(7) 基礎幅	B	0.933	m
(8) ジオセルマットレス幅	L	1.400	m



グランドセルマットレス5セルタイプ /

## ジオセルマットレス 支持力検討

検討項目 : テラセル擁壁 5cellタイプ

項目	記号	数値	単位
(1) 地盤反力度 (構造物荷重)	P	149.31	kN/m <sup>2</sup>
(2) 基礎地盤の支持力 (極限支持力)	q <sub>u</sub>	270.00	kN/m <sup>2</sup>
(3) 安全率	F <sub>s</sub>	3.0	-
(4) 基礎地盤の支持力 (許容支持力) 調査結果より	q <sub>a</sub>	90.00	kN/m <sup>2</sup>
(5) 充填材の単位体積重量	γ	20.0	kN/m <sup>3</sup>
(6) 充填材の内部摩擦角	φ	35.0	°
(7) 基礎幅	B	1.200	m
(8) 基礎の有効載荷幅	Be	1.200	m
(9) ジオセル規格	-	150MP	-
(10) セル高	h	0.15	m
(11) セル直径	D	0.30	m
(12) ジオセル設置段数	-	2	段
(13) ジオセルマットレス厚	H	0.30	m
(14) 分散角	α	35.0	°
(15) 均しコンクリート厚さ	t	0.000	m
(16) ジオセルマットレス必要幅 (L=B+2・H・tanα)	L	1.70	m

### ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度

ジオセルの上面と下面に作用する鉛直地盤反力度の平均値をジオセルに作用する鉛直地盤反力度と設定する。

・ジオセル上面での鉛直反力度 (σ<sub>vt</sub>) : P=V/(Be) V:140.91kN

$$\sigma_{vt} = 117.43 \text{ kN/m}^2$$

・ジオセル下面での鉛直反力度 (σ<sub>vb</sub>)

$$\begin{aligned} \sigma_{vb} &= \frac{\sigma_{vt}}{1 + 2 \times (H / Be) \times \tan\alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{117.43}{1 + 2 \times [0.30 / 1.20] \times 0.70} + 20.0 \times 0.30 \\ &= 92.98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセル内に作用する鉛直地盤反力度 (σ<sub>vm</sub>)

$$\begin{aligned} \sigma_{vm} &= [ \sigma_{vt} + \sigma_{vb} ] / 2 \\ &= [ 117.4 + 92.98 ] / 2 \\ &= 105.20 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセルに作用する水平土圧強度 (σ<sub>m</sub>)

主働土圧係数 (KA)

$$\begin{aligned} KA &= \tan^2 \left[ 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \\ &= 0.271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= KA \times \sigma_{vm} \\ &= 28.51 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・ジオセルと碎石との壁面摩擦角 (δ)

$$\delta = \phi = 35.0^\circ$$

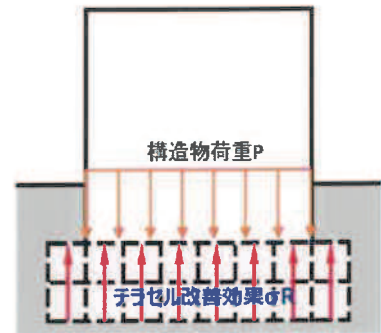
### ジオセルに作用するせん断抵抗力 (τ)

$$\begin{aligned} \tau &= \sigma_m \times \tan\delta \\ &= 19.96 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### ジオセルによる支持力改善効果 (σR)

ジオセル壁面に作用するせん断抵抗力より、ジオセル改善効果を求める。

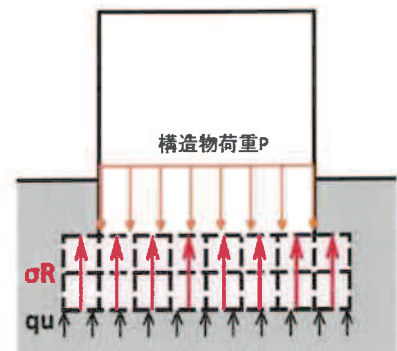
$$\begin{aligned}\sigma_R &= 9 \times \tau \times \frac{H}{D} \\ &= 9 \times 19.96 \times \frac{0.30}{0.30} \\ &= 179.6 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力 (qacell)

地盤の極限支持力quとジオセル支持力改善効果σRを加えて、支持力の安全率を考慮し許容支持力を求める。

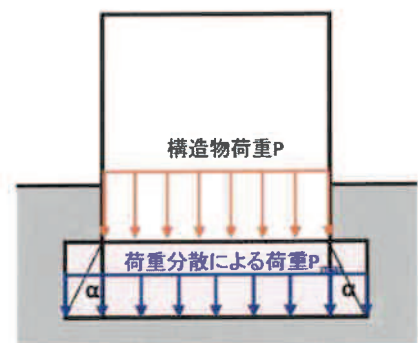
$$\begin{aligned}q_{acell} &= \frac{q_u + \sigma_R}{F_s} \\ &= \frac{(270.00 + 179.6)}{3.0} \\ &= 149.88 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### 荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (Pmat)

充填材の内部摩擦角 (φ) を荷重の分散角 (α) とする。

$$\begin{aligned}P_{mat} &= \frac{P}{1 + 2 \times (H / B_e) \times \tan \alpha} + \gamma \times H \\ &= \frac{117.43}{1 + 2 \times [0.30 / 1.20] \times 0.70} \\ &\quad + 20.0 \times 0.30 \\ &= 92.98 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



### 支持力の判定

地表の軟弱地盤をジオセルマットレスに置き換えることにより、構造物の基礎部分は支持力の改善された地盤となる。ジオセルマットレスにより構造物荷重は分散されるため、荷重分散を考慮した鉛直地盤反力とジオセル効果を比較して判定する。

荷重分散を考慮した鉛直地盤反力度 (Pmat) ≤ ジオセル効果を考慮した地盤の許容支持力 (qacell) → 判定

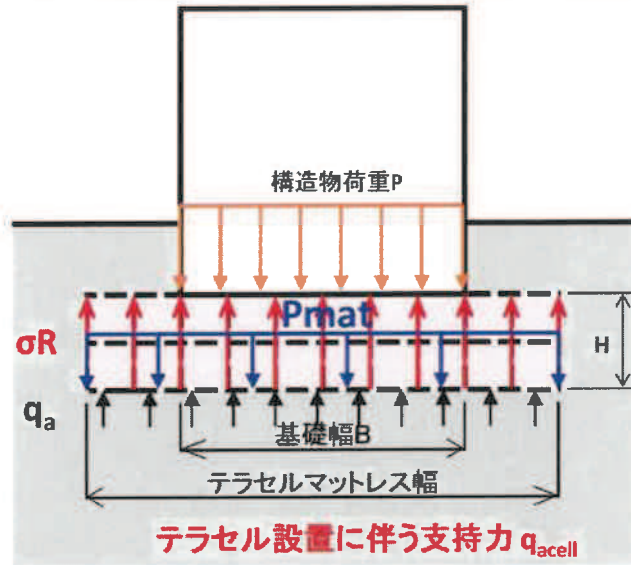
$$P_{mat} = 92.98 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{acell} = 149.88 \text{ kN/m}^2$$

OK

計算結果総括

項目	記号	数値	単位
(1) 構造物の地盤反力度	P	149.31	kN/m <sup>2</sup>
(2) 荷重分散を考慮した地盤反力度	$P_{mat}$	92.98	kN/m <sup>2</sup>
(3) 地盤の許容支持力	$q_a$	90.00	kN/m <sup>2</sup>
(4) ジオセルの支持力改善効果を考慮した地盤の許容支持力	$q_{acell}$	149.88	kN/m <sup>2</sup>
(5) ジオセル規格	-	150MP	-
(6) ジオセル高	H	0.300	m
(7) 基礎幅	B	1.200	m
(8) ジオセルマットレス幅	L	1.700	m



8 R6.7.1 から実施した応急対応状況写真  
令和5年8月24日～令和5年12月26日

着工前  
SP, 0+0.5 (起点)



着工前  
SP, 15



着工前  
SP, 0+0.5 (起点)



着工前  
SP, 37 (終点)



着工前  
SP, 0+0.5 (起点)



着工前  
SP, 37 (終点)



排出ガス対策型建設機械  
ミニクローラクレーン  
ユニック URW37



排出ガス対策型建設機械  
ミニクローラクレーン  
ユニック URW37



排出ガス対策型建設機械  
ミニクローラクレーン  
ユニック URW37







9 緊急車両用道路2に関連する工事図面

9-1 平成27年6月30日完成 竣工図面

# X路線 計画平面図

S=1:250

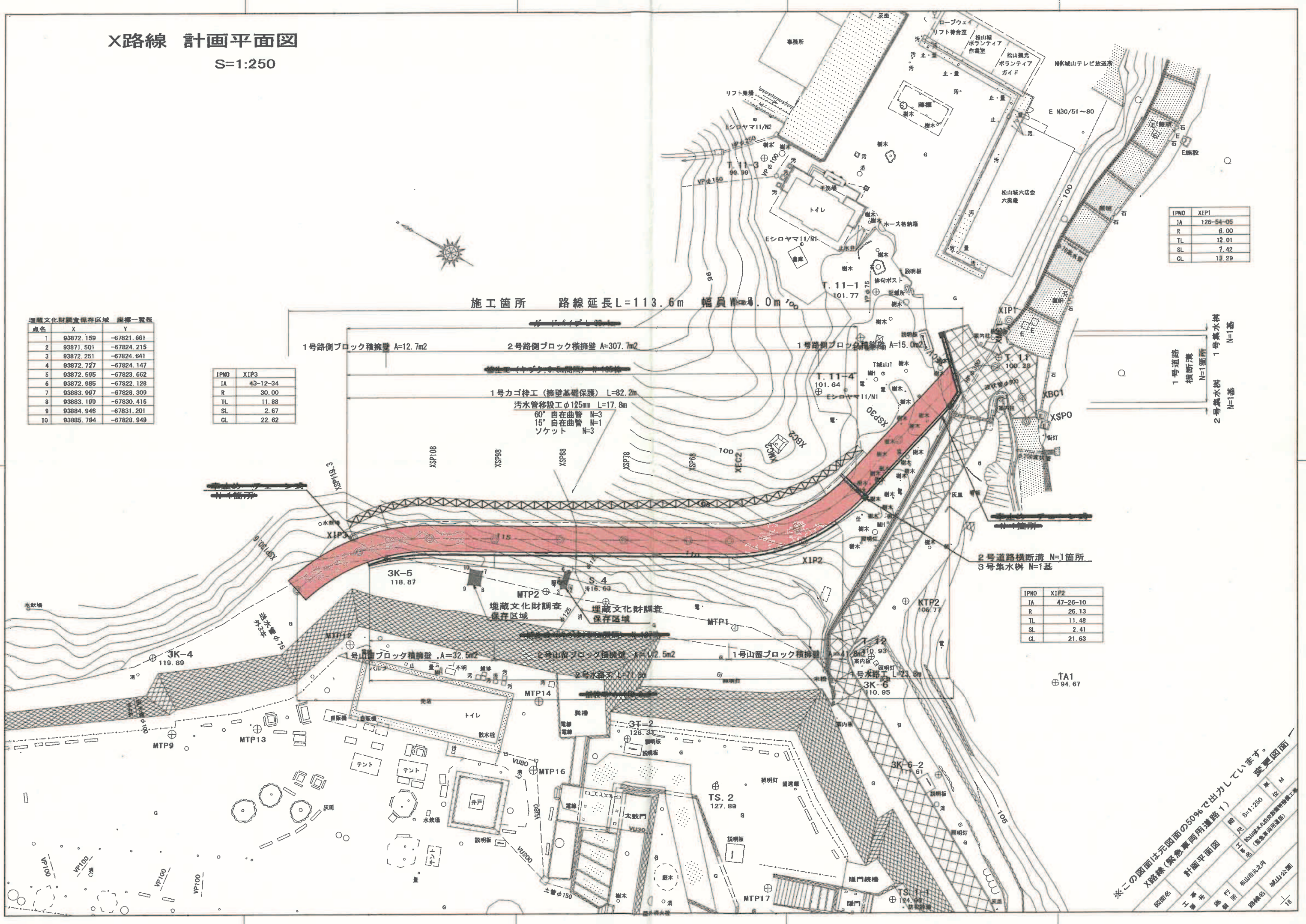
埋蔵文化財調査保存区域 座標一覧表

点名	X	Y
1	93872.199	-67821.661
2	93871.501	-67824.215
3	93872.251	-67824.641
4	93872.727	-67824.147
5	93872.595	-67823.662
6	93872.985	-67822.128
7	93883.997	-67828.309
8	93883.199	-67830.416
9	93884.946	-67831.201
10	93885.794	-67828.949

IPNO	XIP3
IA	43-12-34
R	30.00
TL	11.88
SL	2.67
CL	22.62

IPNO	XIP1
IA	126-54-05
R	6.00
TL	12.01
SL	7.42
CL	19.29

IPNO	XIP2
IA	47-26-10
R	26.13
TL	11.48
SL	2.41
CL	21.63



施工箇所 路線延長L=113.6m 幅員W=4.0m

1号路側ブロック積擁壁 A=12.7m<sup>2</sup>    2号路側ブロック積擁壁 A=307.7m<sup>2</sup>    1号路側ブロック積擁壁 A=15.0m<sup>2</sup>

1号カゴ枠工 (擁壁基礎保護) L=82.2m  
 污水管移設工φ125mm L=17.8m  
 60°自在曲管 N=3  
 15°自在曲管 N=1  
 ソケット N=3

埋蔵文化財調査保存区域  
 1号山留ブロック積擁壁 A=32.5m<sup>2</sup>    2号山留ブロック積擁壁 A=172.5m<sup>2</sup>    1号山留ブロック積擁壁 A=41.8m<sup>2</sup>  
 1号水路 L=23.8m

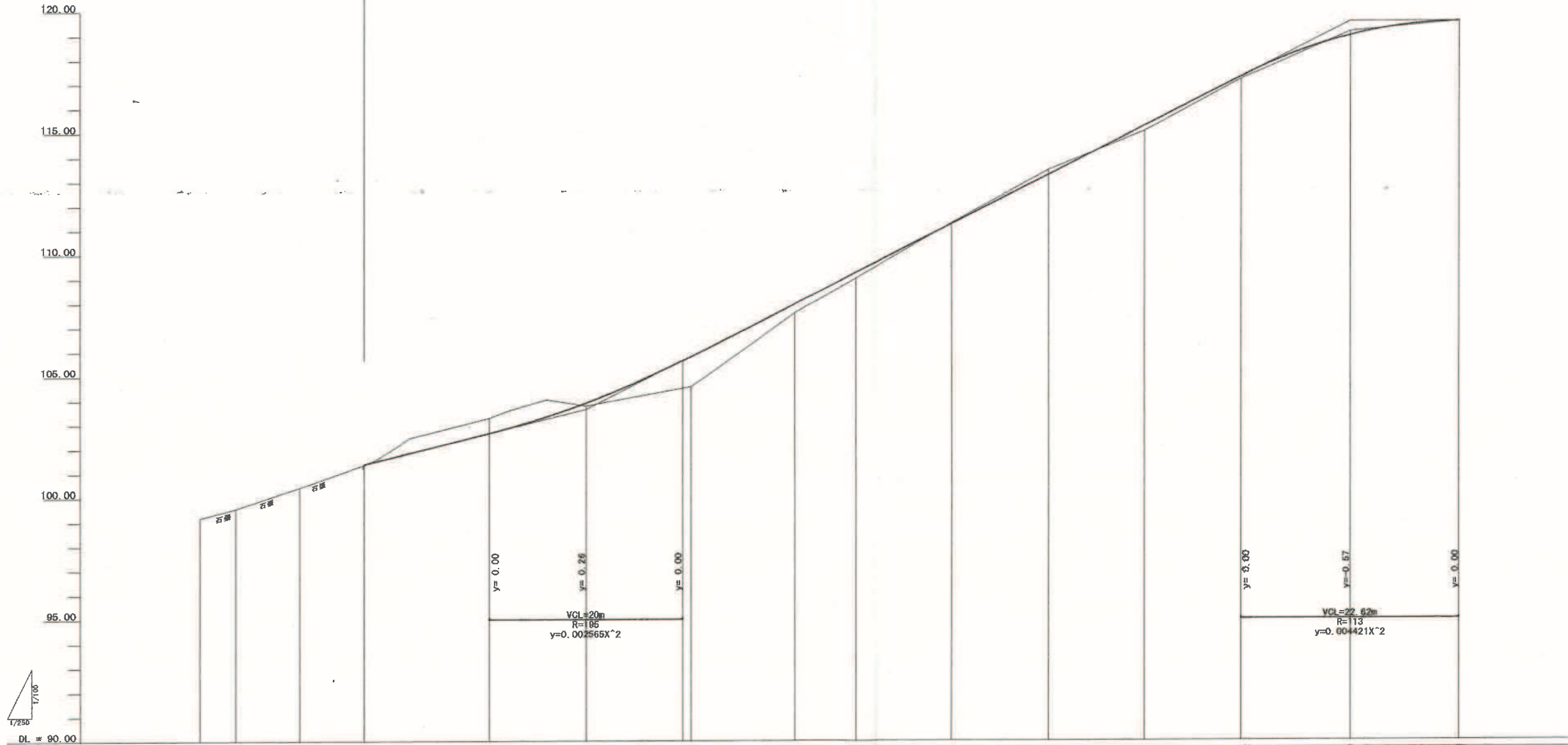
1号道路横断溝 N=1箇所  
 2号集水溝 N=1基

2号道路横断溝 N=1箇所  
 3号集水溝 N=1基

※この図面は元図面の50%で出力しています。  
 X路線(緊急車両用道路1)  
 計画平面図  
 工率表  
 松山南3-2内  
 松山公園  
 1/10

# X路線 縦断面図

施工箇所

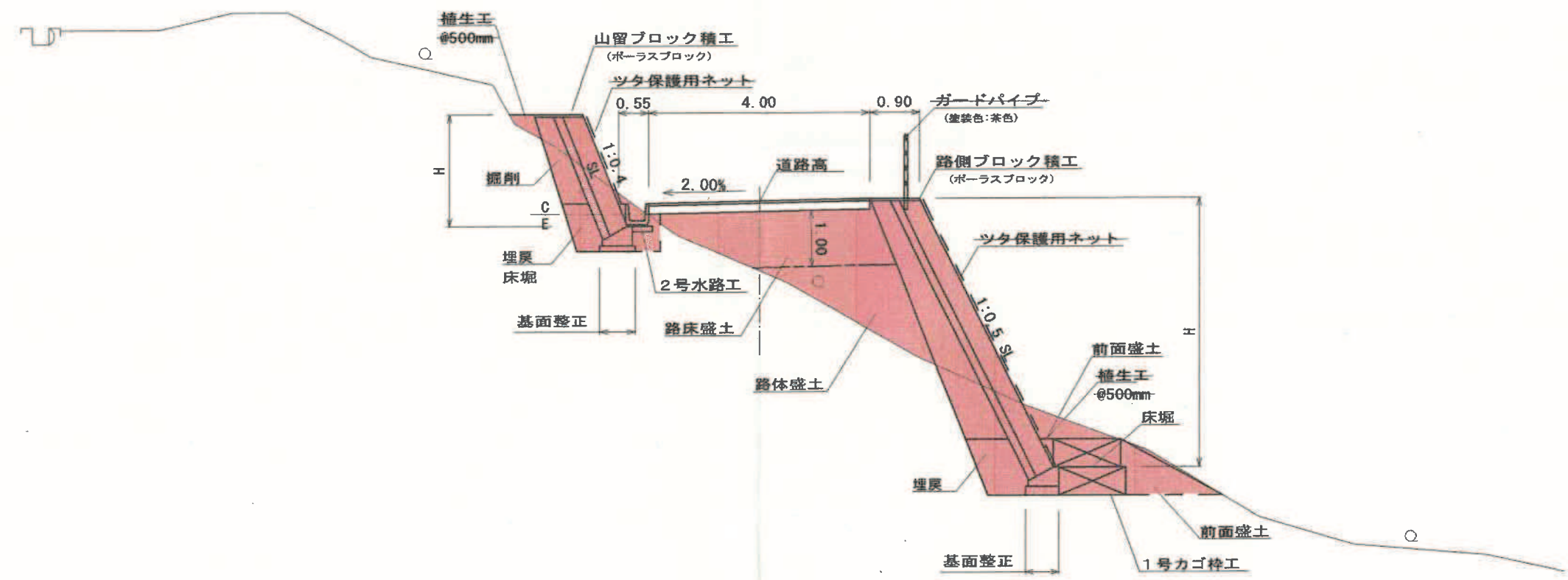
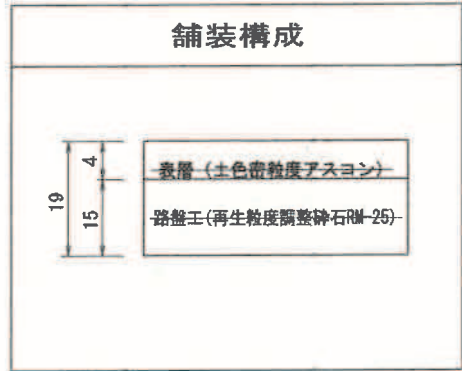


勾配		101.40	$i=9.74\%$ $H=2.24m, L=23.00m$	103.64	$i=20.00\%$ $H=15.86m, L=79.31m$	118.50	Level $L=11.31m$	118.50							
盛土		0.03		0.11	1.24	0.37	0.25	0.21	0.00						
切土			0.61			0.00	0.20		0.17						
計画高			101.40		102.67	103.90	105.80	107.67	109.24	111.24	113.24	115.24	117.24	118.93	118.50
地盤高		98.17	99.56	100.44	101.37	103.28	103.79	104.56	107.60	108.89	111.27	113.44	115.03	117.15	118.50
追加距離		0.00	3.71	10.36	17.00	30.00	40.00	50.82	61.63	68.00	78.00	88.00	106.00	119.31	130.62
単距離		0.00	3.71	6.65	6.64	13.00	10.00	10.82	10.81	6.37	10.00	10.00	10.00	10.90	11.31
測点		XSP0	XBP1	XBP1	XBP1	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2	XBP2
曲線		XIP1 IA=126-54-05 R=6.00 TL=12.01 SL=7.42 CL=13.29			XIP2 IA=47-26-10 R=26.13 TL=11.48 SL=2.41 CL=21.63			XIP3 IA=43-12-34 R=30.00 TL=11.88 SL=2.27 CL=22.62							

※この図面は元図面の50%で出力しています。  
 X路線(緊急車両用道路1)  
 縦断面図  
 工務部 土木課  
 設計 松山南丸之内  
 図面名 横山公園  
 比例尺 V=1:100 横 M  
 H=1:250 縦 M  
 (緊急車両用道路)  
 2/16

# X路線 標準断面図

## 緊急車両用道路 1



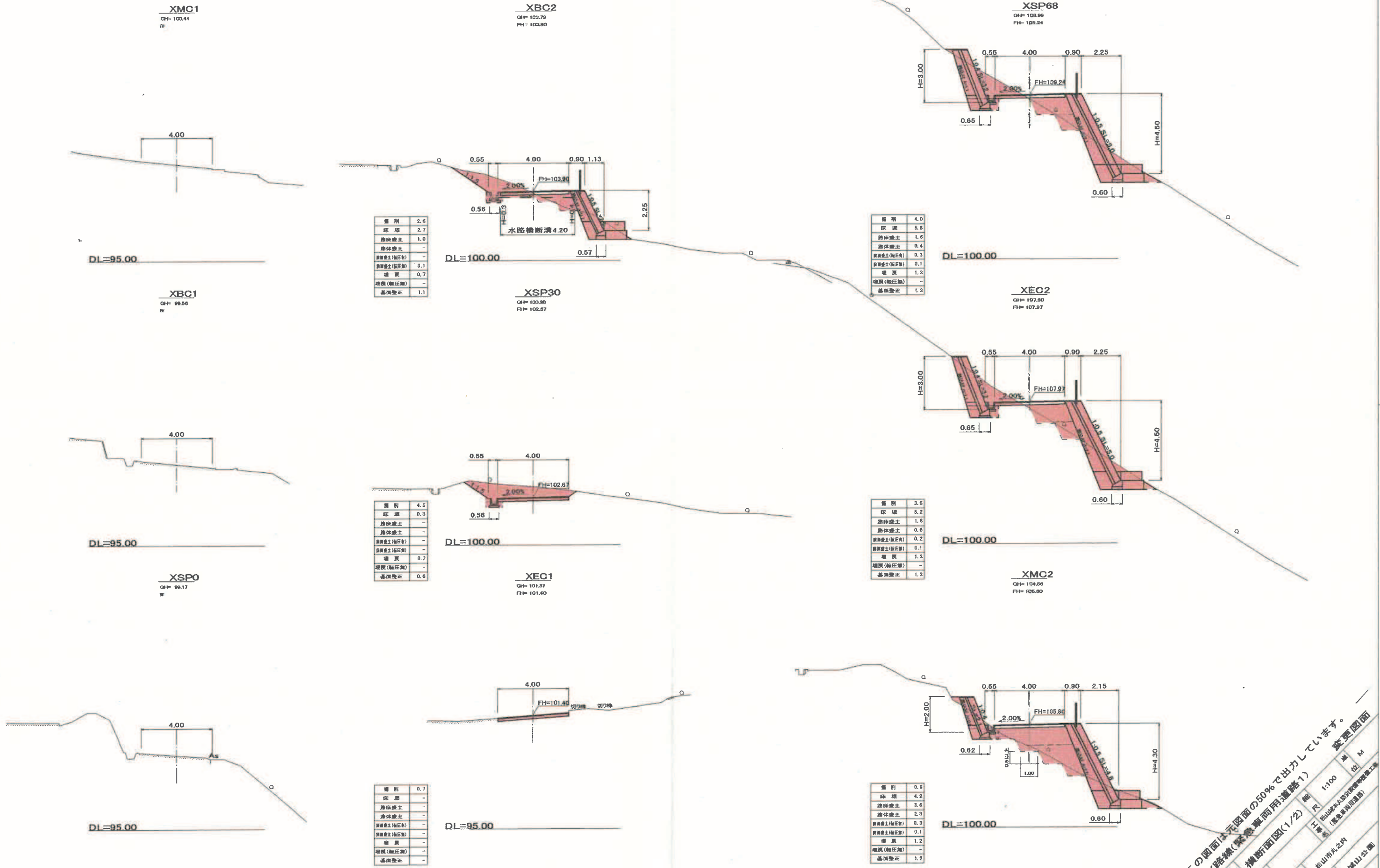
※この図面は元図面の50%で出力しています。 変更図面

X路線 (緊急車両用道路 1)

図面名	標準断面図	縮尺	1:50	単位	M
工事	工事	設計	設計	監理	監理
施行	施行	設計	設計	監理	監理
図面名	X路線 (緊急車両用道路 1)	縮尺	1:50	単位	M
工事	工事	設計	設計	監理	監理
施行	施行	設計	設計	監理	監理
図面名	X路線 (緊急車両用道路 1)	縮尺	1:50	単位	M
工事	工事	設計	設計	監理	監理
施行	施行	設計	設計	監理	監理

3/16

# X路線 横断面図(1/2)

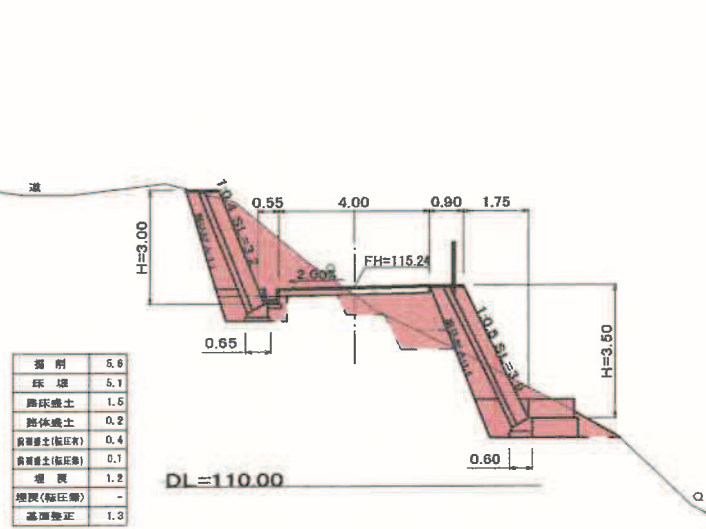


※盛土の際には、段切施工を行うこと。  
(W≧1m, H≧0.5m)

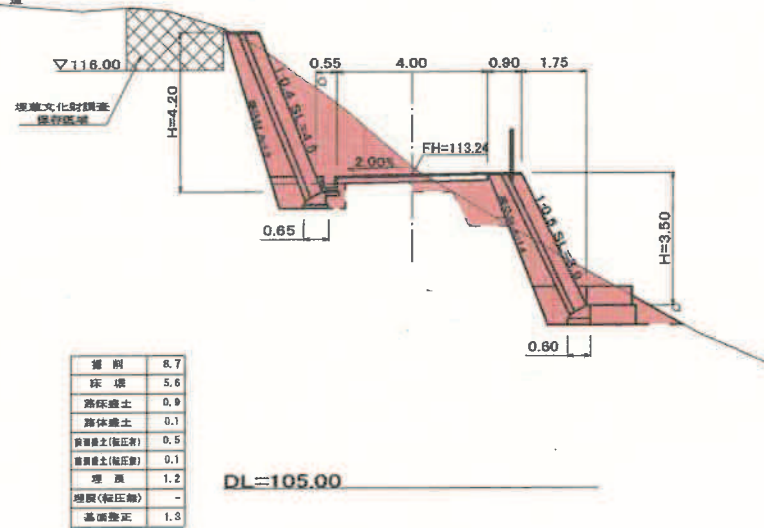
※この図面は元図面の50%で出力しています。  
X路線(緊急車両用道路1)  
横断面図(1/2) 縮尺 1:100 単位 M  
工事名 松山本町の町道管理工事  
事務所 (高松市東区) 松山公園  
図面名 工事番号 施行 松山市丸之内  
16

# X路線 横断面図(2/2)

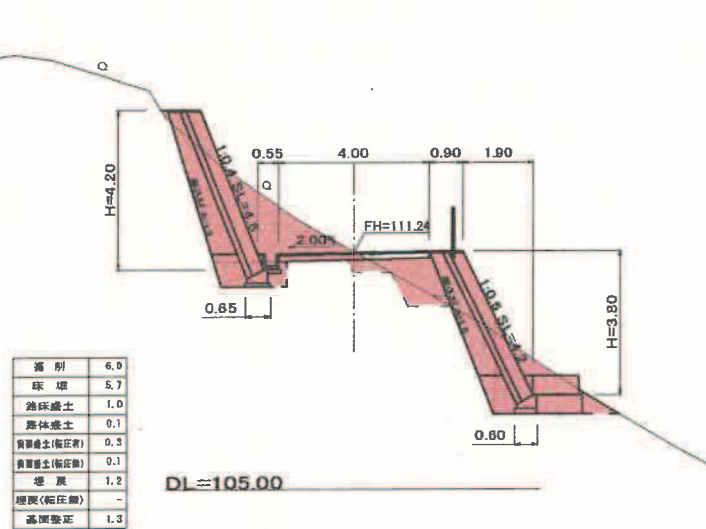
**XSP98**  
 GH= 115.03  
 FH= 115.84



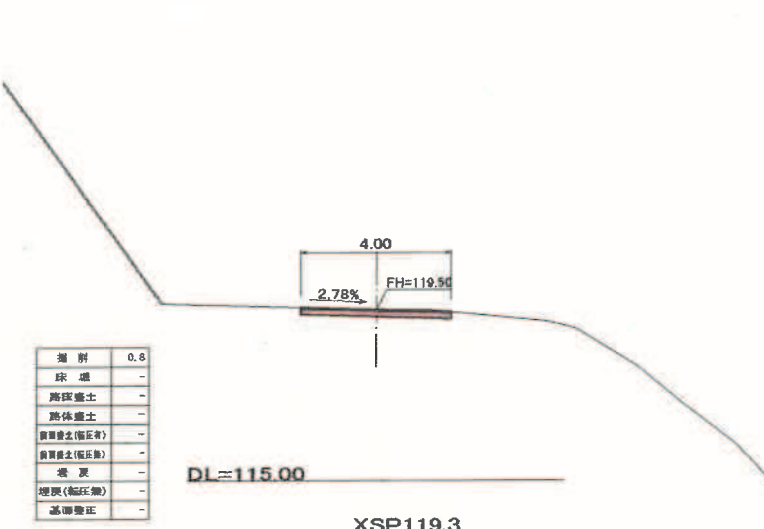
**XSP88**  
 GH= 113.44  
 FH= 113.84



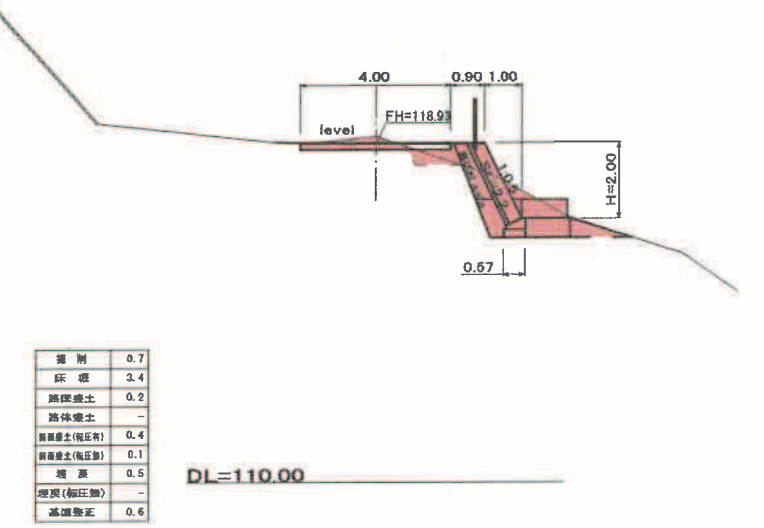
**XSP78**  
 GH= 111.27  
 FH= 111.24



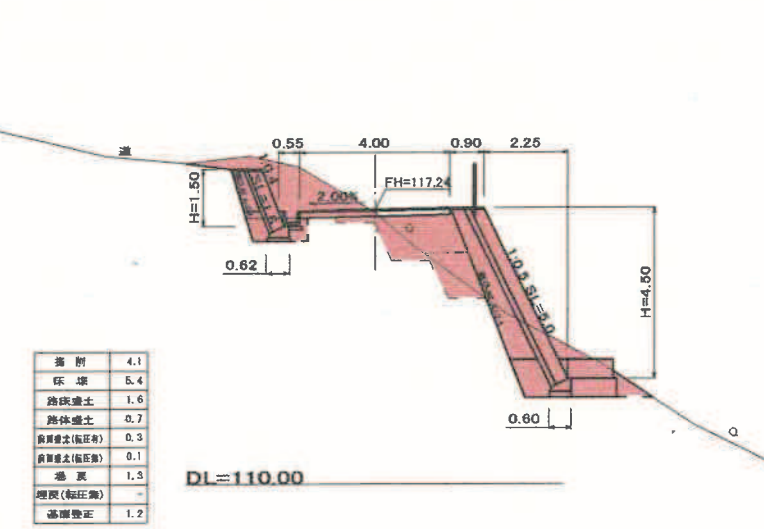
**XEC3**  
 GH= 119.50  
 FH= 119.50



**XSP119.3**  
**XMC3**  
 GH= 118.10  
 FH= 118.90



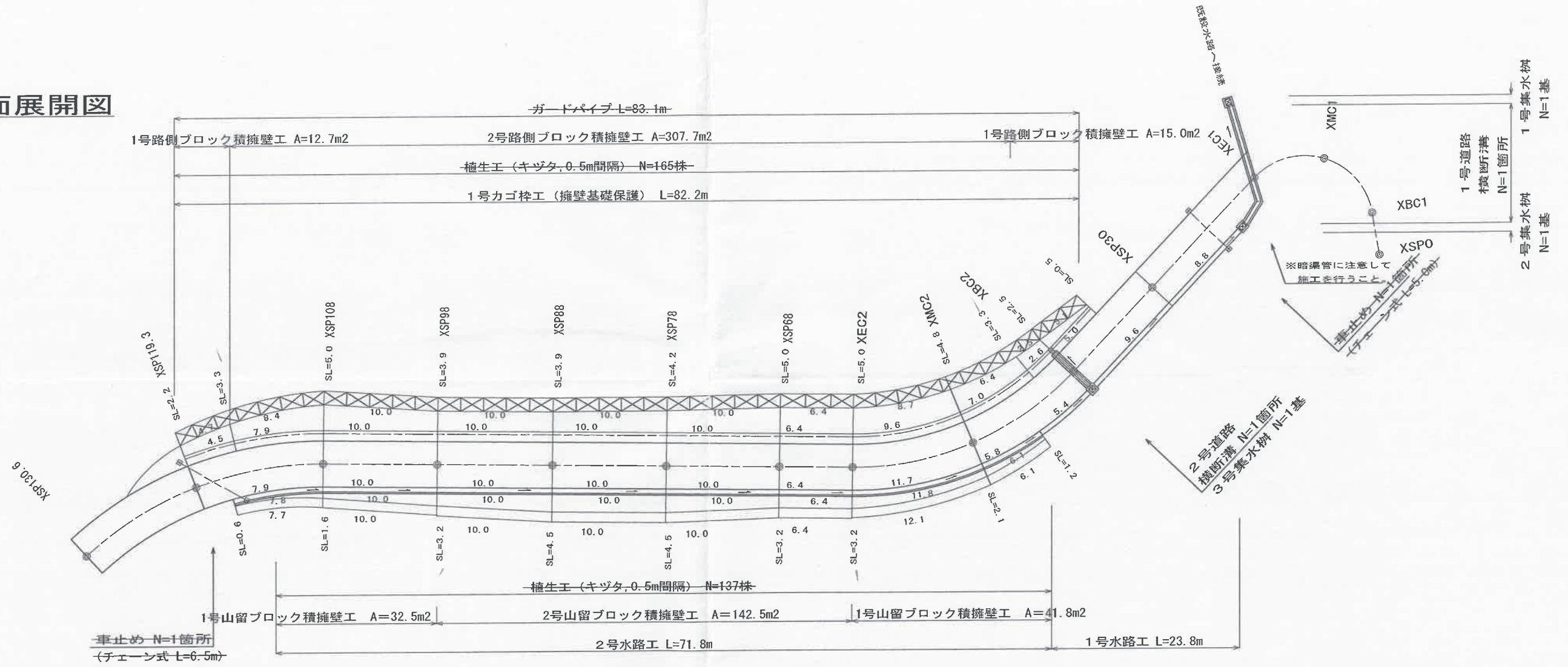
**XSP108**  
 GH= 117.15  
 FH= 117.24



※盛土の際には、殺切施工を行うこと。  
 (W≧1m、H≧0.5m)

※この図面は元図面の50%で出力しています。  
 X路線(緊急車両用道路1)  
 横断面図(2/2)  
 図面名 工事 尺 1:100 単 M  
 事務所 株式会社 松山市丸之内  
 設計者 (株) 松山建設事務所  
 監理者 松山公園  
 3/16

# X路線 平面展開図



※この図面は元図面の50%で出力しています。

X路線 (緊急車両用道路 1) 変更図面

図面名	展開図	縮尺	1:200	単位	M
工事種別	松山市丸之内 (緊急車両用道路)	設計	丸之内設計事務所	監理	M
施行	松山市丸之内	設計	丸之内設計事務所	監理	M
路線名	城山公園	設計	丸之内設計事務所	監理	M
図面番	1/16	設計	丸之内設計事務所	監理	M

# X路線 線形図

S=1:250

中心線座標一覧表

測点	X	Y
XSP0	93822.395	-67766.450
XBC1	93824.773	-67763.601
XMC1	93830.760	-67761.606
XEC1	93835.220	-67766.069
XSP30	93838.200	-67778.722
XBC2	93840.493	-67788.456
XMC2	93845.051	-67798.181
XEC2	93853.136	-67805.250
XSP68	93858.699	-67808.374
XSP78	93867.416	-67813.267
XSP88	93876.135	-67818.162
XSP98	93884.855	-67823.058
XSP108	93893.579	-67827.955
XSP119.3	93902.179	-67835.200
XSP130.6	93907.507	-67845.103
XIP1	93832.467	-67754.381
XIP2	93843.125	-67799.630
XIP3	93903.938	-67833.771

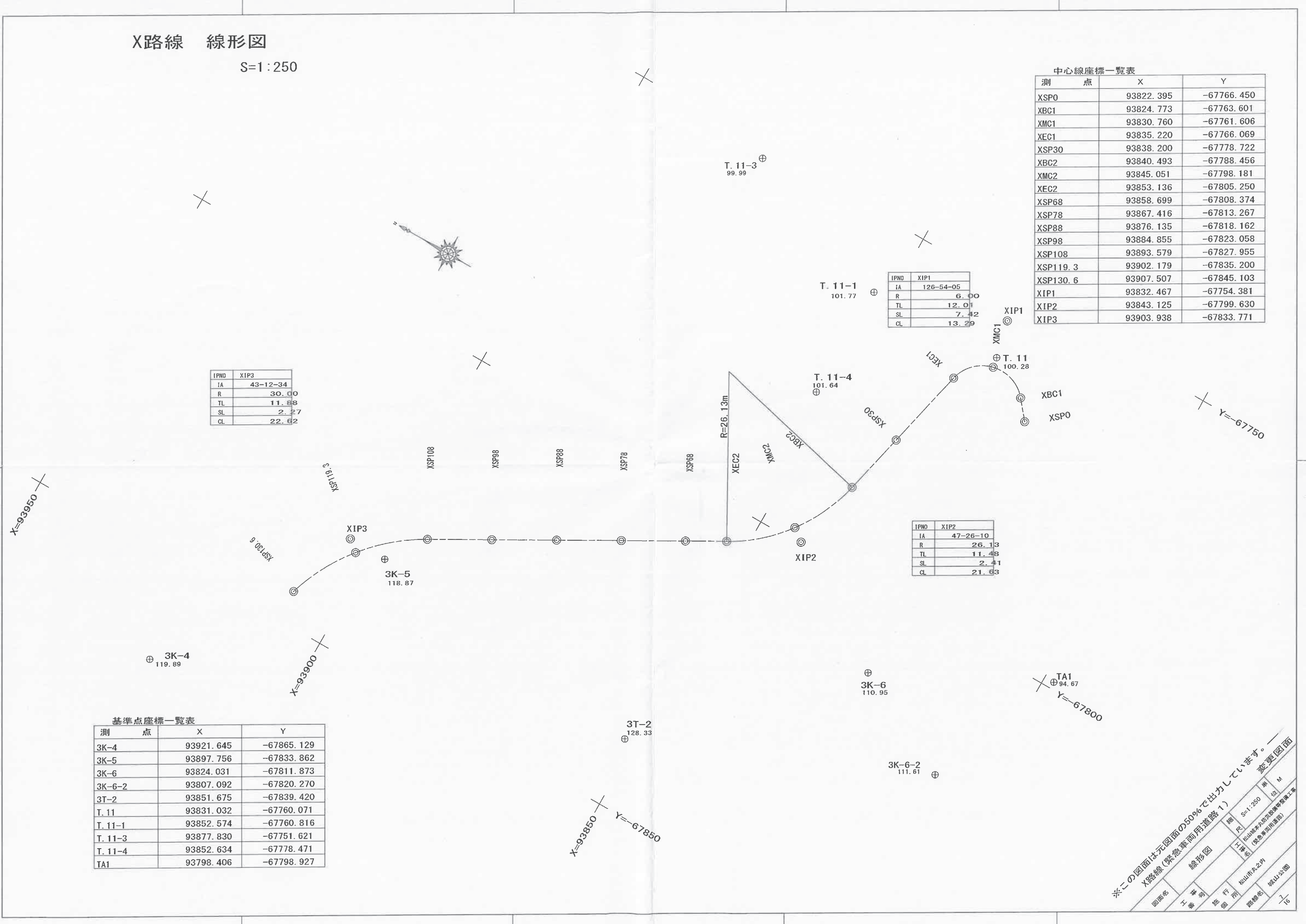
IPNO	XIP3
IA	43-12-34
R	30.00
TL	11.88
SL	2.27
CL	22.62

IPNO	XIP1
IA	126-54-05
R	6.00
TL	12.01
SL	7.42
CL	13.29

IPNO	XIP2
IA	47-26-10
R	26.13
TL	11.48
SL	2.41
CL	21.63

基準点座標一覧表

測点	X	Y
3K-4	93921.645	-67865.129
3K-5	93897.756	-67833.862
3K-6	93824.031	-67811.873
3K-6-2	93807.092	-67820.270
3T-2	93851.675	-67839.420
T.11	93831.032	-67760.071
T.11-1	93852.574	-67760.816
T.11-3	93877.830	-67751.621
T.11-4	93852.634	-67778.471
TA1	93798.406	-67798.927



※この図面は元図面の50%で出力しています。

X路線(緊急車両用道路1)

線形図

図面名: X路線(緊急車両用道路1)

工務所: 松山土木

設計者: 松山土木

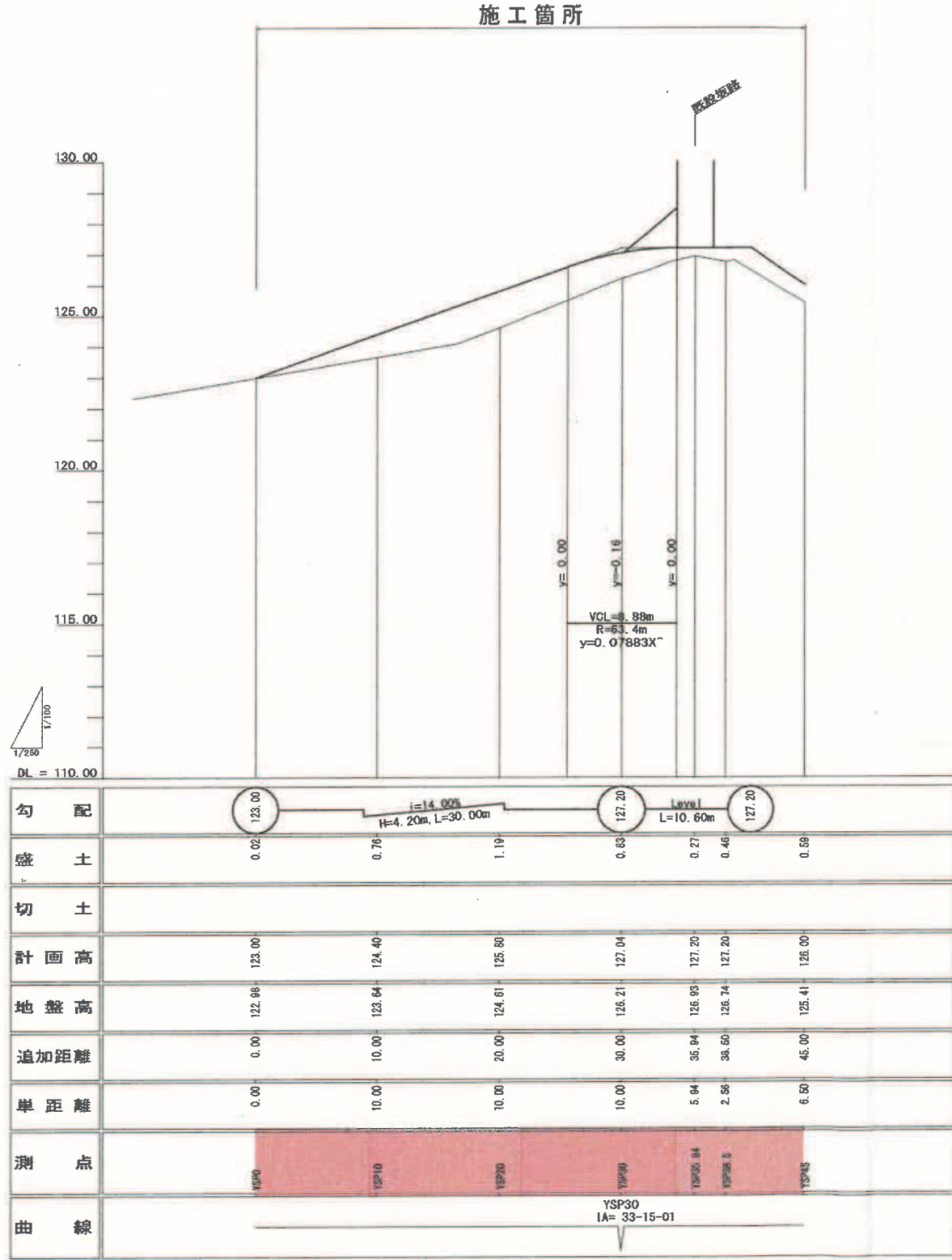
縮尺: S=1:250

図号: M

頁数: 7/16



# Y路線 縦断面図



※この図面は元図面の50%で出力しています。

Y路線 (緊急車両用道路2)

縦断面図

図面名: Y路線 (緊急車両用道路2) 縦断面図

工種: 土木

施行箇所: 松山市外之内

路線名: 松山公園

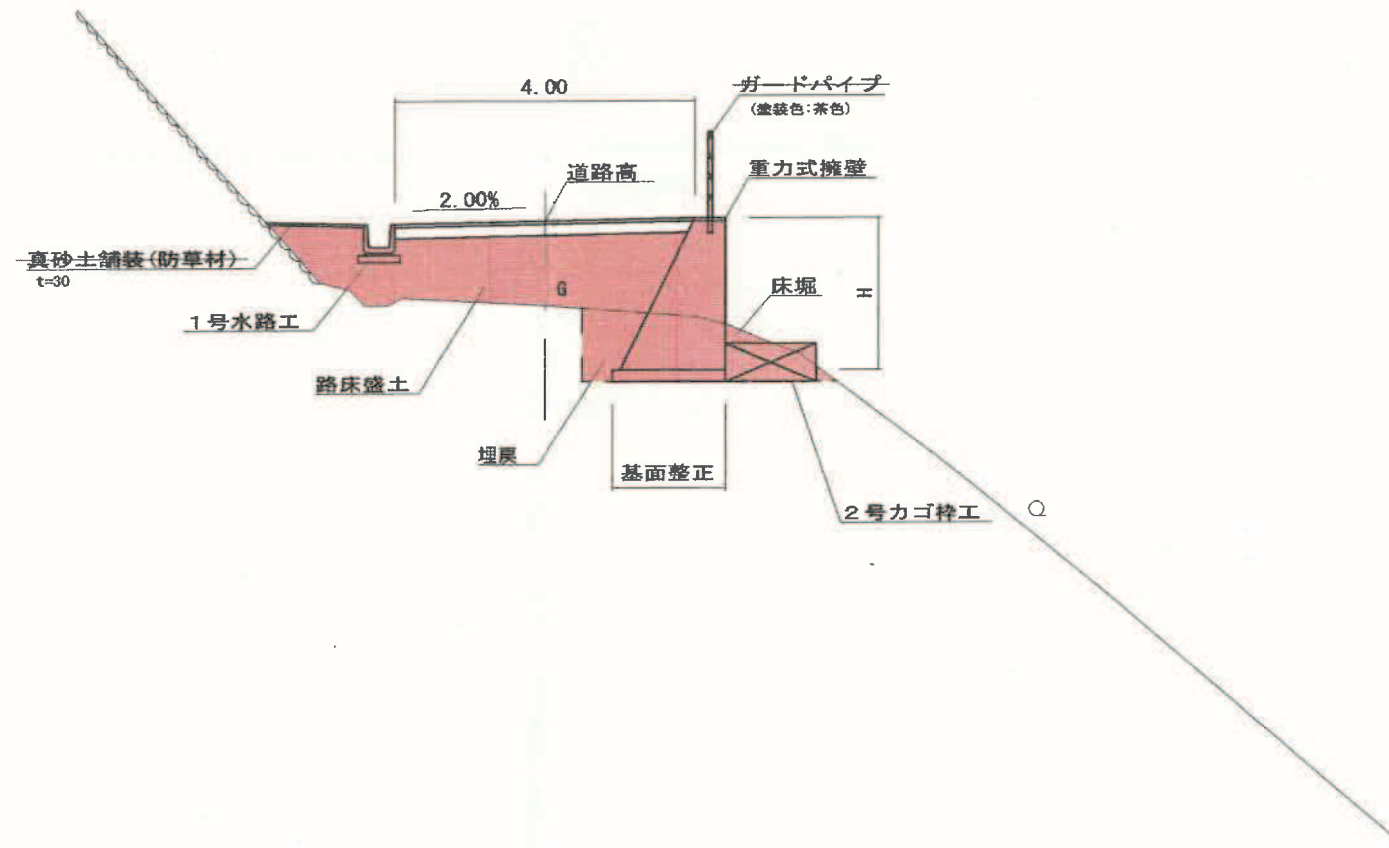
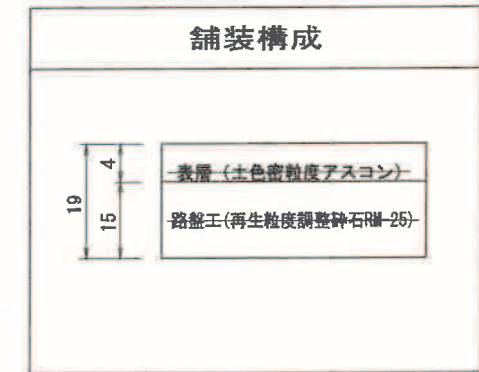
縮尺: 横 V=1:100 縦 H=1:250

単位: M

図面番号: 9/16

# Y路線 標準断面図

## 緊急車両用道路2



※この図面は元図面の50%で出力しています。

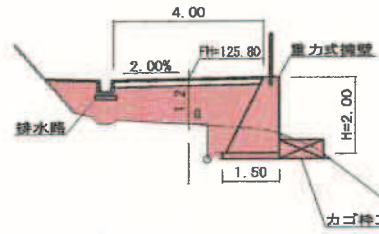
Y路線 (緊急車両用道路2) 縦断面図

図面名	標準断面図	縮尺	1:30	単位	M
工事名	Y路線 (緊急車両用道路2)	工事	設計	図	
実施所	松山市2号	設計	松山市2号	図	
図面名	Y路線 (緊急車両用道路2)	縮尺	1:30	単位	M
工事名	Y路線 (緊急車両用道路2)	工事	設計	図	
実施所	松山市2号	設計	松山市2号	図	

10/16

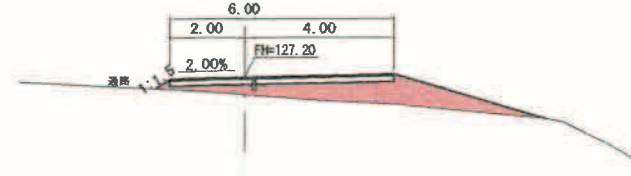
# Y路線 横断面図

YSP20  
 中心標高 124.61  
 基礎標高 125.80



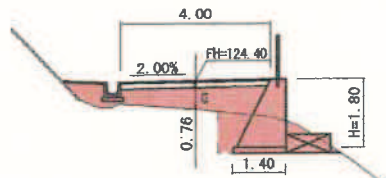
保土	2.1
路床盛土	4.7
堤防	0.5
基礎標高	1.6

YSP38.5  
 中心標高 126.74  
 基礎標高 127.20



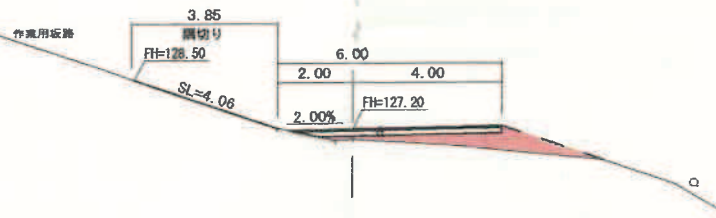
保土	-
路床盛土	3.7
堤防	-
基礎標高	-

YSP10  
 中心標高 123.64  
 基礎標高 124.40



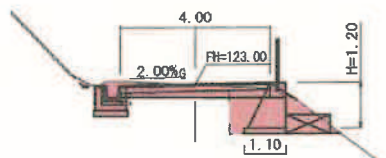
保土	2.5
路床盛土	2.6
堤防	0.7
基礎標高	1.4

YSP35.94  
 中心標高 126.83  
 基礎標高 127.20



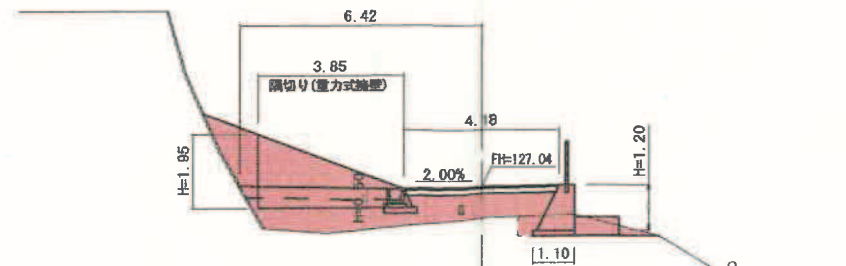
保土	-
路床盛土	1.9
堤防	-
基礎標高	-

YSP0  
 中心標高 122.98  
 基礎標高 123.00



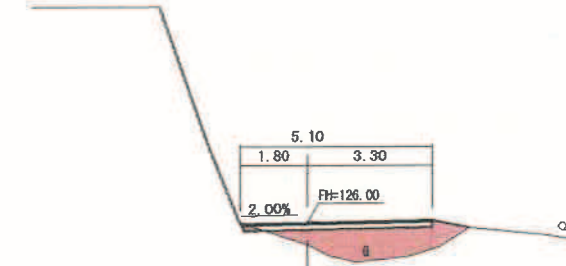
保土	3.8
路床盛土	-
堤防	1.0
基礎標高	1.1

YSP30  
 中心標高 126.81  
 基礎標高 127.04



保土	1.6
路床盛土	4.9
堤防	0.3
基礎標高	1.1

YSP45  
 中心標高 125.41  
 基礎標高 126.00



保土	-
路床盛土	3.1
堤防	-
基礎標高	-

※この図面は元図面の50%で出力しています。  
 Y路線(緊急車両用道路2)  
 横断面図  
 縮尺 1:100  
 工事 松山県土木部建設部建設工務課  
 設計 松山県土木部建設部建設工務課  
 図面名 松山市之内  
 縮尺 1:100  
 工事 松山県土木部建設部建設工務課  
 設計 松山県土木部建設部建設工務課  
 図面名 松山公園  
 縮尺 1:100  
 工事 松山県土木部建設部建設工務課  
 設計 松山県土木部建設部建設工務課  
 図面名 11-16



# Y路線 線形図

S=1:250

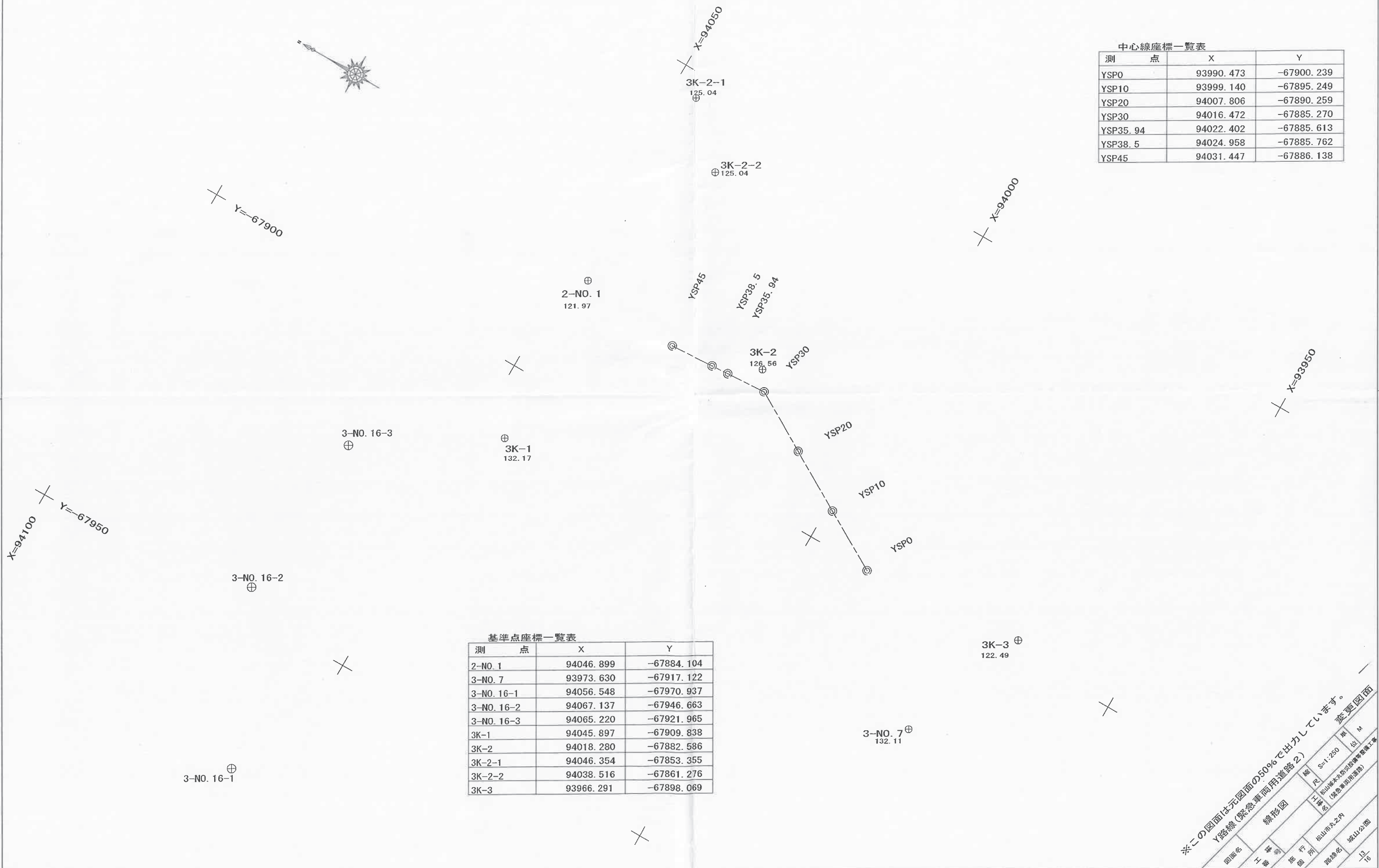


中心線座標一覧表

測点	X	Y
YSP0	93990.473	-67900.239
YSP10	93999.140	-67895.249
YSP20	94007.806	-67890.259
YSP30	94016.472	-67885.270
YSP35.94	94022.402	-67885.613
YSP38.5	94024.958	-67885.762
YSP45	94031.447	-67886.138

基準点座標一覧表

測点	X	Y
2-NO.1	94046.899	-67884.104
3-NO.7	93973.630	-67917.122
3-NO.16-1	94056.548	-67970.937
3-NO.16-2	94067.137	-67946.663
3-NO.16-3	94065.220	-67921.965
3K-1	94045.897	-67909.838
3K-2	94018.280	-67882.586
3K-2-1	94046.354	-67853.355
3K-2-2	94038.516	-67861.276
3K-3	93966.291	-67898.069



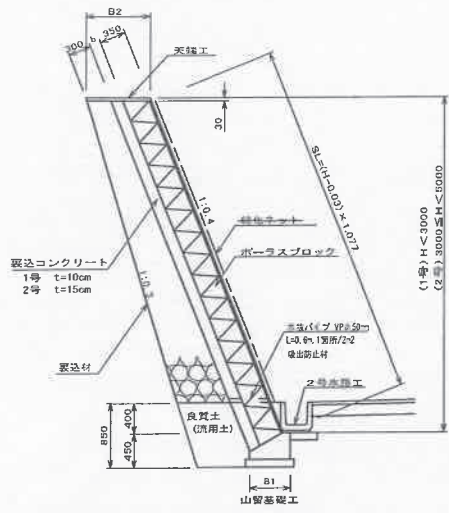
※この図面は元図面の50%で出力しています。

Y路線(緊急車両用道路2) 線形図

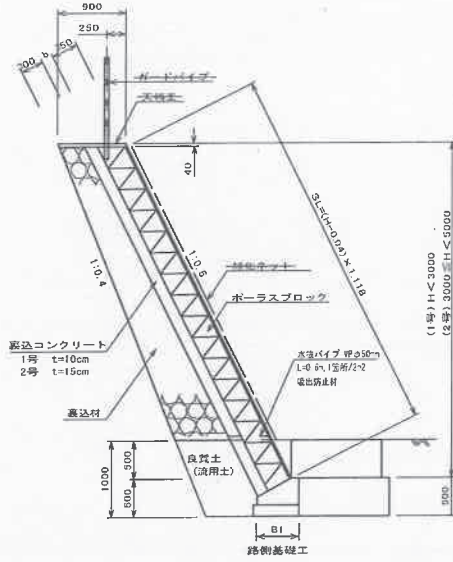
図面名: Y路線(緊急車両用道路2) 線形図  
 工番: 未定  
 施行所: 松山市内  
 路線名: 松山公園  
 比例尺: 縮尺 S=1:250  
 単位: M  
 頁数: 1/16

ブロック積工

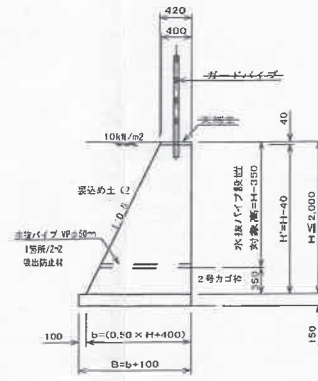
山留ブロック積擁壁



路側ブロック積擁壁

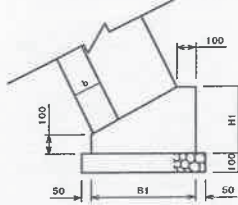


重力式擁壁



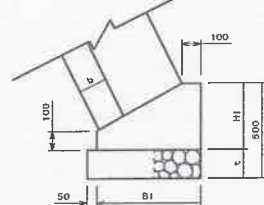
名称	規格	単位	数量
コンクリート	$\sigma_{ck}=18N/mm^2$	m <sup>3</sup>	$(0.42+0.5 \times H + 0.42) \times H / 2$
型枠	既設構造物	m <sup>2</sup>	$H \times 2.118$
基礎材	RC-40, t=0.15m	m <sup>2</sup>	$0.5 \times H + 0.4 + 0.1$
目地	エラストイト t=10mm	m <sup>2</sup>	コンクリート壁/10
水抜パイプ	VP φ50mm	m	$H - 0.35 / 2$

山留基礎工



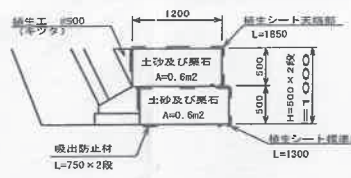
名称	寸法表 (m)	コンクリート量 (m <sup>3</sup> )	型枠 (m <sup>2</sup> )	基礎材 (m <sup>2</sup> )	目地材 (m <sup>2</sup> )
1号	b B1 H	0.10 0.52 0.30	1.14	4.40	6.20
2号	b B1 H	0.15 0.58 0.35	1.36	4.50	6.50

路側基礎工



名称	寸法表 (m)	コンクリート量 (m <sup>3</sup> )	型枠 (m <sup>2</sup> )	基礎材 (m <sup>2</sup> )	目地材 (m <sup>2</sup> )
1号	b B1 H	0.10 0.52 0.30	1.14	4.40	6.20
2号	b B1 H	0.15 0.58 0.35	1.36	4.50	6.50

1号カゴ枠



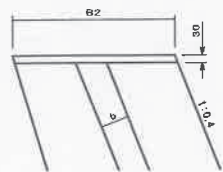
名称	規格	単位	数量
カゴ枠	500×1200	m	2.00
中詰	土砂及び礫石	m <sup>3</sup>	1.20
養生シート天端	肥料殺菌 標準品	m <sup>2</sup>	1.85
養生シート標準	肥料殺菌 標準品	m <sup>2</sup>	1.30
吸出防止材	40mm	m	1.50

2号カゴ枠



名称	規格	単位	数量
カゴ枠	500×1200	m	1.00
中詰	土砂及び礫石	m <sup>3</sup>	0.60
養生シート天端	肥料殺菌 標準品	m <sup>2</sup>	1.85
吸出防止材	40mm	m	0.75

山留天端工

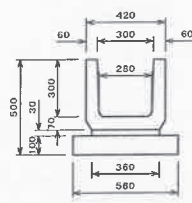


名称	寸法表 (m)	コンクリート量 (m <sup>3</sup> )	型枠 (m <sup>2</sup> )	基礎材 (m <sup>2</sup> )	目地材 (m <sup>2</sup> )
1号	b B2 t=3cm	0.10 0.80 0.00	0.32	0.03	0.03
2号	b B2 t=3cm	0.15 0.86 0.00	0.32	0.03	0.03

※この図面は元図面の50%で出力しています。

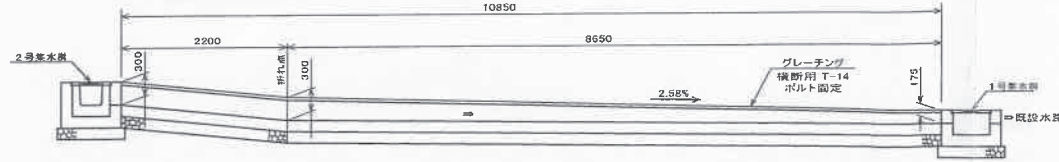
図面名 構造図1  
 工事番号  
 施行箇所 松山市第2号  
 路線名 柳山公園  
 尺 図  
 標準 (緊急車利用用途)  
 単位 包  
 頁 14/16

1号水路工



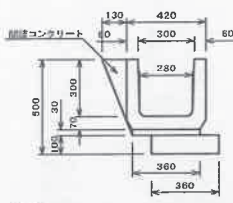
名称	規格	単位	数量
NPUH-B300-H300		個	5.00
数モルタル	1:3 (空積)	m <sup>3</sup>	0.11
基礎材	RC-40 t=10cm	m <sup>3</sup>	0.67

1号道路横断溝 (XEC1)



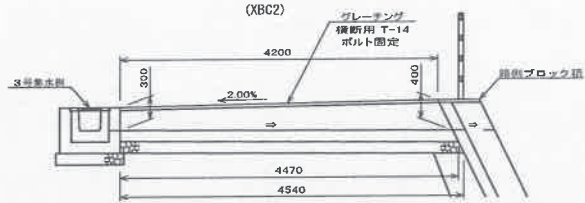
名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	1.78
型枠	小型	m <sup>2</sup>	13.37
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	8.68
グレーチング	横断用 T-14 8×200	枚	10.85

2号水路工



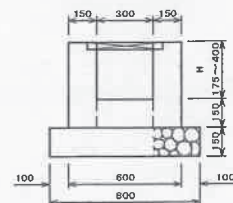
名称	規格	単位	数量
NPUH-B300-H300		個	5.00
数モルタル	1:3 (空積)	m <sup>3</sup>	0.11
基礎材	RC-40 t=10cm	m <sup>3</sup>	0.43
閉結コンクリート		m <sup>3</sup>	0.20

2号道路横断溝 (XBC2)



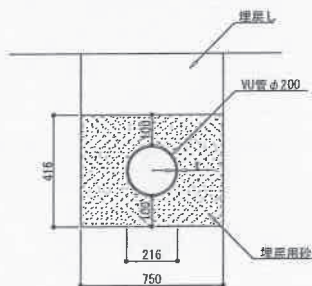
名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.85
型枠	小型	m <sup>2</sup>	8.67
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	3.60
グレーチング	横断用 T-14 8×300	枚	5.0

道路横断溝断面図



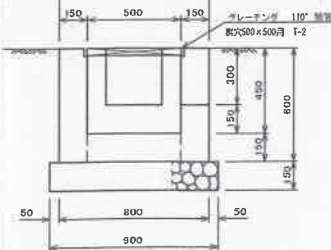
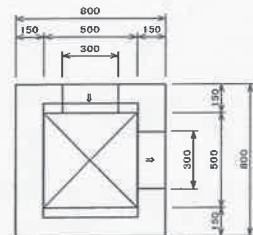
名称	規格	単位	H=175	H=300	H=400
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.14	0.18	0.21
型枠	小型	m <sup>2</sup>	1.30	1.50	2.20
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.80	0.80	0.80

管渠工 (VUφ200)



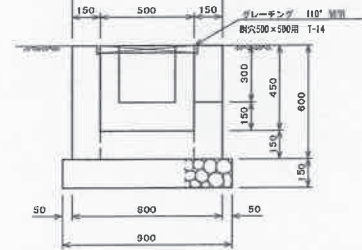
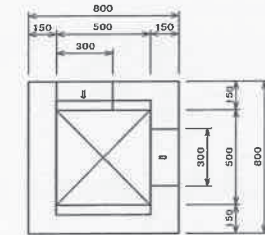
名称	規格	単位	数量
塩ビ管設置	VUφ200	m	10.0
砂地		m <sup>3</sup>	2.75

3号集水樹



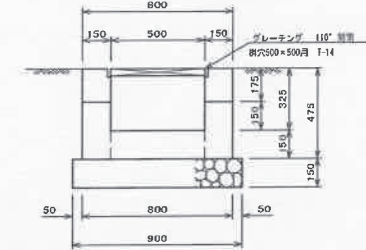
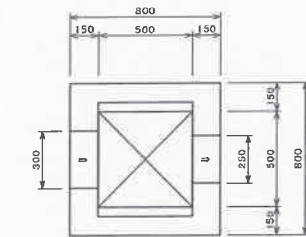
名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.27
型枠	小型	m <sup>2</sup>	2.82
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.81
グレーチング	500×500, 110° 閉閉	組	1.00

4号集水樹



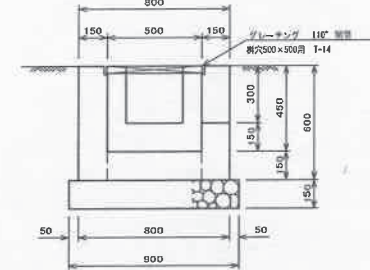
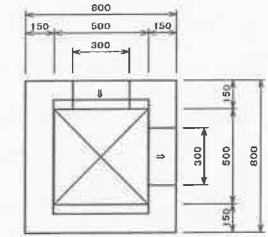
名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.27
型枠	小型	m <sup>2</sup>	2.82
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.81
グレーチング	500×500, 110° 閉閉	組	1.00

1号集水樹



名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.22
型枠	小型	m <sup>2</sup>	2.17
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.81
グレーチング	500×500, 110° 閉閉	組	1.00

2号集水樹



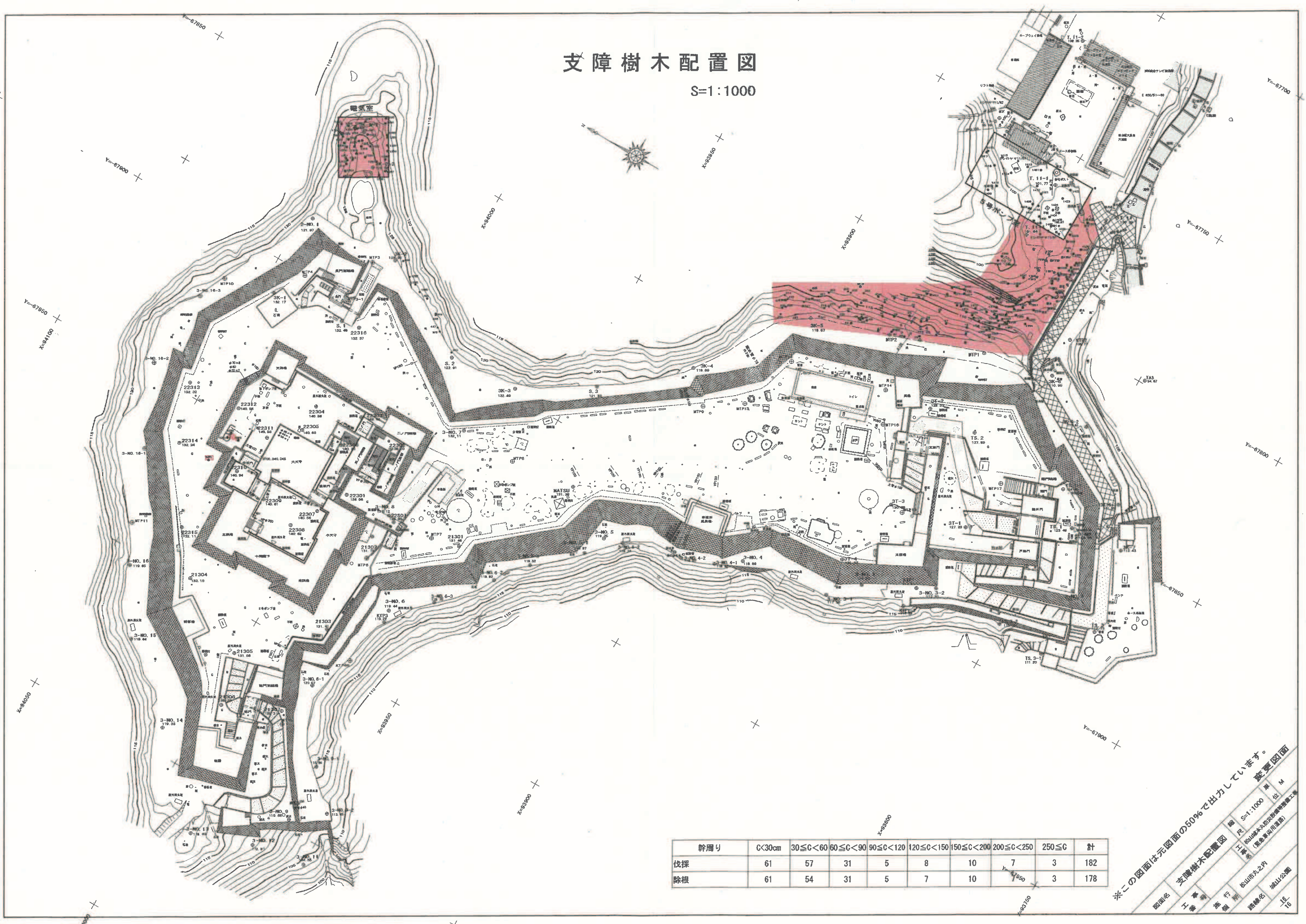
名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-B-25	m <sup>3</sup>	0.27
型枠	小型	m <sup>2</sup>	2.82
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.81
グレーチング	500×500, 110° 閉閉	組	1.00

※この図面は元図面の50%で出力しています。

図面名: 構造図2  
 工番:   
 施行所: 松山市丸之内  
 路線名: 城山公園  
 縮尺: 図示  
 単位: MM  
 作成: 丸之内建設事務所  
 検査: (株)丸之内建設事務所

# 支障樹木配置図

S=1:1000



幹周り	C<30cm	30≤C<60	60≤C<90	90≤C<120	120≤C<150	150≤C<200	200≤C<250	250≤C	計
伐採	61	57	31	5	8	10	7	3	182
除根	61	54	31	5	7	10		3	178

※この図面は元図面の50%で出力しています。

図面名 支障樹木配置図 縮尺 S=1:1000 出 尺  
 工 業 工 事 松山町之内  
 施 工 者 松山町之内  
 設 計 者 松山町之内  
 監 理 者 松山町之内  
 16

9 緊急車両用道路2に関連する工事図面

9-2 平成30年3月2日完成 竣工図面

# X路線 計画平面図

S=1:250

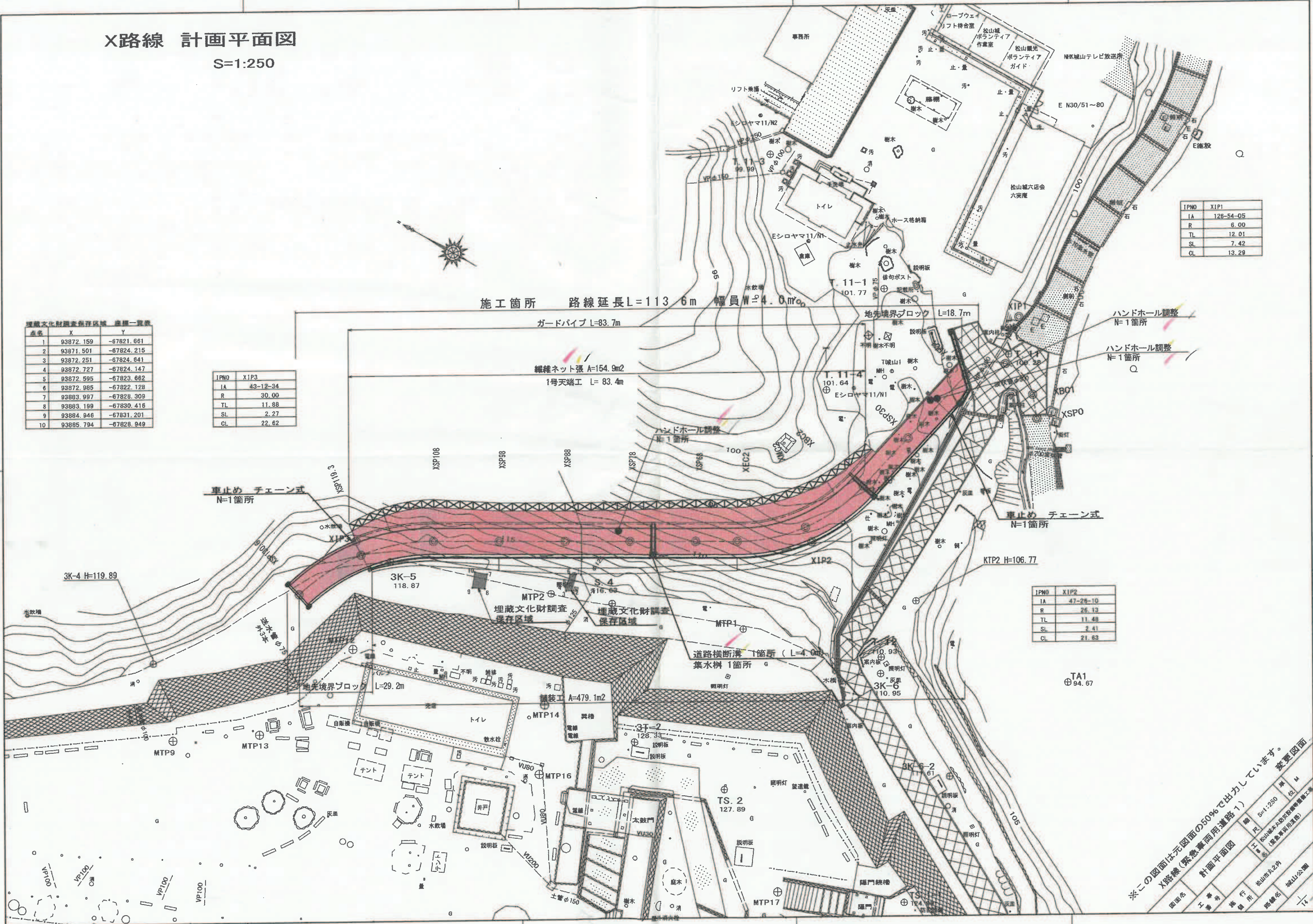
埋蔵文化財調査保存区域 座標一覧表

点番	X	Y
1	93872.159	-67821.661
2	93871.501	-67824.215
3	93872.251	-67824.641
4	93872.727	-67824.147
5	93872.595	-67823.662
6	93872.985	-67822.128
7	93883.997	-67828.309
8	93883.199	-67830.415
9	93884.946	-67831.201
10	93885.794	-67828.949

IPNO	XIP3
IA	43-12-34
R	30.00
TL	11.88
SL	2.27
CL	22.62

IPNO	XIP1
IA	126-54-05
R	6.00
TL	12.01
SL	7.42
CL	13.29

IPNO	XIP2
IA	47-26-10
R	26.13
TL	11.48
SL	2.41
CL	21.63



施工箇所 路線延長L=113.6m 幅員W=4.0m

ガードパイプ L=83.7m  
 繊維ネット張 A=154.9m<sup>2</sup>  
 1号天端工 L=83.4m

地先境界ブロック L=18.7m

ハンドホール調整 N=1箇所

ハンドホール調整 N=1箇所

車止め チェーン式 N=1箇所

車止め チェーン式 N=1箇所

埋蔵文化財調査保存区域  
 埋蔵文化財調査保存区域

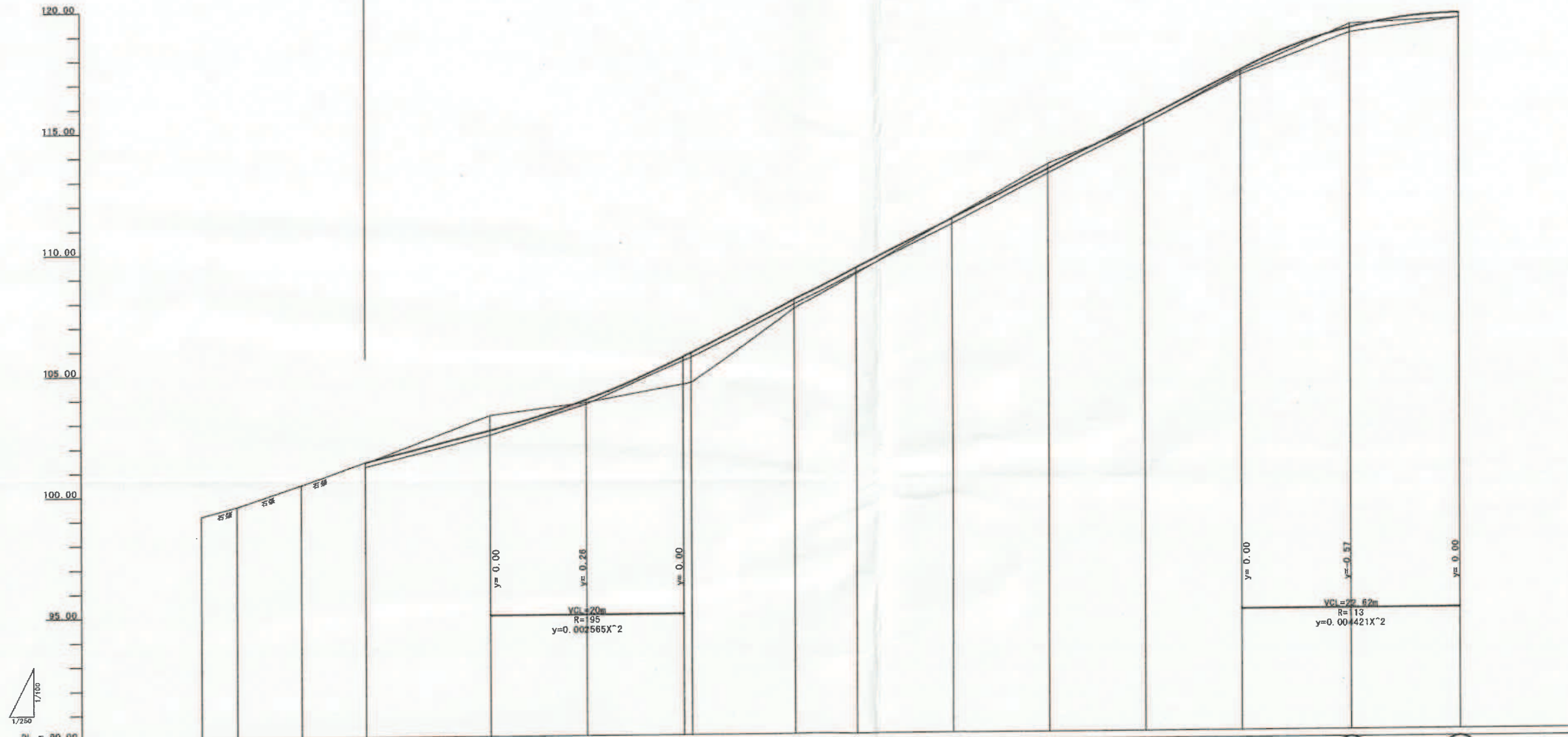
道路横断溝 1箇所 (L=4.0m)  
 集水溝 1箇所

TA1  
 ⊕ 94.67

※この図面は元図面の50%で出力しています。変更図面  
 X路線(緊急車両用道路1)  
 計画平面図  
 縮尺 S=1:250  
 作成 松山土木建設株式会社  
 図面名 14

# X路線 縦断面図

施工箇所

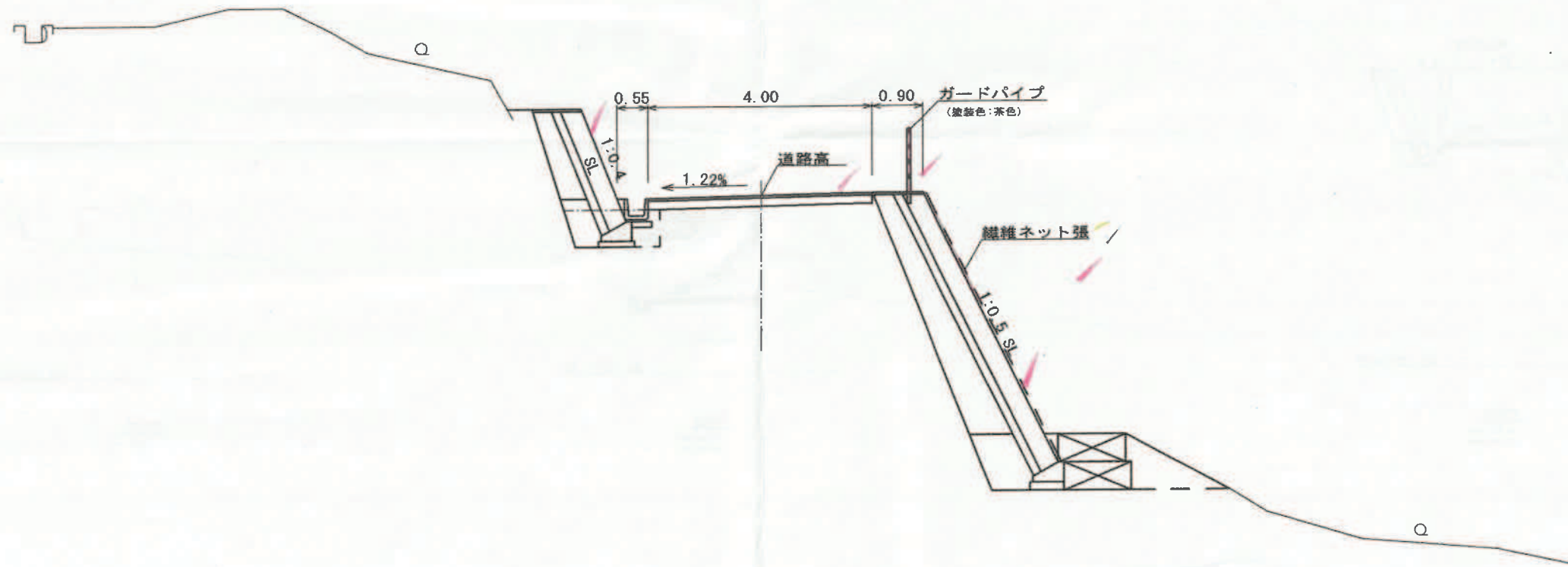


勾配	101.40		i=3.74% H=2.24m, L=23.00m		103.64		i=15.92% H=15.86m, L=79.31m		119.44		Level L=11.31m		119.44		
盛土															
切土	※現場発生土は現場内敷均し補足材に流用														
計画高				101.40											
地盤高		99.17		101.37		103.28		103.90		105.78		107.94		108.21	
追加距離		0.00		17.00		30.00		40.00		50.82		61.63		65.00	
単距離		0.00		6.64		13.00		10.00		10.82		10.81		6.37	
湧点	XSP0	XBC1	XBC1	SP1	SP2C	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2	SP2
曲線	XIP1 IA=126-54-05 R=6.00 TL=12.01 SL=7.42 CL=13.29				XIP2 IA= 47-26-10 R=26.13 TL=11.48 SL=2.41 CL=21.63				XIP3 IA=43-12-34 R=30.00 TL=11.88 SL=2.27 CL=22.62						

※この図面は元図面の50%で出力しています。  
 X路線(緊急車両用道路1)  
 縦断面図  
 縮尺 縦:1:100 横:M  
 横:1:250  
 工務部 土木部 土木課  
 設計 橋本 浩二  
 監修 橋本 浩二  
 図面名 X路線 縦断面図  
 2/14

# ×路線 標準断面図

## 緊急車両用道路 1



舗装構成	
19	表層 (土色密粒度ギャップアスコン 脱色Ⅱ型)
4	プライムコート
15	路盤工 (再生粒度調整砕石 25)

※この図面は元図面の50%で出力しています。変更図面

×路線 (緊急車両用道路 1)

図面名	標準断面図	縮尺	1:50	単位	M
工事名	×路線 (緊急車両用道路)	工事	測量	作成	測量課
施行所	松山市北2内	路線名	松山公園	図面	2/14



# X路線 線形図

S=1:250

中心線座標一覧表

測点	X	Y
XSP0	93822.395	-67766.450
XBC1	93824.773	-67763.601
XMC1	93830.760	-67761.606
XEC1	93835.220	-67766.069
XSP30	93838.200	-67778.722
XBC2	93840.493	-67788.456
XMC2	93845.051	-67798.181
XEC2	93853.136	-67805.250
XSP68	93858.699	-67808.374
XSP78	93867.416	-67813.267
XSP88	93876.135	-67818.162
XSP98	93884.855	-67823.058
XSP108	93893.579	-67827.955
XSP119.3	93902.179	-67835.200
XSP130.6	93907.507	-67845.103
XIP1	93832.467	-67754.381
XIP2	93843.125	-67799.630
XIP3	93903.938	-67833.771

IPNO	XIP3
IA	43-12-34
R	30.00
TL	11.88
SL	2.27
CL	22.62

IPNO	XIP1
IA	126-54-05
R	6.00
TL	12.01
SL	7.42
CL	13.29

IPNO	XIP2
IA	47-26-10
R	26.13
TL	11.48
SL	2.41
CL	21.63

基準点座標一覧表

測点	X	Y
3K-4	93921.645	-67865.129
3K-5	93897.756	-67833.862
3K-6	93824.031	-67811.873
3K-6-2	93807.092	-67820.270
3T-2	93851.675	-67839.420
T.11	93831.032	-67760.071
T.11-1	93852.574	-67760.816
T.11-3	93877.830	-67751.621
T.11-4	93852.634	-67778.471
TA1	93798.406	-67798.927

X=93950

X=93900

X=93850 Y=-67850

Y=-67750

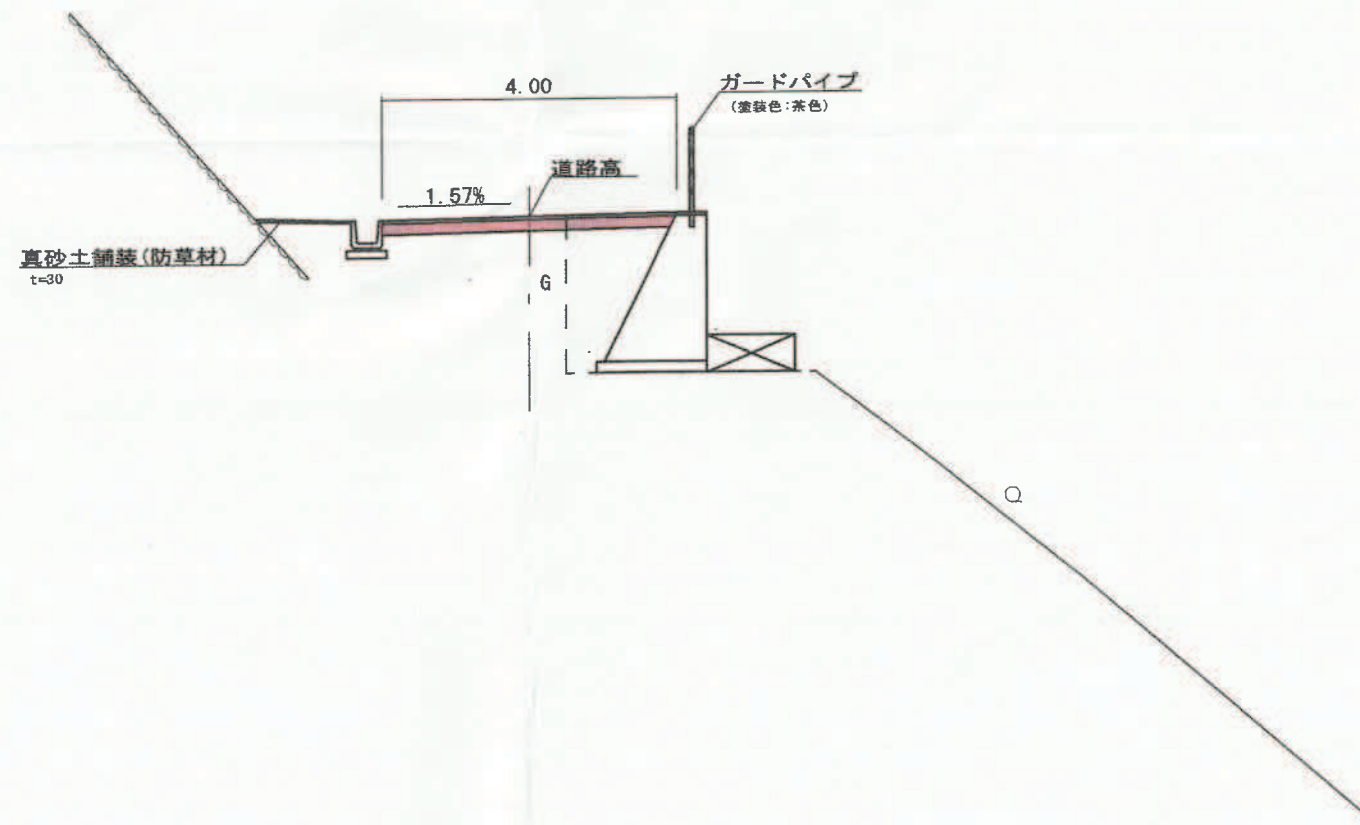
TA1  
94.67  
Y=-67800

※この図面は元図面の50%で出力しています。 基準図面  
X路線(緊急車両用道路1)  
線形図  
縮尺 S=1:250  
図面番号  
工事番号  
事務所  
設計者  
承認者  
縮尺  
図面  
1/14



# Y路線 標準断面図

## 緊急車両用道路 2



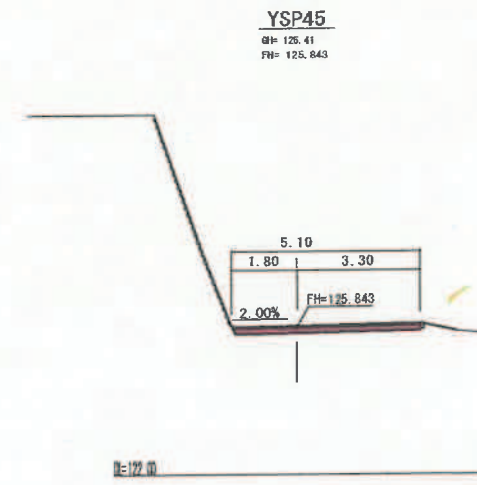
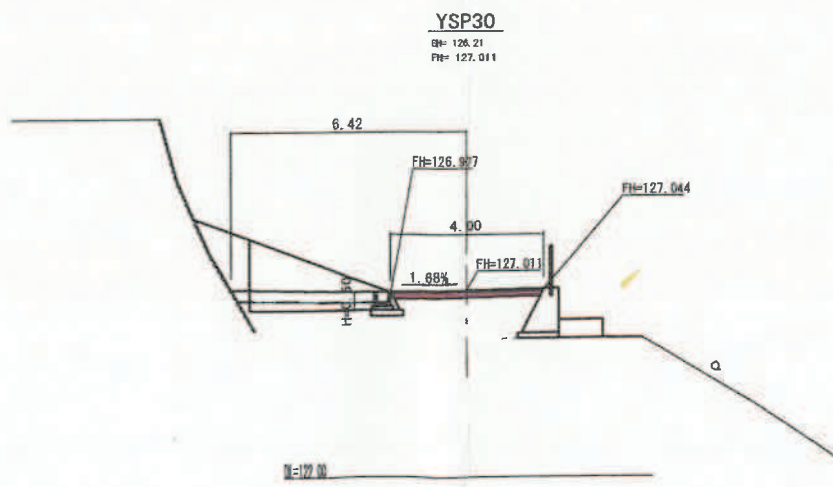
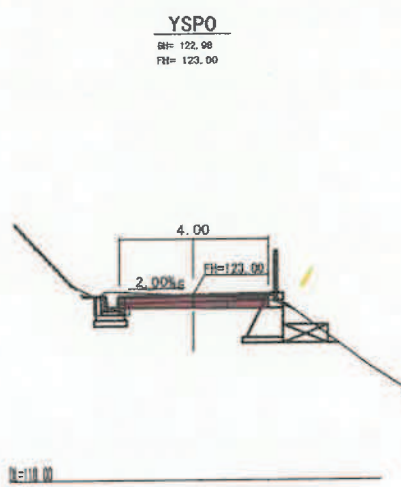
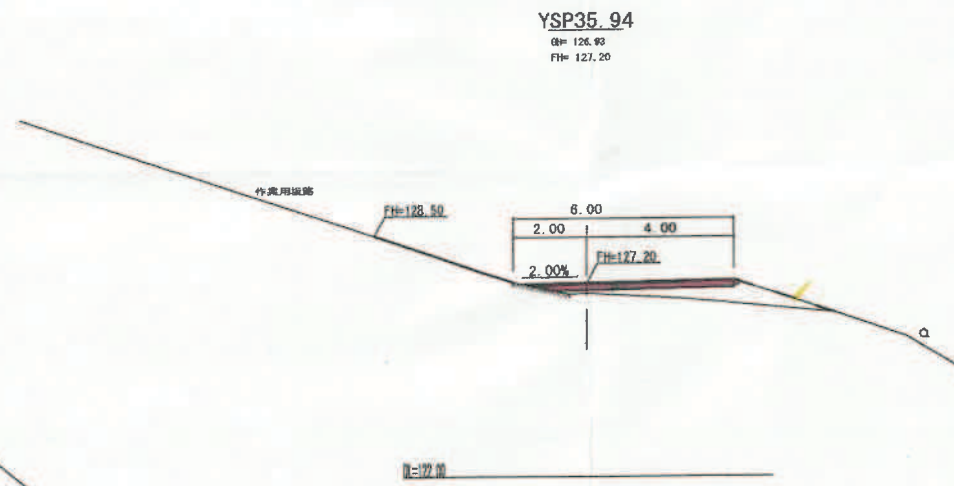
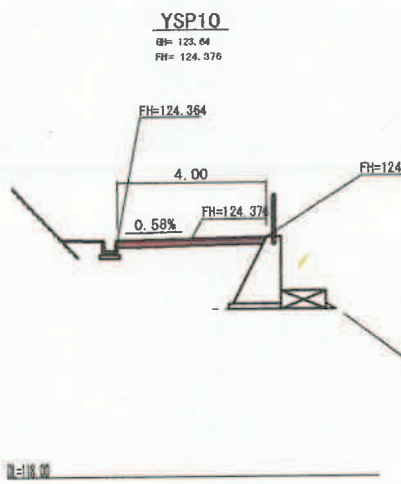
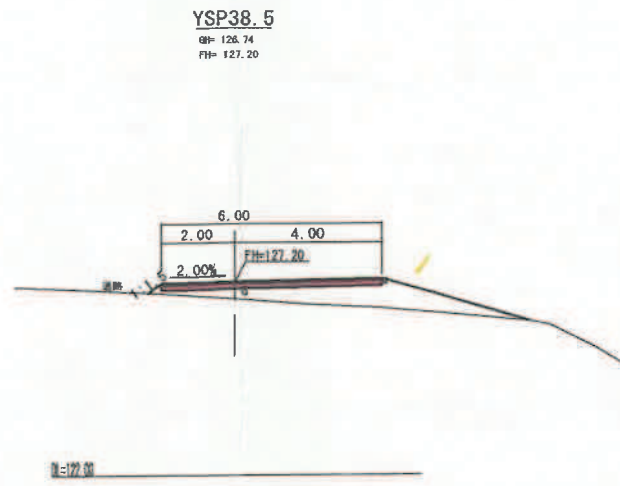
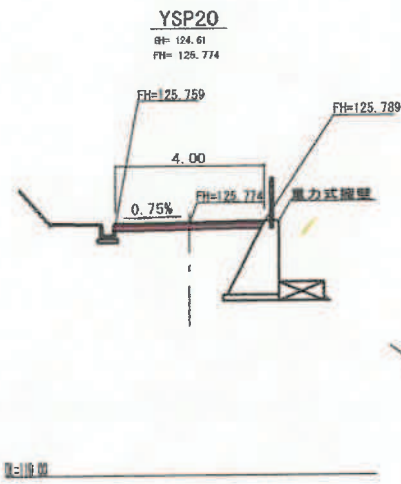
舗装構成	
19 15 4	表層 (土色密粒度ギャップアスコン 脱色II型)
	路盤工 (再生粒度調整砕石FM-25)
	← プライムコート

※この図面は元図面の50%で出力しています。変更図面

Y路線 (緊急車両用道路 2)

図面名	標準断面図	縮尺	1:50	単位	M
工事名	緊急車両用道路	工務所	和山土木設計建設株式会社	設計者	M
進行	設計	監理	和山土木設計建設株式会社	監理者	M
場所	和山町之内	建設者	和山公園	10	14

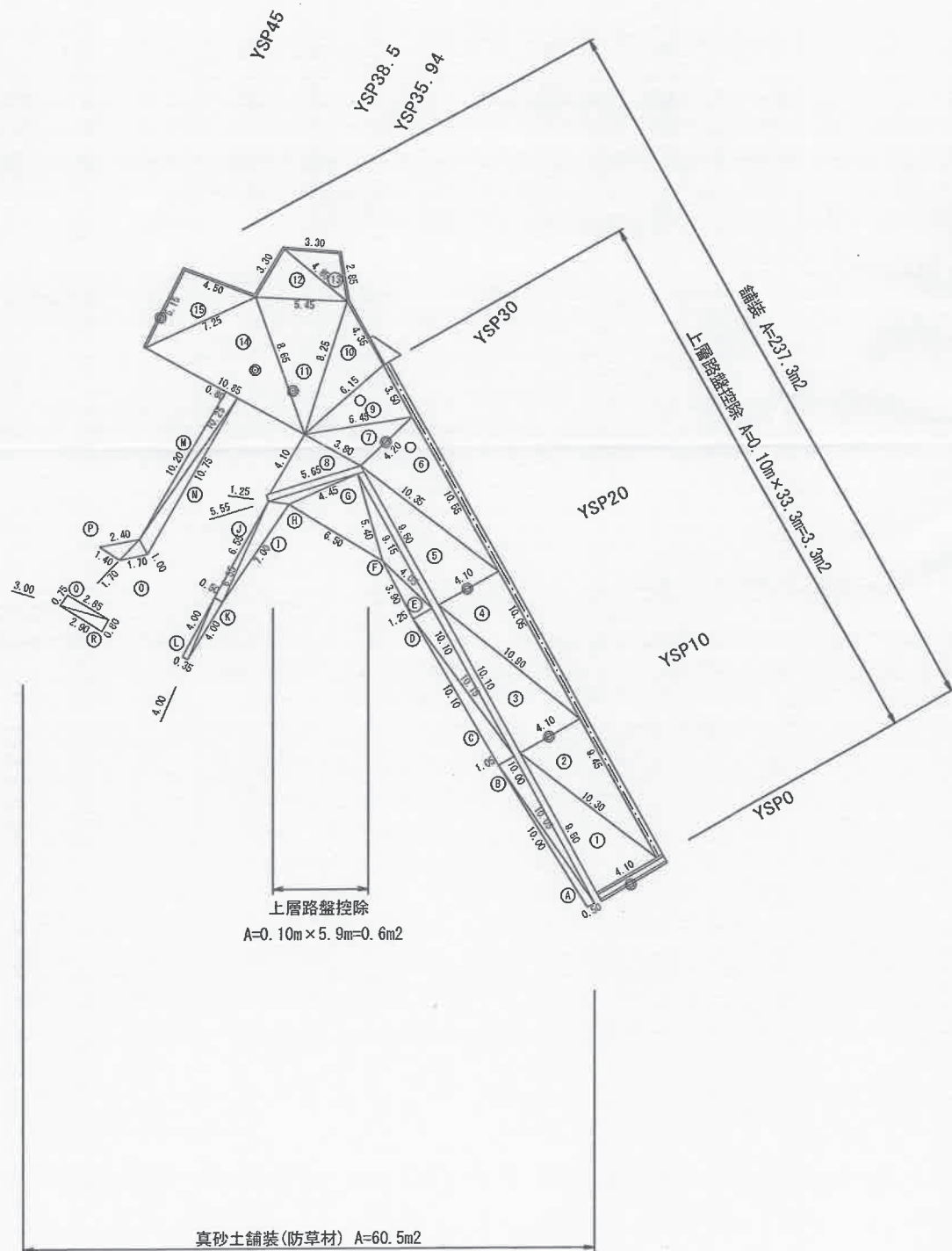
# Y路線 横断面図



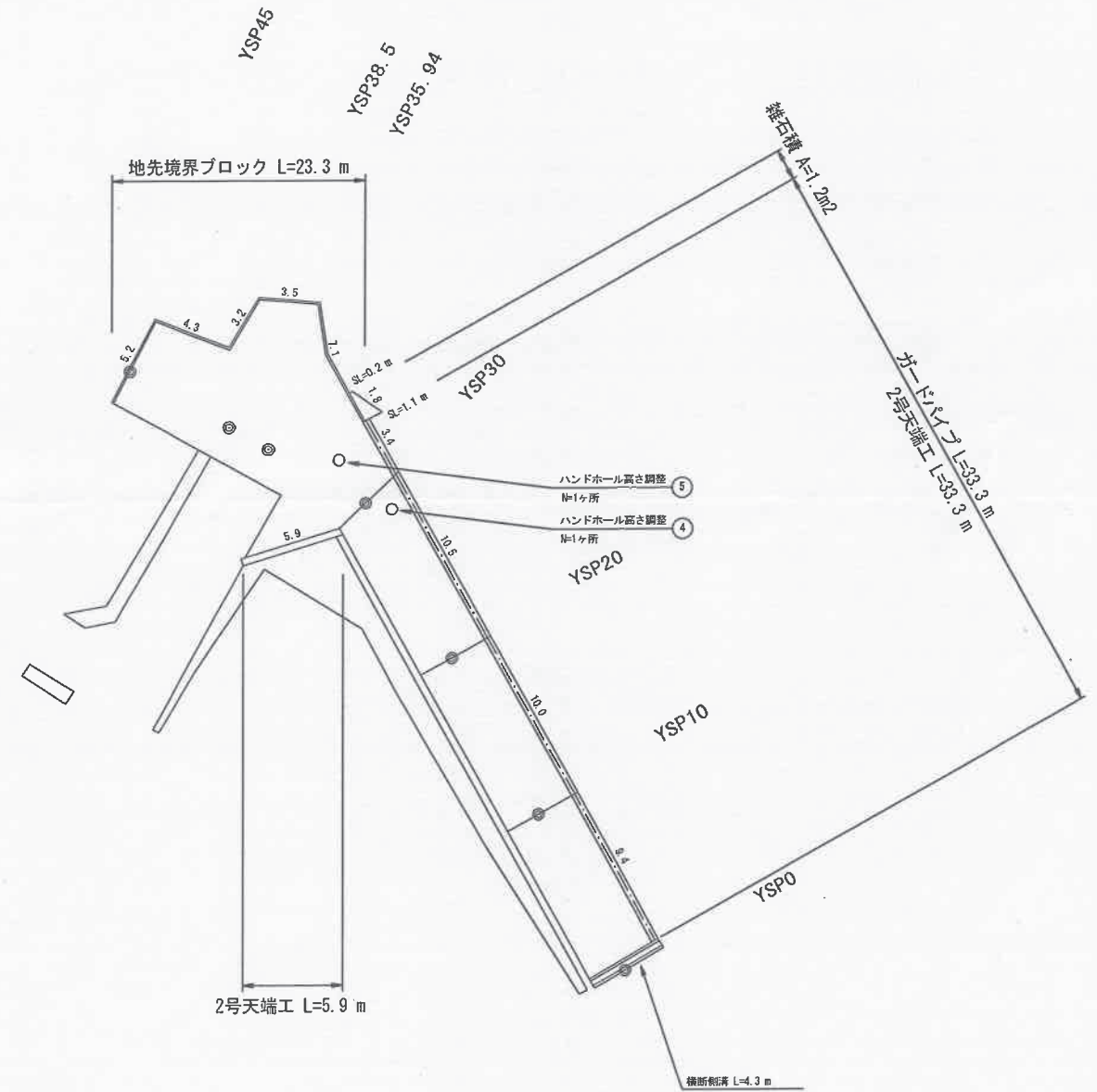
\*この図面は元図面の50%で出力しています。  
 Y路線(緊急車両用道路2) 横断面図

図面名	Y路線(緊急車両用道路2) 横断面図
工事番号	
発注所	坂山市内2号市民会館建設工事
実施所	坂山市内2号市民会館建設工事
縮尺	1:100
出	M
実施名	坂山公園
11	14

# 舗装展開図



# Y路線 平面展開図



※この図面は元図面の50%で出力しています。 変更図面

Y路線(緊急車両用道路2)  
展開図

図面名	Y路線(緊急車両用道路2)	縮尺	S=1:200	単位	M
工事番号		工務所	山形土木建設株式会社	設計者	
施行地	山形市北之内	建設事務所	山形市北之内	図面番号	12/14

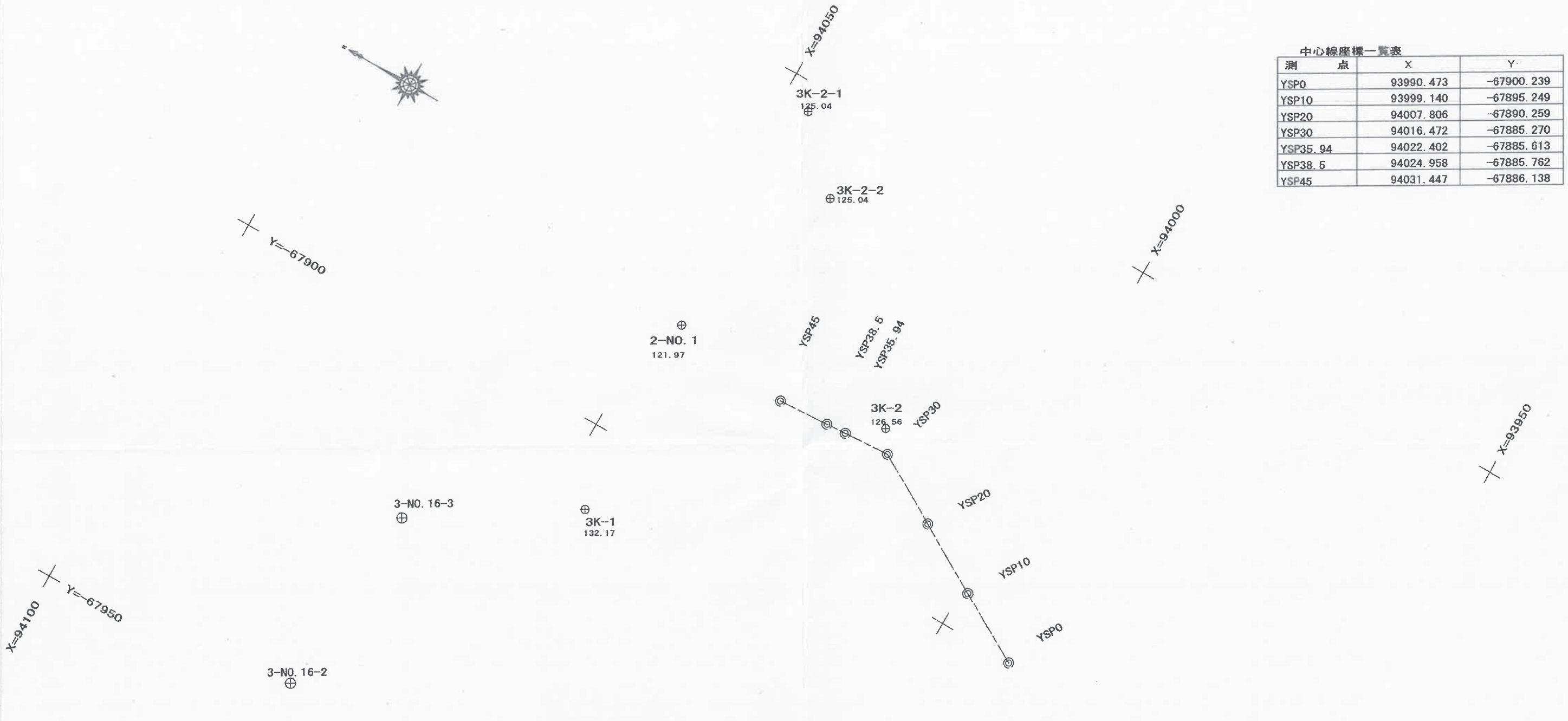
# Y路線 線形図

S=1:250



中心線座標一覧表

測点	X	Y
YSP0	93990.473	-67900.239
YSP10	93999.140	-67895.249
YSP20	94007.806	-67890.259
YSP30	94016.472	-67885.270
YSP35.94	94022.402	-67885.613
YSP38.5	94024.958	-67885.762
YSP45	94031.447	-67886.138



基準点座標一覧表

測点	X	Y
2-NO.1	94046.899	-67884.104
3-NO.7	93973.630	-67917.122
3-NO.16-1	94056.548	-67970.937
3-NO.16-2	94067.137	-67946.663
3-NO.16-3	94065.220	-67921.965
3K-1	94045.897	-67909.838
3K-2	94018.280	-67882.586
3K-2-1	94046.354	-67853.355
3K-2-2	94038.516	-67861.276
3K-3	93966.291	-67898.069

※この図面は元図面の50%で出力しています。 変更図面

Y路線(緊急車両用道路2)

線形図

縮尺 S=1:250

作成 和山土木研究所 技士 M

設計 和山土木研究所 技士 M

監理 和山土木研究所 技士 M

図面名 線形図

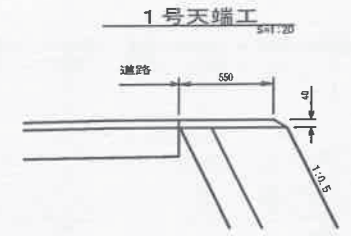
工務部 土木課

事務所 和山土木研究所

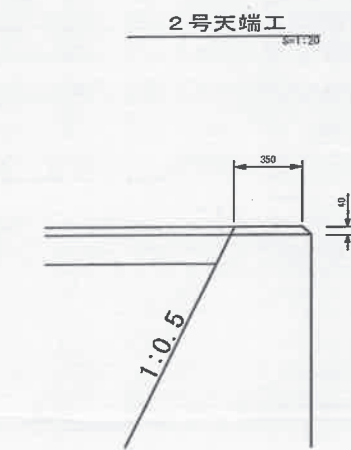
建設年度 令和5年度

13/14

# 構造図

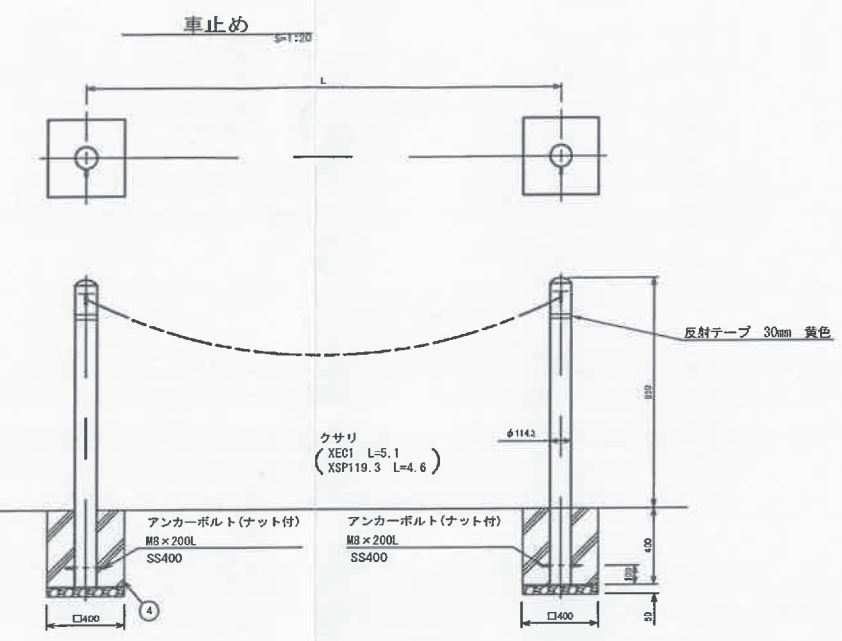
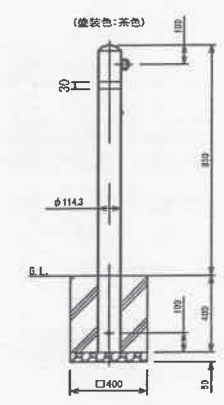
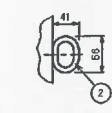


名称	規格	単位	数量
舗装工 (土留付層底キヤップ材(灰色3型))	t=4cm (タックコート)	m <sup>2</sup>	5.50



名称	規格	単位	数量
舗装工 (土留付層底キヤップ材(灰色B型))	t=4cm (タックコート)	m <sup>2</sup>	3.50

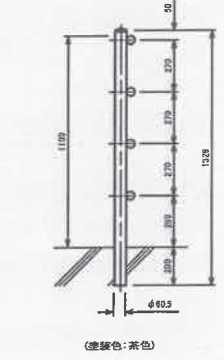
フック詳細図 S=1:20



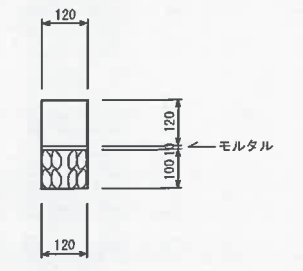
名称	規格	単位	数量
車止め(灰色)	鋼管 φ114.3	本	2
クサリ(XSP1A)	φ5	m	4.9
反射テープ	幅30mm	枚	2
コンクリート	18-φ-40	m <sup>3</sup>	0.12
型枠	小型	m <sup>2</sup>	1.3
基礎材	RC-40 t=5cm	m <sup>2</sup>	0.32

※ クサリの長さは現地状況により調整すること。

ガードパイプ  
コンクリート基礎用(0号) S=1:20  
支柱間隔3.0m

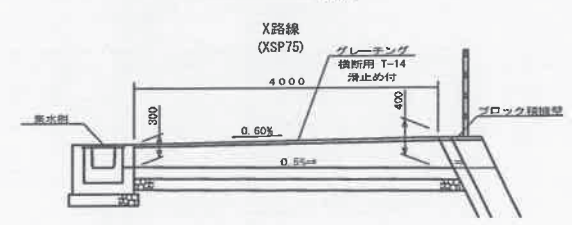


地先境界ブロック S=1:10



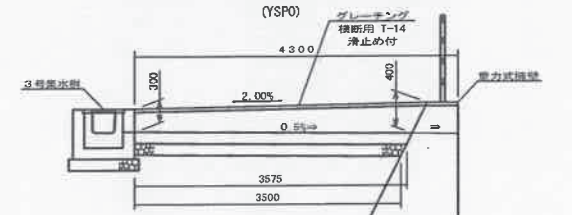
名称	規格	数量
地先境界ブロック	B120 x H120 L600	16.5 個
敷モルタル	1:3	0.01 m <sup>3</sup>
基礎砕石	RC-40 t=100	1.2 m <sup>2</sup>

道路横断溝 S=1:30



名称	規格	単位	数量
コンクリート取壊し	既存ブロック積	m <sup>3</sup>	0.07
コンクリート	18-φ-25	m <sup>3</sup>	0.78
型枠	小型	m <sup>2</sup>	7.6
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	3.2
グレーチング	横断用 T-14 幅300	組	4.0
底座	m <sup>3</sup>	4.1	
埋戻し	m <sup>3</sup>	2.4	

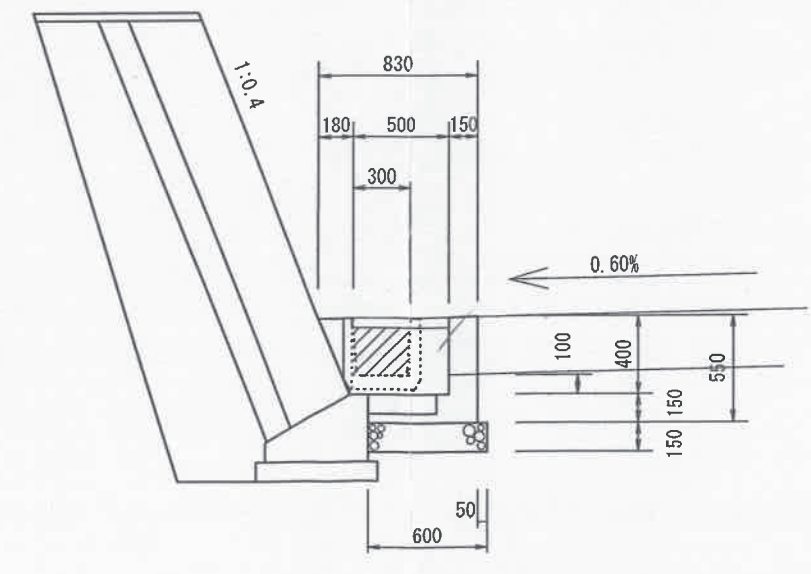
Y路線 (YSP0)



名称	規格	単位	数量
コンクリート	18-φ-25	m <sup>3</sup>	0.84
型枠	小型	m <sup>2</sup>	8.2
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	2.8
グレーチング	横断用 T-14 幅300	組	4.3
底座	m <sup>3</sup>	4.8	
埋戻し	m <sup>3</sup>	2.8	

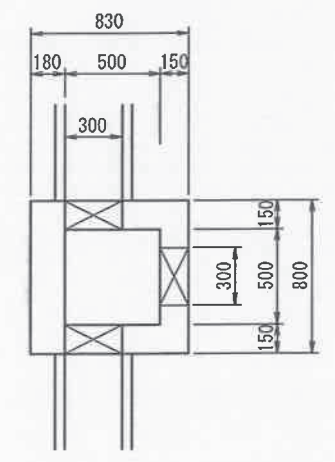
集水桝 (ASP75)

断面図 1:30

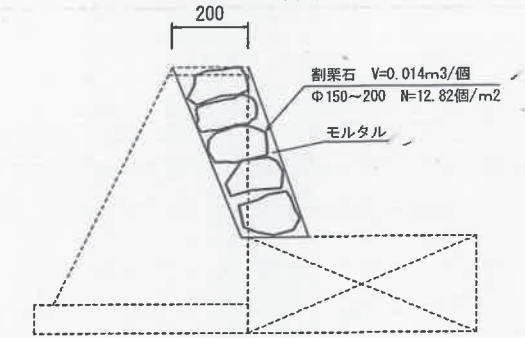


名称	規格	単位	数量
コンクリート取壊し	既存トラフ	m <sup>3</sup>	0.06
コンクリート	18-φ-25	m <sup>3</sup>	0.21
型枠	小型	m <sup>2</sup>	1.90
基礎材	RC-40 t=15cm	m <sup>2</sup>	0.54
グレーチング	500 x 300, T-14, 110° 開閉	組	1.00

平面図 1:30

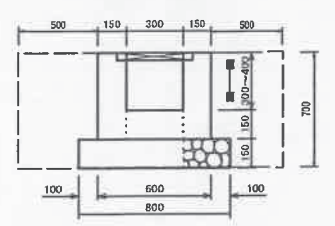


雑石積 S=1:30



名称	規格	単位	数量
割栗石	φ150-200	m <sup>3</sup>	1.8
モルタル練	1:3	m <sup>3</sup>	1.0

道路横断溝断面図 S=1:20



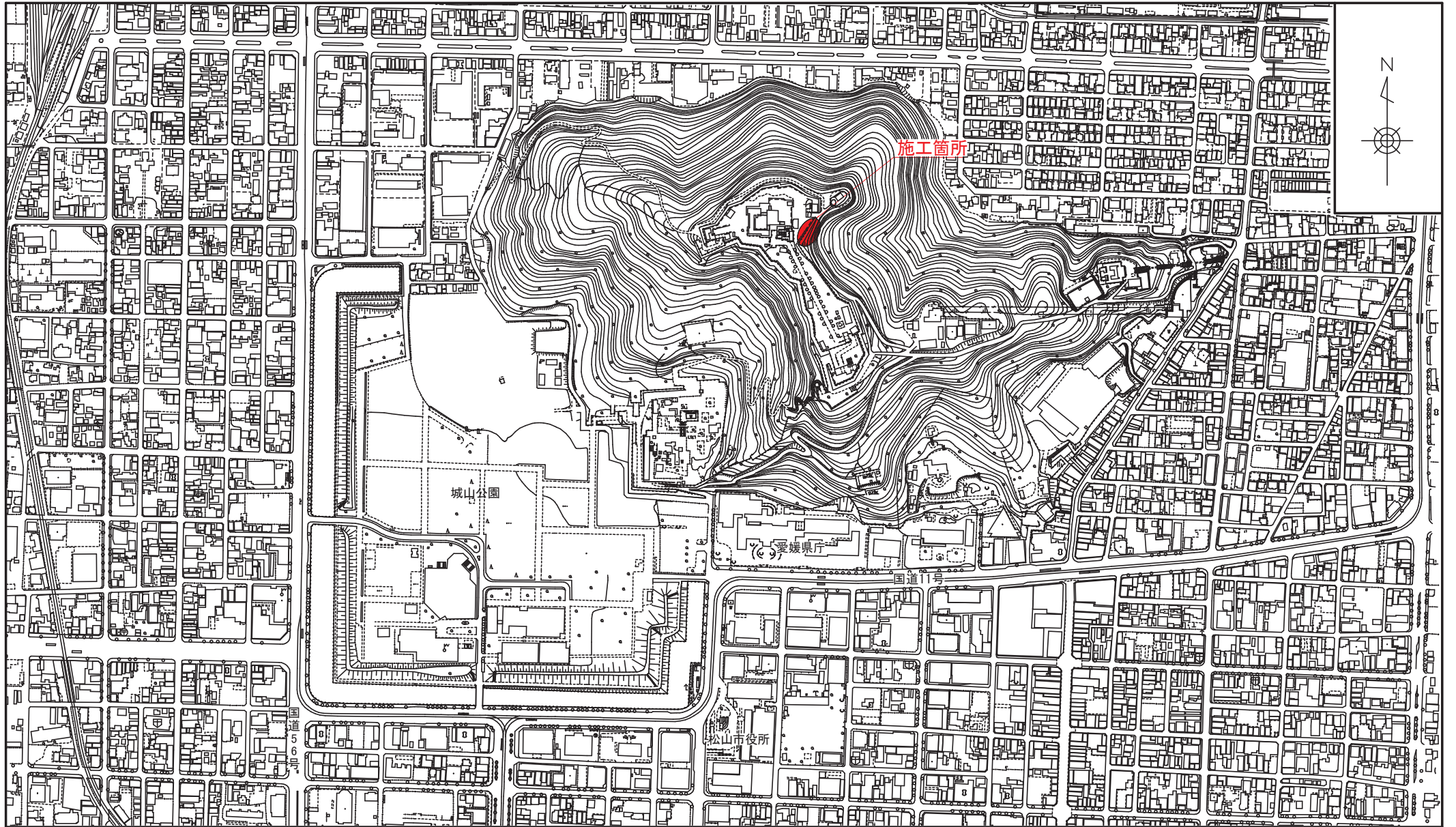
※この図面は元図面の50%で出力しています。変更図面

図面番号: 14  
 工事種別: 構造図  
 施行所: 松山市丸之内  
 路線名: 城山公園  
 設計: 国土院  
 監理: 国土院  
 監理: 国土院  
 監理: 国土院

9 緊急車両用道路2に関連する工事図面

9-3 令和6年度 城山公園(丸之内)緊急車両用道路災害復旧工事  
当初図面(未施工)

# 位置図



工事名:城山公園(丸之内)緊急車両用道路災害復旧工事

平面図 縮尺=1/100



◎ : 簡易動的コーン貫入試験 (簡易貫入試験)

基準点座標一覧

点名	X座標	Y座標
T1	93991.707	-67902.351
T2	94027.422	-67881.607

中心線座標一覧

点名	X座標	Y座標
SP0_0	93990.473	-67900.239
SP10_0	93999.139	-67895.249
SP15_0	94003.472	-67892.755
SP20_0	94007.806	-67890.260
SP30_0	94016.472	-67885.270
SP37_0	94022.538	-67881.778

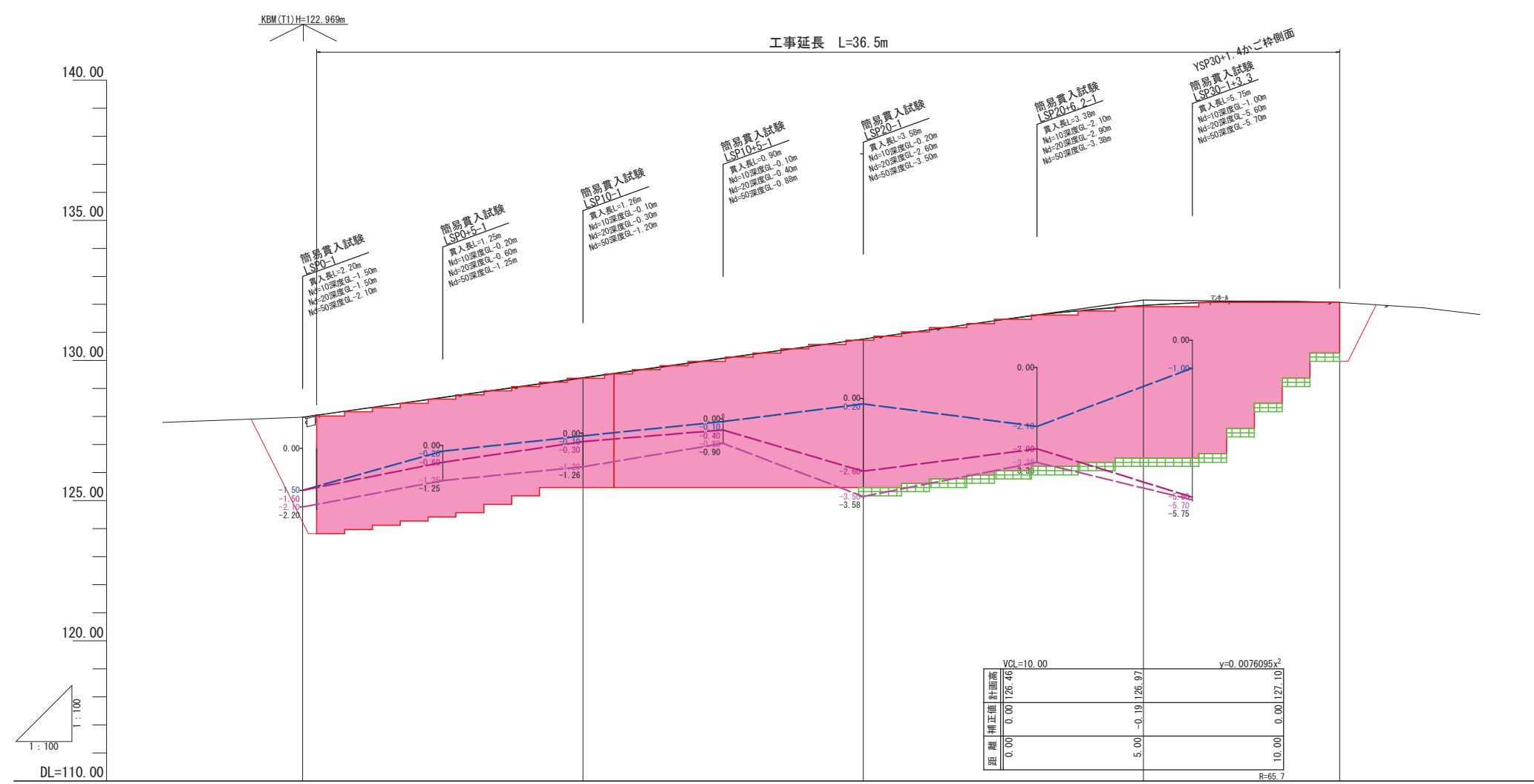
中心線控杭座標一覧

点名	X座標	Y座標
SP0_OR2	93989.475	-67898.506
SP10_OR2	93998.141	-67893.516
SP15_OR2	94002.474	-67891.022
SP20_OR2	94006.808	-67888.527
SP30_OR2	94015.474	-67883.537
SP37_OR2	94021.540	-67880.045

※この図面は、元図面の50%まで拡大してはなりません。

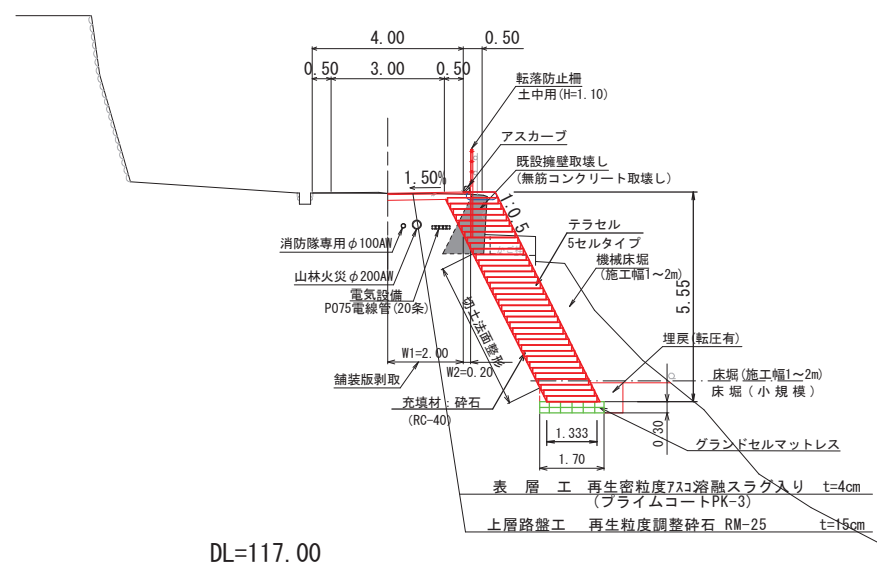
製図者 松山公団  
 工事 松山公団  
 設計 松山公団  
 監理 松山公団  
 公認名 松山公団  
 1/12

縦断図 縮尺 V=1/100 H=1/100



勾配	123.05		$i=13.93\%$ H=4.11m L=29.50m		127.16		$i=1.286\%$ H=0.09m L=7.00m		127.07	
盛土	0.00		0.00		0.00		0.01		0.00	
切土	0.00		0.00		0.00		0.00		0.00	
計画高	123.05		124.37		125.07		125.77		126.97	
地盤高	123.05		124.39		125.09		125.77		126.96	
追加距離	0.00		9.50		14.50		19.50		29.50	
単距離	0.00		9.50		5.00		5.00		10.00	
測点	SP0.0 SP0.0+0.5		SP10.0		SP15.0		SP20.0		SP30.0 SP37.0	

標準横断図 縮尺=1/100



DL=117.00

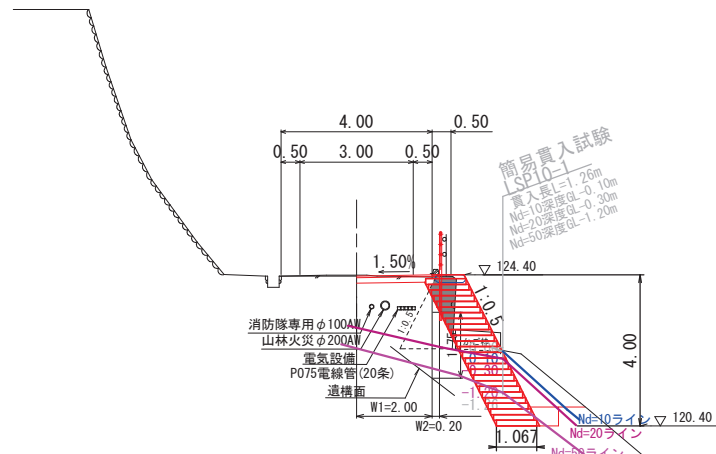
※この図面は、元図面の50%で出力しています。  
 図面名 標準横断図 縮尺 図示 単位 M  
 工事番号 松山公園(内2号)  
 設計者 松山公園(内2号)  
 松山市 丸之内  
 松山公園  
 3  
 12

横断図 縮尺=1/100

— 簡易貫入試験Nd=10ライン (不安定土塊)  
 — 簡易貫入試験Nd=20ライン (準支持層ライン)  
 — 簡易貫入試験Nd=50ライン (支持層ライン)

SP10.0

GH=124.39  
FH=124.37



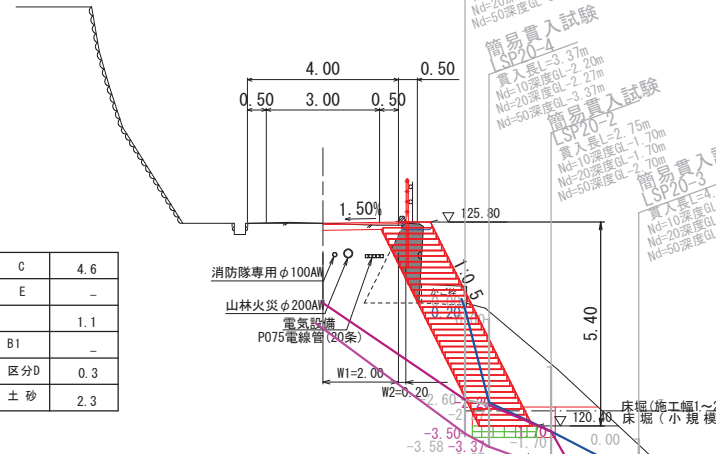
構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	0.7
舗装版剥取	As	2.1

DL=115.00

SP20.0

GH=125.77  
FH=125.77



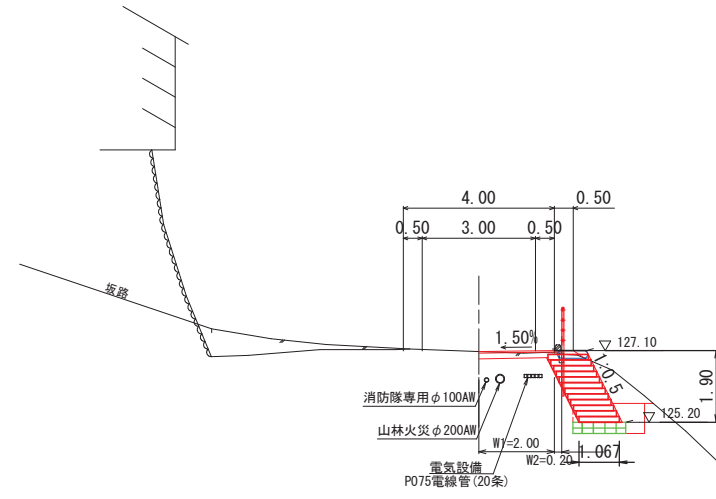
構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	1.0
舗装版剥取	As	2.1

DL=115.00

SP37.0

GH=127.07  
FH=127.07



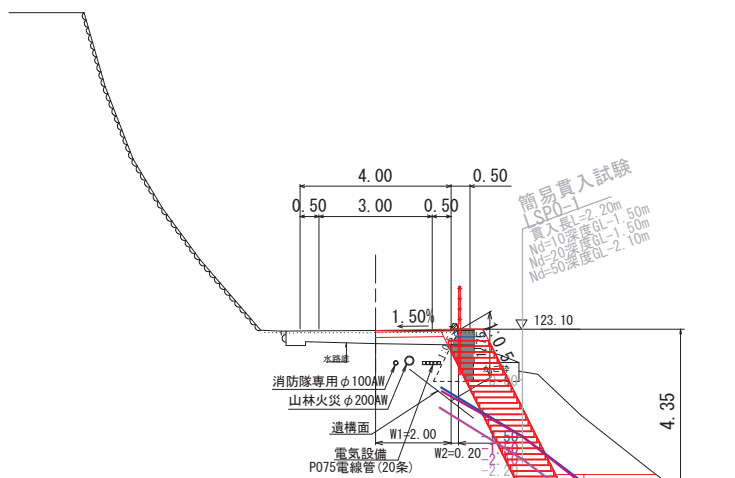
構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	-
舗装版剥取	As	2.1

DL=117.00

SP0.0+0.5

GH=123.05  
FH=123.05



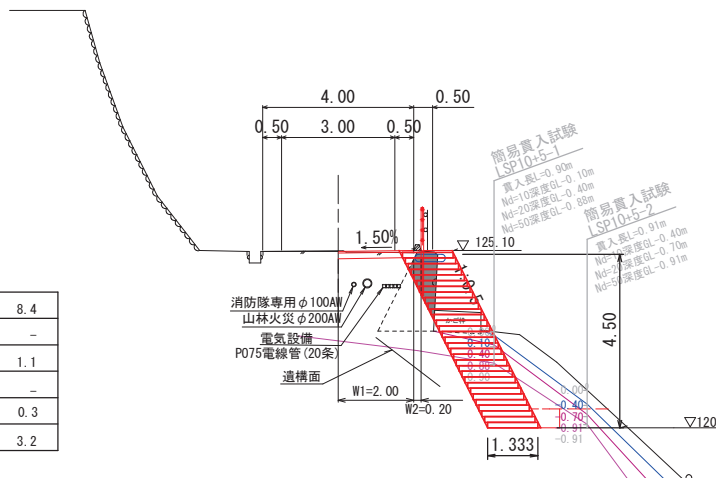
構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	0.6
舗装版剥取	As	2.2

DL=115.00

SP15.0

GH=125.09  
FH=125.07



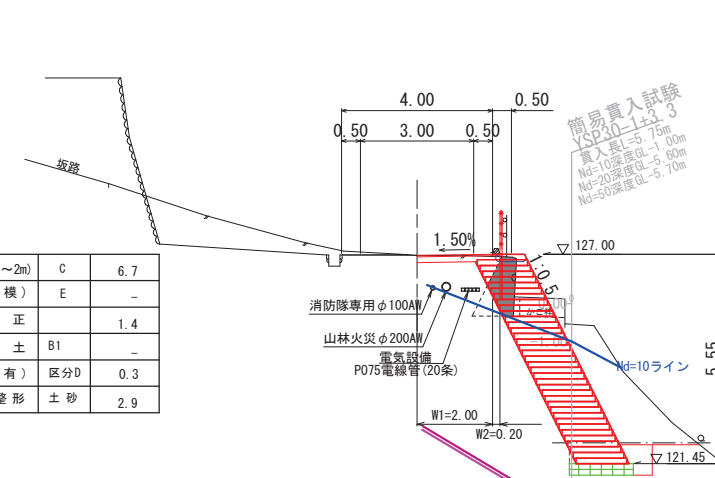
構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	0.8
舗装版剥取	As	2.1

DL=115.00

SP30.0

GH=126.96  
FH=126.97



構造物取壊し

コンクリート取壊し	無筋	0.9
舗装版剥取	As	2.3

DL=117.00

※地下埋設物は、竣工写真より推定した位置を示す。  
 事前に地下埋設物の調査をしてから施工を行うこと。

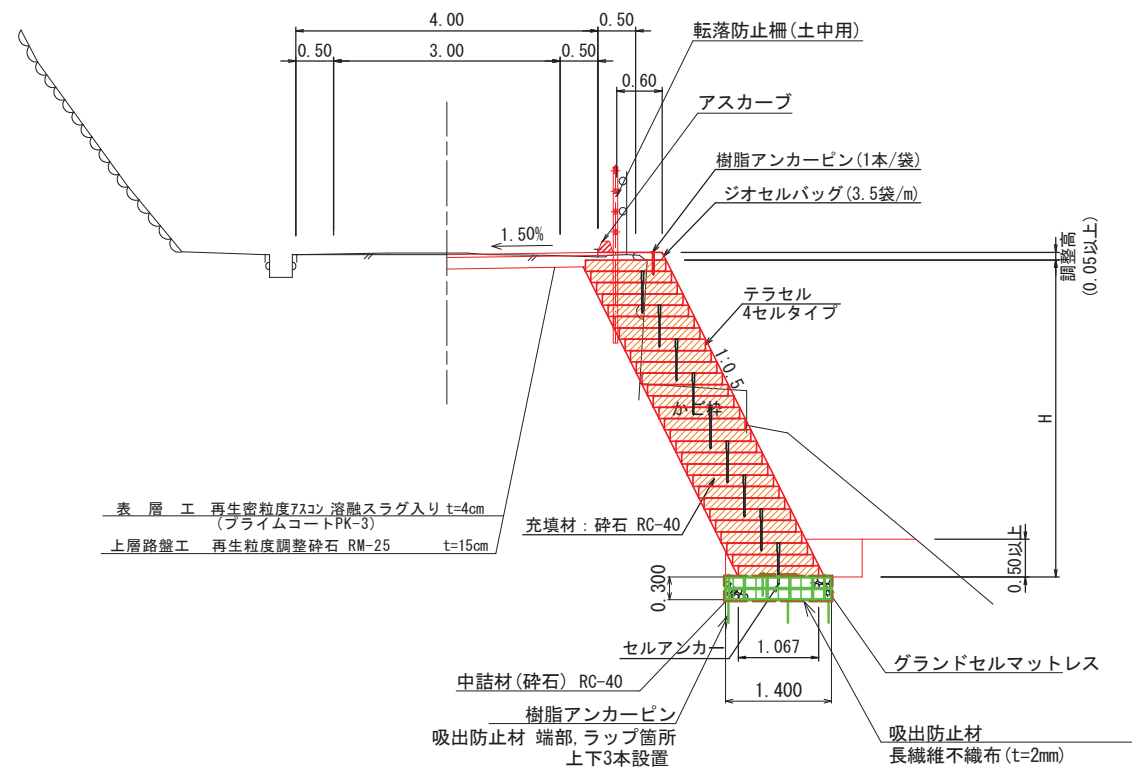
この図は、元図の50%で拡大しています。  
 松山市丸之内  
 松山公園  
 松山市丸之内  
 松山公園



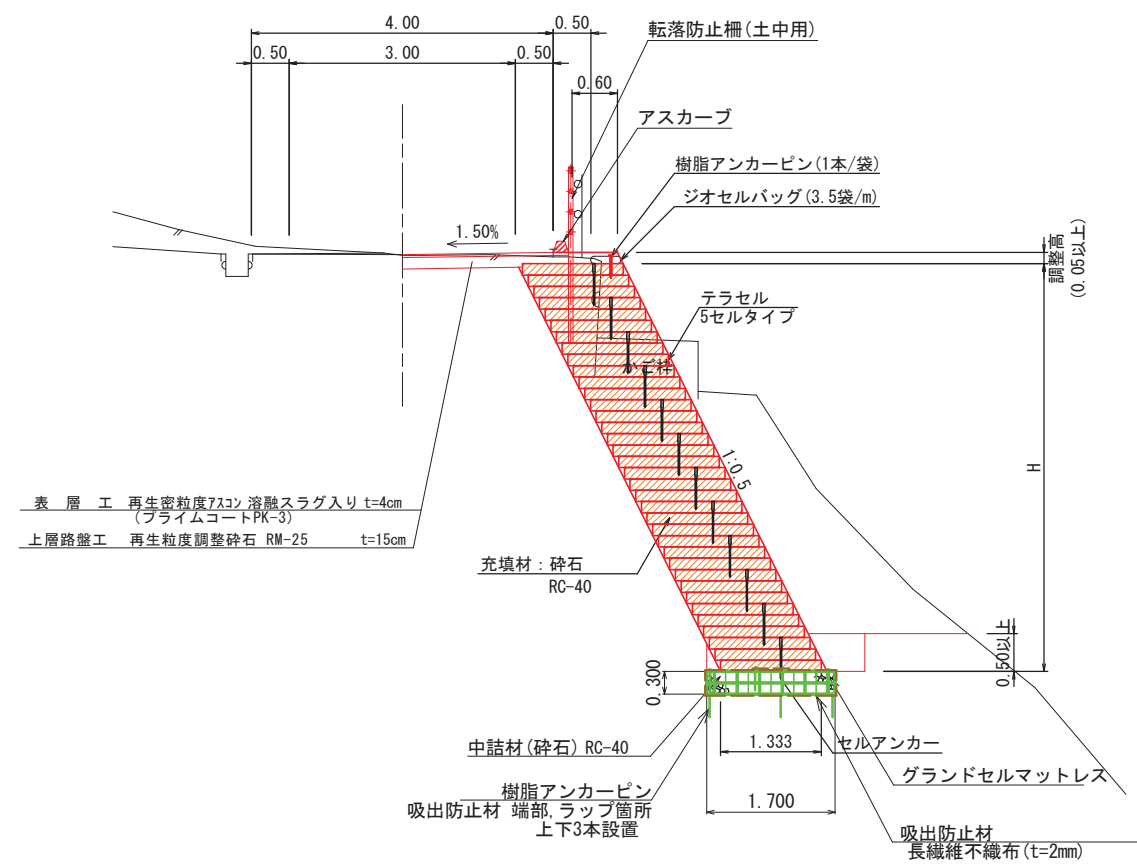
# テラセル工詳細図1

標準断面図 S=1:50

## 4セルタイプ



## 5セルタイプ



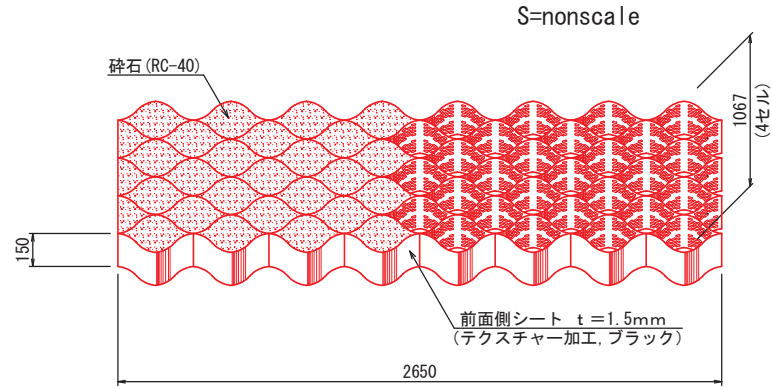
※支持地盤は、調査および試験を行い、仕様書記載の支持力を満足すること。

図面名	テラセル工詳細図1	縮尺	図示	単位	M
工事番号	※この図面は、元図面の50%で出力されています。				
発注者	丸之内(株) 松山公園				
設計者	丸之内(株) 松山公園				
承認者	丸之内(株) 松山公園				
公認者	丸之内(株) 松山公園				
図面番号	6/12				

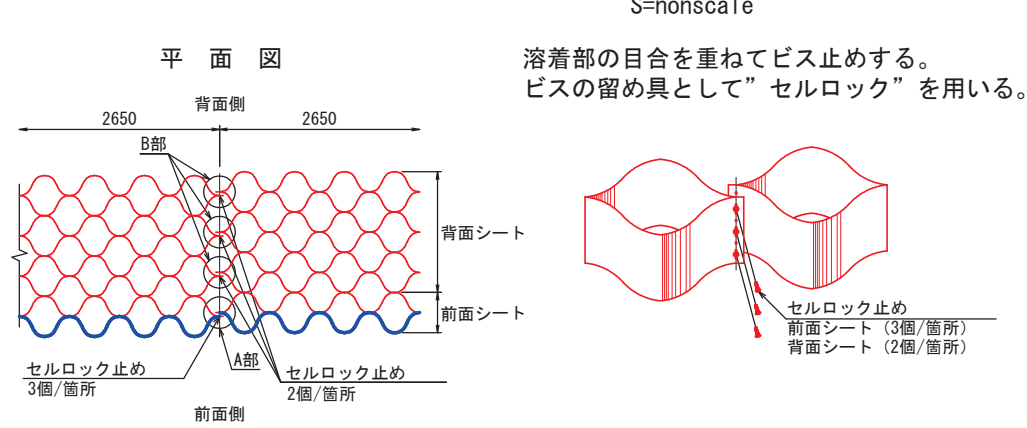
# テラセル工詳細図2

## 4セルタイプ

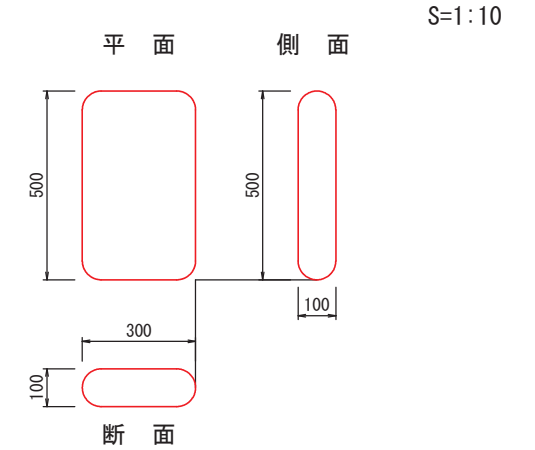
テラセル形状図



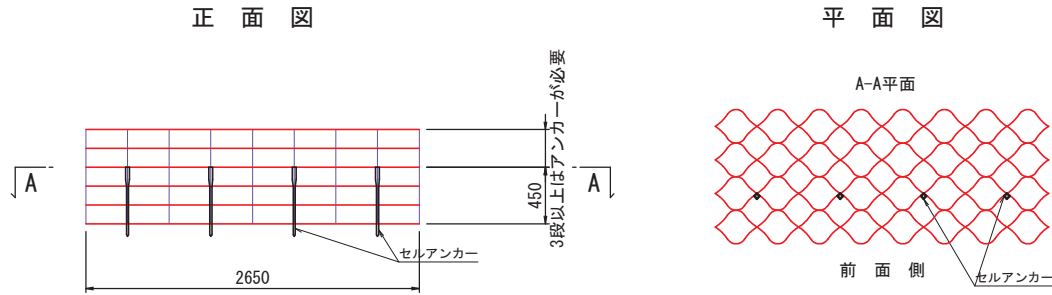
テラセル相互接合部詳細



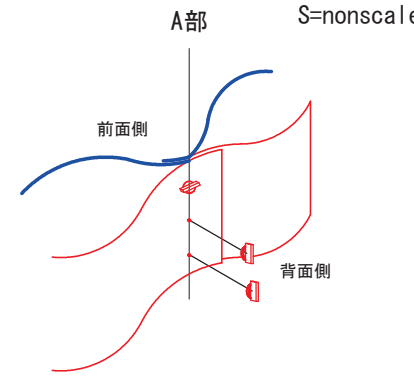
土のう (ジオセルバッグ) 仕上がり寸法



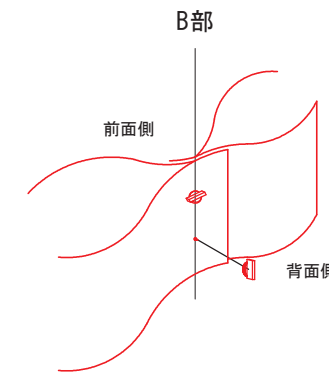
セルアンカー打設詳細図 S=1:30



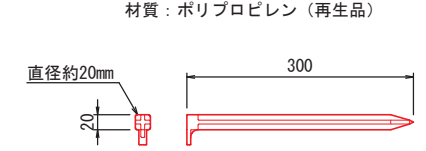
前面シートセルロック取付図



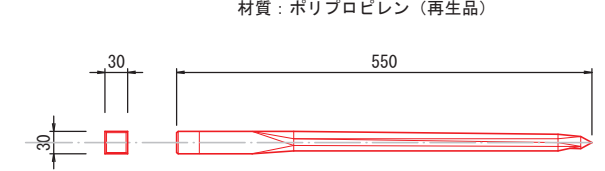
背面シートセルロック取付図



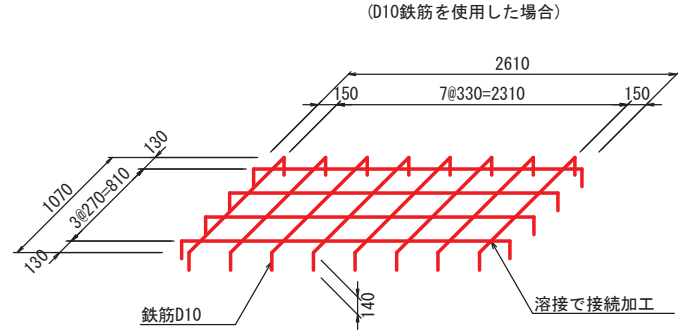
樹脂アンカーピン S=1:5



セルアンカー S=1:5

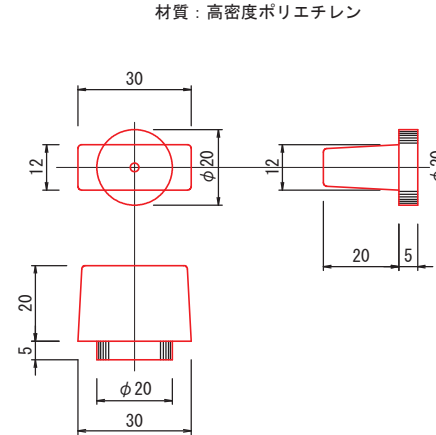


テラセル展開補助枠 (参考) S=1:30



注意) 補助枠は、現地にて準備するものとする。

セルロック S=1:1



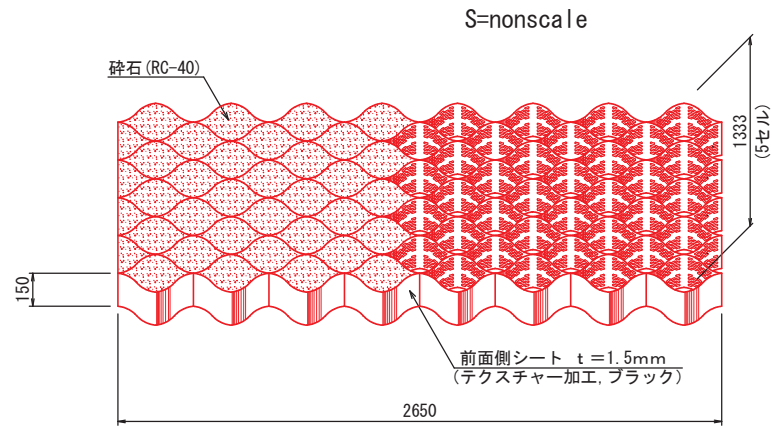
※この図面は、元図面の50%で出力されています。

図面名	テラセル工詳細図2	縮尺	図示	単位	M
工事番号		工事名	丸之内	松山公園	
設計		監理	丸之内	松山公園	
承認		公認	丸之内	松山公園	
ページ	1	総ページ	1	1	

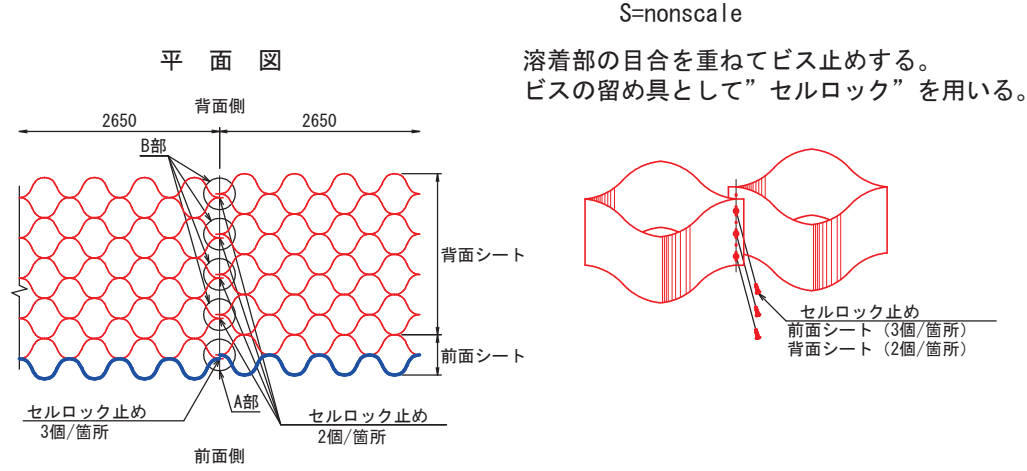
# テラセル工詳細図3

## 5セルタイプ

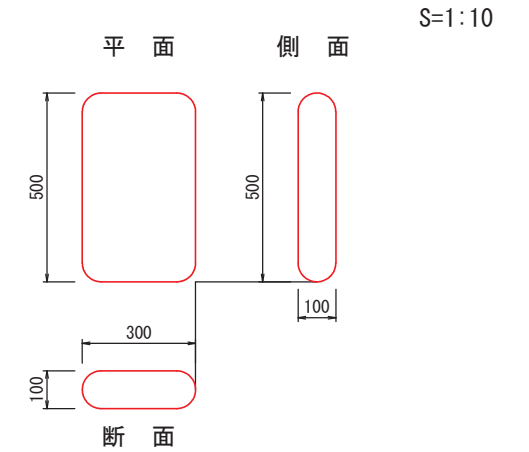
### テラセル形状図



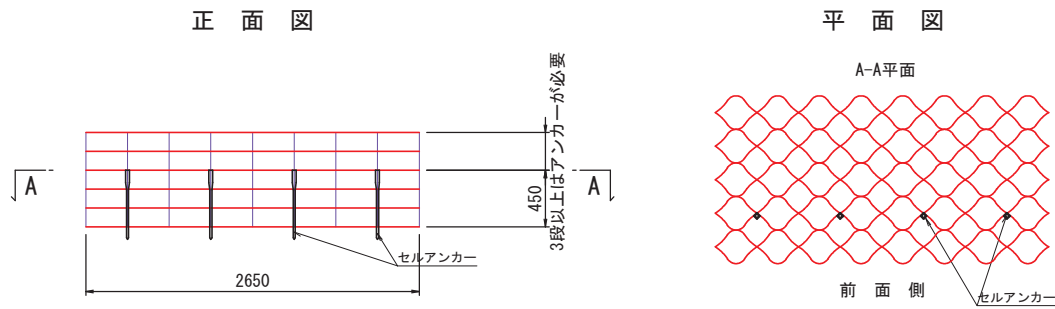
### テラセル相互接合部詳細



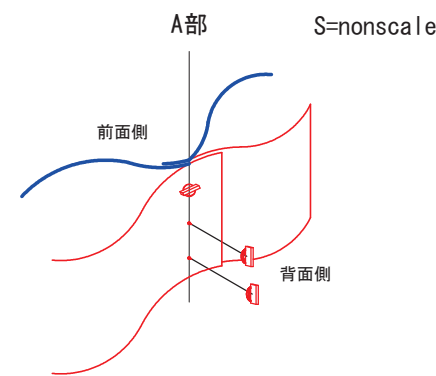
### 土のう (ジオセルバッグ) 仕上がり寸法



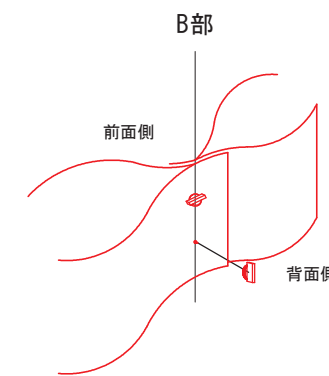
### セルアンカー打設詳細図 S=1:30



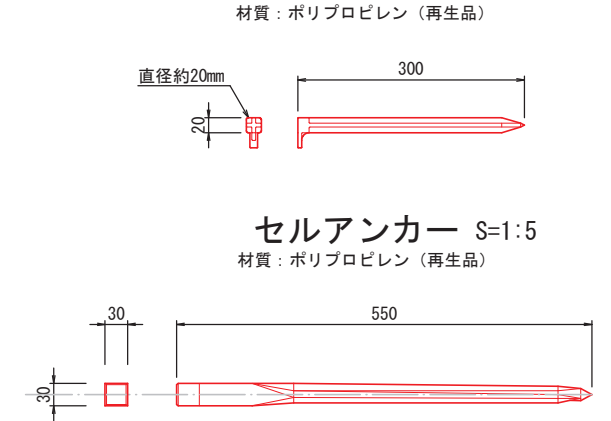
### 前面シートセルロック取付図



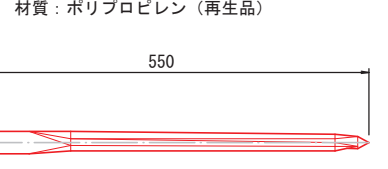
### 背面シートセルロック取付図



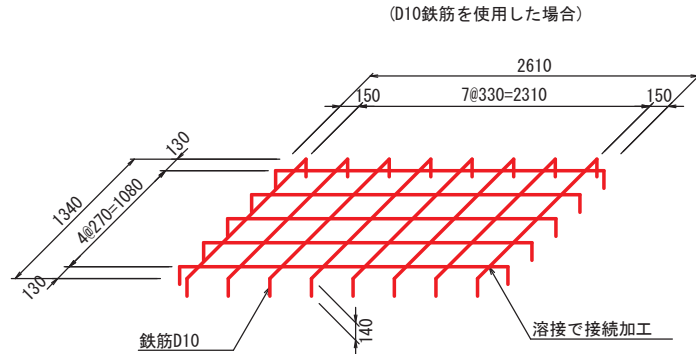
### 樹脂アンカーピン S=1:5



### セルアンカー S=1:5



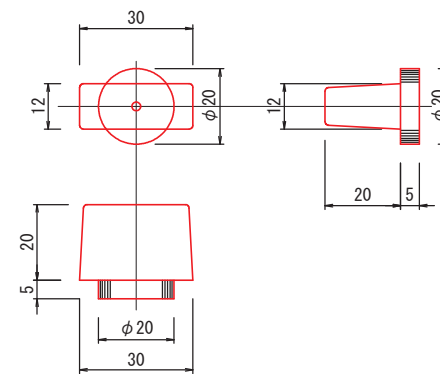
### テラセル展開補助枠 (参考) S=1:30



注意) 補助枠は、現地にて準備するものとする。

### セルロック S=1:1

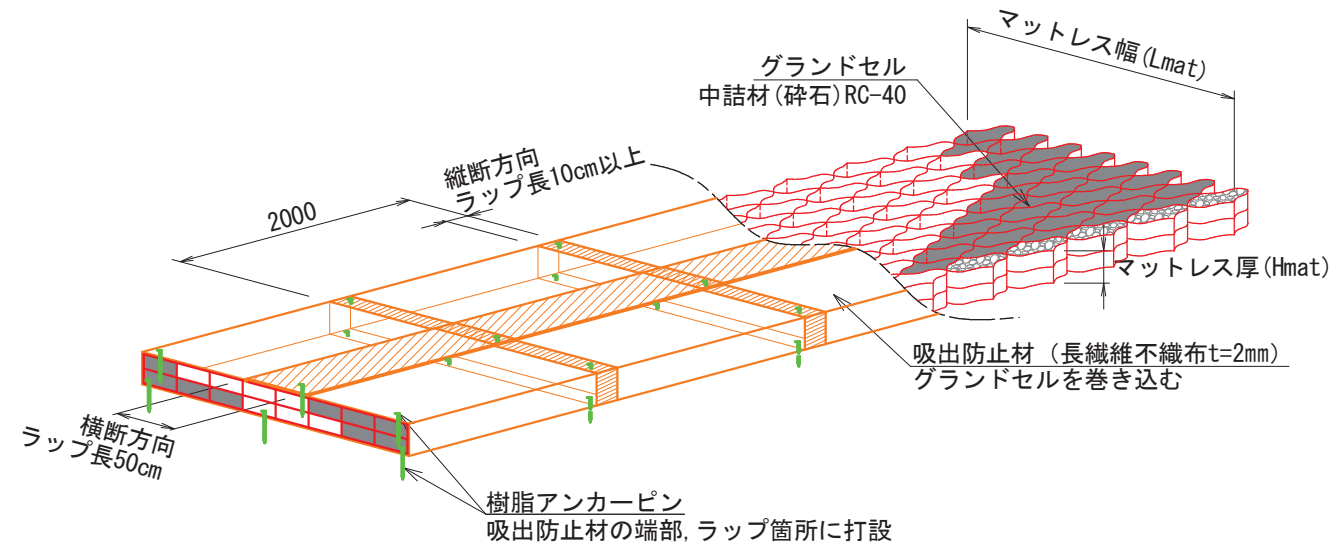
材質: 高密度ポリエチレン



図面名	テラセル工詳細図3	縮尺	図示	単位	M
工事番号	松山公園	工事名	松山公園	設計者	丸之内
製図者	丸之内	校核者	丸之内	承認者	丸之内
製図日		製図場所		製図機	
製図機		製図ソフト		製図用紙	
製図用紙		製図用インキ		製図用色	
製図用色		製図用線		製図用文字	
製図用文字		製図用記号		製図用注釈	
製図用注釈		製図用備考		製図用その他	

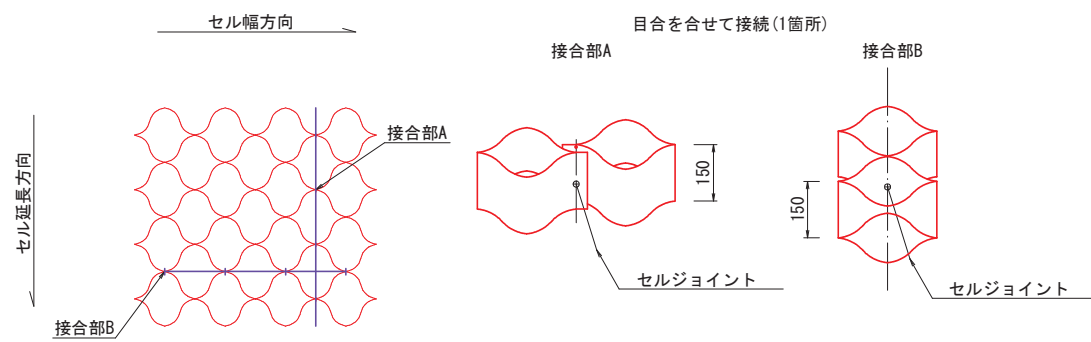
# グランドセルマットレス詳細図1

## 工法概要図



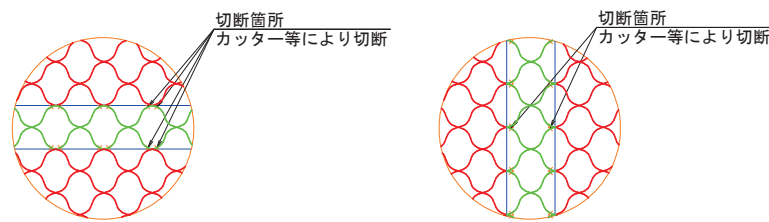
## セル相互接合部詳細

S=1:10



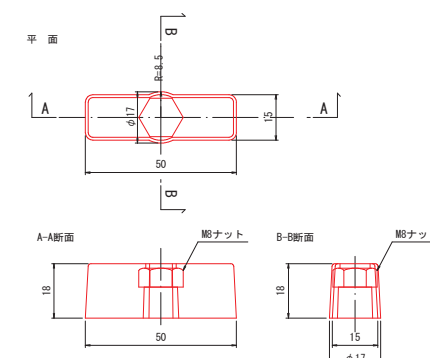
## グランドセル切断部説明図

S=nonscale



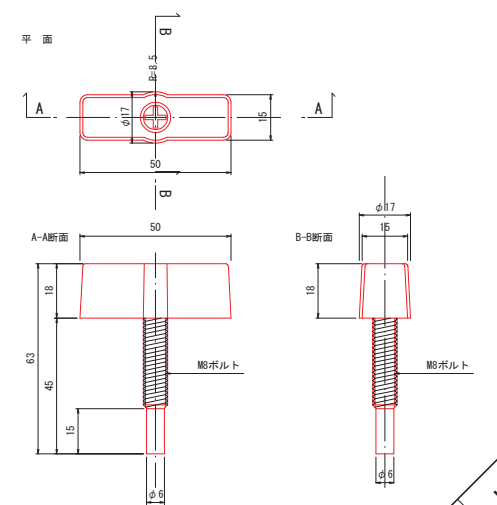
## セルジョイント(ナットタイプ)

S=1:12.5



## セルジョイント(ボルトタイプ)

S=1:12.5

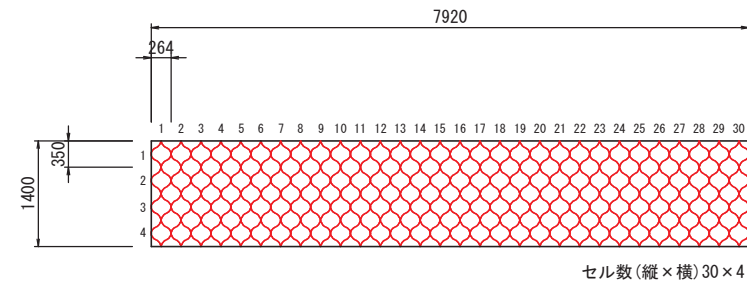


※この図面は、元図面の50%で出力されています。  
 図面名 グランドセルマットレス 図示 単位 M  
 工事 松山県 松山市 丸之内  
 設計 松山公園  
 9/12

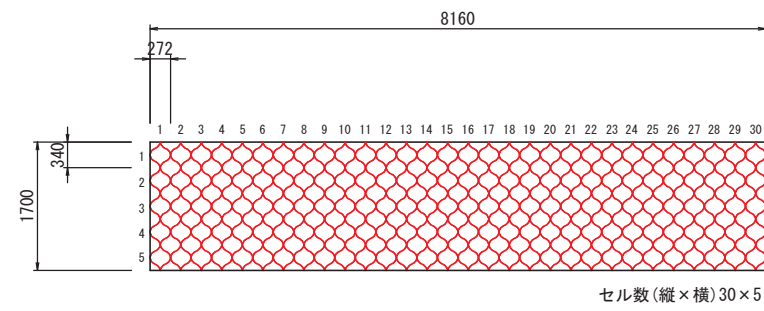
# グランドセルマットレス詳細図2

グランドセル標準図 S=1:50

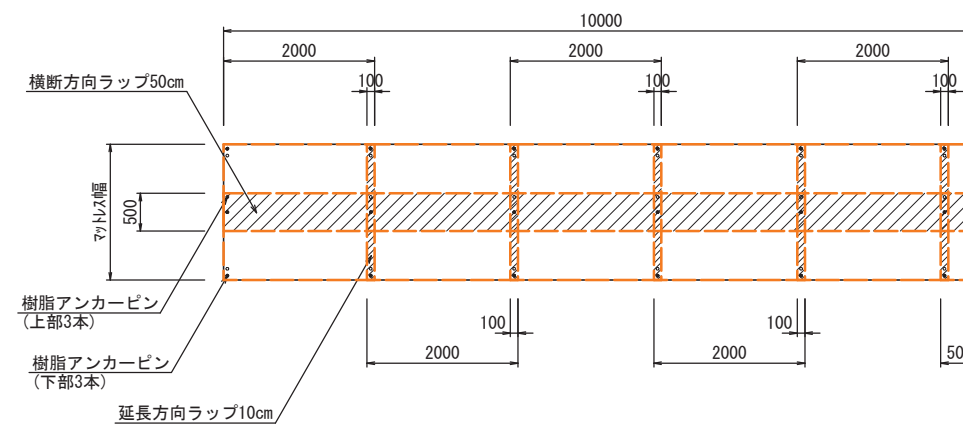
## 4cellタイプ



## 5cellタイプ

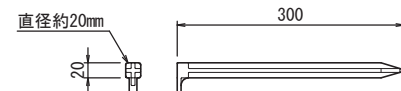


## 吸出防止材配置図 S=1:50



## 樹脂アンカーピン S=1:5

材質: ポリプロピレン (再生品)



※この図面は、平面図の50%で出力してあります。

図面名 グランドセルマットレス 図示 単 M

工事名 松山公園(丸之内) 松山公園

設計 丸之内

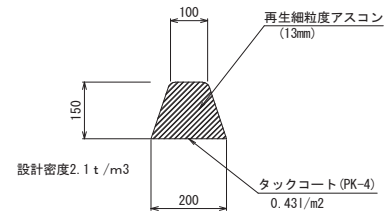
松山公園

10

12

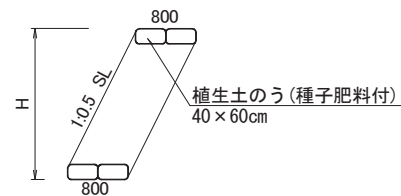
構造図

アスカープ  
S=1:10

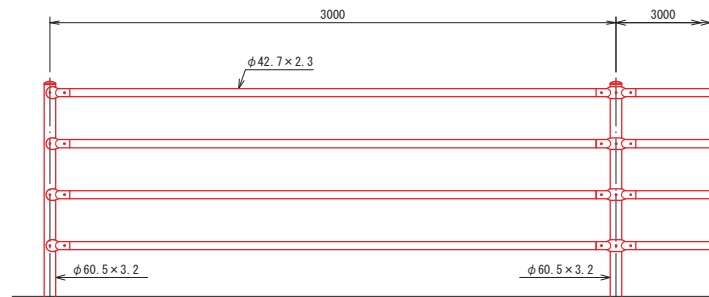


10m当り				
名称	規格	単位	数量	
アスファルト	細粒度13mm	七	0.473	
タックコート	PK-4	リ	0.860	

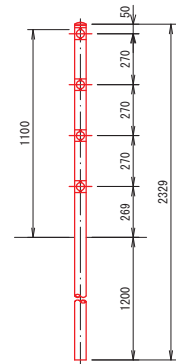
植生土のう (2層)  
S=1:50



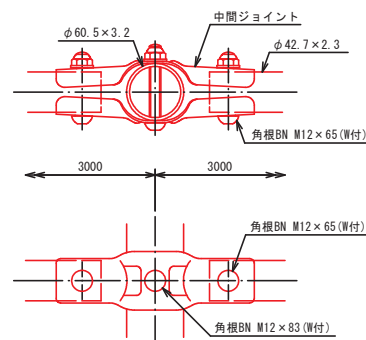
転落防止柵  
S=1:20



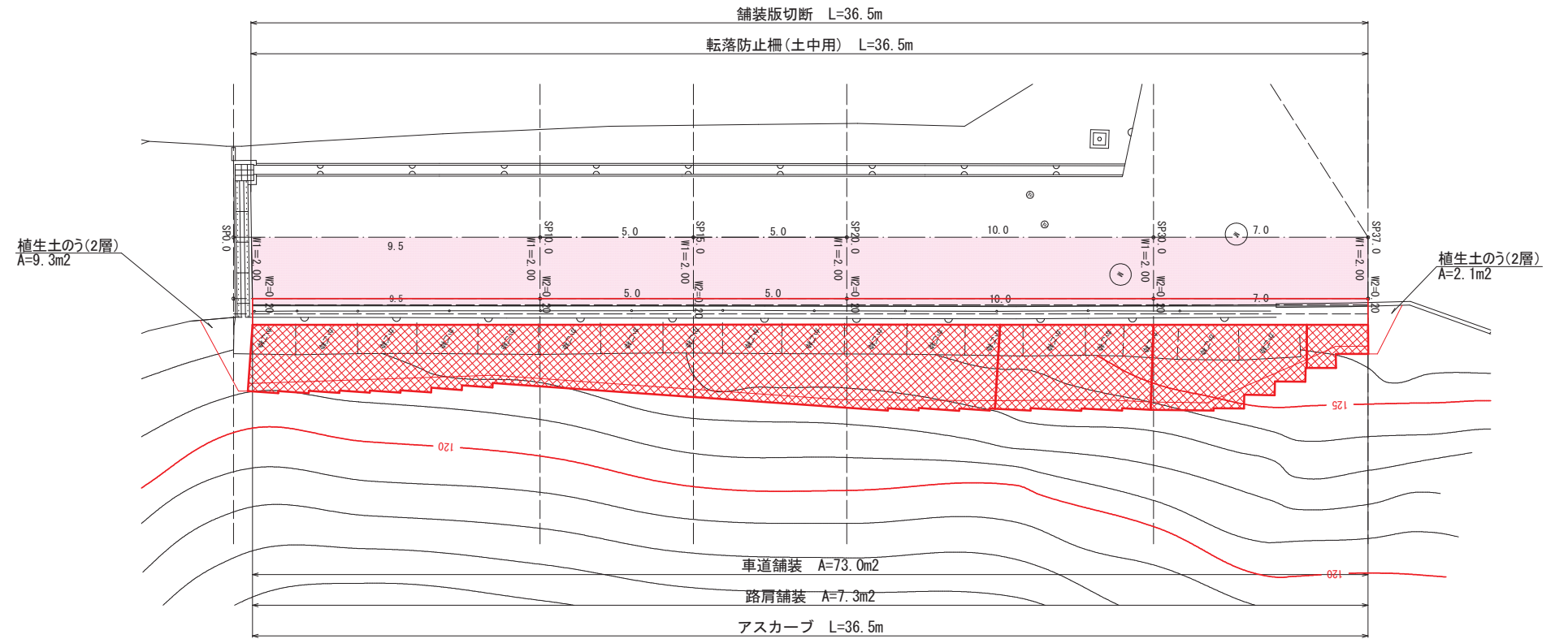
土中用 (E)



中間部取付図 S=1:4



展開図 縮尺=1/100



車道 アスファルト舗装	路肩 アスファルト舗装
(cm) 表層工 再生細粒度アスコン (溶融スラグ入) (プライムコート) (PK-3) 上層舗装工 (再生粒度調整砕石RM-25)	(cm) 表層工 再生細粒度アスコン (溶融スラグ入) (プライムコート) (PK-3)

※この図面は、元図面の50%まで拡大して見ます。  
 構造図・展開図  
 設計者 丸之内  
 監理者 丸之内  
 工事 丸之内  
 松山市 丸之内  
 丸之内  
 丸之内

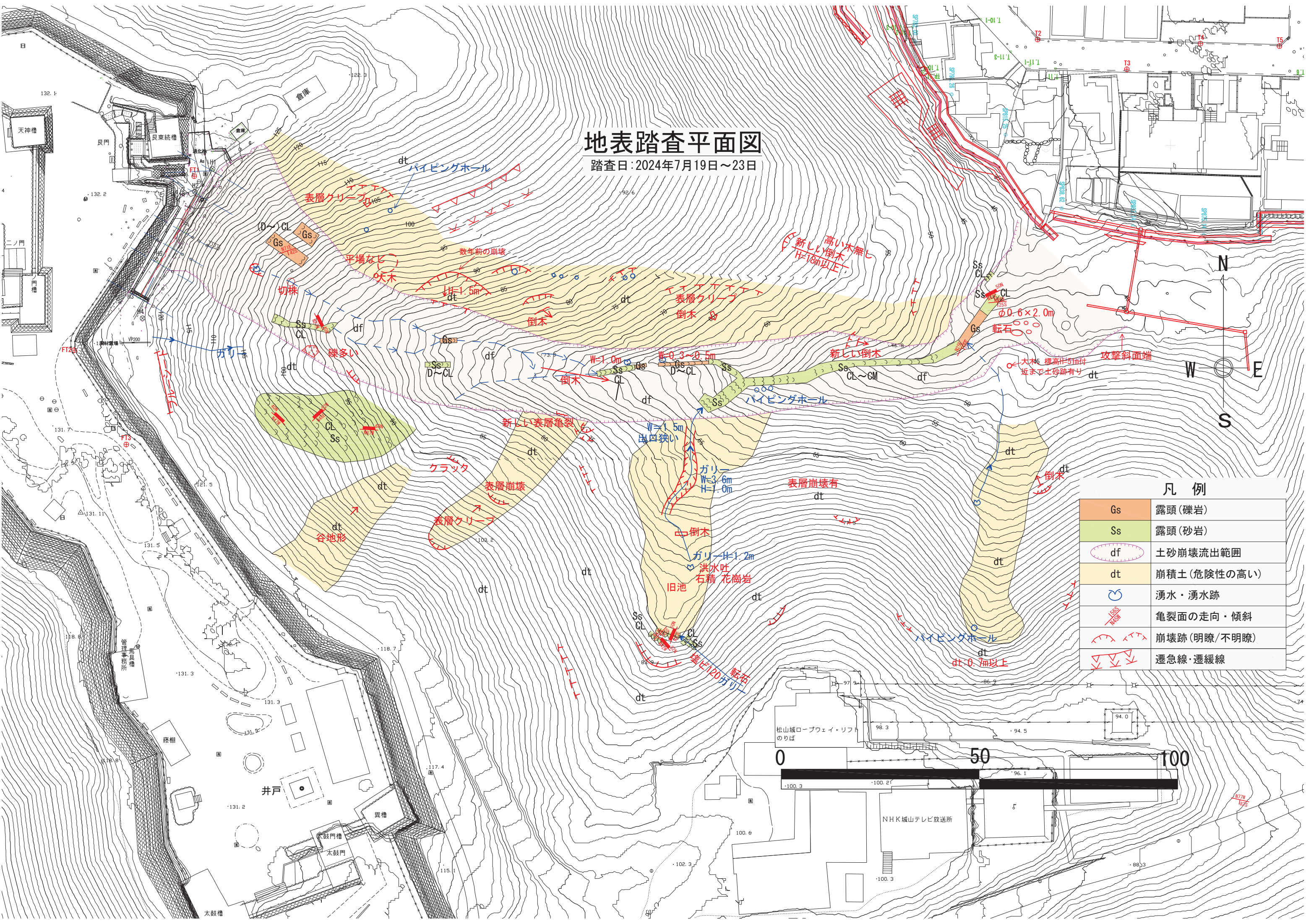


松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会  
スケジュール（案）

開催	概要
第1回	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 被害状況の説明</li><li>▪ 現地確認</li><li>▪ 今後の対応等</li></ul>
第2回	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 現状報告</li><li>▪ 追加調査等の提案</li></ul>
第3回	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 発生メカニズムの中間報告</li><li>▪ 再発防止策等の協議</li></ul>
第4回	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 発生メカニズムの最終報告</li><li>▪ 再発防止策等の協議</li><li>▪ とりまとめ案の中間報告</li></ul>
第5回	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ 最終とりまとめ案の報告</li></ul>

# 地表踏査平面図

踏査日：2024年7月19日～23日



## 凡例

Gs	露頭(礫岩)
Ss	露頭(砂岩)
df	土砂崩壊流出範囲
dt	崩積土(危険性の高い)
☺	湧水・湧水跡
↙↘	亀裂面の走向・傾斜
↖↗	崩壊跡(明瞭/不明瞭)
↘↗	遷急線・遷緩線