

松山市土石流災害
発生原因調査報告書 Vol_5.2



平成6年12月10日

熱海土石流原因究明プロジェクトチーム

— 目 次 —

はじめに	1
1. 発災箇所の概要	3
2. 時系列と危険予知	13
3. 原因究明① 道路設計	19
4. 原因究明② 水の流れ	31
5. 原因究明③ 重力式擁壁	37
6. 原因究明④ 擁壁安定計算結果・法面安定計算結果	47
7. 令和6年度の工事に関する問題点	56
8. 擁壁工指針に照らし合わせた検証	63
9. 情報開示請求一覧（参考）	72

はじめに

もともと平成 28 年の段階で擁壁が変状し、道路面にクラック等発生していた。擁壁の変状とは擁壁を支える地盤に問題があることは、土木設計・土木施工管理に携わるものであればそこに着目するだろう。

技術検証委員会が最初に示したのは、擁壁を支える地盤が進行性破断により地耐力が低下したと言う内容、現場を知らない学識経験者の特徴がよく出ている資料と受け止めた。

擁壁の変状に関しては 1 年以上に渡り経過観測し時間の経過につれ擁壁が変状していることが確認されている。令和 5 年に地質調査と評価を行っており 不安定土塊の上に重力式擁壁を設置された事が原因と明確に記載されている。原因究明の骨格はこれで十分で、後は擁壁を撤去していたが、そもそも急傾斜地に安定勾配を無視した盛土を行ってた可能性の検証や、設計・施工共に安全性に対する配慮が足りない事を裏付ける資料を追加するだけで良い。

設計報告書を確認しても、擁壁の検証は標準図を引用しているだけで、地盤に対する検証や構造計算等の資料は出てこない。指針と照らし合わせても検証が不十分であることは疑う余地がない。工事では設計に対する検証もある一定以上の規模の企業であれば実施されるが、その規模の施工業者が受注したわけでは無かったようで、結果として十分な検証が行われないうまま工事が完了している。

地盤線を見ると岩盤線が傾斜しており、この状況化で擁壁に変状があれば谷底に向かって更に擁壁が変状し、いずれは重力式擁壁が不安定土塊と滑落する可能性は十分把握出来ていたと言える。少なくとも令和 5 年の地質調査の時点で極めて危険な状態であった事が認識されていた。「不安定土塊」と言う厳しい表現がそれを表している。発災直前に擁壁の一部は破砕撤去されているが、擁壁施工時に行われたであろう盛土は残置されており、その一連の影響は否定できない。

復旧工事では復旧前の 3 倍の高さの擁壁を、堅固な岩盤まで一度地面を掘り下げた基礎地盤に設置する構造としている。これは設計者が変状した擁壁下部の地盤に問題があることを明確に理解している事を示し、危険性について把握していた根拠となる。

責任の所在と言う視点で見たとき、緊急車両用通路の道路拡幅工事がなければこの災害は起きておらず、工作物を設置した責任の有無が論点になるべきと言える。土石流となった要因として水の流れの解明は重要な要素であるが、側溝で雨水排水が遮断されていると資料が作成されているが、実際は碎石が充填され雨水が流下出来る状況には無かった。現地踏査結果が正確に反映されていない原因究明の報告書はその時点で信頼性を完全に失っている。

水量については、発災地点上部の流域面積が小さく、土石流発生時の降雨だけでは雨水排水は限定的で、雨水だけでは土石流となった災害の全容を説明するのは確かに難しい。ここで技術検証委員会は初期段階でパイピングホールという表現を使用しており、これは熱海土石流原因究明において静岡県が作成した資料に習っている可能性が高く非常に疑わしい状況を作り出している。着目しているのは消防用の送水管だ。擁壁の崩壊が更に進み、擁壁背面に設置された送水管からの漏水についても検証の必要があるだろう。この水道管の存在について、第2回目の資料に於いても一切触れていない事については違和感しかない。

緊急通路拡幅時の道路、擁壁設置に関する工作物を設置した責任、また2年近く対策を取らなかった事に対する、管理者責任、また擁壁の大きな変状が工事期間中の7月2日の段階で既に崩壊が始まっていた事から、下流流域の住民への危険性周知、避難指示のあり方にも検証が必要だと考えている。

更に加えて、発災後の対応について責任回避の可能性について、技術検証委員会のありかたについても検証が必要となったと認識している。

1. 発災箇所の概要

1-1. 発災箇所

松山市の中心部である標高 132 メートルの城山（勝山）山頂に本丸があり、裾野に二之丸にのまる（二之丸史跡庭園）、三之丸（堀之内）がある、広大な松山城の緊急用通路が発災地点最上部。



図 1：国土地理院地図

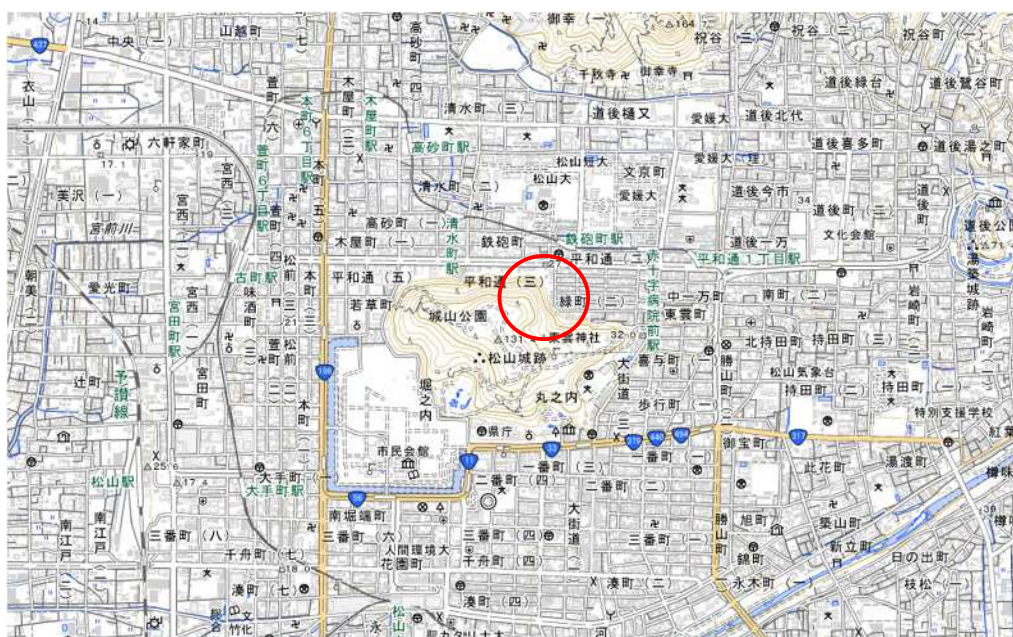


図 2：国土地理院地図

航空写真（発災前全景）



写真1：松山市 HP より



写真2：松山市 HP より

1-2. 土石流発生エリア



写真3：国土地理院航空写真



図3：国土地理院地図

1-3. 発災前後の状況

発災した地点は「城山公園（丸之内）緊急車両用通路災害復旧工事」が発注されていた。その最中、今回の土砂災害は発生した。工事では7月1日から7月2日にかけて降雨により擁壁の変状が一気に促進した事が工事写真にて確認出来る。

令和6年9月10日部分公開決定通知（6松（市政）第962号）により受領。

変位量、水平方向：約 1.1m 鉛直方向：約 0.7m



写真4：R6.07.01



写真5：R6.07.02

変状した重力式擁壁の撤去

バースター工法にて重力式擁壁破碎の為、擁壁背面土砂掘削
電線防護

※バースター工法：コンクリートを削孔後油圧シリンダーにて破碎する工法。



写真6：R6.07.03



写真7：R6.07.04

変状した重力式擁壁の撤去
バースター工法施工：削孔
起点側：背面土砂掘削

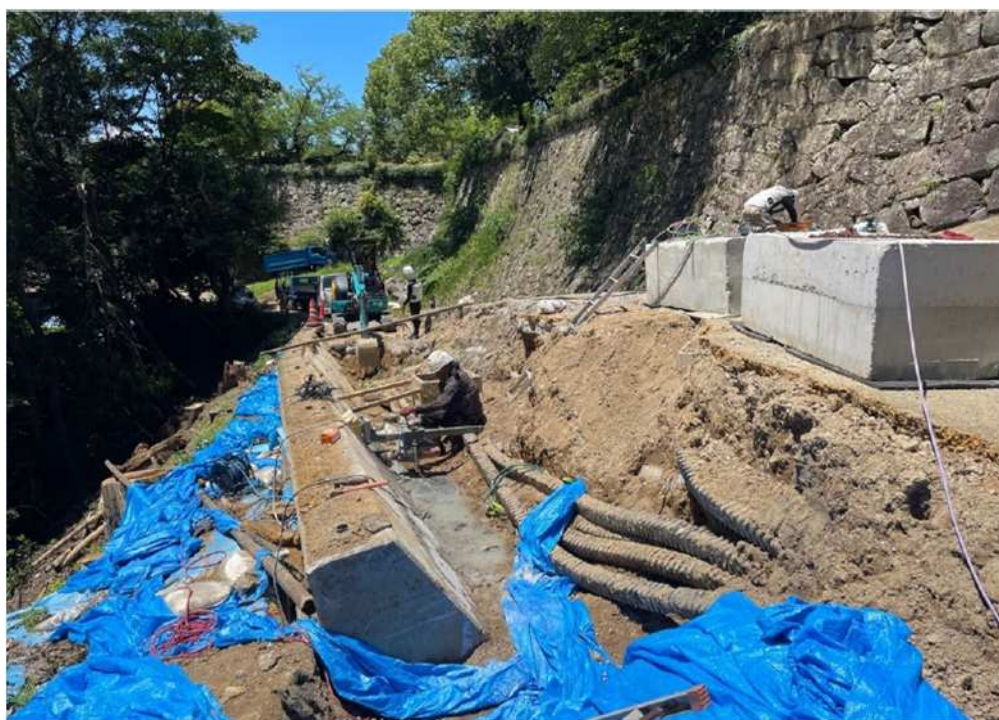


写真 8 : R6.07.05



写真 9 : R6.07.06

変状した重力式擁壁の撤去

バースター工法施工：破碎・撤去

撤去完了：ふとん籠の割り栗石と思われる栗石は重機足場に使用



写真 1 0 : R6.07.08



写真 1 1 : R6.07.09

変状した重力式擁壁の撤去
シート養生
側溝破損防止の為、道路側溝内に碎石充填



写真 1 2 : R6.07.10



写真 1 3 : R6.07.11

令和6年7月12日 土砂災害発災

重力式擁壁自体の滑落は無いが、一部コンクリートの破片や割り栗石等は土砂の一部として崩落



写真14 : R6.07.12



写真15 : R6.07.14

崩落は擁壁背面土砂掘削の緊急車両用通路側から発生している。
電線管、送水管は防護されていた為、滑落には至っていないが大きく変位している。



写真16：R6.07.17



写真17：R6.07.25

※令和6年9月10日部分公開決定通知（6松（市政）第962号）により受領。

2. 時系列と危険予知

2-1. 時系列

松山城緊急車両用通路の道路拡幅～土石流災害の発生までの時系列概要を下記に記載する。愚陀仏庵全壊事故も発生状況から同種の災害である可能性がある為、記載しておく事とした。

項目	和暦	日時	備考
愚陀仏庵全壊	H22	2010年7月12日	①：愚陀仏庵
道路拡幅工事完了	H27	2015年6月30日	
電気配管、送水管工事完了	H29	2017年2月23日	擁壁変状確認
舗装工事完了	H30	2018年3月2日	
ひび割れ補修工事	R1	2018年7月30日	
擁壁の傾き計測		2018年11月21日	擁壁変状計測
指定管理者ひび割れ報告	R5	2023年7月9日	
土砂災害		2023年7月10日	②：同種災害
緊急車両用道路改良必要		2023年7月12日	
文化庁説明資料作成		2023年8月24日	支持力不足確認
変状拡大・擁壁崩壊	R6	2024年7月2日	③：災害発生
擁壁崩壊	R6	2024年7月12日	

表1

特に着目が必要なのは令和5年7月に発生した土砂災害。

発生箇所は今回の緊急車両用通路により設計・施工された緊急車両用通路の重力域擁壁前面が起点となっておりほぼ同一の災害とみなせる。

今回の検証で、緊急車両用通路の工事により築造された盛土が発災の原因となっている可能性が濃厚となった。松山城の斜面は30度を超えるがけ面であり、本来「盛土」は行うことが出来ない。設計図書では現況地盤線の作図に誤りがあり適切に表記されていない。現場施工が図面通りの施工が出来ない状況にあったはずである。

現場でどのような施工を行ったのか、その詳細を確認する必要がある。

2-2. 愚陀仏庵倒壊

2010年7月12日、愚陀仏庵、漱石が1895年に松山に赴任した時の下宿先の一つで、友人の子規が52日間居候したとされている。戦災で焼失したが、愛媛県が1982年に萬翠荘の敷地内に復元した。

今回の発災地点とは反対側の傾斜地が、異常気象による大雨で山肌の一部が崩れ倒壊したと公表されている。単なる異常気象で終わらせて良かったのかについても検証対象とする。



源頭部のすべり面には砂岩が見られる



樹木をなぎ倒し100m近く流れ下っている

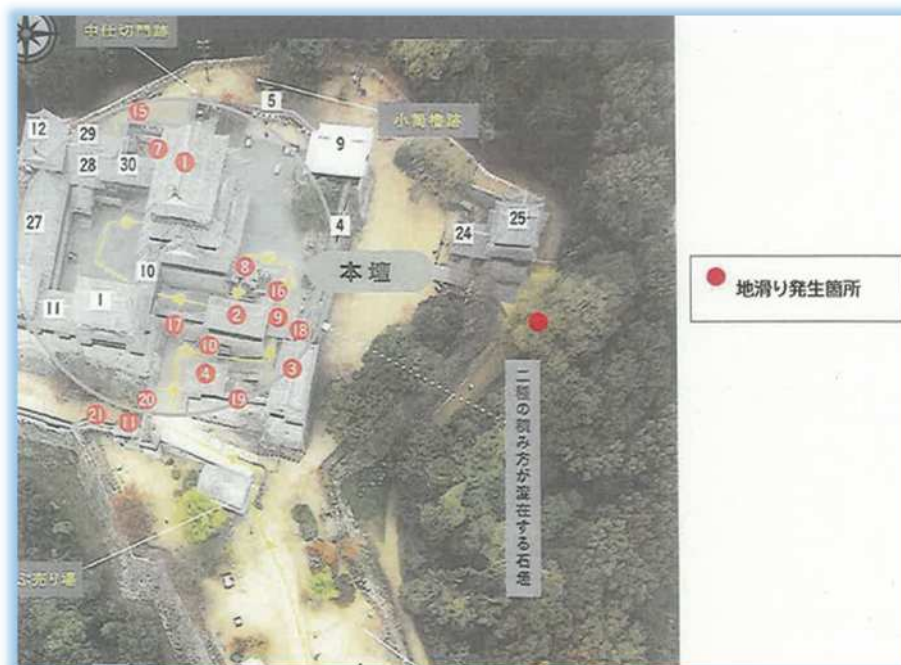
資料1：愛媛大学地域協働推進機構公表資料より

検証に加えるべき根拠。

- ・今回の土砂災害同様、発災地点が愛媛城に向かう通路を起点としている事。
- ・発災の状況が極めて類似している事。
- ・愚陀仏庵倒壊の土砂災害後、松山城に向かう通路の改良工事を行っている。この工事後緊急車両用通路の設計・施工が行われており関連性が否定できない。

2-3. 令和5年土砂災害

この令和5年の土砂災害は予兆だった。崩落した個所は下記の通り。



資料2：第1回技術検討委員会資料 P52



資料3：第1回技術検討委員会資料 P53

発災した測点は YSP27.5~32.5 の幅 5 メートル程度。



図 4

開示請求で得た CAD データこの区間の横断図を作成すると、重力式擁壁が乗り方ギリギリに設置される計画になっていて、ふとん箆は、現地盤に接しておらず宙に浮いている状態にあった。実際に施工は行われている事から急傾斜地上に盛り土が行われていた事となる。下記の図のピンク色の範囲は緊急車両用通路の築造により行われた盛土、令和 5 年の土砂災害は、赤い範囲の土砂が崩落した可能性が高い。

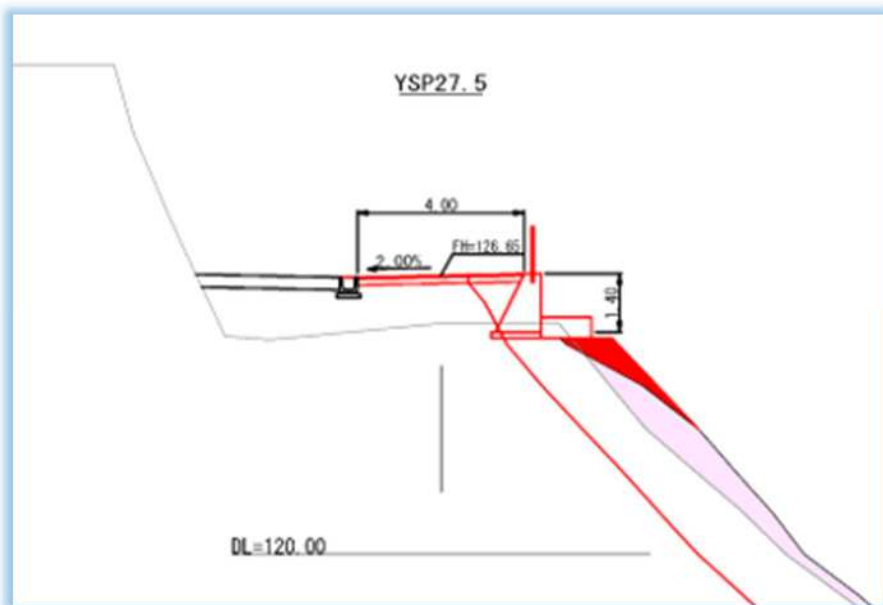


図 5

下記の写真は第1回技術検討委員会資料、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の写真となる。かご枠の地盤崩壊とあるが、当該箇所は緊急車両用通路築造前には、土が無かった範囲で、「急傾斜地上に施工された盛土」の範囲となる。



⑧YSP-20+6.2 付近 カゴ枠下部地盤崩壊

資料4：第1回技術検証委員会資料 P61

技術検討委員会で擁壁下面の盛土が江戸時代から戦前までの盛土と表現されているが、緊急車両用通路下面、及び急傾斜地上の盛土の一部は、平成以降に行われたもの。

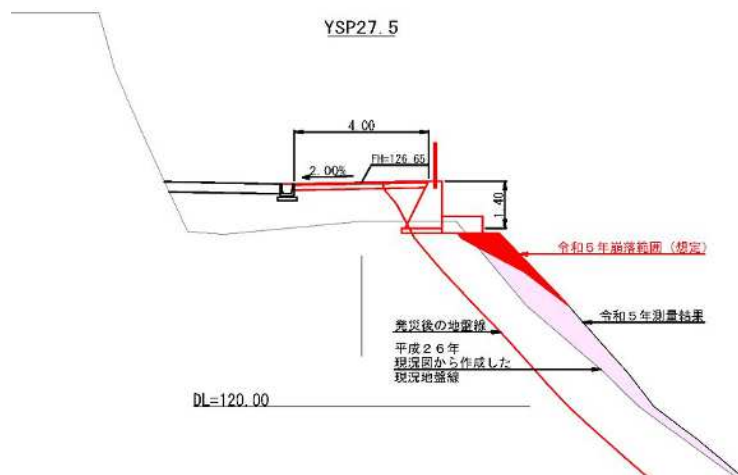


図6

2-4. 危険予知

下記はあくまで個人的な意見となっている事に留意頂きたい。

資料を整理すると、松山城では複数の土砂災害が起きている。

特に、今回の土石流災害と同種の災害は複数回発生しており、全て管理用通路を起点に発生している。平成22年7月12日に発生した愚陀仏庵全壊事故の発生当初の写真を見る限り、背後に売店が映り込んで居ることから、売店背面の通路部分から土砂災害が発生していた。他の土砂災害も発生箇所を見る限り管理用道路が起点になっている。令和5年7月10日に発生した土砂災害に着目すると、このとき既に管理用通路にクラックが発生し、擁壁や手すりの変状が起きていて利用者や地域住民が異常に気がつき問題視している最中に起きている。

先に住宅街で冠水するなどの被害が確認された直後に管理通路の被害が確認されているが、同一の災害で、現段階では推測の域を出ないが、緊急車両用通路の道路拡幅工事で急傾斜地に行った盛土の一部が小規模な崩落を起こし、斜面中腹部にある排水施設に影響を与えた可能性がある。

その直後に、年度の途中で、改修工事の設計が行われ、年度をまたぐ工事発注となっており緊急性を要すると判断していたと見える。背景的には緊急性を帯びた状況ではあるが、施工段階に移り、直ぐさま工事が行われるかと思いきや数ヶ月間着工しない期間があるなど、不可解な点が多い。松山市に工事関係書類の開示請求めたが工事書類のごく一部しか開示されておらず、全てを開示していないのか、正しくやりとりが行われていないのかも不明な状況だ。市職員が、側溝に碎石充填を指示している事から、松山城の観光に影響を与え無い配慮が優先した可能性がある。

いずれにしても、前年度の令和5年に土砂災害が起き、住宅街に被害が達する状況にあり、かつ同一箇所の擁壁の変状が進んでいたこと、元々の設計図面に問題があり、かつ無理のある施工を行ったであろうと言う背景を考えると、危険予知が出来ていた可能性は高く、単に土砂の流れ下った経過だけでは検証としては不十分と言える。

当時の職員の認識や言動など掘り下げて確認するためには今の技術検証委員会の進め方が足かせになっている可能性もあるのではないだろうか。

3. 原因究明① 道路設計

3-1. 原因究明方針

道路設計の検証に先立ち、検証方針を示す。

今回検証で求められている結論は、天災か人災かこの1点であり、設計・施工・維持管理のそれぞれにおいて人為的なミスが無かったか否か、施工が図面通りに行われていたかを検証する事がスタートラインと捉えている。

これを、否定する人はいないと思っていたが、最初から江戸時代から戦前の盛土、大木の倒木を持ち出されても、正直ピンとこないと思われても致し方のないところだ。

検証委員会の資料に捕らわれることなく、資料をひとつひとつ読み解き、設計基準に照らし合わせて、問題点の有無について検証を進める。

その結果と検証委員会の資料を比較し技術検討委員会の矛盾点等について再検証していくこととする。

この章では道路設計について検証を行い、引き続き下記の項目について検証を進める事とする。

- ・ 緊急車両用通路の検証。
- ・ 急傾斜地上の盛土。
- ・ 水の流れの検証。
- ・ 重力式擁壁の検証。
- ・ 過去の災害に対する対応。
- ・ 消防用送水管の検証。
- ・ 斜面对策工の検証
- ・ 2次災害の防止。

3-2. 無理な道路設計

緊急車両用通路拡幅工事を行った目的について検証する。

拡幅工事では、嵩上げ盛土が行われその端部に擁壁が設置された。

縦断図から、道路勾配は14%となっている。縦断計画は実績を考慮し20%を設定しているが基準は無視されている。(※道路構造例(11%)や林道規定(14%)の上限を超える値を採用)

道路拡幅では嵩上げの為に盛土し、良門前に平坦部を作り既設車路に接続し天守閣側に通行可能な導線を確保している。このことから緊急車両用通路、小型自動車等の車両の通行が可能な車路の確保が目的と考えられる。

この工事で行われた盛土厚は最大約1.2mとなっているがかなり無理な設計となっている。これが今回の土砂災害の最大の要因になった。特にYSP20より終点側では図面には正確に表記されていないが、法面部に盛土を行いその上に擁壁を設置していた可能性が表面化してきた。

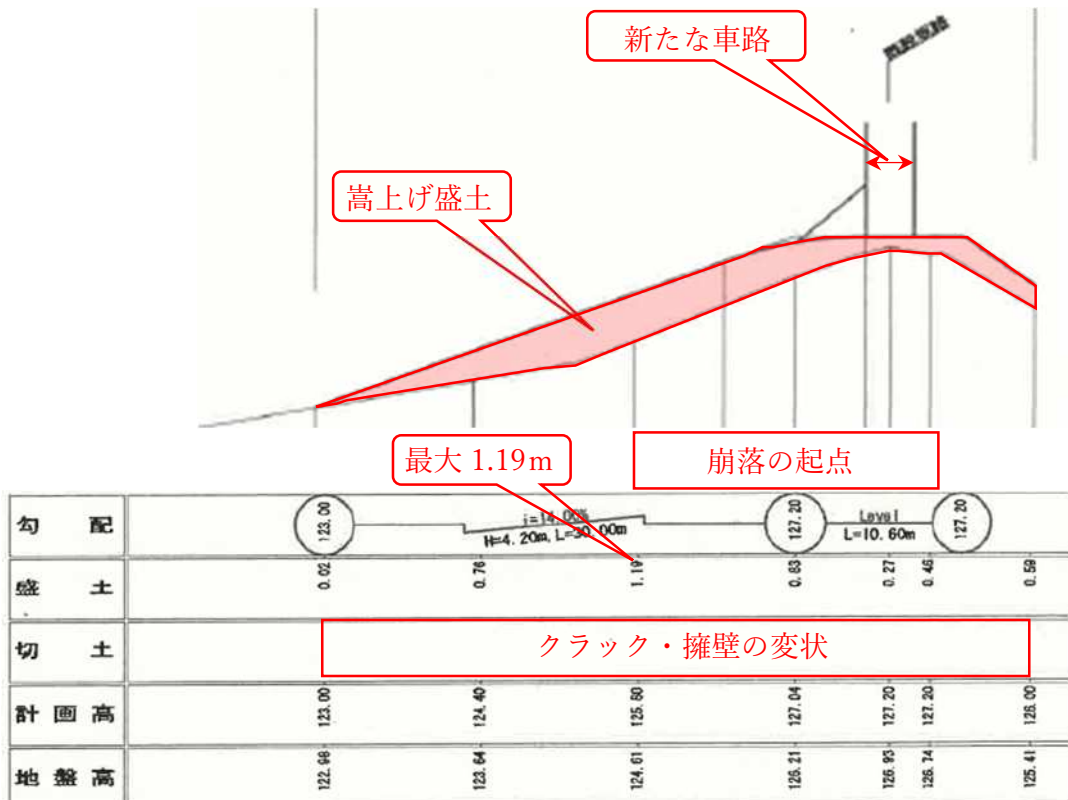


図7

下記の図にある青丸内の「坂路」29%は、かなりの急勾配。実際車で走ると
 天守閣に真っ直ぐ登っていくような感覚になれるのではないだろうか。赤く囲っ
 た箇所が車の転回スペースでフラットなっている箇所。ここに車が旋回できるス
 ペースを作った事がそもその始まり。

現況地形に着目すると、等高線が通路側に寄っている。これは良門方向から流
 れ出た雨水が山肌を流れ下っていた箇所である可能性が高い。

道路が一番高く、現況地盤線が一番低いのがこの箇所となる。急傾斜地におけ
 る道路拡幅・擁壁設計に於けるクリティカルポイントとなっている。

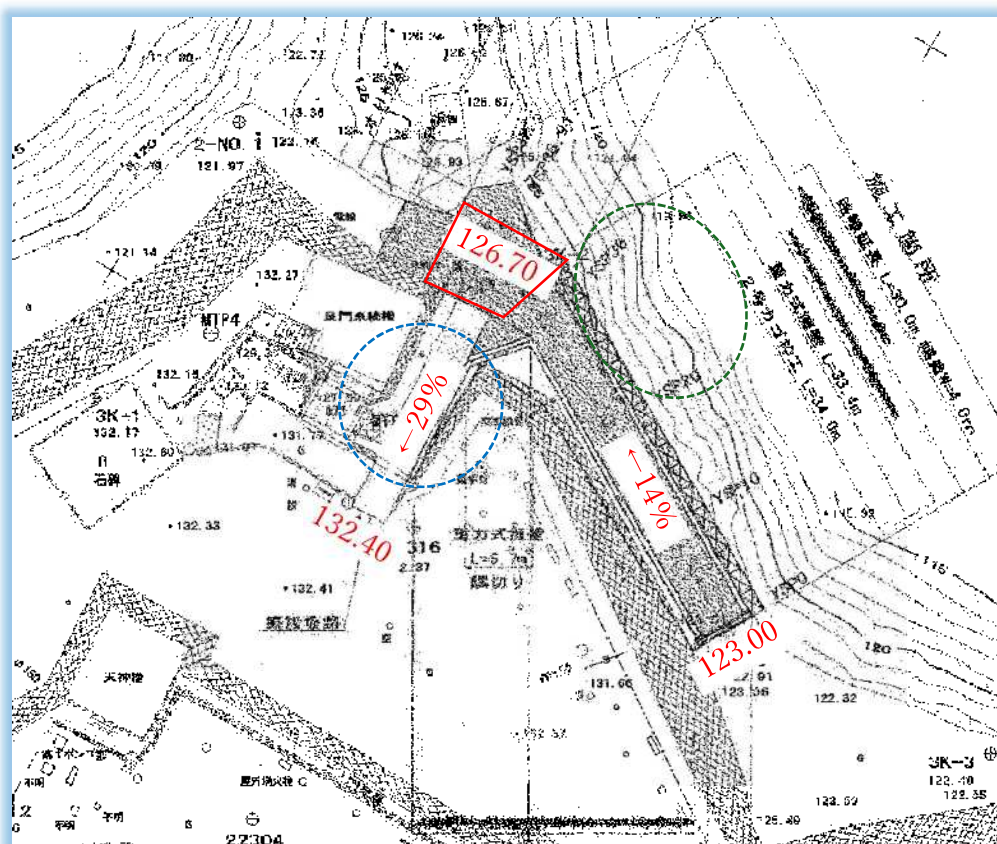


図 8

3-3. 施工出来ない設計

無理な設計を行うと、施工に問題を残す。

下記は YSP30 の断面を正規の方向にて作成した図面。ふとん箆の下に現況地盤線が達していません、宙に浮いている。これでは当然施工は出来ない。

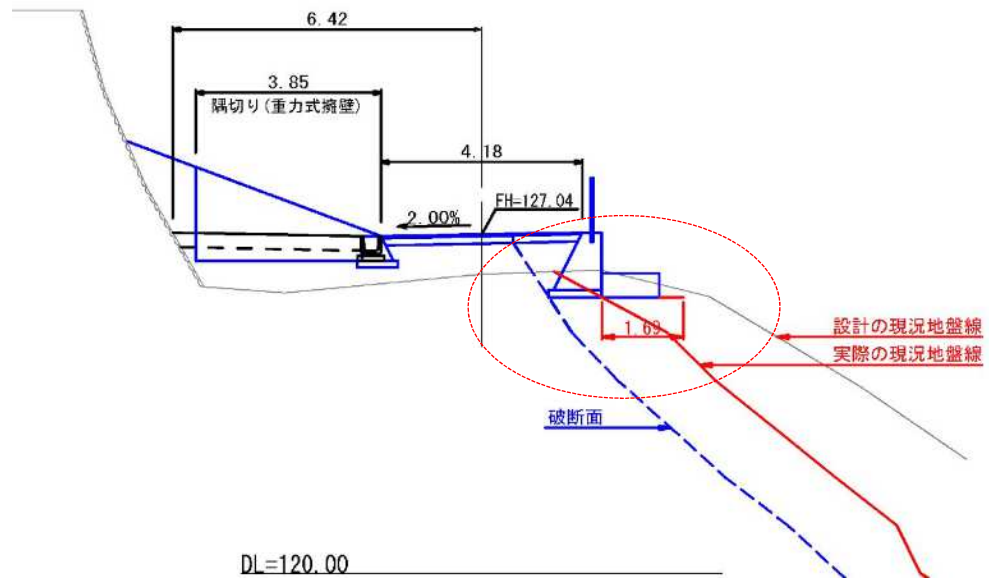


図 9

また、更に終点側の路肩部分も舗装端が現況地盤線の端点と一致していて、これも施工が難しい状況になっている。この状態では路床転圧を十分に行う事が出来ない。急傾斜地に、なんらかの工法で盛土を行った可能性が高い。

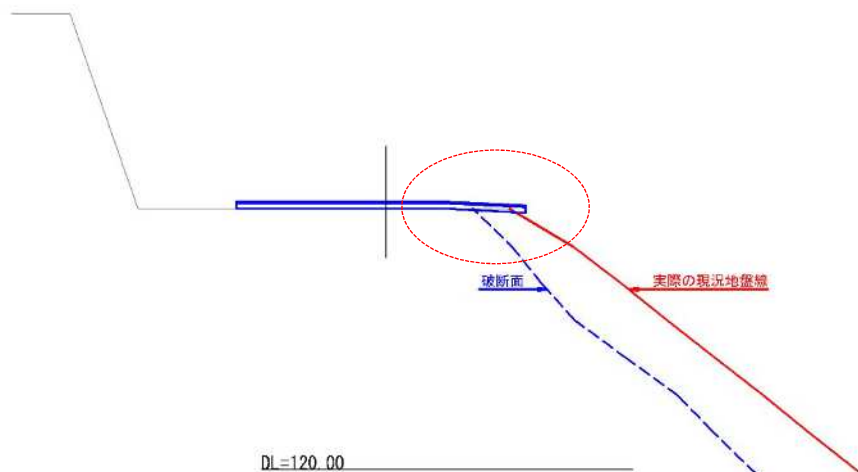


図 10

横断図で確認すると YSP20 は発災地点の起点側に位置する。終点側に進むにつれ余裕が無くなっていく。YSP27.5～YSP32.5 の区間はふとん箆下面に地面が無い状況となっていて根入れが取れていない。(擁壁の前面は最低でも 35 cm 以上埋まっている必要がある。)

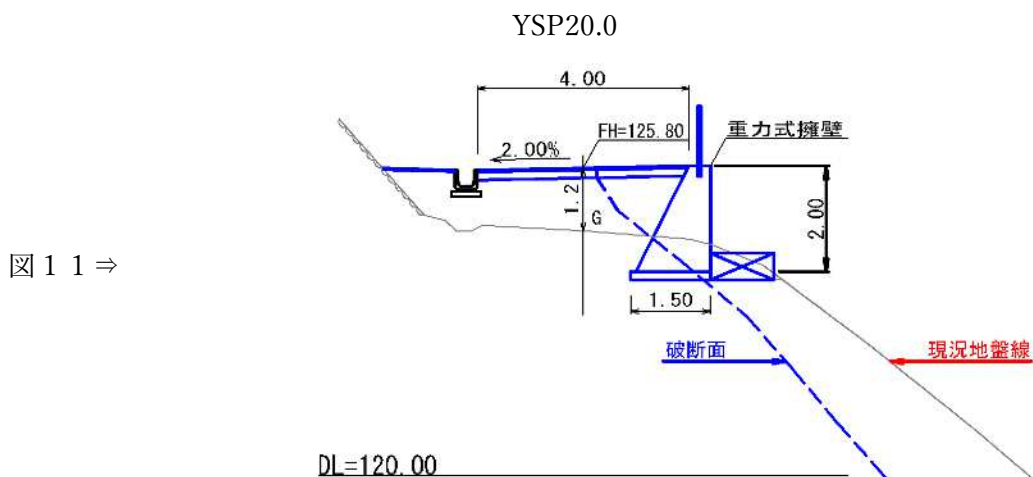


図 1 1 ⇒

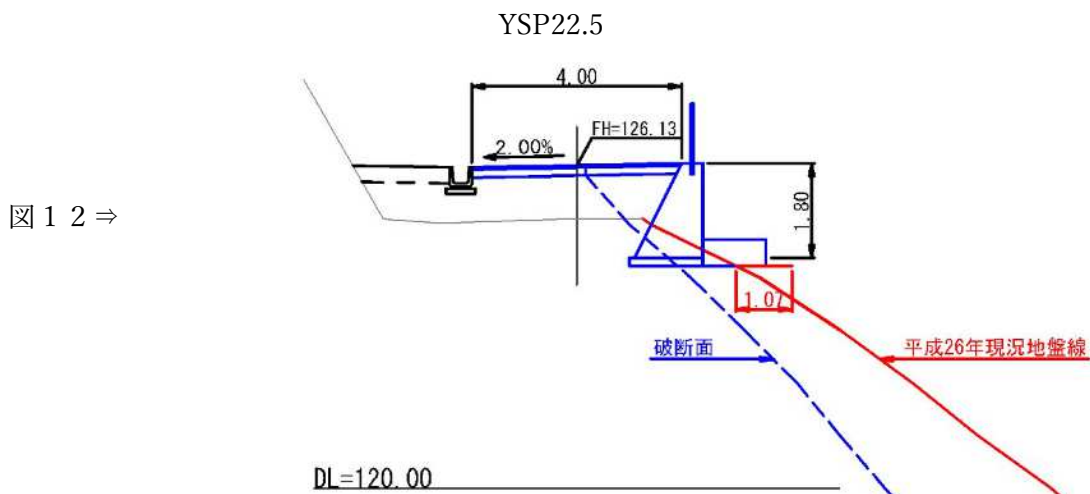


図 1 2 ⇒

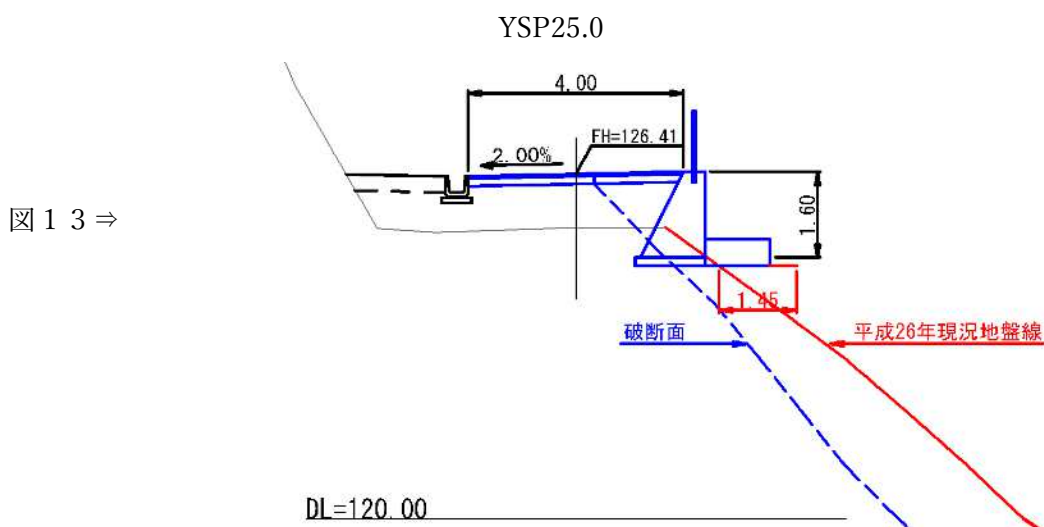


図 1 3 ⇒

図 1 4 ⇒

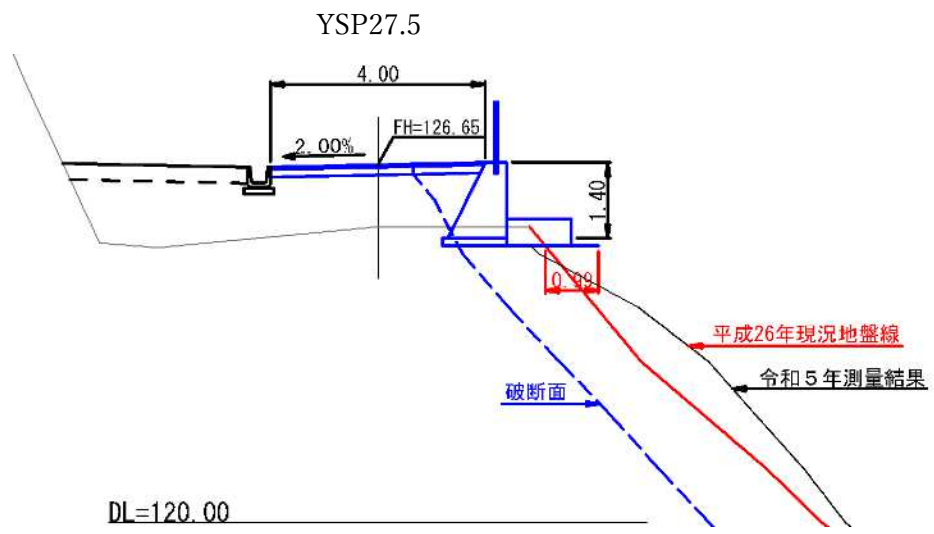


図 1 5

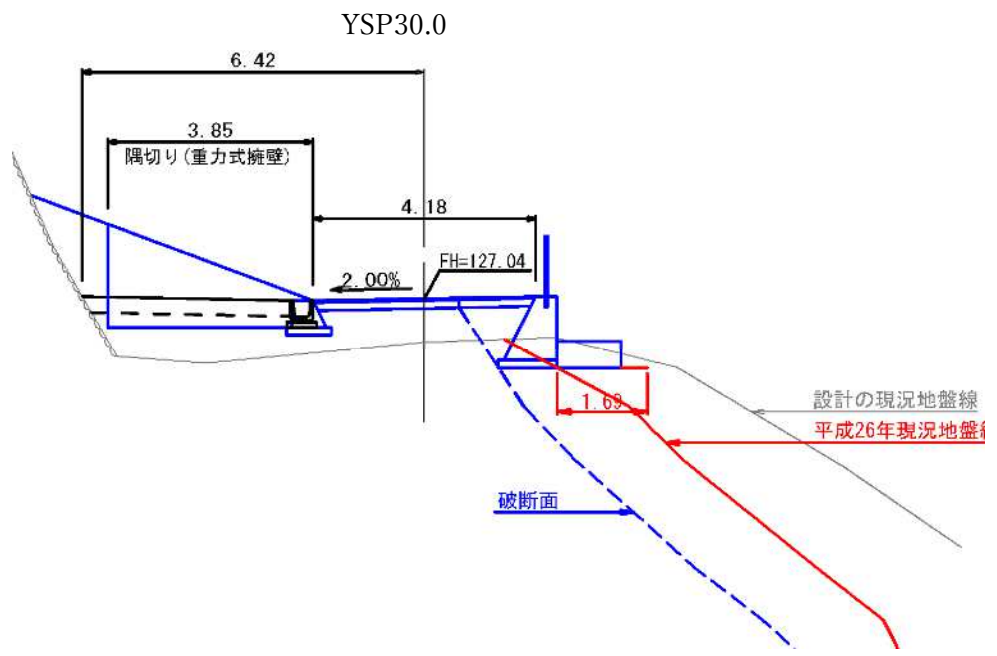
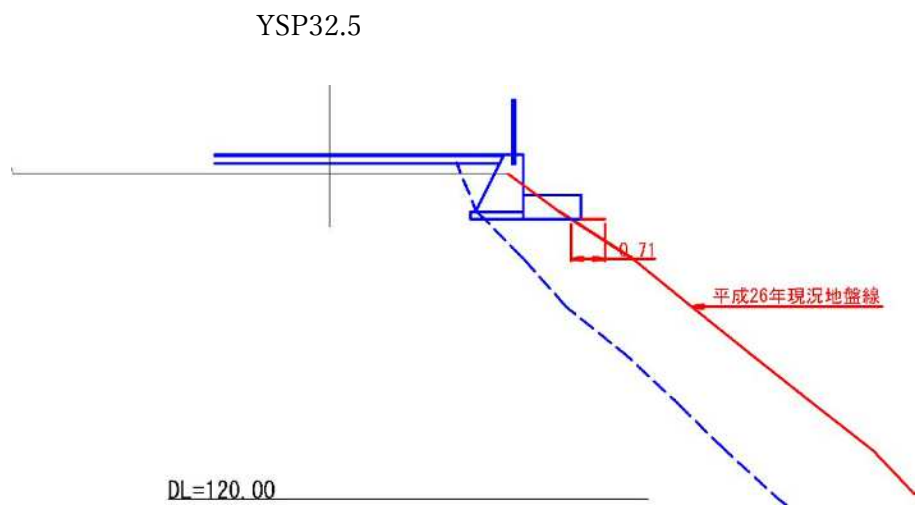


図 1 6 ⇒



3-4. YSP30の断面方向

下記が土石流発生地点の最上部となるが、技術検証委員会が検証断面としている箇所は、YSP20とYSP30-2の2断面のみで、YSP30-2に関しては断面動向が違うからという理由で図面は掲載するものの、検証からは外している。

YSP20の断面は下記のとおり、崩れ落ちた範囲で見ると中央部から外れている。

最も崩落断面の大きい箇所はYSP27.5~32.5の区間で、YSP30-2を検証から外すのは、被害を過小評価する結果となる。

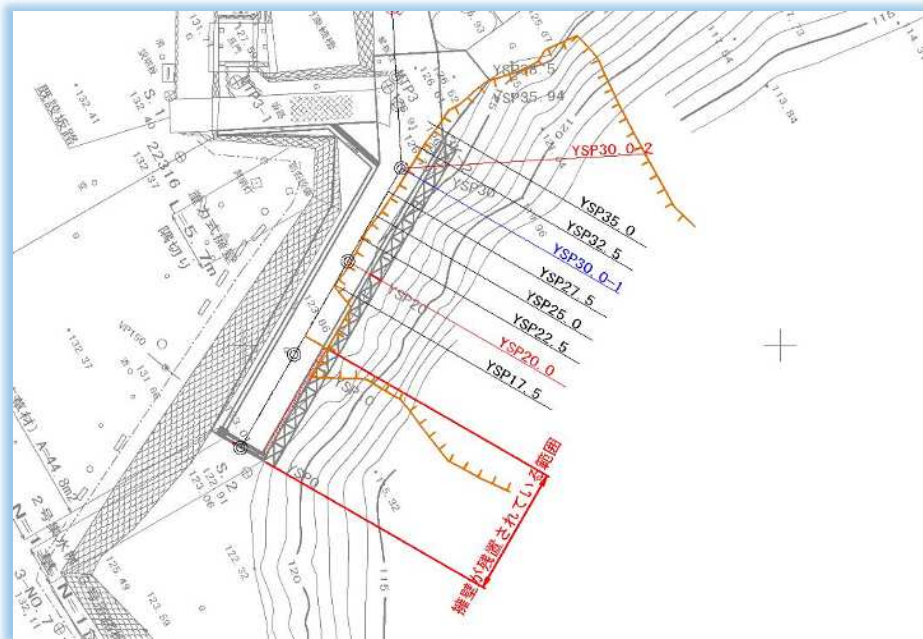


図 1 7



図 1 8

YSP30 の検証。

下記の図で緑の YSP30-3 方向で横断面が作成されている事を確認。

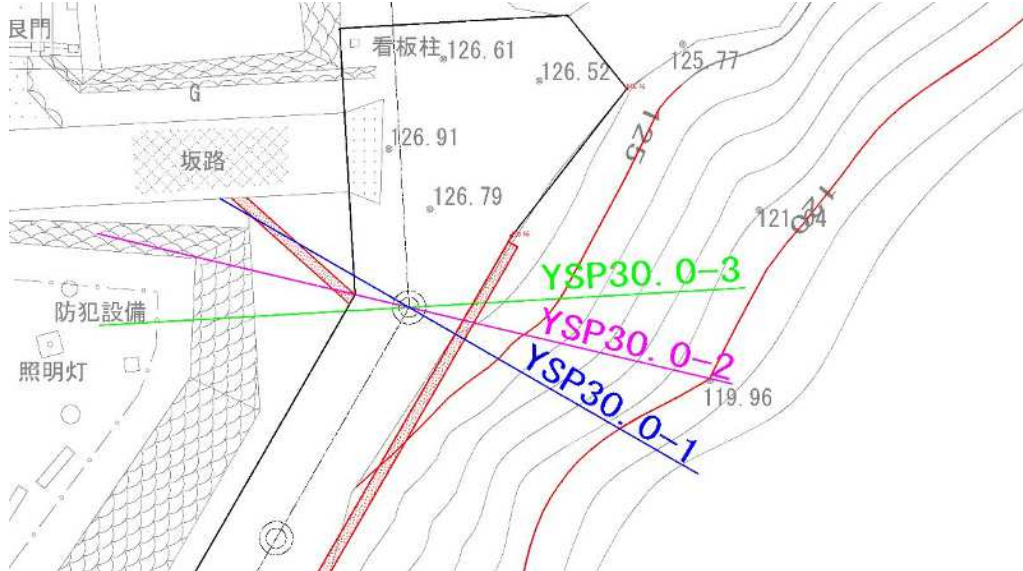


図 19

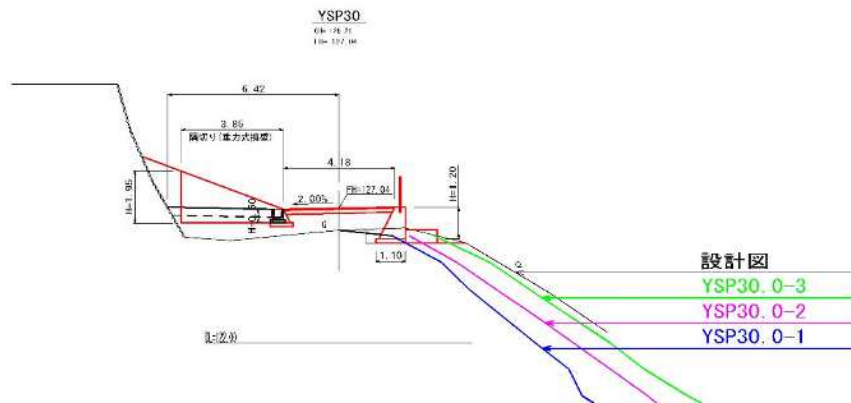


図 20

検証委員会でも方向角が異なることを理由に検証から外しているのは問題で、設計が適切に行われていたかも検証項目となるが、点群データ等詳細な断面を容易に作成できる環境にある検証委員が、法面の最大傾斜角での検証を行わないのは、緊急車両用通路の影響を過少評価することに繋がる。

3-5. 急傾斜地上の盛土と令和5年土砂災害

盛土箇所の検証方法。

当初設計の H26 年緊急車両用通路設計時の現況平面図、令和 5 年調査時の現況平面図、崩壊後の現況平面図を重ね合わせ、盛土箇所の推移を確認する。

H26 年現況平面図と令和 5 年現況平面図の比較

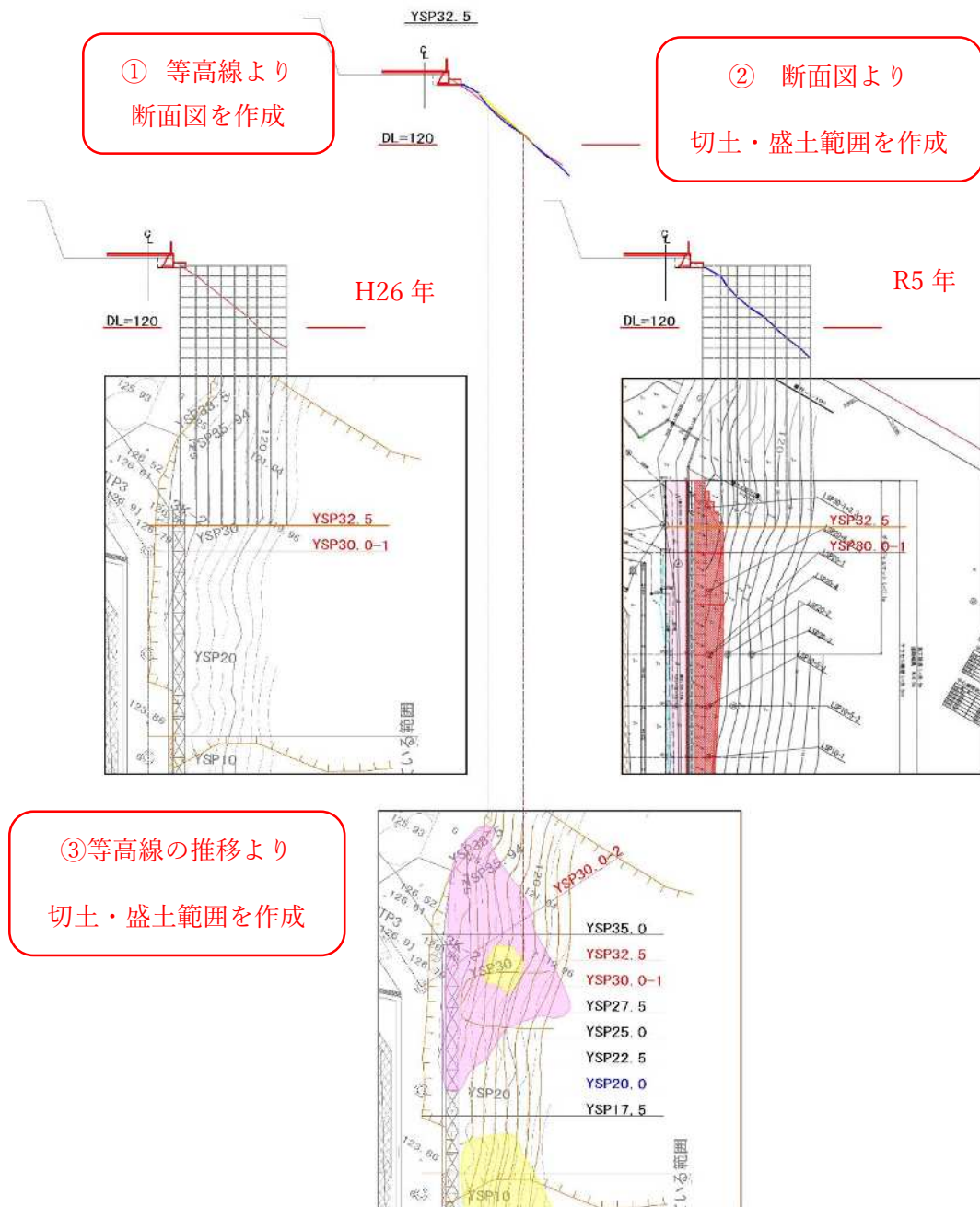


図 2 1

盛土範囲の説明（平面図）

緊急車両用通路の斜面は図面左側が高く、右側に向かって低くなっていく、H26年現況平面図と令和5年現況平面図を重ねて比較した場合、等高線が右側に移動している場合、その標高が高くなっている＝盛土が行われたと判断できる。下記はその等高線の推移を着色したもので、ピンクの着色が盛土の範囲、黄色の着色が切土範囲となる。盛土の一番厚い YSP25.0～YSP32.5 の区間は令和5年度に崩壊したオレンジに着色した範囲と重なる。中央部分に切土の範囲があるのはこの令和5年度の崩落で元々の地山まで削り取られたと考えられる。

盛土自体は0～1.0m程度となっているが、急傾斜地に盛土を行うことは極めて危険な行為であり、加えて荷重のかかる重力式擁壁や通路自体の盛土も荷重の要件となる事から、緊急車両用通路の築造にかかる、設計・施工そのものが今回の発災に繋がったと捉えられる。

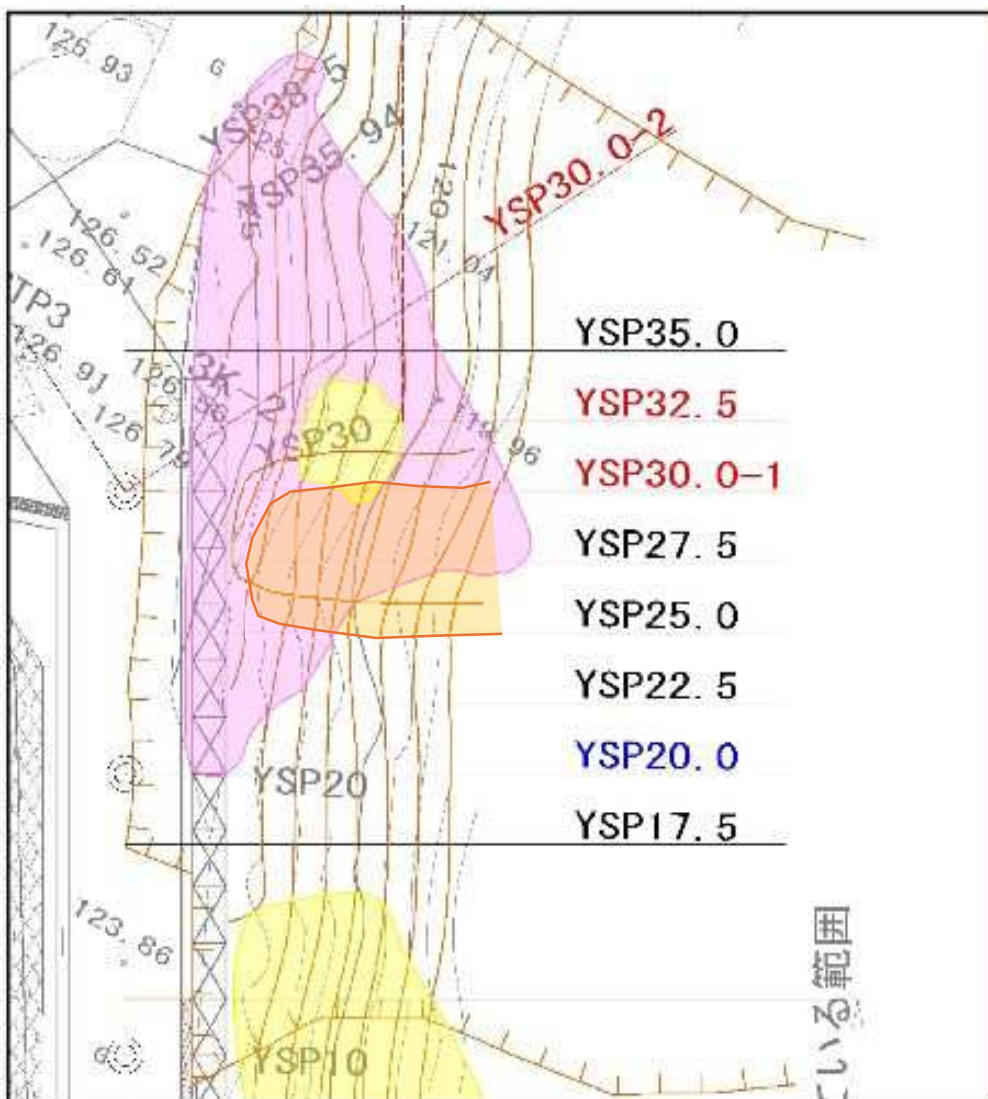


図 2 2

横断図で確認

横断図を確認すると下記となる。

平成26年度の測量成果に計画を重ねると、ふとん箆前面の地面が不足している事が判る。令和5年度の測量結果では0～1m程度の盛土が行われている事が確認でき法面の中腹部分が円の一部分を描くように欠落している。平面図で確認する令和5年後の崩落範囲と重なる事から、欠落した部分も令和5年度に崩落した範囲と判断するのが妥当と考える。

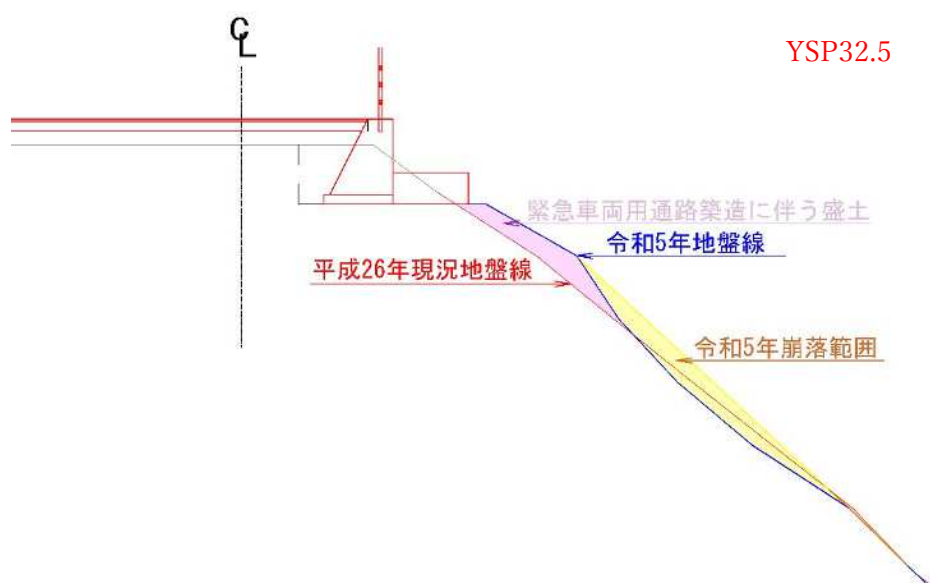


図2.3

まとめ

緊急車両用通路の設計において、緊急車両用通路自体の嵩上げが必要となった。嵩上げの厚みは最大1.2m程度であるが元々の通路の幅員が狭いために重力式擁壁による土留めが必要となったが、その土留め自体が法肩ギリギリの設置となり、根入れの代用となるふとん箆が適切に設置できる設計となっていなかった。工法については現時点では不明だが、何らかの工法で急傾斜地に盛土が行われた可能性が高い。

YSP20以降の横断図の断面方向が傾斜地に直角方向となっていないのは、単に折れ点である事から決定したとは想像しがたい。「良門」にある鋼製の通路は既に設置されていて、そこへつながる展開スペース確保の為、そうせざるとえない状況にあった可能性がある。

工事の際、設計図面通りに施工できない状況にあり施工時の発注者、受注者間の協議記録、工事写真等確認する必要がある。

横断面图

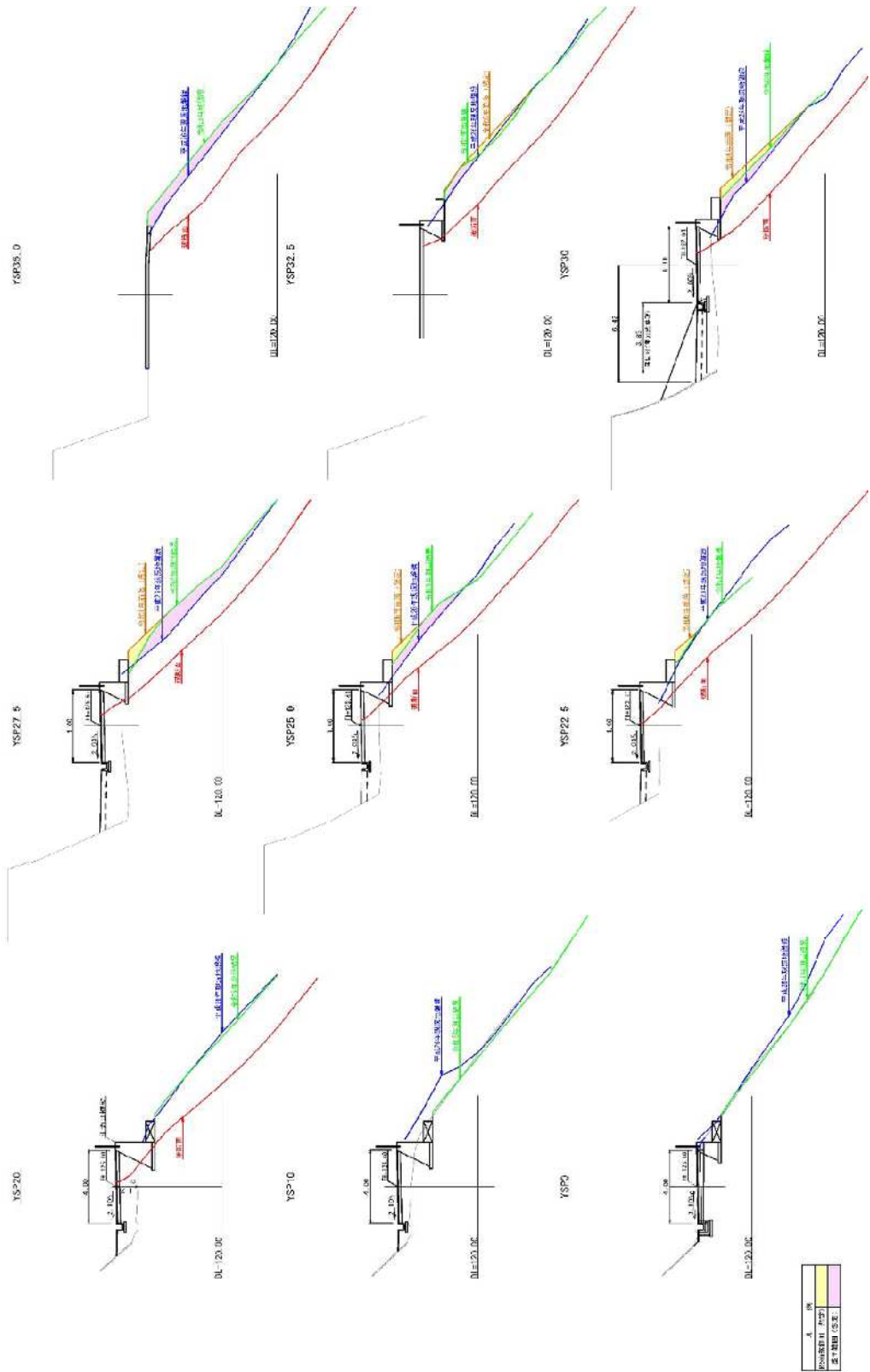


图 2 4

4. 原因究明② 水の流れ

4-1. 雨水排水

1) 発災時の降雨量

雨水排水量は実績降雨で算定するものとする。

発災時の降雨量は 18mm/hr (ピーク時は 11 日 4 時: 41mm/hr)

$$I=18\text{mm/hr} \quad \dots \quad \textcircled{1}$$

流達時間、流下時間が短いことから雨水排水は総量ではなく発災直前のピーク流量で算定する。

2) 流域面積

$$\text{流域図より } A=0.24\text{ha} \quad \dots \quad \textcircled{2}$$



流域図: 図 2 5

$$\text{流出係数 } C=0.9 \quad \dots \quad \textcircled{3}$$

$$Q=1/360 \cdot C \cdot I \cdot A$$

$$=1/360 \times 0.9 \times 18 \times 0.24 = 0.011 \text{ m}^3/\text{s} \quad \dots \quad \textcircled{4}$$

$$(=38.9 \text{ m}^3/\text{hr})$$

4-2. 雨水排水施設の断面阻害

令和6年7月2日松山市からの指示事項で緊急車両用通路のL側（城壁側）に設置されているU型側溝に碎石充填の指示が出され施工されている。車路確保の為とある事から、車の荷重に対応していないU型側溝の保護と車両通行への影響を考慮しての指示と理解できる。

降雨に対する対策としては問題があり、側溝の通水断面を完全に阻害してしまう事になる。また、①箇所では発災地点上部に置かれたコンクリートブロックと城壁の間が通水断面となり、雨水量によっては水深が深くなり流下速度が増加していた可能性も否定できない。

②箇所もと鋼板の車路からの水についても詳細に検証しておく必要があると捉えている。

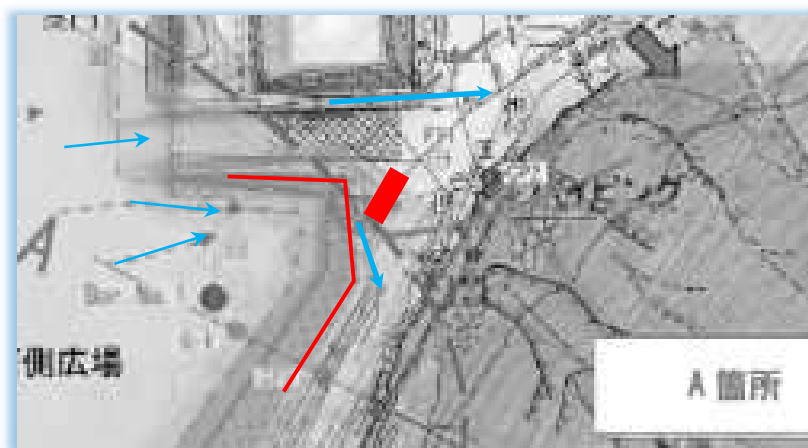


図26



写真18

※詳細な合成勾配と流量計算により流下方向について検証中

4-3. 緊急車両用通路の横断勾配

令和6年測量時の単点標高より緊急車両用通路の横断勾配について検証した。側溝やクラックが発生している単点から中間点を比例配分で算出し、横断方向の高低差や型勾配について検証した。

検証結果は下記の通りで側溝とアスファルト舗装の破断面の高低差の加重平均結果は、僅かに5mmでほぼフラットな状態となっている。

測点	区間距離	H1(m)	H2(m)	L(m)	ΔH(m)	勾配(%)
22.52		126.15	126.15	1.72	0.00	0.00%
20.64	1.88	125.87	125.88	1.96	0.01	0.51%
19.00	1.64	125.64	125.66	2.30	0.02	0.87%
17.28	1.72	125.40	125.44	2.19	0.04	1.83%
加重平均					0.005	1.31%

表 2

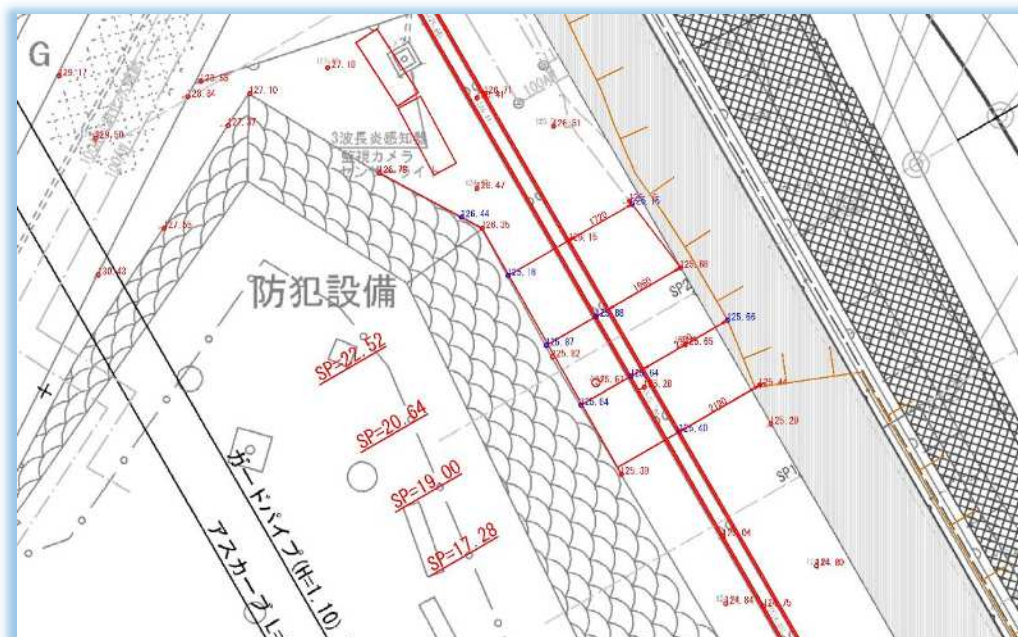


図 2 7

砕石充填の影響もあり雨水排水は路面上を流れるが、路面では断面積が足りず H2 側より斜面側に流れ出る結果となった。

側溝端とクラック発生箇所の高低差の平均値は僅かに 5 mm しか確保されていない。横断勾配も設計時の勾配は確保されておらず、1.31% となっている。

側溝 U300 には砕石が充填されており、通水断面は確保されていない事から、上流部から来た雨水排水は幅 2 m の路面では収まらず、クラックの箇所から谷側に流下していたと言う計算結果となる。

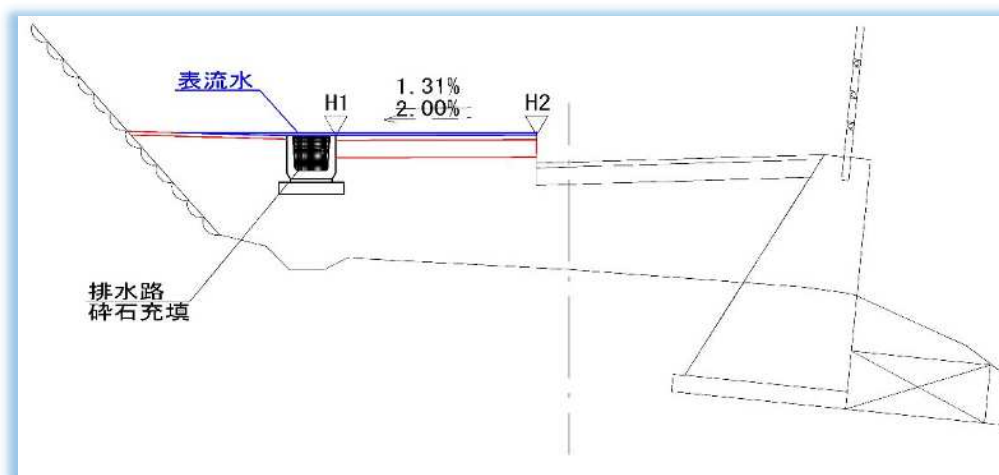


図 2 8

流下能力の算定には Manning 式を用いる。

ここで $i=14.0\%$

$n=0.055$

$A=0.035$ (H1 での水深約 2cm, H2 での水深 1.5cm)

$L=3.360$

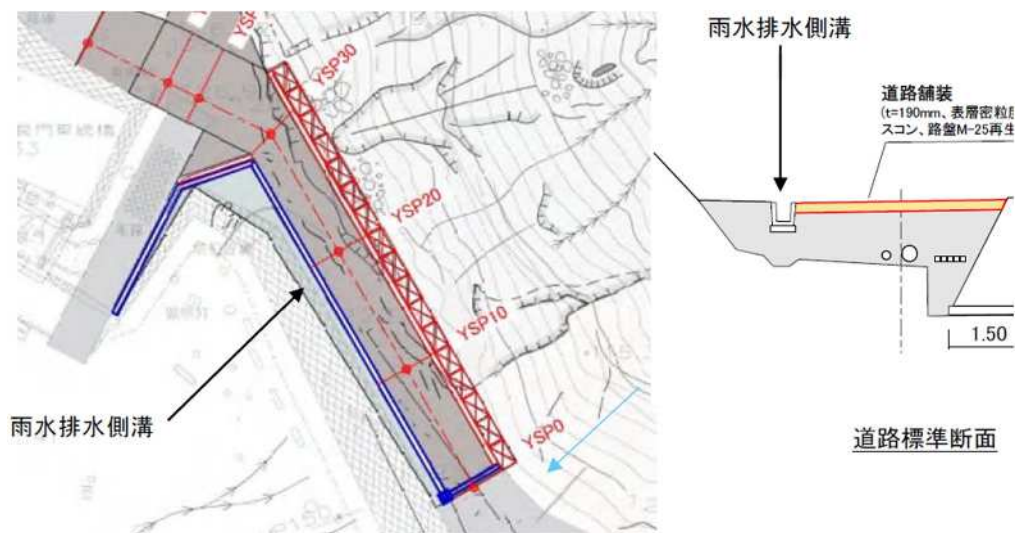
$R=0.013$

$V=0.324\text{m/s}$

$Q = 1/360 \times C \times I \times A = 0.016$

※H2 での水深が 1.5cm となっている = クラック箇所より水が谷側に、こぼれ落ちる事を示す。

技術検証委員会では緊急車両用通路の道路側溝により、雨水排水は発災の起点には流下していないと下記の図で説明しているが、実態は全く異なる状況だったと言える。



資料 5 : 第 2 回技術検証委員会資料 6P15

右の A 箇所には水が流れてきていないと言う趣味レーション結果にも影響がでて、またここから先の法面の安定計算等の全ての説明の前提が崩れることになる。

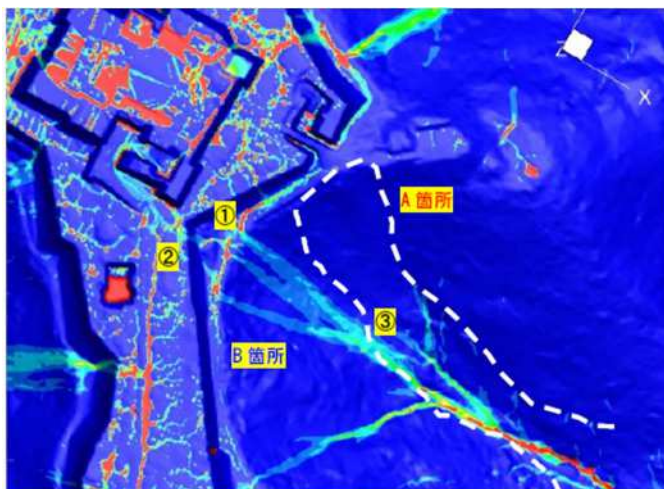


図 2 9 : 第 2 回技術検証委員会資料 8P1

4-4. 下水道

下水道の配置は下記の図の通り。

発災地点に配置されていないが、土石流流下に埋設されていた。

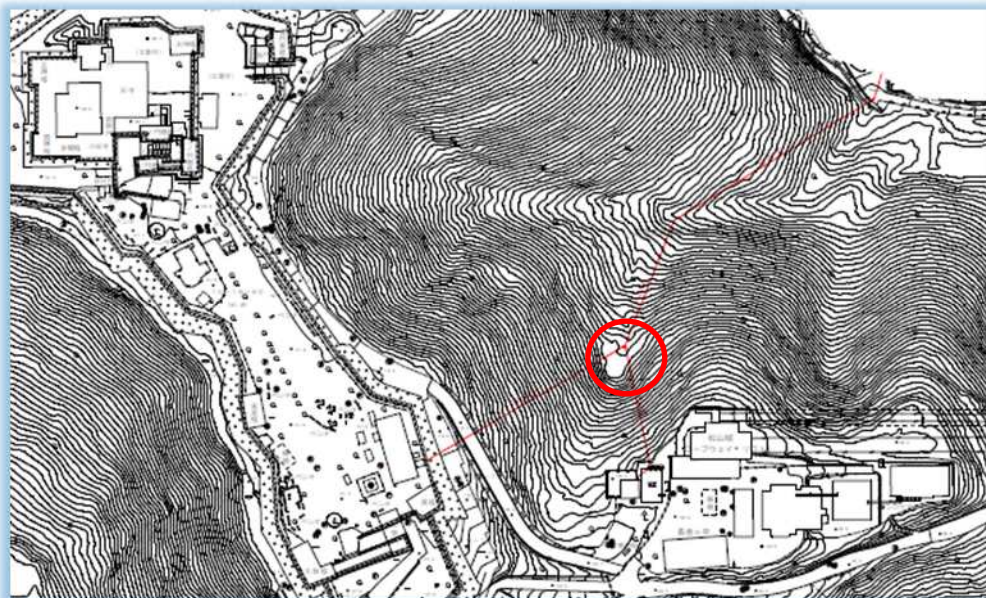


図 3 0

愛媛県土木部の作成した「測量結果及び現地踏査結果を3D映像にて再現」した点群データの資料に「湧水箇所」「滲筋」と記載があるが、破断した污水管から流出した生活雑排水の可能性はある。



図 3 1

5. 原因究明③ 重力式擁壁

発災地点に設置され、直前に一部が破砕撤去された重力式擁壁について検証する。検証は下記の順に確認し擁壁の設置が斜面にどのような影響を与え、設計コンサルタントが作成した設計報告書や発災後の写真から、重力式擁壁や緊急車両用通路の道路拡幅工事と今回の土砂災害の関連性について検証を進める。

【5-1】設計報告書での評価

斜面崩壊地跡に盛土を行った事や、不安定土塊上に擁壁を設置したことが、重力式擁壁の沈下、変状をもたらしたと指摘されている。

【5-2】重力式擁壁

その名の通り重さで「土」を押さえる擁壁、構造は単純、特徴はその名の通り重量がある。

【5-3】設置された擁壁の評価

支持力不足、終点側の崩落、縦方向のすべり等複数の問題点を指摘。

【5-4】地盤の評価

不安定土塊と言う表現が出るほど擁壁下面の地盤に問題がある。

【5-5】不安定土塊の範囲

崩落箇所と不安定土塊の関連性確認。不安定土塊が厚いところが崩落している。

【5-6】クラックと破断面

掘削断面・クラックは同一断面にある。7月2日の崩落箇所も同じ位置にあることから、擁壁設置に伴う破断面がきっかけとなり残された土砂が地山ごと崩落したと考えるのが合理的。

【5-7】擁壁が外側に傾いた理由

つま先側に荷重がかかるので擁壁が外側に傾いた。

【5-8】擁壁撤去・再設置は擁壁に問題がある事を証明

問題があるから数年で擁壁を撤去して再設置する必要があった。
これ自体が今回の緊急車両用通路の設計施工に問題があることを証明している。

5-1. 設計報告書での評価

令和5年度の設計報告書に、「**斜面の崩壊跡地に盛土された緩い地盤の上に重力式擁壁を構築した為、地盤反力不足による沈下で擁壁が傾き、舗装もクラックが生じている。**」（資料1）と明記されている。

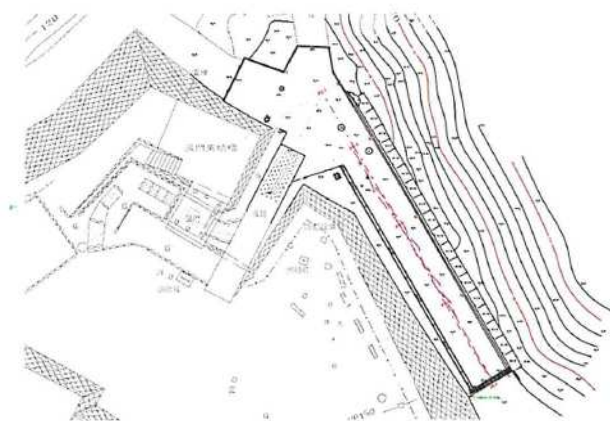
重力式擁壁は破碎撤去していたが、不安定地盤に設置され変状の経過観測も行っており、地盤反力不足による「沈下」が進んでいた事は確認済み。

(1) 現況状況

当該路線は、平成25年度に設計され翌年から順次工事着手された道路工事と合せて電気、通信、送水管等の地下埋設工事も行われた。

当該地間では、斜面の崩壊跡地に盛土された緩い地盤の上に重力式擁壁を構築したため、地盤反力不足による沈下で擁壁が傾き、舗装もクラックが生じている。

地盤反力の確認のため簡易貫入試験を10箇所行い、各断面に推定地質区分が示されている。これによるとSP20～30あたりは、支持層が深く、根入れ長が不十分であるため重力式擁壁が沈下しているが、地山に近づけば支持層は確保できる強度が保てる。



資料6

今回の災害との関連を確認する為、クラックの位置と発災断面の位置関係や、数値的にどれだけ地盤反力が不足していたのか検証していく。

5-2. 重力式擁壁

重力式擁壁とは重さで背面の土砂を抑えるタイプの擁壁で、今回の発災原因の最も着目すべき構造物の一つ。

名前の通り**重量物であることから地盤変状への影響は大きい。**

下記図4は平成26年施工時の緊急車両用通路標準断面図で重力式擁壁は赤線で囲った個所となる。

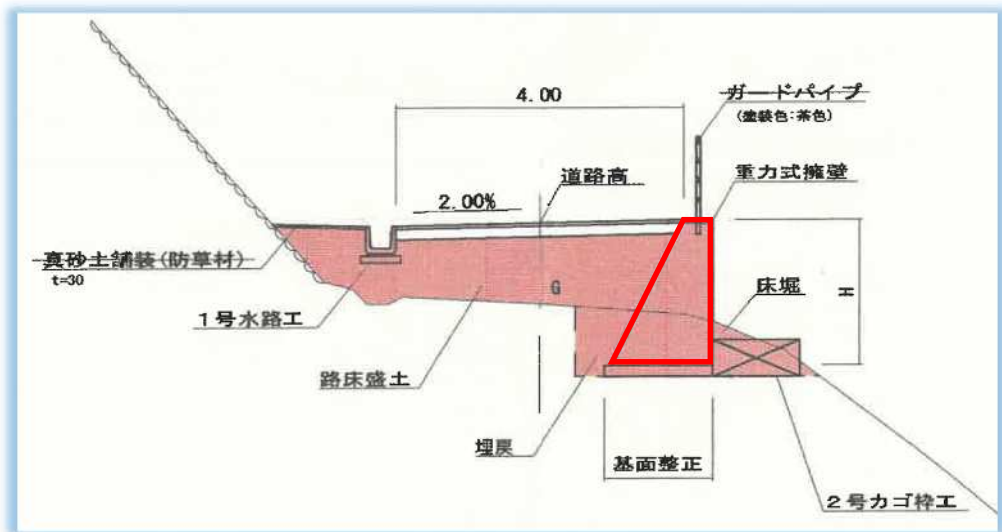


図3 2：平成26年緊急車両用通路

重力式擁壁は無筋コンクリート構造となっている。図5に示すように背面土砂の土圧(灰色)を自重(青色)で抑える構造となる。

力を合成すると地面に赤い矢印の力が働き、地面はこの合成した力(モーメント)を、余裕をもって支えられなければならない。

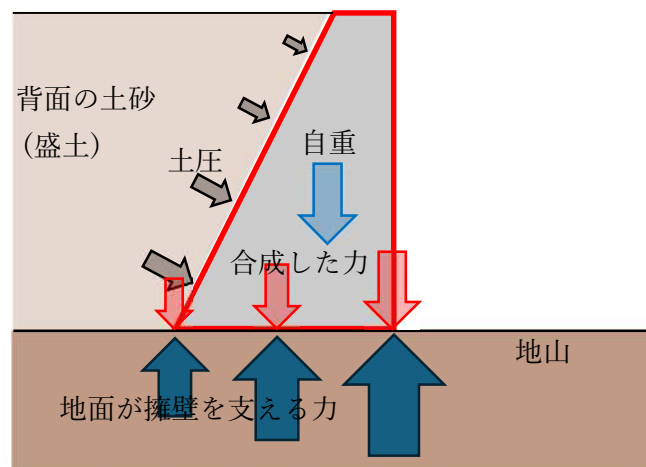


図3 3

5-3. 設置された擁壁の評価

擁壁の災害復旧工事に関する設計図書で擁壁の変状の原因について下記の3点を指摘している。

特に①重力式擁壁基礎地盤の支持力不足を指摘は地盤の変状、クラックの発生に直接的な影響がある。③は本来水平面に設置すべき擁壁を、傾斜した設置してしまったことを指摘している。

いずれも設計的に問題があり検証不足である事を指摘している。

- 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（表層地すべり）←※別途検証
- ③ 擁壁基礎底面の傾斜による縦断方向の微小なすべり



資料7

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）P3

5-4. 地盤の評価

下記の図34で青い台形型の構造物が変状した重力式擁壁。

赤い着色範囲はNd値20以下で、資料3考察の赤線の範囲内の説明にあるが構造物の基礎地盤としては不適と明記。擁壁設計では軟弱な地盤に擁壁を設置する場合、形式や形状変更、地盤改良・置き換え工法を検討する必要がある。災害復旧工事では擁壁の形式、形状を変更し、Nd値50以上（N値20以上）の堅固な基礎地盤上に設置する計画としていた。

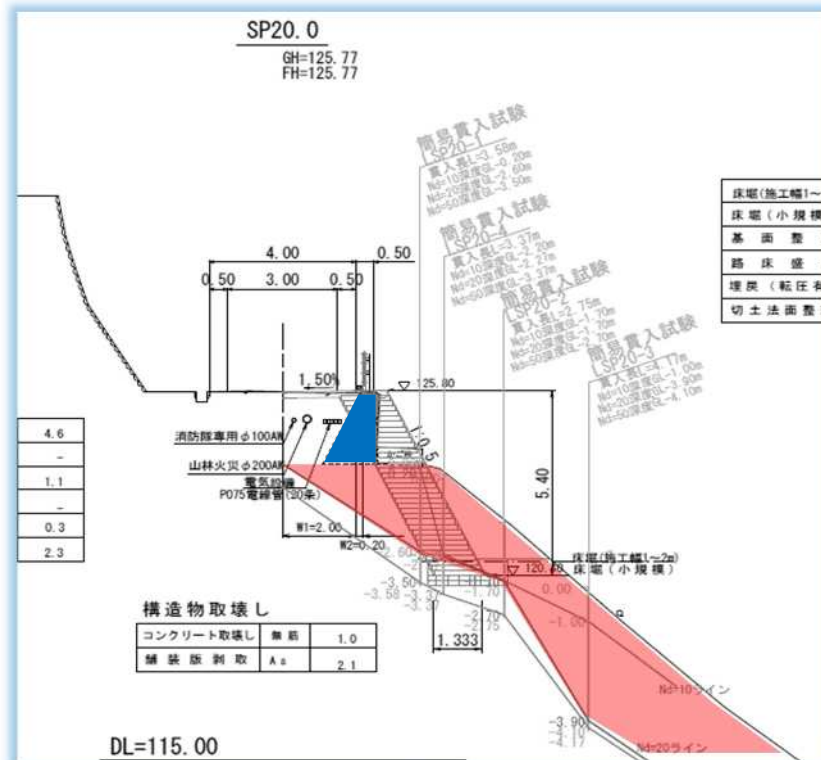


図34

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（ただし撥打ちによる過大評価に注意）。
- 以下に評価理由を述べる。

資料8

5 - 5. 不安定土塊と崩落範囲

図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：縦断面図と技術検討委員会第1回資料の被災状況にある平面図を上下に重ねて確認すると、**不安定土塊の特に厚い部分が崩落している。**

縦断面図には「不安定土塊」・「準支持層ライン」等の記載もあり、今回崩落した終点側に不安定土塊が厚く堆積している。特にNd値10以下の厚く堆積している範囲が崩落発生地点の最上部となっている。

平面図にある青い線はクラックで、擁壁の範囲全域で確認されている。

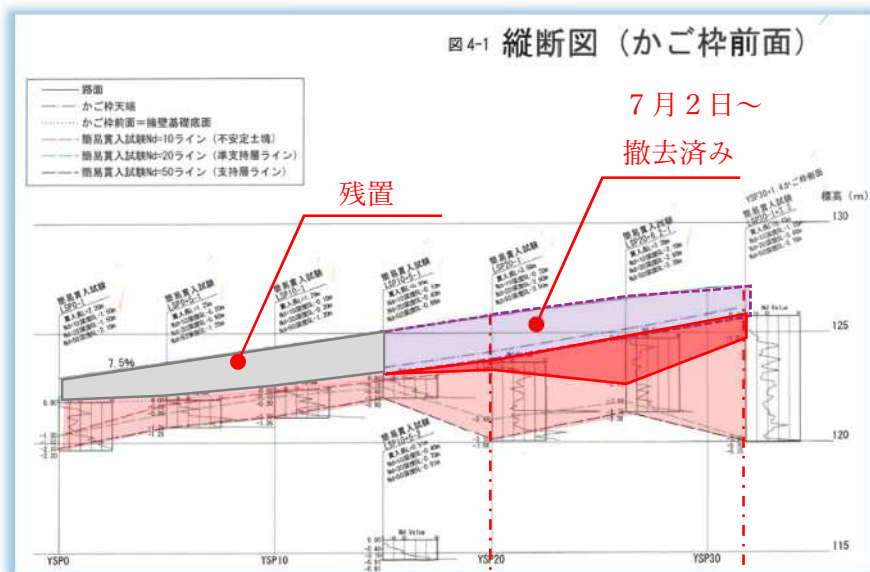


図3 5：縦断面図

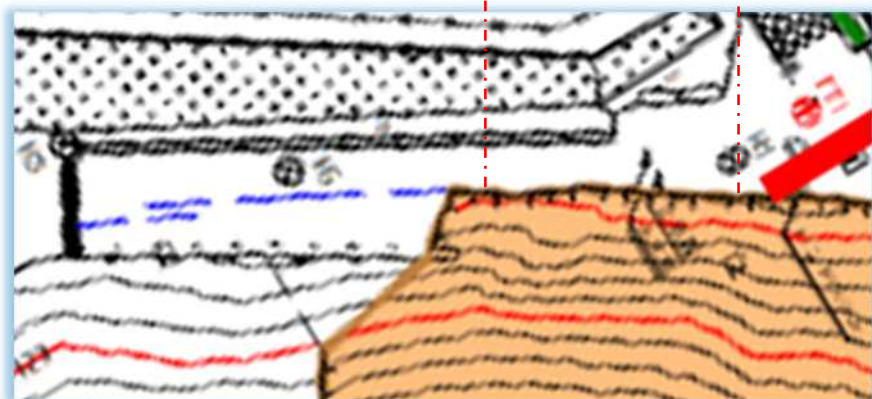


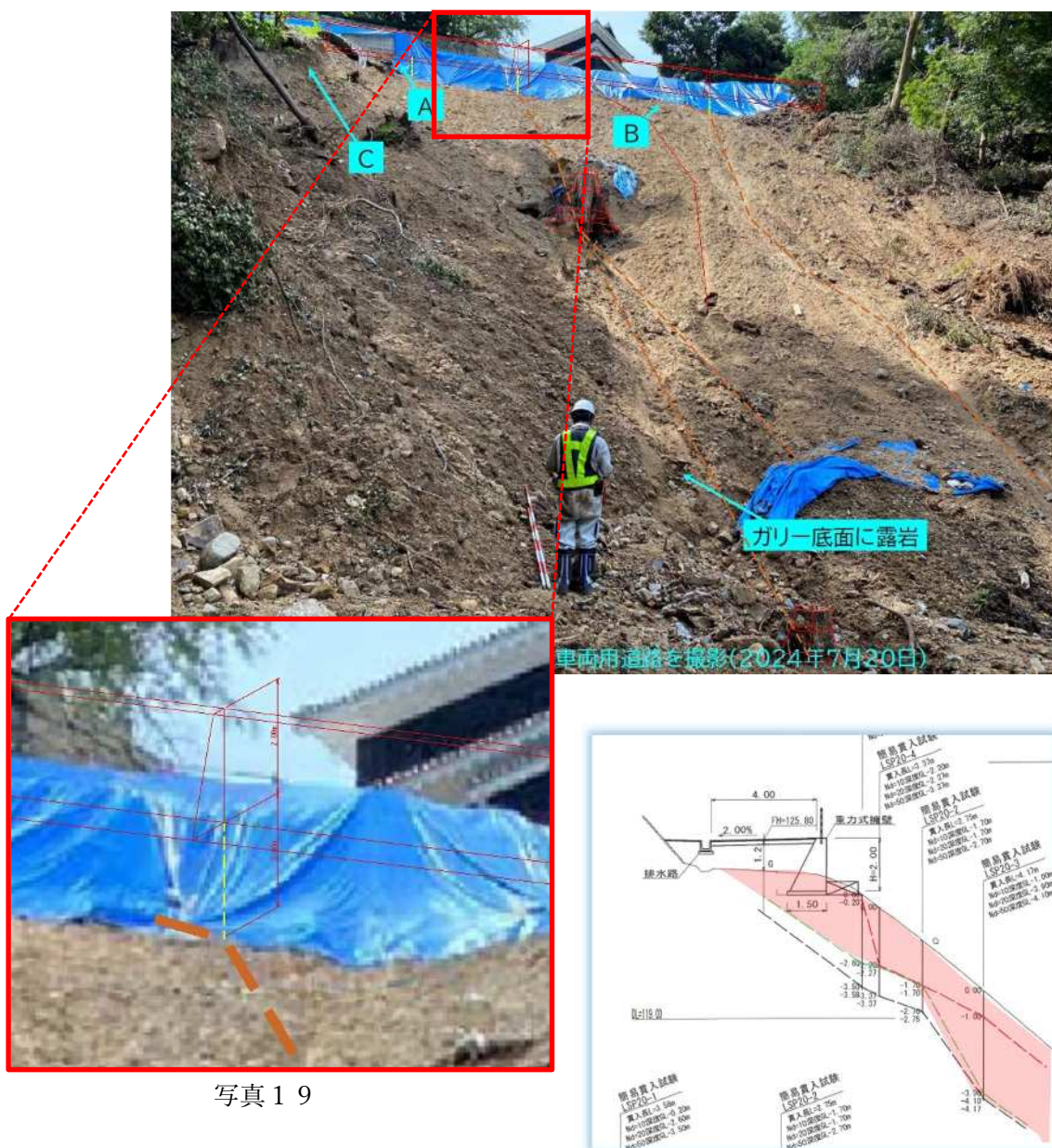
図3 6：平面図

不安定土塊の上に重力式擁壁の設置した為、変状が発生した。特に不安定土塊の厚い部分が起点となっている事から、この不安定土塊の上に重力式擁壁を設置した事による影響があるという前提で検証を進める。

発災後の写真で確認する。

写真に木の根が写っている。この根元が現地盤であると考えられる。一部の残置した擁壁から、直線に擁壁を延長すると擁壁下面の「不安定土塊」が流出状況している事が確認できる。これは図 11、図 12 の不安定土塊の範囲と概ね一致する。

※検証委員会の DM データと不整合要確認 ↓写真 3 0



※終点部の位置が異なっていることと、横断図を更新したので寸法値等は修正が必要となるが、イメージとしては大きく相違ない。

5-6. クラックと破断面

クラックと今回崩落した破断面はほぼ一致している。

この事からごく普通に土木設計を行っている者であれば下記のすべり面を想定し検証するだろう。

想定断面の要素

- ・重力式擁壁背面の地山と掘削断面を通るライン
- ・クラックの生じていたラインが同じ位置
- ・崩落したラインも同じ位置。
- ・全て同じ位置に破断面がある事から、不安定土塊の上に擁壁を設置し変位が発生しクラックとして現れた、そのクラックによる破断から土砂災害は発生したと考えるのが合理的。

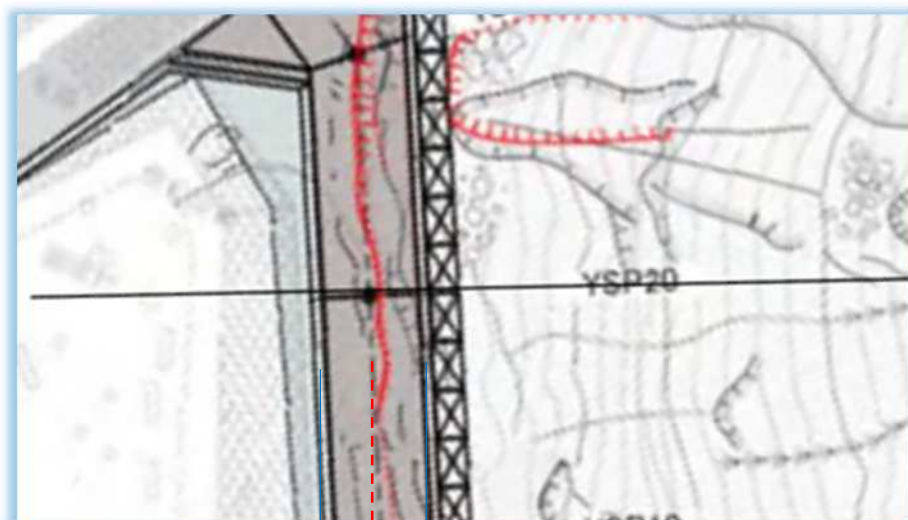


図 3 8

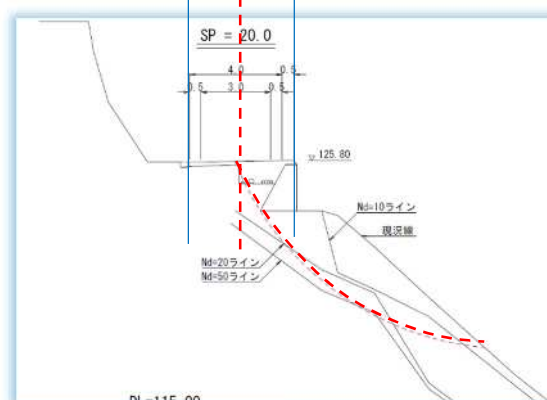


図 3 9

5-7. 擁壁が外側に傾いた理由

擁壁が緊急車両用通路の外側に傾き、クラックとなった。

理由は極めて単純で、擁壁が台形型で重心が外側にあることと、擁壁背面の土圧で外側に押されている事により、擁壁下面にかかる荷重はつま先側が大きいからで、構造計算による荷重で数値的に説明がつく。

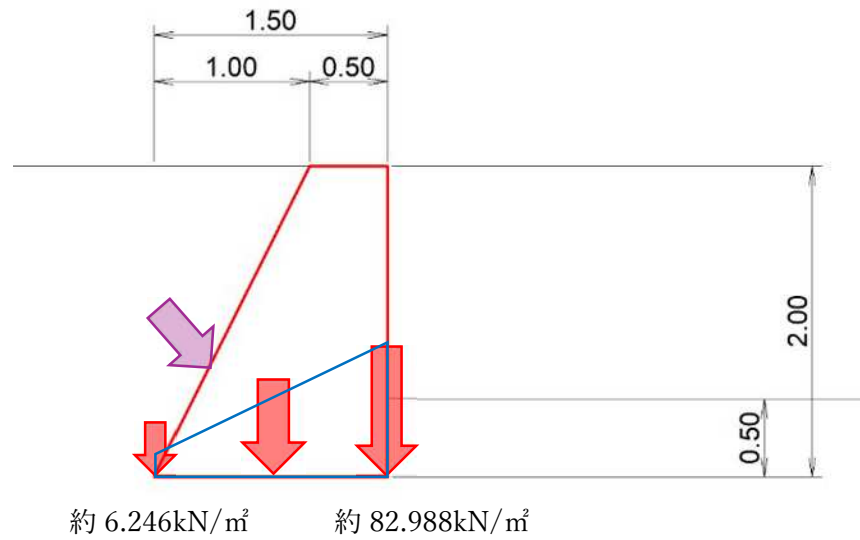


図 4 0

数値は重力式擁壁 H=2.0m で算定したもの。

・case-3の場合、地盤反力度は台形分布となる

$$\begin{aligned}
 qv1 &= \Sigma V/B (1 + 6e/B) = && 82.988 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 qv2 &= \Sigma V/B (1 - 6e/B) = && 6.246 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_{\max} &= \max (qv1, qv2) = && 82.988 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

つま先側（擁壁前面の底盤下面）の荷重が圧倒的に大きく、地耐力不足などの要因等により擁壁が前面に傾いた可能性が高い。

5-8. 擁壁撤去・再設置は擁壁に問題がある事を証明

「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」での、重力式擁壁を撤去し新たに「もたれ式擁壁」タイプの構造物設置を計画している。

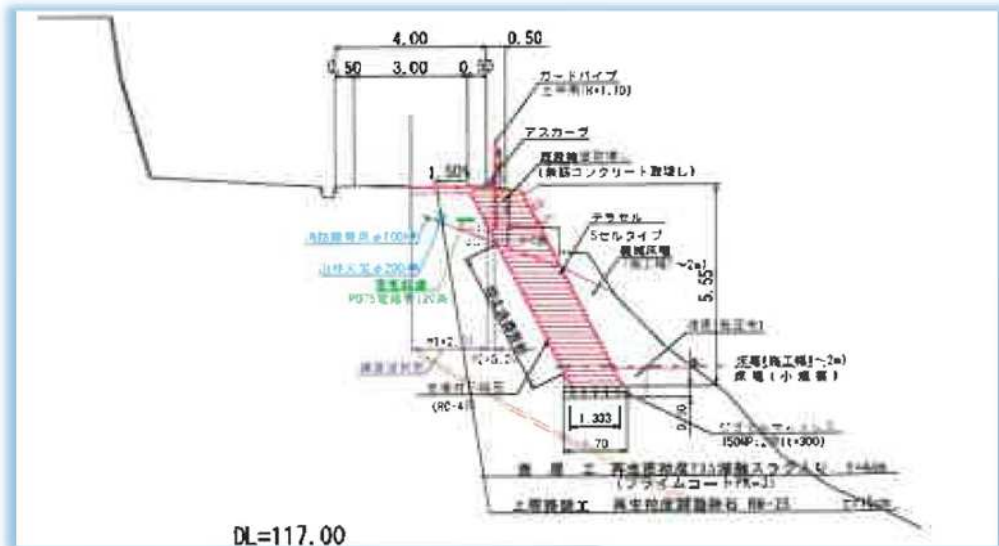


図 4 1

撤去前の重力式擁壁は不安定土塊の上に擁壁を設置していたが、復旧工事では不安定土塊の下まで掘り下げられ、支持層に直接基礎が乗る構造としている。これが本来行われる設計であり、当初設置された重力式擁壁の設計に問題がある事を証明しており、同時に入れ替え中れば崩落の危険性がある事を理解している事を裏付けている。

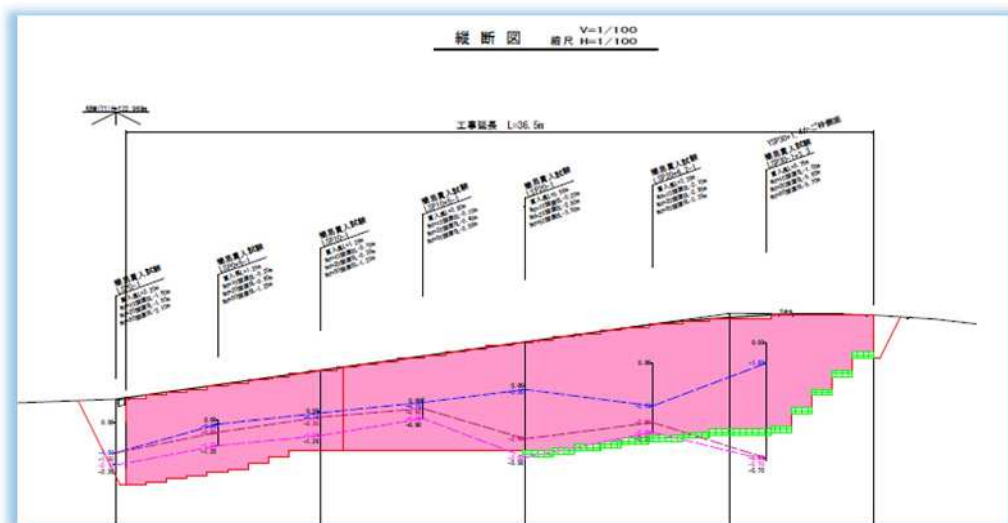


図 4 2

6. 原因究明④ 擁壁安定計算結果・法面安定計算結果

6-1. 検討断面

検証断面は下記の3断面とする。

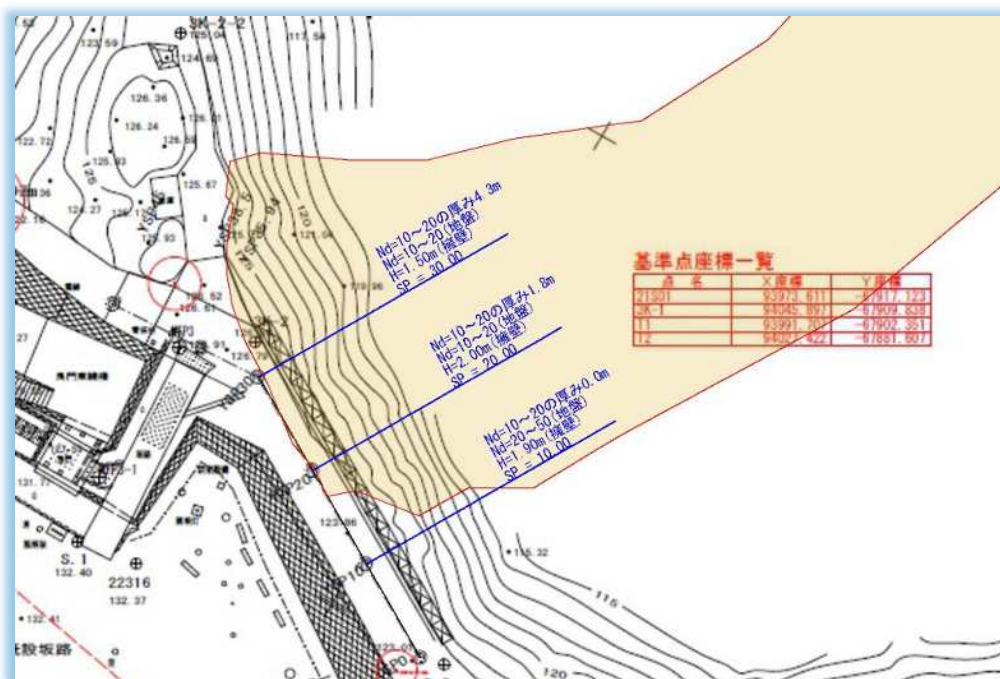


図 4 3

3断面の選定理由

SP=10.00 重力式擁壁が残置、現状での安全性について検証。

SP=20.00 重力式擁壁の壁面高が最大

SP=30.00 不安定土塊の厚みが最大かつ、最も崩落の大きい断面。

令和5年の崩落箇所に該当

測点	擁壁	擁壁高 (m)	Nd 値	不安定土塊厚 (m)
10.00	残置	1.90	20~50	0.0
20.00	撤去	2.00	10~20	1.6
30.00	撤去	1.50	10~20	4.3

表 3 : ※Nd 値 20 以下の土砂を不安定土塊とした。

6-2. 擁壁安定計算

擁壁構造計算結果は下記の通り。いずれの断面も安定性において全て NG となった。下記の検証は擁壁を設置している地面が平坦な場合での想定。

測点	擁壁高 (m)	転倒	滑動	安定性	地盤反力度 (kN/m ²)	許容支持力度 (kN/m ²)
10.00	1.90	OK	OK	NG	81.840	62.500
20.00	2.00	OK	OK	NG	65.571	22.525
30.00	1.50	OK	OK	NG	61.085	45.500

表4

擁壁の荷重と地耐力について検証。算定に用いる重力式擁壁の断面は図4-4の通り。

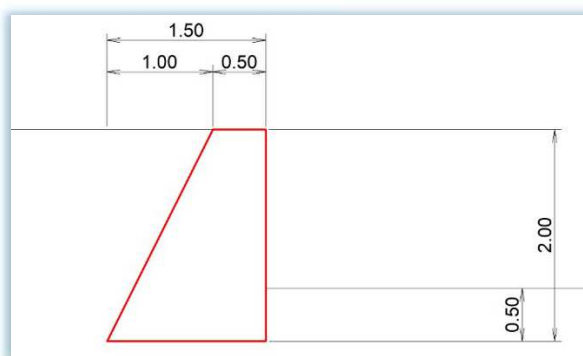


図4-4

照査結果 (表3)

※地盤反力度とは擁壁が地面を押しえつける力、前のページで算出した長期許容支持力度と比較すると、明らかに地盤支持力が不足している。報告書で支持力不足としているのはこの事変状は地耐力不足。

安定期間		記号	数値	備考
転倒に対する安定性	偏心距離 (m)	e	0.215	
	許容範囲 (m)	B/6	0.250	
	判定 (e ≤ B/6の条件を満たすか)			— OK —
滑動に対する安定性	滑動安全率	Fs	1.976	
	計画安全率	Fsp	1.50	
	判定 (Fs ≥ Fspの条件を満たすか)			— OK —
地盤支持力に対する安定性	地盤反力度(kN/m ²)	q	62.547	
	許容支持力度(kN/m ²)	qa	24.637	
	判定 (q ≤ qaの条件を満たすか)			— NG —

表5

※これは擁壁の前面が水平な地盤の場合、傾斜地における地耐力については、次の章で算出する。

6-3. 傾斜地盤の支持力計算

擁壁前面の水平長 $L=1.2\text{m}$ 、法面勾配 3 5 度にて検証する。

結果は下記の通りで、すべり面に対して抵抗する土砂が減少するので、許容支持力度はさらに低下する。ほぼゼロに近い数値で、設計上計上することが出来ない土の粘着力等で辛うじて持ちこたえている状態だった可能性がある。

測点	擁壁高 (m)	安定性	鉛直荷重 (kN)	許容支持力度 (kN)	備考
10.00	1.90	NG	57.349	0.003	
20.00	2.00	NG	62.424	0.003	
30.00	1.50	NG	38.951	0.001	

表 6

「6-2 擁壁安定計算」で示した地盤支持力に対する安定計算は平坦な地盤の場合を想定している。擁壁が傾斜地上に設置する場合の地耐力の算定方法について擁壁工指針に示されている。

下記図 4 5 の赤線は擁壁による想定破断面。擁壁が地面を押し付ける力と、地面がその力に対応する摩擦力を算定している。傾斜地上では水色の部分の土砂が無い為、抵抗する力が減ってしまう。

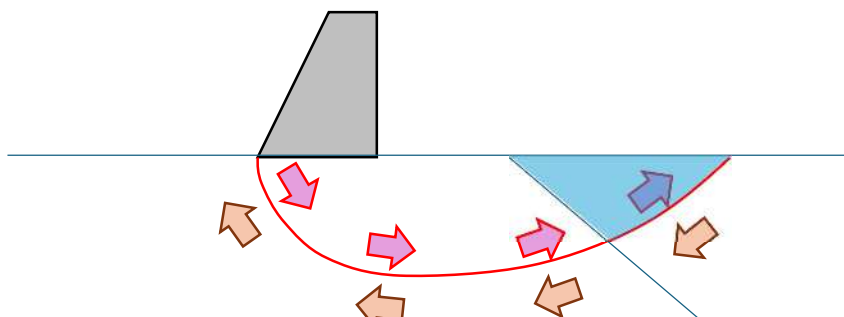
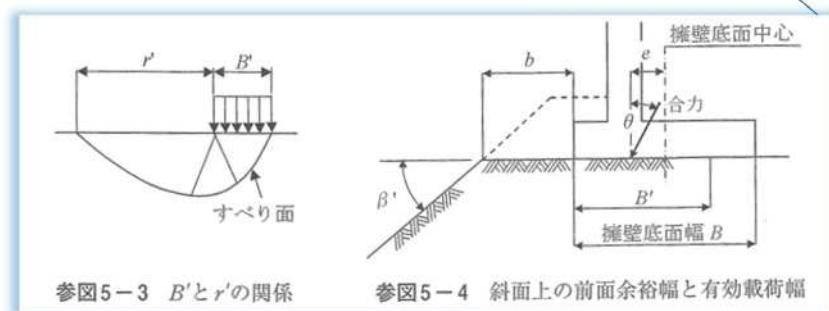


図 4 5



参図5-3 B' と r' の関係

参図5-4 斜面上の前面余裕幅と有効載荷幅

資料 9 : 擁壁工指針 P122

ここでは、発災後の崩れ落ちなかった重力式擁壁について算定する。
 擁壁は $H=1.80$ で算定、構造計算後の荷重を傾斜地盤の支持力計算に入力して算定した。

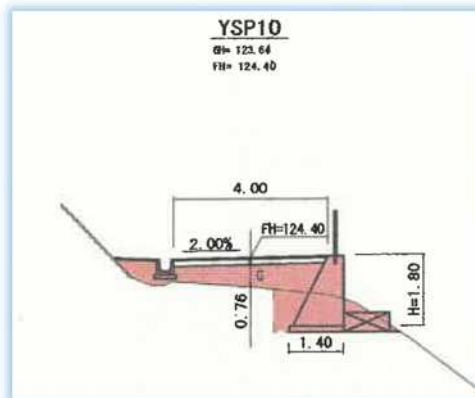


図 4 6

計算結果は下記の通りで、擁壁構造計算で既に NG が出されているので、この計算結果が NG である事は当然の結果ではあるが、**許容支持力度の数値が極めて低く、擁壁を撤去し除荷してもほんの僅かな雨水の浸透などでも崩落する可能性がある事**を示す。

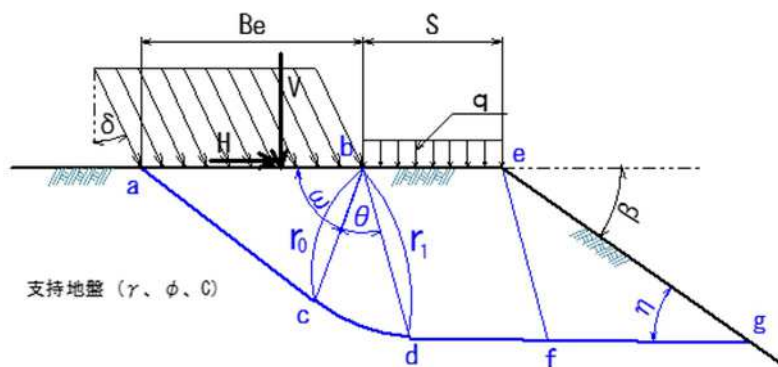
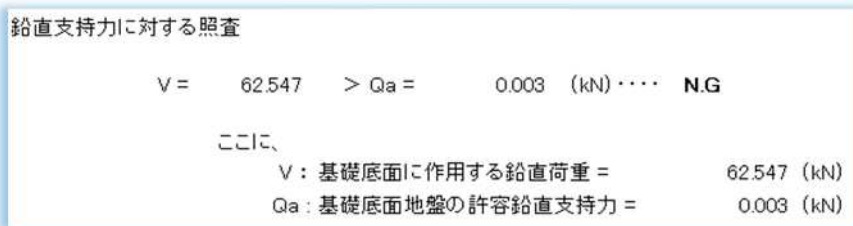


図 4 7 : 算定のイメージ図

想定破断面は下記の通りで、傾斜に並行して破断面が発生する事を計算結果が示している。

6-4. Nd値-N値換算

ここからは簡易地質調査結果や構造計算、安定計算を行い検証する。

簡易貫入試験値 Nd 値と標準貫入試験 N 値の関係は下記の式となることが知られている。下記に換算結果を示す。

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

表7 Nd 値、N 値換算結果

Nd 値	N 値	備 考
10	4.1	
20	7.5	
50	17.7	

6-5. 一軸圧縮強度

一軸圧縮強度 q_u は下記の式より算定 (参考)

$$q_u = 25 + 5Nd \quad (\text{kN/m}^2)$$

表8 N 値、一軸圧縮強度換算結果

N 値	q_u (kN/m ²)	備 考
4.1	45.5	Nd 値 : 10
7.5	62.5	Nd 値 : 20
17.7	113.5	Nd 値 : 50

6-6. 長期許容支持力度

長期許容支持力度の算定 (道路橋示方書)

$$\text{底盤幅 } B(\text{m}) = 1.5\text{m}$$

$$\text{長辺 } L(\text{m}) = 10.0\text{m}$$

$$\text{根入れ } D_f(\text{m}) = 0.5\text{m}$$

$$q_{aL} = k \cdot 1/3 \cdot \{(i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c) + (i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma) + (i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)\}$$

長期許容支持力度とは擁壁設計等の専門用語で、地面が擁壁等を支えることが出来る力を指す。

※土質乗数、荷重条件等は想定値にて算定

6-7. 内部摩擦角

一般的に、試験を行うことが困難な場合の土質乗数は下記を用いる。簡易土質試験を行った評価があることから、換算式を用いて算出した数値も求めその両方を検証する事とする。

ここで、一つのルールとして換算表を用いる場合、粘着力 C は無視する事となっている。故に換算式、換算表で求めた場合粘着力は無視する。

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c) ^{注2)}
礫質土	35°	—
砂質土 ^{注1)}	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。
 注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

資料 10

換算式は

$$\phi = \sqrt{15N+15} \quad \dots \dots \text{換算式① (大崎の式)}$$

道路橋示方書・同解説IV下部構造編、H29.11、日本道路協会 P.536 に次の換算式が示されている。(但し、 N 値 5 以上)

$$\phi = 4.8\log N1 + 21 (N > 5) \quad \dots \dots \text{換算式②}$$

表9 内部摩擦角 ϕ 値換算結果

N 値	せん断抵抗角 (ϕ)		備考
	換算式①	換算式②	
4.1	22.8	23.9	Nd 値 : 10
7.5	25.6	26.1	Nd 値 : 20
17.7	31.3	29.5	Nd 値 : 50

また、参考となるが「NEXCO 設計要領 第一集 H28.8 P.参 1-2」に記載の「砂質土層(密実でないもの)」として $N \leq 5$ の場合は $\phi = 25^\circ$ とある。

あらゆる資料から、不安定土塊に該当する土質乗数として $\phi = 25^\circ$ 前後の数値が妥当と思われる。ここでは簡易貫入試験結果、換算式①の、Nd 値 20 : $\phi = 25.6^\circ$ を採用することとする。

技術検証委員会ではで作用している土質乗数－内部摩擦角－粘着力について採用している内部摩擦角－粘着力は下記の２種類

- ・内部摩擦角 45 度
- ・内部摩擦角 35 度、粘着力 C=5.04 kN/m²

これは極めて良好な締め固まった土砂で、イメージ的にはツルハシでなければ崩せないような土砂を指す。

下記は道路土工－盛土工指針に示されている土質乗数の目安と比較しても、異常なほど高い事が判る。城山公園内では支持地盤となる砂岩を検証している可能性が否定できない。

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^(注2)	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	40	0	{G}	
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}
		粒径幅の広いもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下	{M}, {C}
関東ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	{V}	
自然 地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30 以下	{SF}
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^(注1)	18	25	50 以下	{M}, {C}
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^(注1)	17	20	30 以下	
		軟らかいもの (指が容易に貫入) ^(注1)	16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^(注1)	17	20	50 以下	{M}, {C}
やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^(注1)		16	15	30 以下		
関東ローム	軟らかいもの (指が容易に貫入) ^(注1)	14	10	15 以下	{V}	
			5(ϕ)	30 以下		

注1) ; N 値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15), やや軟らかいもの (N=4~8), 軟らかいもの (N=2~4)

注2) ; 地盤工学会基準の記号は, おおよその目安である。

資料 1 1

6-8. 単位体積重量

擁壁下面の土の単位体積重量は下記の「自然地盤-緩いもの-砂質土」に該当することから、 17kN/m^3 を採用する。

解表4-6 土の単位体積重量 (kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
裏込め土 ・ 盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m^3 を差し引いた値としてよい。

資料12：擁壁工指針 P66

裏込め土

裏込め土は工事により締固め転圧が行われているので、擁壁工指針に示された一覧表の数値を採用する。

裏込め土：せん断抵抗角 (ϕ)

資料5、より裏込め土のせん断抵抗角は 30° とする。

裏込め土：単位体積重量 (kN/m³)

擁壁工指針より裏込め土の単位体積重量は 19kN/m^3 とする。

6-9. 法面の安定性

発災箇所の重力式擁壁が撤去されていたことから、撤去後の地形にて斜面の安定性について検証する。この検証は令和6年7月2日の状況から半径を10m以内に限定して参考値として法面の安定性を検証するものである。

斜面安定解析式は「修正フェレニウス法」を用いる。

土質乗数は令和6年の報告書にある簡易貫入試験の結果等を参考に下記の数値を用いることとした。

単位体積重量：17 kN/m³ (乾燥)

内部摩擦角：25.6度

粘着力 C：考慮しない

必要安全率：1.2

計算結果

1.2 < 0.971 NG

・最小安全率	Fs_min =	0.971
・必要抑止力	Pr =	31.825
・円弧中心座標 (m)	X =	6.000
	Y =	127.000
・円弧の半径 (m)	R =	7.507

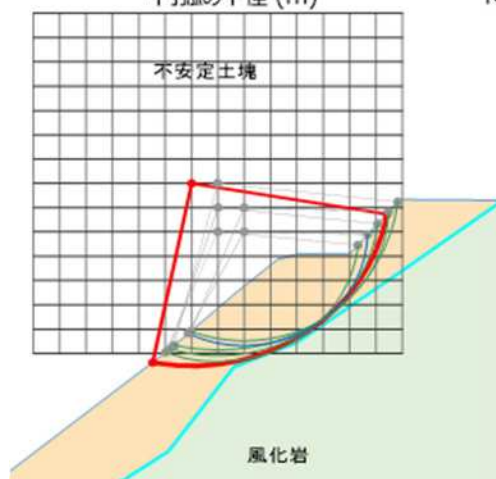


図4 8

7月2日以降、重力式擁壁撤去により徐荷されていたが、斜面の安定性は確保されていない状況だった。これに水位上昇を加えると更に安定性は低下する。

7. 令和6年度の工事に関する疑問点

7月1日から2日にかけて擁壁の崩壊が始まっている。

7月2日松山市からの指示事項等についての検証。

7-1. パースター工法の採用

7月2日 工事打合簿 発注者指示事項として静的破碎工法を指示している。応急対応は理解するが、工法検討は特殊工法であり採用に当たり検討が必要となるが、変異を確認した翌日、工法を指示している。

緊急性がある事を加味するとこの判断は適切と言える。但し、見積もり契約等の手続きや、指示した3日後、7月5日には施工を開始、発注作業や機材搬入等を考慮すると準備期間が短すぎる印象がある。たまたま工法が決まっていた崩壊のタイミングで着手したのか。そもそも工事発注から施工着手まで空白期間がある事にも疑問があり、どの様な手順で発注が行われたのか確認する必要がある。

工 事 打 合 簿	
発 議 者	<input checked="" type="checkbox"/> 発注者 <input type="checkbox"/> 受注者
発議年月日	令和6年7月2日
件 名	城山公園（丸之内）緊急車両用道路災害復旧工事
(内容) 7/1の雨による被害の応急対応として下記内容を依頼します。 なお、設計変更の対象とします。 ・電線管の応急防護 ・静的破碎（パースター工法） ・仮設道路工（U型トラフへの砕石充填、道路幅員確保のためのすりつけ） ・ブルーシート養生	
上記について <input checked="" type="checkbox"/> 指示 <input type="checkbox"/> 承諾 <input type="checkbox"/> 協議 <input type="checkbox"/> 提出 <input type="checkbox"/> 提示 <input type="checkbox"/> 受理 します。	

資料1

7-2. 仮設道路工 (U型トラフへの碎石充填)

緊急車両用通路の工事に際し、バックホウ等の車両系建設機械や、ダンプトラック等の通行を確保するため、U型側溝に碎石を充填し、樹脂製の敷板(プラ敷)を被せ、U型側溝の破損防止としている。

雨天に備え、ブルーシート養生は行っているが、この碎石の除去は行われていない。雨よりも観光施設への配慮を優先したと捉えられる。



写真20 : R6.07.09



写真21 : R6.07.11

7-3. 碎石が充填された理由

令和6年7月2日松山市からの指示事項により、道路幅員を確保する為U型トラフへ碎石重点を行う事を指示している。道路幅員確保と言う文面から工事用通路ではなく、物資運搬への配慮である可能性が高い。

工 事 打 合 簿	
発議者	<input checked="" type="checkbox"/> 発注者 <input type="checkbox"/> 受注者
発議年月日	令和6年7月2日
件名	城山公園（丸之内）緊急車両用道路災害復旧工事
(内容) 7/1の雨による被害の応急対応として下記内容を依頼します。 なお、設計変更の対象とします。 <ul style="list-style-type: none"> ・電線管の応急防護 ・静的破砕（パースター工法） ・仮設道路工（U型トラフへの碎石充填、道路幅員確保のためのすりつけ） ・ブルーシート養生 	

資料2

7月5日：碎石充填、側溝に充填しただけでは無く坂路にも碎石で擦り付け工事を行い車両の通行を確保している。↓写真22



7月6日：碎石に加えてアスファルト舗装を行っている事から、工事車両では無く物資運搬車両への配慮と思われる。



写真23：R6.07.11

7-4. 監視カメラ撤去

工事期間中の令和6年7月2日の写真で監視カメラが設置されている状況が確認できる。2日から5日までの写真を確認したところ、撤去日は令和6年7月4日～5日であることが判明した。



写真24 : R6.07.03



写真25 : R6.07.03



写真26 : R6.07.05

撤去の目的は、緊急車両用通路の斜路の確保の為とそうていしている。気になるのは送電施設撤去に関する記載が工事発注図で確認できないことと、工事記録簿にも記載が無い事。

また、カメラは撤去されているので画像は上書きされておらず残っている可能性がある。

7-5. 施工時の地盤の変状

施工に際しミニバックホウにて破碎したコンクリート片を除去している。この時、擁壁の地耐力不足により擁壁より下面の斜面は既に変状が始まっていた。施工性を高める為ふとん籠の割り栗石等は重機足場に使用している。

電線管の位置を赤い点線が元の電線管の位置で赤い実線がこの時既に変位していた位置となる。この変状は土の圧密沈下、若しくはクラック箇所が破断面となりすべり面が発生していたか、その両方が発生していたと考えられる。



写真 2 7 : 施工状況①



写真 2 8 : 施工状況②

7-6. 施工中の評価

施工に際しミニバックホウにて破碎したコンクリート片を除去している。施工性を高める為、ふとん籠の割り栗石等を重機足場に使用していた事が、施工状況写真から見て取れる。

この盛りこぼした土砂の影響も不安定土塊であれば無視出来ない。割り栗石等を敷均した事で、雨水が浸透しやすい状況となっていた。

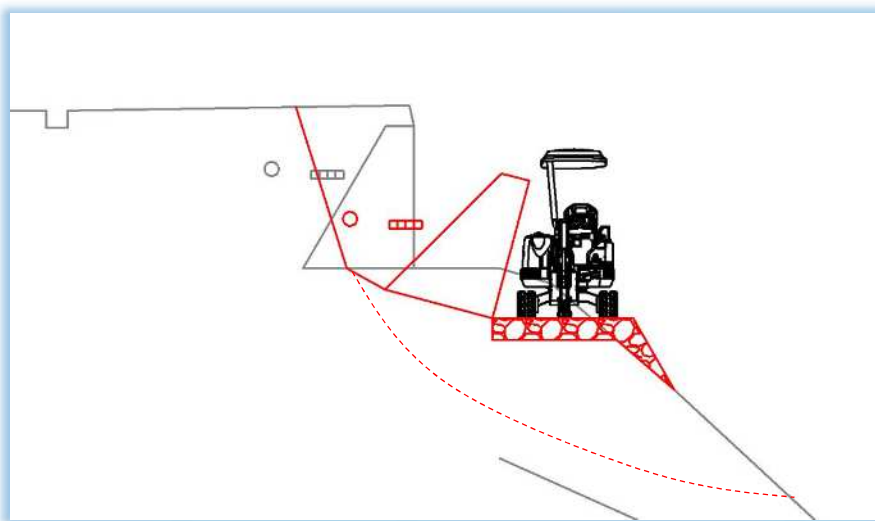


図7：作業状況



写真29：重機足場

1 2. 情報開示請求一覧（参考）

請求年月日 令和 6 年 7 月 2 3 日

松山城土砂災害発生地点の下記の資料

- ・松山城施設管理台帳における公園施設建物工作物等調書
(公園名 城山公園)
- ・水道施設管理台帳における地下埋設物（上水道）
- ・雨水排水、汚水排水管理台帳、その他公共施設の管理台帳における地下埋設物図（下水道）

開示されたが一部資料に限定されており再請求となる

追加請求日 令和 6 年 8 月 2 9 日

- ・松山城緊急用通路発災地点の令和 6 年 7 月 1 日～令和 6 年 7 月 3 1 日までの写真など — 一部開示 —
- ・緊急用通路に埋設されている、送水管に関する発災後の状況に関する、水圧試験等に写真、試験結果など — 不存在 —
- ・緊急用通路是正工事に関する、発注者、受注者間の協議記録など — 一部開示 —

9 月 3 0 日入手

追加請求日 令和 6 年 1 0 月 2 日

- ・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、設計報告書：第 1 章、第 3 章～第 5 章、第 6 章以降、協議記録・申し送り事項なども含む
- ・平成 26 年緊急車両用通路の設計報告書
- ・先日開示された写真のオリジナルデータ
- ・松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会で使用している「林野庁作成公共測量成果等の LP データ、3D レーザースキャナー計測データ（2024(R6)年 7 月 15 日～18 日計測）

追加請求日 令和 6 年 1 0 月 2 4 日

- ・防犯カメラの映像 ⇒ 不存在（令和 6 年 1 0 月）

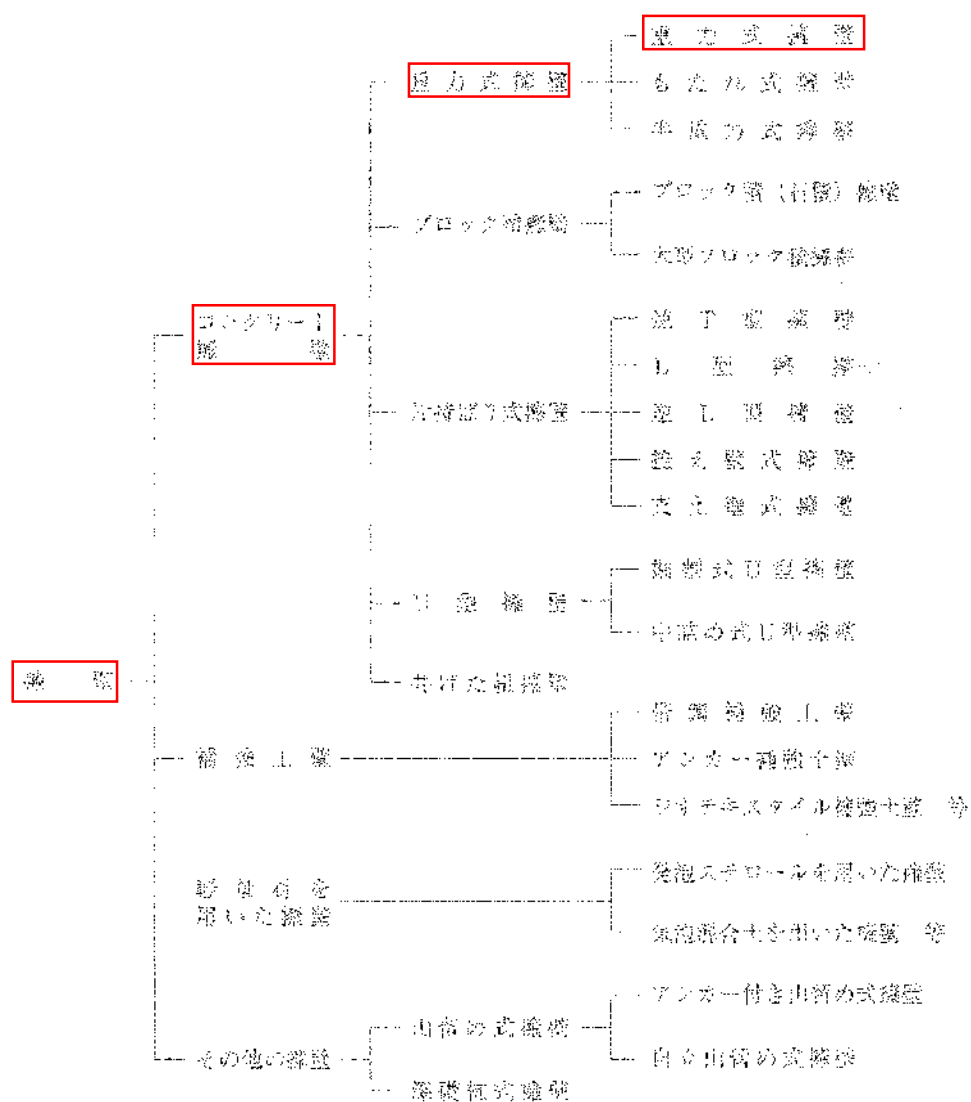
8. 擁壁工指針に照らし合わせた検証

8-1. 擁壁の種類

嵩上げと道路拡幅に伴い擁壁の設置を行うこととなった。擁壁の種類は下記の分類表により重力式擁壁となる。

擁壁工指針より、擁壁の機能と種類

擁壁－コンクリート擁壁－重力式擁壁－**重力式擁壁**に分類される。



－ 擁壁工指針 P7 －
図表1-13 擁壁の種類

8-2. 擁壁の変状・損傷の発生形態

今回の緊急車両用通路の道路拡幅工事における、道路のクラックや擁壁の変状は、下記に記載のある前面方向への傾倒、背面盛土と接地面に発生する地割れであり、支持力不足であることは明らかと言える。調査設計時の地層構成や湧水等の調査不足、施工時における支持層の確認不足により生じたと考えられる。令和6年7月4日の写真で前方への転倒、背後盛土の接地面との地割れが発生しており、転倒、支持力不足の典型的な事例と言える。

a) 転倒・支持力不足

擁壁に作用する荷重の増加や支持力の低下によって、擁壁前面側に回転させるモーメントに対して抵抗するモーメントが不足する場合や、鉛直方向の荷重に対して地盤の支持力が不足する場合、擁壁が前面方向に傾倒し前面側が崩壊に陥り込む。擁壁上部と背面盛土の接地面に地割れや擁壁のブロック間にずれや段差等が発生する。荷重の増加の原因としては、a)と同様に裏込め土への雨水や湧水等の浸透による土圧や水圧の増加、地震動による慣性力や地盤時土圧の作用がある。支持力の低下の原因としては、降雨等の影響での地下水位の上昇による支持力低下がある。このような現象は、調査・設計時における斜列地盤での地層構成や湧水等の調査不足、あるいは施工時における支持層の確認不足により新設地盤が必要な支持力を有していないことによっても生じる。

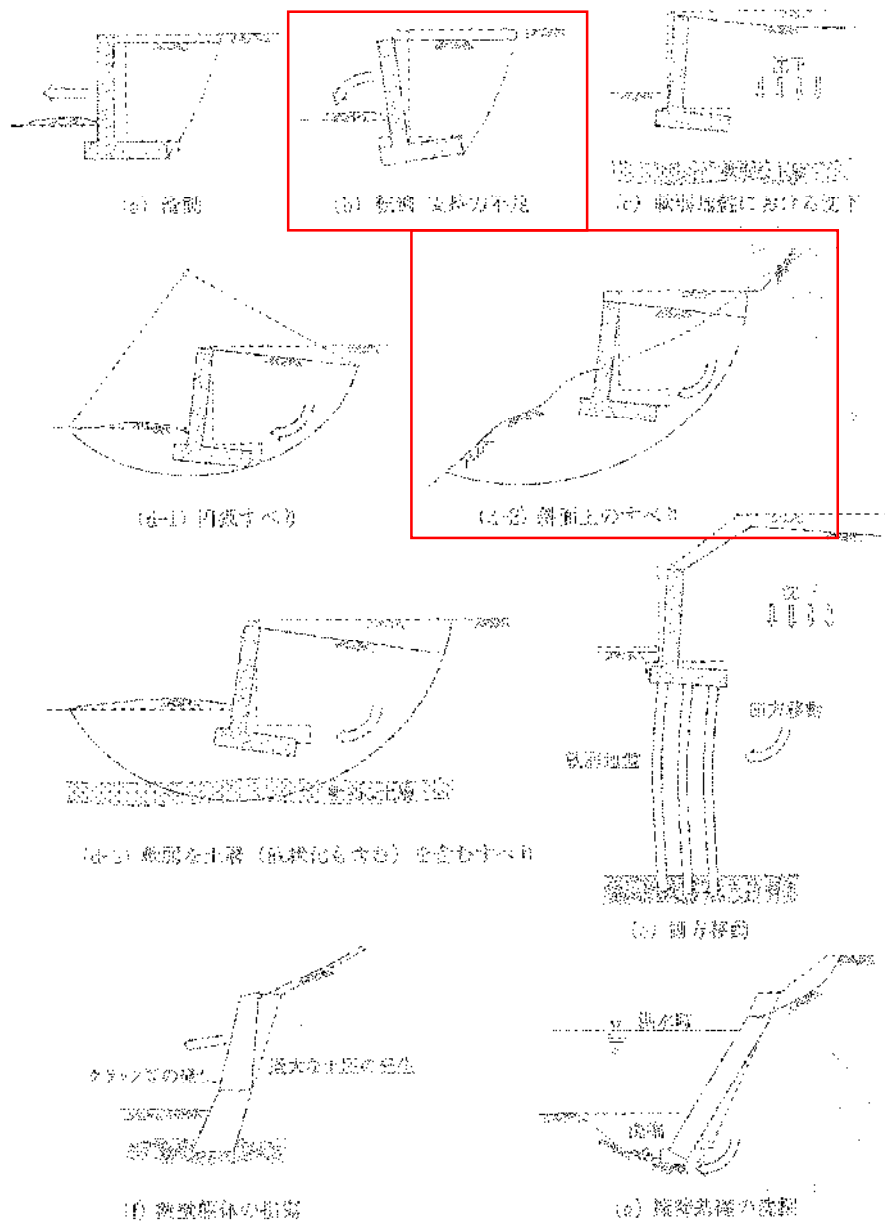
資料13：擁壁工指針 P12



写真20：R06.07.04

図解 1-6 に擁壁の変状・損傷の発生形態に図解で解説されている。

工事直後から『b：転倒・支持力不足』が発生しており、令和 6 年 7 月 1 日『d-2：斜面上のすべり』が発生したと捉えられる。



図解 1-6 擁壁の変状・損傷の発生形態

資料 1 4： 擁壁工指針 P15

8-3. 擁壁工の基本方針、目的

擁壁の目的は下記の通りで、背後土砂の崩壊を防ぎ、道路交通の安全を確保する事を目的としている。

擁壁の設計において、常時の作用のみならず、降雨、地震動等自然現象により生じる変状・損傷、道路周辺の人命・財産に及ぶ被害を最小限に留めることを基本方針として定めている。

擁壁は、使用開始後の長期間に渡り、擁壁背面の土砂の崩壊を防ぐとともに、道路交通の安全かつ円滑な状態を確保するための機能を果たすことを基本的な目的とする。

擁壁は、使用開始後の長期間に渡り、擁壁背面の土砂の崩壊を防ぐとともに、道路交通の安全かつ円滑な状態を確保するための機能を果たすという基本的な目的を達成するため、常時の作用のみならず、降雨、地震動の作用等の自然現象により生じる変状・損傷及び道路が受ける被害、並びに道路周辺の人命・財産に及ぶ被害を最小限に留めなければならない。

資料15：擁壁工指針 P16

8-4. 設計・施工の留意点

設計・施工・維持管理において、計画、調査、設計、施工及び、維持管理を適切に実施しなければならない。

- (1) 擁壁工の実施に当たっては、使用目的との適合性、積造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。
- (2) 擁壁工の実施に当たっては、擁壁の特性を踏まえて計画、調査、設計、施工及び維持管理を適切に実施しなければならない。

(1) 擁壁工における留意事項

擁壁工を実施するに当たり常に留意しなければならない基本的な事項を示したものである。

(1) 使用目的との適合性

使用目的との適合性とは、擁壁が計画どおりに交通に利用できる機能のことであり、通行者が安全かつ快適に使用できる信用性等を含む。

資料16：擁壁工指針 P16

8-5. 標準設計の取り扱いについて

下記の記載にあるように、標準設計を利用する際の注意点として、背面盛土、及び基礎地盤に関しては考慮していないので、現場条件に合わせて別途安定性の確認を行う必要があると明記されている。小構造物や標準設計だからと言って基礎地盤の安定性の検証を省略して良い訳ではない。

（注）よく用いられる形式及び断面形状については、標準設計が整備されており、その数を参照することによって適切な設計・施工の効率化が図られる場合もある。標準設計の適用に際しては、現場の設計条件が標準設計の適用条件内であることを確認しなければならない。また、標準設計は、背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性は考慮していないので、現場条件に応じて全体の安定性の確認を別途行う必要がある。さらに、標準設計は、最新のものを利用するよう留意しなければならない。

資料17：擁壁工指針 P20・21

8-6. 維持管理時の留意事項

擁壁の変状を確認した際には、必要に応じ応急対策、適切な調査により原因を把握し、補修・補強対策を検討実施する必要がある。

今回の災害では、変状を確認後、支持力不足による変状である事を把握していた。一時的な対策として舗装のクラック補修を行い抜本的な対策としては擁壁の撤去再設置を予定していた事から重大性は理解していたと認識できる。

6) 維持管理時の留意事項

- ① 擁壁の変状・損傷には、解題1-9に示した発生形態があるが、このうち特に排水不良、基礎地盤の支持力不足による沈下・変形、ブロック擁壁等のはらみ出しが多い。変状・損傷が生じた場合には、必要に応じて応急対策を実施するとともに、適切な調査により原因を把握し、補修・補強対策を検討・実施する必要がある。
- ② 特に大規模な補修や補強工事については、施工が終了した時点での状態を把握し、その記録を保存しておくことが望ましい。また、より合理的かつ効率的な維持管理を行っていくためにも、施工が終了した時点での状態に加え、点検、補修・補強に関するデータを蓄積することが望ましい。

資料18：擁壁工指針 P22

8-7. 調査方法

設計の業務報告書を確認したが支持地盤の調査は行われていなかった。標準設計を用いているが、標準設計を採用する場合は地盤調査を別途行う必要がある。

変状確認後の調査設計業務で、下記の状況を確認したことから擁壁下面の土砂を「不安定土塊」とかなり強い表現で支持地盤の問題点を指摘している。

良質な支持層とは

砂質土の場合 N 値 20 が支持層の目安となる。

今回の簡易貫入試験結果での N 値は下記の通り。

Nd 値 : 10 ⇒ N 値 : 4.1

Nd 値 : 20 ⇒ N 値 : 7.5

簡易貫入試験結果から、擁壁を設置した地盤は支持地盤とは不適だったと結論付けられている。

- ・砂質土層の場合は、N 値が 20 程度以上であれば支持層と考えてよいが、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。また、砂礫層では礫の影響を受け N 値が過大に出る傾向があるので注意が必要である。
- ・粘性土層の場合は、N 値が 10 ~ 15 程度以上、あるいは一軸圧縮強さ q_u が 100 ~ 200kN/m² 程度以上あれば支持層と考えてよい。

資料 19 : 擁壁工指針 P 37

8-8. 維持管理

今回の緊急車両用通路の7月1日～2日の雨で大きく変状した擁壁、その変状を受け撤去工事に際し、松山市が行った指示事項に擁壁背面のU型側溝に採石を充填する指示を行っている。当時の状況写真からこの指示は緊急車両用通路の車路確保が目的であると推察される。

更に雨天に向けてブルーシートの設置が行われているが、碎石の撤去は行われなかった。これが擁壁背面の大きく崩れた土砂へ雨水排水の流入の可能性を高めるものでこの指示が適切であったかについて、慎重に調査する必要がある。また技術検証委員会がこの碎石充填を無視して水の流れの検証を進めている状態にあり検証委員会の中立性についても疑問視する必要がある。

擁壁の維持管理は、供用期間中における擁壁としての機能を良好な状態に保ち、災害を未然に防止することを目的として行う。

擁壁が土砂の崩壊を防ぎ、道路交通の安全かつ円滑な状態を確保するための機能を果たし、災害を未然に防止するためには、建設に先立って十分な調査を行い、適切な設計・施工を実施するとともに、供用期間中は、設計で前提としている維持管理の条件に従うなど、常に適切な維持管理を行わなければならない。

擁壁は、特に水的作用による影響を大きく受ける。維持管理が不十分で路面排水や表面排水等の排水施設が機能を果たさないと、裏込め土に水が浸入し、裏込め土の脆弱化や背面土圧の増加等により変状・損傷が生じる原因となる。また、これを放置した場合には、集中豪雨や大規模な地震が起きた際に大きな災害に至ることがある。さらに、補強土壁のように各種の部材を用いた擁壁では、周辺環境によっては使用している部材に経年的な劣化が生じることがある。擁壁が所要の機能を果たし、災害を未然に防止するためには、日常の保守や、変状・損傷をできるだけ早期に見出す点検、その結果に基づく適切な補修・補強等を継続して実施する維持管理が大切である。

擁壁の変状・損傷は、道路交通の安全に直接かかわるものであり、いったん崩壊が発生すると交通が途絶するだけでなく、人の生命や財産を脅かし、その復旧には多大な費用を要することになる。また、隣接する施設に対しても影響を及ぼす場合もある。擁壁の維持管理に当たっては、これらに十分に留意して行わなければならない。

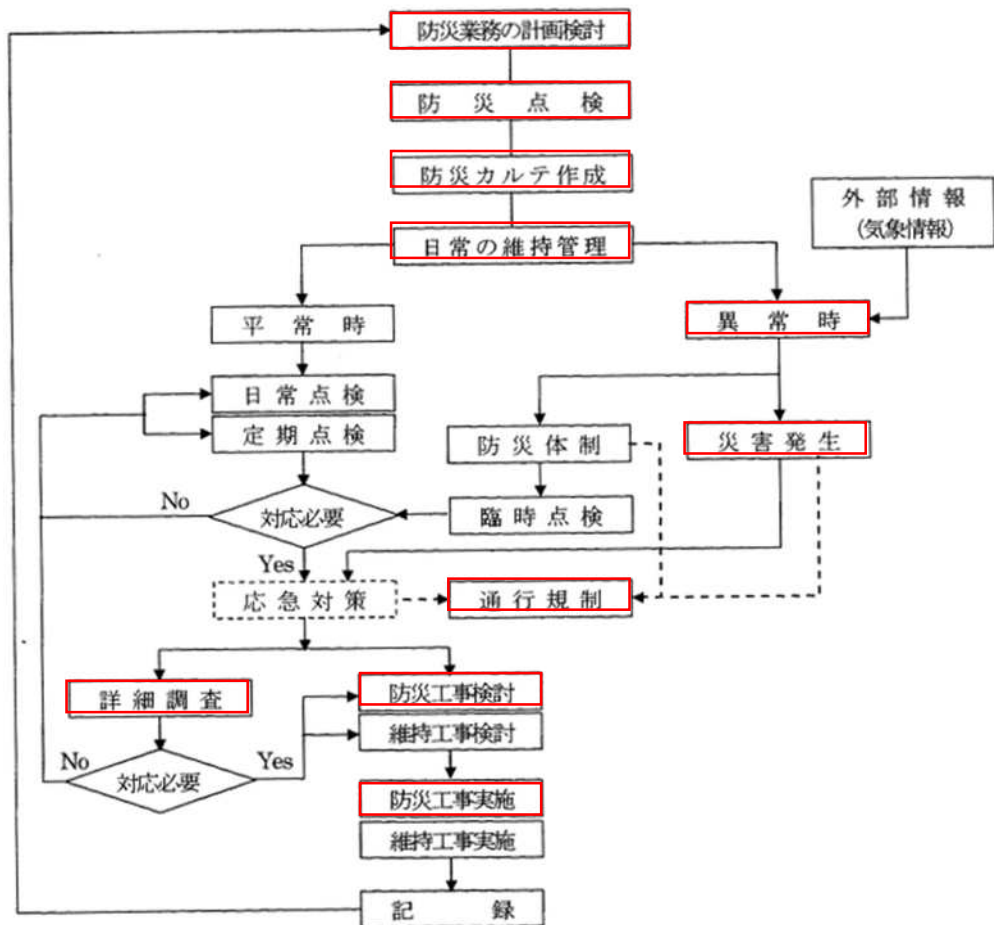
資料20： 擁壁工指針 P37

8-9. 擁壁の管理に関するフロー

令和6年の業務報告書では防災カルテ「様式C」は確認できる。

躯体的にどのような対策を講じていたかは、断片的につながるが全体像が見えていない。

防災工事の着手まで至っていたが、その工事中に更に大きな災害が起きている状況となった。



解図8-1 維持管理全体の流れ

資料21：擁壁工指針 P306

安定度評価票については未確認。

資料4-2 安定度調査表（解体）

調査年度	調査箇所	調査内容	調査結果	調査者	調査日
2019年度	擁壁	安定度調査	安定	〇〇〇	〇〇月〇〇日

調査年度	調査箇所	調査内容	調査結果	調査者	調査日
2019年度	擁壁	安定度調査	安定	〇〇〇	〇〇月〇〇日

調査年度	調査箇所	調査内容	調査結果	調査者	調査日
2019年度	擁壁	安定度調査	安定	〇〇〇	〇〇月〇〇日

調査年度	調査箇所	調査内容	調査結果	調査者	調査日
2019年度	擁壁	安定度調査	安定	〇〇〇	〇〇月〇〇日

－ 擁壁工指針 P338 －

防災カルテ様式 C は令和 6 年設計報告書にて取りまとめられている。

資料4-5 防災カルテ様式C

施設管理番号	点検対象項目	9年度		10年度		11年度		12年度		13年度		14年度	
		11月	20日	1月	30日	4月	10日	7月	15日	10月	15日	1月	15日
①-1	はらみ出し	32 mm	32 mm	32 mm	32 mm								
①-2	はらみ出し	63 mm	63 mm	63 mm	63 mm								
①-3	はらみ出し	25 mm	26 mm	26 mm	26 mm								
②-1	亀裂の長さ	805 cm	805 cm	805 cm	805 cm								
②-2	亀裂のずれ幅	5 mm	5 mm	5 mm	5 mm								
②-3	亀裂のずれ幅	8 mm	9 mm	9 mm	9 mm								
③-1	亀裂の長さ	6 mm	6 mm	6 mm	6 mm								
③-2	亀裂のずれ幅	6 mm	6 mm	6 mm	6 mm								
③-3	亀裂のずれ幅	6 mm	6 mm	6 mm	6 mm								
点検時の特記事項 (点検時の対応)		天候：曇 ◎降雨量 20mm ◎特になし	天候：曇 ◎前日に豪雨 (降雨量 40mm) ◎水抜き孔(下部)は から少量の排水あり ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎4月10日 総降雨量 (観測 4) ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。	天候：曇 ◎覆土の通行は認めら れない。
点検者名		防災 次郎	防災 次郎	防災 次郎	防災 次郎								
点検後の対応 (専門技術者の判定)													
点検月日(専門技術者名)													

－ 擁壁工指針 P341 －

維持管理に関しては、情報不足につき開示請求資料がまとまり次第、随時公開していく。

9. 情報開示請求一覧（参考）

請求年月日 令和6年7月23日

松山城土砂災害発生地点の下記の資料

- ・松山城施設管理台帳における公園施設建物工作物等調書
(公園名 城山公園)
 - ・水道施設管理台帳における地下埋設物(上水道)
 - ・雨水排水、汚水排水管理台帳、その他公共施設の管理台帳における地下埋設物図(下水道)
- 開示されたが一部資料に限定されており再請求となる

追加請求日 令和6年8月29日

- ・松山城緊急用通路発災地点の令和6年7月1日～令和6年7月31日までの写真など — 一部開示 —
- ・緊急用通路に埋設されている、送水管に関する発災後の状況に関する、水圧試験等に写真、試験結果など — 不存在 —
- ・緊急用通路是正工事に関する、発注者、受注者間の協議記録など — 一部開示 —

追加請求日 令和6年10月2日

- ・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、設計報告書：第1章、第3章～第5章、第6章以降、協議記録・申し送り事項なども含む
- ・平成26年緊急車両用通路の設計報告書
- ・先日開示された写真のオリジナルデータ
- ・松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会で使用している「林野庁作成公共測量成果等のLPデータ、3Dレーザースキャナー計測データ(2024(R6)年7月15日～18日計測)

追加請求日 令和6年11月12日

- ・平成27年度緊急車両用通路、2010年～2012年箇所A電子納品データ一式若しくは下記の書類
発注図面一式、数量計算書、設計変更図書、変更数量計算書
出来形図、工事写真帳、工事打合せ簿