

淀川左岸線開削トンネル工事における土留壁崩壊事故

阪神高速道路(株)計画部計画調整課 吉村 敏志
 阪神高速道路(株)保全交通部保全企画課 片山 大介
 阪神高速道路(株)経営企画部経営管理課 長澤 稔郎

要 旨

平成 23 年 9 月 29 日に淀川左岸線・正蓮寺川西工区開削トンネル工事にて土留壁が崩壊する事故が発生した。事故後の解析により、崩壊直前の土留壁に過大な変形が生じていたことが明らかになった。また、淀川左岸線の開削トンネル工事では路線全体で統一した土質定数で設計を実施してきたが、事故後の地盤調査では、当初設計値よりも土質定数が小さい傾向にあった。本稿では正蓮寺川河川内事故工区の土留壁崩壊事故の原因究明を目的とした崩壊状況調査及び地盤調査の調査結果、復旧設計の概要、復旧工事の施工概要を報告する。

キーワード：開削トンネル，土留壁，地盤調査，土質定数，A c 1 層，仮水路，鋼矢板，鋼管矢板，計測管理

はじめに

平成 23 年 9 月 29 日（木）20 時 37 分に淀川左岸線の正蓮寺川西工区開削トンネル工事において地中連続壁が崩壊する事故が発生した。この地中連続壁は開削トンネルの築造を目的とした仮設構造物であり、延長約 40m にわたって崩壊し、その影響で隣接する仮水路を構成している鋼矢板壁が一部崩壊した。これに伴い仮水路の水が工事現場内に流入し、開削トンネルを施工中あるいは完了していた他工区も含め、深さ約 7~10m、幅約 22

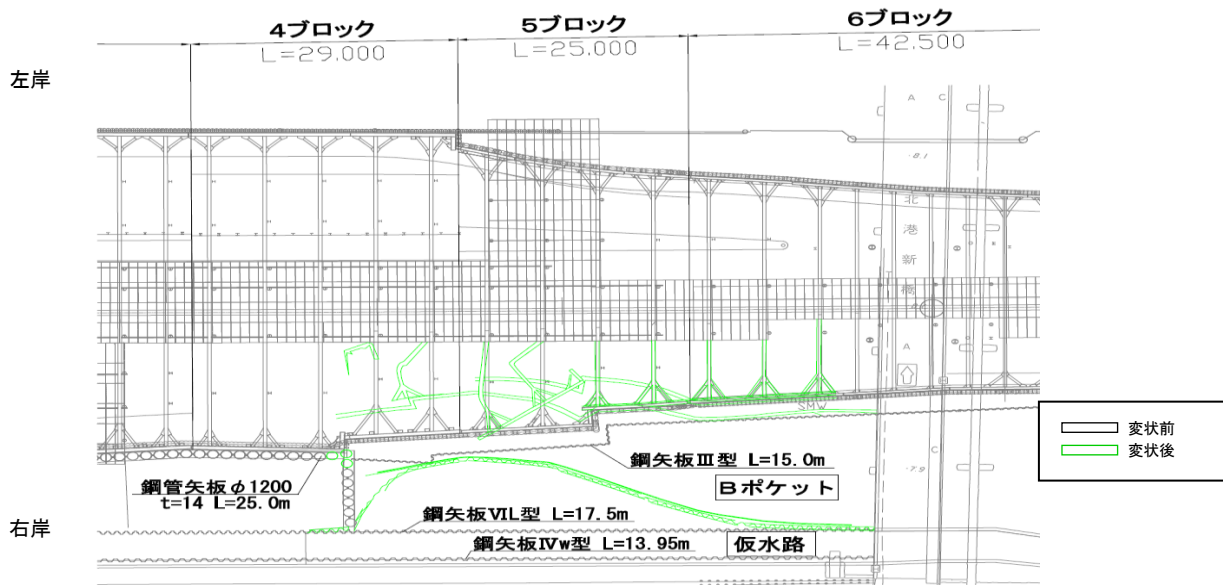
~43m、延長約 2.2km にわたって水没した。事故発生箇所位置図を図-1 に、事故発生状況図を図-2 に、事故発生箇所の全景を写真-1 に示す。

この土留壁崩壊事故の原因の調査や復旧方針等を審議するために、事故後直ちに淀川左岸線事故調査技術委員会(委員長：足立紀尚 京都大学名誉教授)を発足し、崩壊状況調査、地盤調査、原因推定のための検討、および応急復旧、本復旧などの妥当性検討に関する審議を行った¹⁾。

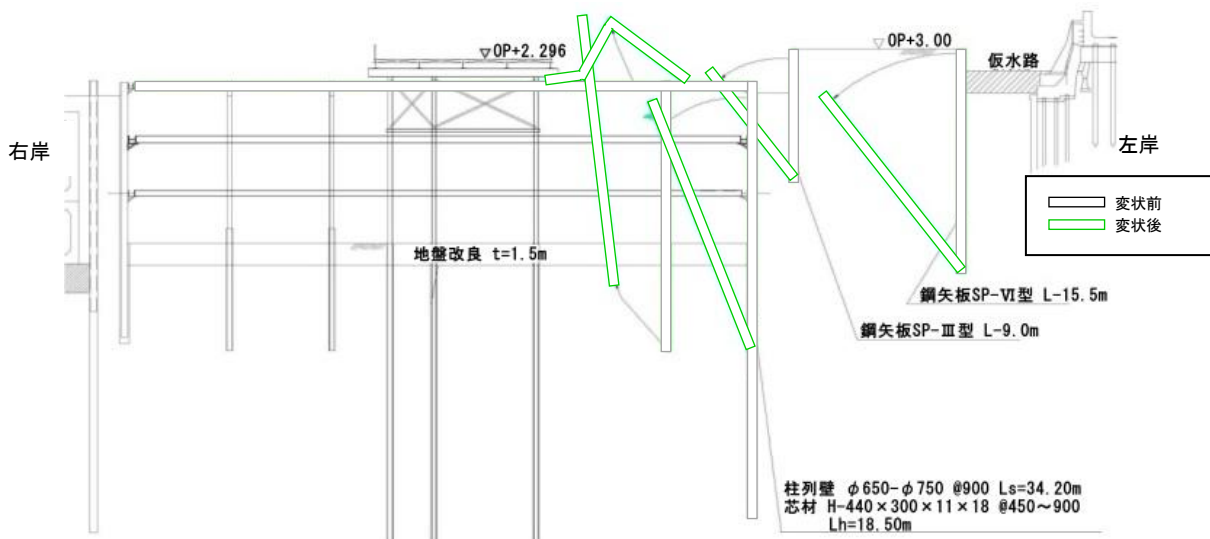
本稿は、土留壁崩壊状況および地盤調査結果、復旧設計概要、復旧工事概要について報告する。



図-1 淀川左岸線と事故発生箇所位置図



(a) 平面図



(b) 断面図

図-2 事故発生状況図



(a) 発生前



(b) 発生後

写真-1 事故発生箇所全景

1. 土留壁崩壊事故原因に関する調査²⁾

1-1 事故直前の施工状況

4BL では床付け掘削が終了し、一部で均しコンクリートまで終了し、底版打設準備中、5BL では床付け掘削が終了していた。事故直前の施工状況図を図-3 に示す。

1-2 崩壊状況調査結果

(1) 外観および底面状況調査

3次元スキャナと写真応用計測システムによる変状の外観状況を調査した結果とマルチビーム測深システムによる底面状況を調査した結果を合成し図-4 に示す。4,5BL の左岸側の土留壁が約 7m 水平に変位し、汚染土を封じ込めている B ポケットの鋼矢板Ⅲ型、仮水路の鋼矢板Ⅵ型が右岸側に大きく移動し、切梁も大きく変形していた。床付け面は約 5m 隆起し、それに伴い中間杭が約 1.7m 隆起していた。

(2) 土留支保工

2,3 段目切梁はジャッキ部や継手部で多くの破断が見られた。座屈は全体座屈と局部座屈の両方が確認された。

(3) ソイルモルタル壁

ソイルモルタル壁は、芯材とソイルモルタルが芯材下端で縁が切れており、ソイルモルタルが破碎され粘土と混合している状態であった。

(4) 土留壁変位と切梁軸力

計測器の配置図を図-5 に、5BL における土留壁変位と切梁軸力の計測結果を図-6 に示す。

左岸側の傾斜計は、9/27 に床付けより下で最大変位約 310mm の足払いモードの変形になっていた。右岸側は、ほとんど変位が発生していない。切梁軸力は 1 段目 0kN、2 段目 2,500kN、3 段目 2,200kN となっていた。

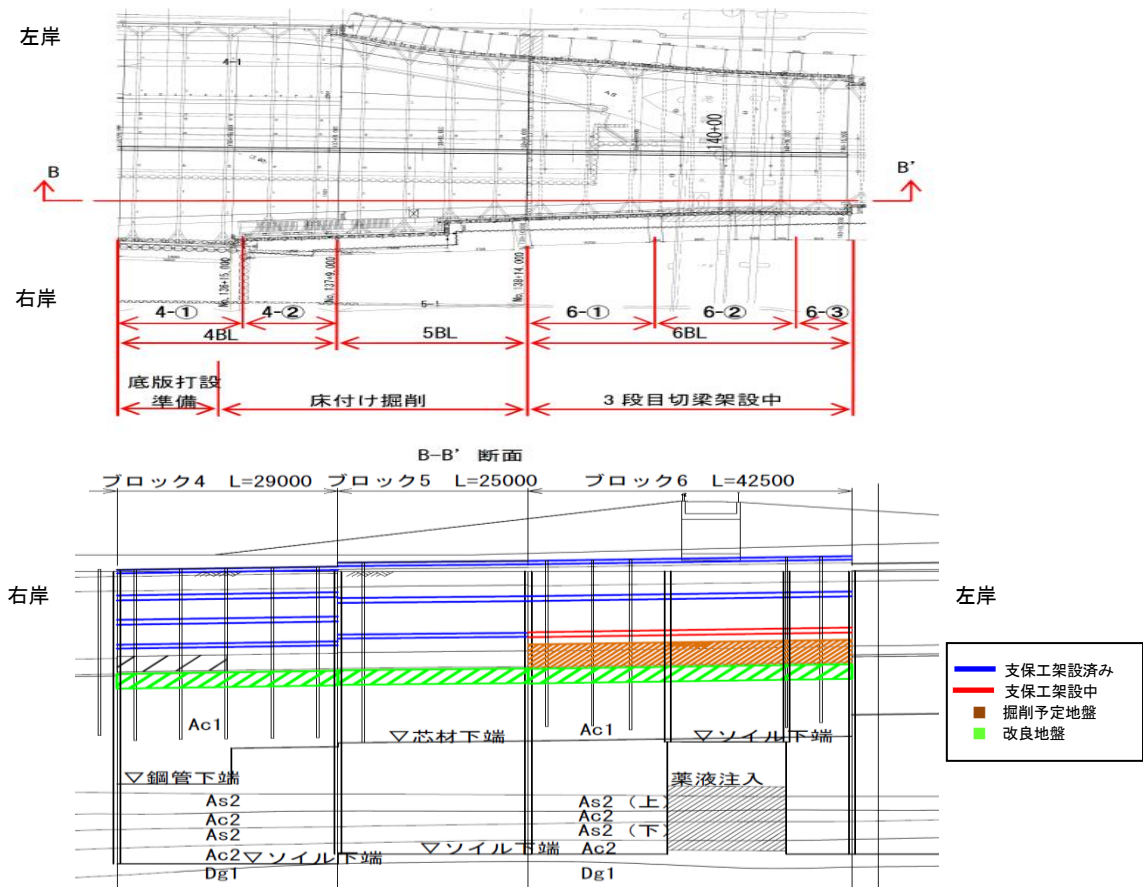


図-3 事故直前の施工状況図

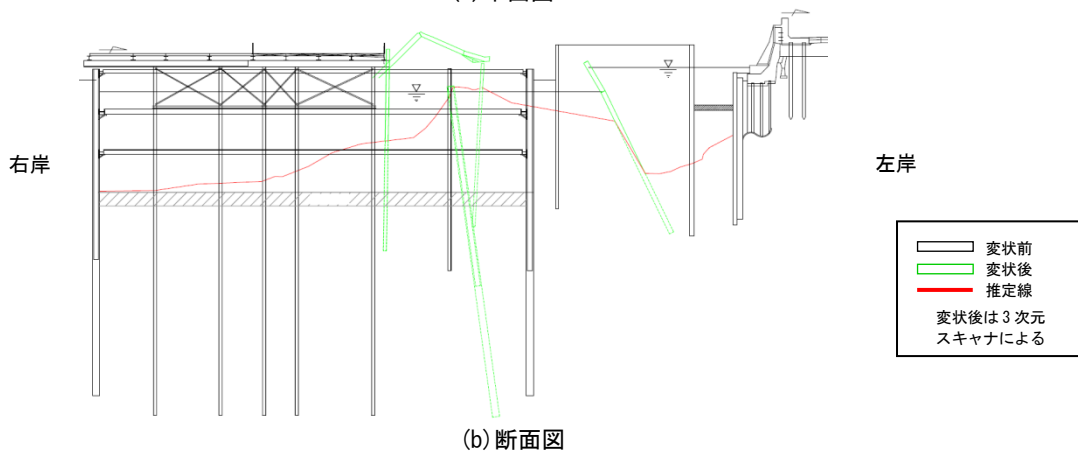
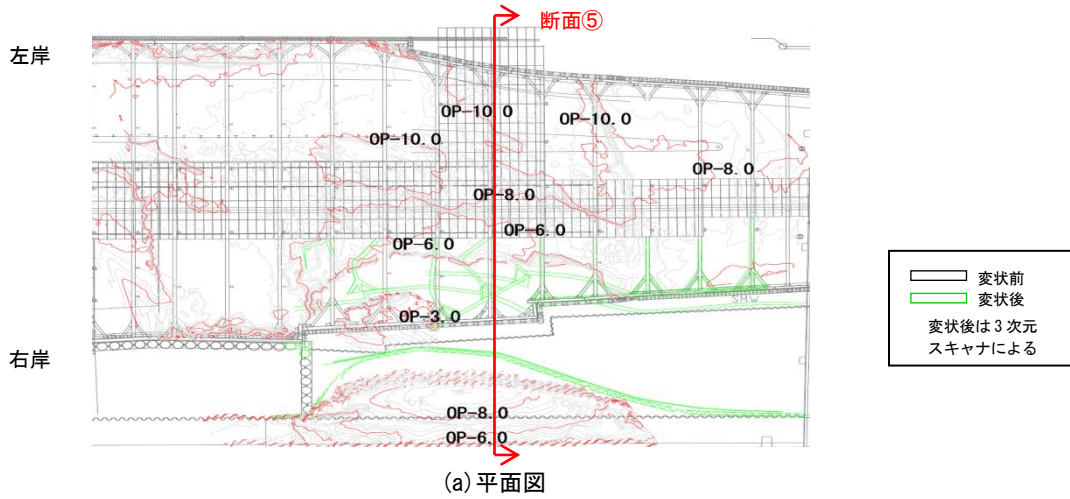
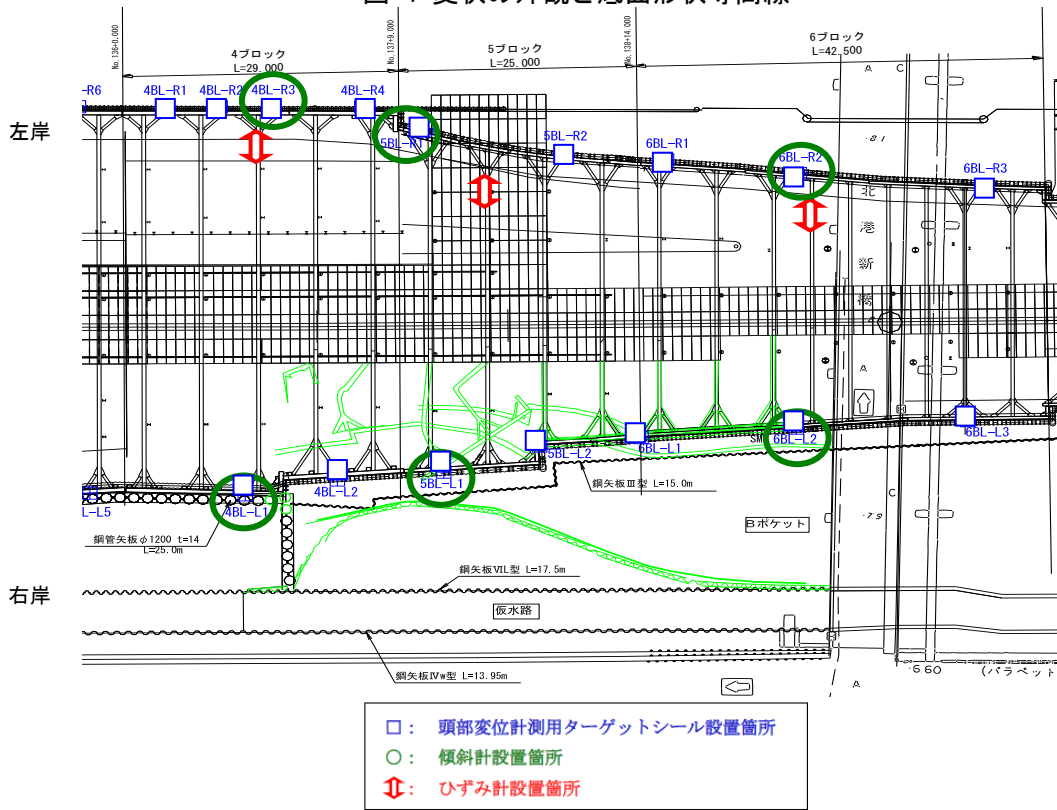
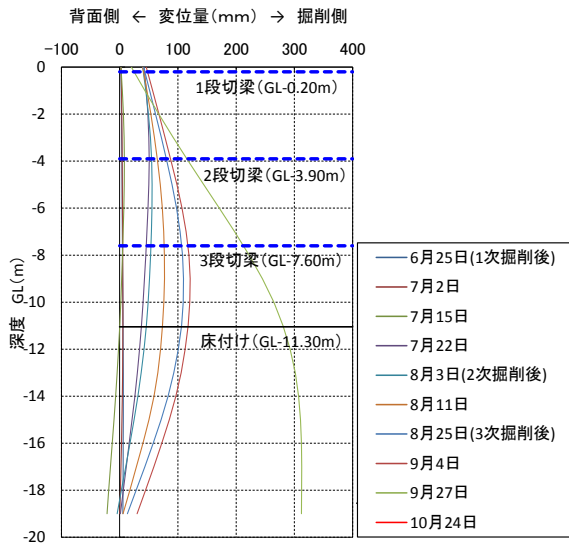


図-4 変状の外観と底面形状等高線



(左岸)



(右岸)

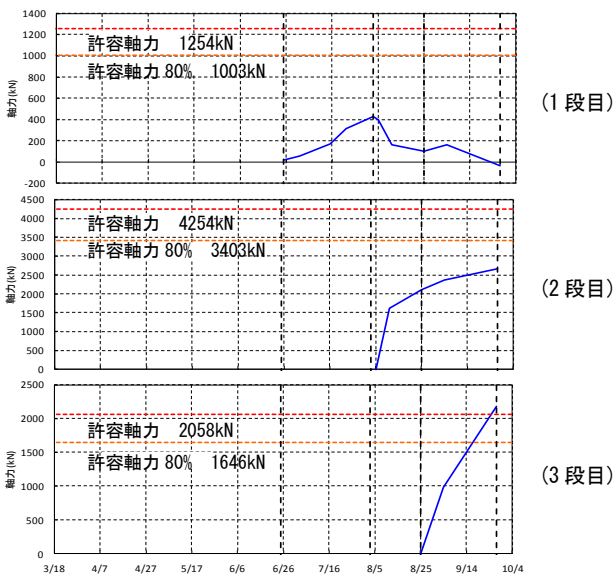
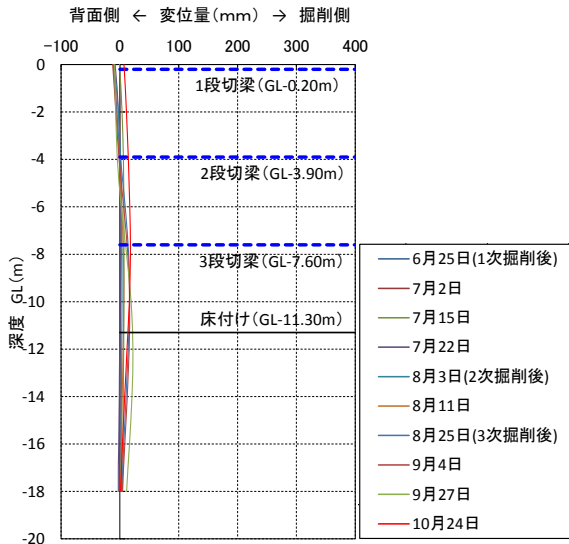


図-6 5BL の土留壁変位と切梁軸力の計測結果

1-3 地盤調査結果

(1) 地質横断面図

事故後に実施したボーリング結果を基に作成した断面⑤の地質横断面図を図-7 に示す。左岸側土留壁の前面で Ac1 層が盛り上がり、地盤改良は隆起してブロック状に破壊しており、Ac1 層と混在した状態であった。

(2) 室内試験結果と N 値

土留壁崩壊原因の究明と復旧工の設計に使用するために、事故後の地盤調査で得られた各層（埋土、As, Ac1, 底盤改良、流動化処理土）について、粘着力、変形係数、内部摩擦角、鋭敏比、湿潤密度と N 値を整理した。その際、崩壊原因の究明と右岸側の復旧工の設計では、原地盤の状態を再現するために崩壊による乱れの影響を受けていないデータを、左岸側の復旧工の設計では、乱れの影響を受けているデータを使用することとし、基本的には右岸側、6BL および仮水路は乱れていない、左岸側は乱れているものとして整理した。

本論では試験結果の内、Ac1 層の粘着力を図-8 に、変形係数を表-1 に、N 値を図-9 に示す。

1) 粘着力

一軸圧縮試験と三軸(UU)圧縮試験の試験より得られた粘着力は、床付けから根入れ先端部までの浅い深度(0P-10~-18m)で当初設計値 $c = 4.2Z - 18.9$ より小さいデータが多くなっていた。

2) 変形係数

孔内水平載荷試験より得られた変形係数は、乱れの影響を受けていない試験値と当初設計値を比較すると、すべての深度で試験値の方が小さくなっており、特に浅い深度(0P-15m)では約半分程度の値であった。さらに、乱れの影響を受けている試験値は、受けていない試験値の 70%となっていた。

3) N 値

Ac1 層の N 値は乱れの影響を受けていないボーリングデータと受けているボーリングデータの両方ともほぼ同じ傾向を示し、0P-19m まで平均 N 値が 1、それ以深は平均 N 値が 2 となった。S63 ~H9 と H21 の既往ボーリングより得られた N 値の分布は、浅い箇所と深い箇所今回調査とは異

なり 3~4 の大きな値が記録されていた。既往ボーリングの全データによる平均N値は2である。

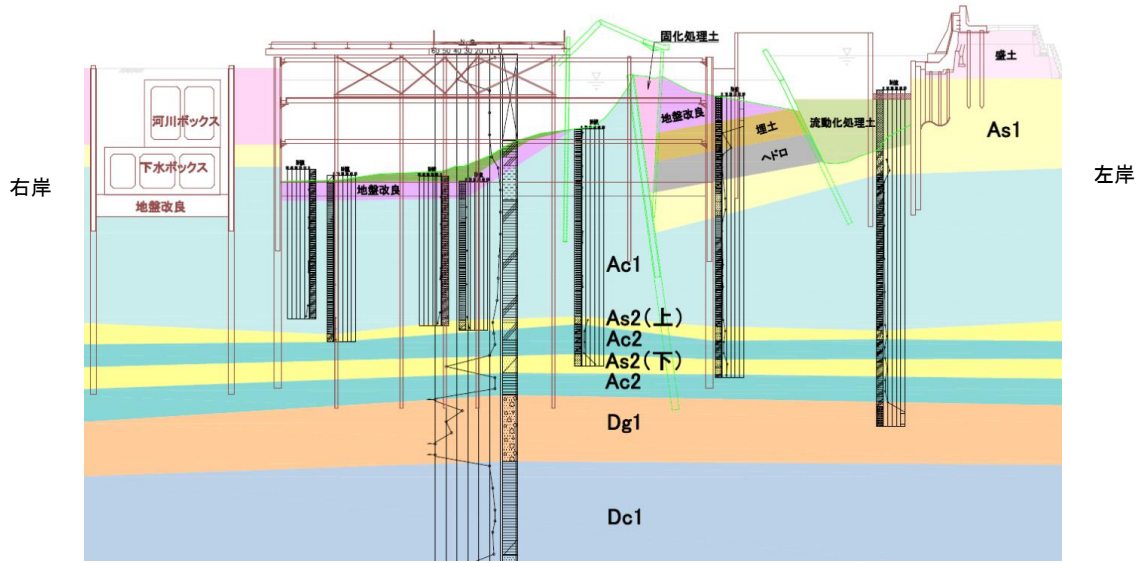


図-7 地質横断面図(断面⑤)

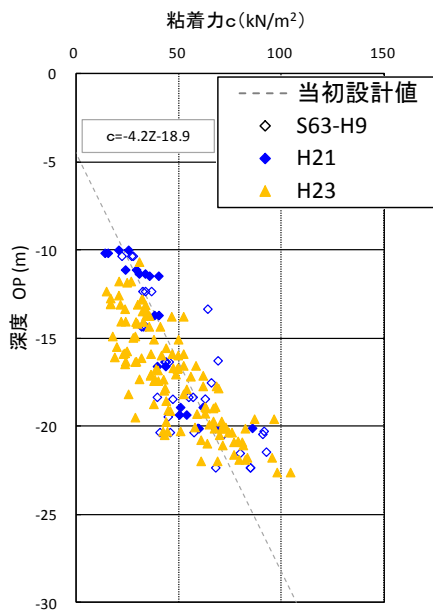
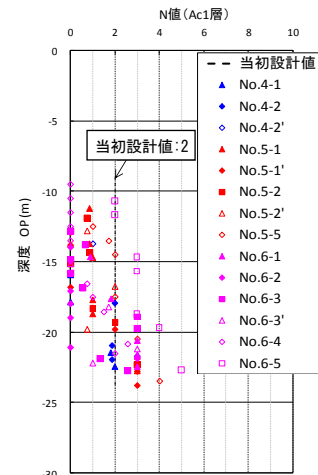


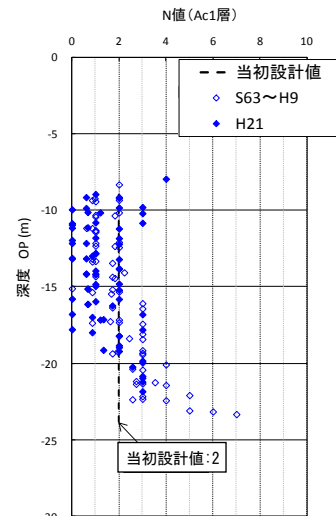
図-8 Ac1 層地盤調査結果(粘着力)

表-1 Ac1 層地盤調査結果 (変形係数)

深度	当初設計値 (kN/m ²)	乱れの影響を 受けていない	乱れの影響を 受けている
		試験値 (kN/m ²)	試験値 (kN/m ²)
OP-10.0~ -15.0m	5,700	2,513.0	1,759.3 1,743.3
OP-15.0~ -17.0m		3,545.1	2,067.7 2,250.9
OP-17.0~ -23.0m		5,233.2	3,198.0 3,661.9



(a) 今回調査 (乱れの影響を受けていない試験値)



(b) 既往調査

図-9 Ac1 層地盤調査結果(N値)

2. 土留壁崩壊メカニズムと原因の推定¹⁾

2-1 地盤・土留変形分析の概要

事故後地盤調査によって得られた各層の強度や変形係数を考慮した解析パラメータ等を使用し、掘削施工過程を考慮した地盤・土留系のFEM解析を実施した結果、ヒービングを伴う地盤変形が再現された。また、ヒービング照査式に基づけば、その安全率はAc1層の粘着力の影響を大きく受け、事故後地盤調査のAc1層の粘着力を用いれば、底盤改良部の層厚、粘着力次第ではすべりを生じる結果となった。さらに、最下段切梁のばね係数の低減は、ヒービング安全率の低下につながることを示した。

事故後地盤調査に基づく各層の強度等を採用して土圧等の設計定数を設定し直し解析すると、受働側地盤が全塑性状態となり土留壁の必要根入れ長が不足する結果となった。

排水後の状況調査では、切梁には全体座屈、局部座屈、さらにはジャッキ位置や継手位置での離脱が確認された。計測された土留壁の変位を考慮した切梁の複合非線形解析からは、最大となる耐荷力を越える可能性があることが再現された。なお、耐荷力は中間杭の拘束条件、土留壁および中間杭の鉛直変位により影響があることも明らかとなった。

2-2 土留崩壊のメカニズムの推定

地盤・土留変形分析の結果から、土留壁崩壊の主原因は、設計時と今回調査時の土質定数の違いを起因とした、「ヒービングを伴う掘削底面の受働破壊」である可能性が最も高いと考えられる。土留壁崩壊に至ったイメージ図を図-10に示し、土留壁崩壊メカニズムを以下に述べる。

- ① 2次掘削終了時において、掘削に伴う土留壁の変形および掘削側底面地盤のリバウンド

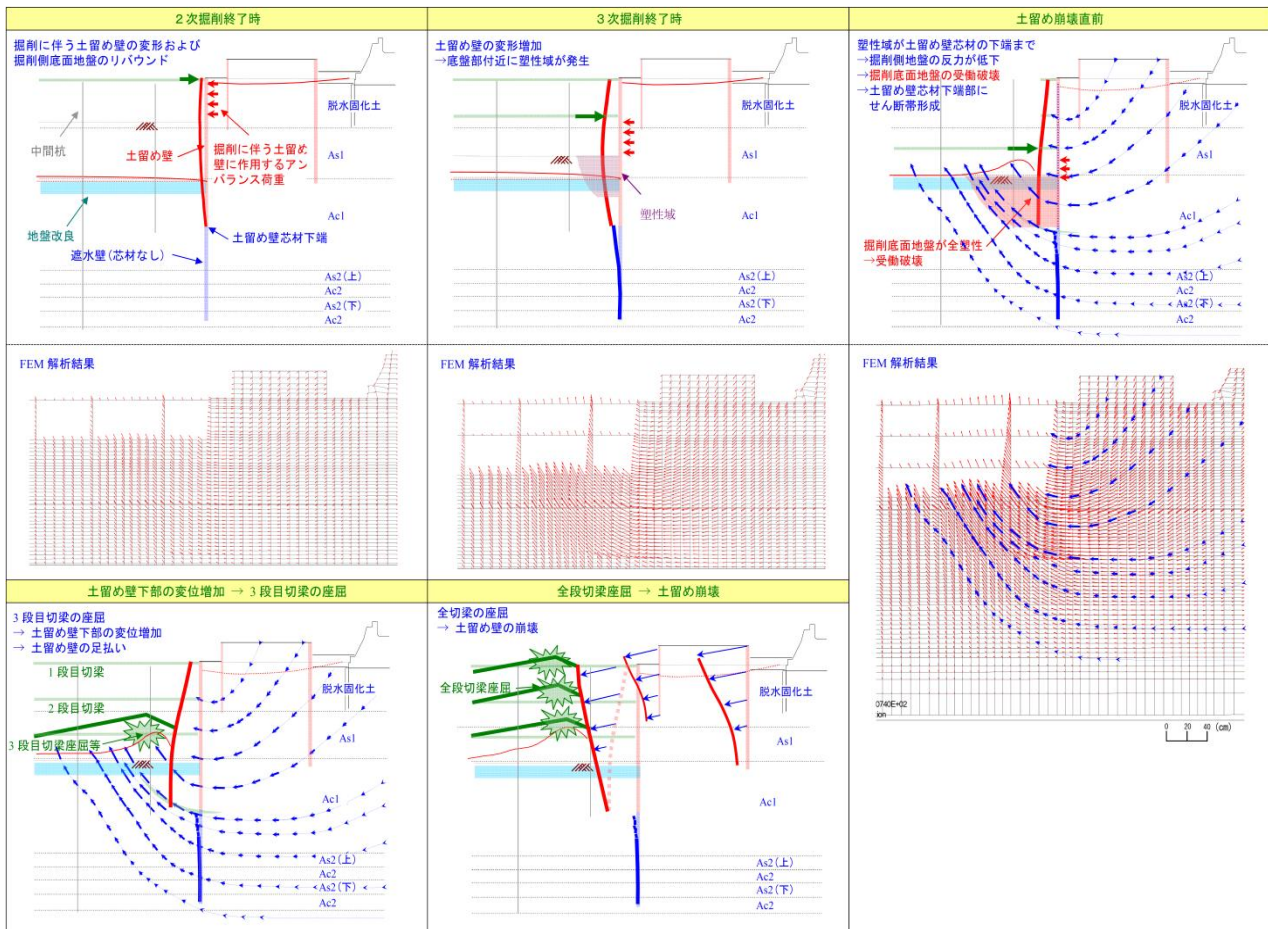


図-10 淀川左岸線土留壁崩壊までのイメージ図

ドが発生しているが、土留背面地盤から作用圧のアンバランスやAc1層の強度が想定より小さかったことから、全体挙動が徐々に大きくなる傾向にあった。この傾向は、3次掘削時にさらに進行し、掘削底面付近の地盤において塑性化が進行し、その影響が土留壁芯材下端まで拡大する全塑性状態に進行しつつあったと考えられる。根入れの長い隣接の鋼管矢板においても下端部で変形が生じていることから、掘削底面付近の塑性化に加えて背面側地盤全体の変形が加算されていることが類推される。

- ② 土留壁崩壊直前には、掘削側地盤が全塑性化して地盤反力の低下とともに受働破壊が発生し、土留壁芯材下端部にせん断帯が形成されるに至ったと推測される。
- ③ この影響は、荷重負担が最も大きい3段目切梁に対して更に負担増となることから、3段目切梁において先行して座屈あるいは接合部破壊が発生したと考えられる。
- ④ その結果、土留壁下端部の変位増加、つまり足払いが加速的に進行し、2段目、そして1段目切梁の座屈あるいは接合部破壊が発生し、最終的に土留崩壊に至ったと考えられる。なお、この土留壁崩壊により背面地盤が崩壊するとともに仮水路部の鋼矢板壁が大きく崩壊側にたわみ、仮水路の水が本体掘削部に流入することになった。

上記の要因としては、底盤改良効果の不足もあるが、主に原地盤Ac1層の強度が想定より小さかったことが考えられ、これらの要因により土留壁の根入れ長さが不足しヒービングを伴う受働破壊を誘発しやすい状態にあったものと考えられる。また、非対称地盤の影響などにより切梁バネ定数が低下することになり、根入れ長さ不足も影響して土留壁の変形や切梁の変形が増大する傾向にあったものと思われる。土留壁崩壊のメカニズムにおいては、これらの要因が相互に複雑に関連したものと想定される。

3. 復旧設計の概要³⁾

3-1 設計方針

事故発生区間（隣接区間を含む）内において、施工状況が異なっていたため、施工の進捗に応じた復旧設計方針を立てるために区間割りを行った。

事故による土留壁崩壊区間（左岸側の土留および背面に位置する仮水路の鋼矢板が崩壊した区間）を『新設復旧区間』とした。

『新設復旧区間』の隣接区間では、床付掘削が完了し均しコンクリートあるいは底版コンクリートの打設が完了している区間および床付掘削途中区間が存在していたため、それぞれ、『均しコン・底版コン打設完了区間』および『床付掘削未了区間』とした。設計区間割位置図を図-11に示す。一般的に、均しコン・底版コン打設完了していれば、床付けレベル付近での土留壁変位の増加は小さいと考えられることから、設計方針を表-2のとおりとした。

3-2 設計概要

(1) 地盤調査および土質の再評価

復旧設計にあたり、事故発生区間の地盤調査結果を用いて設計に必要となる土質定数を設定した（図-12、表-3~4）。これより、土留根入れ長の設計やヒービング照査に必要となるN値や粘性土層（Ac1層）の粘着力cに関して当初用いていた設計値と比較すると、N値は深度方向に応じて値がN=1~2に変化していることが分かったため、復旧設計では深度別のN値を設定した。また、Ac1層の粘着力cに関しては、今回の地盤調査結果のみを用いて深度方向の回帰直線（一次直線）を設定したところ、既存データと比較して粘着力が下ぶれしていることが判明した。なお、地盤調査位置の状況により、「乱れの影響を受けた試料」および「乱れの影響を受けていない試料」に分類した。

次に、掘削底面の地盤改良部の評価に関しては、土留崩壊により改良体が乱されたため、改良体なしと仮定した。

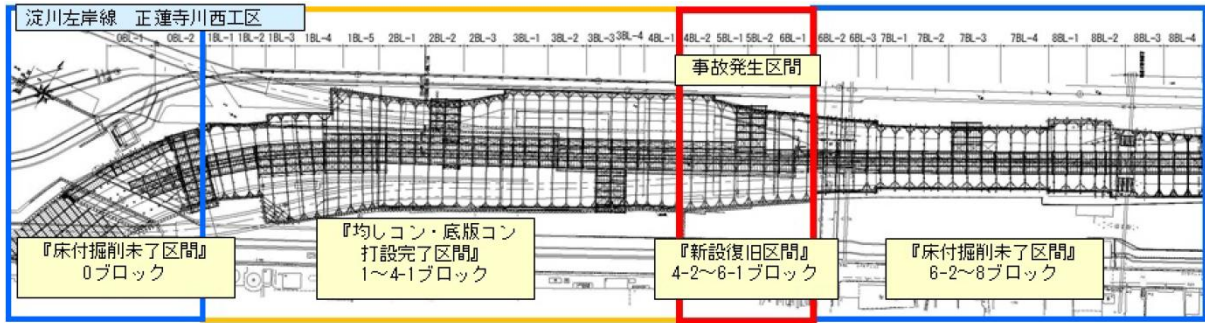
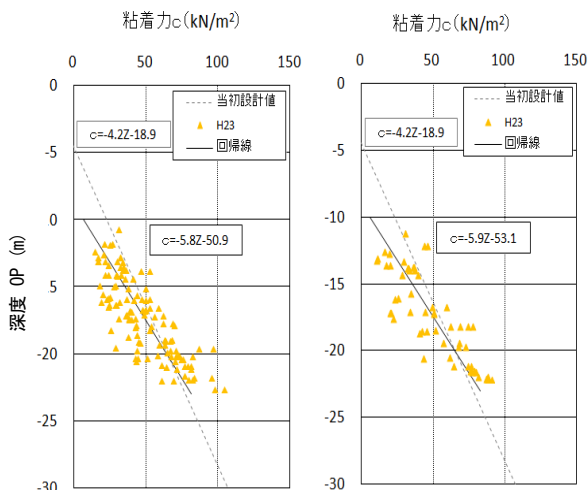


図-11 設計区間割位置図

表-2 復旧設計方針

区間分類	①新設復旧区間	②均しコン・底板コン打設完了区間	③床付掘削未了区間
対象ブロック	4BL-②, 5BL, 6BL-①	1BL~4BL-①	0BL, 6BL-②, 7BL~8BL
基本方針	<ul style="list-style-type: none"> 崩壊した左岸側土留め壁を新設鋼管矢板壁として設計する。 右岸側土留め壁については、河川ボックスによる側圧低減効果を考慮して施工の安全性を検証する。 	<ul style="list-style-type: none"> 基本的に内水の揚水完了後、当初計画の施工手順で施工する。 床付後に均しコンまたは底板コン打設まで完了しているため、床付レベル付近での土留め壁変位の増加は小さいと考えられる。 内水の排水完了時点での実測変位、応力度、切梁軸力に、以降の施工段階の計算上の増分を考慮して安全性を検討する。 	<ul style="list-style-type: none"> 左右護岸側土留め壁とも、現状掘削までの実測変位に合う荷重、支保条件モデルを設定し、接続施工ステップの安全性を検証する。 床付完了ブロックと異なり、3次~床付掘削に伴う根入れ部での変位増加も考えられるため、事前の補強対策の要否も併せて検討する。



乱れの影響なし
=復旧工(右岸)検討用

乱れの影響あり
=復旧工(左岸)検討用

図-12 新土質定数 (Ac1層 粘着力c)

表-3 新土質定数 (変形係数E)

深度	当初設計値 (kN/m ²)	復旧工(右岸)		復旧工(左岸)	
		試験値 (kN/m ²)	検討用設定値 (kN/m ²)	試験値 (kN/m ²)	検討用設定値 (kN/m ²)
OP-10.0 ~15.0m	5,700	2,513.0	2,500	1,759.3 1,743.3	1,750
OP-15.0 ~17.0m		3,545.1	3,500	2,067.7 2,250.9	2,500
OP-17.0 ~23.0m		5,233.2	5,000	3,198.0 3,661.9	3,500

表-4 新土質定数 (N 値)

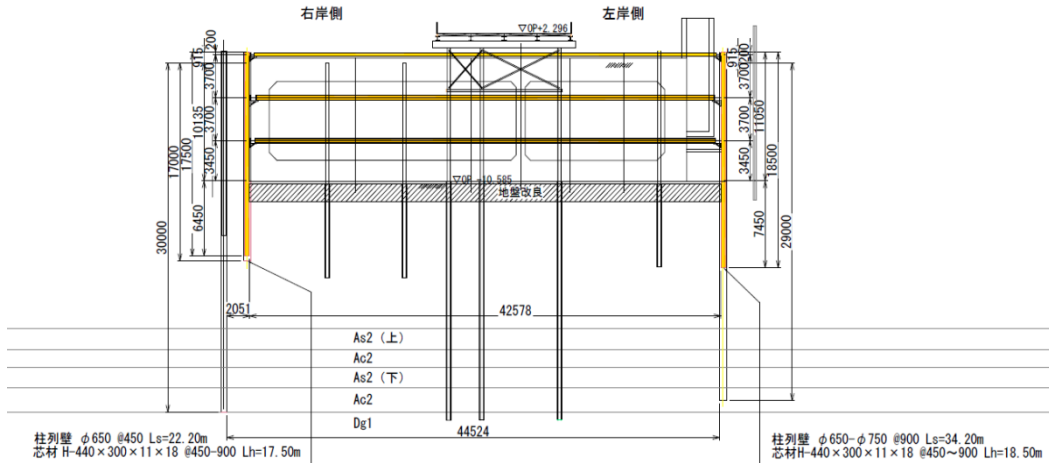
深度	当初設計値	検討用設定値
OP-10.0~19.0m	2	1
OP-19.0~23.0m		2

(2) 事故発生区間『新設復旧区間』の設計

事故発生区間である『新設復旧区間』は、仮水路からの水の浸入により掘削内に溜まった水を排水し、既存の切梁を撤去・新設しながら復旧する必要があったため、「新規切梁架設→水位低下→既設切梁撤去」のステップを順次繰り返す工程を考慮した設計を行った。また、土留壁崩壊箇所と反対側である右岸側は、土留壁背面に河川・下水ボックスが位置し、背面土圧が小さいこともあり、土留壁に損傷や変状がほとんどみられなかった。これらの条件を考慮し、『新設復旧区間』の具体的な復旧設計を以下の方針とした。

1) 左岸側：新設鋼管矢板土留壁

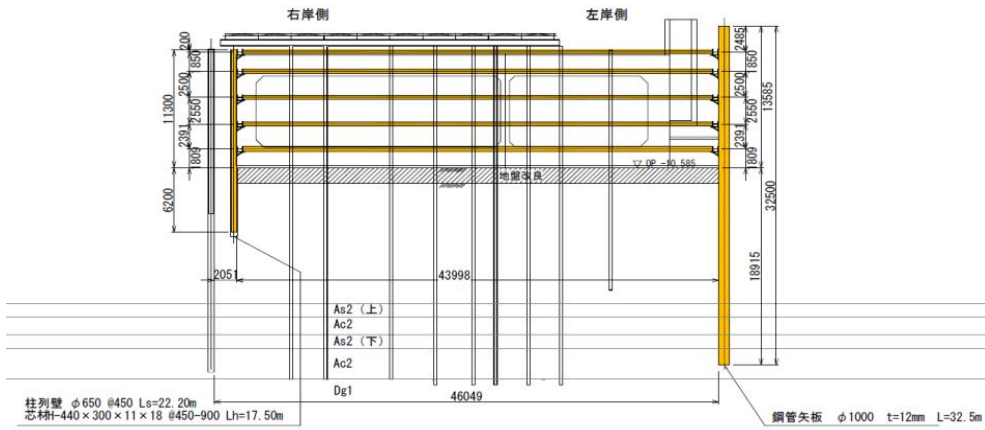
- 施工条件を考慮し、土留壁は高剛性の鋼管矢板土留壁 (φ1000, t=12) とする。
- 切梁支保工は底盤改良部の復旧も考慮し、5段配置 (既設 3~4 段配置) とする。



支保工材寸法 (水平方向設置間隔: 6.0m)

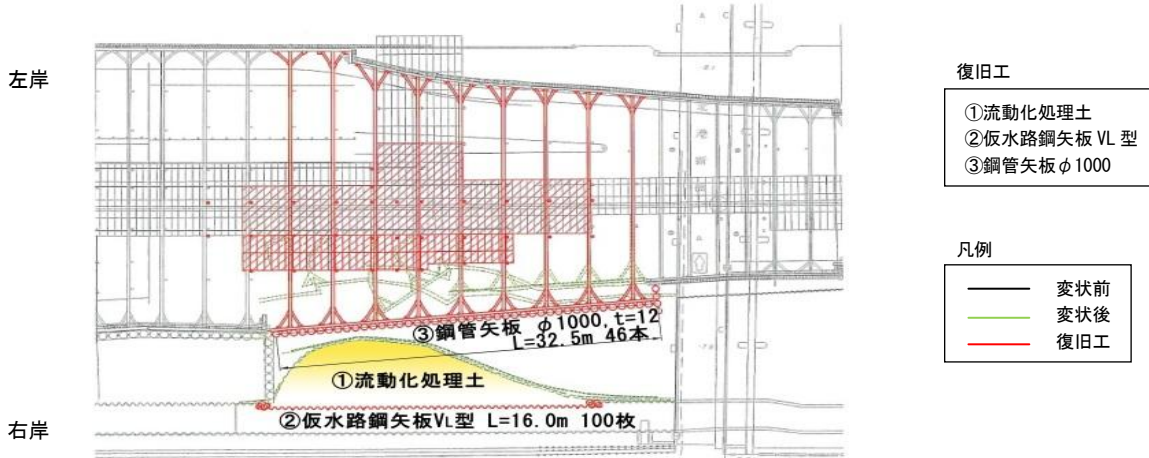
5ブロック-1 支保工部材リスト			
	腹起サイズ	切梁サイズ	プレロード量 (kN/m)
1段目	H-350 × 350 × 12 × 19	H-350 × 350 × 12 × 19	0
2段目	H-500 × 500 × 25 × 25	H-500 × 500 × 25 × 25	260
3段目	H-400 × 400 × 13 × 21	H-400 × 400 × 13 × 21	160

(a) 当初設計



支保工材寸法 (水平方向設置間隔: 6.0m)

5ブロック-1 支保工部材リスト			
	腹起サイズ	切梁サイズ	プレロード量 (kN/m)
1段目	H-350 × 350 × 12 × 19	H-350 × 350 × 12 × 19	0
2段目	H-500 × 500 × 25 × 25	H-500 × 500 × 25 × 25	200
3段目	H-500 × 500 × 25 × 25	H-500 × 500 × 25 × 25	300
4段目	H-500 × 500 × 25 × 25	H-500 × 500 × 25 × 25	200
5段目	H-500 × 500 × 25 × 25	H-500 × 500 × 25 × 25	150
盛替梁	H-350 × 350 × 12 × 19	H-350 × 350 × 12 × 19	0



(b) 復旧設計

図-13 当初設計と復旧設計の概要図

- ・ 地盤条件は地盤調査に基づき、土層構成、土質定数を設定する。
- ・ 底版改良は存在しないものとする。
- ・ 鋼管矢板土留壁前面の変状にともなう堆積土砂の受働土圧抵抗は考慮しない。
- ・ 右岸側河川・下水ボックスにより、右岸側土留壁が動かないものとし、切梁バネ値を 1/2 に低減する。
- ・ As2 層の遮水のため、鋼管矢板土留壁を Ac2 層に根入れ（壁長 L=32.5m）するとともに、薬液注入による背面止水注入を行い、遮水性を確保する。
- ・ 切梁は左岸・右岸の支保工反力の大きい値を用い、仕様を決定する。

2) 右岸側：既設 SMW 土留壁

- ・ 健全な既存の SMW を土留壁として用いる。
- ・ 地盤条件は地盤調査に基づき、土層構成、土質定数を設定する。
- ・ 掘削・変状にともなう水没、および復旧の流れを一連の計算で行う。
- ・ 右岸側背面河川・下水ボックスによる土圧低減効果を考慮した設計を行う。
- ・ 右岸側底盤改良は健全な状態と考えられるが、左岸側での変状の影響を考慮し、復旧工段階では考慮しないこととする。

事故発生区間である『新設復旧区間』の当初設計と復旧設計の概要図を図-13 に示す。

(3) 『床付掘削未了区間』の設計

土留は崩壊していないが、床付け掘削が未了の区間については、地盤調査を実施し、調査結果を用いて新土質定数を設定して照査した結果、必要根入れ長が不足する結果となったため、土留壁背面の土砂除去や既設の土留壁背面に新たな鋼矢板を打設して掘削底面の安定化を図る方法を用いて安全を確認した。

(4) 『均しコン・底版コン打設完了区間』の設計

『均しコン・底版コン打設完了区間』である事故発生区間の西側隣接区間においては、掘削内に滞水した水の排水時点での実測変位、応力度、切

梁軸力について、以降の施工段階の計算上の増分を考慮して安全性の検証を行った。また、ヒービング照査⁴⁾も行い、安全を確認した。

4. 復旧工事の概要⁵⁾

4-1 復旧工事施工概要

復旧工事の施工フローを図-14 に、復旧工程表を図-15 に示す。まず、工事箇所への水の流入を止めるべく、崩壊した仮水路の復旧を最優先に行った。崩壊した地中連続壁の代替となる土留壁としては、新たに鋼管矢板を打設した。仮水路および土留壁の復旧完了後、流入した水を排水しながら、損傷した土留支保工の架け替えを行った。排水と並行して、未掘削箇所および事故に伴う堆積土砂等の掘削を行った。なお、復旧工事中は常に土留支保工および近接構造物の計測管理を実施し、慎重に施工を行った。

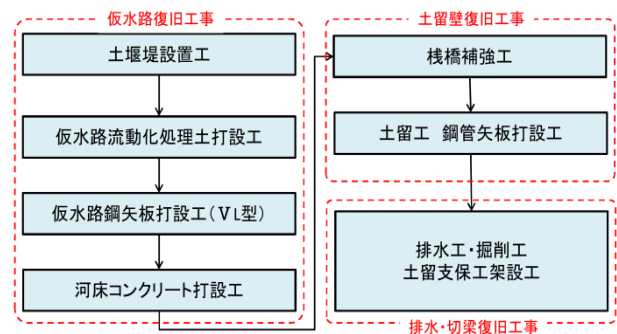


図-14 復旧工事の施工フロー

工種	平成23年			平成24年			
	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月
仮水路復旧工事							
土堰堤設置工	■						
仮水路流動化処理土打設工		■					
仮水路鋼矢板打設工		■	■				
河床コンクリート打設工			■				
土留壁復旧工事							
工事用棧橋補強工		■	■				
土留工 鋼管矢板打設工		■	■				
排水・切梁復旧工事							
排水工					■	■	■
掘削工					■	■	■
土留支保工架設工					■	■	■

図-15 復旧工程表

4-2 仮水路復旧工事

事故発生箇所は正蓮寺川の河口付近に位置し、仮水路の水位は大阪湾の潮位に依存する（河口部にある水門開放時）。そこで、仮水路からのさらなる水の流入と、有害物質の海への流出を防ぐために仮水路内に土堰堤を設置した。次に、鋼矢板の変状により流失した仮水路底部の土砂の代替として、流動化処理土を打設し、空隙を補完した。その後、新たな代替の鋼矢板を打設した。鋼矢板打設完了後、新たに河床コンクリートを打設した。

(1) 土堰堤設置工

大型耐候性土のうを仮水路に投入した後、現場発生土で間詰めを行い、土砂が流失しないようブルーシートで養生して土堰堤を設置した。間詰めのための土砂は有害物質を含まない砂質土を用いた。また、海への有害物質の流出を防ぐため、汚濁防止膜を設置し濁水が拡散するのを防止した。

土堰堤の設置状況を写真-2に示す。

(2) 仮水路流動化処理土打設工

仮水路内への流動化処理土の打設については、水中での打設となるため、水中不分離性のものを使用し、ポンプ車の筒先から吐出された流動化処理土が水中で拡散しないよう、底部から約 50 cm ずつ打設し、筒先は流動化処理土の中に挿入したままの状態を保ち、充填性を高めるよう注意した。流動化処理土打設箇所の断面図を図-16に示す。



写真-2 土堰堤設置状況

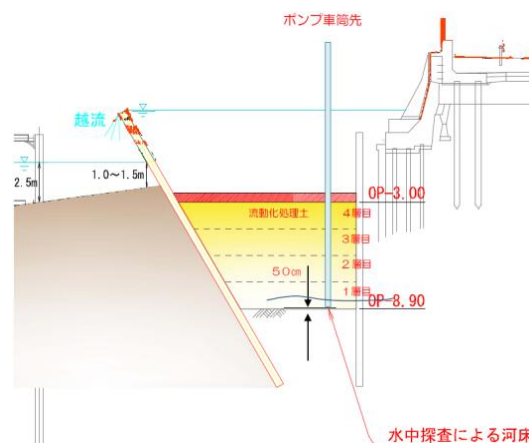


図-16 流動化処理土打設箇所断面図

(3) 鋼矢板打設工

新設鋼矢板の打設箇所を図-17に示す。従来の仮水路鋼矢板はVI型を使用していたが、新設する鋼矢板については、一刻も早い仮水路復旧のため、早期納入の可能なV_L型の流用品を使用した。そのため、材料搬入の際は入念に材料検収を行い、品質確保に努めた。

鋼矢板打設にあたっては、施工ヤードが確保できなかったため、打設済の鋼矢板上を自走し、鋼矢板から反力をとり圧入を行う工法である、サイレントパイラーでの施工を行った。

また、鋼矢板打設後は、既設の鋼矢板との取り付け部の止水性を確保するため、高圧噴射攪拌工法による端部止水を実施した。鋼矢板打設概念図を図-18に、鋼矢板打設状況を写真-3に、鋼矢板打設完了後の状況を写真-4に示す。

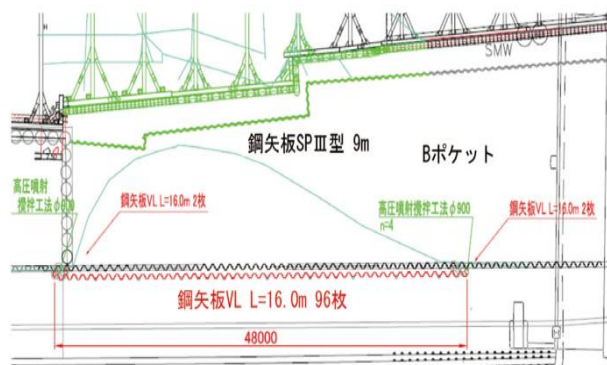


図-17 新設鋼矢板打設箇所

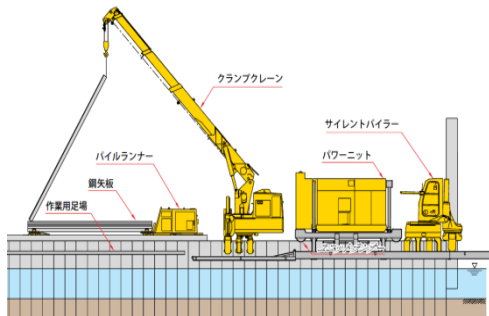


図-18 鋼矢板打設概念図

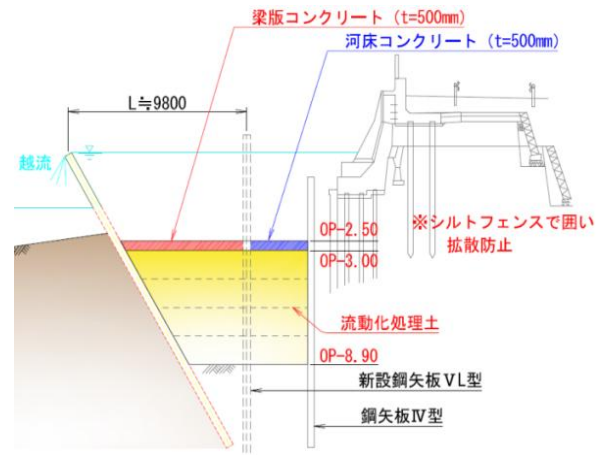


図-19 河床コンクリート打設箇所断面図



写真-3 鋼矢板打設状況



写真-5 仮水路復旧完了後



写真-4 鋼矢板打設完了後

(4) 河床コンクリート打設工

新設鋼矢板の打設が完了した後、事故の影響で破壊された河床コンクリートの代替とし、新たに河床コンクリートを50 cmの厚みで打設した。併せて、変状した旧鋼矢板のさらなる変状を抑制するため、新設鋼矢板との間に梁版コンクリートを打設した。河床コンクリート打設箇所断面図を図-19に示す。水中不分離性コンクリートを使用して、ポンプ車の筒先はコンクリートの中に挿入したままの状態を保ち、充填性を高めるよう注意した。仮水路復旧完了後の状況を写真-5に示す。

4-3 土留壁復旧工事

崩壊した地中連続壁の代替となる土留壁として、新たにφ1000 mm、全45本の鋼管矢板を打設した。

鋼管矢板打設箇所を図-20に示す。既設の土留壁との取合い部については、事故発生箇所の下流側には既設の鋼管矢板があったため、そこから新設の鋼管矢板を延伸する形とし、上流側は事故の影響を受けていない地中連続壁に接続する形とした。鋼管矢板の圧入には、自走式の鋼管パイラーを使用した。鋼管矢板の継手部および、既設の地中連続壁との接続部については、高圧噴射攪拌工法による端部止水を行った。鋼管矢板打設状況を写真-6に、土留支保工復旧完了後の状況を写真-7に示す。

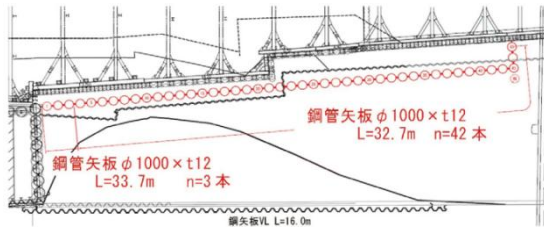


図-20 鋼管矢板打設箇所



写真-6 鋼管矢板打設状況



写真-7 土留支保工復旧完了後

4-4 排水および切梁復旧工事

事故による浸水区間は正蓮寺川工区全線および、掘削途中区間では貯留水が有害物質を含む土砂に接触しているため、水中に有害物質が混入していることが懸念された。そこで、排水時においては「環境監視委員会」における審議⁶⁾、⁷⁾に基づき、有害物質が河川外に流出しないよう、水質管理を入念に行い、河川放流基準を満たすことを確認して排水した。

なお、掘削途中区間の排水においては、水圧低下による土留壁の変状が懸念されたことから、自動計測によりリアルタイムで土留壁の変位を注視し、切梁の軸力等を確認しながら排水した。

(1) 排水工

貯留水の水質を確認した上で、上澄みおよび函

体完成区間の貯留水から排水を行った。函体完成区間の水を排水する際は、非常階段部にポンプを設置し、堆積土砂等を乱さないよう上澄みから排水した。函体完成区間の排水完了後は、掘削途中区間の水を一旦函体完成区間に貯留し、水質確認を実施した後に放流した。排水ステップの概念略図を図-21に示す。

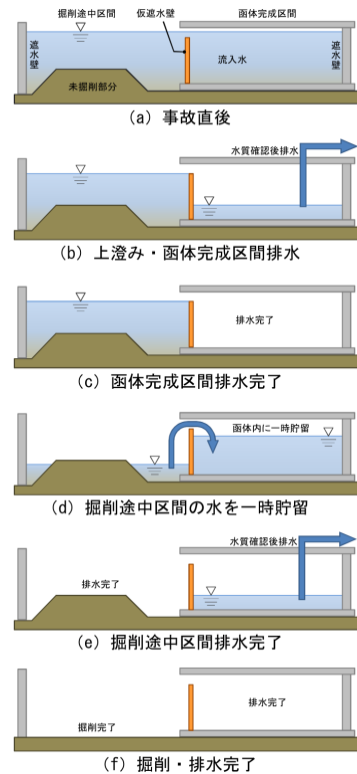


図-21 排水ステップ概念略図

(2) 既設切梁撤去および新設切梁架設

事故により切梁が大きく変形した箇所については、新たな切梁に置き換える必要があるため、流入水の排水にあわせて、各段に新設切梁を架設しながら既設切梁の撤去を行った。また、構造検討の結果、切梁の段数を増やした。

4-5 床付面の現地確認および地盤改良

当該工区においては、掘削前に先行して1.5m厚の地盤改良を行っていた。排水および掘削が完了した後、床付面の状態の現地確認を行った。左岸側では土留壁変状に伴い底部の粘性土が隆起し、改良体が存在しない箇所、および改良体と粘性土が混在する箇所がみられた。また、右岸側では健全な改良部分が確認できたものの、一部で改良が

十分に行われていない箇所があることが確認されたため、コア採取により一軸圧縮強度の確認を行うとともに、静的コーン貫入試験を実施し、改良体の状況の現地確認を行って再度地盤改良を施工した。床付面の現地確認状況を写真-8に、現地確認結果を図-22に示す。



写真-8 床付面の現地確認状況

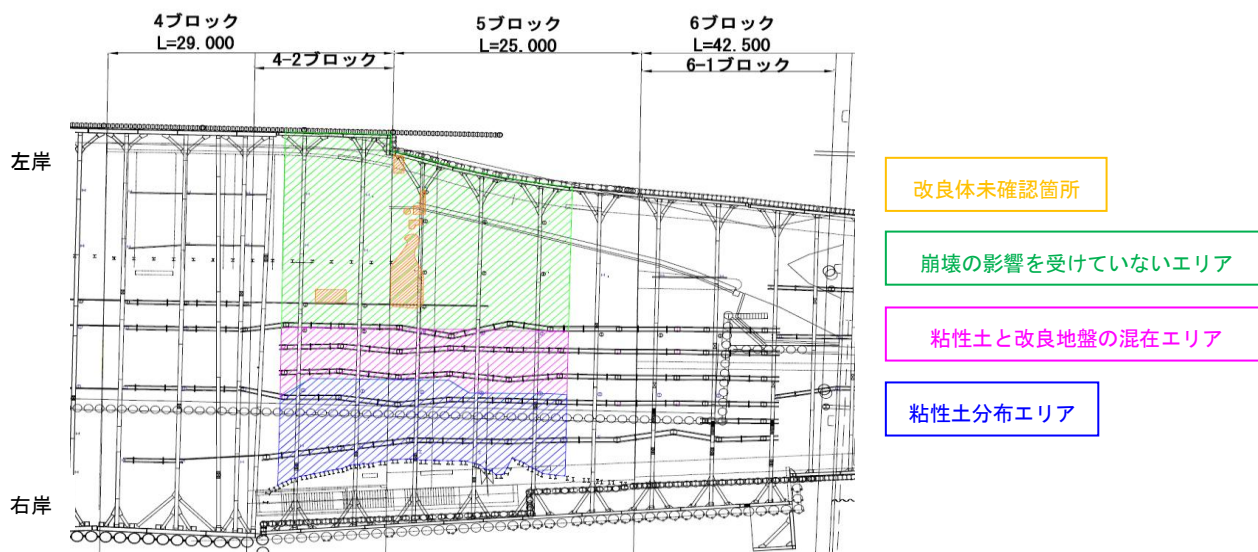


図-22 現地確認結果

おわりに

土留壁崩壊事故の復旧にあたり、「淀川左岸線事故調査技術委員会」における審議結果を踏まえ、約半年にわたり仮水路および土留壁の復旧、函体内への流入水の排水、土留支保工の架け替え等を行った。工事に際しては、有害物質に対する環境配慮や近接構造物（河川護岸、護岸道路、横断橋梁等）の計測管理には特に留意した。

今回の土留壁崩壊事故を深く反省し、二度とこのような事故を起こさないように、得られた知見や経験を継承していきたい。

最後に土留壁崩壊事故から得られた教訓を以下に示しておく。

① 目視・計測などにより設計値との差を常に把握し、必要に応じて逆解析などを実施することで、仮定した諸条件を見直す。つまり、現場計測工法を利用した適切かつ厳格

な施工管理体制の更なる強化が最も重要である。

- ② 異常が認められ地盤の影響が大きいと判断される場合には、地盤特性値のばらつきを評価するとともに、設計上の安全余裕度とのバランスを再評価する。特に、変形が大きくなる場合、大変形問題に注意し、各構造要素の安全性を慎重に評価する。
- ③ 構造上や地盤上の変化点や特異点、例えば、土留種別の異なる箇所、非対称土留、平面的な非平行な土留配置、切梁段数の変化部、人工的な改良を行った地盤、超軟弱地盤などでは特に注意を払い、その特性を十分に考慮した合理的な設計および一般部より留意した施工管理を実施する。

謝辞：土留壁崩壊事故の原因究明および復旧検討にあたり「淀川左岸線事故調査技術委員会」（委員長 足立紀尚京都大学名誉教授）の皆様にご指導をいただきました。ここに感謝の意を表します。また、復旧工事にあたり、多大なるご協力を頂きました関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 淀川左岸線事故調査技術委員会：淀川左岸線事故調査技術委員会報告書，平成 24 年 4 月
- 2) 宮田亮，鈴木威，吉村敏志：正蓮寺川工区開削トンネル工事の事故復旧等に関する調査結果報告，阪神高速道路第 44 回技術研究発表会論文集，平成 24 年 5 月
- 3) 吉村敏志，鈴木威，宮田亮：正蓮寺川工区開削トンネル工事における事故復旧設計概要，

阪神高速道路第 44 回技術研究発表会論文集，平成 24 年 5 月

- 4) 阪神高速道路株式会社：開削トンネル設計指針，平成 17 年 9 月（平成 20 年 10 月一部改訂）
- 5) 長澤稔郎，三嶋大悟，片山 大介：正蓮寺川工区開削トンネル工事における土留壁崩壊事故復旧工事の施工概要，阪神高速道路第 44 回技術研究発表会論文集，平成 24 年 5 月
- 6) 第 22 回 正蓮寺川総合整備事業に係る環境監視委員会について；大阪府ウェブサイトより http://www.pref.osaka.lg.jp/nishiosaka/emergency/syorenji_iinkai_22th.html
- 7) 第 23 回 正蓮寺川総合整備事業に係る環境監視委員会について；大阪府ウェブサイトより http://www.pref.osaka.lg.jp/nishiosaka/emergency/syorenji_iinkai_23th.html

A REPORT ON THE COLLAPSE OF A SOIL MIXING WALL DURING CONSTRUCTION OF A CUT AND COVER TUNNEL ON THE YODOGAWA-SAGAN ROUTE

Satoshi YOSHIMURA, Daisuke KATAYAMA and Toshiro NAGASAWA

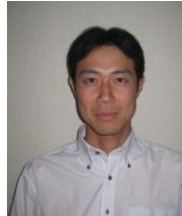
There was a collapse of a soil mixed wall (SMW) for a length of 40 m at a cut and cover tunnel construction site of the Yodogawa-Sagan Route Project on September 29, 2011. Analysis after the event showed that the wall had an excessive deformation immediately before the collapse. It was also found in soil investigation that cohesion of alluvial clay was smaller than the initial design level which should have been consistent throughout the cut and cover tunnels on the route. This paper reports the results of the on-site survey and soil investigation which were carried out to identify why and how the collapse of the wall had occurred, and describes the outlines of the restoration design and construction.

吉村 敏志



阪神高速道路株式会社
計画部 計画調整課
Satoshi Yoshimura

片山 大介



阪神高速道路株式会社
保全交通部 保全企画課
Daisuke Katayama

長澤 稔郎



阪神高速道路株式会社
経営企画部 経営管理課
Toshiro Nagasawa