淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する 技術検討書(案)

令和6年5月

淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する 技術検討委員会

本技術検討書の位置づけ

淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する技術検討委員会(以下,技術委員会という)は,淀川左岸 線延伸部事業の実施にあたり,道路構造物と堤防を一体構造とした構造物(以下,一体構造物という)の安 全性,施工方法及び維持管理手法等について技術的な審議を行うことを目的に,一体構造物の河川堤防とし ての安全性の照査方法,施工方法に関すること,道路構造物としての建設及び完成後の維持管理手法並びに モニタリングに関すること等を検討事項として,令和2年度より審議を行ってきた。

淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する技術検討書(以下,技術検討書という)は,技術委員会で の検討事項をとりまとめたものである。

技術検討書は 10 章から構成され,第1 章から第3章までは申請の対象となる区間の概要を述べ,第4章か ら第7章において,数値解析等の手法を用いた安全性の検証結果を詳細に述べている。第8章では技術委員 会の概要を,第9章ではその他留意事項,第10章では技術検討書のまとめを述べるものである。

今後,淀川左岸線延伸部事業の実施に向けた詳細設計,施工計画及び河川協議等の基となる技術的検討書 として取り扱うものである。特に,詳細設計においては,技術委員会での考え方や検討内容を踏襲すべく, 各詳細設計区間における条件等の検討に活用されたい。

1. 淀川左岸線延伸部の概要	
1.1 事業計画概要	1–1
1.2 延伸部区間の河川法申請上の区分	
1.3 技術検討の基本方針	
1.4 延伸部区間の構造概要	1–4
1.5 河川概要	1–9
2. 想定される被害シナリオと課題に対する検討方針	
2.1 はじめに	2–1
2.2 堤防と道路構造物の関係	2–1
2.3 一体構造物が堤防機能を確保するための検討の基本方針	2–2
2.3.1 河川構造令第18条第1項に関する検討	2–3
2.3.2 河川構造令第 19 条に関する検討	
2.3.3 河川構造令との対応	
2.4 一体構造物としての課題	
2.4.1 一体構造物としての安全性における課題	
2.4.2 一体構造物としての施工時における課題	2–11
2.4.3 一体構造物としての維持管理における課題	2–11
2.5 課題への対応方針	2–11
2.5.1 安全性への対応方針	2–12
2.5.2 施工への対応方針	2–12
2.5.3 維持管理への対応方針	2–12
2.6 課題と検討項目の整理	2–13
 3. 延伸部区間の基本設計条件 	
3.1 基本条件	
3.1.1 堤防形式と構造体の形式	
3.1.2 土質条件	
3.2 完成時の基本設計条件	
3.2.1 河川堤防と道路構造物との関係	
3.2.2 川表及び川裏の堤防形状	
3.2.3 降雨浸透対策	
3.2.4 圧密・液状化対策	
3.3 施工時(仮締切)の基本設計条件	3–6
3.3.1 仮締切の施工概要	
3.3.2 巨大地震時における緊急復旧シナリオ	
3.3.3 仮締切の施工手順	
3.4 高規格堤防を考慮した基本設計条件	

目 次

4. 構造令第18条第1項に関する検討	
4.1 侵食作用に対する安全性照査	
4.1.1 安全性照査のための基本的考え方	
4.1.2 堤防・護岸(含む根固め工)の直接侵食(流速)に対する安全性.	
4.1.2.1 直接侵食に対する安全性	
4.1.3 堤防の側方侵食に対する安全性	
4.1.3.1 側方侵食に対する安全性	
4.1.4 低水護岸(含む根固め工)の洗掘に対する安全性	
4.1.4.1 洗掘に対する安全性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
4.1.5 雨水による堤体の侵食に対する安全性	
4.1.5.1 天端からの雨水排水による堤防侵食に対する安全性・・・・・・	
4.1.5.2 堤防ののり勾配等の構造的条件 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
4.2 浸透作用に対する安全性の照査	
4.2.1 安全性照査のための基本的考え方	
4.2.2 浸透作用に対する道路構造物の安全性	
4.2.2.1 堤体内浸潤面の上昇に伴うすべり破壊に対する安全性	
4.2.2.2 水位上昇による道路構造物の浮き上がりに対する安全性 ・・・・	
4.2.2.3 水位上昇による道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性	<u> </u>
4.2.2.4 水位上昇による道路構造物の部材の安全性	
4.2.2.5 道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性照査 ・・・・・・	
4.2.2.6 継手部から漏水・土砂が流入することに対する安全性照査 …	
4.2.2.7 平均動水勾配が現況より低減することの確認	
4.2.2.8 地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化	
4.2.3 浸透作用に対する基礎地盤の安全性	
4.2.3.1 基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査	
4.2.3.2 立坑周辺部, 地質遷移部及び土留の引抜・残置の変化部にお	†る安全性照査 ・・・・・・ 4-70
4.3 地震作用に対する安全性の照査	
4.3.1 安全性照査のための基本的考え方	
4.3.2 地震後の道路構造物及び堤体の変形に対する安全性	
4.3.2.1 地震後の堤防の変形 (沈下) に対する安全性	
4.3.2.2 レベル2地震の横断方向の作用対する道路構造物の構造部材の	安全性 · · · · · · · · · · · 4-98
4.3.2.3 レベル2地震の縦断方向の作用に対する道路構造物の構造部材	の安全性4-102
4.3.2.4 レベル2 地震における水みち発生に対する安全性・・・・・・・	
4.3.3 地震後の道路構造物及び堤体に対する修復性	
4.3.3.1 地震時の道路構造物の回転に対する安定性	
4.3.3.2 レベル2地震動の作用に対する道路構造物の安定性	
4.3.3.3 レベル1地震動の横断方向作用に対する道路構造物の構造部材	の安全性 ・・・・・・・・・ 4-118
4.3.4 交通振動が堤防の安全性に及ぼす影響に関する検討	

4.4 常時の	の健全性照査	4–122
4.4.1 安	安全性照査のための基本的考え方	4–122
4.4.2 常	常時のすべり破壊に対する安全性	4–122
4.4.3 沈	沈下に対する安全性	4–124
4.5 波浪等	等の作用に対する安全性	4–124
4.5.1 安	安全性照査のための基本的考え方	4–124
4.5.2 津	津波外力に対する安全性	4–124
4. 5. 2.	 2.1 津波による直接侵食に対する安全性 ····································	····· 4–124
4. 5. 2.	2.2 津波による越波に対する安全性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	····· 4–126
4.6 高潮時	時及び風浪時の作用に対する安全性照査	4–126
4.7 安全な	な構造の維持の容易性・確実性の検討	4–127
4.7.1 安	安全な構造の維持の容易性・確実性の検証のための基本的考え方	4–127
4.7.2 场	堤防の安全性に係る性能の維持	4–127
4. 7. 2.	2.1 道路構造物内部からの点検	····· 4–127
4. 7. 2.	2.2 堤防欠損等の復旧作業を早期に行うための作業ルートの検討	····· 4–127
4. 7. 2.	2.3 河川管理用通路の確保の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	····· 4–131
4. 7. 2.	2.4 堤体及び道路構造物の変状を把握できる点検体系の構築の検討 ・・・・・・・・・・・	····· 4–134
4. 7. 2.	2.5 継続監視・点検強化のための体制整備	····· 4–142
4. 7. 2.	2.6 道路構造物内部からの補修	····· 4–143
4.8 まとめ	ø	4–144
5. 河川構造	造令第19条に関する検討	5–1
5.1 構造物	物としての劣化現象が生じにくい構造とするための検討	5–1
5.1.1 樟	構造物としての劣化現象が生じにくい構造であることを照査するための基本的考え方	5–1
5.1.2 樟	構造物の劣化が生じにくい設計,施工がなされること	5–1
5. 1. 2.	2.1 道路構造物の設計基準の遵守・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	5–1
5.1.3 学	劣化が生じた場合にそれを確認できる構造であること	5–2
5. 1. 3.	3.1 劣化の検知を可能とする構造検討の実施	5–2
5.1.4 学	劣化が生じた場合に補修が可能な構造であること	5–2
5.1.4.	4.1 劣化が生じた場合の補修等の対応に関する検討	5–2
5.2 不同沈	沈下に対する修復の容易性に関する検討	5–3
5.2.1 🛪	不同沈下に対する修復の容易性を確保できているかを照査するための基本的考え方	5–3
5.2.2 均	堤防機能に影響するほどの不同沈下が生じない設計であること、あるいは不同沈下が	生じても容
易に修復	復できる範囲に収まるよう設計されていること構造物の劣化が生じにくい設計、施工	がなされる
こと		5–4
5. 2. 2.	2.1 道路構造物と堤防の圧密沈下差による地表面の段差の発生	5–4
5. 2. 2.	2.2 圧密沈下に伴う堤防高の確保・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	5–14
5. 2. 2.	2.3 周辺地盤の沈下, 傾きに対する安全性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	5–17
5. 2. 2.	2.4 圧密沈下に伴う道路ボックス構造継手からの漏水・土砂流入に対する安全性	5–19

5.2.3 不同沈下が生じた場合にそれを確認できる構造であること	5–19
5.2.4 不同沈下が生じた場合は迅速な修復が可能な構造であること	5–19
5.3 基礎地盤と一体としてなじむこと	5–20
5.3.1 道路構造物が基礎地盤と一体としてなじむことの検証のための基本的考え方	5–20
5.3.2 道路構造物が存在することに起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計	†であるこ
ع	5–20
5.3.2.1 地震時における道路構造物と堤体間での水みち発生・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	•••• 5–20
5.3.3 不同沈下に起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計であること	5–20
5.3.4 水みちが生じた場合にそれを確認できる構造であること	5–20
5.3.5 水みちが生じた場合に補修が可能な構造であること	5–21
5.4 嵩上げ, 拡幅等が容易であることに関する検討	5–21
5.4.1 嵩上げ, 拡幅等の容易性を照査するための基本的考え方	5–21
5.4.2 拡幅について土堤と同等以上の容易さを有することの確認検討	5–21
5.4.2.1 耐浸透性に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	···· 5–22
5.4.2.2 耐震性に関する検討	•••• 5–25
5.4.2.3 自重による堤体の安定性	···· 5–28
5.4.2.4 侵食に対する検討	•••• 5–29
5.4.2.5 耐越水性に対する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	•••• 5–34
5.5 地震時及び洪水時に被災した場合の復旧に関する検討	5–36
5.5.1 地震時及び洪水時に被災した場合の復旧の容易性を照査するための基本的考え方	5–36
5.5.2 地震時に損傷が発生しにくい構造の設計, 損傷に対する容易な修復性を確保すること	5–36
5.5.3 地震時に損傷が発生した場合の確認が可能であること	5–36
5.5.4 地震時に損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること	5–36
5.5.5 洪水による損傷が生じた場合の確認が可能であること	5–37
5.5.6 洪水による損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること	5–37
5.6 まとめ	5–38
 施工方法に関する検討 	6–1
6.1 検討方針	6–1
6.2 施工概要	6–1
6.3 侵食作用に対する安全性検証(施工時)	6–2
6.3.1 侵食作用に対する安全性照査(施工時)	6–2
6.3.2 洪水時の河道内水位に対する検討	6–10
6.3.3 浸透作用に対する安全性検討	6–26
6.3.3.1 堤体内浸潤面の上昇に伴うすべり破壊に対する安全性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	6–26
6.3.3.2 地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化	· · · · 6–29
6.3.3.3 基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査	· · · · 6–31
6.3.4 耐震性に関する検討	6–36
6.4 施工時モニタリングに関する検討	6–37

6.4.1 土留め壁に対するモニタリング	
6.4.2 地盤変位に対するモニタリング	
6.4.3 地下水変動に対するモニタリング	
6.5 まとめ	
7. 維持管理手法に関する検討	
7.1 検討方針	
7.1.1 維持管理に関する確保機能と検討方針	
7.1.2 モニタリングの目的	
7.1.3 モニタリング項目の抽出	
7.2 定量的評価の妥当性検証モニタリング	
7.2.1 堤体内水位及び堤内水位	
7.2.2 地盤変位	
7.2.3 地震応答加速度等の計測	
7.3 一体構造物の維持管理手法に関する検討	
7.3.1 管理モニタリング	
7.3.2 モニタリング結果の評価	
7.3.3 一次診断	
7.3.4 二次診断	
7.3.5 想定される課題への対応案	
7.3.6 管理者間の体制等について	
7.4 まとめ	
8. 淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する技術検討委員会	8–1
8.1 淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する技術検討委員会の位置づけ	
8.2 技術委員会の経緯	
8.2.1 第1回技術委員会	
8.2.2 第2回技術委員会	
8.2.3 第3回技術委員会	
8.2.4 第4回技術委員会	
8.2.5 第5回技術委員会	
8.3 技術委員会の総括	8–3
9. その他	
9.1 その他配慮すべき事項	
河川堤防側の鋼矢板の取り扱い・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
継手部の仮設鋼矢板の取り扱い・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
堤内側からの景観への配慮事項・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
堤内地から堤防へのアプローチ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
10. まとめ	

1章 淀川左岸線延伸部の概要

1.1 事業計画概要

淀川左岸線延伸部は、大阪都市再生環状道路の一部を形成する路線であり、門真市ひえ島町から、現在事 業中の淀川左岸線(2期)(以下、2期という)終点の大阪市北区豊崎までの全長8.7kmの自動車専用道路で、 門真 JCT にて第二京阪道路と豊崎 IC にて2期と接続し、大阪ベイエリア(阪神港・夢洲・咲洲地区)と名神 高速道路などの主要な高速道路を結び、物流の効率化や周辺地域との連絡強化による大阪・関西の経済活性 化、競争力強化、災害時の避難救助活動を支える重要な路線である。平成6年12月に地域高規格道路の計画 路線及び候補路線として指定され、平成28年11月に都市計画決定がなされ、平成28年12月の社会資本整 備審議会道路分科会近畿地方小委員会及び事業評価部会における新規採択時評価手続きを経て、平成29年4 月に国土交通省、西日本高速道路株式会社、阪神高速道路株式会社を事業主体として、直轄事業と有料道路 事業の合併施行方式にて事業化された。





図 1.1-1 淀川左岸線延伸部の概要

淀川左岸線延伸部の全体計画 8.7km のうち,大阪府大阪市北区豊崎 6 丁目から大阪市北区本庄東 3 丁目までの約 1km については淀川河川堤防と併設する区間(以下,延伸部区間という)である。図 1.1-2 に示すとおり堤防定規に抵触することから,技術検討書に記載する安全性の検証等を行った。なお,当該区間の事業主体は阪神高速道路株式会社である。





図 1.1-2 淀川河川堤防と併設する区間

1.2 延伸部区間の河川法申請上の区分

延伸部区間の構造物が河川区域及び河川保全区域内に設置されることから、河川法許可申請が必要となる。 また、堤防定規断面内に設置される構造物も存在することから、堤防と道路の兼用工作物となる。表 1.2-1 には、河川法許可申請における区分を示す。構造概要については次節以降で詳細に述べる。

		トンネル(km)	道路延長 (km)	河川距離標	
延伸部区間の	本線	0.85	0.85	自:8.4k+145	至:9.2k+113
整備延長	ランプ	0.38	0.88	自:8.4k+52	至:9.2k+113
兼用工作物対象区間		0	0.26	自:8.4k+145	至:8.8k+61
(一体構造物区間)		0.03	0.12	自:9.0k+19	至:9.0k+99
24·26条対象区間		0.85	0.85	自:8.4k+145	至:9.2k+113
55条対象区間		0.85	0.85	自:8.4k+145	至:9.2k+113
河川法申請対象区間		0.85	0.85	自:8.4k+145	至:9.2k+113

表 1.2-1 河川法許可申請区分

1.3 技術検討の基本方針

延伸部区間には,前述のとおり淀川堤防に近接する区間が存在し,堤防と道路構造物を一体とした場合の 安全性についても技術的な確認,検討が必要である。これをうけ,有識者により構成された技術委員会を設 立し,堤防の治水機能を維持するための技術的な指標(堤防と道路構造物を一体とした場合に堤防として要 求される機能を満足すること等)を明確にし,安全性を検証するとともに,施工方法やモニタリング手法等 についても技術的な確認,検討を行った。

技術委員会では、2期と延伸部区間の相違点・共通点整理したうえで、淀川左岸線(2期)事業に関する技 術検討を踏まえ、一体構造物の安全性を検証するための検討方針を定め、安全性の検証等を実施した。技術 検討書は、技術委員会におけるこれら検討成果を取りまとめたものである。

1.4 延伸部区間の構造概要

(1) 本線構造

事業区間:門真市ひえ島町~大阪市北区豊崎,延長約8.7km

- 道 路 区 分:第2種第2級(自動車専用道路/都市部,市町村道/平地部/計画交通量20,000以上)
- 設計速度:60km/h(第2種第2級)
- 車 線 数:往復4車線(第2種の道路で対向車線を設けないものの車線数は4以上とする。)
- 車線幅員:3.25m(第2種第2級,普通道路)
- 中 央 帯: 2.6m(第2種第2級:1.75m以上,右側路肩幅員×2+内装板設置余裕×2+中壁厚1m)
- 路 肩 幅 員: 左側路肩幅員 1.25m 以上, 右側路肩幅員 0.75m 以上(第2種, 普通道路)
- 監 視 員 通 路:0.75m(「設計基準 第1部 計画基準 令和2年5月」 阪神高速道路株式会社)
- 建 築 限 界: 4.5m, 4.8m(普通道路・「大和川線等における幾何構造の変更について(通知) 阪高計画第
 353 号 平成 17 年 12 月 9 日」)
- 標準横断勾配: 2.0% (片側2車線以上の場合)
- 曲線部片勾配:トンネル部6% (R=300m)
- 曲線半径:R=300m(トンネル部)
- 緩和区間長: 50m (設計速度 60km/h)
- 縦断曲線半径:凸型曲線 1,400m・凹型曲線 1,000m(設計速度 60km/h)
- 縦 断 勾 配:4% (トンネル区間)
- 視 距:75m (設計速度 60km/h)
- 舗 装 厚:標準厚 t=40cm (標準コンクリート版 t=25cm+路盤 t=15cm)
- 非常駐車帯:設置間隔300mを標準・やむを得ない場合750m

非常駐車帯部幅員 3.0m(特例值)

- 非 常 口:開削トンネル部 設置間隔 90m を標準,シールドトンネル部 設置間隔 160m を標準
- 避 難 通 路:幅2.0m×高さ2.5m

(「設計基準第1部計画基準 令和2年5月」(阪神高速道路株式会社)・最小値 幅1.5m×高 さ2.0m) 幅 員 構 成:往復4車線標準部約22m

(内装板設置余裕 50+監視員通路 750+左路肩 1250+車線 3250×2+右路肩 750+内装板設置余裕 50) ×2

図 1.4-1, 図 1.4-2 に本線の標準断面図を示す。



図 1.4-1 本線標準断面(開削トンネル)



図 1.4-2 本線標準断面(シールドトンネル)

(2) 出入路構造

ランプ規格: C規格

C規格ランプ ... 豊崎出入路

- 設計速度:40km/h
- 車線数:1方向1車線
- 車線幅員:3.25m(「設計基準第1部計画基準令和2年5月」(阪神高速道路株式会社)C規格)
- 路 肩 幅 員: 左側路肩幅員 1.25m

右側路肩幅員 0.75m

- 監視員通路: 0.75m (「設計基準第1部計画基準令和2年5月」 阪神高速道路株式会社)
- 建 築 限 界: 4.5m, 4.8m (「大和川線等における幾何構造の変更について(通知) 阪高計画第 353 号,平 成 17 年 12 月 9 日」)
- 標準橫断勾配:1.5%(「設計基準第1部計画基準令和2年5月」 阪神高速道路株式会社)
- 曲線部片勾配:トンネル部 1.5% (R=800m)・あかり部 10% (R=45m)
- 曲 線 半 径:R=500m (トンネル部)・R=50m (あかり部)
- 緩和区間長: 35m (設計速度 40km/h)
- 縦断曲線半径:凸型曲線450m・凹型曲線450m(設計速度40km/h)
- 縦 断 勾 配: 8% (トンネル部)・8% (あかり部)
- 視 距:40m (設計速度 40km/h)
- 幅 員 構 成:1方向1車線C規格標準部8.25m(避難通路1750+内装版・非常用設備設置余裕400+監視員通路750+左路肩1250+車線3250+右路肩750+内装板設置余裕100)

図 1.4-3 にランプ部の標準断面図を示す。



図 1.4-3 延伸部区間 ランプ部 標準断面

(3) コントロールポイントと道路線形方針

淀川左岸線延伸部(以降,延伸部と呼ぶ)のルート・構造については,国,大阪府,大阪市により設置さ れた淀川左岸線延伸部有識者委員会により提言された「推奨すべき計画案のルート・構造の考え方」を踏ま え,沿道地域への影響に配慮し用地買収などの調整区間が少なくなるよう公共空間をできるだけ活用するル ートが選定された。また,延伸部は2期終点部から連続して東側に延伸する構造となることや,延伸部の事 業区間には既設橋梁との立体交差部が存在し,その交差部付近の既設橋梁の桁下・橋脚・橋脚基礎の位置が 固定点(コントロールポイント)となることが考慮され,延伸部の平面線形・縦断線形が決定された。表 1.4-1,図1.4-4に淀川を渡河する交差施設ごとに平面・縦断のコントロールポイントを示す。

No.	河川距離標	遛额点	交差·隣接施設名	平面 コントロール	縦断 コントロール	淀川左岸線延伸部 構造形式
CP1	8.6k+154m	No.12	JR京都線	橋脚・橋台 フーチング	桁下	本線:1層2連ボックス ランプ:U型殖壁
CP2	9.0k+96m	No.30	民地	民地境界	_	本線:併設シールドトンネル ランプ:U型擁壁
CP3	9.2k+181m	No.48	府道14号線 (長柄小橋)	橋胡基礎	_	本線:併設シールドトンネル ランプ: ー

表 1.4-1 コントロールポイントとなる交差施設



図 1.4-4 コントロールポイントとなる交差施設との関係

1.5 河川概要

延伸部区間に関わる河川堤防の整備にあたり,縦断計画については「直轄河川淀川水系淀川管理基図」を、 横断形状については「直轄河川淀川水系淀川管理基図」における堤防定規断面を確保する。堤防表のり面に ついては、淀川左岸線(2期)事業に関する技術検討報告書 平成29年11月 淀川左岸線(2期)事業に関 する技術検討委員会(以下,2期技術検討書という)の成果より緩傾斜1:4.0以上の計画とする。護岸につい ては、河川堤防の機能を確保する構造とする。なお、水位検討では、淀川水系河川整備計画(変更)令和3年 8月6日 近畿地方整備局(以下,整備計画という)に基づく整備計画の対象流量10,800m³/sを用いるものと する。また、2期及び延伸部区間の全区間が、高規格堤防の整備が必要な区間(「高規格堤防の整備区間につ いて」(国水治第71号 平成24年9月3日 国土交通省 水管理国土保全局 治水課長))に含まれているこ とから、将来において整備の手戻りを避ける計画とする。緊急用河川敷道路については、2期の整備にあわせ て捨石区間(8.4k~)にも設置する計画とする。

(1) 河川計画縦断

淀川縦断計画諸元を以下に示す。河川の縦断計画については「直轄河川淀川水系淀川管理基図」等に基づき,本検討において以下のように設定する。

■ 計画高水流量

基本高水流量:17,000m³/s 計画高水流量:12,000m³/s 整備計画流量:10,800m³/s

- 河川縦断計画(直轄河川淀川水系淀川管理基図)
 計画高水位:図1.5-1参照
 計画堤防高:計画高水位+2.2m(余裕高)
 計画高水敷高:図1.5-1参照
- その他
 設定堤内地盤高:現況堤内地盤高の平均的な高さ 図 1.5-1 参照



図 1.5-1 淀川計画縦断図

(2) 河川計画横断

■ 堤防定規断面

堤防定規断面は図 1.5-2 に示すとおりであり,延伸部区間の堤防構造は,下流側の2期と同様の土 堤となっている。現状において,淀川では下記形状をもとに堤防が施工されており,概ね完成してい る。延伸部区間においても同じ堤防定規断面で計画する。

■ 緩傾斜堤防

堤防のり面については、河川管理施設等構造令(平成二十五年七月五日最終改正 政令第二百十四号) (以下,河川構造令という)解説では、原則として、堤防は可能な限り緩やかな勾配の一枚のりとす るとしており、淀川堤防においても堤防定規断面を包絡した一枚のり形状を基本とする。

延伸部区間は、将来的に高規格堤防としての整備が計画されている区間であり、将来河川整備を考慮した断面形状(高規格堤防整備断面)での整備とし、川表形状をのり勾配 1:5.0 の一枚のりを基本とする。ただし、一枚のりが現況堤防の中に入る場合には、現況堤防にあたるところまでとする。

なお, No.4~No.22 については, 水衝部の保護工を考慮して, 1:4.0 ののり勾配とする。



図 1.5-2 堤防定規断面

(3) 築堤履歴

盛土層については,図 1.5-3 に示すとおりであり,淀川改良工事,淀川改修増補工事,淀川修補工事に区分される。

淀川改良工事(明治 29 年~43 年)は、新淀川放水路の開削及び築堤工事であり、この工事における不用土 砂を河口に運搬投棄するために新淀川放水路左岸沿いに長柄運河が設置された。

淀川改修増補工事(大正7年~昭和7年)は、大正6年10月1日の大洪水を契機として実施され、堤防が 拡築された。

淀川修補工事(昭和14年~43年)は,昭和13年6月~7月の出水により,さらに堤防の高さを高くした。

なお,既設堤防天端付近で実施されたボーリング調査結果では,淀川改良工事,淀川改修増補工事,淀川 修補工事の明確な区分ができないが,淀川改良工事については基礎地盤掘削土を用いたことが明記されてい るため,後述する浸透流解析,地盤変状解析においては,堤外側地盤調査で得た低水路相当地盤の地盤特性 を用いてこの工事盛土層をモデル化する。



図 1.5-3 淀川定規断面の変遷

(出典:河川現況堤防台帳 (淀川)I (昭和53年3月, 淀川工事事務所))



図 1.5-4 河川堤防区間護岸形状

(4) 護岸形式

護岸形式の基本形状を図 1.5-4 に示す。河川堤防(土堤)区間では護岸設置を行う。河岸前面の河床には 洗堀防止のための根固めブロックの設置も行うものとする。また,表のり尻付近に緊急用河川敷道路として 利用するものとする。なお,低水護岸の詳細な構造については,今後,詳細検討が必要である。

(5) 地盤特性

淀川本川では,平成7年に発生した兵庫県南部地震以降,概ね河川距離標毎に地質調査を行っている。また,延伸部区間では,堤防の調査に加え,道路の計画地沿いに地質調査を実施しており,これら地質調査と 既往文献を用いて,検討の際に重要な地盤特性を整理する。

◆ 地形特性

大阪平野は、北を北摂~六甲山地、東を生駒~金剛山地、西を大阪湾、南を和泉山地に囲まれ、その内部 には丘陵、台地、平野が発達している。延伸部区間の事業区間については、その大阪平野西側の淀川本川下 流部左岸に位置し、大阪湾沿岸部に広く卓越する沖積層の分布地域に位置している。図 1.5-5 の「新関西地 盤」(平成 19 年 KG-NET 関西圏地盤研究会)によれば、下図の赤囲みで示すような 28m 程度の沖積層の堆積 であることが示されており、沖積砂質土層については、大阪平野地下の地質層序区分では梅田層として、地 質年代では完新世として扱っている。また、「大阪地盤図」(昭和 62 年 土質工学会関西支部、関西地質調査業 協会編著)によると、洪積層との境界では、暫定的に N 値が急増する付近とされている。この沖積層に関し ては放射性炭素年代測定された結果、1 万年前~2 万年前までの年代を示すものが多く得られており、大阪平 野における沖積層や難波累層と呼ばれる。沖積層中には厚い海成粘土である Ma13 層が挟まれる。この地層は 完新世の海進によって大阪平野から東大阪地域まで海域が及んだ時期に堆積した,内陸性の粘性土である。



図 1.5-5 大阪平野地下の層序の概要(左),沖積層分布図(右)(出典:新関西地盤)

図 1.5-6 に治水地形分類図(国土地理院)を示す。延伸部区間を赤囲みで示すが、隣接する2期は概ね氾 濫平野に分類されているのに対し、延伸部区間のうち大川より下流の区間では、海進時に上町台地から北に 発達した天満砂洲に分類されている。



図 1.5-6 治水地形分類図

図 1.5-7 に示す大阪平野沖積層の天満砂洲堆積物の分布と層位について示す。同図より, No.24~No.28 間では粘性土から砂質土(天満砂洲)に遷移することがわかる。また天満砂洲の端部は, ある一定の角度を有

しながら漸減しているが、この区間で地質調査が実施されておらず遷移状況が不明確となっている。このた め、本検討では遷移層として、砂質土層または粘性土層の両方を想定した検討を行うこととする。





引用) 増田ら:大阪平野沖積層の天満砂洲堆積物:その分布と 層位,堆積学研究,第72巻,第2号,pp.115-123,2013. Fig. 2 East-west cross sections (1) to (9) and north-south cross-sections (10) and (11) in the Torma spil area. Leastions are shown in Fig. 1. Vertical bars are columnar sections with colors corresponding to sediment lithology. Darker yellows areas represent the Torma spit deposit. The block line linkeld SB is an acquerce boundary, and the blue line linkelded TRS is a transgreasive miniment anticle. Elevations (right axis) are relative to sea level.

図 1.5-7 大阪平野沖積層の天満砂洲堆積物の分布と層位

旧長柄運河(旧中津川)は、新淀川放水路設置を目的とした淀川改良工事(明治31年~43年)で発生した不要な土砂を河口に運搬投棄するための運河である。昭和42年には正蓮寺川の利水事業に伴い埋め立てられた。

図 1.5-8 に示すとおり、当時の旧長柄運河には護岸が設置されており、図 1.5-9 に示すとおり既往の浸透 対策工事図面から、旧長柄運河の護岸を設定した。その上で空中写真や現地の川裏側の状況等を照らし合わ せ、幅 20m 程度を"旧長柄運河埋立"として地質構成を設定した。



図 1.5-8 旧長柄運河横断図(出典:本庄裏護岸工事図面)



図 1.5-9 旧長柄運河護岸(出典:本庄地区堤防強化堤内対策工事施工図面)

2.1 はじめに

延伸部区間は、2期と同様に堤防定規断面内に RC 構造物となる道路ボックスやランプが設置され、河川堤 防と一体構造物となる。このため、河川構造令に規定される第19条(材料及び構造,いわゆる「土堤原則」) に対して適合しないと判定される。延伸部区間では、2期と同様に、学識経験者により構成される技術委員会 を設け、一体構造物が河川堤防として要求される機能を満足すること、かつ、現況堤防と同等以上の機能を 有すること等について、河川堤防としての機能、道路構造物としての機能を確保するために必要な技術的諸 問題について検討を行った。この技術委員会の中では、淀川左岸線(2期)事業に関する技術検討委員会(以 下、2期委員会という)と同様に、河川構造令における堤防の規定を踏まえ、一体構造物が堤防機能を確保す るために検討すべき事項や要求される性能、想定される被害シナリオに対する対応方針をとりまとめる。

2.2 堤防と道路構造物の関係

延伸部区間の道路構造物は、2 期と同様に、淀川の堤防定規断面に抵触する断面形状となっている。図 2.2-1 に示すように、横断方向の抵触幅は、延伸部区間の平均としての約 3.5m、延伸部区間での最大重複部 は約 5.6mとなる。その重複延長は、No.4~No.16、No.25~No.30 を合わせた約 380m となる。



図 2.2-1 堤防定規断面への抵触状況

2.3 一体構造物が堤防機能を確保するための検討の基本方針

延伸部区間において、2期と同様に、河川構造令の堤防に係る第3章の規定によるものと同等以上の効力が あるか確認することを目的として、技術委員会を設置し、その技術的問題に対しての審議の成果をとりまと めた。技術委員会で行われた技術的検討の方針に従い、検討を行うことを基本とする。

道路構造物は土堤の近傍で構築され、土堤の一部と置き換わることになるため、土堤との比較を念頭においた検討を行うことを基本方針とする。なお、ここでいう土堤とは、河川構造令第3章に示される堤防の構造のうち盛土により築造された堤防を表すものである。

延伸部区間の中で構築する道路構造物は,堤防の材質及び構造を規定する河川構造令第19条「堤防は,盛 土により築造するもの」に適合しないため,同規定を適用できない。ただし,河川構造令第73条の第4項に おいて,「特殊な構造の河川管理施設等で,国土交通大臣がその構造から第2章から第9章までの規定による ものと同等以上の効力があると認める」と河川構造令の規定をそのまま適用しないという規定もある。な お,ここに示す効力とは,治水上の観点から,個別事案毎にその機能等を判断するものと解釈される。

延伸部区間においても2期と同様に、下記の示す4つの視点で技術的検討を実施することにより一体構造 物が河川構造令第3章の規定によるものと同等以上の効力を有するかの技術的評価を行う。

- ① 一体構造物が河川構造令第18条第1項に規定される安全な構造であるか技術的に検討する。
- ② 堤防を土堤で築造することとしている河川構造令第19条の規定について、一体構造物が本規定を満足しないため、その効力を治水上の観点から解釈し、一体構造物がそれと同等以上の効力を有するか技術的に検討する。
- ③ 第18条第1項,第19条以外の各条については、一体構造物が、治水上の観点を念頭に置いた上で、その構造形式から各条の適用に該当するかを確認し、該当する規定については、その規定を満足するか検討する。
- ④ 一体構造物の存続期間中において、それぞれの規定における効力を維持することができるか検討する。

2.3.1 河川構造令第18条第1項に関する検討

延伸部区間の道路構造物については、2期の道路構造物と同様に、一体構造物が第18条第1項の「計画高 水位以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造であること」という規定を満足するかについて技術 的に検討を行う。

河川構造令では堤防の構造の原則が定められており,河川構造令の中において具体的に規定している内容 は、堤防は盛土で築造すること(以降,土堤原則という)と断面形状(以降,定規断面という)となる。

技術的評価を行う際に重要となる技術基準類としては,河川砂防技術基準(令和5年10月,国土交通省水 管理・国土保全局)(以下,河砂技術基準という)及び安全性照査法を示した河川構造物の耐震性能照査指針 (令和2年2月,国土交通省水管理・国土保全局治水課)(以降,河川耐震指針という)となる。また,河砂 技術基準を補足する技術基準類として,河川砂防技術基準 設計編(令和5年10月,国土交通省水管理・国

土保全局)(以下,河砂技術基準設計編という)が挙げられる。これら技術基準類を,本検討を進める上で重 要な基準類として扱うものとする。

前述のように,延伸部区間の道路構造物は堤防の近傍で構築するため,道路構造物が定規断面に抵触する 区間も存在する。このため,河砂技術基準設計編及び河川耐震指針に示された照査を満足すること,及び現 況の淀川左岸堤防と同等以上の安全性が確保されていることを検証することを確認するための検討を行うも のとする。

2.3.2 河川構造令第19条に関する検討

延伸部区間の道路構造物が構成する一体構造物については,河川構造令第19条の規定によるものと同等以 上の効力を有するか確認するための技術的検討を実施する。技術的検討を行うに際しては,河川構造令第19 条の「堤防は盛土により築造するものとする」という規定により発現されると考えられる効力のうち,治水 上の観点から判断する必要となる評価項目を抽出し,検討項目として設定を行う。なお,重要となる検討項 目の設定についても,2期での考え方に準拠し,河川構造令及び改訂解説・河川管理施設等構造令(平成12 年1月,財団法人国土技術研究センター)(以下,河川構造令解説という)等を参照し,土堤の有する効力に 関連する部分を抽出した上で,技術的検討項目として設定するものとする。

2.3.3 河川構造令との対応

河川構造令に基づく検証項目とその対応方針について、2期での整理方針を参考に整理を行う。表 2.3.3-1 に整理結果を示す。

表 2.3.3-1 河川構造令との対応

		<i>A</i> 7 - T			構造令の規定によるものと同等以上の
用35	<u>a</u>	余	坝	对心方針	効力があるとする理由
堤防	(適用の範囲)	第1/条		この草の規定は、流水が河川外に流出することを防止するために設ける堤防及ひ霞堤について適用する。	構造令に従っ
		第18条	第1項	堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位(高潮区間にあっては、計画高 潮位)以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造とするものとする。	構造令に従う 耐浸透・耐侵食・耐震機能の確保につい て、いずれの機能に対しても必要な安全性 を確保できることを確認し、土堤と同等以 上の効力があるものと評価した。
	(構造の原則)		第2項	2. 高規格堤防にあっては、前項の規定によるほか、高規格堤防特別区域内の土地が通常の利用に供されても、高規格堤防及びその地盤が、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、高規格堤防設計水位以下の水位の通常の作用に対して耐えることができるものとするものとする。	該当しない
			第3項	3. 高規格堤防は、予想される荷重によって洗掘破壊、滑り破壊又は浸透破壊が生じない構造とするものとし、かつ、その地盤は、予想される荷重によって滑り破壊、浸透破壊又は液状化破壊が生じないものとするものとする。	該当しない
	(材料及び構造)	第19条		堤防は、盛土により築造するものとする。ただし、高規格堤防以外の堤防にあっては、土地利用の状況そ の他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合においては、その全部若しくは主要な部分がコン クリート、鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のものとし、又はコンクリート構造若しくはこれ に準ずる構造の胸壁を有するものとすることができる。	適用除外(第73条四大臣特認) 耐浸透・耐侵食・耐震機能の確保、基礎地 盤とのなじみ、沈下後の復旧性、嵩上祥・ 拡幅等の容易性、道路ボックスの耐久性に ついて、同等以上の状態であることを鑑み て、堤防定規断面内の一部をボックスカル バートが形成しても、構造令第19条の規定 に基づくものと同等以上の効力があるもの レッポー、
		第20条	第1項	堤防(計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く。)の高さは、計画高水流量に応じ、計画高水位に次の 表の下欄に掲げる値を加えた値以上とするものとする。ただし、堤防に隣接する堤内の土地の地盤高(以 下「堤内地路高」という。)が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認 められる区間にあっては、この限りでない。	<u>と刊前した。</u> 構造令に従う
	(高さ)		第2項	2. 前項の堤防のうち計画高水流量を定める湖沼又は高湖区間の堤防の高さは、同項の規定によるほか、湖沼の堤防にあっては計画高水位に、高潮区間の堤防にあっては計画高潮位に、それ花れ波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないものとするものとする。	構造令に従う
		L	第3項	3. 計画高水流量を定めない湖沼の堤防の高さは、計画高水位(高潮区間にあっては、計画高潮位。次項において同じ。)に波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値以上とするものとする。	該当しない
			第4項	4. 胸壁を有する堤防の胸壁を除いた部分の高さは、計画高水位以上とするものとする。	該当しない
	(天端幅)	第21条	第1項	堤防(計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く。)の天端幅は、堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6 メートル未満である区間を除き、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とするものとする。 ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認められる 区間にあっては、計画高水流量が1秒間につき500立方メートル以上である場合においても、3メートル以上 とすることができる。	構造令に従う
			第2項	 計画高水流量を定めない湖沼の堤防の天端幅は、堤防の高さ及び構造並びに背後地の状況を考慮して、 3メートル以上の適切な値とするものとする。 	該当しない
	(盛土による堤防の法	第22条	第1項	盛土による堤防(胸壁の部分及び護岸で保護される部分を除く。次項において同じ。)の法勾配は、堤防 の高さと堤内地盤高との差が0.6メートル未満である区間を除き、50パーセント以下とするものとする。	構造令に従う
	勾配等)		第2項	2. 盛土による堤防の法面(高規格堤防の裏法面を除く。)は、芝等によって覆うものとする。	構造令に従う
	(高規格堤防に作用す る加重の種類)	第22条の	2	高規格堤防及びその地盤に作用する荷重としては、河道内の水位に応じ、次の表に掲げるものを採用する ものとずる。	該当しない
	(荷重等の計算方法)	第22条の	3	前条に規定する荷重の計算その他高規格堤防の構造計算に関し必要な技術的基準は、国土交通省令で定める。	該当しない
	(小段)	第23条		堤防の安定を図るために必要がある場合においては、その中腹に小段を設けるものとする。	該当しない
	(側帯)	第24条		場所の安定を図るため必要がある場合又は非常用の土砂等を備蓄し、苦しくは環境を保全するため特に必 要がある場合においては、建設省令で定めるところにより、堤防の裏側の脚部に側帯を設けるものとす る。	該当しない
	(護岸)	第25条		流水の作用から堤防を保護するため必要がある場合においては、堤防の表法面又は表小段に護岸を設ける ものとする。	構造令に従う
	(水 制)	第26条		流水の作用から堤防を保護するため、流水の方向を規制し、又は水勢を緩和する必要がある場合において は、適当な箇所に水制を設けるものとする。	該当しない
	(八 前))	第26条の	2	堤防に沿って設置する樹林帯は、建設省令で定めるところにより、洪水時における破堤の防止等について 適切に配慮された構造とするものとする。	該当しない
	(管理用通路)	第27条		堤防には、建設省令で定めるところにより、河川の管理のための通路(以下「管理用通路」という。)を 設けるものとする。	構造令に従う
	(波浪の影響を著しく 受ける堤防に講ずべき 措置)	第28条	第1項	湖沼、高潮区間又は2以上の河川の合流する箇所の堤防その他の堤防で波浪の影響を著しく受けるものに は、必要に応じ、次に掲げる措置を講ずるものとする。 - 表法面又は表小段に提岸又は護岸及び波返工を設けること。 二 前面に消波工を設けること。	構造令に従う
			第2項	 12. 前項の堤防で越波のおそれがあるものには、同項に規定するもののほか、必要に応じ、次に掲げる措置 を講ずるものとする。 天端、裏法面及び裏小段をコンクリートその他これに類するもので覆うこと。 裏法尻に沿って排水路を設けること。 	構造令に従う
	(背水区間の堤防の高 さ及び天端幅の特例)	第29条	第1項	甲河川と乙河川が合流することにより乙河川に背水が生ずることとなる場合においては、合流箇所より上 流の乙河川の堤防の高さは、第20条第1項から第3項までの規定により定められるその箇所における甲河川 の堤防の高さを下回らないものとするものとする。ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地 形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間及び逆流を防止する施設によって背水が生じない ようにすることができる区間にあっては、この限りではない。	該当しない
			第2項	2. 前項本文の規定により乙河川の堤防の高さが定められる場合においては、その高さと乙河川の背水が生じないとした場合に定めるべき計画高水位に、計画高水流量に応じ、第20条第1項の表の下欄に掲げる値を加えた高さが一致する地点から当該合流箇所までの乙河川の区間(湖沼である河川の区間をく。以下「背水区間」という。)の堤防の天端幅は、第21条第1項又は第2項の規定により定められるその箇所における甲の堤防の天端幅を下回らないものとするものとする。ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支降がないと認められる区間にあっては、この限りでない。	該当しない
	(湖沼又は高潮区間の 堤防の天端の特例)	第30条		計画高水流量を定める湖沼又は高潮区間の堤防に第28条第1項第一号に掲げる措置を講ずる場合においては、当該堤防の天端幅は、第21条第1項及び前条第2項の規定にかかわらず、第28条の規定により講ずる措置の内容及び当該堤防に接続する堤防(計画横断形が定められている場合には、計画堤防)の天端幅を考慮して、3メートル以上の適切な値とすることができる。	該当しない
		第31条	第1項	その全部又は主要な部分がコンクリート、鋼矢板又はこれらに準ずるものによる構造の堤防については、 (第71条) 第29条第2項及び前条の規定は、適用しない。	該当しない
	(天端幅の規定の適用 除外等) 		第2項	2. 胸壁を有する堤防に関する第21条、第29条第2項及び前条の規定の適用については、胸壁を除いた部分の上面における堤防の幅からの胸壁の直立部分の幅を滅じたものを堤防の天端幅とみなす。	該当しない
	(連続しない工期を定 めて段階的に築造され る堤防の特例)	第32条		堤防の地盤の地質、対岸の状況、上流及び下流における河岸及び堤防の高さその他の特別の事情により、 連続しない工期を定めて段階的に堤防を築造する場合においては、それぞれの段階における堤防につい て、計画堤防高さと当該段階における堤防の高さとの差に相当する値を計画高水位(高潮区間にあたって は、計画高潮位。以下この条において同じ。)から滅じた値の水位を計画高水位とみなして、この章(第 29条前文を除く。)の規定を準用する。	該当しない
_		1	1		1

2.4 一体構造物としての課題

2.4.1 一体構造物としての安全性における課題

一体構造物としての安全性に対する課題を整理するにあたり,被害を及ぼす要因を想定する。想定される 被害シナリオとして,洪水(高潮)・豪雨,地下水変動,地震,地盤変形,交通振動,老朽化が挙げられる。 以下に,想定される被害を示す。なお,赤字で表記の部分は一体構造物特有の被害を示すものである。

■洪水(高潮)・豪雨による被害想定(図 2.4.1-1参照)

【堤防の被害】

- ・水みち発生(パイピングの誘発)
- ・基礎地盤のパイピング破壊
- ・堤体のすべり破壊
- ・直接侵食・側方侵食・洗掘
- ・天端からの雨水排水による堤防のり面の侵食

【道路の被害】

- ・越水による上載土の流出・浮き上がり・道路冠水・土砂流入
- ・内水氾濫による道路冠水
- ・継手損傷部からの漏水・土砂流入・継手損傷部からの漏水・土砂流入

【周辺環境への被害】

・堤防及び道路被害に伴う浸水被害



図 2.4.1-1 洪水(高潮)・豪雨による被害想定

■地下水変動による被害想定(図 2.4.1-2参照)

【堤防の被害】

- ・地下水流動阻害による水みちの発生(パイピングの誘発)
- ・構造物に沿った縦断方向の水みちの発生(パイピングの誘発)

【道路の被害】

- ・水位上昇による構造物の浮き上がりに伴う損傷・段差発生
- ・継手部からの漏水、土砂流入
- ・構造物の浮き上がり

【周辺環境への被害】

・堤内地の地下水位低下(広域圧密沈下の発生)





図 2.4.1-2 地下水変動による被害想定

■地震による被害想定(図 2.4.1-3参照)

【堤防の被害】

- ・変形(すべり,液状化)
- ・ひび割れ,水みち(パイピングの誘発)
- ・構造物損傷による堤防天端面での陥没
- ・構造物損傷による堤体土流出での陥没

【道路の被害】

- ・構造物の変形(倒壊,損傷)
- ・ 液状化による構造物の移動(浮き上がり,沈下,回転)
- ・構造物の損傷等に伴う道路内への漏水、土砂流入
- ・継手部の損傷・段差・離れの発生
- ・津波の流入

【周辺環境への被害】

・堤防及び道路被害に伴う浸水被害





図 2.4.1-3 地震による被害想定

■地盤変形による被害想定(図 2.4.1-4参照)

【堤防の被害】

- ・圧密沈下による堤防高不足(沈下・変形)
- ・構造物周囲と基礎地盤の隙間形成による水みちの発生
- ・構造物~地盤の不同沈下による地表面の段差、ひび割れ、ゆるみの発生

【道路の被害】

- ・圧密沈下による構造物の沈下,側方移動,回転
- ・不同沈下による継手部の損傷・段差・離れの発生
- ・継手損傷部からの漏水、土砂流入

【周辺環境への被害】

・盛土部・道路構造物の圧密沈下による周辺地盤の引き込み沈下





図 2.4.1-4 地盤変形による被害想定

■交通振動による被害想定(図 2.4.1-5参照)

【堤防の被害】

・交通振動による堤防のひび割れ,水みち(パイピングの誘発)

【道路の被害】

—

【周辺環境への被害】

・交通振動による家屋振動





図 2.4.1-5 交通振動による被害想定

■老朽化による被害想定(図 2.4.1-6参照)

【堤防の被害】

- ・堤防の変形, 陥没
- ・構造物損傷による堤防天端面の陥没
- ・構造物損傷による堤体土流出に伴う陥没

【道路の被害】

_

- ・構造物の老朽化等による部材損傷
- ・継手損傷部からの漏水、土砂流入

【周辺環境への被害】





図 2.4.1-6 老朽化による被害想定

これら想定した被害により,道路構造物周辺には地震や地盤変形等により水みちが発生し,その後の内部 浸食により堤防破壊の危険性が高まり,堤防の安全性の低下が懸念される。また,道路構造物は,通常の機 能に加え,堤防へ悪影響を及ぼさない構造とする必要があり,堤防構造としては,前例のない構造となる。 以上より,既往基準類等による照査手法の適用の可否に加え,その照査手法の妥当性を現地計測等により検 証する必要がある。

各被害想定の中で,一体構造物特有の課題として,水みちが考えられる。水みちの発生の要因としては, 道路構造物による地下水のせき止めが起因となる堤体内水位の上昇,道路構造物と土堤との地震時及び地盤 変形の際の挙動の違いが起因となる構造物周辺の空洞化や地盤との剥離であると推測される。

2.4.2 一体構造物としての施工時における課題

延伸部区間の施工は 2 期の施工と同様に,河川堤防において部分開削を行う。このため,仮締切堤設置基準(案)の一部改訂(通知)(平成26年12月11日国河治第92号国土交通省水管理・国土保全局治水課長) (以下,仮締切堤基準という)に準拠し,仮締切堤を設置するが,その治水安全性の確保が課題として考えられる。

2.4.3 一体構造物としての維持管理における課題

延伸部区間は一部,2期と同様に,堤防と道路構造物の一体構造物となるため,通常の堤防,道路構造物に 生じる変状に加えて,図 2.4.3-1 に示すとおり,構造物周辺の水みちの発生が懸念される。そのため,一般 の堤防や道路構造物に必要とされる維持管理に加えて,水みちの発生に繋がる予兆現象を捉え,適切に対処 することが重要となる。供用中の維持管理において,必要となるモニタリング項目の抽出,手法及び頻度・ 時期,結果の評価手法,マニュアル整備,河川管理者,道路管理者双方の維持管理体制等が課題となる。



図 2.4.3-1 構造物周辺の水みち発生イメージ図

2.5 課題への対応方針

前述のとおり、一体構造物となる延伸部区間では、河川構造令第19条「堤防は、盛土により築造するもの」 の規定に適合していないため、第18条の構造の原則(耐浸透機能,耐侵食機能,耐震機能)、第19条の材質 及び構造(維持管理等が容易、災害復旧が容易等)の規定に対し、堤防と同等以上の効力を有するかについ て、安全性、施工及び維持管理手法に関して課題を挙げた。以下にそれぞれの対応方針を述べる。
2.5.1 安全性への対応方針

洪水(高潮)・豪雨・地下水変動による影響として、一体構造物特有の損傷として推定される道路構造物周 辺における堤体内の水位上昇によりパイピング破壊を誘発するような水みちが想定される。その発生要因と なる堤体内の水頭差(横断方向,縦断方向)や、道路構造物周辺の地盤の剥離、空洞化の発生(圧密沈下や 地震、交通振動)の可能性も考慮し、必要となる対策工を検討し、安全性の確認を行う。上記のように、構 造物周辺の水みちは、道路構造物と堤防の不同沈下、堤体内浸潤面の上昇が大きく起因すると考えられる。 不同沈下については、道路構造物と堤防を一体でモデル化した上で、施工ステップを考慮した圧密沈下解析 により、道路部と堤体部の沈下差を評価する。なお、完成後のモニタリングによる解析手法の妥当性検証方 法についても検討する。

2.5.2 施工への対応方針

施工に関しては,延伸部区間では地震等による被災時においても仮復旧が速やかに行えるようにするため 土堤仮締切を設置し,仮設時の堤防機能(耐浸透機能,耐侵食機能,耐震機能)を確保できる構造及び仮復 旧の方針を検討する。また,施工時には,道路構造物構築時に際し,土留矢板を設置し掘削を行う。このた め,土留設置に伴う水位上昇や地震等により土留が変形し,堤防機能の低下に繋がる恐れがある。以上より, 施工時における土留変形の抑制,変形が生じた場合の補修・補強,施工時のモニタリングについて検討を行 う。

2.5.3 維持管理への対応方針

維持管理手法に関しては,解析による定量的評価を行うが,その妥当性を検証するためのモニタリング手法(浸透,圧密,耐震)を検討する。また, 2.4.3の中で示した維持管理手法について継続的に機能を維持 するための具体的な点検手法(項目,時期,方法)や評価方法,管理体制等を検討する。

通常の堤防で実施する維持管理に加えて、水みちの要因となる道路構造物内への土砂流出の点検や、水み ちの兆候となる構造物回りの地表面の変状を、目視点検や沈下計、測量等により定期的に状態把握を行い、 損傷の早期発見、早期対応が可能となる維持管理手法について検討する。

2.6 課題と検討項目の整理

辝

次章以降で示す,上述の課題に対する検討項目の整理結果を表 2.6-1,表 2.6-2 に示す。整理に際しては, 課題の分類分けとして河川構造令の条項を用い,その条項に基づき課題の分類を行った。表中には,各検討 内容が技術検討書のどの部分に該当するか明確にするため,表中に該当する章節項を明示した。

を第1項に関	目する検討			
侵食の作用	用に対する安全	全性の照査	4.1	
	堤防・護岸	(含む根固め工)の直接侵食(流速)に対する安全性	4.1.2	
		直接侵食に対する安全性		4.1.2.1
	堤防の側方侵	食に対する安全性	4.1.3	
		側方侵食に対する安全性		4.1.3.1
	低水護岸(含	な根固め工)の洗掘に対する安全性	4.1.4	-
		洗掘に対する安全性		4.1.4.1
	雨水による場		4.1.5	
		天端からの雨水排水による堤防侵食に対する安全性		4.1.5.1
		堤防ののり勾配等の構造的条件		4152
浸透の作用	 目に対する安全		4.2	4.1.5.2
	浸透作用にも	+すろ道略構造物の安全性	422	
	12 22 IF/IIICA	「「2000円20000000000000000000000000000000	7.2.2	4221
		*位 ト見に ト ろ 道 敗 構 浩 物 の 浮き ト が り に 対 す ろ 安 生 に		4.2.2.1
		水位上見による道路構造物の得る工がりに対する女王に		4.2.2.2
		小位上升による垣昭悟垣初の得動・転倒・地盤又行力の女主任		4.2.2.3
		小位上升による道路構造物の部材の女主性		4.2.2.4
		道路構造物局りの小みらの先生に対する女生性思査 他子如本と混れ、しひが法したステレス社会スタム地の本		4.2.2.5
				4.2.2.6
		平均動水勾配か現況より低減することの確認		4.2.2.7
		地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化		4.2.2.8
	浸透作用に求	する基礎地盤の安全性	4.2.3	
		基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査		4.2.3.1
		杭基礎構造及び固結工法の水みち発生に対する安全性照査		4.2.3.2
地震動の作	作用に対する多	安全性照查	4.3	
	地震後の道路	3構造物及び堤体の変形に対する安全性	4.3.2	
		地震後の堤防の変形(沈下)に対する安全性		4.3.2.1
		レベル2地震の横断方向の作用対する道路構造物の構造部材の安全性		4.3.2.2
		レベル2地震の縦断方向の作用対する道路構造物の構造部材の安全性		4.3.2.3
		レベル2地震における水みち発生に対する安全性		4.3.2.4
	地震後の道路	3構造物及び堤体に対する修復性	4.3.3	
		地震時の道路構造物の回転に対する安定性		4.3.3.1
		レベル2地震動の作用に対する道路構造物の安定性		4.3.3.2
		レベル1地震動の横断方向作用に対する道路構造物の構造部材の安全性		4.3.3.3
	交通振動が場	≧防の安全性に及ぼす影響に関する検討	4.3.4	
常時の健全	全性照査		4.4	
	常時のすべり)破壊に対する安全性	4.4.2	
	沈下に対する	安全性	4.4.3	
波浪等の作	- 乍用に対する3	安全性照查	4.5	
	津波外力に対	する安全性	4.5.2	
		津波による直接侵食に対する安全性		4.5.2.1
		津波による越波に対する安全性		4522
高潮時及7	「風浪時の作用	目に対する安全性昭香	4.6	
141101- 1 200 0	高潮及び風渡	泉外力に対する安全性	4.6.2	
		高潮時の波浪による直接侵食に対する安全性		4621
		高潮時の越波に対する安全性		4622
安全な構造	 告の維持の容易		4.7	
	堤防の安全性	に係る性能の維持	472	
		道路構造物内部からの占権	7.7.2	4721
		場防欠損業の復旧作業を早期に行うための作業ルートの検討		4722
		河川管理田通販の確保に給封		4722
		1970日全田/四四2010日休日(1970) 退休乃び道欧構造版の亦出た如根できる古塔体での建筑の於計		4.7.2.3
		使伴及い退始 開 に 物 り 後 小 を 比 か と に 強 じ さ る 品 快 伴 ポ り 傳 楽 り 使 討 她 结 監 担 、 占 校 砕 ル の た み の 仕 判 動 供		4.7.2.4
		心が置い・品(物)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)		4.7.2.5
	1	坦昭1世垣初12前からの柵底		4./.2.6

表 2.6-1 第18条1項に対応する課題整理結果

表 2.6-2 第19条に対応する課題整理結果

条に関する	5検討		
構造物と	しての劣化現象が生じにくい構造とするための検討	5.1	
	構造物の劣化が生じにくい設計、施工がなされること	5.1.2	
	劣化が生じた場合にそれを確認できる構造であること	5.1.3	
	劣化の検知を可能とする構造検討の実施		5.1.
	劣化が生じた場合に補修が可能な構造であること	5.1.4	
	劣化が生じた場合の補修等の対応に関する検討		5.1.
不同沈下	に対する修復の容易性に関する検討	5.2	-
	堤防機能に影響するほどの不同沈下が生じない設計であること、あるいは不同沈下が生じても容易に		
	修復できる範囲に収まるよう設計されていること構造物の劣化が生じにくい設計、施工がなされるこ	5.2.2	
	ک ا	-	
	圧密沈下に伴う堤防高の確保		5.2
	道路構造物と堤防の圧密沈下差による地表面の段差の発生		5.2
	圧密沈下に伴う道路構造物構造継手からの漏水・土砂流入に対する安全性		5.2
	不同沈下が生じた場合にそれを確認できる構造であること	5.2.3	
	不同沈下が生じた場合は迅速な修復が可能な構造であること	5.2.4	
基礎地盤	と一体としてなじむこと	5.3	
	道路構造物が存在することに起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計で		
	あること	5.3.2	
	地震時における道路構造物と堤体間での水みち発生		5.3
	不同沈下に起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計であること	5.3.3	
	水みちが生じた場合にそれを確認できる構造であること	5.3.4	
	水みちが生じた場合に補修が可能な構造であること	5.3.5	
嵩上げ、	拡幅等が容易であることに関する検討	5.4	
	拡幅について土堤と同等以上の容易さを有することの確認検討	5.4.2	
	耐浸透性に関する検討		5.4
	耐震性に関する検討		5.4
	自重による堤体の安定性		5.4
	侵食に対する検討		5.4
	耐越水性に対する検討		5.4
地震時及	び洪水時に被災した場合の復旧に関する検討	5.5	
	地震時に損傷が発生しにくい構造の設計、損傷に対する容易な修復性の確保に関する検討	5.5.2	
	地震時に損傷が発生した場合の確認が可能であること	5.5.3	
	地震時に損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること	5.5.4	
	洪水による損傷が生じた場合の確認が可能であること	5.5.5	
	洪水による損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること	5.5.6	

3章 延伸部区間の基本設計条件

3.1 基本条件

3.1.1 堤防形式と構造体の形式

河川堤防に与える影響を検討するうえで、堤防形式、堤防内に構築される構造物の構造形式並びに構造物の位置に着目し、それらを分類したうえで各検討項目に対する評価を行う。今回の図 3.1.1-1 に示すように、延伸部区間における堤防は、土堤形式となっている。

道路構造物の構造形式については、平面図を図 3.1.1-2 に、代表断面として測点 No.4, No.15, No.23, No.30, No.37の横断図を図 3.1.1-3 に示す。図 3.1.1-4 に示すように本線はボックスカルバードからシールドトンネルとなる。また本線へは国道 423 号からランプが構造を変えながら合流する。







図 3.1.1-2 平面図















図 3.1.1-3 延伸部区間の代表断面の概要



図 3.1.1-4 延伸部区間における道路構造物の構造形式の分類

3.1.2 土質条件

土質条件の整理に際しては、 淀川の堤防で実施された調査結果に加え、 延伸部区間の調査結果も取り込ん で整理を行った。

図 3.1.2-1 に延伸部区間の地質断面図を示す。図中に示すように、当該区間の地質状況は、測点 No.24~ No.28 付近を境に、標高約-30m 以浅に分布する沖積層の層相が西側と東側で異なる。

西側区間は,表層の埋土・盛土の直下に,層厚 10m 前後の砂質土層が分布し,その下位に層厚 15m 前後の 粘性土層からなる沖積層が分布する。一方,東側区間の沖積層は,地表付近から深度 25m 前後まで砂質土層 が厚く分布しており,西側区間で広く連続する粘土層の分布は認められない。

ボーリング調査が実施されていない西側区間と東側区間の間(No.24~No.28)を粘性土層と砂質土層との 遷移区間とし、検討に当たっては、どちらの条件となっても良いような地層構成を設定することとする。



3.2 完成時の基本設計条件

延伸部区間における道路構造物及び河川堤防の構造的対応については,2期委員会で得られた知見等を踏襲 することを基本とする。第4章以降で述べる河川堤防の安全性の評価を行うに際し,設計条件が重要となる。 本章では基本設計条件を以下に示す。

3.2.1 河川堤防と道路構造物との関係

河川堤防と道路構造物の関係として、平面図を図 3.1.1-2 に、断面図を図 3.1.1-3 に示す。断面図については、始点部の境界にあたる No.4、立坑付近の No.15、ランプ部が堤防定規断面に抵触する No.23、ランプがボックス構造へ変化し、ボックス全体が地下構造物となり、堤防定規に抵触する No.30、本線シールドトンネルとランプが合流し、切り拡げ構造となる No.37 の計 5 断面を図 3.1.1-3 に示す。

3.2.2 川表及び川裏の堤防形状

淀川の河川堤防の整備状況を踏まえ,No.4~No.22の川表形状ののり勾配を1:4.0の一枚のりとし,No.23以降の川表形状ののり勾配は1:5.0の一枚のりを基本とする。延伸部区間では道路構造物が地下へ潜るため,川 裏側の堤防形状は堤防定規を満たす断面とし,途中で現況堤防と交差する箇所より堤内側は現況堤防の形状とする。

3.2.3 降雨浸透対策

2期での解析検討の中で、川裏側からの降雨の侵入は堤体の安全性を著しく低下させる要因になることから、 図 3.2.3-1に示す降雨浸透対策を実施することとしている。延伸部区間についても、2期のこの考え方を準用 し、同様の川裏側の堤防表面での降雨浸透対策を実施することとする。



図 3.2.3-1 降雨浸透対策

3.2.4 E密·液状化対策

延伸部区間では,圧密・液状化対策として,地盤改良のうち固結工法を想定する。 改良範囲には,以下の三通りの対策が考えられ,例を図 3.2.4-1 に示す。

- ・道路設計の中で検討された改良範囲
- ・液状化対策としての改良範囲
- ・圧密沈下対策としての改良範囲

なお,浸透の検討においては,地盤改良がある場合,地下水の流れが遮断されることで堤防内の浸潤面が 上昇しやすくなり,堤防の安全性を低下させる。このため,堤防の安全に対し最も厳しくなる条件として, 想定されうる最大の改良範囲として地表付近までの改良範囲を設定した検討を行う。

耐震,変形(圧密)の検討においては,堤防の安全性に最も厳しくなる条件となるよう,対策を考慮しな い検討を実施する。そのうえで,安全性照査の基準を満たさない場合は,それぞれ最低限の対策を考慮した 検討を行う。その際には,道路設計で決定した改良範囲についても考慮することとする。



図 3.2.4-1 延伸部区間における改良範囲の考え方の例

3.3 施工時(仮締切)の基本設計条件

3.3.1 仮締切の施工概要

延伸部区間の施工に際し、2期と同様に、仮締切工が必要となる。その施工時においては、以下で述べる施 工時の耐浸透機能,耐侵食機能,耐震機能に対する安全性の検討により、治水機能に対して求められる安全 性を確認する。特に,耐震機能については,南海トラフ地震規模の大規模地震時の緊急復旧を想定した,資 材,機材の調達手法について計画する。

延伸部区間は堤防が土堤形式であり、仮締切工法として土堤仮締切を採用する。

延伸部区間では定規断面に道路ボックスが重複するがその範囲は現況小段程度までであるため、仮締切工の川表のり勾配は1:4.0の1枚のりの断面に腹付けするような形状を基本とする。図3.3.1-1に延伸部区間の 仮締切の状況として断面図を示す。



図 3.3.1-1 仮締切状況

3.3.2 巨大地震時における緊急復旧シナリオ

施工時の仮締切堤は,既設堤防と同等の安全度を有する構造を基本とする。設計外力を超過するような巨 大地震が生じた場合に止水機能を損なう恐れがある。万一,仮締切堤の止水機能が失われた場合の緊急復旧 シナリオを検討するとともに,緊急復旧に必要な対策工及び施工計画における条件を整理する。2 期における 設計外力は,土堤仮締切でレベル 2 地震動を対象としていたことから,延伸部区間の仮締切における設計外 力もレベル 2 地震動とし,これ以上の地震が発生した場合の緊急復旧も想定した検討を行う。緊急復旧シナ リオとして,地震後に想定される仮締切堤の状況,緊急復旧方針,緊急復旧工及び必要復旧土量を検討する。

(1) 巨大地震後に想定される仮締切の状況

土堤仮締切は, 6.3.4 により,施工時においてもレベル2地震動に対する定量的評価より止水機能を確保しているが,図 3.3.2-1 に示すように,大規模地震(南海トラフ巨大地震等)に対しては慣性力,液状化による変形より,照査外水位を下回り止水機能を確保できない可能性がある。



図 3.3.2-1 土堤仮締切に想定される状況

(2) 仮締切堤の緊急復旧方針

巨大地震後に仮締切堤が変状し止水機能を確保できない場合,緊急的に止水機能を確保する必要がある。 緊急時は周辺道路が閉塞され鋼矢板等の資材やクレーン等の復旧に必要な機材を現地へ運搬できない可能性 が考えられる。そのため,仮締切変状後の止水機能の確保は現地で確保,施工できる材料として土堤により 復旧するものとする。緊急復旧時の土堤に使用する土は,現況堤防,土堤仮締切,工事用道路の土量が確保 できると考えられるが,本検討では安全側を考慮し,土堤仮締切の土量のみで復旧を行う方針とし,不足す る場合は近傍の仮置きヤードから運搬することとする。

■ 残留堤防高の取り扱いについて

「河川堤防の耐震点検マニュアル」(平成 28 年 3 月,国土交通省水管理・国土保全局治水課)では図 3.3.2-2 に示すように,既往の地震において堤防天端に堤防高さの75%以上の沈下が生じた事例はなく,地震 前の堤防高さの 25%は最低でも残存していたことが明らかにされている。本検討においてもこの考え方を参 考に,残留堤防高は地震前堤防高の 25%残留するものとして考える。なお,実際には土堤が液状化して沈下 した場合でも側方流動等により堤防側面に土が残る。





引用:「河川堤防の耐震点検マニュアル」(平成28年3月、国土交通省水管理・国土保全局治水課)

■ 緊急復旧堤防の構造

緊急復旧堤防の構造は止水機能を満足できる最小限の構造とし,河川構造令を参考に図 3.3.2-3 に示すとおり設定を行う。



図 3.3.2-3 緊急復旧堤防の構造

締切高は仮締切堤と同様に計画堤防高とする。天端幅は緊急復旧であるため構造令の最小値として 3.0m と する。のり勾配は土堤の最小のり勾配 1:2.0 とする。緊急復旧堤防は連続性を考慮し現況堤防位置での復旧を 基本とする。

- · 締 切 高:計画堤防高
- ・天 端 幅:3.0m (河川構造令,最小天端幅)
- ・のり勾配:1:2.0 (河川構造令,土堤の最小のり勾配)
- ・設置位置:現堤位置での復旧を基本とする

(3) 復旧のシナリオ

仮締切の機能が失われた場合,14日以内に1次緊急復旧として緊急復旧堤防を築堤し,計画堤防高までの止水機能を確保する。図3.3.2-4に延伸部区間における緊急復旧シナリオを示す。

(4) 復旧土量の確保

復旧方針で示した断面による復旧に必要な土量ならびに確保できる土量を試算する。土量は図 3.3.2-5 に 示す仮締切断面図に締切延長を乗じて算出を行った。当該区間の復旧必要土量は土堤仮締切の拡幅部から確 保する。

土量収支を表 3.3.2-1 に示す。当該工区では約50 m³/mの土が必要となるが、仮締切部の土だけでは不足することから、施工時においては、仮設ヤードの土の運搬等を含めた、緊急復旧時の必要土量の確保を念頭に置いた計画を立てることとする。





図 3.3.2-5 仮締切形状断面図

		対象区間	確保土量	緊急復旧 に必要な 土量	残土	延長	土量収支			
区間	締切タイプ	対象範囲) ĭ	道路測	点	m [°]	m [°]	m	m	m
2 期線	-	No. 43~244 (4)	43	~	244 (4)	2	- 2		1140	2460
	B1	No. 4~12	4 ~		12	43	50	-9	160	-1400
	-	No. 12~14	12	~	14	-	-	-	40	-
国道 423 号	B1	No. 14~21	14	~	21	51	49	2	140	242
より上流	С	No. 21~22	21	~	22	0	46	-46	20	-919
	B1	No. 22~46	22	~	46	16	43	-27	490	-13, 255
	-			区間	『計(土量	収支)			1, 990	-12, 872
に異ちない	-		姫島			-	-	-	-	3, 000
1 収直さヤート	-		北港西			-	-	-	-	12, 000
		計	110	188	-80	1, 990	2, 128			
							and the second s		1	

表 3.3.2-1 緊急復旧時の土量収支

青字:確保土量、赤字:不足土量

(5) 復旧土の運搬計画

施工時においては掘削土を仮置きしているため、緊急時には仮置きヤードから運搬する. 淀川左岸線、神 戸線が緊急輸送路として活用されることから、これらを活用した運搬もしくは河川から船を利用した運搬に よって必要な土量の確保が可能と考えている。施工区間においては、車両の輻輳が考えられるが、①~④の 複数のルートを確保できることから、いずれかのルートを利用することで仮築堤による第1次緊急復旧を行 う。



図 3.3.2-6 復旧土の運搬計画の概要

3.3.3 仮締切の施工手順

図 3.3.3-1~図 3.3.3-3 に施工手順を示す。

①仮堤防の築造

トンネル本体工範囲の掘削等にあたり、堤防定規を前出し



②地盤改良工

仮堤防築造後、トンネル本体施工範囲に対し地盤改良



図 3.3.3-1 施工手順①

③土留工

仮堤防築造後、トンネル本体施工範囲を地盤改良





土留施工後にトンネル本体のため地盤掘削



図 3.3.3-2 施工手順②

⑤ トンネル本体エ

土留工を設置



⑥本堤防築造





図 3.3.3-3 施工手順③

3.4 高規格堤防を考慮した基本設計条件

延伸部区間の河川堤防は高規格堤防整備区間と河川整備計画で位置づけられているが、本検討時点では事 業化されていない。しかし、将来において整備されることになる。そのため、手戻りを避ける観点から、高 規格堤防を考慮した検討を行うことにする。

(1) 川裏形状

堤内側の整備形状は事業区間に異なるため、本検討では堤防定規断面からのり勾配1:28.2 を河川保全区域 まで延ばし、堤防天端肩と結んだのり面を考慮する。のり尻部は1:2 で地表に下ろす暫定の堤防形状を考慮 する。



図 3.4-1 高規格堤防形状

(2) 川表形状

川表形状は 1.5 (2) に示したように堤防護岸部 (No.4~22) はのり勾配 1:4.0, 高水護岸部 (No.23~46) はのり勾配 1:5.0 の一枚のりとし, 拡幅するのり面は天端から現況堤防にあたるところまでとする。

4.1 侵食作用に対する安全性照査

4.1.1 安全性照査のための基本的考え方

耐侵食性能の照査は,河道の平面及び縦横断形状を考慮した洪水時の作用による流速又は侵食量等を算出 し,許容値等を満足するかを確認することを基本とする。許容値には,過去の被災実績,護岸の設置状況及 び堤防前面の高水敷幅等を踏まえた堤防のり面の侵食限界流速又は高水敷の侵食量等を設定する。

照査は,河砂技術基準設計編,河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)(平成24年2月 財団法人 国土技術 研究センター)(以下,手引きという)及び護岸の力学設計法(改訂版)(令和5年10月一般財団法人国土技 術研究センター)(以下,護岸の力学設計法という)に準じて行う。

照査項目と照査手法の設定方法を以下に示す。



(出典:河砂技術基準設計編 技術資料, 第1 章第2 節-17)



(出典:手引き,p.89)

延伸部区間周辺の河道状況を図 4.1.1-2 に示す。対象区間の 9.2k 付近より下流は、湾曲外岸側及び外岸側下流部にあたる。また、8.6k~8.8k は、表 4.1.1-1 に示すように、高水敷幅が手引きの中で求められる幅を満たさない ($b_{fp}/H_{fp} \leq 3.0$ のため堤防護岸とみなされる)状況にあることを踏まえて、高水護岸・低水護岸が一体となって侵食等に対して抵抗すると考える必要がある。そのため、当該区間の河岸形状特性も踏まえ、安全性の評価を行う。

堤防護岸部の横断図を図4.1.1-3に、検討区間の現況河道横断図を図4.1.1-4に示す。



図 4.1.1-2 河道の状況 (8.0k~9.6k)

表 4.1.1-1 現況河道諸元

距離標	HWL (0. P. +m)	計画高水敷高 (0.P.+m)	平均河床高 (0. Pm)	低水路水深 Hmc (m)	低水路肩高 Hb(m)	高水敷水深 Hfp(m)	高水敷幅 bfp(m)	bfp/Hfp	高水護岸 or堤防護岸	区間	bfp/Hb	必要高水敷幅 判定
8. 2k	6.64	3. 70	-5. 16	11.8	6. 2	5. 6	52. 5	9.4	高水護岸	水護岸 外岸側下流部		0
8. 4k	6. 74	3. 75	-4. 32	11. 1	6. 2	4. 9	0. 0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
8. 6k	6.85	3. 80	-4. 35	11. 2	6.9	4. 3	0. 0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
8. 8k	6.96	3. 85	-3. 23	10. 2	5.4	4. 7	0.0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
9. 0k	7.06	3. 90	-2. 86	9.9	4.9	5. 0	17. 2	3. 4	高水護岸	湾曲外岸側	3. 5	0
9. 2k	7.17	3. 95	-2. 23	9.4	5.3	4. 1	74. 3	18. 1	高水護岸	湾曲外岸側	14. 0	0
9. 4k	7. 28	4. 00	-2. 83	10. 1	6. 7	3. 4	185. 5	54. 6	高水護岸	直線部	27. 7	0
9. 6k	7. 38	4. 05	-3. 38	10. 8	7.4	3. 5	131.5	37.6	高水護岸	直線部	17. 8	0
9. 8k	7. 47	4. 09	4.09 -4.29 11.8 8.3 3.5 202.4 57.8 高水護岸		高水護岸	直線部	24. 4	0				
				bfp/Hb>2	2~3							









4.1.2堤防・護岸(含む根固め工)の直接侵食(流速)に対する安全性

4.1.2.1 直接侵食に対する安全性

(1) 照査基準

照査については、河砂技術基準設計編をもとに、直接侵食に関する外力に対する抗力が照査許容値以下 であることを確認するべく式(4.1.2-1)~式(4.1.2-4)により照査を行う。なお、対象とする構造物は、 高水護岸被覆ブロック照査は、高水敷、矢板、捨石(矢板の川表側)、根固めブロック(捨石被覆)とす る。また、照査に際しては、河砂技術基準設計編の中に示す関連通知である護岸の力学設計法も参照する こととする。

高水護岸被覆ブロックの移動限界流速 > 高水護岸前面の流速	•••	式(4.1.2-1)
高水敷の侵食限界流速 > 高水敷前面の流速	•••	式 (4.1.2-2)
矢板の移動限界流速 > 矢板前面の流速	•••	式 (4.1.2-3)
根固めブロック(捨石被覆)の移動限界流速 > 根固めブロック(捨石被覆)前面の流速		式 (4.1.2-4)

(2) 照查手法

表 4.1.1-1 に示すように, 8.6 k ~ 8.8 k の高水敷幅は狭いことから,堤防護岸として評価する。9.0 k~ 9.4 k は,高水護岸の直接侵食に対する安全性を照査する。堤防護岸,高水護岸及び根固め工の標準断面図 をそれぞれ図4.1.2-1,図4.1.2-2,図4.1.2-3 に示す。

式(4.1.2-1) ~式(4.1.2-4)に示す照査を実施するにあたり,各検討対象の前面における流速を求め る必要がある。流速は,護岸の力学設計法に基づき,不等流計算によるエネルギー勾配から計画高水位時 の断面平均流速を算定し,湾曲等による割増係数を考慮して算出する。しかし,本検討では,安全側の評 価を行うため,護岸の力学設計法に基づく代表流速と平面流況解析により評価した流速とを比較し,大き い方の値を代表流速として設定する。

なお,護岸の力学設計法に基づく流速評価では,前項で述べたように本検討対象は高水敷幅が狭く,堤 防護岸として位置づけられるため,護岸の力学設計法に基づき代表流速は低水護岸(低水部)の流速を用 いるものとする。本検討では参考として高水護岸(高水部)における流速についても算出し,その結果を 低水部の流速と併せて示す。

4-5



図 4.1.2-1 堤防護岸の標準断面図(河川距離標:8.4k+197 道路測点 No.6)



図 4.1.2-2 高水護岸の標準断面図(河川距離標:9.0k+4 道路測点 No.24)



図 4.1.2-3 根固め工の標準断面図(堤防護岸部:河川距離標:8.4k+197 道路測点 No.6)

- (3) 照査外力
 - 1) 侵食外力の評価手法① (護岸の力学設計法)
 - ・代表流速の算出

代表流速の算出は,式(4.1.2-5)により算定する。

$$V_0 = \alpha \cdot V_m \qquad \qquad \cdots \qquad \vec{\mathbf{x}} \quad (4.1.2-5)$$

ここに, V_0 :代表流速 (m/s), α :補正係数, V_m :平均流速 (m/s) とする。

平均流速の算出式は護岸の力学設計法に示す式(4.1.2-6)を用いるものとする。

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$
 ... 式 (4.1.2-6)

ここに、 V_m : 平均流速 (m/s)、n: マニングの粗度係数、 H_d : 設計水深 (m)、 I_e : エネルギー勾配とする。

高水部は,対象区間での高水敷幅が狭いため,湾曲による式(4.1.2-7)及び低水路流れの干渉による式(4.1.2-8)による補正を行い高水部の代表流速を算出する。

湾曲による補正係数 $\alpha = 1 + \frac{B}{2r}$ ···· 式 (4.1.2-7) ここに、B:川幅 (m)、r:曲率半径 (m)

低水路流れの干渉による補正係数 $\alpha = 1 + \frac{(u_b - u_{w0})}{u_{w0}} exp \left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{w0}}{H_{fp} \cdot \varepsilon}} \cdot y \right]$ ···· 式 (4.1.2-8)

ここに、 *u_b*:境界部の流速(m/s)

u_{w0}:高水敷部と低水路部それぞれの緩衝効果の影響範囲外での流速(m/s)

(それぞれの水深,粗度,エネルギー勾配を用いて,マニング式で求めることができる)

- F_w:高水敷部での摩擦損失係数, H_{fp}:高水敷部水深(m)
- ε:横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数(m²/s)

 $y: b_p$ (高水敷幅) (m) とする。

低水部では,河道湾曲部の外岸側下流部として式(4.1.2-9)により補正を行うことで代表流速を算出する。

河道湾曲部の外岸側下流部としての補正係数 $\alpha = 1 + \frac{\Delta z}{2H_d} + \frac{B}{2r}$ ···· 式 (4.1.2-9) ここに、 Δz :洗堀深 (m)、 H_d :設計水深 (m)、B:川幅 (m)、r:曲率半径 (m)とする。

· 準2次元不等流計算

平均流速V_mを求めるために必要なエネルギー勾配I_eは、準2次元不等流計算から求まるエネルギー勾 配を用いる。計算結果は、淀川河川事務所より提供を受けた。計算条件と計算結果を以下に示す。 計算条件

・対象流量:10,800 m³/s(整備計画流量:令和3年変更)

- ・出発水位: O.P.+2.29m(0.0k 地点)
- ・断面:H13測量断面(整備計画検討時の現況断面)
- ・低水路粗度係数:整備計画検討時と同様

区間	低水路粗度係数
0.0k~9.8k	0.015
9.8k~22.8k	0.022
22.8k~35.0k	0.025

・高水敷粗度係数:堤防のり面を含めた粗度係数(整備計画検討時と同様)

高水敷((左岸)	高水敷(右岸)							
0.0k~7.0k	0.020	0.0k~7.6k	0.020						
7.2k~8.4k	0.055	7.8k~9.4k	0.055						
8.6k~9.8k	0.020	9.6k~9.8k	0.020						

表 4.1.2-1 不等流計算結果と河道諸元

		不等流計算約	吉果				河道詞	者元等			
測点	計算水位 (O.P.m)	エネルギー 勾配	エネルギー 勾配 (区間平均)	HWL (O.P.m)	高水敷幅 b(m)	堤防法尻 高さ (OPm)	平均河床高 (O.P.m)	低水路部 水深 H (m)	高水敷部 水深 H.=H.(m)	低水路 粗度係数	高水敷 粗度係数
	Q=10,80	00m3/s(整備	計画流量)			(0.1.11)		II _{mc} (III)	$\Pi_d - \Pi_{fp}(\Pi)$	n _{fp}	IImc
8.6k	6.41	0.00026	0.00024	6.85	0.00	3.80	-4.35	11.20	3.05	0.015	0.020
8.8k	6.94	0.00021	0.00017	6.96	0.00	3.85	-3.23	10.19	3.11	0.015	0.020
9.0k	7.06	0.00018	0.00017	7.06	17.20	3.90	-2.86	9.92	3.16	0.015	0.020
9.2k	7.14	0.00014	0.00017	7.17	74.30	3.95	-2.23	9.40	3.22	0.015	0.020
9.4k	7.20	0.00014	0.00017	7.28	185.50	4.00	-2.83	10.11	3.28	0.015	0.020

参考) エネルギー勾配の設定方法

代表流速算定に用いるエネルギー勾配は,河床変動解析の傾向を参考に本検討で設定した区間の平均値 を用いる。



図 4.1.2-4 エネルギー勾配の設定

						代表流速	の算定					
			湾曲による補正			1 12101012	低水路流	れの干渉に	よる補正			
測点	平均流速 Vm(m/s)	川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	高水敷部 摩擦損失 係数Fw	低水路部 摩擦損失 係数Fm	低水路 流速 u _{w0} (m/s)	高水敷 流速 u _{m0} (m/s)	境界部の 流速 u _b (m/s)	水平渦動 粘性係数 ε(m ² /s)	補正係数 α	護岸近傍 の代表流 速V ₀ (m/s)
9.0k	1.39	670	700	1.48	0.0030	0.0012	3.98	1.39	3.29	39.15	1.40	2.89
9.2k	1.41	670	700	1.48	0.0030	0.0013	3.84	1.41	3.15	33.01	1.21	2.53
9.4k	1.43	-	-	1.00	0.0030	0.0012	4.03	1.43	3.32	40.06	1.08	1.54

表4.1.2-2 護岸の力学設計法による代表流速(高水部)

表4.1.2-3 護岸の力学設計法による代表流速(低水部)

		代表流速の算定														
測点	平均流速 Vm(m/s)	洗掘深 ΔZ(m)	設計水深 H _d (m)	川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 V ₀ (m/s)									
8.6k	5.20	3.39	11.20	260	700	1.337	6.96									
8.8k	4.05	5.48	10.19	260	700	1.45	5.90									
9.0k	3.98	5.48	9.92	260	700	1.46	5.82									

2) 侵食外力の評価手法②(数値解析)

平面 2 次元流況解析結果は, 淀川河川事務所において検討された結果を用いて照査を行った。図 4.1.2-5 に 2 次元流況解析結果を示す。



図 4.1.2-5 2 次元流況解析結果 (流速ベクトル分布図)

3) 代表流速

表 4.1.2-4 に護岸の力学設計法に基づく評価手法①と平面流況解析による評価手法②で求めた流速の比較 を示す。代表流速の選定については、安全側の評価という観点から、評価手法①と評価手法②で求めた値の 中で、対象区間の最大値を選定した。

高水敷幅が狭く堤防護岸として評価される 8.6k~8.8k(道路測点 No.4~22)の区間については,直接侵食 に対して低水部の評価手法①で求めた 6.96m/sを代表流速として照査を行う。高水敷幅が広い 9.0k~9.4k(道 路測点 No.23~46)の区間は,直接侵食に対する評価として高水部の評価手法①で求めた 2.89m/sを代表流速 として照査を行う。

表 4.1.2-4 検討対象区間における代表流速(評価手法① vs.評価手法②)

堤防護岸として照査をする区間(以下,「堤防護岸部」という)

	距離標			8.60k								8.80k							
道路測点 No.4~13						No.14~22													
低水	評価手法① 護岸の力学 設計法	(m/s)				6.	96				5.90								
が部	評価手法② 平面二次元 流況解析	(m/s)	2.99	3.01	2.95	2.89	2.89	2.92	2.99	3.04	2.68	2.43	2.46	2.46	2.42	2.38	2.33	2.26	

	距離標			9.00k							9.20k								9.40k
	道路測点		No.23~36								No.37~49							参考	
卡패	評価手法① 護岸の力学 設計法	(m/s)		2.89								2.53							1.54
示 部	評価手法② 平面二次元 流況解析	(m/s)	2.54	2.44	2.39	2.38	2.34	2.28	2.21	2.17	2.13	2.04	2.01	2.04	2.04	2.00	1.96	1.95	1.97

高水護岸として照査する区間(以下,「高水護岸部」という)

(4) 照查許容値

1) 法覆工

照査許容値は、延伸部区間で設置することを想定している法覆工の移動限界流速 V。とする。法覆工として用いるものは、小口止めで端部処理をしたブロック張とする。照査許容値は、護岸の力学設計法の 5章 (5-3-2、5-3-3)に示す「滑動・群体モデル」の基本式となる式(4.1.2-10)を用いて算出する。

 $\mu(W_w \cdot \cos \theta - L) \ge ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \qquad \cdots \qquad \exists \ (4. \ 1. \ 2-10)$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$$
$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_d \cdot V_d^2$$

ここに, μ:摩擦係数(μ=0.65 土と吸出し防止材の間の摩擦係数)

Ww:法覆工の部材の水中質量(kg)

 θ :のり面の傾き、 ρ_b :法覆工の密度 (kg/m³)、 ρ_w :水の密度 (kg/m³)

 A_b :法覆工を上方から見た場合の投影面積 (m²),

A_d:法覆工の抗力に関する投影面積(m²)

 C_L :法覆工の揚力係数, C_D :法覆工の抗力係数

なお, 群体モデルなので, 設計流速Vaは式(4.1.2-11)を用いて算出する。

 $V_d = 8.5 \cdot V_0 / (6.0 + 5.75 \log(H_d/k_s))$... 式 (4.1.2-11)

ここに、 V_d :設計流速 (m/s)、 V_0 :代表流速 (m/s)、 H_d :設計水深 (m)、 k_s :相当粗度とする。

2) 根固めブロック

照査許容値は、延伸部区間で設置することを想定している根固め工の移動限界流速 V_cとする。根固め工 として用いるものは、現況と同じ「滑動、及び転動-層積みモデル」とする。基本式を式(4.1.2-12)に 示す。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w}\right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta}\right)^6$$

ここに、W:ブロックの必要重量(t)
 V_d :設計流速(m/s)
 ρ_w :水の密度(kg/m³)
 ρ_b :ブロックの密度(kg/m³)

・・・ 式 (4.1.2-12)

(5) 検討対象

検討対象は,堤防護岸部(河川距離標: 8.6k~8.8k,道路測点 No.4~22)と高水護岸部(河川距離標: 9.0k~9.4k,道路測点 No.23~46)とする。

図4.1.2-6に堤防護岸部,図4.1.2-7に高水護岸部の各代表断面を示す。



図 4.1.2-6 護岸の標準断面図(堤防護岸部:河川距離標:8.4k+197 道路測点 No.6)



図 4.1.2-7 護岸の標準断面図 (河川距離標:9.0k+4 道路測点 No.24)

(6) 照査結果

- 1) 法覆工
- ・堤防護岸部

堤防護岸部の護岸被覆ブロックは、図4.1.2-8 に示す大型連節ブロックを用いることを想定した。なお、 ブロックの仕様は侵食検討の結果を満足する条件で、詳細設計時に再検討する。



設計水深は、計画高水位 H.W.L と計画高水敷高の差として設定した。堤防護岸部の設計水深は 3.0~ 3.15m となる。

図 4.1.2-9 に示す水深と限界流速の関係より,仮定した大型連節ブロックの移動限界流速は代表流速より大きくなっており,安定性を確保できる。なお,ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



※代表流速は堤防護岸部の最大流速

図 4.1.2-9 水深と限界流速の関係(堤防護岸における大型連節ブロック)

限界流速 V_{0cg}は、以下の式より算定する。

$$v_{0cg} = \frac{6.0 + 5.75 \log (\frac{H_d}{k_s})}{8.5} \cdot v_d$$
 ... \vec{x} (4. 1. 2-13)

ここに、 V_{0cg} :限界流速 (m/s)、 H_d :設計水深 (m)、 k_s :相当粗度、 V_d :設計流速 (m/s) とする。

・高水護岸部

高水護岸部の護岸被覆ブロックは,図4.1.2-10に示す覆土ブロックを用いることを想定した。堤防護 岸部と同様に仕様については耐侵食性能を満足する条件で,詳細設計時に再検討する。



図 4.1.2-10 高水護岸部の護岸被覆ブロック

設計水深は、計画高水位 H.W.L と計画高水敷高の差として設定した。高水護岸部の設計水深は 3.15~3.25m となる。

図 4.1.2-11 に示す水深と限界流速の関係より,仮定した覆土ブロックの移動限界流速は代表流速より 大きくなっており,安定性を確保できる。なお,ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



※代表流速は降水護岸部の最大流速

図 4.1.2-11 水深と限界流速の関係(高水護岸における覆土ブロック)

2) 高水敷

ここに示す高水敷とは、堤防護岸部における図 4.1.2-12 に示す緊急用河川敷道路舗装から根固めブロックの手前(堤防側)までの範囲を表す。

緊急用河川敷道路の舗装はアスファルト舗装を行うが,アスファルト舗装は直接侵食に対する抵抗性能 が不明であることを踏まえ,アスファルト舗装がめくれても護岸を侵食から保護できるように,前項で述 べた堤防護岸被覆ブロックをアスファルト舗装の下面に敷設する。また,前面の根固めブロックの堤防側 には捨石があるが,この表面に侵食から保護できるように堤防護岸被覆ブロックを設置する。

これにより、高水敷は堤防護岸被覆ブロックとして扱うことができ、前項と同様に直接侵食に対する安 全性照査を行うことができる。高水敷の移動限界流速は前項で述べたように、高水敷前面の流速である 6.96m/sより大きいと考えられ、直接侵食に対する安全性は確保している。



図 4.1.2-12 護岸の標準断面図(堤防護岸部:河川距離標:8.4k+197 道路測点 No.6)

3) 矢板

矢板は後述の洗堀対策の一例として設置を想定している。前述の高水敷部に堤防護岸被覆ブロックが設置されることにより,直接侵食に対する安全性を確保されることになる。これらの構造が直接侵食により 流出しない限り安全であるといえる。前述の堤防護岸被覆ブロック,高水敷,後述の根固めブロックでこ れらの直接侵食に対する安全性が確保できることを確認されたことから,当該構造も直接侵食に対する安 全性は確保している。

4) 根固めブロック(捨石被覆)の移動限界流速

堤防護岸部(河川距離標: 8.6k~8.8k,道路測点 No.4~22)において,根固めブロック(捨石被覆)の 移動限界流速について,護岸の力学設計法に示す照査手法の「滑動,転動-層積み」モデル式(2.2-11) を用いて算出された図4.1.2-13に示す限界流速と重量の関係より照査を行った。

照査許容値である根固めブロック(捨石被覆)前面での流速 6.96m/s は,図中に示すように,長方形型, 三点支持型もしくは平面型の2t以上で安全性が確保される。

現況の河岸部には図 4.1.2-14 より根固めブロック 4t型の長方形型が設置されていると推定できることから,現況の根固め工は直接侵食に対する安全性の確保が確認できたものと判断する。



図 4.1.2-13 限界流速と根固めブロック重量の関係



図 4.1.2-14 現況河岸部の状況 (出典:平成11・12年度 本庄地区堤防補強工事)

◆総括

上述のように,延伸部区間での川表側の河川構造特性を踏まえた上での直接侵食時に作用する流体力に対して照査した結果,堤防護岸及び高水護岸を構成する各構造は直接侵食に対する安全性を確保している。

また,堤防護岸被覆ブロックが,洗掘などによる河床に変動が生じた場合に,変状が生じると考えられる ため,適切な維持管理が必要と考える。

4.1.3 堤防の側方侵食に対する安全性

4.1.3.1 側方侵食に対する安全性

(1) 照査基準

側方侵食に対する照査にあたっては、手引きに準拠する。図 4.1.3-1 に示すように、1回の洪水に対する 高水敷幅を踏まえた堤防の側方侵食に対する安全性を考慮する。したがって、図 4.1.3-2 に示すフローを踏 まえ高水敷幅、高水敷水深に応じた照査を行うこととする。



図 4.1.3-1 護岸がない場合の堤防崩壊メカニズム

(出典:手引き, p. 89 に加筆)



図 4.1.3-2 高水敷幅の照査

高水敷幅が十分にあると評価される場合(図 4.1.3-2 に示す(a))は、に示すように、高水敷幅 b/低水 河岸高 H_dが判定基準となる b/H_d>2~3 を満足しているかの照査を行う。

河道のセグメント分類	照査基準(一洪水で侵食される高水敷幅の目安)
1	40m 程度
2-1	高水敷幅b>低水路河岸高Hの5倍
2-2及び3	高水敷幅b>低水路河岸高Hの2~3倍

表 4.1.3-1 表のり尻部の洗掘に対する安全性の照査基準

(出典:手引き, p. 92 に加筆)
高水敷幅が十分になく堤防護岸として評価される区間(図 4.1.3-2 に示す(b))については、低水護岸を矢板や根固めブロック等で保護する必要がある。また、保護を行った護岸に対し、矢板護岸、根固めブロックが直接侵食に対する安全性を有していること、後述する堤防の洗掘に対する安全性を有していることを確認することで、側方侵食に対する安全性を満足することができる。

(2) 照査結果

照査の結果を表 4.1.3-2 に示す。

高水敷幅が十分にあると評価される 9.0k~9.4k(道路測点 No.23~46)は、側方侵食の安全性を有している。

距離標	道路測点	セグメ ント	高水敷幅 b (m)	高水敷水深 H _{fp} (m)	低水河岸高 H _d (m)	b/H _{fp}	照查方法	b/H _d	側方侵食の判定 (b/H _d >2~3)
9.0K	No.23~36	3	17.2	5.0	4.9	3.4	(a)	3.5	0
9.2K	No.37~46	3	74.3	4.1	5.3	18.1	(a)	14.0	0
9.4K	参考	3	185.5	3.4	6.7	54.6	(a)	27.7	0

表 4.1.3-2 側方侵食に対する照査結果

高水敷幅,低水河岸高は表 4.1.1-1 より引用

※低水路河岸高(Hd)は,表4.1.1-1,図4.1.1-4において,低水路肩高(Hb)としている。

4.1.4低水護岸(含む根固め工)の洗掘に対する安全性

4.1.4.1 洗掘に対する安全性

(1) 照査基準

低水護岸は洪水時に洗掘される可能性が高いため,洗掘に対する安全性照査を行う必要がある。洗掘に 対する安全性照査としては,低水護岸前面が洗掘された場合でも,鋼矢板,高水敷,根固めブロックが安 全であることを検証する。なお,鋼矢板については具体的な構造は詳細設計時に決定するが,現時点では 矢板を想定した照査を実施する。

(2) 照查手法

洗掘に対する安全性照査としては,洗掘による河床変動量を算出し,その変動に伴う変形に対して低水 護岸を構成する矢板,高水敷,根固めブロックが安全であることを検証する。対象毎の照査手法について 以下に示す。 1) 矢板

災害復旧工事の設計要領に従い,常時(土圧及び水圧)及び地震時外力を作用させた状態で成立する矢 板の設計を行う。

図 4.1.4-1 に示す照査手順に従い,鋼矢板壁背面に働く主働土圧強度と残留水圧強度との和が受働土圧 強度と等しくなる位置に仮想地盤面を設定し,土圧等の横荷重を根入地盤の横支持力と,鋼矢板の曲げ剛 性により支えられる根入れ長と曲げ応力度の照査を行う。

なお,根固め工により洗掘の安全性が確保されていることを考慮し,設計地盤面は現況の最深河床高と 根固め工の高さの1/2とする。



図 4.1.4-1 矢板の照査手順

(出典:令和5年版 災害復旧工事の設計要領に加筆)

<u>最大曲げモーメント及び矢板の応力計算</u>

- ・最大曲げモーメント $M_{max} = \frac{\bar{p}}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta\hbar o)^2 + 1} \cdot exp(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta\hbar o})$ ここに、 $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{H}B}{4E}}$ M_{max} : 矢板の最大曲げモーメント (kN・m) β : 特性値 (m⁻¹) k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³) B : 矢板壁単位幅 (m) E : 矢板壁単位幅 (m) E : 矢板壁単位幅 (m) E : 矢板壁単位幅 (m) E : 矢板壁単位幅の断面二次モーメント (=\Gamma×Z'×e) (m⁴) z' : 腐食率
 - *e* : 継手効率

・鋼矢板の応力

$$\sigma = \frac{M_{max}}{z} \leq \sigma a$$

$$\sigma \qquad : 矢板に生ずる最大曲げ応力 (N/mm2)$$

$$z \qquad : 矢板壁単位幅当たりの断面係数 (=z' × e) (m3)$$

・根入れ長の計算

$$D = \frac{3.0}{\beta'}$$
ここに、 $\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_{H}B}{4E}}$

I : 矢板壁単位幅の断面 2 次モーメント(腐食前)(m⁴)
D : 矢板の仮想地盤からの必要根入れ長 (m)

・矢板頭部の変位量の計算

杭頭の水平変位量は、常時50mm,地震時75mm程度以下を標準とする。

 $\delta = \delta_1 \! + \delta_2 \! + \delta_3$

ここに、δ:矢板頭部の変位量(m)

δ₁:仮想地盤面での変位量(m)

- δ₂:(仮想地盤面におけるたわみ角)×(仮想地盤から天端までの距離)(m)
- δ3: 仮想地盤面より上の矢板の片持梁としてのたわみ(m)

断面二次モーメントについては、腐食代、及び継手効率を考慮する。

 $\delta_1 = \frac{(1+\beta\hbar o)P}{2EI\beta^3} \qquad \qquad \delta_2 = \frac{(1+2\beta\hbar o)P \cdot H}{2EI\beta^2}$

 $\delta_3 = \frac{H^3}{EI} \sum Q_i$

ここに、
$$\Sigma Q_i = \Sigma \frac{P_i}{6} \left\{ (3 - \alpha_1) \alpha_i^2 \right\}$$

Q=変形係数 (N)

 $\alpha_i = \frac{\ell_1}{H} \sim \frac{\ell_n}{H}$:荷重作用高さと壁高との比

Pi=P1から Pn 集中荷重 (N/m)



図 4.1.4-2 荷重作用高さ

(出典:河川構造物設計要領,第4編 参考資料,p4-1-9 (国土交通省 中部地方整備局))

2) 高水敷

矢板の前面に位置する高水敷(矢板と根固めブロック間)は,矢板及び根固めブロックが洗掘により変形を受けなければ変形が生じないため,1)の照査及び後述する3)の照査により安全であることを確認することで高水敷の安全性を確保したことと評価する。

3) 根固めブロック

一般的に根固めブロックが平坦に設置された形式の場合,護岸の力学設計法に示す式(4.1.4-1)に基づいて敷設幅が算定される。現況の根固めブロックの先端に式(4.1.4-1)で求まる必要な敷設幅 *B_c*の根固めブロックを敷設することで洗掘に対する安全性を確保することとする。なお,敷設幅 *B_c*は式(4.1.4-1)に示すように,根固め工敷設高と最深河床高の標高の高低差 *ΔZ*を用いることで幾何学的に求められる。

$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta$

・・・ 式(4.1.4-1)

ここに, B_c: 根固め工の必要敷設幅(m)

L_n:護岸前面の平坦幅(ブロック1列もしくは2m程度以上)(m)

θ:河川洗掘時の斜面勾配

(斜面勾配θは,河床材料の水中安息角程度となるが,安全を考えると一般に 30°とする。) ΔZ:根固め工敷設高から最深河床高(標高)までの高低差(m) (3) 照査外力

図 4.1.4-3 に最深河床高縦断図を示す。延伸部区間上流の 9.6k において局所洗掘が発生している。しかし、洗掘箇所は固定されており、下流に移動していないことが確認できる。

また,河床高の経年変化や,大規模洪水を対象とした平面2次元河床変動計算,長期の1次元河床変動計 算結果から,9.6k付近の局所洗掘箇所が下流に移動する可能性は低いとされている。

一方,8.0k~9.4k付近は河床変動解析の結果が洗掘傾向にある。そのため,最深河床高の評価高は,延伸部区間の中で最も低い8.625kを採用する。図4.1.4-4に示す洪水時の河床変動解析から得られる時刻歴の河床高も考慮し,最も低い値となる O.P.-7.71mを採用する。



図 4.1.4-3 最深河床高縦断図 (出典:淀川河川事務所提供資料)



図 4.1.4-4 最深河床高縦断図 (出典: 淀川河川事務所提供資料)



図 4.1.4-5 河川整備計画流量による河床変動量コンター図

項目	内	内 容				
解析対象区間	下流端:-5.0k(水深 10m 付近)					
	上流端:10.0k(淀川大橋)					
河道条件	河道 : H25 河道 (低水路部は R2 年) , 海域 : H20 海図					
対象外力	河川整備計画目標流量(最大 10,800m³/s)					
下流端水位	河道計画での出発水位(O.P.2.290m)一定					
解析メッシュ分割	縦断方向:25m 間隔					
	横断方向:高水敷は左右岸とも5分割(約25m間隔)					
	低水路は10分割(約 50m 間隔)					
高水敷粗度係数	計画粗度(左岸)	計画粗度(右岸)				
	0.0k~7.0k(裸地):0.020	0.0k~7.6k(裸地):0.020				
	7.2k~8.4k(ヨシ群落):0.055	7.8k~9.4k(ヨシ群落):0.055				
	8.6k~10.0k(裸地):0.020	9.6k~10.0k(裸地):0.020				
低水路粗度係数	計画粗度:0.015(解析区間一定)	值)				
樹木群の諸元・分布	なし(解析区間何に樹木なし)					
河床材料	H28 調査結果					
掃流砂	芦田・道上式(上流端供給土砂に	は掃流力見合いで設定)				
浮遊砂	Lane-Kalinske 式(上流端供給土	砂は掃流力見合いで設定)				

表 4.1.4-1 参考) 河床変動解析の解析条件

(4) 検討条件

護岸の照査については,堤防護岸部(河川距離標 8.6k~8.8k,道路測点 No.4~22)を検討対象とし,堤防前面である川表側に設置する矢板(以下,矢板という)の照査を行う。検討断面は,河床高が概ね区間内で最も低い断面である No.6 (8.4k+197)とした。図 4.1.4-6 に矢板構造図を示す。

図中に示すように、矢板は高水敷の直上に設置する緊急用河川敷道路の川表側端部に設置するものとし、 矢板の上端は高水敷高さにあたる緊急用河川敷道路の表面高さと設定する。No.6 においては水衝部である ことから河床には根固めブロックが既に設置されている。このような既に対策が実施されている護岸に矢 板を設置する場合の土圧抵抗算定の際の設計地盤面の考え方は、令和5年度版災害復旧工事の設計要領に 記されている。その中では、鋼矢板の前面に根固め工を併用する場合、根固め工の高さの1/2程度を受働 土圧として有効と考え設計河床と仮定することが記されているため、この考え方に基づき設計地盤面の設 定を行った。この設定を行う際の河床高は前面に根固め工が設置されていることを考慮して現況の最深河 床高とし、根固め工の高さは検討断面の根固め高さとした。現況の最深河床高は、図4.1.4-7に示すよう に対象区間で最も低い O.P.-7.10mを採用した。

同じく矢板の構造設計を行う際に必要となる地層条件は,浸透,耐震,圧密の検討モデルと同様に設定 した(表 4.1.4-2)。









土層	N值	単位体積重量 γ _t (kN/m ³)	・量 内部摩擦角 粘着力) φ (°) c (kN/m ²)		変形係数 E(kN/m ²)	α	α E (kN/m ²)
	6	18.2	33.0	_	16800	1	16800
В	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値	No6_三軸 CD 試験結果 の平均値		E=2800N		
	15	19.2	39.9	_	15403	4	60172
As1	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値	No6_三軸 CD 試験結果 の平均値		No6の LLT 試験結果		
	3	16.8	_	50.7	8400	1	8400
Ac2 (上)	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果 の平均値	E=2800N		
	4	17.1	_	62.5	8320	4	33280
Ac2 (中)	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果 の平均値	No6の LLT 試験結果		
	7	18.2	_	78.5	19600	1	19600
B As1 Ac2 (上) Ac2 (下) Ac2 (下) Ac3 As3	No6の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果 の平均値	E=2800N		
	10	18.1		143.3	7578	4	30312
B As1 Ac2 (上) Ac2 (中) Ac2 (下) Ac3 As3	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果 の平均値	No6の LLT 試験結果		
	29	19.5	32.1	_	16365	4	65460
As3	No6 の標準 貫入試験結果 の平均値	延伸部区間の 湿潤密度試験 結果の平均値	N値から 推定した値		No6の LLT 試験結果		

表 4.1.4-2 地層条件一覧

(5) 照査結果

1) 矢板

災害復旧工事の設計要領に従い,常時(土圧及び水圧)及び地震時外力を作用させた状態で成立する矢板の設計を行った。設計計算の結果を表 4.1.4-3 に示す。構造諸元を「矢板 φ 900, t=16mm, L=20.5m」とすることで,照査基準を満足することとなる。

表 4.1.4-3 構造設計計算結果

		(),	• 100000 = 000		
			常時	地震時	
断面二次モーメント 断面係数 最大曲げモーメント 応力度 水平変位 根入れ長 矢板全長	$\begin{array}{ccc} I & (cm^4) \\ Z & (cm^3) \\ M_{m a x} (kN \cdot m/m) \\ \sigma & (N/mm^2) \\ \delta & (mm) \\ D & (m) \\ L & (m) \end{array}$	402000 8930 20. 50	499. 98 60 (140) 46. 99 (50. 0) 14. 64	566. 47 68 (210) 51. 69 (75. 0) 14. 31	

矢板の構造諸元:矢板 φ 900, t=16mm, L=20.5m

2) 高水敷

高水敷は、矢板の堤防側に位置する。矢板は、常時(土圧及び水圧)及び地震時外力を作用させた状態 で成立する矢板が設置され、かつ、矢板の川表側には洗掘を考慮した敷設幅を有する根固め工が設置され るため、洗堀に対して、高水敷の安全性は、非常に高い。洗掘に対して、洪水時期の安全性は非常に高い。 ただし、高水敷そのものや矢板の川表側に位置する捨石や既設根固めブロックの変形状況を目視等によ り点検し、必要に応じて補修を行うなどの適切な維持管理を行う必要がある。 3) 根固めブロック

護岸の力学設計法に示す根固めブロックの敷設幅の照査結果を示す。

堤防護岸部における根固めブロックの照査は、時刻歴最深河床高を用いて照査を行う。河床が時刻歴最 深河床高まで下がった状態で必要平坦幅2.0mを確保できる根固めブロックの必要敷設幅*B*。は、図4.1.4-8 に示すように 4.0m となる。現況の根固めブロックでは必要敷設長が確保できていないため、根固めブロ ックを新たに設置することが必要となる。

 $B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta = 2 + 0.97 / \sin 30^\circ = 3.86 \approx 4.0 \text{ m}$



図 4.1.4-8 根固め工敷設幅の検証(河川距離標:8.4k+197 道路測点 No.6)

◆総括

上述のように、低水護岸を構成する高水敷については、安全性を確保できることがわかった。一方、根固 めブロックについては現況構造では不十分であるため、必要敷設長を確保した新たな根固めブロックの設置 が必要となる。なお、洗掘防止の対策案の一例として根固めブロック等の対策案を提示しているが、今後、 詳細設計を実施し、対策案を検討する必要がある。

4.1.5 雨水による堤体の侵食に対する安全性

4.1.5.1 天端からの雨水排水による堤防侵食に対する安全性

延伸部区間についても2期と同様に、流入する雨水については適切な排水計画を実施することとし、雨水 が堤防に流出しない構造を採用する。また、図4.1.5-1に示すように、道路ボックス上面には堤内側へ片勾 配を設け、堤防と道路ボックス間に雨水が溜まらないような対策を実施する。盛土部においては、図 4.1.5-2のA部に示すように、盛土擁壁の付け根部で雨水排水が溜まらないように同図に示す排水溝を2期 で検討している排水溝に接続するように設置し、下流側となる橋台方向に縦断的に排水を回し、最終的に川 裏側に排水するようにし、適切な排水計画を実施する。 ■総括

横断方向及び縦断方向での雨水が溜まる可能性があると懸念される箇所に対しては,適切な排水施設を敷 設することで,雨水の流出による堤防侵食に対する安全性を確保できると評価する。

4.1.5.2 堤防ののり勾配等の構造的条件

川表側について,堤防護岸区間はのり勾配 1:4.0,高水護岸区間はのり勾配 1:5.0の緩傾斜の一枚のり化を 行うが,緩傾斜の途中で現況堤防に当たる場合は,現況堤防から天端までを緩傾斜とする。

さらに,堤防川表部については護岸を設置するとともに,堤防天端はアスファルト舗装,川裏側の土が露 出する部分は張芝を実施する。

■総括

のり勾配など適切な構造計画が考慮されており,護岸天端における適切な構造対応がなされることから, 雨水の流出による堤防侵食に対する安全性を確保できると評価する。



図 4.1.5-1 延伸部区間における雨水排水計画



図 4.1.5-2 雨水排水計画の平面図

4.2 浸透作用に対する安全性の照査

4.2.1 安全性照査のための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

第2章の中で述べた被害シナリオにあるように,延伸部区間においても2期と同様に,完成時(道路構造 物完成時(以下,完成時という))では豪雨・洪水により堤体内の水位が上昇し,堤体での水みちの発生や, パイピング破壊,すべり破壊や,道路構造物における変形・移動,継手部の損傷・段差・離れの発生,継手 損傷部からの漏水・土砂流入などによる被害が想定される。また,地下水変動時に地下水流動阻害による水 みちの発生,構造物に沿った縦断方向の水みちの発生といった堤体での被害だけでなく,水位変動に伴う道 路構造物の浮き上がりといった道路構造物における被害が想定される。これらの被害は浸透作用に起因する 被害といえる。

これらの被害想定を踏まえ、技術検討書では浸透作用に対する安全性を照査するべく、下記に示す項目について、基準類に示す照査基準や照査手法に従い、安全性の照査を行うものとする。

項目① 浸透作用に対する道路構造物の安全性

項目② 浸透作用に対する基礎地盤の安全性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために,第2章の表 2.6-1,表 2.6-2 で示したように評価項目 毎に複数の細目について検討を実施する。

(2) 検討における基本条件

第3章でも述べたように、2期委員会での技術的な検討の中で、数値解析により川裏のり面からの降雨浸透を考慮した場合、堤体内水位が現況より上昇することが明らかとなっている。堤体内水位の上昇は堤体のすべり安全性の低下につながることから、2期では図4.2.1-1に示すように川裏のり面に降雨浸透対策を実施することとしている。延伸部区間においても、2期のこの考え方を踏襲し、川裏のり面に降雨浸透対策を実施する。4.2.2以降での評価検討の中では、川裏のり面に降雨浸透対策を実施することを前提とし、数値解析を行う場合はその効果を考慮するモデル化を行う。



図 4.2.1-1 降雨浸透対策の実施

(3) 検討断面の考え方

延伸部区間においては、本線の道路構造が変化する。道路構造物から立坑、シールドトンネルに変わり、 ランプが合流する。また、土留め壁についても、鋼矢板や地中連続壁などの複数の種類があり、撤去または 残置など条件も異なる。以上に加え、地層の変化も考慮した上で、区間を細分した。

2期では、①堤防形式、②道路形式、③堤防と道路の近接度、④基礎地盤の透水層厚、の4項目に着目し、 グルーピングを行うことで解析断面を選定している。延伸部区間についても、これらの指標に加え、⑤土留 め壁や地盤改良との近接度にも着目して解析検討断面を決定する。

解析による検証は、堤防の安全に対して最も厳しい状況で行うことが必要である。道路構造物等の非排水 境界面が堤防に近いほど堤体内に流入した水は逸散しにくく堤防内の浸潤面が上昇しやすい状態になり、堤 防の安全性を低下させる。堤防と道路・土留め壁・地盤改良との近接度については、最も大きい、つまり堤 防と道路構造物等の距離が最も小さい断面を選定する。また、透水層厚が小さいほど堤体内に流入した水は 逸散しにくく堤防内での浸潤面が上昇しやすくなり、堤防の安全性を低下させることになるため、基礎地盤 の透水層厚は最も小さい断面を選定する。同様に、構造物や土留め壁により、局所的に透水層(通水幅)が 狭くなる断面については、透水層(通水幅)が狭くなる断面の方が、浸潤面が上昇しやすくなる。最も狭い 断面を選定する。

さらに、No.24~No.28 は 1.5 に示すように、粘性土層から砂質土層に変わる遷移層で、ボーリング調査が 実施されていないため、砂質土層または粘性土層と想定した場合の検討を実施する。さらに、No.4~No.22 で検討されている矢板についても、堤防の安定性に影響する条件であるため、矢板がある場合とない場合の 両方の条件を想定した検討を実施する。

また,延伸部区間については,沈下対策や液状化対策として地盤改良(固結工法)が検討されている。そのため,浸透の検討では堤体に流入した水が排水されにくくなることから最も厳しい条件の設定として,想 定しうる最大の改良範囲を考慮した検討を行う。

上記の条件を考慮し、ケースAとして遷移区間を粘性土層と想定した場合の選定結果を図 4.2.1-2、ケースBとして遷移区間を砂質土層と想定した場合の選定結果を図 4.2.1-3、ケースCとして地盤改良を考慮した場合の選定結果を図 4.2.1-4 に示す。

検討は、これらのケースを包括した断面で行うこととする。

	測点No.	4 10	15	20	25		30	35	40 45 46
本線		開削ボックス	立坑			シシ	ールドトンネル		
構造形式	ランプ		擁壁	掘割		開剤ボック	ウス 開削ボック 出) (地下埋設)	ス)	本線シールド切拡げ
十四方	構造	地中連続壁		鋼矢板(完成時	敏去)	鋼矢板	鋼矢板		地中連続壁
工用(0)	長さ	20m	>20m 20m 58m	H=7m		H=17m	H=20m	H=25m	H=35m
地盤		Â	皆性土層が厚く分	布	遷移区 (粘性土層が)	【間 厚く分布) (深)	り質土層が厚く分布 部に薄い粘性土層が存在	E)	砂質土層が厚く分布
川表の状況(矢板) 矢板あり			矢板なし						
S	tep1カテゴリー	1-①	1-2 1-31-4	1-5	1-6 1-7	1-81-91-10	1-10 1-10 1	-131-14	1-15
i	透水層の遮水性	完全遮断状態		構造物間での通水層が狭い		構造物間または土留め下での通水層が狭いor完全遮断			完全遮断状態
	施工時	2-①		2-2	2-3	2-④	2-5		2-6
Step2 カテゴリー	完成時	2-①		2-2	2-3	2-④	2-5		2-6
,,,_,	完成時(高規格堤防考慮)	2-①		2-2	2-3	2-④	2-5		2-6
	施工時		No. 15 ★	★ No.16	★ No. 24	★ No	. 28 No. 34	*	★ No. 36
Step3 カテゴリー	完成時		No. 15 ★	★ No. 16	No. 26 ★	★ No	. 28 No. 34	*	★ No. 36
	完成時(高規格堤防考慮)		No. 15 ★	★ No.16	No. 26 ★	★ No	. 28 No. 34	*	★ No. 36



図 4.2.1-2 検討断面選定結果 (ケース A)





図 4.2.1-3 検討断面選定結果 (ケース B)

	測点No.	4 10	15	20		25		30		35	40	45 46
	本線	開削ボックス	立坑					シールド	トンネル			
構造形式	ランプ		擁壁	・ 掘割			開削オ (地上	ミックス (実出)	開削ボッ (地下埋	クス 設)	本線シールド切拡げ	
-1. 670 +1. 898	構造	地中連続壁		鋼矢板(完成時	散去)		鋼矢板				地中連続壁	
工用の産	長さ	20m	>20m 20m 58m	H=7m			H=17m	ł	H=20m	H=25m	H=35m	
地盤			粘性土層が厚く分	行		遷移区 (粘性土・砂	間 質土層)	砂質土) (深部に薄い	層が厚く分布 い粘性土層が存	i 在)	砂質土層が厚く分布(透水層が厚	い)
川表	の状況(矢板)	矢板あり				矢板なし						
Ste	p1カテゴリー	1-①	1-2 1-31-4	1-5	1-6	1-7	1-81-91	-01-0	1-02	1-31-3	1-(5)	
地盤改	良による透水状況			完全遮断状態							完全遮断状態	
	施工時			2-①							2-2	
Step2	完成時		2-①-1				2-①-2			2-2		
3739-	完成時(高規格堤防考慮)		2-①-1		2-①-2				2-2			
	施工時		No. 15 ★								★ No. 36	
Step3 カテゴリー	完成時		No. 15 ★		*	★ No. 23				★ No. 36		
カナコリー	完成時(高規格堤防考慮)		No. 15 ★		*	★ No. 23			★ No. 36			





4.2.2 浸透作用に対する道路構造物の安全性

4.2.2.1 堤体内浸潤面の上昇に伴うすべり破壊に対する安全性

(1) 照査基準

手引きに示されるすべり破壊に対する照査基準に基づき評価を行う。すべり破壊に対する安全性は式 (4.2.2-1)を用いて照査を行うものとする。

川表側及び川裏側のすべり破壊に対する安全率 ≧

Max (1.44, 現況堤防安全率) ···· 式 (4.2.2-1)

2 期では、経年的に複雑な築堤履歴を重ねていること、要注意地形はみられないことから、 α_I =1.2、 α_2 =1.0 を用い、川裏側すべり破壊に対する安全率 Fs=1.2× α_I × α_2 =1.2×1.2×1.0=1.44 としている。延伸部区間は 2 期と 構造条件や建設条件もほぼ同じことから、この考え方を踏襲し川裏側のすべり破壊に対する安全率は 1.44 と している。なお、一般堤防における川表側のすべり破壊に対する安全率は、本来は 1.0 である。しかし、こ の基準が土堤を対象としたもので、一体構造物への適用性には課題があること、大都市を背後に控えるきわ めて重要な区間であること、川表側のすべり破壊が一体構造物の不安定化を誘起する可能性があること、と いう 2 期の整理を踏襲し、照査基準は川裏と同じ Fs=1.44 とする。

(2) 照査手法

土は一般に土粒子(固体),間隙水(液体),間隙空気(気体)からなる三相系である。ここでは,河川堤防,基礎地盤,道路構造物は変形しない状態を仮定し,洪水・豪雨を外力条件とした場合の堤体内浸透挙動 を検討する。本検討に用いる解析手法は,飽和一不飽和状態の地盤中を浸透する水の運動を解析することとし,この浸透水の連続式は質量保存則より導かれた支配方程式を用いる。地盤中の浸透水の流速については 層流状態であることから,流速項にDarcy則を適用した式(4.2.2-2)を用いる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_r(\theta) \left(K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + K_{i3}^s \right) \right) - q = (\alpha S_s + \beta c(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} \qquad \dots \qquad \text{ at} \quad (4. 2. 2-2)$$

ここに, K_r :相対透水係数比, θ :体積含水率, K^s :飽和透水係数, ψ : 圧力水頭, q:単位時間あたりの流入出流量(排水時, q>0), α :飽和領域=1 不飽和領域=0, S_s :比貯留係数, β :飽和領域=0 不飽和領域=1, $c(\psi)$:比水分容量である。

a) 飽和—不飽和浸透流解析に用いるパラメータとその設定方針

■飽和透水係数:K^s

地盤の透水係数は現場透水試験を用いて次に示す方針で設定する。

- ・ 検討対象区間(淀川本川左岸 8.4k 付近~9.4k 付近)における基礎地盤の堆積層序は上方から沖積砂質 土 As,沖積粘性土 Ac,洪積礫質土 Dsg,洪積粘性土層 Oc,洪積砂質土層 Os である。
- ・ 盛土層は,昭和 49 年に編集された「淀川百年史」により,新淀川放水路設置を目的とした淀川改良 工事(明治31年~43年),この工事における不用土砂を河口に運搬投棄するために中津川の一部を利 用して開削し,後に埋戻した長柄運河,大正6年10月1日の大洪水により実施された淀川改修増補 工事における新淀川方面工事(大正14年~昭和3年),昭和13年6月~7月の出水により実施された

淀川修補工事(昭和14年~43年)における新淀川の工事,昭和46年以降の淀川水系工事実施基本計 画により整備された高水敷に区分される。

- 上記の築堤履歴を踏まえて、既設堤防川裏付近で実施されたボーリング調査結果より淀川改良工事、
 既設堤防天端付近で実施されたボーリング調査結果より淀川改修増補工事及び淀川修補工事の土質定数を設定する。
- ・ 各層における現場透水試験結果や粒度試験結果等より、粒度特性から一般値と大きく異なる結果を除 外したうえで標準偏差を算出し、平均値+σの値を設定値とする。ただし、B(運河埋立)は堤内側 であることから、透水性が低い方が堤体中央部の浸潤域が広くなり、設計上安全側の設定であると判 断し、平均値-σを採用する。

本検討における設定値を表 4.2.2-1 に示す。

設定土質	平均(m/s)	$-\sigma$ (m/s)	$+ \sigma (m/s)$	標準偏差	設定值(m/s)		
B(改良)					9.70×10^{-5}		
B(改修・修補)	3.36×10^{-6}	$1.16 imes 10^{-7}$	9.70×10^{-5}	1.46	9.70×10^{-5}		
B (運河埋立)	1.26×10^{-5}	1.17×10^{-6}	1.36×10^{-4}	1.03	1.17×10^{-6}		
As1:沖積砂質土	3.47×10^{-5}	1.59×10^{-5}	7.55×10^{-5}	0.34	7.55×10^{-5}		
As2:沖積砂質土	3.54×10^{-5}	1.45×10^{-5}	8.59×10^{-5}	0.39	8.59×10^{-5}		
As3:沖積砂質土	3.07×10^{-5}	2.88×10^{-6}	3.27×10^{-4}	1.03	3.27×10^{-4}		
Ac1~3:沖積粘性土	Fc=90%以」	Fc=90%以上,難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定					
Dsg:洪積礫質土	7.54×10^{-5}	8.87×10^{-6}	6.42×10^{-4}	0.93	6.42×10^{-4}		
Oc22 大阪層群・粘土層	粘土層で	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定					
Os22 大阪層群・砂層	1.44×10^{-5}	試験結果	は二つのため,大き	い方を採用	1.44×10^{-5}		
Oc23 大阪層群・粘土層	粘土層で	難透水層と判断し	手引きによる粘土の	一般値を設定	1.00×10^{-8}		
Os25 大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大	阪層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}		
Oc27 大阪層群・粘土層	粘土層で	難透水層と判断し	手引きによる粘土の	一般値を設定	1.00×10^{-8}		
Os29 大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	試験結果	は二つのため,大き	い方を採用	7.74×10^{-5}		
Oc30 大阪層群・粘土層	粘土層で	難透水層と判断し	手引きによる粘土の	一般値を設定	1.00×10^{-8}		
Os30 大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大	阪層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}		
Oc31 大阪層群・粘土層	粘土層で	難透水層と判断し	手引きによる粘土の	一般値を設定	1.00×10^{-8}		
Os31 大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大	阪層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}		
Oc32 大阪層群・粘土層	粘土層で	難透水層と判断し	手引きによる粘土の	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸		

表 4.2.2-1 解析における設定値

次に、部材は手引き、2期の検討と同様に、現地状況を考慮して設定する。

•	コンクリートブロック	モデル化しない	降雨浸透無
•	アスファルト舗装	モデル化しない	降雨浸透無
•	市街地	モデル化しない	降雨浸透無
•	遮水シート	モデル厚さ 0.01m に対し 1.0	0×10 ⁻⁹ m/sec
•	土留め鋼矢板	モデル厚さ 0.01m に対し 1.0	0×10 ⁻⁹ m/sec

- 不飽和特性(水分保持曲線のマトリックポテンシャル(サクション圧)ψ~体積含水率 θ,不飽和部における透水係数を得るための相対透水係数比 K,~体積含水率 θの関係モデル)
 - ・ 飽和一不飽和浸透流解析に必要な不飽和浸透特性は、マトリックポテンシャル(サクション圧)
 ψ~体積含水率θ、及び比透水係数 kr~体積含水率θの関係モデルである。ここで、比透水係数
 kr とは不飽和透水係数 kθの飽和透水係数 ks に対する比(kr=kθ/ks)である。土質区分と飽
 和透水係数 ks を設定し、下記の不飽和浸透特性により浸透流解析に必要な前述の式(4.2.2-2)

に示す透水係数kの設定が可能となる。

この地盤特性値は,表4.2.2-1に示されている設定値を適用する。手引きには,比透水係数比kr~体積含水率θの関係モデルは礫質土[G],[G-F],[GF],砂質土[S],[S-F],[SF]と粘性土[M],[C]に区分されている。サクション圧ψ~体積含水率θの関係モデルは礫質土[G],[G-F],[GF],砂質土[S],[S-F],砂質土[SF],粘性土[M],[C]に区分されている。これらモデルにおける間隙率nは礫質土・砂質土:0.20,粘性土:0.10に設定されている。

■比貯留係数:Ss

・ 比貯留係数は、単位の圧力水頭の変化によって単位体積の土中に貯留される水量と定義される。
 手引きでは、砂質土:1.0×10⁻⁴(1/m)、粘性土:1.0×10⁻³(1/m)程度を設定すればよいとされている。
 比貯留係数は体積圧縮係数と見なさせることから、式(4.2.2-3)を用いて設定する。

$$S_s = w \times m_v = \frac{3(1-2v)}{E}$$
 ... \vec{t} (4.2.2-3)

ここに,w:水の単位体積重量(10.0kN/m³),m_v:体積圧縮係数(m²/kN),v:ポアソン比 (0.3),E:弾性係数(N値を適用する場合,E=2800N(kN/m²)である。 例えば,N値15の土層では式(4.2.2-4)に示す設定値となる。

$$S_s = w \times m_v = 10.0 \times \frac{3(1 - 2 \times 0.3)}{2,800 \times 15} = 2.86 \times 10^{-4}$$
 ... $\ddagger (4.2.2-4)$

本検討における設定値を表 4.2.2-2 に示す。

すべり破壊に対する照査は、手引きに示す円弧すべり法による安定計算により行う。浸透流解析により得られた浸潤面を入力した状態で、式(4.2.2-5)により照査を行う。

$$F_{S} = \sum \{cl + (W - u_{b}) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi\} / (W \cdot \sin \alpha) \qquad \cdots \qquad \texttt{t} \quad (4. 2. 2-5)$$

ここに、 F_s :安全率、u: すべり面の間隙水圧、W: 分割片の重量、c: すべり面に沿う土の粘着力、I: 円 弧の長さ、 φ : すべり面に沿う土の内部摩擦角、u: 分割片の幅、 とする。

		変形係数	比貯留係数
設定土質	半均 N值	$E ({ m kN/}{ m m}^2)$	<i>Ss</i> (1/m)
B(改良)	15	42,000	2.86×10^{-4}
B(改修・修補)	5	14,000	8.57×10 ⁻⁴
B (運河埋立)	8	22,400	5.36×10^{-4}
As1 沖積砂質土	18	50,400	2.38×10^{-4}
As2 沖積砂質土	26	72,800	1.65×10^{-4}
As3 沖積砂質土	20	56,000	2.14×10^{-4}
Ac1 沖積粘性土	7	19,600	6.12×10 ⁻⁴
Ac2(上)沖積粘性土	2	5,600	2.14×10 ⁻³
Ac2(中)沖積粘性土	3	8,400	1.43×10 ⁻³
Ac2(下)沖積粘性土	4	11,200	1.07×10 ⁻³
Ac3 沖積粘性土	12	33,600	3.57×10^{-4}
Dsg 洪積礫質土	144	403,200	2.98×10^{-5}
Oc22 大阪層群・粘土層	18	50,400	2.38×10^{-4}
Os22 大阪層群・砂層	46	128,800	9.32×10^{-5}
Oc23 大阪層群・粘土層	26	72,800	1.65×10^{-4}
Os25 大阪層群・砂層	126	352,800	3.40×10^{-5}
Oc27 大阪層群・粘土層	15	42,000	2.86×10^{-4}
Os29 大阪層群・砂層	53	148,400	8.09×10^{-5}
Oc30 大阪層群・粘土層	17	47,600	2.52×10^{-4}
Os30 大阪層群・砂層	78	218,400	5.49×10^{-5}
Oc31 大阪層群・粘土層	17	47,600	2.52×10^{-4}
Os31 大阪層群・砂層	86	240,800	4.98×10^{-5}
Oc32 大阪層群・粘土層	34	95,200	1.26×10^{-4}

表 4.2.2-2 本検討における設定値

(3) 照査外力

検討対象とする外力条件は、降雨と河川水位とし、その設定にあたっては、手引きに準拠する。堤防への 降雨の浸透は、河川水位と同様に堤体内の浸潤面を上昇させる要因となることから対象外力とされている。 降雨量は、次の手順で設定している。

- ①原則として当該河川の計画降雨量を用いる
- ② 降雨強度は 10mm/hr を目安とする
- ③ ①で設定した総降雨量と②で設定した降雨強度をもとに長方形の降雨波形を設定する





図 4.2.2-1 延伸部区間の地下水位観測位置

図 4.2.2-2 延伸部区間の地質調査における地下水位観測結果

淀川本川では、枚方地点(26.0k)が基準点となっており、この地点の計画降雨量は 302mm であるため、 降雨強度 10mm/hr を 30.2 時間作用させる。なお、この設定条件は、淀川本川における河川堤防の浸透に対す る安全性照査で用いられており、計画降雨量は河川整備基本方針で定められたものである。

河川水位の設定は、手引きに従い、波形面積(基準となる波形で囲まれる面積)、高水位の継続時間、洪 水末期の水位低下速度(波形の勾配)により設定する。この河川水位波形は、河川の流域特性などにより異 なり、また同一河川においても上下流で差異がある。このことから、計画降雨にもとづいて基準地点ごとに 算定した複数の水位波形(ダムなどの治水施設が配置されることを条件とした計画高水波形など)、または 当面の整備目標として設定する洪水時の降雨に基づいて基準地点ごとに算定した複数の水位波形をもとに、 安全性の照査に用いる河川水位波形(以下、基本水位波形という)を設定する。基本水位波形の水位低下勾 配は、淀川本川では、昭和 35 年 8 月 30 日台風 16 号における水位低下速度が最大となる 0.63m/hr を設定す る。 地下水位は,観測結果より得られた図 4.2.2-1 と図 4.2.2-2 をもとに整理する。延伸部の近傍にある観 測点の地下水位は,図 4.2.2-2 に示すとおり O.P.+1.0m~2.5m 程度の範囲で変化している。

延伸部の堤内地盤高は概ね O.P.+2.5m 程度であり、手引きの方法に準拠する(堤内地盤高-0.5m)と、初 期地下水位は O.P.+2.0m 程度であり、概ね延伸部の地下水位の上限値付近に相当する手引きの方法に準拠し て堤内地盤高-0.5mとする。図 4.2.2-3 に降雨波形と水位波形の設定例を示す。



図 4.2.2-3 外力条件の設定例 (No.15)

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり,堤防の安全に対し最も厳しいと選定される断面は,No.15,No.15(矢板),No.16(矢板),No.23,No.26(砂質土),No.26(粘性土),No.28(砂質土),No.28(粘性土),No.30,No.34,No.36であるため,それらの完成時断面として照査を行う。解析断面のうち,No.16(矢板)の解析モデルを図 4.2.2-4に示す。図中に示すように,川裏側のデルタ部については降雨浸透対策を実施した状況でのモデル化となる。なお,固結工法を採用する場合は,固結工法の上層1.5mに砕石層を設置し透水層を設けることになるが,堤体にとって厳しい条件下での検討を行うため,最初の解析ではこの砕石層のモデル化は実施しない。

(5) 照査結果

a) 川表側

No.16(矢板)の川表側のすべり破壊に対する照査結果を表 4.2.2-3に、すべり破壊モードを図 4.2.2-5 に示す。各解析断面とも安全率 1.44 以上でありかつ現況堤防の安全率より大きな安全率を確保していること がわかる。

図 4.2.2-6 には、安全率の経時変化の結果を示す。同図(a)には時刻歴の水位変化を、同図(b)には最小安 全率を示した 235hr 付近での安全率の変化を示す。

b) 川裏側

川裏側のすべり破壊に対する照査結果を表 4.2.2-4 に示す。すべり破壊に対する結果図の例を図 4.2.2-7 に示す。各解析断面とも安全率 1.44 以上であるとともに,現況堤防の安全率より大きな安全率を確保していることがわかる。



図 4.2.2-4 No.16 解析モデル図

			川表	
	検討断面	照査対象	【照査基	準】
		完成時 最小安全率	現況 最小安全率	手引き
No. 15		1.883	1. 647	
NO. 15	No.15(矢板)	1.884	1. 647	
No. 16	No.16	1.844	1. 658	
NO. 10	No.16(矢板)	1.843	1. 658	
No. 23		1.936	1. 801	
	No.26(砂質土)	2. 400	2. 160	1 1 1
NO. 20	No.26(粘性土)	2. 437	2. 139	1.44
	No.28(砂質土)	2.356	2. 337	
NO. 20	No.28(粘性土)	2. 406	川表 【照査基準】 現況 最小安全率 1.647 1.647 1.658 1.658 1.658 1.801 2.160 2.139 2.337 2.221 2.707 2.718 2.462	
No. 30		2. 754	2. 707	
No. 34		2. 729	2. 718	
No.36		2.514	2.462	ſ

表 4.2.2-3 川表すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧



図 4.2.2-5 川表すべり破壊に対する安定性検討の結果 (No.16)



(b) 安全率の経時変化

図 4.2.2-6 浸潤面の経時変化に伴う安全率の変化 (No.16)

			川裏	
	検討断面	照査対象	【照査基	基準】
		完成時 最小安全率	現況 最小安全率	手引き
No. 15		2.434	2. 325	
NO. 15	No.15(矢板)	2.460	2.325	
No.16	No. 16	3.124	1.804	
NO. 10	o. 16 No. 16 No. 16(矢板) o. 23 o. 26 No. 26(砂質土) No. 26(粘性土)	3.124	1.804	
No. 23		2.971	2.452	
No. 26	No.26(砂質土)	2.517	2.396	1 11
NO. 20	No.26(粘性土)	2.517	2.396	1. 44
	No.28(砂質土)	3.210	2. 431	
NO. 28	No. 15 No. 15 (矢板) No. 15 (矢板) No. 16 No. 16 (矢板) No. 26 (砂質土) No. 26 (粘性土) No. 28 (砂質土) No. 28 (粘性土) No. 28 (粘性土) No. 30	3.210	2. 294	
No. 30		1. 785	1.704	
No. 34		2.314	2.220	
No.36		2.273	2.198	

表 4.2.2-4 川裏すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧



図 4.2.2-7 川裏すべり破壊に対する安定性検討の結果 (No.16)

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは完成時の照査項目で照査結果を示す。

	川裏		川表			
検討断面	検討断面 完成時(高規格堤防考慮) 最小安全率			完成時(高規格堤防考慮) 最小安全率	完成時 最小安全率	
No. 15	10. 770	2. 434	OK	2. 044	1.883	OK





◆総括

上述のように、川表及び川裏の円弧すべりによる最小すべり安全率は1.44以上かつ現況堤防の安全率以上の値であることから、すべり破壊に対する安全性は満足すると評価する。

4.2.2.2 水位上昇による道路構造物の浮き上がりに対する安全性

(1) 照査基準

開削トンネル指針(改訂版)(平成20年10月阪神高速道路株式会社)(以下,開削トンネル指針という) に示す浮き上がり安全率の照査基準に基づき評価を行う。

浮き上がりに対する安全率は式(4.2.2-6)を用いて照査を行うものとする。

 $F_{\rm S} = (W_{\rm S} + W_{\rm R})/U > 1.1$... 式 (4.2.2-6)

ここに、 F_s :安全率、 W_s :上載土の重量、 W_B :トンネル躯体の重量、路床材の重量、U:トンネル躯体底面に作用する揚圧力とする。

(2) 照查手法

常時及び洪水に伴う堤体内浸潤面の上昇に伴う道路構造物の浮き上がりに関する照査を実施する。道路構造物の浮き上がりに関する照査は、開削トンネル指針に基づき照査することとし、浮き上がりに対する安全率は 1.1 を採用する。

(3) 照查外力

1) 検討水位1

浮き上がり照査に用いる地下水位の設定では,4.2.2 に示す飽和一不飽和浸透流解析を実施するのととも に,この解析で与える照査外力についても4.2.2 に示すものと同じものを用いることとする。浮き上がり照 査に用いる設計水位は,図4.2.2-9 に示す。4.2.2 で示す飽和—不飽和浸透流解析により求まる道路構造物 前面における時刻歴最高水位を地下水位として与えるものとする。解析の結果,降雨浸透対策未実施の場合、 道路構造物前面での水位は No.16 では O.P.+5.24m, No.23 では O.P.+4.36m となった。この結果をもとに安全 側の検討を行うことを目的に,0.5m 刻みとしてそれぞれ O.P.+5.50m, O.P.+4.50m を検討水位として設定する ものとする。







図 4.2.2-10 淀川が氾濫した場合の浸水被害想定図と最大浸水深さ

2) 検討水位 2

豪雨・洪水時として図 4.2.2-10 に示すような想定浸水位が O.P.+8.76m 程度(約 9.0m)と非常に水位の高い状況の検討についても行う。

(4) 対象断面の設定

浮き上がり照査において、その結果に大きな影響を及ぼすのは上載荷重と揚圧力の大きさになる。上載荷 重が小さいほど、揚圧力が大きいほど浮き上がりに対する安全率が小さくなることになる。延伸部区間では 4.2.1 (3) で選定した検討断面に対して、浮き上がりの照査を実施した。

(5) 照査結果

検討水位1の結果を以下に示す。表 4.2.2-6に示すように、浮き上がりに対する安全性は満足している。

	完成時(水位1)										
						完成	戊時(水位1)				
	検討断面	上載土 荷重	躯体 荷重	舗装 荷重 ※1	本線内の 埋戻し土 荷重※2	合計 荷重	道路構造物前面 標高水位 (0.5m丸め)	揚圧力 ※3	安全率	照査 基準	判定
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	0. P. + (m)	(kN)			
No. 15	No. 15	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346		OK
NO. 15	No.15(矢板)	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346		OK
No. 16	No.16	_	379	121	—	500	5.5	395	1.267 1.267		OK
	No.16(矢板)	_	379	121	_	500	5.5	395		OK	
No. 23		249	204	93	—	546	5.5	228	2.389		OK
N . 00	No.26(砂質土)	-	556	94	—	650	5.0	395	1.644	1 1	OK
NU. 20	No.26(粘性土)	—	556	94	—	650	5.0	395	1.644	1.1	OK
No. 29	No.28(砂質土)	_	1161	171	—	1332	5.5	1006	1.324		OK
NU. 20	No.28(粘性土)	—	1161	171	—	1332	5.0	946	1.409		OK
No. 30		198	992	143	_	1333	4.5	1172	1. 137]	OK
No. 34		1165	1320	143	_	2628	4.5	1899	1. 384]	OK
No. 36		2080	2938	104	_	5122	5, 0	2877	1, 780		OK

表 4.2.2-6 浮き上がり照査結果

水位 1) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

※1:舗装厚さ0.25mと路盤砕石の厚さ0.55mを見込む

※2:本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3:降雨浸透対策を見込まない場合(道路構造物前面の水位)の揚圧力

検討水位2の結果を以下に示す。表 4.2.2-7に示すように、浮き上がりに対する安全性は満足している。想定浸水位が O.P.+9.0m 程度となり、延伸部区間は2期と同様に浸水することがわかる。2 期では特別 な対策を行うことなく、道路構造物内に浸水させることを想定している。延伸部区間では、シールド区間に 浸水させないように止水施設を設置する。図 4.2.2-11に示すとおり、止水施設より西側の区間では、浸水 する状態となる。想定浸水位で検討した場合、道路ボックスが満水状態となるが、満水状態になった場合は 水の比重 (ρ_w =1.0)に対してコンクリートの比重 (ρ_c =2.45)が明らかに大きいことから浮き上がりが発生 することはない。

表 4.2.2-7 浮き上がり照査結果

水位 2) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		完成時(水位2)											
		上載土 荷重	躯体 荷重	舗装 荷重 ※1	本線内の 埋戻し土 荷重※2	頂版上または 擁壁天端上の 水の荷重※3	合計 荷重	道路構造物前面 標高水位 (0.5m丸め)	揚圧力 ※4	安全率	照査 基準	判定	
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	0. P. + (m)	(kN)				
No. 15	No. 15	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1. 202		OK	
NO. 15	No.15(矢板)	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1. 202		OK	
No. 16	No. 16		379	121	_	294	793	9.0	706	1.123		OK	
	No.16(矢板)	_	379	121	_	294	793	9.0	706	1.123		OK	
No. 23	-	249	204	93	—	164	710	9.0	461	1.539		OK	
No. 26	No.26(砂質土)	-	556	94	_	317	967	9.0	730	1.326	1.0	OK	
NU. 20	No.26(粘性土)	-	556	94	_	317	967	9.0	730	1.326	1.0	OK	
No. 20	No.28(砂質土)	—	1161	171	_	864	2195	9.0	1430	1.536		OK	
NO. 28	No.28(粘性土)	—	1161	171	_	864	2195	9.0	1430	1.536		OK	
No. 30		198	992	143	_	395	1727	9.0	1633	1. 058		OK	
No. 34		1165	1320	143	_	613	3240	9.0	2396	1. 352		OK	
No. 36		2080	2938	104	_	713	5835	9.0	3393	1. 720		OK	

※1:舗装厚さ0.25mと路盤砕石の厚さ0.55mを見込む

※2:本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3:構造物の頂版上または糖壁天端上の水の荷重(No.28は構造物内の水の荷重も考慮) ※4:想定最大規模の浸水深が発生した場合の揚圧力

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは完成時の照査項目で照査結果を示す。

表 4.2.2-8 高規格堤防考慮時の浮き上がり照査結果

水位 1) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		水位1									
		上載土 荷重	躯体 荷重	舗装 荷重 ※1	本線内の 埋戻し土 荷重※2	合計 荷重	道路構造物前面 標高水位 (0.5m丸め)	揚圧力 ※3	安全率		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	0.P.+(m)	(kN)			
No. 15	完成時	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346		
NO. 15	完成時「高規格堤防考慮]	3156	7065	147	3972	14339	6.5	9359	1, 532		

※1:舗装厚さ0.25mと路盤砕石の厚さ0.55mを見込む

※2:本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3:降雨浸透対策を見込まない場合(道路構造物前面の水位)の揚圧力

表 4.2.2-9 高規格堤防考慮時の浮き上がり照査結果

水位 2) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		(水位2)										
		上載土 荷重	躯体 荷重	舗装 荷重 ※1	本線内の 埋戻し土 荷重※2	頂版上または 擁壁天端上の 水の荷重※3	合計 荷重	道路構造物前面 標高水位 (0.5m丸め)	揚圧力 ※4	安全率		
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	0. P. + (m)	(kN)			
No. 15	完成時	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1.202		
NU. 15	完成時 [高規格堤防考慮]	3156	7065	147	3972	0	14339	9.0	10186	1.408		

※1:舗装厚さ0.25mと路盤砕石の厚さ0.55mを見込む

※2:本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3:構造物の頂版上または擁壁天端上の水の荷重(No.28は構造物内の水の荷重も考慮) ※4:想定最大規模の浸水深が発生した場合の揚圧力





図 4.2.2-11 水位2の浸水範囲模式図

◆総括

上述のように,浮き上がりに関する安全性は水位1と水位2の照査基準を満足することから,浮き上がり に対する安全性は満足していると評価する。 4.2.2.3 水位上昇による道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性

(1) 照査基準

道路構造物の安定性として,滑動,転倒及び地盤の支持力については道路土工 擁壁工指針(公益社団法 人日本道路協会,平成 24 年)(以降,擁壁工指針という),道路土工 カルバート工指針(公益社団法人日 本道路協会,平成 22 年)(以降,カルバート工指針という)に基づき照査を実施する。各項目に関する照査 基準を以下に示す。

■安定性(滑動)

滑動に対する安全率は式(4.2.2-7)を用いて照査を行うものとする。

$$F_s = ($$
滑動に対する抵抗力 $)/($ 滑動力 $) = (V_0 \cdot \mu + c_B \cdot B')/H_0 > 1.5$ · · · 式 (4.2.2-7)

ここに、 $F_s: 安全率, V_0: 道路構造物に作用する各荷重の鉛直成分の合計値、<math>H_0: 道路構造物に作用する各荷重の水平成分の合計値、<math>\mu: 道路構造物底面と地盤との間の摩擦係数で、 \mu = tan Φ_B, Φ_B: 道路構造物底面と地盤との間の摩擦角、 <math>c_B$: 道路構造物底面と地盤との間の付着力、B': 荷重の偏心を考慮した道路構造物底面の有効載荷幅とする。

■安定性(転倒)

転倒に対する安全率は式(4.2.2-8)を用いて照査を行うものとする。

$$|e| \le B/6$$
 ··· 式 (4.2.2-8)
 $e = B/2 - d$

$$d = (M_r - M_0)/V_0 = (\sum V_i \cdot a_i - \sum H_i \cdot b_i)/\sum V_i$$

ここに, *e*:道路構造物底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離, *B*:道路構造物底面の幅, *d*:道路構造物底面のつま先(堤内側隅角部)から荷重の合力の作用位置までの距離, *M_r*:道路構造物底面の つま先(堤内側隅角部)回りの抵抗モーメントで各荷重の鉛直成分によるモーメント*V_i・a_i*の合計値, *V₀*: 道路構造物底面における全鉛直荷重で各荷重成分*V_i*の合計値, *V_i*:道路構造物に作用する各荷重の鉛直成分, *a_i*:道路構造物底面のつま先(堤内側隅角部)から各荷重の鉛直成分*V_i*の作用位置までの水平距離, *H_i*:道 路構造物に作用する各荷重の水平成分, *b_i*:道路構造物底面のつま先(堤内側隅角部)から各荷重の水平成 分*H_i*の作用位置までの鉛直距離とする。

■安定性(地盤の支持力)

地盤の支持力照査に対する安全率は式(4.2.2-9)を用いて照査を行うものとする。

$$Q_u$$
 (地盤の極限支持力) /3 > Q_c (地盤反力) ··· 式 (4.2.2-9)
 $Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} > 3$

ここに、 Q_u :荷重の偏心傾斜,支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力,c:地盤の粘着力, q:上載荷重で、 $q = \gamma_2 D_f$, A_e :有効載荷面積, γ_1 , γ_2 :基礎底版地盤の単位密度,ただし、地下水位以下 では水中単位体積重量を用いる。 B_e :荷重の返信を考慮した基礎の有効載荷幅, $B_e = B - 2e_B$, B:基礎幅, e_B :荷重の偏心量, D_f :基礎の有効根入れ深さ, α , β :基礎の形状係数, κ :根入れ効果に対する割増係数, N_c , N_q , N_γ :荷重の傾斜を考慮した支持力係数, S_c , S_q , S_γ :支持力係数の寸法効果に関する補正係数とす る。

(2) 照查手法

道路構造物の安定性として,滑動,転倒及び地盤の支持力に対する照査は,擁壁工指針,ボックス区間の 滑動照査についてはカルバート工指針の安定照査を準用する。

(3) 照查外力

照査外力としての検討水位は基本的には表 4.2.2-17 に示す構造物前面の水位を検討水位(No.27 は No.28 の 4.125m を準用)とするが、今回は安全側の設定として O.P.+4.60m を用いて計算を実施した。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性を照査する断面は、ボックス区間やシールド区間と比較して、不安定となる U 型擁壁区間を対象とし、U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。

(5) 照査結果

安定性検討として滑動,転倒,地盤の支持力に関する照査結果を表 4.2.2-10 に示す。表に示すとおり、 すべての検討において安定性を満足することがわかる。

	地下水上昇時							
	照査基準	結果	判定					
滑動	1.5以上	10.29	OK					
転倒(m)	4.03以下	0.064	OK					
地盤支持力(kN)	1508以下	241.73	OK					

表 4.2.2-10 滑動, 転倒, 地盤支持力照査結果

◆総括

上述のように,滑動,転倒,地盤の支持力に関する安全性は照査基準値を満足していることから,各項目 に関する安全性は満足していると評価する。

4.2.2.4 水位上昇による道路構造物の部材の安全性

(1) 照査基準

開削トンネルは開削トンネル指針,シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアル(平成 29 年 4 月,阪神高速道路株式会社)に基づき,照査を実施する。部材の強度照査として,部材に作用する曲げ応力度に対する安全率は式(4.2.2-10),式(4.2.2-11)を用いて照査を行うものとする。

コンクリート圧縮応力 σ_c <コンクリートの許容圧縮応力 σ_{ca} ··· 式 (4.2.2-10) 鉄筋引張応力 σ_c <鉄筋許容引張応力 σ_{ca} ··· 式 (4.2.2-11)

また、部材に作用するせん断力に対するせん断応力度に対する安全率は式(4.2.2-12)を用いて照査を行う。

部材に作用するせん断応力S_h

<コンクリートのせん断耐力Sc+スターラップのせん断耐力Ss ・・・ 式(4.2.2-12)

(2) 照查手法

開削トンネルは開削トンネル指針に、シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアルに基づき構造 解析を行うこととし、構造物の性状及びトンネル周辺の地盤状態を考慮した弾性理論によって断面力を算定 する。構造解析については、骨組みモデルを用いてトンネルに作用する荷重を考慮した弾性地盤により支持 された構造として解析を行う。

(3) 照查外力

照査外力についても開削トンネルは開削トンネル指針,シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュ アルに従うものとし,死荷重,活荷重,土圧,水圧等を外力として与える。水圧の大きさの根拠となる設定 水位は 4.2.2.8 に示す検討水位1を基本とするが,より安全側の検討を行うことを目的に開削トンネルでは O.P.+4.60m とし,シールドトンネル及び切り拡げ区間では検討水位を O.P.+7.40m とする。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の部材の安全性を照査する断面は、 U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。シールドトンネル区間では No.46 が対象区間で最も深くなるため、対象断面とする。

(5) 照査結果

部材の安全性検討の照査結果を図 4.2.2-12, 表 4.2.2-11 に示す。図に示すとおり,曲げ応力,せん断応 力に対して満足する構造諸元を確保していることがわかる。

◆総括

上述のように,部材の強度に関する安全性は照査基準値を満足していることから,道路構造物の部材安全 性は満足していると評価する。


図 4.2.2-12 部材の照査結果 (No.27 完成時)

表	4. 2. 2–11	部材の照査結果	(No. 46)
-			(110)

	設計位置			No.46								
			対象	トンネル		東行						
			高規格堤	防/現況地盤		現況地盤						
			併	没荷重	併設の影響有り							
	20	叫冬休	地	下水位	高水位	(HWL)	低水位(LWL)					
	設訂來件			土圧	全:	上庄	全:	LE				
			セグメン	ト厚さ (mm)	55	50	55	50				
			σ ck	(N/mm ²)	4	8	4	8				
			正曲け	/負曲げ	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ				
		幅	В	(mm)	1800	1800	1800	1800				
		桁高	h	(mm)	490	490	490	490				
	断面諸元	有効高	ď	(mm)	50	25	50	25				
			d	(mm)	465	440	465	440				
		御杖景			D22×10	D22×10	D22×10	D22×10				
		鋼付 重	AS	(mm ²)	3871.0	3871.0	3871.0	3871.0				
		鉄筋比	р	(%)	0.46	0.49	0.46	0.49				
		最大曲げ モーメント	Mmax	(kN·m)	391.75	-427.16	517.45	-517. 17				
	断		N	(kN)	4034.36	4713.42	3907.58	4751.46				
本は	面		Smax	(kN)	244.	. 06	281.05					
部	力	最大 せん断力	М	(kN·m)	-201	. 52	-290.82					
		Growing	N	(kN)	4149	. 87	4044	. 16				
		コンクリート	σс	(N/mm^2)	8.4	9.2	9. 9	10.3				
		(2)+ (2)	σs	(N/mm^2)	-3.0	-16.2	26. 2	-3.6				
	応	家大用力	σs	(N/mm ²)	-112.4	-131.6	-129.3	-145.8				
	カ	せん断	τm	(N/mm ²)	0. :	31	0. :	35				
	度		σca	(N/mm ²)	18.	. 0	18.	. 0				
		許容値	σ sa	(N/mm^2)	200	. 0	200	. 0				
			τa	(N/mm^2)	0.9	98	0.98					
		判	定		0	K	OK					

4.2.2.5 道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性照査

(1) 照査基準

道路構造物周りの水みち発生に対する安全性照査として,「河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について」の中で示される高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性照査手法を用いる。図4.1.2-12に示す当該手法はレーンの加重クリープ比による照査であり式(4.2.2-13)を用いて照査を行うものとなる。加重クリープ比Cは河砂技術基準にある中砂の許容値6.0以上となることを照査する。中砂の値を用いることについては,道路ボックスの底版の外面にある地質はほぼ砂質層であることに由来する(表 4.2.2-12参照)。

$C = (L_e + \sum l) / \Delta H = (L_1 + L_2 / 3 + \sum L) / \Delta H > 6.0$... \exists (4. 2. 2-13)

ここに、 $C: レーンの加重クリープ比、L_e: 水平方向の有効浸透路長、L_1: 水平方向の堤防と堤防の地盤の$ $接触長さ、<math>L_2: 水平方向の堤防の地盤と地下構造物の接触長さ、<math>\Sigma l:$ 鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ (通常 0 とする)、 $\Delta H: 水位差とする。$

地盤の土質区分	С	地盤の土質区分	С
極めて細かい砂またはシルト	8.5	粗砂利	4.0
細砂	7.0	中砂利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

表 4.2.2-12 レーンの加重クリープ比の許容値設定

出典:「河砂技術基準」第1章河川構造物の設計第3節高規格堤防



図 4.2.2-13 レーンの加重クリープ比算出の考え方 (出典:2期技術検討書, p4-23)

(2) 照査手法

(1) に示す式(4.2.2-13)に従い、レーンの加重クリープ比を算出する。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり,対象断面は完成時の検討断面と同様で,No.15,No.15(矢板),No.16,No.16(矢板),No.23,No.26,No.28,No.30,No.34,No.36に対して照査を行う。

(5) 照査結果

加重クリープ比の評価結果を表 4.2.2-13 に示す。表に示すように、全ての断面で照査基準値である 6.0 を 上回っていることがわかる。

検討断面		浸透	路長		水位差		レーンの加重	
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	H ₁ (0. P. +m)	H ₂ (0. P. +m)	∆H (0.P.+m)	クリープ比 C	【照査基準】
No. 15	No. 15	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	
	No.15(矢板)	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	
No. 16	No. 16	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	
NO. 10	No.16(矢板)	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	
No. 23		35.21	8.07	7.06	3.37	3.69	10.26	
No. 26		36.16	9.16	7.08	3.39	3.69	10.63	6.0
No. 28	No. 28		13.15	7.10	3.41	3.69	10.23	
No. 30		35.04	11.90	7.12	3.43	3.69	10.57	
No. 34		43.10	0.00	7.15	3.46	3.69	11.68	
No. 36		43.30	0.00	7.16	3. 47	3.69	11.73	ſ

表 4.2.2-13 レーンの加重クリープ比の評価結果

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは高規格堤防整備時に(1)~(3)で示した 基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-14 に示す。その結果、照査基準を満足することを確認した。

表 4.2.2-14 レーンの加重クリープ比の評価結果

検討断面			浸透	路長		水位差	レーンの加重		
		検討断血	L ₁ (m)	L ₂ (m)	H ₁ (OP+m)	H ₂ (OP+m)	∆H (OP+m)	クリープ比C	【照査基凖】
	No. 15	No. 15	23.65	21.35	6.97	3. 28	3. 69	8.34	6.0
NO. 15		No.15(高規格堤防考慮時)	32. 03	35.80	6.97	3.44	3. 53	12.45	0.0

◆総括

上述のように,高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性を満足していることから,道路ボックス周り の水みち発生に対する安全性を有していると評価する。

4.2.2.6 継手部から漏水・土砂が流入することに対する安全性照査

(1) 照査基準

構造継手の対応可能な目開き量が,継手部で生じる相対変位量を上回っていることを確認する。開削トン ネルの継手部の構造は開削トンネル指針に基づき定められるものであり,継ぎ手の変形性能も同指針に基づ くものとなる。開削トンネル継手部の許容目開き量は一般的に入手可能な可とう継手の伸縮量から 150mm と設定し、シールドトンネルについてはシールドトンネル設計マニュアルと一般的に入手可能なシール材の 許容値から許目開き量は 3mm と設定した。

(2) 照査結果

4.3.2.3 (5) に後述するように、最大目開き量は開削トンネル区間では122mm、シールドトンネル区間で は2.8mmである。延伸部区間の道路ボックスの構造継手は開削トンネル指針に基づき図 4.2.2-14 に示す標 準構造を採用する。当該構造継手は、変形性能に対するスリップバーと防水性能に対する止水板より構成さ れている。スリップバーはせん断、曲げに対して抵抗し、止水板はブチルゴムを用いたセンターバルブ型で 埋設深度に応じた使用により耐水圧性能を確保しており、耐水圧性能は、0.1~0.2N/mm²の性能を確保出来 る。相対変位が大きい区間については可とう継手を採用する。可とう継手は 150mm の相対変位に対しても 変形性能が高い仕様の継手が存在するため詳細設計時に今回の検討より大きな変形が生じた場合にも対応が 可能である。シールドトンネル区間はシール材等による止水工を施すこと、3次元縦断耐震の結果から生じ る目開き量が許容値に収まっていることより、継手部からの漏水・土砂が流入する危険性はないと言える。 漏水・土砂の流入に対する安全性が確保できるものと考える。



図 4.2.2-14 継手部の構造詳細

4.2.2.7 平均動水勾配が現況より低減することの確認

(1) 照査基準

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において平均動水勾配が現況堤防の平均動水勾配より上回ること がないことを確認する。

(2) 照査手法

照査手法は 4.2.2.1 に示す鉛直二次元の飽和-不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照查外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり,対象断面は完成時の検討断面と同様で,No.15,No.15(矢板),No.16,No.16(矢板),No.23,No.26,No.28,No.30,No.34,No.36に対して照査を行う。

(5) 照査結果

平均動水勾配の評価結果を表 4.2.2-15 に示す。No.16 断面における平均動水勾配の変化を図 4.2.2-15 に示す。図 4.2.2-15 に示すように完成形における平均動水勾配は現況の平均動水勾配より緩やかになっていることから、平均動水勾配の値が低減できている。

			完成問	÷	現況			
検討断面		H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配 H/D	
No. 15	No. 15	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0. 11	
NO. 15	No.15(矢板)	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0. 11	
No. 16	No. 16	3.69	44. 41	0.08	3.93	35.68	0. 11	
NO. 10	No.16(矢板)	3.69	44. 41	0.08	3.93	35.68	0. 11	
No. 23		3.69	43.28	0.09	3.83	35.18	0.11	
No. 26		3.69	45.32	0. 08	4.47	42.27	0.11	
No. 28		3.69	46.50	0.08	4.51	42.97	0.11	
No. 30		3.69	46.94	0. 08	4.50	35.34	0.13	
No. 34		3.69	43.10	0. 09	4. 48	35.79	0. 13	
No. 36		3.69	43.30	0.09	4. 43	35.94	0. 12	

表 4.2.2-15 平均動水勾配の評価結果



図 4.2.2-15 No.16の平均動水勾配の変化

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは高規格堤防整備時に(1)~(3)で示した 基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-16 に示す。その結果、照査基準を満足することを確認した。

			完成時	現況			
	検討断面	H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配H/D
No. 15	No. 15	3.69	45.00	0. 08	3.85	35.98	0.11
NO. 15	No.15(高規格堤防考慮時)	3.53	67.83	0.05	3.85	35.98	0.11

表 4.2.2-16 高規格堤防考慮時の平均動水勾配の評価結果



図 4.2.2-16 高規格堤防考慮時の No.15 の平均動水勾配の変化

◆総括

上述のように,完成時における平均動水勾配は現況の平均動水勾配より緩やかになっていることから,平 均動水勾配の値が低減できている。

4.2.2.8 地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化

(1) 照査基準

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において道路構造物前面(河川側)及び天端中心位置における堤 体内水位が、現況堤防の水位より上回ることがないことを確認する。

(2) 照查手法

照査手法は 4.2.2.1 に示す鉛直二次元の飽和-不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、No.15、No.15(矢板)、No.16(矢板)、No.23、No.26(砂質土)、No.26(粘性土)、No.28(砂質土)、No.28(粘性土)、No.30、No.34、No.36に対して照査を行う。

(5) 照査結果

各断面における検討結果を表 4.2.2-17 に示す。断面 No.15 を除く全ての断面において照査基準に満足し ない結果となった。ここで、図 4.2.2-18 に示す浸透対策工の検討フローに則り、浸透対策工の検討を行っ た。浸透対策工の検討により、照査基準に満足する対策工法の組み合わせ及び対策工の規模を前出の表 4.2.2-17 に示す。砕石置換,道路横断排水工,表のり面遮水シート、止水矢板、のり尻ドレーン工法のうち、 単独または複数工法の組み合わせにより照査基準を満足することが確認できた。

検討対象のうち,断面 No.16 における現況と完成時の堤体内水位の経時変化比較を図 4.2.2-17 に示す。 「対策工(砕石置換+遮水シート)」,または「対策工(道路横断排水工+遮水シート)」の施工で現況の堤 体内水位以下に抑制することが可能となる。なお,ここでの浸透対策工の検討結果は,2 期と同様に川裏側 では降雨浸透対策を実施することを基本としている検討結果である。

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の照査基準に基づく検討については, 5.4 で示すが, 高規格堤防整備時に(1)~(3) で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-18 に示す。

その結果、浸透対策を行うことで現況より下回ることを確認した。



図 4.2.2-17 No.34 完成時における洪水中の堤体内水位

表	4. 2. 2–17	堤体内浸潤面の評価結果

	浸潤面	面対策	道路構造物前	「面(河川側)		堤防天蛸		
検討断面	川裏	川表	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値(m)	判定	完成時における堤体内 水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値(m)	判定
No. 15	—*	_	4. 444	4. 521	ОК	4. 923	5. 558	ОК
	-*	-	4. 619	4. 521	NG	4. 902	5. 558	ОК
NO.15 (失极)	—*	表のり面遮水シート	4. 228	4. 521	ОК	4. 371	5. 558	ОК
	-*	_	4. 462	4. 072	NG	4. 816	5. 645	ок
No. 16	砕石置換	-	4. 159	4. 072	NG	4. 769	5. 645	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート	3. 911	4. 072	ОК	4. 328	5. 645	ОК
	-*	_	4. 616	4. 072	NG	4. 809	堤防天端中央 【照音基準】 現況における堤体内 水位の標高値(m) 判定 123 5.558 0K 123 5.558 0K 124 5.558 0K 125 5.558 0K 126 5.558 0K 127 5.558 0K 128 5.645 0K 129 5.645 0K 128 5.645 0K 129 5.645 0K 130 5.645 0K 117 5.637 0K 136 5.142 0K 146 5.142 0K 143 5.075 0K 143 5.075 0K 150 5.057 0K 161 5.057 0K 171 5.057 0K 184<	
No.16 (矢板)	砕石置換	_	4. 287	4. 072	NG	4. 78	5. 645	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート	3. 972	4. 072	ОК	нема целорани нема целорани нема жесонания нема целорания нема нема жесонания нема целорания нема нема 4.923 5.558 OK 4.902 5.558 OK 4.902 5.558 OK 4.902 5.558 OK 4.371 5.558 OK 4.371 5.645 OK 4.371 5.645 OK 4.376 5.645 OK 4.378 5.645 OK 4.371 5.645 OK 5.017 5.637 OK 4.3317 5.645 OK 4.936 5.142 OK 4.936 5.142 OK 4.4868 5.142 OK 4.343 5.057 OK 5.093 </td		
N 00	-*	_	4. 695	4. 514	NG	5.017	5. 637	ОК
NO. 23	砕石置換	_	4. 083	4. 514	ОК	4. 936	5. 637	ОК
	-*	_	4. 731	4. 099	NG	4. 946	5. 142	ОК
	砕石置換	_	4. 514	4. 099	NG	4. 868	5. 142	ОК
NO.26(伊賀工)	砕石置換	表のり面遮水シート	4. 128	4. 099	NG	4. 400	5. 142	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート +止水矢板L=1m	4. 080	4. 099	ОК	4. 343	5. 142	ОК
	-*	-	4. 400	4. 008	NG	4. 573	5. 075	ОК
No.26(粘性土)	砕石置換	-	4. 175	4. 008	NG	4. 506	5. 075	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート	3. 738	4. 008	N.C. N.C. N.C. N.C. N.C. OK 4.371 5.558 OK NG 4.816 5.645 OK OK 4.328 5.645 OK OK 4.328 5.645 OK OK 4.328 5.645 OK NG 4.78 5.645 OK OK 4.317 5.645 OK OK 4.317 5.645 OK OK 4.317 5.637 OK OK 4.936 5.637 OK NG 4.946 5.142 OK NG 4.936 5.142 OK NG 4.400 5.142 OK NG 4.343 5.142 OK NG 4.368 5.075 OK NG 4.506 5.075 OK NG 5.093 5.057 OK NG 5.093 5.057 OK NG			
	-*	-	4. 907	4. 167	OK 4.343 5.142 NG 4.573 5.075 NG 4.506 5.075 OK 3.971 5.075 NG 5.093 5.057 NG 5.093 5.057		NG	
N= 00 (Th## ±)	砕石置換	-	4. 719	4. 167	NG	5. 040	5. 057	ОК
NU.20(伊夏王)	砕石置換	表のり面遮水シート	4. 269	4. 167	NG	4. 527	5. 057	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート +止水矢板L=3m	4. 125	4. 167	ОК	4. 340	5. 057	ОК
No. 28(粘性土)	-*	-	3. 955	4. 048	ОК	4. 063	4. 953	ОК
	-*	_	4. 352	3. 970	NG	4. 930	4. 984	ОК
Nr. 20	砕石置換	-	4. 299	3. 970	NG	4. 903	4. 984	ОК
NO. 3U	砕石置換	表のり面遮水シート	4. 090	3. 970	NG	4. 504	4. 984	ОК
	砕石置換	表のり面遮水シート +止水矢板L=4m	3. 934	3. 970	ОК	4. 245	4. 984	ОК
No. 34	-*	_	4. 073	4. 356	ОК	4. 862	5. 388	ОК
No. 36	-*	_	4. 420	4. 594	ОК	5. 376	5. 415	ОК

※:川裏の降雨浸透対策



		道路構造物前面(河川側)	堤防天端中央		
	検討断面	完成時における堤体内 水位の最高値(m)	完成時における堤体内 水位の最高値(m)		
No.15 -	完成時	4. 444	4. 923		
	完成時(高規格堤防考慮)	4. 407	4. 883		

表 4.2.2-18 高規格堤防考慮時の堤体内浸潤面の評価結果

◆総括

上述のように、川裏側法面の難透水性材料による降雨浸透対策に加えて、遮水シート、道路横断排水工、 砕石置換及びのり尻ドレーンの浸透対策工を実施すると堤体内水位は現況堤防より低下することから、地下 水流動阻害による堤防への影響はないと評価する。

4.2.3 浸透作用に対する基礎地盤の安全性

4.2.3.1 基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査

(1) 照査基準

手引きに示す局所動水勾配が許容値以内にあることを照査する。局所動水勾配については水平方向を式 (4.2.3-1),鉛直方向を式(4.2.3-2),を用いて照査を行うものとする。水平方向 *i*_hについては,既往研究 成果(赤井の式,久保田の式)により許容値 0.3,鉛直方向 *i*_vは手引きに示す許容値 0.5 を用いて照査を行 う。

> 水平方向の局所動水勾配 *i_h*<0.3 ···· 式 (4.2.3-1) 鉛直方向の局所動水勾配 *i_v*<0.5 ··· 式 (4.2.3-2)

また、完成形の局所動水勾配は鉛直、水平方向でともに現況堤防より大きくならないことを確認する。

(2) 照査手法

照査手法は 4.2.2.1 に示す鉛直二次元の飽和-不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、No.15、No.15(矢板)、No.16(矢板)、No.23、No.26(砂質土)、No.26(粘性土)、No.28(砂質土)、No.28(粘性土)、No.30、No.34、No.36に対して照査を行う。

(5) 照査結果

各断面における検討結果を表 4.2.3-1 に示す。この結果,断面 No.30, No.34, No.36 を除く全ての断面では照査基準を満足する結果となった。ここで,断面 No.30 については,前述の浸潤面対策工を考慮した場合において照査基準を満足する。また,断面 No.34 と No.36 では,現況ののり尻ドレーンの復旧を行うことで照査基準を満足する。

照査断面のうち,断面 No.16 完成時における構造物周辺の水平方向・鉛直方向の局所動水勾配のコンター 図を図 4.2.3-1 に示す。図中に示すように,浸潤面が堤体のり面と交わらないため評価は行わない結果とな る。なお,構造物周辺の水平及び鉛直方向での動水勾配は *i*₄=0.015 と *i*₄=0.021 と小さい値であることがわか る。

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の照査基準基づく検討については, 5.4 で示すが, ここでは高規格堤防整備時に(1)~ (3)で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.3-2 に示す。その結果, 道路構造物完成時と同様の結果 となることがわかった。

◆総括

上述のように、局所動水勾配は許容値を満足するのともに、現況堤防の局所動水勾配より小さくなるこ とから、基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性は確保されていると評価する。

		言调型分析		局所動水勾配	(最大値)水	k平i _ħ	局所動水勾]配(最大値)	鉛直 <i>i_v</i>	
検討断面		文相面內來	評価位置		【照査	[基準]		【照査	基準】	判定
	川裏	川表		完成時		赤井の式ほか	完成時	現況	赤井の 式ほか	
	~		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 15元成时	-*	—	構造物周辺	0.004	—	0.3	0.009	_	0.5	OK
No.15 (矢板)	~		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
完成時	-*	—	構造物周辺	0.007	_	0.3	0.006	_	0.5	OK
	×		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 10元成时	-*	—	構造物周辺	0.015	_	0.3	0. 021	_	0.5	OK
No.16 (矢板)			堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
完成時	-*	—	構造物周辺	0.015	_	0.3	0. 021	_	0.5	OK
N- 22호로박	*		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 23元成时		_	構造物周辺	0.013	_	0.3	0. 020	_	0.5	OK
N= 06 (Th # +)	-*		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO.20(砂頁工)		—	構造物周辺	0.004	_	0.3	0.006	_	0.5	OK
			堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO.26(粘性工)	-*	—	構造物周辺	0. 022	_	0.3	0.005	_	0.5	OK
N= 00 (Tel # 1)	×		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO.28(砂頁工)	-*	—	構造物周辺	0.013	—	0.3	0.004	_	0.5	OK
N= 00 (#F## ±)	~		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NU. 20(柏住土)	-*	—	構造物周辺	0. 016	_	0.3	0. 007	_	0.5	OK
	*		堤防	0. 392	評価なし	0.3	0. 024	評価なし	0.5	NG
No 20字式哇	-*	—	構造物周辺	0. 085	—	0.3	0. 108	—	0.5	OK
NU. 307E782175	功工学施	表のり面遮水シート	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
	矸石直换	+止水矢板4m	構造物周辺	0.055	_	0.3	0. 061	_	0.5	OK
No 24 字武味	-*	—	堤防	0.091	評価なし	0.3	0. 085	評価なし	0.5	NG
110.34元成时	ドレーン復旧	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
No 26 古中	-*	—	堤防	0. 206	評価なし	0.3	0.111	評価なし	0.5	NG
No. 36完成時	ドレーン復旧	_	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK

※:川裏の降雨浸透対策



図 4.2.3-1 堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター (No.16)



表 4.2.3-2 高規格堤防考慮時の局所動水勾配の評価結果

図 4.2.3-2 高規格堤防考慮時の堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター(No.15)

4.2.3.2 立坑周辺部, 地質遷移部及び土留の引抜・残置の変化部における安全性照査

横断方向の地下水流動阻害については前述のように 2 次元解析によりその安全性を検証してきた。2 次元 解析が適用できるのは,道路縦断方向に対して道路構造物や周辺構造物,及び地質構造の変化が小さい状態 であることが前提である。

2期では阪急交差部の堤体の中に、橋台という流動を阻害する大きな構造物が存在したため、道路ボックスの影響だけでなくこの橋台が堤体に与える影響を把握するため3次元浸透流解析が実施された。また、一部区間に地盤改良の工法として固結工法を採用しており、その前後区間には杭基礎構造が存在した。

本検討では、2次元解析での堤防の安全性照査が難しい道路縦断方向に道路構造物や周辺構造物及び地質 構造が変化する箇所を対象として、地下水の分布や流動状況の変化について、3次元浸透流解析を用いて堤 防の安全性を照査する。検討対象の区間は、No.12~No.33の420mの区間であるが、解析モデルはNo.10~ No.34の区間とした。モデル化を行った3次元浸透流解析の解析範囲を図4.2.3-3に示し、解析モデルを図 4.2.3-4に示す。このうち、主に検討を行ったのは、①立坑周辺部(No.14~No.16)、②地質的な遷移層の端 部(No.23~No.24)、③土留の引抜・残置の変化点(No.26~No.28)である。

3 次元浸透流解析の横断方向の範囲は、川表側は計画高水位発生時の河道中心位置まで(約350m)とし、 川裏側は川表側と同程度(約350m)とする。なお、前述した2期の3次元浸透流解析と同じ考え方である。 手引きでは、裏のり尻から堤防の高さの10倍程度の範囲をモデル化すれば良いとしており、本検討におけ る川裏側のモデル化範囲は、全てこれを満足する距離である。



図 4.2.3-3 3次元浸透流解析の範囲



図 4.2.3-4 3次元浸透流解析の解析モデル(完成時)

(1) 解析手法

照査項目は,構造物前面(川表側)と堤防天端中央の水位,流東ベクトル,局所動水勾配,平均動水勾配, レーンの加重クリープ比である。それぞれの照査基準を以下に示す。

・構造物前面(川表側)と堤防天端中央の水位

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において道路構造物前面(川表側)及び天端中心位置にお ける堤体内水位が、現況堤防の水位より上回ることがないことを確認する。

・流速ベクトル

構造物周辺の流速ベクトルが2期技術検討書の P.4-22の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 10⁻³~10⁻⁵m/sに比べ小さい値となることを確認する。

・局所動水勾配

手引きに示す局所動水勾配が許容値以内にあることを照査する。水平方向の局所動水勾配について は 0.3 未満(既往研究成果の赤井の式,久保田の式),鉛直方向については 0.5 未満(手引き)を用い て照査を行うものとする。また,完成形の局所動水勾配は鉛直,水平方向でともに現況堤防より大き くならないことを確認する。 · 平均動水勾配

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において平均動水勾配が現況堤防の平均動水勾配より上回ることがないことを確認する。

・レーンの加重クリープ比

道路構造物周りの水みち発生に対する安全性照査として、「河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について」の中で示される、高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性照査手法を用いる。 加重クリープ比Cは河砂技術基準にある中砂の許容値6.0以上となることを照査する。

(2) 解析手法

数値解析として、3次元モデルによる飽和一不飽和浸透流解析を実施する。

(3) 照查外力

4.2.2で述べた降雨波形を外力として入力する。また,河川水位は4.2.2で述べた方法に基づいて設定を行うが,解析モデルを4領域に区分してそれぞれの領域を代表する河川水位を設定した。表 4.2.3-3に領域の 区分と代表する河川位置を示す。

(4) 解析対象断面

地下水の評価地点は、①立坑周辺部(No.14~No.16)、②地質的な遷移層の端部(No.23~No.24)、③土 留の引抜・残置の変化点(No.26~No.28)とした。

設定範囲	設定に用いる河川水位
No.10~No.12	No.10
No.12~No.22	No.17
No.22~No.32	No.27
No.32~No.34	No.34

表 4.2.3-3 河川水位の設定

(5) 解析条件と解析ケース

3 次元解析は、現況と完成時を対象に実施した。表 4.2.3-4 に検討ケースを示す。道路構造物等が新たに 建設されることによる影響を把握することを目的に、施工前と施工後の解析モデルをそれぞれ作成し、解析 結果を比較する。なお、表中に示す砕石層とは図 4.2.3-5 に示すようなランプ構造物と埋め戻し土、固結工 法の間に設ける砕石層のことである。ランプ構造物の側部で 0.8m、底部で 1.5m 砕石層を設け、通水機能を 確保しているため、解析モデルでは考慮する。また、鋼矢板が No.27~No.29 の区間では堤内側、堤外側と もに残置されることを想定し、地中連続壁が No.30~No.34 の区間では堤内側、堤外側ともに残置されるこ とを想定する。堤防天端については、現況では降雨が浸透することを考慮するが、完成時では舗装を行うた め、降雨の浸透はないことを想定する。また、川表側については、現況と完成時ともに降雨浸透はないもの の、完成時は遮水シートを考慮して河川水の浸透の阻害を想定する。また、川裏側については、現況は小段 等の緩勾配の箇所からの降雨浸透があるものの、完成時は降雨浸透対策の設置によって降雨浸透がないこと を想定する。また、道路横断排水工については、「完成時1」の検討では No.10~No.16 の区間のみに設定し ていたが、構造物前面での現況と施工後の完成時の水位を比較した結果、No.25~No.27 において完成時の 方が現況より水位が高くなった。そこで、この No.25~No.27 に部分的に道路横断排水工を追加した場合を 「完成時 2」とした。

解析に用いる物性値を表 4.2.3-5 及び表 4.2.3-6 に物性値の一覧を示す。物性値は基本的に表 4.2.2-1, 表 4.2.2-2 に示した値と同じ値を用いるが,固結改良,矢板の値を新たに追加設定している。

検討 ケース	新規 盛土	本線・ ランプ 構造物	土留鋼 矢板・ 地中 連続壁	止水 矢板	矢板	砕石層	川表側 遮水 シート	川裏側 降雨浸 透対策	緊急用 河川敷 道路	固結 改良	道路 横断 排水工	ドレーン
現況	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり
完成時 1	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり No.10~16	あり
完成時 2	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり No.10~16 No.25~27	あり

表 4.2.3-4 解析ケース

※各構造物・対策工がない区間では、設定しない





表 4.2.3-5 解析における設定値

設定土質	平均(m/s)	$-\sigma$ (m/s)	$+ \sigma (m/s)$	変動係数	設定値(m/s)
B (改良)					9.70×10^{-5}
B(改修・修補)	3.36×10 ⁻⁶	$1.16 imes 10^{-7}$	9.70×10 ⁻⁵	1.46	9.70×10 ⁻⁵
B (運河埋立)	1.26×10^{-5}	1.17×10^{-6}	1.36×10^{-4}	1.03	1.17×10^{-6}
As1:沖積砂質土	3.47×10^{-5}	1.59×10^{-5}	7.55×10^{-5}	0.34	7.55×10^{-5}
As2:沖積砂質土	3.54×10^{-5}	1.45×10^{-5}	8.59×10^{-5}	0.39	8.59×10^{-5}
As3:沖積砂質土	3.07×10 ⁻⁵	2.88×10^{-6}	3.27×10^{-4}	1.03	3.27×10^{-4}
Ac1~3:沖積粘性土	Fc=90%以上,	離透水層と判断し	手引きによる粘土	の一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Dsg:洪積礫質土	7.54×10^{-5}	8.87×10^{-6}	6.42×10 ⁻⁴	0.93	6.42×10^{-4}
Oc21:大阪層群・粘土層	粘土層で難逐	診水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os21:大阪層群・砂層	1.26×10^{-5}	4.77×10^{-6}	3.31×10^{-5}	0.42	3.31×10^{-5}
Oc22:大阪層群・粘土層	粘土層で難逐	診水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os22:大阪層群・砂層	1.44×10 ⁻⁵	試験結果は	二つのため,大き	い方を採用	1.44×10^{-5}
Oc23:大阪層群・粘土層	粘土層で難透	⑥水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os25:大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大阪	層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}
Og25:大阪層群・砂礫層	6.42×10^{-4}	洪積	礫質土 Dsg の値を	採用	6.42×10^{-4}
Oc26:大阪層群・粘土層	粘土層で難透	⑥水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os26:大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大阪	層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}
Oc27:大阪層群・粘土層	粘土層で難逐	家水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os27:大阪層群・砂層	7.74×10^{-5}	大阪	層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}
Oc28:大阪層群・粘土層	粘土層で難逐	⑥水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os28 : 大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪	層群 Os29 の値を	採用	7.74×10 ⁻⁵
Oc29:大阪層群・粘土層	粘土層で難逐	密水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os29:大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	試験結果は	二つのため,大き	い方を採用	7.74×10 ⁻⁵
Oc30:大阪層群・粘土層	粘土層で難透	⑥水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os30:大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪	層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}
Oc31:大阪層群・粘土層	粘土層で難透	歯水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
Os31:大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪	· 層群 Os29 の値を	採用	7.74×10^{-5}
Oc32:大阪層群・粘土層	粘土層で難透	⑥水層と判断し手引	引きによる粘土の-	一般値を設定	1.00×10 ⁻⁸
・固結改良(砂質土)	2.02	×10 ⁻⁶ m/sec			
・固結改良(粘性土)	1.02	×10 ⁻⁹ m/sec			

・砕石層

・遮水シート

・土留め鋼矢板・矢板

・土留め地中連続壁

・ドレーン

- 1.0×10^{-9} m/sec
 - 1.0×10^{-4} m/sec
 - モデル厚さ1cmに対し1.0×10⁻⁹m/sec
 - モデル厚さ 1cm に対し 1.0×10-9m/sec
 - モデル厚さ 1cm に対し 1.0×10⁻⁹m/sec

 1.0×10^{-4} m/sec

	比貯留係数
設定工質	<i>Ss</i> (1/m)
B(改良)	2.86×10-4
B(改修・修補)	8.57×10 ⁻⁴
B (運河埋立)	5.36×10 ⁻⁴
As1 沖積砂質土	2.38×10 ⁻⁴
As2 沖積砂質土	1.65×10 ⁻⁴
As3 沖積砂質土	2.14×10-4
Ac1 沖積粘性土	6.12×10 ⁻⁴
Ac2(上)沖積粘性土	2.14×10-3
Ac2(中)沖積粘性土	1.43×10-3
Ac2(下)沖積粘性土	1.07×10-3
Ac3 沖積粘性土	3.57×10 ⁻⁴
Dsg 洪積礫質土	2.98×10 ⁻⁵
Oc21:大阪層群・粘土層	1.16×10 ⁻⁴
Os21:大阪層群・砂層	7.94×10 ⁻⁵
Oc22 大阪層群・粘土層	2.38×10 ⁻⁴
Os22 大阪層群・砂層	9.32×10 ⁻⁵
Oc23 大阪層群・粘土層	1.65×10 ⁻⁴
Os25 大阪層群・砂層	3.40×10 ⁻⁵
Og25:大阪層群・砂礫層	2.35×10-5
Oc26:大阪層群・粘土層	7.79×10 ⁻⁵
Os26 : 大阪層群・砂層	3.40×10-5
Oc27 大阪層群・粘土層	2.86×10-4
Os27:大阪層群・砂層	3.51×10-5
Oc28:大阪層群・粘土層	2.38×10 ⁻⁴
Os28:大阪層群・砂層	1.53×10 ⁻⁴
Oc29:大阪層群・粘土層	7.79×10 ⁻⁵
Os29 大阪層群・砂層	8.09×10 ⁻⁵
Oc30 大阪層群・粘土層	2.52×10 ⁻⁴
Os30 大阪層群・砂層	5.49×10-5
Oc31 大阪層群・粘土層	2.52×10 ⁻⁴
Os31 大阪層群・砂層	4.98×10 ⁻⁵
Oc32 大阪層群・粘土層	1.26×10 ⁻⁴

表 4.2.3-6 本検討における設定値

(6) 解析結果

1) 路線全体の水位の評価(完成時1)

図 4.2.3-6 に水位評価点(図中の赤枠範囲における赤色●印)の位置を示し,図 4.2.3-7 に時刻歴の水 位変化のうち道路構造物前面の現況と完成時の最高水位を示す。No.25~No.27 では完成時の方が現況より水 位が高くなる。



図 4.2.3-6 水位評価点



図 4.2.3-7 道路構造物前面における現況と完成時の最高水位(完成時1)

2) 路線全体の水位の評価(完成時2)

追加対策として No. 25~No. 27 において道路横断排水工を考慮した。図 4.2.3-8 に時刻歴の水位変化のう ち構造物前面の現況と完成時の最高水位を示す。No. 25~No. 27 においても、現況の方が完成時より水位が高 くなり、水位に関して照査基準を満足することが確認できた。



図 4.2.3-8 構造物前面における現況と完成時の最高水位(完成時2)

3) 立坑周辺部 (No. 14~16) の影響評価 (完成時 2)

図 4.2.3-9 に水位評価点(図中の●印)の位置を示し,図 4.2.3-10 に水位の変化を示し,表 4.2.3-7 に 水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果,現況の方が完成時より水位 が高くなり,照査基準を満足する。



図 4.2.3-9 水位評価点(立坑周辺部)



図 4.2.3-10 水位の変化 (No. 14~No. 16)

表 4.2.3-7 水位の結果(No.14~No.16)

	道路構造物前	面(河川側)		堤防天	端中央	
検討断面	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値(m)	判定	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	判定
No. 14	3. 54	4.20	OK	4.64	5.24	OK
No. 15	3. 41	4.13	OK	4.18	5.19	ОК
No. 16	3. 50	4.08	OK	3.94	5.22	OK

図 4.2.3-11 完成時における As 層内の流速ベクトルの平面分布を示す。立坑周辺においても地下水が川表 側から川裏側に一様に流れており、地下水の流れに偏りは見られていない。これは、道路横断排水工によっ て、川裏側の地下水位が下げられる効果が大きいと考えられる.また、As 層内の最大流速は 8.68×10⁻⁶m/s であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 10⁻³~10⁻⁵m/s に比べ 小さい値となる。

次に,図4.2.3-12にNo.15断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As層内を川裏側に向かって流れる地下水は、立坑の地中連続壁付近で上昇する流れに変化し、地中連続壁の上端に達した後は再び川裏側のドレーン(道路横断排水工)に向かう流れとなる。



図 4.2.3-11 立坑周辺部の流速ベクトル平面分布(完成時)



図 4.2.3-12 No.15 断面の流速ベクトル断面分布 (完成時)

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-13にNo.15 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-8に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時におい ては評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-9に平均 動水勾配を示し、表 4.2.3-10 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパイピ ング破壊が生じることはない。



水平方向の局所動水勾配(i_b)

鉛直方向の局所動水勾配(i)

		10	ζ 1 . 2. 0 (7 四川王			IU. 14 - IN	0. 10/		
	這週	的过程		局所動水	勾配(最大值	重)水平i _h	局所動水	直)鉛直i,		
埃計艇面	食討断面 川裏 川表	款		【照査	基準】		【照査	基準】	き	
役的創題		目立目	完成時	田に	赤井の	完成時	田石	赤井の	刊足	
		川衣			玩沉	式ほか		玩儿	式ほか	
No. 14	_ ×		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 14	- **		構造物周辺	0.30	_	0.3	0.03	-	0.5	OK
No. 15	- *		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 15	- **		構造物周辺	0.24	_	0.3	0.10	-	0.5	OK
No. 16	_ %		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 10	-*		構造物周辺	0 00	_	0.3	0 15	-	0.5	OK

表 4.2.3-8 局所動水勾配の結果(No.14~No.16)

図 4.2.3-13 No.15 断面の局所動水勾配断面分布(完成時)

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-9 平均動水勾配の結果(No.14~No.16)

		完成	時		現況				
検討断面	LI (m)	D (m)	平均動水勾配	Н	D	【照査基準】	判定		
	Π (III)	D (III)	H/D	(m)	(m)	平均動水勾配H/D			
No. 14	3.69	46.06	0.08	3.95	37.82	0.10	OK		
No. 15	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0.11	OK		
No. 16	3.69	44.41	0.08	3.93	35.68	0.11	OK		

表 4.2.3-10 レーンの加重クリープ比の結果(No. 14~No. 16)

	浸透路長		水位差			レーンの加重		
 	L ₁ (m)	$L_2(m)$	$H_1(OP+m)$	$H_2(OP+m)$	$\Delta H (OP+m)$	クリープ比C	【照登基準】	判定
No. 14	27.92	18.14	6.96	3. 27	3.69	9.20	6.0	OK
No. 15	23.65	21.35	6.97	3. 28	3.69	8.34	6.0	OK
No. 16	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	6.0	OK

4) 地質的な遷移層の端部 (No. 23~No. 24) の影響評価 (完成時 2)

図 4.2.3-14 に水位評価点(図中の赤枠範囲における赤色●印)の位置を示し,図 4.2.3-15 に水位の変 化を示し,表 4.2.3-11 に水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果, 現況の方が完成時より水位が高くなり,照査基準を満足する。



図 4.2.3-14 水位評価点(地質的な遷移層の端部)



No. 24

図 4.2.3-15 水位の変化(No.23~No.24)

	道路構造物前	面(河川側)		堤防天	端中央	
検討断面	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値(m)	判定	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	判定
No. 23	3.87	3.99	OK	4.39	4.90	OK
No. 24	3.90	4.03	OK	4. 45	4.90	OK

表 4.2.3-11 水位の結果(No.23~No.24)

図 4.2.3-16 に完成時における As 層内の流速ベクトルの平面分布を示す。遷移層による砂質土層と粘性土 層のギャップがみられる箇所においては、上位の砂質土層内の地下水位は連続的に変化しており、局所的な 変化は見られない。また、As 層内の最大流速は 8.68×10⁻⁶m/s であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載 される一般的な砂質土の限界流速の範囲 10⁻³~10⁻⁵m/s に比べ小さい値となる。

次に,図4.2.3-17にNo.23 断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As 層内を川裏側に向かって流れる地下水は,固結改良部付近で上昇する流れに変化し,固結改良部の上端に達した後は再び川裏側の砕石置換に向かう流れとなる。



図 4.2.3-16 地質的な遷移層の端部の流速ベクトル平面分布 (完成時)



図 4.2.3-17 No.23~No24 断面の流速ベクトル断面分布(完成時)

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-18にNo.23 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-12 に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時においては評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-13 に平均動水勾配を示し、表 4.2.3-14 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパイピング破壊が生じることはない。



図 4.2.3-18 No.23 断面の局所動水勾配断面分布(完成時)

浸潤面対策			局所動水勾配(最大値)水平i _h			局所動水勾配(最大値)鉛直i _v				
梌討断面	討断面 川裏 川表		諩		【照査	基準】	【照査		基準】	当时
1天口)四田			비 피 피 규	完成時	現況	赤井の 式ほか	完成時	現況	赤井の 式ほか	TJÆ
No 22	- ×		堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 23	-*		構造物周辺	0.21	-	0.3	0.15	-	0.5	ОК
No. 24	_ **	_	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	ОК
NO. 24	-*		構造物周辺	0.17	-	0.3	0.10	-	0.5	OK

表 4.2.3-12 局所動水勾配の結果(No.23~No.24)

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-13 平均動水勾配の結果(No.23~No.24)

		完成	時		現況			
検討断面	11 (D (m)	平均動水勾配	Н	D	【照査基準】	判定	
	П (III)	D (III)	H/D	(m)	(m)	平均動水勾配H/D		
No. 23	3.69	43.28	0.09	3.83	35.18	0.11	OK	
No. 24	3.69	44.00	0.08	3.75	42.50	0.09	OK	

表 4.2.3-14 レーンの加重クリープ比(No.23~No.24)

ムニリル・テ	浸透路長		水位差			レーンの加重		
 	L ₁ (m)	L ₂ (m)	H ₁ (OP+m)	$H_2(OP+m)$	∆H(0P+m)	クリープ比C	【照宜基凖】	判定
No. 23	35.21	8.07	7.06	3.37	3.69	10.26	6.0	OK
No. 24	36.87	7.15	7.07	3.38	3.69	10.64	6.0	OK

5) 土留の引抜・残置の変化点(No. 26~No. 28)の影響評価(完成時 2)

図 4.2.3-19 に水位評価点(図中の赤枠範囲における赤色●印)の位置を示し,図 4.2.3-20 に水位の変化 を示し,表 4.2.3-15

表 4.2.3-15 に水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果,現況の方が 完成時より水位が高くなり,照査基準を満足する。



図 4.2.3-19 水位評価点(土留の引抜・残置の変化点)





8.0

7.0

6.0

(^{m+.d.}0) 4.0

3.0

2.0

1.0 L 160

180

200



220 240 計算時間(hour) HWL=0.P.+7.09m

----HWI

O.P.+2.4

280

300

260

初期水位

現況水位

完成時水位









図 4.2.3-20 水位の変化(No.26~No.28)

	道路構造物前	面(河川側)		堤防天			
検討断面	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	判定	完成時における堤体内 水位の標高値(m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	判定	
No. 26	3.97	4.17	OK	4.56	4.94	OK	
No. 27	4.11	4.18	OK	4.63	4.97	OK	
No. 28	4.15	4. 25	OK	4.67	4. 92	OK	

表 4.2.3-15 水位の結果(No.26~No.28)

図 4.2.3-21 に完成時における流速ベクトルの平面分布を示す。土留めの引抜・残置の変化点付近においても、地下水が川表側から川裏側に一様に流れており、地下水の流れに偏りは見られていない。これは、砕石層と道路横断排水工によって、水が川裏側へ排出されているためと考えられる。また、As 層内の最大流速は 8.68×10⁻⁶m/s であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 10⁻³~10⁻⁵m/s に比べ小さい値となる。

次に,図4.2.3-22にNo.28断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As層内を川裏側に向かって流れる地下水は,鋼矢板付近で上昇する流れと鋼矢板の下方向に下降する流れに分かれる。鋼矢板の上端に達した水は砕石置換内を流下する。また,鋼矢板の下端に達した水は固結工法(砂質土)内を通過する流れとなる。ただし,固結工法(砂質土)の透水係数は砕石置換の1/50であるため,通過する流速は小さい。



図 4.2.3-21 土留の引抜・残置の変化点流速ベクトル平面分布 (完成時)



図 4.2.3-22 No.28 断面の流速ベクトル断面分布 (完成時)

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-23にNo.28 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-16 に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時においては評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-17 に 平均動水勾配を示し、表 4.2.3-18 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパ イピング破壊が生じることはない。



図 4.2.3-23 No.28 断面の局所動水勾配断面分布(完成時)

	浸潤面対策			局所動水	勾配(最大值	直)水平i _h	局所動水分																	
検討断面			款体位金		【照査	基準】		【照査	ے بید															
	川裏	川表		完成時	現況	赤井の 式ほか	完成時	現況	赤井の 式ほか	刊史														
N- 00	-*	-	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK														
NO. 20			構造物周辺	0.00	—	0.3	0.10	_	0.5	OK														
No. 27	-*	_	-	_	-	-	-	_	_	_	_	_	_	_	_	_	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
NO. 27								構造物周辺	0.02	_	0.3	0.25	_	0.5	OK									
No. 28	_ ×	_	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK														
	-*		_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	構造物周辺	0.24	_	0.3	0.15	_	0.5	OK		

表 4.2.3-16 局所動水勾配の結果(No.26~No.28)

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-17 平均動水勾配の結果(No.26~No.28)

検討断面		完成	诗				
	H (m)	D (m)	平均動水勾配	Н	D	【照査基準】	判定
		D (III)	H/D	(m)	(m)	平均動水勾配H/D	
No. 26	3.69	45.32	0.08	4.47	42.27	0.11	OK
No. 27	3.69	45.54	0.08	4.48	42.47	0.11	OK
No. 28	3.69	46.50	0.08	4.51	42.97	0.11	OK
10.20	0.00	10.00	0.00	1.01	12.07	. .	51

表 4.2.3-18 レーンの加重クリープ比の結果(No.26~No.28)

検討断面	浸透	路長		水位差		レーンの加重		
	L ₁ (m)	$L_2(m)$	$H_1(OP+m)$	$H_2(OP+m)$	∆H(0P+m)	クリープ比C	【照登基準】	判定
No. 26	36.16	9.16	7.08	3.39	3.69	10.63	6.0	OK
No. 27	36.13	9.41	7.09	3.40	3.69	10.64	6.0	OK
No. 28	33.35	13.15	7.10	3. 41	3.69	10.23	6.0	OK

(7) まとめ

①立坑周辺部(No.14~No.16), ②地質的な遷移層の端部(No.23~No.24), ③土留の引抜・残置の変化点 (No.26~No.28)にて,水位,流速ベクトル,局所動水勾配,平均動水勾配,レーンの加重クリープ比につ いて安全性の照査を行った。

いずれの項目についても、基準値を満足し、完成時の安全性が現況を上回ることから、安全性は確保されている。

4.3 地震作用に対する安全性の照査

4.3.1 安全性照査のための基本的考え方

第2章の中で述べた被害シナリオにあるように,延伸部区間においても2期と同様に,完成時において大 地震を含めた地震時に被害が生じることが想定される。これらの被害は地震作用に起因する被害と言える。

これらの被害想定を踏まえ,技術検討書では地震作用に対する安全性を照査するべく,下記に示す項目に ついて,河川耐震指針,開削トンネル設計指針(平成20年10月一部改訂 阪神高速道路株式会社),設計基 準第3部構造物設計(土構造物編)第8編シールドトンネル(平成29年4月 阪神高速道路株式会社)に 示す照査基準や照査手法に従い,安全性の照査を行う。

項目①地震後の道路構造物及び堤体に対する安全性

項目② 地震後の道路構造物及び堤体に関する修復性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。4.3.2以降に 各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

4.3.2 地震後の道路構造物及び堤体の変形に対する安全性

4.3.2.1 地震後の堤防の変形(沈下)に対する安全性

(1) 照査基準

河川耐震指針に基づき,地震により堤防に変形,沈下等が生じた場合においても,その変形量が耐震性能 照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内に収まるかを照査する。

耐震性能照査上の堤防としての機能とは、「河川の流水の河川外への越流を防止する機能」であり、地震 後の残留堤防高が耐震性能の照査において考慮する外水位(照査外水位)よりも高く、越流を生じないこと が要求される。なお、耐震性能の照査において考慮する外水位は、原則として、平常時の最高水位とするも のとする。河口部付近では、平常時の最高水位として朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮するものとし、 また、地震の発生に伴い津波の遡上が予想される場合には、施設計画上の津波高についても考慮するものと する。

河川耐震指針では、プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動(L2-1)と、内陸直下型 となるレベル 2-2 地震動(L2-2)の 2 つの地震動を想定する。地震の発生に伴い津波の遡上が予想されるレ ベル 2-1 地震動に対する照査外水位は、津波の影響を考慮し、大阪府想定の昭和南海トラフ地震(M8.4:施 設計画上の津波)の検討結果に基づき設定する。レベル 2-2 地震動に対する照査外水位は、淀川の朔望平均 満潮位及び波浪の影響を考慮した 14 日間 1/10 水位とする。

以上を踏まえ、地震後の堤防の変形(沈下)に対する安全性の照査基準を想定する地震動は海溝型となる レベル 2-1 地震動、内陸直下型となるレベル 2-2 地震動とし、それぞれの地震動に対して式(4.3.2-1)、式 (4.3.2-2)による照査を行う。

プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動に対する残留堤防高 >昭和南海トラフ地震時の津波を想定した水位 ・・・ 式 (4.3.2-1)

内陸直下型地震を想定したレベル 2-2 地震動に対する残留堤防高

>淀川の朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮した 14 日間 1/10 水位 ・・・ 式(4.3.2-2) 延伸部区間に該当する道路測点 No.に対応した照査外水位を表 4.3.2-1 に示す。代表断面における耐震性 能照査では,表 4.3.2-1 に示す代表断面に該当する道路測点 No.での照査外水位を用いて照査を実施するも のとする。照査外水位はレベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動ともに道路測点 No.によらずほぼ同程度であ る。

この照査外水位は,表 4.3.2-1 に示す河川距離標ごとの照査外水位から道路測点 No.の照査外水位を把握 したうえで,道路測点 No.の上下流の河川距離標における照査外水位の高い水位を設定したものである。

道路測点No.		No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18
照查外水位	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
(O.P.m)	L2-2	2.27	2.27	2.27	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29
道路測点No.		No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28	No.29	No.30	No.31	No.32	No.33
照查外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
	L2-2	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
道路測点No.		No.34	No.35	No.36	No.37	No.38	No.39	No.40	No.41	No.42	No.43	No.44	No.45	No.46		
照查外水位	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59		
(O.P.m)	L2-2	2.30	2.30	2.30	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31		
道路測点No.		No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18
照查外水位	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
(O.P.m)	L2-2	2.27	2.27	2.27	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29
道路測点	No.	No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28	No.29	No.30	No.31	No.32	No.33
照查外水位	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
(O.P.m)	L2-2	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
道路測点No.		No.34	No.35	No.36	No.37	No.38	No.39	No.40	No.41	No.42	No.43	No.44	No.45	No.46		
照查外水位	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59		
(O.P.m)	10.0	0.00	2.20	2.20	0.01	0.01									1	

表 4.3.2-1 延伸部区間に該当する道路測点 No.に対応した照査外水位
(2) 照查手法

2 期と同様に一体構造物としての動的相互作用等を把握する必要があることから、これらの挙動が把握できる手法として動的変形解析 LIQCA を採用する。

LIQCAではBiotの2相混合体理論に基づき,固相の変位 *u* と間隙水*p* を未知数として扱った *u-p* formulation によって場の方程式を定式化しており,有限要素法と差分法を用いてこれを空間離散化している。つりあい 式の空間離散化には有限要素法,連続式の間隙水圧項の離散化には差分法を適用し,要素積分には重心位置 での次数低減積分を適用する。これにより自由度数の低減と Shear locking の防止を図っている。時間離散化 には Newmark のβ法を用いている。砂の構成則としては,液状化地盤に対しては非線形移動硬化則を用いた 砂の繰返し弾塑性モデルを用いている。

LIQCA の解析的特徴を以下に示す。

- ・応力パラメータとして相対応力比を用いており主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
- ・硬化則として非線形移動硬化則を用いており、繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを 初期化する必要がないため、地震時のようなランダムな載荷条件に対して適用性が高い。
- ・境界曲面として過圧密境界面を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイ レイタンシー量の減少などを表現できる。
- 一般化した流動則を用いることにより、種々の砂が有するストレスーダイレイタンシー関係を再現することができる。
- ・塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再 現することができる。

時刻歴有効応力地震応答解析に用いる地盤パラメータのうち,密度,透水係数,せん断波速度,粘着力, 内部摩擦角,圧縮指数,膨潤指数は,延伸部区間における既往地質調査結果より設定する。

B 層(改修・修補,改良,運河埋立),新規盛土層,As3 層及び Ac3 層の非線形特性は R-O モデルを適用 する。この R-O モデルに適用するパラメータ(α, r)は、動的変形試験結果へのフィッティング等により設 定する。

沖積粘性土層である Ac1 層, Ac2 層は繰返し弾塑性モデルを適用し,この弾塑性モデルに用いるパラメー タは,「スーパー堤防の変形防止技術に関する研究,平成 22 年度国土交通省近畿地方整備局新技術研究開発 成果報告書」に示されている酉島粘土層 Ac2 層の材料パラメータを適用する。

液状化対象層である沖積砂質土層の Asl 層及び As2 層の繰返し弾塑性パラメータは、当該地盤で実施された非排水三軸繰り返し試験(液状化試験)結果へのフィッティングにより決定されたパラメータを用いる。 沖積層下位の洪積層については弾性域内での挙動となることを想定して線形弾性体を用いる。解析パラメー タの一例を表 4.3.2-2 に示す。

土質区分	初期 間隙比	湿潤 密度	S波速度	初期 せん断 弾性係数	ポアソン 比	初期 せん断 係数比	Lame	定数	透水	係数	圧密に パラ ;	関する イータ	擬似過 圧密比		せん	ん断に関う パラメーク	トる 7	
	e 0	$\rho_{\rm t}({\rm t/m}^3)$	$V_{\rm s}({\rm m/s})$	G ₀ (kPa)	ν	G 0/σ m	λ	$\mu(=G_0)$	<i>k</i> (m/s)	$k/\gamma_{\rm w}$	λ	κ	OCR*	с	$\phi_{\rm m}$	$\phi_{\rm f}$	M [*] _m	$M^*_{\rm f}$
B (改修・修補)	0.87	1.86	238	105358	0.333									0.0		33.0		
B(改修・修補・液状化)	0.87	1.86	238	105358		4330.4			9.70E-05	9.90E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	33.0	0.909	1.087
B (改良)	0.82	2.04	238	115554	0.333									0.0		30.2		
B(改良・液状化)	0.82	2.04	238	115554		4749.4			9.70E-05	9.90E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	30.2	0.909	0.987
B (運河埋立)	0.82	2.04	238	115554	0.333									0.0		32.0		
B(運河埋立・液状化)	0.82	2.04	238	115554		4749.4			1.17E-06	1.19E-07	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	32.0	0.909	1.051
As1	0.73	1.96	160	50176	0.333									0.0		39.9		
As1(液状化)	0.73	1.96	160	50176		996.3			7.55E-05	7.70E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	39.9	0.909	1.332
Ac2 (上)	1.27	1.71	160	43776		512.7			1.00E-08	1.02E-09	0.334	0.0330	1.0	0.0	21.6	21.6	0.685	0.685
Ac2 (中)	1.17	1.74	160	44544		396.6			1.00E-08	1.02E-09	0.265	0.0260	1.0	0.0	20.4	20.4	0.642	0.642
Ac2 (下)	0.94	1.86	160	47616		375.5			1.00E-08	1.02E-09	0.265	0.0260	1.0	0.0	22.4	22.4	0.714	0.714
Ac3	0.92	1.85	237	103913	0.333				4.54E-10	4.64E-11				143.3		0.0		
As3	0.64	1.99	237	111776	0.333				3.27E-04	3.34E-05				0.0		32.1		
Dsg	0.64	2.04	341	237300	0.333		473200	237300	6.42E-04	6.55E-05								

表 4.3.2-2 解析パラメータの一例 (No.4 完成時)

			1007-4	キルに問う	トス			R-OŦ	デルに関	メータ		
土質区分			1124	ペラメーク	¥			初期せん 関するパ	断剛性に ラメータ	R-ONT	ラメータ	適用モデル
	B_0^*	B [*] 1	$C_{\rm f}$	γ^{p*}_{ref}	$\gamma^{E^*}_{ref}$	D_0^*	п	а	b	α	r	
B(改修・修補)								21360	0.50	0.633	1.984	R-Oモデル
B(改修・修補・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0					繰返し弾塑性モデル
B (改良)								23427	0.50	0.535	1.984	R-Oモデル
B(改良・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0					繰返し弾塑性モデル
B (運河埋立)								23427	0.50	0.563	1.984	R-Oモデル
B (運河埋立・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0					繰返し弾塑性モデル
As1								7071	0.50	3.161	1.984	R-Oモデル
As1(液状化)	15000	150	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0					繰返し弾塑性モデル
Ac2 (上)	1800	3	0.0	0.000	0.00	0.0	0.0					繰返し弾塑性モデル
Ac2 (中)	1850	40	10.0	0.000	0.00	0.0	0.0					繰返し弾塑性モデル
Ac2 (下)	1850	40	10.0	0.000	0.00	0.0	0.0					繰返し弾塑性モデル
Ac3								7960	0.50	2.920	2.056	R-Oモデル
As3								8217	0.50	4.298	1.984	R-Oモデル
Dsg												線形弾性体

(3) 照査外力

河川耐震指針では、地震動のタイプ別(レベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動)、地盤種別(I種、Ⅱ種、 Ⅲ種)に対して合計 6 種類の標準加速度応答スペクトルが示されている。このため、堤防に対する検討には、 河川耐震指針で規定されているレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動を用いる。ただし、河川耐震指針には 時刻歴の入力地震動の波形が示されていない。このため、入力地震動は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設 計編、平成 29 年 11 月」(以下、道路橋示方書耐震編という)に示される時刻歴波形を用いる。

道路橋示方書耐震編のレベル2地震動の時刻歴波形は,地震動のタイプ別(レベル2-1地震動,レベル2-2地震動),地盤種別(I種,II種,III種)に対して,位相の異なる3波形の合計18波形が規定されている。 これら波形は,地表面での波形として定義されていることから,本検討では良好な洪積地盤及び岩盤上の入 力地震動に対応するI種地盤の波形を用いる。地震後の堤防変形量に与える影響を考慮して,レベル2-1地 震動に対する解析に用いる地震動は,I種地盤波形の3波の中で,主要動の継続時間が最も長い波形を選定 し、レベル2-2地震動に対する解析に用いる地震動は最大加速度が最も大きい波形を選定する。図4.3.2-1 及び図4.3.2-2に示すように以下の2波形を選定する。

<レベル 2-1 地震動に対する解析に用いる地震動>

・ I 種地盤波形の3波の中で、主要動の継続時間が最も長い波形として呼び名「I-I-3」を選定

<レベル 2-2 地震動に対する解析に用いる地震動>

・最大加速度が最も大きい波形として呼び名「Ⅱ-I-I」を選定



図 4.3.2-1 レベル 2-1 地震動 I 種地盤の入力地震波形 (出典:道路橋示方書耐震編, p.77 (平成 29 年 11 月))



(4)対象断面の設定

延伸部区間においては、本線の道路構造が道路構造物から立坑、シールドトンネルに変わり、ランプが合 流する。また、土留め壁についても、鋼矢板や地中連続壁など複数の種類があり、撤去または残置など条件 が異なる。以上の条件に加え、地層の変化も考慮した上で、区間を細分した。

解析の検討断面については、2期における解析断面の選定方法と同じ考え方のもと、①増加荷重、②液状 化層厚の2つの指標から解析検討断面を決定する。

地震時応答解析では、液状化層が液状化した際の堤防の挙動を求めることを目的としている。沈下量の大 きさは対象となる液状化層の厚みに比例するため、液状化層厚が大きいほど堤防の安全性を低下させるにし たがって、液状化層厚が最も大きい断面を選定することとする。つぎに、増加荷重については、地震時挙動 では慣性力が地震外力として作用することから、慣性力の大きいものが堤防に悪影響を及ぼすと考えられる。 慣性力とは質量に応答加速度を乗じることで求められる外力であることから、増加荷重が大きくなるほど堤 防の安定性を低下させることになる。以上より、増加荷重が最も大きい断面で解析検証を行う必要があり、 現況からの増加荷重に着目して整理することとする。

さらに、No.24~No.28 は 1.5 に示すように、粘性土層から砂質土層に変わる遷移層で、ボーリング調査が 実施されていないため、砂質土層または粘性土層と想定した場合の検討を実施する。さらに、No.4~No.22 で想定されている矢板についても、堤防の安定性に大きく左右される条件であるため、矢板の有無の両方の 条件を想定した検討を実施する。

また,延伸部区間については,沈下対策や液状化対策として固結工法が検討されている。液状化対策は安 定性の向上に大きく寄与するため,当初は液状化対策なしで検討を実施する。その結果,所定の基準を満た さない場合には,道路構造物で最低限必要な範囲及び最低限の液状化範囲を検討し,基準を満たす対策にな るように順次,対策範囲を拡大させる等の検討を進めることとする。

さらに,施工時には掘削範囲が深い方が,堤防の安定性を低くなることから,掘削深さも考慮することと する。

上記の条件を考慮した選定結果を図 4.3.2-3 に示す。また、解析モデル図の一例を図 4.3.2-4 に示す。

4-94



図 4.3.2-3 検討断面選定結果

モデルの下端は、シナリオ地震動作成時に設定された耐震設計上の基盤面までとする。なお、耐震設計上の基盤面は、Zone1(道路測点 No.4~No.14)では Dsg 層上面に、Zone2(No.15~No.46)では V_s >500m/sの層の上面に設定されている。さらに Zone2は、 V_s >500m/sの層の出現深度が O.P.-238.7mの区間と O.P.-138.7m の区間に分かれており、道路測点 No.15~No.34 が O.P.-238.7m 区間、No.35~No.46 が O.P.-138.7m 区間となる。以上を整理して、測点ごとのモデル下端位置を**表** 4.3.2-3 に示す。

パターン	道路測点 No.	モデル下端位置
Zone1	No.4~No.14	Dsg層上面
7	No.15~No.34	O.P238.7m
Zone2	No.35~No.46	O.P138.7m

表 4.3.2-3 モデル下端位置



図 4.3.2-4 解析モデル図の一例 (No.4 完成時)

(5) 照査結果

各断面における地震後の堤防の変形(沈下)に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.2-4 に示す。いずれの断面においても、レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動に対して沈下後残留堤防高は照査外水位よりも高くなり、河川堤防は完成時において耐震性能を満足することが確認できた。

					レベル2-1	地震動			レベル2-2地震動							
解析断面	完成堤防高 (O.P.m)		堤防天端	冘下量 (m)		堤防残留高	照查外水位	利令		堤防天端	沈下量 (m))	堤防残留高	照查外水位	湘山	
	, ,	川裏	中央	川表	平均値	(O.P.m)	(O.P.m)	刊化	川裏	中央	川表	平均值	(O.P.m)	(O.P.m)	刊化	
No.4	10.421	1.727	1.518	1.358	1.534	8.887	4.58	ОК	0.352	0.302	0.281	0.312	10.109	2.27	ОК	
No.4 (矢板考慮)	10.421	1.633	1.416	1.250	1.433	8.988	4.58	OK	0.315	0.290	0.269	0.291	10.130	2.27	ОК	
No.14	10.560	1.626	1.548	1.480	1.551	9.009	4.58	ОК	0.342	0.342	0.336	0.340	10.220	2.29	ОК	
No.15	10.570	0.600	0.718	0.795	0.704	9.866	4.58	OK	0.172	0.213	0.235	0.207	10.363	2.29	ОК	
No.22	10.646	1.200	1.224	1.231	1.218	9.428	4.58	ОК	0.288	0.302	0.305	0.298	10.348	2.29	ОК	
No.26 (砂質土地盤)	10.683	1.918	1.845	1.788	1.850	8.833	4.58	ОК	0.268	0.276	0.280	0.275	10.408	2.30	ОК	
No.26 (粘性土地盤)	10.683	1.270	1.208	1.153	1.210	9.473	4.58	OK	0.224	0.231	0.232	0.229	10.454	2.30	ОК	
No.27 (砂質土地盤)	10.691	1.639	1.597	1.580	1.605	9.086	4.58	ОК	0.242	0.251	0.255	0.249	10.442	2.30	ОК	
No.27 (粘性土地盤)	10.691	1.036	1.024	1.010	1.023	9.668	4.58	OK	0.190	0.200	0.205	0.198	10.493	2.30	ОК	
No.30	10.715	1.578	1.624	1.654	1.619	9.096	4.58	ОК	0.229	0.243	0.259	0.244	10.471	2.30	ОК	
No.35	10.755	2.084	2.139	2.172	2.132	8.623	4.58	ОК	0.427	0.455	0.475	0.452	10.303	2.30	ОК	
No.36	10.764	2.105	2.169	2.199	2.158	8.606	4.59	ОК	0.417	0.442	0.456	0.438	10.326	2.30	ОК	

表 4.3.2-4 地震後の堤防の変形(沈下)に対する安全性の照査結果一覧(完成時)

◆総括

本照査では,道路橋示方書耐震編に記載されている L2-1 地震動,L2-2 地震動に対して照査を実施した。 その結果,いずれの地震動においても,残留堤防高が照査外水位を上回る結果となったため,越流防止機能 を確保していると考えられる。

4.3.2.2 レベル2地震の横断方向の作用対する道路構造物の構造部材の安全性

(1) 照査基準

レベル 2 地震後に道路構造物の損傷状態が修復できる程度の限定的なものに収まっているかを,開削トン ネルは開削トンネル指針,シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアルに基づき照査を行う。照査 内容は部材の応答塑性率,せん断耐力は,式(4.3.2-3),式(4.3.2-4)により照査を行う。開削トンネル は層間回転角として式(4.3.2-5)により照査を行う。

> 地震時の部材の最大曲率応答塑性率µ_{φR}<許容曲率塑性率µ_{φa} … 式 (4.3.2-3) 地震時に発生するせん断力<せん断耐力 … 式 (4.3.2-4) 地震時における層間回転角<許容値 … 式 (4.3.2-5)

なお,開削トンネル中壁の損傷モードは曲げ破壊先行型になること,隅角部には補強鉄筋を配筋するもの とする。

(2) 照查手法

開削トンネルでは道路ボックスの地震応答解析手法として,開削トンネル指針に示す応答震度法により算 出する。シールドトンネルではシールドトンネル設計マニュアルに示す応答変位法により算出する。

(3) 照査外力

レベル2地震動に加えて地域の特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して1次元地盤応答解析 を実施した結果,構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象とする。シナ リオ地震動は開削トンネル指針に示す,プレート境界型地震動である南海・東南海地震の断層モデルにより 作成された基盤面での加速度波形(図 4.3.3-3)と,上町断層の破壊シナリオを反映して作成されたシナリ オ地震動(図 4.3.3-4)とする。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の部材の安全性を照査する断面は、U型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。シールドトンネル区間では No.46 が縦断的に最も深くなるため、対象断面とする。

(5) 照査結果

解析の結果,最も大きな応答が発生したシナリオ地震動を入力した結果について,U型擁壁区間を図 4.3.2-5,図4.3.2-6に、シールドトンネル区間を表4.3.2-5に示すとともに、解析結果の概要について以 下にまとめる。

- ①部材の最大曲応答塑性率 $\mu_{\varphi R}$ は許容曲率塑性率 $\mu_{\varphi a}$ を満足することから、曲げ損傷に対する安全性が確保できていることを確認した。
- ②発生せん断力がせん断耐力を超過することがないことから、せん断破壊に対する安全性が確保できていることを確認した。
- ③隅角部において,必要な補強鉄筋を配筋することにより隅角部に生じる引張応力に対する安全性を確 保できていることを確認した。



図 4.3.2-5 道路構造物におけるシナリオ地震動の照査結果(右方向加震)



図 4.3.2-6 道路構造物におけるシナリオ地震動の照査結果(左方向加震)

	発生曲げモーメント	M(kN·m)	1693.8
	発生曲率	¢(1/m)	0.0289
	降伏曲率	φy(1/m)	0.00617
体	終局曲率	¢u(1/m)	0.03625
Ē	安全率	α	1.0
曲	曲率塑性率	$\mu_{\phi R} = \phi / \phi_{\gamma}$	4.687
げ	許容曲率塑性率	$u_{\phi_a} = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \cdot \phi_y)$	5.88
	塑性率の照査	$\mu_{\phi R} \leq \mu_{\phi a}$	4.687≦5.88
			O.K.
	発生曲げモーメント	M(kN·m)	-1651.6
	発生曲率	φ(1/m)	-0.0226
本	降伏曲率	φy(1/m)	-0.00658
体	終局曲率	φu(1/m)	-0.03652
負	安全率	α	1.0
曲	曲率塑性率	$\mu_{\phi R} = \phi / \phi_{\gamma}$	3.434
げ	許容曲率塑性率	$u_{\phi_a} = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \cdot \phi_y)$	5.55
	塑性率の照査	$\mu_{\phi R} \leq \mu_{\phi a}$	3.434≦5.55
			0.K.
	材料係数(コンクリート)	γc	1.3
	材料係数(鉄筋)	γs	1.0
	部材係数(コンクリート)	γb1	1.3
	部材係数(鉄筋)	γ b2	1.1
	設計せん断力	S _R (kN)	1005.0
	純曲げ耐力	Mu(kNm)	681.8
	設計軸方向圧縮力	N'd(kN)	6977.3
本	部材腹部の幅	bw(m)	1.800
体	部材の高さ	H(m)	0.550
t	有効高さ	d(m)	0.465
6	z=d/1.15	z(m)	0.404
断	引張側鉄筋断面積	As(cm ²)	38.71
	せん断補強鉄筋の配置区間	Ss(m)	0.220
	区間Ssにおけるせん断補強鉄筋の総関	所面積 Aw(cm ²)	5.068
	せん断補強鋼材を用いない耐力	Vcd(kN)	802.8
	せん断補強鋼材により受け持たれる耐	力 Vsd(kN)	292.1
	設計せん断耐力 Vcd+Vsd	Vyd(kN)	1094.9
	安全性照査 Vd/Vyd ≦1.0		0.918
			0.K.

表 4.3.2-5 シールドトンネルにおけるシナリオ地震動の照査結果

これらの結果,対象とする道路構造物は設計した部材寸法,配筋に対して必要な耐力を有していることが わかる。

次に、当該断面における耐震設計の結果と常時設計の結果との比較について述べる。つまり、耐震設計が 常時設計により定まった構造諸元に与える影響について述べるものである。図 4.3.2-5~図 4.3.2-6 の中に 示すように、部材厚についてはいずれの部材でも厚さが変わることはない。また、主鉄筋についても部材厚 と同様に、いずれの部材においても主鉄筋のランクアップ対応は行う必要がない。一方で、スターラップに ついては、スターラップの配置間隔を増やすなど鉄筋量を増やす対策が必要となる。このことから、L2 地 震のような大地震に対する耐震設計を実施しても、部材厚が変わるような大幅な構造諸元の変更や、スター ラップの配筋量は若干増えたものの主鉄筋のランクアップといった大きな構造諸元の変更は生じない。

延伸部区間では詳細設計時に本検討と同様の耐震設計を実施する。前述のように延伸部区間での地震応答 が2期に比べてとりわけ大きな応答を生じることがないことから,詳細設計時における耐震設計により,大 きな構造諸元の変更を伴わずとも安全を確保できる道路構造物構造を成立させることができると考える。

◆総括

上述のようにレベル2地震動に加えて地域の特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して1次元 地盤応答解析を実施した結果、構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象 とする。シナリオ地震動はなお、詳細設計時には開削トンネル指針、シールドトンネル設計マニュアルに基 づく横断方向の地震時応答解析を構造断面毎に行うものであり、その安全性の照査はより緻密に行うものと なる。

4.3.2.3 レベル2 地震の縦断方向の作用に対する道路構造物の構造部材の安全性

(1) 照査基準

レベル2 地震後に道路構造物の損傷状態が修復できる程度の限定的なものに収まっているかを照査する。 照査は躯体を構成する部材の断面力照査とし、開削トンネル指針やシールドトンネル設計マニュアル、コン クリート標準示方書(土木学会, 令和 4 年)に示す許容応力度法に基づく照査として, 式(4.3.2-6), 式 (4.3.2-7) により照査を行う。また、構造継手部からの土砂流入等を防止できるかどうかという観点での 構造継手部照査として,構造継手の目開き量,せん断力照査を式(4.3.2-8),式(4.3.2-9)により行う。

構造部材の縦断方向の軸圧縮力

<部材の設計基準強度から算出される圧縮強度/材料係数	•••	式(4.3.2-6)
構造部材の縦断方向の軸引張力		
<部材の設計基準強度から算出される引張強度/材料係数		式(4.3.2-7)
構造継手の対応可能な目開き量>地震時の地盤変状による目開き量		式(4.3.2-8)
構造継手部のせん耐力>地震時の発生せん断力		式 (4.3.2-9)

(2) 照杳手法

道路構造物の地震時応答は,3次元地震時応答解析と梁ばねモデルによる応答変位法を用いて求める。図 4.2.3-7 に示す 3 次元的な地盤応答を動的応答解析により求めた後、地盤ばねを介して地震時応答を図 4.2.3-8 に示す道路構造物を梁要素でモデル化した梁ばねモデルに与えることで道路構造物に生じる地震時 発生応力を求める。

(3) 照査外力

レベル2地震動に加えて地域の特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して1次元地盤応答解析 を実施した結果,構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象とする。開削 トンネル指針、シールドトンネル設計マニュアルに示す、プレート境界型地震動である南海・東南海地震の 断層モデルにより作成された基盤面での加速度波形と、上町断層の破壊シナリオを反映して作成されたシナ リオ地震動とする。なお、シールドトンネル区間の継手部の照査については、シールドトンネル設計マニュ アルに基づき、同マニュアルに示す兵庫県南部地震における強震記録をもとに規定した内陸直下型のレベル 2 地震動を用いる。

(4) 対象区間の設定

2期と同様に縦断方向の地震時応答が最も大きくなると想定される区間として、一次元動的応答解析によ り応答が大きくなる区間を把握したうえで、最も地震応答(変位)が大きくなる No.26 付近を含んだ区間とす る。また、粘性土層が広く分布する区間から砂質土層が広く分布する区間に地盤条件が変化する No.24~ No.28 や液状化層厚が比較的大きい No.26 以東も含んだ区間とする。なお、液状化層厚が比較的大きい区間 については,層厚の縦断的な変化が少ないため,一部区間のみを解析区間に含むこととする。さらに相対変 位が大きく生じる可能性のある立坑(No.15)とランプ坑口(No.28)を含むことを考慮して,最終的な3次元地震 時応答解析の範囲は8.8k~9.2k付近(No.12~No.36)の約480m区間とする。



図 4.3.2-7 縦断耐震設計の解析モデル



(5) 照査結果

液状化対策や沈下対策等で必要となる地盤改良を考慮した解析の結果を図 4.2.3-9~図 4.2.3-12 に示す。 図 4.2.3-9,図 4.2.3-10 に示すように,道路構造物の躯体に生じる発生断面力については許容値内に収ま り,十分な安全性が確保されていることを確認した。構造継手部についても,図 4.2.3-11~図 4.2.3-12 に 示すようにトンネル軸方向の応答にあたる目開き量は最大で 122mm と大きな値は生じているが,変形性能 が高い構造継手により対応可能な範囲内に収まっている。トンネル軸直行方向の応答にあたる発生せん断力 は許容値内に収まる結果となった。



(c) シールド部

図 4.3.2-9 道路構造物に生じる圧縮応力(軸方向加振時)







(b) ランプ部の曲げモーメント



(c) シールドトンネル躯体のせん断力

図 4.3.2-10 道路構造物に生じる引張応力,曲げモーメント,せん断力(軸方向加振時)



(a) 開削トンネル部

(b) ランプ部



(c) シールド部







図 4.3.2-12 構造継手部のせん断力(軸方向加振時)

(6) 今後の対応方針

詳細設計の検討では、実際に構築される構造物条件を反映させた検討を実施する。この検討時において、 当初見込んでいたものより大きな応答が生じた場合でも、以下に示す対応を行うことで事業計画に影響を与 えない手戻りのない設計及び施工対応が可能となる。

① アンカーバーの鉄筋径のアップ【抵抗能の向上】

トンネル軸直行方向(せん断方向)の地震応答が想定より大きくなる場合は,構造目地のせん断方向 の抵抗能を向上させてその変形に抵抗する対策を行う。構造目地部でのせん断力に対してはアンカーバ ーが受け持つため,アンカーバーの鉄筋径を大きくし,せん断力に対する抵抗能を上げることを行う。

② 構造目地間隔の見直し【発生断面力の低減】

構造目地間隔を短くすると、縦断方向の地盤変形に追随しやすくなり、地盤に構造物が抵抗しなくな り発生断面力が低減される。ただし、構造継手という躯体に比べると弱い部位が増えることから、維持 管理上のリスクは増えるというデメリットを有する対策となる。

◆総括

上述の3次元地震時応答解析の結果からレベル2地震動に対する縦断方向の道路構造物の応答を確認し、 道路構造物や継手部の損傷に対する安全性は確保できているものと評価する。

4.3.2.4 レベル2 地震における水みち発生に対する安全性

(1) 照査基準

2期において、地震時における水みち発生に対する安全性の検証が必要と判断され、数値解析による照査 が実施されている。道路構造物と堤体の一体構造の地震時挙動を精緻に求めることのできる評価手法を用い、 道路構造物と周辺地盤の接触面での剥離状態により水みちが生じるか否かの評価を行っている。

水みち発生の照査基準としては,道路構造物を一周するような構造物全周での剥離状態の有無により,道 路構造物周りの水みちの発生に対する安全性を照査する。道路構造物(ボックス,U型擁壁及びシールド) と堤体の一体構造の地震時挙動を精緻に求めることのできる評価手法を用い,道路構造物と周辺地盤の接触 面での剥離状態により水みちが生じるかを評価する。

(2) 照查手法

照查手法は, 4.3.2.1 と同じ, LIQCA による動的変形解析を用いる。

(3) 照查外力

照査外力は, 4.3.2.1と同じとする。

(4) 対象断面の設定

解析対象断面は, 4.3.2.1と同じとする。

(5) 照査結果

各断面における道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.2-6 に示す。 表 4.3.2-6 に示すとおり、いずれの断面も道路構造物全周にわたる剥離は発生しない結果となった。

				レベル	2-1地震動					レベル	2-2地震動		
NE	- rfm			剥離状況						剥離状況			
1991	LEI		U型擁壁お	よびボックス			判定		U型擁壁お	よびボックス			判定
		左側壁横	右側壁横	頂版上	底版下	シールド		左側壁横	右側壁横	頂版上	底版下	シールド	
No.4	ボックス	一部発生	発生	一部発生	発生無し	—	OK	一部発生	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK
No.4 (矢板考慮)	ボックス	一部発生	発生	一部発生	一部発生	—	ОК	一部発生	一部発生	発生無し	発生無し	—	ОК
No.14	ボックス	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	_	OK	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	_	OK
No.15	ボックス	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	_	OK	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	_	OK
	U型擁壁	発生	一部発生	_	一部発生	_	OK	一部発生	一部発生	_	一部発生	_	OK
No.22	シールド上	—	-	_	_	一部発生	OK	—	_	—	_	一部発生	OK
	シールド下	—	-	_	—	一部発生	OK	—	_	_	_	一部発生	OK
	U型擁壁	一部発生	一部発生	_	発生	—	OK	一部発生	一部発生	_	発生無し	—	OK
No.26 (砂質十曲般)	シールド上	—	-	_	_	一部発生	OK	—	_	_	_	一部発生	OK
	シールド下	—	-	-	—	一部発生	OK	_	-	-	-	一部発生	OK
	U型擁壁	一部発生	一部発生	_	一部発生	—	OK	一部発生	一部発生	_	発生無し	—	OK
No.26 (粘性十地盤)	シールド上	—	-	_	_	一部発生	OK	_	_	_	_	一部発生	OK
(10100000000)	シールド下	—	-	-	_	一部発生	OK	_	-	-	-	一部発生	OK
	U型擁壁	発生	一部発生	-	発生	—	OK	一部発生	発生	_	一部発生	_	OK
No.27 (砂質十地盤)	シールド上	-	-	_	_	一部発生	OK	_	—	_	_	一部発生	OK
(10)(11 (111))	シールド下	—	-	-	—	一部発生	OK	_	-	—	-	一部発生	OK
	U型擁壁	発生	一部発生	-	一部発生	_	OK	発生無し	発生	—	発生無し	_	OK
No.27 (粘性十地盤)	シールド上	—	-		_	一部発生	OK	—	_		_	一部発生	OK
(101212)	シールド下	-	-	_	_	一部発生	OK	_	_	_	_	一部発生	OK
	ボックス	発生	発生	一部発生	発生無し	_	OK	一部発生	一部発生	一部発生	発生無し	_	OK
No.30	シールド上	—	-	-	-	一部発生	OK	_	-	—	-	一部発生	OK
	シールド下	-	-	_	_	一部発生	OK	_	_	_	_	一部発生	OK
No.35	ボックス	一部発生	一部発生	発生無し	一部発生	_	OK	発生無し	発生無し	発生無し	発生無し	_	OK
(L2-1は地盤改良	シールド上	_				一部発生	OK					一部発生	OK
考慮)	シールド下	-	-			一部発生	OK	_				一部発生	OK
	ボックス	発生無し	発生無し	発生無し	発生	-	OK	発生無し	発生無し	発生無し	発生	_	OK
No.36	シールド上	-	-			一部発生	OK			-	-	一部発生	OK
	シールド下	-	-	-	-	発生無し	OK	-	-	-	-	発生無し	OK

表 4.3.2-6 道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性の照査結果一覧(完成時)

◆総括

本照査では、「道路橋示方書耐震編」に記載されている L2-1 地震動、L2-2 地震動に対し、地震時に道路構造物全周における水みちの発生について、照査を実施した。その結果、いずれの地震動においても、構造物の全周にわたる剥離が発生する断面は確認されなかった。このため、地震直後に水みちが形成される可能性は低いと考えられる。

4.3.3 地震後の道路構造物及び堤体に対する修復性

4.3.3.1 地震時の道路構造物の回転に対する安定性

(1) 照査基準

2 期において, 偏土圧下での地盤変形(液状化)に対する道路構造物の安全性, 供用性の確保の評価や, 道路構造物及び堤体の修復が大規模なものとならないかどうかの評価の必要性が議論され, 道路構造物の回 転角(剛体回転角)による照査が行われている。

剛体回転角とは,道路構造物底版での回転角であり,この回転角が道路構造物の舗装面に設定される排水 勾配 2%以内であれば早期に復旧ができると判断し,勾配 2%以内が照査基準として定められている。道路構 造物の底面回転角(剛体回転角)は,式(4.3.3-1)のとおり道路構造物の底版外面の両端部における鉛直 方向の相対変位を外寸で除して求める。なお,式(4.3.3-1)中で用いた底面回転角の算定に用いる節点座 標の概念図を図 4.3.3-1に示す。



以上より、地震後の道路構造物の回転に対する安定性の照査基準を以下に示す。

道路構造物内路面に設けられた排水勾配(2%)>地震時の道路構造物の底面回転角

(2) 照查手法

照査手法は, 4.3.2.1 と同じ, LIQCA による動的変形解析を用いる。

(3) 照查外力

照査外力には、堤防に対する検討で用いた河川耐震指針で規定されているレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動に加えて、道路構造物に対する検討のために作成したシナリオ地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として用いる。なお、レベル 2 地震動タイプ I としては南海・東南海地震を、タイプ II としては上町断層帯の地震を想定している。

耐震設計上の基盤面は、Zone1(道路測点 No.4~No.14)では Dsg 層上面に、Zone2(No.15~No.46)では $V_s > 500m/s$ の層の上面に設定されている。耐震設計上の基盤面におけるシナリオ地震動の加速度時刻歴波形 (E+F 波)は、タイプ I 及びタイプ II ともに、それぞれの Zone で 3 波×2 成分の 6 波形が作成されている。

ここで、延伸部区間の一体構造物はほぼ東西方向になるため、一体構造物の直交方向に設定する解析断面は 南北方向となる。このため、入力地震動にはNS成分を用いる。また、3 波の NS 成分の加速度応答スペクト ルは、図 4.3.3-2 に示すとおり、Zone ごとの 3 波でほぼ同じである。このため、波形の選定においては、

位相特性である主要動の継続時間もしくは最大加速度値に着目する。タイプ I のような地震動は,継続時間 (主要動の継続時間)が液状化現象に影響を及ぼす要因となる。例えば,河川耐震指針堤防編では,地震動 継続時間に類似する液状化に伴う流動的な変形の継続時間として,式(4.3.3-2)に示す「最大加速度発生 時刻以降,地震動の加速度が 50Gal 以上を維持する時間 T_{ul}」が用いられている。このため,同じ加速度応答 スペクトルであり同程度の最大加速度であれば T_{ul}の長い地震動のほうが,液状化に伴う流動現象への影響 が大きいと考えられる。

 $T_{ul} = -1144 + 602.0M - 104.5M^2 + 6.035M^3$... 式 (4.3.3-2)

以上より,図4.3.3-3及び図4.3.3-4に示すNS成分の波形うち,タイプIでは*Tul*が最も長い地震動を, タイプIIでは最大加速度が最も大きい波形を採用する。採用する波形を道路測線 No.ごとに整理して表 4.3.3-1に示す。



a) レベル 2 地震動タイプ I 南海・東南海地震 b) レベル 2 地震動タイプ I 上町断層帯 図 4.3.3-2 シナリオ地震動の加速度応答スペクトル(h=5%)

道路測線 No.	Zone 区分	地震動タイプ	採用波形
No. 4 o. No. 14	71	タイプI (南海・東南海地震想定)	Wave3 NS 成分
N0.4~N0.14	Zonel	タイプⅡ(上町断層帯想定)	Wave3 NS 成分
N. 15 - N. 46	7 0	タイプI (南海・東南海地震想定)	Wave3 NS 成分
INO.15 ² NO.46	Zone2	タイプⅡ(上町断層帯想定)	Wave3 NS 成分

表 4.3.3-1 シナリオ地震動の検討に用いる波形



図 4.3.3-3 シナリオ地震動の加速度時刻歴波形 (レベル2地震動タイプI南海・東南海地震 E+F 波)



図 4.3.3-4 シナリオ地震動の加速度時刻歴波形(レベル2地震動タイプII上町断層帯の地震 E+F 波)

(4) 対象断面の設定

解析対象断面は, 4.3.2.1 と同じとする。

(5) 照査結果

各断面における地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.3-2 に示す。No.26 断面, No.27 断面, No.30 断面, No.35 断面及び No.36 断面では道路構造物の回転角が許容値である 2%を上回る結果となったため、これらの断面に対しては(6)のとおり地盤改良を考慮した場合の照査を行った。

表 4.3.3-2(1) 地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧(完成時)

			シナリオ地震動(南海・東南海地震動)							シナリオ地震動 (上町断層帯)						
þ	断面	鉛直刻 +:隆起	变位(m) -:沈下	距離	回転角	許容値	判定	鉛直3 +:隆起	を位(m) -:沈下	距離	回転角	許容値	判定			
		A点	B点	(m)	(%)	(%)		A点	B点	(m)	(%)	(%)				
No.4	ボックス	0.12	-0.29	32.94	1.25	2.00	OK	0.07	-0.19	32.94	0.79	2.00	OK			
No.4 (矢板考慮)	ボックス	0.12	-0.29	32.94	1.25	2.00	ОК	0.07	-0.20	32.94	0.82	2.00	ОК			
No.14	ボックス	-0.01	0.00	24.45	0.05	2.00	OK	-0.01	0.00	24.45	0.05	2.00	OK			
No.15	ボックス	0.00	0.00	33.10	0.00	2.00	OK	0.00	-0.01	33.10	0.04	2.00	OK			
	U型擁壁	-0.29	-0.35	6.650	0.91	2.00	OK	-0.09	-0.07	6.650	0.31	2.00	ОК			
No.22	シールド上	0.03	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	0.02	0.01	6.375	0.16	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК			
	U型擁壁	0.08	-0.67	8.360	8.98	2.00	NG	0.10	-0.16	8.360	3.12	2.00	NG			
No.26 (砂質十地盤)	シールド上	0.14	0.16	6.375	0.32	2.00	OK	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК			
	U型擁壁	0.38	-0.27	8.360	7.78	2.00	NG	0.14	-0.09	8.360	2.76	2.00	NG			
No.26 (北北土地般)	シールド上	0.05	0.06	6.375	0.16	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK			
(101222000)	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375		2.00	ОК			
	U型擁壁	0.17	-0.72	8.360	10.65	2.00	NG	0.08	-0.18	8.360	3.12	2.00	NG			
No.27 (砂質十批般)	シールド上	0.15	0.11	6.375	0.63	2.00	OK	0.04	0.02	6.375	0.32	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
	U型擁壁	0.38	-0.31	8.360	8.26	2.00	NG	0.12	-0.10	8.360	2.64	2.00	NG			
No.27 (粘性土地般)	シールド上	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	ОК			
(101222000)	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК			
	ボックス	0.39	-0.46	10.25	8.30	2.00	NG	0.11	-0.12	10.25	2.25	2.00	NG			
No.30	シールド上	0.28	0.19	6.375	1.42	2.00	OK	0.07	0.06	6.375	0.16	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК			
	ボックス	-0.07	-0.07	11.05	0.00	2.00	OK	-0.02	-0.04	11.05	0.19	2.00	OK			
No.35	シールド上	0.15	0.10	6.375	0.79	2.00	OK	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК			
	ボックス	0.00	-0.17	12.90	1.32	2.00	OK	0.00	-0.05	12.90	0.39	2.00	ОК			
No.36	シールド上	0.12	0.02	6.375	1.57	2.00	OK	0.03	0.00	6.375	0.48	2.00	ОК			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			

a) レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動

表 4.3.3-2(2) 地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧(完成時)

		レベル2-1地震動							レベル2-2地震動					
ļ	新面	鉛直函 +:隆起	変位(m) -:沈下	距離	回転角	許容値	判定	鉛直到 +:隆起	变位(m) -:沈下	距離	回転角	許容値	判定	
		A点	B点	(m)	(%)	(%)		A点	B点	(m)	(%)	(%)		
No.4	ボックス	0.21	-0.32	32.94	1.61	2.00	OK	0.06	-0.13	32.94	0.58	2.00	OK	
No.4 (矢板考慮)	ボックス	0.21	-0.29	32.94	1.52	2.00	ОК	0.06	-0.13	32.94	0.58	2.00	ОК	
No.14	ボックス	0.00	0.08	24.45	0.33	2.00	OK	0.00	0.03	24.45	0.13	2.00	OK	
No.15	ボックス	0.00	-0.01	33.10	0.04	2.00	OK	0.00	0.00	33.10	0.00	2.00	OK	
	U型擁壁	-0.31	-0.27	6.650	0.61	2.00	OK	-0.13	-0.09	6.650	0.61	2.00	OK	
No.22	シールド上	0.08	0.03	6.375	0.79	2.00	OK	0.03	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	U型擁壁	0.61	-1.31	8.360	22.97	2.00	NG	0.15	-0.13	8.360	3.35	2.00	NG	
No.26 (砂質十地盤)	シールド上	0.53	0.34	6.375	2.99	2.00	NG	0.05	0.05	6.375	0.00	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	U型擁壁	1.17	-0.36	8.360	18.31	2.00	NG	0.15	-0.09	8.360	2.88	2.00	NG	
No.26 (粘性土地般)	シールド上	0.07	0.11	6.375	0.63	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK	
(10122-0000)	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	U型擁壁	0.58	-1.41	8.360	23.81	2.00	NG	0.15	-0.14	8.360	3.47	2.00	NG	
No.27 (砂質十批般)	シールド上	0.50	0.26	6.375	3.77	2.00	NG	0.05	0.05	6.375	0.00	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	-0.01	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	
	U型擁壁	1.13	-0.66	8.360	21.42	2.00	NG	0.12	-0.09	8.360	2.52	2.00	NG	
No.27 (坐枕 土地般)	シールド上	0.07	0.09	6.375	0.32	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK	
(10122-0000)	シールド下	-0.01	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	ボックス	1.06	-1.01	10.25	20.20	2.00	NG	0.11	-0.11	10.25	2.15	2.00	NG	
No.30	シールド上	0.70	0.40	6.375	4.71	2.00	NG	0.07	0.06	6.375	0.16	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	ボックス	0.16	-0.30	11.05	4.17	2.00	NG	-0.01	-0.05	11.05	0.37	2.00	OK	
No.35	シールド上	0.53	0.36	6.375	2.67	2.00	NG	0.07	0.05	6.375	0.32	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	
	ボックス	0.10	-0.59	12.90	5.35	2.00	NG	0.00	-0.08	12.90	0.63	2.00	ОК	
No.36	シールド上	0.54	0.19	6.375	5.50	2.00	NG	0.04	0.01	6.375	0.48	2.00	OK	
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	

b)シナリオ地震動

(6) 地盤改良を考慮した照査結果

地盤改良を考慮した照査として、シールドトンネルの浮き上がり対策と圧密沈下対策のための地盤改良を 見込んだ照査を行う。これらの地盤改良を見込んでも回転角の許容値を満足しない場合には、ランプ構造物 直下の液状化対策を目的とした地盤改良を考慮する。対策目的に応じた地盤改良の配置イメージを図 4.3.3-5 に示す。なお、地盤改良の解析条件は表 4.3.3-3 に示すとおりであり、設計強度を1500kN/m²と想 定する一方で解析パラメータの設定においては安全側に1000kN/m²としてせん断剛性等を算出した。

地盤改良を考慮した照査結果については,表 4.3.3-2より回転角が大きい結果となったレベル 2-1 地震動 及びシナリオ地震動(南海・東南海地震動)の結果を表 4.3.3-4 に示す。



- ※1:浮き上り対策の深度方向は、対象構造物の下半分から液状化層下端までの範囲とする。幅は道路構造物の両 側 1m までとする。
- ※2: 圧密沈下対策の深度方向は圧密沈下対象層上端から支持層への根入れ 1m までの範囲とする。幅は道路構造物の両側 1m までとする。
- ※3:液状化対策の深度方向は道路構造物直下から支持層への根入れ 1m までの範囲とする。幅は道路構造物幅とする。

図 4.3.3-5 対策目的に応じた地盤改良の配置イメージ

	項目		設計 $q_u=1500$ kN/m ²
	ポアソン比		0.3
	$q_{\rm u}$ (kN/m ²)		1000
	如期亦取 <i>很新正(</i> 11N/m	2^{2}	200,000
解	初期変形派数E 50(KIN/II	1)	$E_{50}=200 \times q_{\rm u}$
忻 条	如期亦政逐渐正 (1-N1/	2	1,000,000
件	初期変形活致E0(KIN/III)	$E_0 = 5 \times E_{50}$
	初期せん断弾性係数 G_0	(kN/m^2)	384,615
	本水区粉 (m/s)	砂質土	$2.0 imes 10^{-6}$
	22小床致(111/8)	粘性土	1.0×10^{-9}

表 4.3.3-3 地盤改良の解析条件

表 4.3.3-4 地盤改良を考慮した照査結果

					L2-1地震動				シナ	トリオ地震動 (南海・東南海地震動)						
Į	所面	鉛直刻 +:隆起	ど位(m) -:沈下	距離	回転角	許容値	判定	鉛直刻 +:隆起	鉛直変位(m) +:隆起 -:沈下		回転角	許容値	判定			
		A点	B点	(m)	(70)	(70)		A点	B点	(m)	(70)	(70)				
No 26	U型擁壁	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK	0.00	0.00	8.360	0.00	2.00	OK			
(砂質土地盤)	シールド上	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
地盤改艮考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
No 26	U型擁壁	0.17	0.03	8.360	1.68	2.00	OK	0.01	0.01	8.360	0.00	2.00	OK			
(粘性土地盤)	シールド上	0.01	0.01	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
地盤改良考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
No 27	U型擁壁	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK			
(砂質土地盤)	シールド上	0.00	-0.01	6.375	0.16	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
地盤改良考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
No 27	U型擁壁	0.03	0.03	8.360	0.00	2.00	ОК	0.02	0.01	8.360	0.12	2.00	OK			
(粘性土地盤)	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	ОК	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK			
地盤改良考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
	ボックス	0.00	-0.01	10.25	0.10	2.00	ОК	0.00	-0.01	10.25	0.10	2.00	OK			
No.30 地般改良老庸	シールド上	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
No 35	ボックス	-0.01	0.00	11.05	0.10	2.00	ОК	-0.07	-0.07	11.05	0.00	2.00	OK			
道路構造物	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK	0.15	0.10	6.375	0.79	2.00	OK			
地盤改良考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			
No 36	ボックス	0.00	-0.01	12.90	0.08	2.00	ОК	0.00	-0.17	12.90	1.32	2.00	OK			
道路構造物	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	ОК	0.12	0.02	6.375	1.57	2.00	OK			
地盤改良考慮	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	ОК	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK			

◆総括

本照査では,道路橋示方書耐震編に記載されている L2-1 地震動,L2-2 地震動ならびに道路構造物に対す る検討のために作成されたシナリオ地震に対して照査を実施した。その結果,無対策の状態では道路構造物 の回転角が許容値を上回る断面が一部確認された。浮き上がり対策や圧密沈下対策を目的とした地盤改良を 考慮した場合,もしくはこれらの対策に加えて液状化対策を目的とした地盤改良を考慮することでいずれの 断面においても底面回転角は許容値を満足する結果となった。このため,地震後において道路構造物に排水 勾配(2%)を上回る底面回転が生じる可能性は極めて低いと考えられる。

4.3.3.2 レベル2地震動の作用に対する道路構造物の安定性

(1) 照査基準

4.2.2.2 と同様に道路構造物の安定性として,滑動,転倒及び地盤の支持力については擁壁工指針,ボックス区間の滑動照査についてはカルバート工指針に基づき照査を実施する。

■安定性(滑動)

滑動に対する安全率は式(4.3.3-3)を用いて照査を行うものとする。

F_s = (滑動に対する抵抗力)/(滑動力) = (*V*₀ · *µ*+*c*_{*B*} · *B*')/*H*₀>1.2 ···· 式 (4.3.3-3) ■安定性(転倒)

転倒に対する安全率は式(4.3.3-4)を用いて照査を行うものとする。

$$|e| ≤ B/3$$
 ···· 式 (4.3.3-4)

■安定性(地盤の支持力)

地盤の支持力照査に対する安全率は式(4.3.3-5)を用いて照査を行うものとする。

$$Q_u$$
 (地盤の極限支持力) /3 > Q_c (地盤反力) ・・・ 式 (4.3.3-5)
 $Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} > 3$

ここに、 Q_u :荷重の偏心傾斜,支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力,c:地盤の粘着力, q:上載荷重で、 $q = \gamma_2 D_f$, A_e :有効載荷面積, γ_1 , γ_2 :基礎底版地盤の単位密度,ただし、地下水位以下 では水中単位体積重量を用いる。 B_e :荷重の返信を考慮した基礎の有効載荷幅, $B_e = B - 2e_B$, B:基礎幅, e_B :荷重の偏心量, D_f :基礎の有効根入れ深さ, α , β :基礎の形状係数, κ :根入れ効果に対する割増係数, N_c , N_q , N_γ :荷重の傾斜を考慮した支持力係数, S_c , S_q , S_γ :支持力係数の寸法効果に関する補正係数とす る。

(2) 照查手法

道路構造物の安定性として,滑動,転倒及び地盤の支持力に対する照査は擁壁工指針,ボックス区間の滑動照査についてはカルバート工指針の安定照査を準用するものとし,レベル2地震動を作用させた場合での 照査を行う。

(3) 照查外力

照査外力として,設計震度法を用いることとし,その設計震度は擁壁工指針に示されるIII種地盤のレベル 2 地震動を用いる。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性を照査する断面は、ボックス区間やシールド区間と比較して、不安定となる U 型擁壁区間を対象とし、U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。

(5) 照査結果

安全性検討として地盤の支持力については,擁壁の自重と内部荷重がその排土重量より軽く,施工前の先 行荷重よりも少なくなっているため,安全性を確保出来ているものと判断する。

滑動,転倒,地盤支持力に関する照査結果を表 4.3.3-5 に示す。表に示すように,安全性を満足していることがわかる。

	地震時								
	結果	照査基準	判定						
滑動	8.3	1.2以上	OK						
転倒(m)	1.7	4.4以下	OK						
地盤支持力(kN)	371.1	4,976.0以下	OK						

表 4.3.3-5 滑動・転倒・地盤の支持力の安定性照査結果

◆総括

上述のように、レベル2地震動においても滑動、転倒、地盤の支持力に対して照査基準を満足していることから、滑動、転倒、地盤の支持力に対する安定性は確保できているものと評価する。

4.3.3.3 レベル1地震動の横断方向作用に対する道路構造物の構造部材の安全性

延伸部区間では切拡げ区間や地盤条件の遷移区間など2期と比べて特異な区間を有する。一方でレベル2 地震動に対して4.3.2.2に示すとおり道路構造物の部材の損傷に対する安全性を確認しており、レベル2-1 地震動では降伏耐力以下の応答に収まっている。また、図4.3.3-6に示すとおり延伸部区間ではレベル2-1 地震動と比較してレベル1地震動の応答スペクトルが小さいことからレベル1地震動時に照査基準である降 伏しないことを満足すると判断する。なお、道路構造物の詳細設計時には開削トンネル指針に基づく同じ横 断方向の地震時応答解析を構造断面毎に行うものであり、その安全性の照査はより緻密に行う。



図 4.3.3-6 レベル1地震動とレベル 2-1 地震動の加速度応答スペクトルの比較

4.3.4 交通振動が堤防の安全性に及ぼす影響に関する検討

(1) 照査基準

2期では地震時の懸念事項である水みちの発生は交通振動に起因して生じると考え,数値解析による検証 を実施している。検証については,地震時の検討と同様に,道路構造物と周辺地盤の剥離状態の判定を行い, 道路構造物を一周するような構造系全体での剥離が生じないかの評価を行っている。この2期での考え方に 従い,延伸部区間でも同じ照査基準により評価を行う。

(2) 照查手法

2次元 FEM 動的応答解析を用いることとし、地盤部については R-O モデルによる非線形要素を、道路構造物と周辺地盤との境界部には、剥離状態を模擬することのできるジョイント要素を設定するものとする。

(3) 照査外力

交通振動は荷重外力として与えるものとし、その荷重外力については時刻歴荷重として与えることとする。 時刻的荷重は、別途実施した路面凸凹モデル上に 20t 相当の大型車両を走行させる動的応答解析から求めた。 この動的解析の中では、車両接地荷重(タイヤの反力)を算出し、これを車両走行速度 60km/h の車両走行 荷重として与えた。なお、車両走行荷重の道路縦断方向の影響範囲は、一般的に安全な車間距離(60-15=45m)を想定し、道路ボックスの1スパン分(L=40m)としている。図 4.3.4-1 に算定した交通振動荷 重を示す。



図 4.3.4-1 ISO で提案されている路面凸凹のパワースペクトル

1) 大型車(20t トラック)のモデル

図 4.3.4-2 に示すような2自由度系振動モデルでモデル化した。



図 4.3.4-2 車両モデル(出典:橋梁振動の計測と解析(1993,橋梁振動研究会編))

2) 路面の凹凸モデル

路面凹凸は ISO で提案されている路面凹凸のパワースペクトル密度(図 4.3.4-3 参照)にフィッティング するような凹凸波形とした。名神高速道路の測定例によれば、施工直後の非常に滑らかな路面凹凸は A(極 良)となる。



表 2-3-2 路面凹凸の程度によるパワースペクトル密度 ($S_0(\Omega_0)$)

路面凹凸の程度	$S_0(\Omega_0)$				
A (極良)	2~8×10-6				
B (良)	8∼32×10-6				
C (普通)	32~128×10-6				
D (悪)	128~512×10-6				
E (極悪)	$512 \sim 2048 \times 10^{-6}$				

図 2-3-2 路面凹凸のパワースペクトル密度 (S₀(Ω))

図 4.3.4-3 車両の動的接地荷重

3) 交通荷重の加振方法

繰返し荷重として与えることで交通荷重の繰り返し効果を考慮し、地盤と道路構造物間に発生する剥離の 累積状態を確認し、将来交通量に対する予測を行っている。検討では、交通荷重を 100 回、西行き、東行き の加振点に作用させ、大型車が 100 台通過することを想定している。

(4) 対象断面の設定

既往の検討結果である2期委員会の結果より、交通荷重による変位は加振点からほぼ同心円状に広がる傾向が確認できる。このため、道路構造物が上下に配置される断面では、下位の道路構造物が上位の構造物からの影響を受けるため、交通荷重の影響も受けやすいと考えられる。また、延伸部区間では本線の道路構造物がボックス区間とシールドトンネル区間に分かれる。シールドトンネル区間では、中空のたわみ構造であるシールドの上位にU型擁壁等の道路構造物が配置される場合は、さらに厳しい条件になると考えられる。

以上より、U型擁壁とシールドの位置関係が上下に並んでいるシールド区間(No.16~No.29)に該当する。 その中でもU型擁壁のほぼ真下かつ浅部にシールドが位置する No.16 を代表断面に選定する。なお、交通荷 重の影響が大きくなる安全側の検討として、地盤改良を見込まない断面にて検討を行う。

解析モデル図を図 4.3.4-4 に示す。

(5) 照査結果

図 4.3.4-5 に解析結果を示す。図中に示すように、底版中央部と両側壁の一部において剥離が発生しているが、道路構造物を一周するような剥離は発生していない。このことから、水みちが生じる可能性は低いと判断され、交通振動に起因する水みち発生はほぼ無いと評価される。また、堤防の変形は概ね弾性域内であることも確認している。



図 4.3.4-4 交通振動解析の解析モデル (No.16)



◆総括

上述のように,交通振動に対して道路構造物を一周するような剥離が生じていないことを確認した。この ことから交通振動に起因する水みち発生に対しては安全性を確保できていると判断する。

4.4 常時の健全性照査

4.4.1 安全性照査のための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

河砂技術基準では、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時のうち常時、洪水時、地震時については、 全ての堤防において検討を行う必要性が示されている。新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを 軟弱地盤上に行う場合の被害シナリオとは、基礎地盤の強度不足によるすべり破壊又は基礎地盤の圧縮性が 大きいことによる過大な沈下が生じ、洪水等の外力による作用を受けずとも堤防の自重により堤防の健全性 が損なわれることを想定している。

これらの被害想定を踏まえ,技術検討書では常時の健全性を照査するべく,下記に示す項目について,基 準類に示す照査基準や照査手法に従い,安全性の照査を行うものとする。

項目① 常時のすべり破壊に対する安全性

項目② 沈下に対する安全性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。4.4.2以降に各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

4.4.2 常時のすべり破壊に対する安全性

(1) 照査基準

河砂技術基準に基づき,基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し,自重によるすべり破壊に対する安全率等を 照査する。すべり破壊に対しては,河川土工マニュアル(平成21年4月 財団法人国土技術センター)(以 下,河川土工マニュアルという)に示す照査基準に従い,式(4.4.2-1)を用いて照査を行う。

川表側及び川裏側のすべり破壊に対する安全率 ≧ Max(1.2,現況堤防安全率) ・・・ 式(4.4.2-1)

(2) 照查手法

すべり破壊に対する照査は4.2.2の中でのすべり破壊検討と同様に、円弧すべり計算による照査を行う。

(3) 照查外力

照査外力としての設定水位は,4.2.2の中の照査外力から堤内地盤高-0.5mとしている。

(4) 対象断面の設定

4.2.2の中でのすべり破壊検討と同様に、完成時において堤防に最も悪影響が生じると考える断面である No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.26 (砂質土), No.26 (粘性土), No.28 (砂質 土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 断面を解析断面とする。

(5) 照査結果

図 4.4.2-1 には No.30 における川表及び川裏の円弧すべり計算の結果を示す。また,表 4.4.2-1 には各照 査断面の照査結果一覧表を示す。いずれの断面においてもすべり破壊に対する安全率は照査基準を満足する 結果となっている。



図 4.4.2-1 常時におけるすべり破壊照査の結果 (No.16)

検討断面			川裏		川表				
		照査対象 【照査基準】		基準】	照査対象	【照査基準】			
		完成時(常時) 最小安全率	現況 最小安全率	河川土工	完成時(常時) 最小安全率	現況 最小安全率	河川土工		
No. 15	No. 15	2. 434	2. 325		2.449	1.647	_		
NO. 15	No.15(矢板)	2. 434	2. 325		2.449	1.647			
No. 16 No. 16		3. 124	1.804		2. 436	1.658			
NO. 10	No.16(矢板)	3. 124	1.804		2.436	1.658			
No. 23		2. 700	2.452		2.572	1.801	l		
No. 26 <mark>No. 26 (砂質</mark> No. 26 (粘性	No.26(砂質土)	2.517	2.396	1.0	2.968	2. 160	1 0		
	No.26(粘性土)	2.517	2.396	1.2	2.968	2. 139	1.2		
No. 00	No.28(砂質土)	2. 562	2. 431		2.953	2. 337			
NO. 28	No.28(粘性土)	2. 562	2. 294		2.953	2. 221			
No. 30		1.890	1.704		3.269	2.707			
No. 34		2. 479	2.220]	3.082	2.718			
No. 36		2. 338	2.198		3. 441	2.590			

表 4.4.2-1 常時のすべり破壊照査の結果

◆総括

上述のように、常時の川表及び川裏の円弧すべりによる最小すべり安全率は 1.2 以上の値であることから、 すべり破壊に対する安全性は満足すると評価する。

4.4.3 沈下に対する安全性

河砂技術基準に示す,盛土により堤防の沈下影響に関する安全性を検証する。この検討では堤防の沈下量 はもとより,基礎地盤の沈下に伴う周辺の引き込み沈下の影響についても評価を行う。堤防の沈下に対して は、余盛り高等を考慮して,沈下に対する許容値を設定し、これを超えないことを照査することとなる。ま た、引き込み沈下に対しては、周辺への影響を考慮して堤内地地盤変形の許容値を設定し、これを超えない ことを照査する。これらの検討については、後述する 5.2 の不同沈下に対する修復の容易性に関する検討の 中で詳細を述べる。

4.5 波浪等の作用に対する安全性

4.5.1 安全性照査のための基本的考え方

河砂技術基準の中では、津波区間における地震時の被害シナリオとして、地震動により堤防が沈下した状況下で津波が遡上して流水が河川外に越流して被害が生じることが考えられている。

この被害想定を踏まえ,技術検討書では津波外力に対する安全性を照査するべく,下記に示す項目について,基準類に示す照査基準や照査手法に従い,安全性の照査を行うものとする。

項目①津波外力に対する安全性

上記項目に対する安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。4.5.2 以降に各項目 に対する安全性の評価の結果を示す。

4.5.2 津波外力に対する安全性

4.5.2.1 津波による直接侵食に対する安全性

(1) 照査基準

津波による直接侵食に対する安全性の照査については、下記に示すように、4.1.2 で検討した洪水時に おける代表流速より、津波遡上時における流速が小さいことを確認することで照査を行う。

洪水時流速 > 津波遡上時流速

(2) 照查外力

津波遡上解析に関する解析条件を表 4.5.2-1 に示す。

表 4.5.2-1 津波遡上解析の解析条件

項目	解析条件
解析対象範囲	波源域から大阪沿岸域まで
計算格子間隔	810m→270m→90m→30m→10m メッシュ
地形条件	内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」のデータベースを基本として地形モデルを作成。淀川については、領域分割を2分割にして横断 測量成果やLPデータを用い,詳細領域データ(10m格子)を作成。
モデル方程式	非線形長波理論式
対象津波	淀川河道内において津波高が高くなる想定 昭和南海地震(M8.4)を選定
検討ケース	淀川大堰(調節ゲート,制水ゲート)・毛馬水門:全閉
計算対象時間	6時間(最小間隔 0.2 秒)
粗度係数	水域 0.025(マニンング粗度係数)
潮位	朔望平均満潮位 T.P.+0.9m=O.P.+2.2m
沖側境界条件	無反射性透過境界

(3) 照査結果

図 4.5.2-1 に津波遡上解析による最大流速分布を, 表 4.5.2-3 に洪水時と津波時の流速の比較結果を 示す。表に示すとおり,延伸部区間の 8.6k~8.8k 付近(堤防護岸部)の代表流速 6.96m/s に対して同区間 での津波の最大流速は 2.00m/s, 9.0k~9.2k 付近(高水護岸部)での洪水時代表流速 2.89m/s に対して同区 間での津波の最大流速は 1.64m/s と,いずれの区間においても洪水時代表流速より津波流速が小さくなっ ている。このため,津波時の侵食に対しては洪水時の侵食に対して安全性を確保すれば問題ないと考えら れる。



図 4.5.2-1 津波遡上解析による最大流速分布

距離標	8.60k	8.80k		
道路測点	No.4~13	No.14~22		
低水部 洪水時の流速 (m/s)	6.96	5.90		

1.86 1.76 1.73 1.70 1.71 1.68 1.65 1.58 1.58 1.71 1.58

表 4.5.2-2 洪水時と津波時の流速の比較

距離標		9.00k					9.20k										
道路測点	ί		No.23~36					No.37~49									
高水部 洪水時の流速	(m/s)		2.89						2.53								
津波流速	(m/s)	1.54	1.32	0.93	1.16	0.74	0.89	0.94	0.78	0.95	0.99	0.86	0.98	1.17	1.37	1.64	1.62

◆総括

津波流速

(m/s) 1.87 1.92 1.96 2.00 1.93

上述のように、津波による堤防の直接侵食に対する安全性は確保されると考えられる。

4.5.2.2 津波による越波に対する安全性

4.3.2.1の中でL2-1 地震動における残留堤防高さが,照査外水位を満足することを確認している。この 照査の中での照査外水位とは,昭和南海地震(M8.4)を想定した際の津波遡上解析により求めた津波高さに よるものとなる。4.3.2.1の中でも既に述べたが,地震後においても堤防は遡上する津波の津波高さを超 える高さの堤防高を確保していることから,津波による越波の可能性はないと評価できる。

◆総括

上述のように、津波時における堤防の越波に対する安全性は満足していると評価する。

4.6 高潮時及び風浪時の作用に対する安全性照査

2 期では、高潮区間の被害シナリオとして、高潮時の風浪や高潮時の越波により堤防が直接侵食を受ける ことや堤内地への越波による被害が生じることを想定した安全性の照査が実施された。

延伸部区間の検討区間である 8.4k~9.2k 付近は,図4.6-1 に示すように,高潮区間ではないことから高潮時の安全性照査は対象外とする。



図 4.6-1 高潮区間の潮位縦断イメージ
4.7 安全な構造の維持の容易性・確実性の検討

4.7.1 安全な構造の維持の容易性・確実性の検証のための基本的考え方

道路構造物及び堤体で構成される一体構造物が,4.1~4.3の中で述べた侵食作用,浸透作用,地震作用に 対する安全性及び4.4の中で述べた常時の健全性(沈下)を永続的に維持できるかという観点での照査を行 うものとする。照査に際しての評価項目は,下記に示すものとなる。

項目① 堤防の安全性に係る性能の維持

項目①に関する照査は、複数の検討により照査を行うものとなり、その検討内容については 4.4.2 以降で示す。

4.7.2 堤防の安全性に係る性能の維持

4.7.2.1 道路構造物内部からの点検

平成26年3月に公布,同年7月に施行された国土交通省の省令(道路法施行規則,昭和二十七年建設省令 第二十五号)の規定により,道路構造物は5年に1回,近接目視による点検が義務付けられている(以下, 定期点検という)。この定期点検は定期点検要領に従い,構造物の特性に応じた詳細点検を行うことになっ ている。また,重要度の高い都市内高速道路を維持管理している阪神高速道路では,日々の巡回点検,週に 1度以上の日常点検,定期点検を実施しており,その他の道路構造物より高いレベルでの維持管理を行って いる。そのため,劣化損傷といった構造物として望ましくない状態を早期に把握し,その状況を診断し,必 要とする補修対策などを適切な頻度で行うことが可能となる。

具体的な内部からの点検手法として,図4.7.2-1に示すように,車線規制を行いながら高所作業車を用いた近接目視やたたき点検といった打音検査による躯体部の劣化状況の把握を行う。阪神高速の既供用路線のうちトンネル構造を有する神戸山手線,淀川左岸線(1期)及び大和川線では,日々の維持管理体系の中に上記点検を取り込んでおり,劣化状態の把握や損傷の早期発見などで着実な実績を残してきている。



図 4.7.2-1 頂版におけるたたき点検のイメージ

4.7.2.2 堤防欠損等の復旧作業を早期に行うための作業ルートの検討

堤防及び道路は、災害から人命を守ることや人命救助・維持のためのライフラインとして、極めて重要な 役割を担っている。延伸部区間は、このような重要な役割を持つ堤防と道路構造物が一体構造となっている 特殊区間であるが、自然災害を受けた場合にはすみやかな復旧が必要である。そのため、災害(リスク)対 応を予め検討し、非常時における対応と復旧方法を示す。対象とする災害は地震と地震による津波、ならび に洪水とする。





図5.3.1 緊急復旧工事断面図

写真5.3.1 第一次緊急復旧工事

図 4.7.2-2 緊急復旧事例(平成7年1月 兵庫県南部地震 酉島堤防)

地震による被災に対する緊急復旧期間は、14日間で行えることを目標とする。この期間で緊急復旧を行う ため、堤内側から河川への復旧ルート及び、堤防縦断方向の復旧用作業ルートを確保し、堤防高不足分の盛 土及び、堤防欠損等の復旧作業に関して検討を行う。

洪水時(内水はん濫)の避難経路として堤内側から河川への避難ルートの検討を行う。 洪水時,津波発生時の連絡体制として,緊急時の連絡体制,洪水予報の伝達方法,非常時交通規制,津波警 報発令時の二次被害防止のための施設操作の検討を行う。

■ 復旧シナリオ

図 4.7.2-2 に示す兵庫県南部地震で被災した淀川堤防(酉島地区)の実績を踏まえて,復旧シナリオを想定する。図 4.7.2-3 に今回の検討で想定した復旧シナリオを示す。図中に示すように,第1次緊急復旧として,14日以内を目標に盛土による緊急復旧を行う。

■ 復旧用作業ルートの確保

- ・大規模な損傷を受けた堤防の復旧を行えるよう、緊急復旧時の作業、土砂運搬等のルートを確保。(地震後の点検、堤防高不足分の盛土時も同様のルート)
- ・堤防復旧位置へのアクセスルート
 - ① 緊急用河川敷道路 (W=7.0m)
 - ② 河川管理用通路 (W=7.0m)
 - ③ 淀川南岸線の1車線を利用し、仮設坂路を設置(W=4.0m)

検討した各区間での復旧ルートについては、図 4.7.2-4に示す。



図 4.7.2-3 第1次緊急復旧





図 4.7.2-4 復旧ルート図



図 4.7.2-5 復旧時の道路計画

なお,河川管理用通路が通行できない場合は,図4.7.2-5に示す対応を行うことで復旧作業が滞りなく 実施できるようにする。

4.7.2.3 河川管理用通路の確保の検討

当該区間の現況の河川管理用通路は,基本的に堤防天端に設置されているが,JR京都線橋梁部は堤内側への坂路を設け,一連区間として巡視,管理が実施されている。また,緊急用河川敷道路は,8.6k付近より下流区間については未整備となっている。

(1) 河川管理用道路

延伸部区間整備後は,堤防天端に必要幅員を確保することを基本とする。淀川渡河橋梁部等は,道路構造 物があるため,河川管理施設等構造令施行規則(以下,河川構造令規則という)第15条の「管理用通路に 代わるべき適当な通路」として,適当な間隔で堤防への進入路を設置する方針とする。



2. 特例

図 4.7.2-6 管理用通路 特例 (河川構造令解説より抜粋)

■ 幅員

河川管理用通路の幅員については、以下に示す河川構造令に準拠する。基本的な幅員は 3m 以上で堤防の天端幅以下の適切な値と示されているが、都市部の河川として望ましいとされている 4m 以上確保することとした。



図 4.7.2-7 管理用通路 一般原則(河川構造令解説より抜粋)

■ 縦断勾配

河川管理用通路の縦断勾配は、「設計便覧(案)河川編/近畿地方整備局」に基づき 6~10%程度とする。



図 4.7.2-8 管理用通路 坂路(設計便覧(案)河川編より抜粋)

① 想即第15条の「管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合」とは、 場防からおおむね100m以内の位置に存する通路(私道を除く)で、適当な間隔で場防への進入路を有し、かつ、所定の建築限界を満たす空間を有するものがある場合をいうものである。この場合において、当該通路に係る橋の設計自動車荷重については、従来から運用してきた201相当以上が望ましいが、河川又は地域の状況を勘案し、河川管理上特に支障がないと認められるときは、1411相当以上のものとすることができる。なお、この場合の特例が適用されるのは、令第66条(管理用通路の構造の保全)の適用において、所定の管理用通路を堤防上に設けることが不適当又は著しく困難であると認められるとき及び計画高水流量が100m³/s未満又は川幅(計画高水位における水面幅をいう)が10m未満のときに限定し、これらの場合においても、規則第15条本文又は第36条(小河川の特例)第3号に規定する基準にできるだけ近い構造の管理用通路を堤防上に設けるよう努めるものとしている(課長通達7-(1)を参照).

■ 建築限界

河川管用通路の建築限界は、以下の河川構造令に準拠し4.5mとする。



図 4.7.2-9 管理用通路 堤防の管理用通路(河川構造令解説より抜粋)

現況と延伸部区間完成後の状況を表 4.7.2-1 に,現況の管理用通路と左岸線完成後の管理用通路の復旧計 画概要(案)を図 4.7.2-10 に示す。図中に示すように,南岸線または緊急河川敷道路からの進入路を確保 するものとする。

表 4.7.2-1 管理用通路に関する現況と左岸線完成後の状況

	現況	延伸部区間完成後 ※仮案:要協議
延伸部	・河川堤防区間となっており、余盛の関	・現況堤防高相当で整備するが、管理用通路
区間	係上,管理用通路は幅員 W=3m	は幅員 W=7m で整備
	・国道 423 号交差部,JR 京都線,長柄橋	・国道 423 号上流は, 緊急河川敷道路から天
	は堤内側でアンダーパス(W=3m)	端管理用通路へ接続
		・JR 京都線上流については, 南岸線及び緊急
		河川敷道路から天端管理用通路へ接続



管理用通路諸元等一覧

	天端幅	迂回路幅	桁下高
国道 423 号	-	2.7	5.1
国道 423 号~JR 京都線	3.0	-	-
JR 京都線	-	3.0	4.2
JR 京都線~長柄橋	3.0	-	-
長柄橋	-	6.0	3.3

【河川管理用通路】

■堤防天端道路を基本としているが、橋梁交差部(国道 423 号, JR 京都線,長柄橋)のうち、クリアランスが確保されていない 2 箇所 (JR 京都線,長柄橋)のアンダーパス部は、川裏坂路による迂回ル ートで連続性を確保している.

■橋梁交差部は、左岸線(延伸部)整備により通行不可となるため、南岸線または緊急河川敷道路から堤防天端にアクセスする坂路を設置する。



4.7.2.4 堤体及び道路構造物の変状を把握できる点検体系の構築の検討

延伸部区間では、2期の検討方針に準拠し、堤体における水みち発生につながると考えられる17項目に対して点検する内容を図 4.7.2-11 に示すように整理した。各項目に対して適切な点検とその評価を実施することが望ましい。なお、一体構造物のうち、堤防に係るものは河川管理者、道路構造物に係るものは道路管理者が点検を行うことを基本とする。

17項目は以下に示すとおり。

- ①張芝・護岸の状態
- ②降雨浸透対策工の状態
- ③漏水・噴砂跡の有無
- ④道路構造物周辺の亀裂・陥没
- ⑤堤体内水位
- ⑥道路構造物周辺の空洞化
- ⑦道路構造物の変位
- ⑧堤防の亀裂
- ⑨道路構造物の抜け上がり
- ⑩函内の漏水・土砂流出の有無
- ①道路構造物の構造継目の異常
- 12道路構造物の構造継目の相対変位
- 13道路構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没
- ⑭地盤変位
- 15地震応答加速度等
- 16道路構造物部材の損傷
- ⑪堤防の沈下



図 4.7.2-11 技術委員会で整理された点検事項

表 4.7.2-2~表 4.7.2-4には、点検事項の総覧として整理した表を示す。

					246 74	
	項目	箇所	モニタリング事項	吊	哼	
					台風期	
			法面・小段の亀裂, 陥没, はらみだし, 法崩れ, 寺勾配化, 侵食等はないか(あるいは出水期前 よりも進行していないか)	0	0	
			張芝のはがれ等,堤防植生,表土の状態に異状はないか(あるいは出水期前よりも進行してい ないか)	0	0	
		法 面・小 段	雨水排水上の問題となっているような、小段の逆勾配箇所や局所的に低い箇所がないか	0	0	
			法面・小段に不陸はないか	0	0	
			モグラ等の小動物の穴が集中することによって,堤体内に空洞を生じていないか	0	0	
			樹木の侵入, 拡大は生じていないか	0	0	
			坂路・階段取り付け部の路面排水の集中に伴う洗堀、侵食がないか	0	0	
	土堤	天端	堤防天端及び法肩に亀裂, 陥没, 不陸, 沈下等の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行 していないか)	0	0	
			天端肩部が侵食されているところはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	0	
			堤脚付近の排水不良に伴う浸潤状態はないか	0	0	
			堤脚付近の堤体土が軟弱化し、流動化の恐れはないか	0	0	
			しぼり水でいつも浸潤状態のところはないか	0	0	
		裏法尻部	法尻付近の漏水、噴砂はないか	0	0	
		22/2/04	堤脚保護工の変形はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	0	
				0	0	
			ドレーンTの日詰まり、あるいは濁水の排水が生じていないか	0	0	
			提期水路の総日からの漏水・噴砂がないか	0	0	
		堤脚水路		0	0	
	護岸	堤防護岸 高水護岸 低水護岸	堤防護岸・高水護岸に日地の盟き 亀刻 破損等の変状はないか	0		
堤防			提防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において, 遮水シー しの露出や破断がないか	0		
-XE (4)				0		
			したため、「「「「」」」では、「「」」」では、「「」」」、「」」、「」」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「」、「	0		
			コンクリートブロックや捨て石等の積み構造が、沈下、崩れ等の変形を生じていないか	0		
			コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていたいか	0		
				0		
				0		
	鋼矢板護岸	鋼矢板		0		
			コンソリーで構造、調構通に、「内心」、「限さ、工構造との後日前に原目で吸出しずが売られないか	0		
		背後地盤	背後地盤に沈下・陥没はないか	0		
		笠コンクリート	コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	0		
			笠コンクリートの目地部, 打ち継ぎ部に高低差, ずれ, 開きはないか	0		
			根固工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0		
	根固工	根固工	水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0		
	水制工	水制工	根固工,水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか	0		
			木製部材に施設機能を損なうような変状、損傷、腐食を生じていないか	0		
		\ \\\ 16 1#\\+ 4L 1	道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか. 幅, 段差が拡大していないか.	0	0	
	道路構造物	追路構造物上 の地表面	道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 はないか	0	0	
	同辺の矩防		道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか	0	0	
		堤防間盛土 (デルタ部)	降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	0	0	
		道路構造物 躯体	道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか.拡大していないか.	0	0	
道	路構造物	構造物同士の	構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか. 幅, 段差が拡大していないか. 開削ボックス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか.	0	0	
		按百司	構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか	0	0	
1		1				

表 4.7.2-2 一体構造物の点検事項の総覧 常時(出水期前,台風期)

水田 田の市 ビーンパンクサネ 田水表 地売表 水田 法面・小彩の観然、協会、だらみだし、法地札、寺知品化、役会等はないか(あるいは出水期前) ○ ○ 小泉 法面・小彩の観然、協会、だらみだし、法地札、寺知品化、役会等はないか(あるいは出水期前よりも進行してい ないか) ○ ○ 小泉 現したのが認知ったいを置かに加込を含いたは水利前よりも進行していない) ○ ○ ・小泉 現したのが認知ったいを置かに加込を書にはないか(あるいは出水期前よりも進行していない) ○ ○ ・たつきのしたのかったいたきたく加速分であるいには出水期前よりも進行していない) ○ ○ ○ ・たいかい ・「、「、「、」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」」	百日		笛正	エータルング車項		常時
		項日	回り	レーメリング 宇々		地震後
				法面・小段の亀裂, 陥没, はらみだし, 法崩れ, 寺勾配化, 侵食等はないか(あるいは出水期前 よりも進行していないか)	0	0
小・な 法面及び小段が送き化しているとうな箇所はないか O 生現 天端 そう等の小動物の穴が集中していた箇所に施没等を生せていないか O O 生現、 天端 「ていないか) O O O 「安端月高の役名2 服決、不陸、広下等の変大はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) O O O 「安端月高の役名2 「ないるういは出水期前よりも進行していないか) O O O 「安端月高の役名 「ないるうい」 「ないないか) O O O 「安端月高の役名 「ないるうい」 「ないないか) O O O 「提加、路の回復本(現金されているころはないか)(あるい」は出水期前よりも進行していないか) O O O O 「提加、路の回復本(現金されているころはないか) 「 U U U O O 「提加、路の回復本(現金されている) 「 U O D			法 面 •	張芝のはがれ等,堤防植生,表土の状態に異状はないか(あるいは出水期前よりも進行してい ないか)	0	
非提 モグ等の小動物の穴が進中していた箇所に陥没等をおしていないか 〇 〇 〇 生提 天端 提販汚業物及び法用に電裂、陥没、不確、沈下等の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 ○ 実施用部が優食されているところはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) ○ ○ ○ 変法用部 提販門道の浸体、が繁弱化し、高動化の恐れはないか) ○ ○ ○ 提販 提販用がの優なした「数別化」(売動化の恐れはないか) ○ ○ ○ 提販 提販にないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) ○ ○ ○ 提販 提販活動の選択していないか ○ ○ ○ ○ 提販 提販活動・需要なりたいか ○ ○ ○ ○ ○ 提販 提販活動、調査がは満っの調水、雪板の変形ないか ○			小权	法面及び小段が泥濘化しているような箇所はないか	0	
北堤 天端 提助天端及び法用に電気、縮没、不陸、沈下等の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行) していないか) 〇 〇 〇 支端用部が優全されているところはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 ○ ○ 支法用部 漫地の遊ぶ、噴むい(ふ) 〇 ○ ○ 支法用 漫地の遊ぶへはがい(ふるいは出水期前よりも進行していないか) ○ ○ ○ 支法用 漫地水路 漫地水路の潮水・噴むい(ふ) ○ ○ ○ 支援用 漫地水路の潮水・噴むい(ふ) ○ ○ ○ ○ 支援の 漫地水路の潮水・噴むい(ふ) ○ ○ ○ ○ 支援の 漫地水路の潮車がないか ○				モグラ等の小動物の穴が集中していた箇所に陥没等を生じていないか	0	0
場所 天城南部が侵含されているとこうはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 要法尻部 漫劇付近の退体土が軟弱化し、流動化の恐れはないか 〇 速度 要法尻部 漫劇位近の辺体土が軟弱化のか 〇 堤脚水路 理脚水路の開走がいか(あるいは北水期前よりも進行していないか) 〇 ○ 堤脚水路 理脚水路の開生がないか 〇 ○ 堤脚水路 理脚水路の開生がないか ○ ○ 堤部度道工の変形はないか(あるいはボボル間が水が生していないか) ○ ○ 堤部水路の開生がないか ○ ○ 堤部間進半 高水道岸に目地の耐き、亀裂、破損等の変状はないか ○ ○ 「「た渡港」 「「「「「「」」」」」」」」」」」 ○ ○ シグリートゴロックや捨て石等の積み構造が、に下、前れ等の変形と生じていないか ○ ○ シグリート「月ロックや捨て石等の積み構造が、にみ、出しを生していないか ○ ○ ングリート「月ロックや捨て石等の積み構造が、にるみ出しを生していないか ○ ○ ングリート構造、鋼構造に劣化や変食が生していないか ○ ○ コングリート構造、鋼構造に劣化や変食が生していないか ○ ○ コングリート構造、鋼構造に劣化や変良が生していないか ○ ○ コングリート構造、鋼構造に劣化や変食が生していないか ○ ○ コングリート構造、鋼構造に大いため変も気がしたいか ○ ○ コングリート構造、鋼構造のにないため変したがしたいか ○ ○		土堤	天端	堤防天端及び法肩に亀裂, 陥没, 不陸, 沈下等の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行 していないか)	0	0
選床 要法所部 提脚付近の鬼体土が乾弱化し、流動化の恐れはないか 〇 建酸水酸 法尻付近の温水、噴砂はないか 〇 ○ 建酸水路 建酸水酸の増わらの温水、噴砂がないか 〇 ○ 堤酸水路 建酸水酸の増わらの温水、噴砂がないか ○ ○ 堤酸水路の超自たらの温水、噴砂がないか ○ ○ ○ 堤防護岸 高水環岸に目地の開き、龟裂、破損等の変状はないか ○ ○ ○ 堤防護岸 高水環岸に目地の開き、龟裂、破損等の変状はないか ○ ○ ○ ○ 2001<				天端肩部が侵食されているところはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	
壊法尻部 表点尻部 支点付近の満水、噴砂はないか 〇 塩脚水器 堤脚水器の整約はないか(あらいは当水期前よりも進行していないか) 〇 〇 塩脚水器 堤脚水器の聴着のにか 〇 〇 塩脚水器 堤脚水器の開きのにか 〇 〇 塩脚水器の開きのにか 〇 〇 〇 塩脚水器の開きのにか 〇 〇 〇 堤防護岸 高水護岸に目地の開き、亀裂、破損等の変状ないか 〇 〇 堤防護岸 高水護岸に浸透が見とて表法面に被覆工が施されている箇所において、遠水シー ○ ○ レのガートの営出や破断がないか 〇 〇 ○ ○ 道防護岸、高水護岸に浸透が見とて表法面に被覆工が施されている箇所において、遠水シー ○ ○ ○ ○ コンクリート構造、顕得進に多化や噴食が生じていないか ○ <t< td=""><td></td><td></td><td></td><td>堤脚付近の堤体土が軟弱化し、流動化の恐れはないか</td><td>0</td><td></td></t<>				堤脚付近の堤体土が軟弱化し、流動化の恐れはないか	0	
連続休止時 建細久茂はつの変形はないか、各心は出水預加よりも進行していないか) 〇 〇 「レーンエの目詰まり、あるいは温水の排がせていないか) 〇 〇 「堤脚水路の開差がないか) 〇 〇 「堤脚水路の開差がないか) 〇 〇 「堤防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において、遮水シー (小の置比や破断がないか) 〇 〇 「塩防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において、遮水シー (小の置比や破断がないか) 〇 〇 「塩水酸準 「高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において、遮水シー (小の」) 〇 〇 「山水酸の間差がないか 〇 〇 〇 コンクリート対ニックや結査、領機造に多化や面気が生していないか 〇 〇 〇 コンクリートブロックやの積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 ○ 「銀朱 「銀港造に支化や腐食が生じていないか 〇 ○ ○ 「銀ケ 「日本 「日本 ○ ○ ○ 「日本 「日本 □ンクリート構造、鋼構造に多化や腐食が生じていないか ○ ○ ○ 「「「「」」」 「「」」」 「「」」」」 ○ ○ ○ ○ <t< td=""><td></td><td></td><td>重注日如</td><td>法尻付近の漏水, 噴砂はないか</td><td>0</td><td></td></t<>			重注日如	法尻付近の漏水, 噴砂はないか	0	
度岸 ドレーンエの目詰キリ.あるいは満外の排水が生じていないか 〇 堤脚水路 堤脚水路の褪目からの溜水・噴砂がないか 〇 堤防護岸・高水選岸に日地の開き. 鬼裂 破損等の変状はないか. 〇 支防護岸・高水選岸に日地の開き. 鬼裂 破損等の変状はないか. 〇 2000 2500 海水路の用まがないか 〇 2011 2505 連路機準:高水選岸に日地の開き. 鬼裂 破損等の変状はないか 〇 2011 2505 2011 2505 2011 2505 2011 2500 2011 2500 2011 2500 2011 2500 2011 2500 2011 2500 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011 2011			表広仇即	堤脚保護工の変形はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	0
現地水路 提地水路の開塞がないか 〇 運席 堤島水路 建肥満定・高水選岸に目地の開き、亀裂、破損等の支状はないか 〇 〇 「 「 「 〇 〇 〇 「 「 「 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇 〇 ○<				ドレーンエの目詰まり,あるいは濁水の排水が生じていないか	0	
東原 東原 現職 日本 市業 日本 市業 日本 1000000000000000000000000000000000000			担助水败	堤脚水路の継目からの漏水・噴砂がないか	0	
提防護岸・高水護岸 O O ○				堤脚水路の閉塞がないか	0	
選岸 堤防護岸 高水護岸 高水護岸 堤防護岸 高水護岸 福米選幹 堤防護岸 高水護岸 福米選身Qtその結約に洗堀。侵食がないか 〇 〇 〇 ○ 20月-ト構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 〇 ○ 20月-ト構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 ○ 20月-トガロッグ等の積み構造が、はちみ出しを生じていないか 〇 〇 〇 ○ 20月-トガロッグ等の積み構造が、はちみ出しを生じていないか 〇 〇 ○ ○ 20月-トガロック等の積み構造が、はちみ出しを生じていないか 〇 〇 ○				堤防護岸・高水護岸に目地の開き、亀裂、破損等の変状はないか	0	0
腹岸 堤防護岸 堤防護岸 歴メ製産 腰ノの24の端部に洗垢。侵食がないか ○ 堤防 「レネ装産」 (水装岸 低水装岸 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ ○ コンクリートブロックや高石・構造が、はちみ出しを生じていないか ○ ○ ○ ○ コンクリートボロックや高石・構造が、はちみ出しを生じていないか ○ ○ ○ ○ 「酸水板調子 御朱板 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ ○ ○ 「貴後地盤 「日後地盤 「日後地盤 1ンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ ○ ○ 空コンクリート コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ ○ ○ ○ ○ 変コンクリート コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ <				堤防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において, 遮水シートの露出や破断がないか	0	0
退床 尚不識作 高小識作 コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 堤防 二クリートブロック特で石等の積み構造が、江下,崩れ等の変形を生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック特で石等の積み構造が、江下,崩れ下の変形を生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック特で石等の積み構造が、江下,崩れの変の変形を生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック特で石等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック特の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 コンクリートブロック特の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 〇 〇 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 宝コンクリート コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 宝コンクリート コンクリート構造、鋼構造にないか(あるいは出水列前よりも近けしていないか) 〇 マンリート構造、鋼構造にないか(あるいは出水列前よりも近けしていないか) 〇 〇 水制工 根固工の変状はないか(あるいは出水列前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工に沈下、崩れ、陥没等変状の発生が影されていないか 〇 〇 道路構造物」の地表面の提供を指したがりや電裂の状態に変化はないか、幅、段差が拡大していな 〇 〇 道路構造物」の地表面の 「ボルサー 〇 〇 <td></td> <td>=# 山</td> <td>堤防護岸</td> <td>護岸及びその端部に洗堀, 侵食がないか</td> <td>0</td> <td></td>		=# 山	堤防護岸	護岸及びその端部に洗堀, 侵食がないか	0	
堤防 国・小田中 国ンクリートブロックや捨て石等の積み構造が, 沈下, 崩れ等の変形を生じていないか 〇 〇 2×クリートブロック等の積み構造が, はらみ出しを生じていないか 〇 〇 〇 2×クリート構造, 鋼構造に次下, 崩れ, 陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか 〇 〇 福藤 鋼矢板護岸 鋼矢板 2×クリート構造, 鋼構造に次下, 傾き, 土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られな 〇 ○ 雪後地盤 育後地盤 育後地盤に沈下・陥没はないか ○ ○ ○ 空ンクリート構造, 鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○ ○ ○ ○ 第後地盤 育後地盤: 1×クリート構造, 鋼構造に劣化や腐食が生じていないか ○		護斥	高水護岸 低水護岸	コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	0	
加 コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか 低水護岸に沈下、崩れ、陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 鋼矢板護岸 鋼矢板 コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 ゴンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 市後地盤 青後地盤に沈下・陥没はないか 〇 〇 空コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 空コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 空コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 センクリート コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 センクリート コンクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 センクリート センクリート構造、鋼構造に字化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 センクリート センクリートの目地部、Tら継ぎれに高化差 「の 〇 〇 水制工 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 ○ 水制工 水制工の変大はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 ○ ○ ○ 水制工 水制工に施設機能を損なうような変大し作の地表面の堤体法尻部、小段都の考測を整く調整されるの両体とないか、幅、酸差が拡大していないか ○ ○ ○ ○ ○ 道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段商や堤脚水路に変化ないか 「シレ部 道路構造物した地表の接続のないか	堤防			コンクリートブロックや捨て石等の積み構造が、沈下、崩れ等の変形を生じていないか	0	0
「日本 低水護岸に沈下. 崩れ. 陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか 〇 調矢板連片 鋼矢板 コンクリート構造. 鋼構造に完化や腐食が生じていないか 〇 〇 コンクリート構造. 鋼構造に不同沈下. 傾き. 土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られな いか 〇 〇 〇 電子板選片 育後地盤 育後地盤に沈下・陥没はないか 〇 〇 〇 電子ンクリート コンクリート構造. 鋼構造に零化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 〇 電子ンクリート コンクリート構造. 鋼構造に零化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 〇 東面工 和面工 コンクリート構造. 鋼構造に零化や腐食が生じていないか 〇 〇 ○ <t< td=""><td></td><td>コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか</td><td>0</td><td>0</td></t<>				コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか	0	0
調矢板護岸 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 鋼矢板 コンクリート構造、鋼構造に不同沈下、傾き、土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られな いか 〇 〇 空コンクリート 音後地盤 青後地盤 コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 空コンクリート コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 〇 変コンクリート 超構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 〇 〇 ○ 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 ○ ○ 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) ○ ○ ○ 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) ○ ○ ○ ○ 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) ○ <				低水護岸に沈下,崩れ,陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか	0	
鋼矢板護岸鋼矢板 鋼矢板護岸コンクリート構造、鋼構造に不同沈下、傾き、土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られな いか〇〇雪後地盤背後地盤に沈下・陥没はないか コンクリート セコンクリート〇〇〇安コンクリートコンクリートの目地部、打ち継ざ部に高低差、ずれ、開きはないか セコンクリートの目地部、打ち継ざ部に高低差、ずれ、開きはないか セコンクリートの目地部、打ち継ざ部に高低差、ずれ、開きはないか セロート セコンクリートの目地部、打ち継ざ部に高低差、ボーク ロート セコンクリートの目地部、打ち継ざ部に高低差、ボーク ロート 根固工 水制工〇〇根固工 水制工水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) セロート 根固工、水制工に沈下、崩れ、陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか 根面工 水制工に流下、崩れ、陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか)〇〇超端構造物 の地表面 の地表面 の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか、幅、段差が拡大していな 協務構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 しか 道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面 はないか 道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 しか、 拡大していないか〇〇道路構造物 道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面の提や堤間水路は回避しの痕跡 しか、拡大していないか〇〇道路構造物道路構造物の接合部の開きの状態に変化はないか、幅、段差が拡大していないか、開削ボッ クス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか〇〇構造物各部の接合部の損害の状態に変化はないか、幅、段差が拡大していないか〇〇○ </td <td></td> <td></td> <td rowspan="2">鋼矢板</td> <td>コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか</td> <td>0</td> <td></td>			鋼矢板	コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	0	
鋼矢板速岸 背後地盤 背後地盤に沈下・陥没はないか 〇 〇 第二 第二 第後地盤に沈下・陥没はないか 〇 〇 〇 第二 第二 第二 第二 第二 ○ ○ ○ 日本 第二 第二 第二 第二 ○		ᄳᇨᆤᅶᅶ		コンクリート構造, 鋼構造に不同沈下, 傾き, 土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られな いか	0	0
空コンクリート コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか 〇 度コンクリート 空コンクリートの目地部,打ち継ぎ部に高低差,ずれ,開きはないか 〇 〇 度は国工 水制工 根国工 水制工 根国工 水制工 根国工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 〇 〇 根国工,水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか 〇 〇 〇 〇 複固路構造物 「ぶいか 「富路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか.幅,段差が拡大していな いか. 〇 〇 〇 道路構造物に施設機能を損なうような変状、損傷、腐食を生じていないか. 「第、段差が拡大していな いか. ○ 〇 〇 道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか. 「第、段差が拡大していな いか. ○ 〇 〇 道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか ○ 〇 〇 〇 「足防間盛土 (デルタ部) 峰雨浸透対策工の露出や損傷がないか ○ 〇 〇 ○ 「ないか 「おたしていないか. 「日 ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○		鞝 大极謢厈	背後地盤	背後地盤に沈下・陥没はないか	0	0
正山ノリリート 空コンクリートの目地部.打ち継ぎ部に高低差.ずれ.開きはないか 〇 〇 根固工 水制工 根固工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工に沈下,前れ、陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか 〇 〇 根固工,水制工に沈下,前れ、陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか 〇 〇 道路構造物上の地表面の提供はた損なうような変状、損傷、腐食を生じていないか 〇 〇 道路構造物上の地表面の提供法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 〇 〇 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 〇 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 〇 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 〇 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 〇 道路構造物を削り換 「おんしていないか. 「 〇 〇 道路構造物 「 「 ○ ○ ○ 道路構造物を削り、拡大していないか. 「 ● ○				コンクリート構造,鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	0	
根固工 水制工 根固工 水制工 根固工 水制工 根固工 水制工 根固工 水制工 根固工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 〇 水制工 水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか) 〇 〇 〇 水制工 水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか 〇 〇 水制工 ごないか 本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか 〇 〇 道路構造物 周辺の堤防 道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 〇 〇 道路構造物上の地表面 「 「 〇 〇 〇 道路構造物 周辺の堤防 「 〇 〇 〇 〇 道路構造物 (方い夕部) 「 〇 〇 〇 〇 〇 ○ 〇 ○ <t< td=""><td></td><td>立コンクリート</td><td>笠コンクリートの目地部, 打ち継ぎ部に高低差, ずれ, 開きはないか</td><td>0</td><td>0</td></t<>			立コンクリート	笠コンクリートの目地部, 打ち継ぎ部に高低差, ずれ, 開きはないか	0	0
根固工 水制工根固工 水制工水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)〇〇根固工 水制工水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)〇根固工,水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか〇本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか)〇本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか)〇道路構造物 問辺の堤防道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか.幅,段差が拡大していない いか.〇道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 はないか〇道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか〇道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 いか.〇道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか〇道路構造物方〇〇 <t< td=""><td></td><td></td><td></td><td>根固工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)</td><td>0</td><td>0</td></t<>				根固工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	0
松白工 水制工松白工 水制工松白工 水制工根日工,水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか〇本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか〇本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか〇本製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか〇道路構造物 の地表面道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか.幅,段差が拡大していな いか.〇道路構造物 はないか〇〇道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 はないか〇道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか〇〇道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか〇〇場路構造物 ないか、拡大していないか.〇〇福造物名部の接合部の損きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.開削ボッ 構造物各部の接合部の目をの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.〇横造物名部の接合部の接合部の長台部の見きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.〇〇横造物各部の接台部の接台部から吸出しの痕跡が生じていないか.〇〇		ᄪᅖᅮ	+ + - -	水制工の変状はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	0	0
Image: 1 小型部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか 〇 道路構造物: 1 道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか 〇 〇 道路構造物: 1 ① ① ○ ○ 道路構造物: 1 ① ○ ○ ○ ○ 道路構造物: 1 ① □		根固工 水制工	根 固 工 水制 工	根固工,水制工に沈下,崩れ,陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じて いないか	0	
道路構造物上 道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか.幅.段差が拡大していないたい 0 0 道路構造物上の地表面 道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 0 0 道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 0 0 道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 0 0 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 0 0 堤防間盛土 (デルタ部) 隆雨浸透対策工の露出や損傷がないか 0 0 場着造物の撓み、折れ曲がりや継手の開き、函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか、 いか、拡大していないか. 0 0 構造物駆体 道路構造物の撓み、折れ曲がりや継手の開き、函体やセグメントのクラックの状態に変化はなないか、開削ボッ クス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか. 0 0 構造物同士の 接合部 構造物各部の接合部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか. 0 0				木製部材に施設機能を損なうような変状,損傷,腐食を生じていないか	0	
道路構造物 周辺の堤防 道路構造物上の地表面 道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 〇 道路構造物 加辺の堤防 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 堤防間盛土 (デルタ部) 摩雨浸透対策工の露出や損傷がないか 〇 〇 場造物館本 (デルタ部) 道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はな いか.拡大していないか. 〇 〇 構造物館本 (次. 拡大していないか. 道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はな いか.拡大していないか. 〇 〇 道路構造物の たの 道路構造物の たの 〇 〇 道路構造物の たの 道路構造物の たの 〇 〇 〇 「満造物局士の 接合部 構造物各部の接合部の財きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか. 〇 〇 〇				道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか. 幅, 段差が拡大していな いか.	0	0
周辺の堤防 道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか 〇 〇 堤防間盛土 (デルタ部) 降雨浸透対策工の露出や損傷がないか 〇 〇 構造物駆体 道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はな いか.拡大していないか. 〇 〇 構造物配本 接合部 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.開削ボッ クス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか. 〇 〇 構造物局士の 接合部 構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか 〇 〇		道路構造物	道路構造物上 の地表面	道路構造物上の地表面の堤体法尻部,小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡 はないか	0	
堤防間盛土 (デルタ部) 降雨浸透対策工の露出や損傷がないか O O 道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか、 体満造物原土の 接合部 道路構造物の撓み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか。 O O 道路構造物の白み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか、 いか.拡大していないか. の O O 構造物局土の 接合部 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.開削ボッ クス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか. O O 構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか O O O		同辺の堤防		道路構造物上の地表面,堤脚水路に陥没はないか	0	0
道路構造物の焼み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はないないか. 0 0 道路構造物の焼み,折れ曲がりや継手の開き,函体やセグメントのクラックの状態に変化はなないないか. 0 0 「満造物同士の 接合部 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか.幅,段差が拡大していないか.開削ボックス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか. 0 0 構造物局式の 接合部 有造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか 0 0 0			堤防間盛土 (デルタ部)	降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	0	0
道路構造物 構造物同士の 接合部 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか. 幅, 段差が拡大していないか. 開削ボッ の の			構造物躯体	道路構造物の撓み, 折れ曲がりや継手の開き, 函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか. 拡大していないか.	0	0
	道	路構造物	構造物同士の	構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか. 幅, 段差が拡大していないか. 開削ボッ クス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか.	0	0
			按合部	構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか	0	0

表 4.7.2-4 一体構造物の計測機器等によるモニタリング事項

項目 箇所		告诉	モニタリング事項		計測時期	
		固刀			連続計測	
	土堤	天端	地表面沈下 圧密沈下の傾向を把握	0		
堤防	道路構造物 周辺の堤防	堤防間盛土	堤体内地下水位 堤防内の水位に大きな変動はないか	0	0	
道路構造物		ボックス シールト・トンネル	地震加速度 ボックスおよびシールドトンネルに発生する地震応答加速度を把握		0	

■ 管理モニタリング項目の内容と実施方法例

堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領 参考資料(平成 31 年 4 月,国土交通省 水管理・国土保全 局 河川環境課)」に掲載のものをもとに今後,更に管理方法を詳細に検討しモニタリング施設の管理を目的 としたモニタリング項目の案を表 4.7.2-5(1)~(3)に整理する。

	点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘要
1	張芝,護岸 の状態	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後) 上記に加え豪雨 発生後にも点検	【河川点検要領】 (土堤)法面・小段 (護岸)堤防護岸・ 高水護岸・低水護 岸	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 11)侵食(ガリ), 13)護 岸・被覆工の破損等 (確認事項) ・法面・小段の亀裂, 陥没, はらみだし, 法 崩れ, 遮水シートの露出や破断, コンクリー トブロックや捨て石等の沈下や崩れ等の変 形	
2	降雨浸透対 策の状態	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後) 上記に加え豪雨 発生後にも点検	【追加設定】 降雨浸透対策工 の露出や損傷が ないか	【外観目視】 (変状種別) 道路構造物周辺堤防 1)降 雨浸透対策の状態 (確認事項) ・クラック, 段差, 堤内側の排水, シートの露 出欠損 ・クラックが生じている場合は幅, 深さ, 長さ を記録 ・段差が生じている場合は, 高低差・方向 (堤外側or堤内側, 上流側or下流側)を記録	降雨浸透対策設置範囲
3	漏水・噴砂跡 の有無	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後)	【河川点検要領】 (土堤)裏法尻部	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 12)漏水・噴砂 (確認事項) ・漏水が発生している場合は,動画による撮 影や,漏水量を計測し,漏水の位置や規模 の判定ができるように記録	
4	道路構造物 周辺の亀 裂, 陥没	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 道路構造物上の 地表面の抜け上 がりや亀裂の状態 に変化はないか 幅や段差が拡大し ていないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 1) 亀裂, 2) 陥没や不陸 道路構造物周辺堤防 2) 道路構造物周辺 の亀裂・陥没 (確認事項) ・亀裂, 陥没が発生している場合には, 長さ や深さ、ずれの方向についても記録 ・道路構造物周辺の陥没は, 構造物周辺に 水みちが発生している可能性があることか ら, 修復が必要なレベルの亀裂, 陥没の場 合には, 追加調査等を検討	
5	堤体内水位	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後) 上記に加え豪雨 発生後にも計測 データを確認	【追加設定】 堤体内の水位に 大きな変動はない か ※縦断的な水位 勾配についても留 意	【機器等による計測】 水位計による計測(連続計測) (変状種別) 堤防(計測) 1)堤体内水位 堤防 9)排水不良,12)漏水・噴砂 (確認事項) ・道路構造物川表側近傍の観測井 ・縦断方向 数箇所程度	*位計 - 第11本位 - 第11 - 第11本位 - 第11本位

表 4.7.2-5(1) 管理モニタリング項目の内容及び実施方法

表	4.7	7.2-5(2)	管理モニタリング項目の内容及び	ゞ実施方法
---	-----	----------	-----------------	--------------

	点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘 要
6	道路構造物 周辺の空洞 化	個別調査時 (道路構造物上の 地表面の抜け上 がりや亀裂の状態 により空洞化が疑 われる場合)	【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 道路構造物周辺 に空洞化が発生し ていないか	【個別調査】 (変状種別) 道路構造物周辺堤防 2)道 路構造物周辺の亀裂・陥没等 (確認事項) ・具体的な方法については,変状が生じた際に,調査方法を選定 ・物理探査等による空洞化の観測は,現時 点では確実な方法は確立されていない ・将来,調査を行う際に活用するため,施工 直後の初期値を調査	駆体の抜け上がり等
T	道路構造物 の変位	個別調査時 (外観目視等によ り変位が懸念され る場合,詳細な変 位量を把握する必 要がある場合)	【追加設定】 道路構造物の変 位量の把握	【機器等による計測】 測量により計測 (変状種別) 道路構造物 4)沈下, 6)道路 構造物の構造継目の異状等 (確認事項) ・道路構造物の両端や内空の変位を計測 ・道路構造物の検査路に測量鋲を設置 ・将来的には車両搭載型レーザー計測装置 等の新技術の導入による効率化を検討	B01 ² 上留め壁(残置) ボックス変位
8	堤防の亀裂	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領】 (土堤)天端,法 面・小段	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 1)亀裂 (確認事項) ・亀裂, 陥没が発生している場合には, 長さ や深さ, ずれの方向についても記録	
9	道路構造物 の抜け上が り	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 道路構造物上の 地表面の抜け上 がりや亀裂の状態 に変化はないか 幅や段差が拡大し ていないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別)道路構造物周辺堤防 3)道路 構造物の抜け上がり (確認事項) ・抜け上がりが発生している場合は、その量 を記録	
10	函内の漏水・ 土砂流出の 有無	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後) 上記に加え豪雨 発生後にも点検	【道路点検要領】 【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 構造物各部の接 合部から吸出しの 痕跡が生じていな いか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別)道路構造物 5)漏水 (確認事項) ・構造物の継目やシールドトンネル注入孔 等からの漏水,土砂流出が発生している場 合には、動画による撮影や漏水量を計測 し、漏水の位置や規模が判定できるように 記録	 継目からの漏水 の漏水 シール・注入孔からの漏水 シール・注入孔からの漏水 ※)シール・シネルの耐久性 向上に「関する研究、土木 研究所より引用
1	道路構造物 の構造継目 の異状	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【道路点検要領】 【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 構造物各部の接 合部の開きの状 態に変化はない か 幅、段差が拡大し ていないか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物 3)目地の異状, 6)道路構造物の構造継目の異状 (確認事項) ・幅,段差については、①道路構造物の構 造縦目の相対変位計測により管理する	 総目の開き シール・継手面の浮き²⁰ 766 - B (・ ・ ・

表	4.7.2-5(3)	管理モニタリング項目の内容及び実施方法

	点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘要
12	道路構造物 の構造継目 の相対変位	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【追加設定】 構造物各部の接 合部の開きの状 態に変化はない か 幅, 段差が拡大し ていないか 道路構造物同士 の相対変位が進 行したいないか	【機器等による計測】 簡易計測(スケール等) (変状種別) 道路構造物 7)道路構造物 の構造継目の相対変位 (確認事項) ・全ての構造継手を対象 ・構造継目を挟んで鋲を2箇所設置し,距離 を計測 ・(構造継目の相対変位計測の位置は設置	せん断変形時の計測 世ん断変形時の計測 単位 新 一 一 一 一 一 一 一 一 一 転 変形時の計測 一 一 転 変形時の計測 一 転 変形時の計測 一 転 変形時の計測 一 転 変形時の計測
(13)	道路構造物 上の地表面 の横断亀 裂,陥没	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領の 樋門等構造物周 辺堤防を準用】 道路構造物上部 の堤防天端,法 面,小段に横断方 向の亀裂や陥没 はないか	までに検討) 【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別)道路構造物周辺堤防 4)道路 構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没 (確認事項) ・変位量、止水ゴムの破断 ・亀裂, 陥没が発生している場合には、長さ や深さ、ずれの方向についても記録	 醸 手 部 - - - - - - - - - - - - -
14	地盤変位	常時(出水期前) 非常時(地震後) 圧密沈下の収束 が確認できるまで 計測 収束後は通常の 堤防管理(目視点 検,河川定期縦横 断測量)に切り替 える	<mark>【追加設定】</mark> 圧密沈下の沈下 傾向を把握	【機器等による計測】 地表面の沈下量(測量により計測) (変状種別) 堤防(計測) 2)地表面の沈 下量,堤防 4)沈下,道路構造物周辺堤防 3)道路構造物の抜け上がり等 (確認事項) ・堤防天端~構造物周辺に測量鋲等を設置 し,地表面沈下量を計測 ・将来的には車両搭載型レーザー計測装置 等の新技術の導入による効率化を検討	地表面沈下量の計測 上留め壁(狭置)
(15)	地震応答加 速度等	連続計測	【追加設定】 堤防天端や堤内 地,道路構造物に 発生する地震応 答加速度の把握	【機器等による計測】 地震計による計測(連続計測) (確認事項) ・道路構造物内に地震計を設置 ・地震発生直後の初動体制を決定するため に計測	北内地震計① 地震計① 地震計②
16	道路構造物 部材の損傷	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【道路点検要領】 道路構造物内部 のひび割れやはく 離,鉄筋露出の有 無,状態に変化は ないか.拡大して いないか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物 1)ひび割れ, 2)はく離,欠落,鉄筋の露出,豆板,4)沈下 (確認事項) ・道路構造物内部の変状状況	鉄筋露出
1	堤防の沈下	非常時(地震後)	地震後に堤防が 沈下していないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 4)沈下 (確認事項) ・地震後の堤防の沈下や陥没, 亀裂等の変 状	

※)河川点検要領:堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領

(令和5年3月,国土交通省水管理·国土保全局 河川管理課)

※) 道路点検要領:道路構造物の点検要領

(平成30年10月,阪神高速道路株式会社・阪神高速技術株式会社)



図 4.7.2-12 に 計器を設置する場合の計測箇所のイメージを示す。

図 4.7.2-12 堤体内水位,地盤変位,地震応答加速度等の計測箇所のイメージ

4.7.2.5 継続監視・点検強化のための体制整備

延伸部区間の堤防と道路構造物の一体構造は、2 期と同様に、堤防と道路の兼用工作物となることから、 常時(出水期前・台風期)の点検の実施時期は、河川管理者と道路管理者で時期の調整が必要となる。これ らの他に、非常時(出水・地震等)に緊急的に点検を実施する場合の連絡・出動体制も必要となることから 図 4.7.2-13 に示すような監視、点検のための体系化された管理体制を構築することが必要となる。

状態	体制	通行止の措置
出水・高潮時	 水防活動 ・陸閘操作等の水防活動時には通行規制を実施 	・枚方水位観測所が氾濫危険水位を 突破した場合,堤内側の内水等によ り道路構造物内が浸水した場合 ・河川管理に支障が想定される場 合,河川管理者からの要請により道 路管理者において通行止措置を行う
地震時	■地震後点検 ・一体構造物の地震時の挙動が不明確である ことから,当面は震度4以上で点検を実施	・ 震度 5 強の地震が発生した場合
交通事故時	■緊急巡視 ・交通事故が発生した際には、堤防に影響があるとされた場合に道路管理者から河川管理者に緊急巡視を要請 ・堤防に影響がないとした場合には道路管理者から堤防管理者に通知のみ実施 	・一体構造物に影響するような損傷 が生じた場合

定川河川事務所 ──── 阪神高速道路株式 ──── 独立行政法人日本高速道路 会社 保有·債務返済機構



図 4.7.2-13 管理体制のイメージ

4.7.2.6 道路構造物内部からの補修

■ 道路ボックス

劣化損傷や地震時に道路ボックスに損傷が生じた場合は、ひび割れ損傷等の軽微な損傷に対しては図 4.7.2-14 に示すようなひび割れ注入工による補修を実施する。ひび割れ注入は内部空間から実施できる工 法であることから、車線規制等の通行規制さえ行えば比較的簡易に実施できる補修対策となる。また、ひび 割れ損傷が進展し、かぶりコンクリートの剥落や鉄筋の腐食など損傷の程度が進んだ場合には、図 4.7.2-15 に示すような断面補修工を実施することで力学的な性能を補修することを行う。



図 4.7.2-14 ひび割れ注入工のイメージ



図 4.7.2-15 断面補修工のイメージ

■ シールドトンネル

シールドトンネルの補修対策にあたっては、点検及び調査の結果に基づいて変状の状況を十分に把握し、 その損傷状況より発生原因を推定し、損傷に対する対策工を検討する。

シールドトンネルの補修対策工事例を表 4.7.2-6 に示す。セグメントのクラックや剥離などの損傷に対し ては、道路ボックスと同様、ひび割れ注入工や断面補修工による補修対策を行う。また、セグメント継手部 やセグメントのクラックから漏水が認められる場合は、目地注入工やセグメント背面注入工を実施すること で止水性能を確保する補修対策を行う。

損傷状況	損傷の原因	補修対策工
RCセグメントのクラック, 剥離	乾燥収縮や温度変化等による材質劣化	ひび割れ注入工、断面補修工
RCセグメント継手部の漏水	シール材の劣化, セグメント継手部の目開き によるシール材の損傷	セグメント目地注入工
RCセグメントのクラックからの漏水	セグメントに発生したクラックがセグメント 背面まで達して漏水	セグメント背面注入工
RCセグメント継手部のコンクリート欠損, 欠損部での露出鉄筋の腐食	セグメントに段差があるため、軸力によるせ ん断力によってコンクリート欠損	鉄筋の防錆処理と断面補修工
RCセグメントの損傷, 継手部からの漏水, 漏水に伴うコンクリートの劣化(セグメン ト, 道路床版)	不十分な裏込注入,鉄筋腐食,地震等の外力 によるセグメントの段差や継手部の目開きに よるシール材の損傷	二次覆工(場所打ちコンクリート)
シールドトンネル坑口部のセグメントと躯 体コンクリートが接する部分で剥離	地震等による外力	断面補修工
シールドトンネル坑口部のセグメントと躯 体コンクリート間から漏水	シールドトンネル坑口部のセグメントと躯体 コンクリート間の間詰めコンクリートの損傷	 止水注入,坑口部にゴムジョイントを設置

表 4.7.2-6 シールドトンネルの補修対策工事例

※)「中央環状線山手トンネル点検要領(案)土木編(2010年 首都高速道路株式会社)」を基に加筆修正

4.8 まとめ

第2章で述べたように、河川構造令第18条第1項の規定にある「計画高水位以下の水位の流水の通常の作用 に対して安全な構造であること」という規定を満足するかについて技術的に検討を行った。

図 4.8-1 に示すように、河川構造令第 18 条第 1 項の規定に対する検討項目を 6 項目設定し、各項目に対しての様々な検討を実施した。検討の結果、上記規定にある安全な構造であるものと評価する。



図 4.8-1 河川構造令第18条第1項に関する検討項目

5章 河川構造令第19条に関する検討

5.1 構造物としての劣化現象が生じにくい構造とするための検討

5.1.1 構造物としての劣化現象が生じにくい構造であることを照査するための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

道路構造物及び堤体の一体構造物において劣化現象が生じにくくなっていることを照査するべく、下記に示 す項目について、河砂技術基準等の基準類に示す照査基準や照査手法に従うなど、適切な照査方針に従い照査 を行う。

- 項目① 構造物の劣化が生じにくい設計,施工がなされること
- 項目② 劣化が生じた場合にそれを確認できる構造であること
- 項目③ 劣化が生じた場合に補修が可能な構造であること

各項目の安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。5.1.2以降に各項目に対する安 全性の評価の結果を示す。

5.1.2 構造物の劣化が生じにくい設計,施工がなされること

5.1.2.1 道路構造物の設計基準の遵守

延伸部区間の道路ボックスは2期と同様に,阪神高速が定めた開削トンネル指針に基づき道路ボックスに要 求される性能を満足するためのコンクリートや鉄筋に対する基準を遵守するとともに,構造細目についても遵 守することで,構造物として劣化現象が起きにくいなど,構造物としての機能低下を招くことのない構造設計 を行っている。道路構造物を構成する材料は主にコンクリート及び鉄筋となるが,その各材料に対して仕様を 厳しく設定すること,劣化や損傷状態を把握することが可能となる。同指針は日本道路協会発刊の道路橋示方 書に示す知見も大幅に取り入れているため,コンクリート構造物の劣化損傷等の膨大な知見が取り込まれてい ることになり,信頼性も高いと言える。

一方,シールドトンネルは,阪神高速が定めた「設計基準 第3部 構造物設計(土構造物編)第8編シー ルドトンネル,阪神高速道路株式会社」に基づき,道路ボックスと同様,構造物としての機能低下を招くこと のない構造設計を行っている。加えて,シールドトンネルは,①安定した円形の構造物,②セグメントが工場 製作であり,材質のムラがなく高品質,③高強度で緻密なコンクリートであることから,より躯体に劣化が生 じにくい特徴を有している。

なお,同指針・設計基準を用いて設計を行った阪神高速道路の神戸山手線,淀川左岸線(1期),大和川線 といった既供用路線の道路ボックスやシールドトンネルにおいて,機能低下に関する報告もないことから,同 指針・設計基準を用いた設計を行うことが適切である。

5.1.3 劣化が生じた場合にそれを確認できる構造であること

5.1.3.1 劣化の検知を可能とする構造検討の実施

4.7.2.1の中で述べたように、内部空間から劣化損傷を検知することができる点検手法が確立されていることから、道路構造物やシールドトンネルにおいて劣化損傷が生じても、その状態を早い段階で把握することができる。また、4.7.2.2及び4.7.2.3に示すように、平常時、地震後といったあらゆる段階でも、劣化損傷や損傷といった問題が生じた道路構造物やシールドトンネルに迅速にかけつけることのできる管理体制が確保されていることにより、補修や修復作業の確実性が確保できていると考える。

効率的な維持管理として,劣化損傷現象が顕著に現れる前の未然の予防として,4.7.2.4の中で述べた堤防・道路構造物を一体的に把握するモニタリングシステムが導入していくことが課題である。一体的に状況を 把握することで,より正確に適切な状況把握が可能となるため,早期の段階から異常を検知し,最小限で最大 の効果を発揮する補修対策などを効率的に立案するという理想的な維持管理を実現させることができる。ま た,4.7.2.5に示す維持管理体制を整備することにより,運用面での障害も取り除き,望ましい維持管理を永 続的に行うことを可能とする。

5.1.4 劣化が生じた場合に補修が可能な構造であること

5.1.4.1 劣化が生じた場合の補修等の対応に関する検討

劣化損傷を検知した場合,4.7.2.6の中で述べたように内部からその劣化損傷を補修する手法が確立されて いることから,道路ボックスやシールドトンネルの機能低下を生じさせることはない。また,前項でも述べた ように,4.7.2.2及び4.7.2.3に示すように,平常時,地震後といったあらゆる段階でも,劣化損傷や損傷と いった問題が生じた道路ボックス,シールドトンネルに迅速にかけつけることのできる管理体制が確保されて いることにより,補修や修復作業の確実性が確保されている。

5.2 不同沈下に対する修復の容易性に関する検討

5.2.1 不同沈下に対する修復の容易性を確保できているかを照査するための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

道路構造物及び堤体の一体構造物において、たとえ不同沈下が生じてもそれに対する修復が容易であるかを 照査するべく、下記に示す項目について、河砂技術基準等の基準類に示す照査基準や照査手法に従うなど、適 切な照査方針に従い照査を行う。

- 項目① … 堤防機能に影響するほどの不同沈下が生じない設計であること,あるいは不同沈下が生じても 容易に修復できる範囲に収まるよう設計されていること構造物の劣化が生じにくい設計,施工 がなされること
- 項目②……不同沈下が生じた場合にそれを確認できる構造であること

項目③……不同沈下が生じた場合は迅速な修復が可能な構造であること

各項目の安全性に対する安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。5.2.2以降に各 項目に対する安全性の評価の結果を示す。 5.2.2 堤防機能に影響するほどの不同沈下が生じない設計であること、あるいは不同沈下が生じても容易に修 復できる範囲に収まるよう設計されていること構造物の劣化が生じにくい設計、施工がなされること

5.2.2.1 道路構造物と堤防の圧密沈下差による地表面の段差の発生

(1) 照査基準

残留沈下量が不同沈下に対する補修が容易な範囲であることが,堤防としての修復の容易性に直結すると考 え,道路構造物における残留沈下量の照査を行う。照査基準となる許容残留沈下量は,道路土工軟弱地盤対 策工指針(公益社団法人日本道路協会,平成24年)(以下,軟弱地盤工指針という)の許容残留沈下量に照ら して,10cmと設定する。照査は式(5.2.2-1)による評価式により照査を行う。

圧密沈下対策工を考慮した解析における道路躯体の残留沈下量< 許容残留沈下量(10cm) ・・・ 式(5.2.2-1)

(2) 照查手法

照査手法は,2期委員会で審議され承認された,圧密沈下対策工や施工ステップを考慮した土-水連成2次 元弾塑性解析を用いて地盤変状挙動を評価する。

まず, 圧密沈下対策の要否判定を行うことを目的に,基礎地盤が無対策の状態で,解析が最も厳しい条件で ある道路構造物構築後に盛土が瞬時に構築されることを想定した土-水連成2次元弾塑性解析を行い,道路構 造物中央部の残留沈下量の照査を行う。安全性照査の基準を満たさない場合には,以降の検討では,第3章で 述べたように,延伸部区間の道路構造物の基礎地盤は固結工法による地盤改良を実施することから,その状態 を解析検討の前提条件とする。後述する解析モデルについては,対策工を実施した状態である完成断面を対象 に,堤防,道路構造物の確保機能の照査及び周辺環境への影響についても検証を行う。

土-水連成 2 次元弾塑性解析に用いる解析モデルの考え方について示す。解析モデル下端は、原則として、 洪積礫質土層(Dsg 層)上端を設定する。モデル化する範囲は、盛土・構造物設置により地盤変状に影響を及 ぼさない十分な距離として、モデル高さの 5 倍程度に設定する。解析モデルの底面境界は固定し、側方境界に は鉛直ローラーを設ける。上載荷重は、次項に示すように、盛土上部におけるオンランプや南岸線の道路利用 を想定した 2 期と同じ上載荷重を考慮する。 土-水連成 2 次元弾塑性解析にあたり,排水条件としてモデル下端及び左右端の水頭を固定する。地盤変状 挙動の評価位置は,淀川左岸線の西行き端部,中壁位置,東行き端部,堤防間盛土,堤防天端両肩,川表側盛 土端部とする。同位置の粘性土層(Ac1 層, Ac2 層, Ac3 層)中心において過剰間隙水圧の経時変化を把握し, 解析中に圧密現象が収束していることを確認する。

最初に現況堤防形状の自重解析(全土層に接線剛性*E*₀を設定)を実施し,地盤の初期応力状態を把握する。 この応力状態を引き継ぎ,粘性土層を弾塑性体(修正カム・クレイモデル),その他の土層を弾性体として解 析を実施する。弾塑性体には圧密特性を,弾性体には変形係数として割線剛性 *E*_mを設定する。弾塑性解析で は,作成した解析ステップに沿って順次,応力状態を更新しながら地盤変状の経時変化を評価する。

解析の際, 圧密による地盤変状解析で重要となるパラメータは, 粘性土層の圧縮指数 *C* と過圧密比 *OCR* で あり, **表** 5.2.2-1 に No.16 の例を示すように解析断面近傍の土質試験から得られた値を用いる。

	単位体積	変形係数		圧密特性	
設定土質	重量 γ _t	E_m	圧縮指数	膨潤指数	過圧密比
	(kN/m^3)	(kN/m^2)	Сс	Cs	OCR
B(改修・修補)	18.2	12,600			
B (改良)	20.0	12,600			
B (運河埋立)	20.0	9,100			
As1	19.2	9,585			
Acl	17.8		0.270	0.027	2.91
Ac2 (上)	16.8		0.682	0.068	1.30
Ac2 (中)	17.1		0.386	0.039	1.63
As3	19.5	14,700			
Ac3	18.1		0.410	0.041	1.38
Dsg	20.0	48,700			

表 5.2.2-1 解析に用いる土質パラメータ(解析断面: No.16)

(3) 照查外力

土-水連成2次元弾塑性解析における外力条件は,延伸部区間においては堤防裏のりから道路構造物上面を 含め道路管理空間となり上面利用はないと考え,図 5.2.2-1 に示すように盛土上部におけるオンランプや南 岸線の道路利用を想定した2期と同じ上載荷重を採用した。



図 5.2.2-1 圧密沈下に伴う堤防高の確保の照査方法

本検討では施工計画を加味した評価が実施可能な2次元土-水連成弾塑性解析を使用する。圧密沈下解析に おいては初期応力設定が重要となるため、地中内の応力履歴を適切に評価する必要がある。このため、解析を 実施するにあたり道路構造物の断面形状や地盤条件を反映した施工計画を解析ステップ図として整理する。施 工計画上から必要となる各解析ステップの施工日数を表 5.2.2-2に、解析ステップ図を図 5.2.2-2~図 5.2.2-4に示す。なお、施工日数における最小単位は1か月として設定する。

STEP	内容	期間
1	土堤仮締切(堤外側)	1 か月
2	堤防掘削・整地(堤内側)	1 か月
3	軟弱地盤対策工法(固結工法を想定)	6 か月
4	シールド掘削	3年
5	鋼矢板打設	3 か月
6	掘削	1 か月
7	道路構造物構築	3年
8	埋戻し・鋼矢板撤去	6 か月
	放置	5年
9	盛土(高規格堤防)	6 か月
10	完成(上載荷重載荷)	1 か月
	合 計	13年1か月

表 5.2.2-2 各解析ステップの日数(シールドトンネル部: No.16)

・STEP1:土堤仮締切(堤外側)



・STEP2:堤防掘削・整地(堤内側)



図 5.2.2-2 解析ステップ(1)

STEP3・4:軟弱地盤対策工法・シールド施工



STEP5: 鋼矢板打設



STEP6:掘削



STEP7:道路構造物構築



図 5.2.2-3 解析ステップ(2)

STEP8:仮設堤撤去・埋戻し・鋼矢板撤去



STEP9:高規格堤防・完成(上載荷重載荷)



図 5.2.2-4 解析ステップ(3)

(4) 対象断面の設定

解析の検討断面については、2期における解析断面の選定方法と同じ考え方に基づき、①増加荷重、②圧密 層厚の2つの指標から解析検討断面を決定する。

延伸部区間においては、本線の道路構造が道路ボックスから立坑、シールドトンネルに変わり、ランプが合 流する。また、土留め壁についても、鋼矢板や地中連続壁など複数の種類があり、撤去または残置など条件が 異なる。以上の条件に加え、地層の変化も考慮した上で、区間を細分した。

圧密沈下解析では、同じ荷重状況のもとでは、圧密沈下量の大きさは圧密層の厚みに比例して大きくなるため、圧密層厚が大きいほど堤防の安全性を低下させることになる。解析による検証は、堤防の安全性が最も厳しい状況で行うことが必要であることから、圧密層厚が最も大きい断面を選定することとする。つぎに、同じ圧密層の場合、荷重が大きいほど圧密沈下量が大きくなることから、荷重の大きいものほど堤防に悪影響を及ぼすと考えられる。現況からの荷重の増加量、つまり増加荷重が大きいとその圧密沈下量も大きくなると言える。上述のように、解析検証は堤防の安全性が最も厳しい状況で行うため、重量が最も大きい断面で解析検証を行う必要がある。よって、最も厳しい状況とは圧密層厚及び増加荷重が共に大きい状態であり、それに該当する断面を解析断面として選定することが必要となる。圧密層厚と増加荷重に着目して選定した結果を図5.2.2-5に示す。

また,解析モデル図の一例を図 5.2.2-6 に示す。

測点No.		4	10		15	2	0	25		30		35	40	45 46
	M1/M1-11													
	本線		開削ボックス		立坑					シールト	ドトンネル			
道路構造	ランプ				擁壁	·掘割			開削: (地:	ボックス 上突出)	開削ボックス (地下埋設)		本線シールド切	拡げ
	構造		地中連続壁			鋼矢板	(完成時撤去)		鋼矢板	i			地中連続壁	
工留の壁	長さ		20m	>20m	20m 58m		H≦10m			15m<	H≦20m	>20	20m <h≦30m< td=""><td>H>30m</td></h≦30m<>	H>30m
	地盤		彩	i性土層カ	が厚く分	布		遷移区! 粘性土層が厚	間 [く分布	砂質土	層が厚く分布 ^[10粘性土層が存在]		砂質土層が厚く分	·布
川表の	D状況(水平部地盤長)			L < 1	1.5×軟弱	局地盤層厚					L≧	≧1.5×	軟弱地盤層厚	
5	Step1カテゴリー		1-①	1-2	1-3 1-4	1-5		1-6	1-7 1-8	1-9 1-10	1-①	1-12	1-33	1-19
Step2	完成時	2-①												
	完成時(高規格堤防考慮)		2-①		2-2	1	2-3		2-④		2-5			
77 - 7	施工時													



図 5.2.2-5 検討断面選定結果





図 5.2.2-6 解析モデル図 (No.16)

(5) 照査結果

基礎地盤が無対策の状態における堤防定規に抵触する道路構造物の残留沈下量を,表 5.2.2-3 に示す。道路構造物の残留沈下量は,No.15 を除く 4 断面において,許容残留沈下量(10cm)を満足しない。立坑位置である No.15の残留沈下量は10cm 未満で照査基準を満足し,対策工は不要である。よって立坑を除き,圧密対象層が確認されている No.4~No.34 までの区間は圧密沈下対策が必要となる。

解析断面		地盤 条件	地盤 道路構造物中央 許容値 条件 残留沈下(cm) (cm)		判定	対策工 要否		
疧	NT 4		矢板なし	無対策	27.5	10	NG	必要
成	N0.4		矢板あり	無対策	27.5	10	NG	必要
	NT 4		矢板なし	無対策	28.4	10	NG	必要
	N0.4		矢板あり	無対策	28.4	10	NG	必要
高	No.15 (立坑) No.16			無対策	0.4	10	OK	不要
規				無対策	12.7	10	NG	必要
格	No.27*		粘性土	無対策	23.9	10	NG	必要
			砂質土	無対策	10.5	10	NG	必要
	No.30			無対策	15.8	10	NG	必要

表 5.2.2-3 道路ボックス中央の残留沈下量(基礎地盤:無対策条件)

圧密沈下対策工を考慮した場合の道路構造物中央部における地盤変状挙動,応力状態の経時変化を図
 5.2.2-7に示す。地盤変状挙動として,層境の鉛直変位,各粘性土層の鉛直方向の変形量を示す。また,
 表 5.2.2-4に道路構造物の残留沈下量について示す。

表 5.2.2-4 に示すように,道路構造物における残留沈下量は 1cm を下回る非常に小さい値となり,許容値 10cm を満足することを確認した。傾斜勾配についても 0.1%と非常に小さな値であり,許容値の 2%を満足す ることを確認した。一方,表 5.2.2-5 には,道路構造物右端とデルタ部の残留沈下差を整理した結果を示す。 残留沈下量の差は,最大で 1.6cm 程度と微小であるため,残留変形による水みちは発生しないと考えられる。

◆総括

地盤変状予測を用いて施工計画を考慮した状態での道路構造物における残留沈下量を解析し,許容値を満足 することを確認した。不同沈下が生じても,その補修が容易な範囲であると考えられる。



図 5.2.2-7 道路ボックス中央部における地盤変状挙動,応力状態の経時変化

					-	道路構	告物の ざ	安全性,	供用性	-	継手部の安	全性,供	用性
		解析 断面		地盤 条件	残留 沈下量 (cm)	許容値 (cm)	判定	傾斜 勾配 (%)	許容値 (%)	判定	躯体沈下量の 相対変位 (cm)	許容値 (cm)	判定
	完	No.4	矢板なし	対策工	0.1	10	OK	0.1	2	OK			
	成	N0.4	矢板あり	対策工	0.1	10	OK	0.1	2	OK			
		No.4	矢板なし	対策工	0.1	10	OK	0.1	2	OK	ς		
			矢板あり	対策工	0.1	10	OK	0.1	2	OK	矢板なし:0.0	5	OV
延		No.15(立坑)		無対策	0.1	10	OK	0.1	2	OK	矢板あり:0.0	ļ	
伸部				W LV W	0.1	10	OK	0.1			0.0	5	OK
区間	高規	No 16		计带工	0.1	10	ОК	0.1	1 2	OK			
间	格	1	10.10	川水工	0.1	10	on	0.1	2	on	粘性土:0.2	5	OF
		No 27%	粘性土	対策工	0.3	10	OK	0.4	2	OK	砂質土:0.1	5	
		110.27	砂質土	対策工	0.0	10	OK	0.3	2	OK	粘性土:0.2	5	OV
		NL 20		山広丁	0.1	10	OV	0.2	2	OV	砂質土:0.1	3	
		No.30		刘宋上	0.1	10	ОК	0.2	2	UK			

表 5.2.2-4 道路躯体の地盤変状結果一覧

表 5.2.2-5 道路構造物とデルタ部の残留沈下差

						建 留注	₹下量		道路構造物右端と	許容残留		
			解析 断面		道路構造物 左端 (cm)	道路構造物 中央 (cm)	道路構造物 右端 (cm)	デルタ部 (cm)	デルタ部の残留沈下差 (cm)	沈下量 (cm)	判定	
	完		矢板なし	対策工	0.1	0.1	0.2	1.8	1.6	10	OK	
	成	No.4	矢板あり	対策工	0.1	0.1	0.3	2.0	1.7	10	OK	
		No.4	矢板なし	対策工	0.1	0.1	0.1	0.4	0.3	10	OK	
延伸			矢板あり	対策工	0.1	0.1	0.1	0.6	0.5	10	OK	
部	宣	No.15 (立坑)		無対策	0.1	0.1	0.1	1.7	1.6	10	OK	
間	周規	No.16		対策工	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	10	OK	
	俗		N. 07*	粘性土	対策工	0.2	0.3	0.4	1.1	0.7	10	OK
		N0.2/*	砂質土	対策工	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	10	OK	
			No.30	対策工	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	10	OK	

5.2.2.2 圧密沈下に伴う堤防高の確保

(1) 照査基準

2 期と同様に, 圧密沈下による堤防の変形及び変形による道路構造物の損傷はもとより, 道路構造物を取り 囲む地盤部での水みちの発生や周辺地盤の引き込み沈下が生じると考え, 数値解析による検証を実施する。

検証については,施工ステップを考慮した地盤挙動を精緻に評価することのできる土一水連成2次元弾塑性 解析により図 5.2.2-8 に示す堤防の最終沈下量を求める。算定される圧密沈下量から,図 5.2.2-1 に示す天 端高の不足を補うための余盛高を設定することを考慮して照査を行う。

・余盛高を考慮した解析における堤防天端位置の最終沈下量

< 地盤変状予測により設定した余盛高



図 5.2.2-8 最終沈下量の考え方

(2) 照查手法

5.2.2.1 と同じ土一水連成2次元弾塑性解析により解析を実施する。

(3) 照查外力

5.2.2.1 と同じ照査外力を用いることとし、延伸部区間においては堤防裏のり面から道路構造物上面を含めオンランプや南岸線の道路利用が想定されることから、2 期と同様に上載荷重 10kN/m²を盛土上部に与える。

(4)対象断面の設定

5.2.2.1 と同じ No.4, No.15, No.16, No.27, No.30 の 5 断面を解析対象断面として選定する。5.2.2.1 と同様に,基礎地盤を固結工法による地盤改良を考慮したモデル化において解析を実施する。

(5) 照査結果

表 5.2.2-6 に示すように,時刻歴の土---水連成 2 次元弾塑性解析により設定余盛高(堤防天端位置の余盛高)を考慮した堤防天端位置の最終沈下量(即時沈下も含めた総沈下量)が設定余盛高を満足するかどうかを 照査した。

堤防天端及び川裏盛土端部における地盤変状挙動,応力状態の経時変化を図 5.2.2-10 に示す。地盤変状挙動として,層境の鉛直変位,粘性土層の鉛直方向の変形量を示す。また,表 5.2.2-6 には設定余盛高と最終沈下量の関係を示す。No.15 はシールドトンネル立坑位置で,施工時に堤防を大きく掘削する。そのため,No.15では仮堤防の盛土量が他の断面より多く,堤防天端付近で 28cm 程度の圧密沈下が発生している。

設定余盛高分の増荷重を考慮した最終沈下量は最大で 28cm 程度となり,最終沈下量が設定余盛高を満足することを確認した。



図 5.2.2-9 圧密沈下に伴う堤防高の確保の照査方法

	解	析断面	地盤 条件	堤防天端の 最終沈下(cm)	設定余盛高 (cm)	判定
完	NT 4	矢板なし	対策工	11.6	30	OK
成	N0.4	矢板あり	対策工	12.2	30	OK
	N- 4	矢板なし	対策工	11.6	30	OK
	N0.4	矢板あり	対策工	12.3	30	OK
高	No.	15 (立坑)	無対策	27.7	30	OK
規		No.16	対策工	3.4	30	OK
格	NI- 278	彩性土	対策工	9.7	30	OK
	N0.27*	砂質土	対策工	8.5	30	OK
[No.30	対策工	9.4	30	OK

表 5.2.2-6 堤防天端位置の設定余盛高と最終沈下量の関係

◆総括

地盤変状予測を用いて施工計画を考慮した状態での堤防天端の最終沈下量を想定し,設定余盛高を設定した。 照査の結果,高規格堤防盛土を考慮した施工完了後の最終沈下量が,設定余盛高を満足した。よって,堤防機 能に影響するほどの大きな不同沈下が生じず,不同沈下が生じたとしても容易に修復できる範囲に収まると考 えられる。



5.2.2.3 周辺地盤の沈下, 傾きに対する安全性

(1) 照査基準

地盤変状による周辺環境への影響に焦点を当て,施工開始直後から発生する近接家屋位置の傾斜角を評価する。照査は基準,小規模建築物基礎設計指針(平成 20 年度(社)日本建築学会)より,許容値 3/1000 を下回ることとし,式(5.2.2-2)による評価式により照査を行う。着目する時間は,最大傾斜角発生時および圧密沈下終了時とする。なお,本検討では,最も危険な状態である高規格堤防のり尻に家屋端部があることを想定する。

最大傾斜角発生時及び圧密沈下終了時の傾斜角 < 3/1000 ・・・・ 式 (5.2.2-2)

(2) 照查手法

5.2.2.1 と同じ土-水連成 2 次元弾塑性解析により解析を実施する。

(3) 照査外力

5.2.2.1 と同じ照査外力を用いることとし、延伸部区間においては堤防裏のり面から道路構造物上面を含めオンランプや南岸線の道路利用が想定されることから、2 期と同様に上載荷重 10kN/m²を盛土上部に与える。

(4)対象断面の設定

5.2.2.1 と同じ No.4, No.15, No.16, No.27, No.30 の 5 断面を解析対象断面として選定する。5.2.2.1 と同様に,基礎地盤を固結工法による地盤改良を考慮したモデル化において解析を実施する。

(5) 照査結果

近接家屋位置における影響検討結果一覧を表 5.2.2-7 に示し,傾斜角の経時変化を図 5.2.2-11 に示す。 表 5.2.2-7 に示すように,近接家屋位置における傾斜角は,施工中および圧密完了後までの期間で 3/1000 を下回る値となり,許容値 3/1000 を満足することを確認した。

◆総括

家屋の傾斜角は、いずれの断面も許容値(3/1000)を満足する。よって、施工開始から高規格堤防による 圧密完了までの期間において、圧密沈下で周辺環境を悪化させる可能性は低いものと判断する。

	A 77	+r. bkr	地盤	家屋の傾斜	角 X / 1000	許容値	Val 📥
		小四四	条件	最大傾斜角発生時	圧密沈下終了	Xa / 1000	刊正
完	NI 4	矢板なし	対策工	0.26	0.25	3	OK
成	N0.4	矢板あり	対策工	0.26	0.25	3	OK
	No.4	矢板なし	対策工	0.26	0.24	3	OK
		矢板あり	対策工	0.26	0.25	3	OK
高	No.	15 (立坑)	無対策	1.22	1.18	3	OK
規		No.16	対策工	0.42	0.42	3	OK
格	NL 27 ⁸	。 粘性土	対策工	0.24	0.24	3	OK
	No.27*	砂質土	対策工	0.25 0.25		3	OK
	No.30		対策工	0.34	0.34	3	OK

表 5.2.2-7 近接家屋への影響検討結果一覧

■土一水連成弾塑性解析結果



図 5.2.2-11 近接家屋位置における傾斜角の経時変化
5.2.2.4 圧密沈下に伴う道路ボックス構造継手からの漏水・土砂流入に対する安全性

表 5.2.2-4 に示すように, 圧密沈下に対する相対変位は許容値である 5cm を満足するとともに, 4.2.2.6 で示したように, 変形性能が高い仕様の構造継手を採用することで変形に対する対応が可能である。以上により, 圧密沈下に伴う変形に対する継手部からの漏水・土砂が流入する可能性は低いと考えられ, 漏水・土砂の流入に対する安全性が確保できるものと考える。

5.2.3 不同沈下が生じた場合にそれを確認できる構造であること

道路構造物及び堤体において変状が生じた場合,その状況を検知するための4.7.2.4 (図 4.7.2-12) に示す ような維持管理の方法を行い(詳細は第 7 章参照),モニタリングをどのように判断し,どのように対応して いくかなどの維持管理する上での重要となる体制についても4.7.2.5 に示すように構築している。地震時と同 様,不同沈下といった常時に生じる可能性のある損傷を把握する手法は構築できると考える。

5.2.4 不同沈下が生じた場合は迅速な修復が可能な構造であること

4.7.2.3の中で示したように、不同沈下が生じた場合、迅速に修復・修繕作業を実施するため、道路構造物 及び堤防に速やかにアプローチすることができる河川管理用通路を確保する。修復作業については4.7.2.6に 示すように、比較的修復作業が行いやすい道路構造物内部やシールドトンネル内部からの補修作業が確立され ている。このため、地震時と同様、不同沈下といった常時において、生じる可能性のある損傷に対する迅速な 修復が可能であると考える。

5.3 基礎地盤と一体としてなじむこと

5.3.1 道路構造物が基礎地盤と一体としてなじむことの検証のための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

道路構造物(ボックス,シールドトンネル,U型擁壁)が堤防と一体構造として挙動するためには,基礎地盤と一体としてなじむことが必要となる。この道路構造物の基礎地盤とのなじみを照査するべく,下記に示す項目について,基準類に示す照査基準や照査手法に従うなど,適切な照査方針に従い照査を行う。

- 項目① 道路構造物が存在することに起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計である こと
- 項目② 不同沈下に起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計であること
- 項目③ 水みちが生じた場合にそれを確認できる構造であること
- 項目④ 水みちが生じた場合に補修が可能な構造であること

各項目の安全性に対する安全性を評価するために,最低1つ以上の検討を行うものとする。5.3.2以降に各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

5.3.2 道路構造物が存在することに起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計であること

5.3.2.1 地震時における道路構造物と堤体間での水みち発生

4.3.2.4 の中で示すように、レベル2地震動に対して道路ボックスやシールドトンネル及びU型擁壁と堤体 や基礎地盤の間で剥離が発生し、水みちの発生要因になるかどうかの照査を実施した結果、水みち発生の原因 となる剥離状態が生じる可能性が低いことが確認できた。このため、レベル2地震後における水みち発生に対 する安全性は確保できているものと評価する。ただし、剥離量の評価手法については確立されたものではない。 地震発生後には道路構造物周辺の亀裂・陥没の発生に留意した点検を速やかに実施し、亀裂・陥没といった損 傷が生じた際には、速やかに機能回復に必要な対策を講じるものとする。

5.3.3 不同沈下に起因して堤防機能に影響するほどの水みちが生じない設計であること

5.2.2の中で示すように、不同沈下に対して道路構造物はもとより堤防が所要の安全性を確保している。このため、不同沈下に起因して堤防機能を低下させるような水みちの発生といった不具合現象は生じないものと考えられる。

5.3.4 水みちが生じた場合にそれを確認できる構造であること

堤体に水みちが生じた場合,その状況を検知するための4.7.2.4 (図 4.7.2-12) に示すような計測機器を 設置しており(詳細は第7章参照),また,計測結果をどのように判断し,どのように対応していくかなどの 維持管理をする上での重要な体制についても4.7.2.5 に示すように構築している。水みちが生じた場合はそれ を把握する手法は構築できていると考える。

5.3.5 水みちが生じた場合に補修が可能な構造であること

5.2.4 の中で示すように,損傷状態が検知された場合に,迅速に修復・修繕作業を実施するため,道路構造 物及び堤防に速やかにアプローチすることができる河川管理用通路が確保されている。水みちに対しても同様 にその現象が現れた場合,河川管理用通路を用いて水みち発生現場に管理者が急行することができる。また, 修復作業は4.7.2.6 に示すような道路ボックス内部からの補修作業が確立されていることから水みち発生時に おける迅速な修復が可能となる。

5.4 嵩上げ、拡幅等が容易であることに関する検討

5.4.1 嵩上げ、拡幅等の容易性を照査するための基本的考え方

延伸部区間において,高規格堤防の計画があることから,高規格堤防相当の盛土の嵩上げ・拡幅への対応が 容易であるかどうかの評価を行う。評価内容として以下の項目を設定し照査を行う。

項目① 嵩上げ, 拡幅等について土堤と同等以上の容易さを有することの確認検討

項目①の評価結果を5.4.2以降に示す。

5.4.2 拡幅について土堤と同等以上の容易さを有することの確認検討

一体構造として整備する範囲において2期における高規格堤防の検討に準じた検討を実施する。検討条件は、 以下の項目の検討を実施する。図 5.4.2-1に高規格堤防のイメージを示す。



図 5.4.2-1 高規格堤防のイメージ

5.4.2.1 耐浸透性に関する検討

(1) 照査基準

高規格堤防盛土設計・施工マニュアル(以降,高規格堤防マニュアルという)に示す高規格堤防盛土のすべり破壊に対する照査基準に基づき評価を行う。すべり破壊に対する安全性は式(5.4.2-1)を用いて照査を行うものとする。

すべり破壊に対する安全率 ≧ 1.2 ・・・ 式(5.4.2-1)

(2) 照查手法

高規格堤防マニュアルに示す浸透によるすべり破壊に対する安定性に示す円弧すべり法の計算によりすべり 破壊安全率を求める。浸透流解析により得られた浸潤面を入力した状態で,式(5.4.2-2)により照査を行う。

 $F_{S} = \sum \{cl + (W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi\} / (W \cdot \sin \alpha) \quad \cdots \quad \exists (5.4, 2-2)$

ここに、 F_s :安全率、u: すべり面の間隙水圧、W: 分割片の重量、c: すべり面に沿う土の粘着力、I: 円弧の長さ、 φ : すべり面に沿う土の内部摩擦角、b: 分割片の幅、

とする。

解析に用いる各地盤の透水係数は4.2の中で示す表4.2.2-1のとおりとする。

(3) 照查外力

高規格堤防設計水位に対応した外水波形は、計画高水波形を用いて下記に示す方法により設定する。

- 計画高水位の外水波形を設定する。
- ② ピーク水位の継続時間と水位上昇、下降勾配が同じになるように計画高水位の外水波形を高規格堤防設計 水位までスライドさせる(図 5.4.2-2 参照)。

③ スライドさせたものを高規格堤防設計水位の外水波形とする。

高規格堤防設計水位に対する降雨の設定方法は、基本的には計画高水位に対する降雨の設定と同様であるが、 総降雨量については、DAD 解析の結果を用いて設定する。淀川本川では枚方地点(26.0k)が基準点となって おり、この地点の DAD 解析結果は 493mm である。そこで、検討にあたっては、降雨強度 10mm/hr 程度で総降 雨量が 493mm となるよう降雨条件を設定した。

高規格堤防マニュアルに従い,河川水位は計画高水位(HWL)が平水位まで急激に低下したケースと高規 格堤防水位(SPHWL)が平水位まで急激に低下した 2 ケースを検討することとし,前者のケースでは地震力 として設計水平震度(kh)が 0.075 を,後者のケースでは地震力を見込まない状態での検討を行う。

ケース1: HWL が平水位まで急激に低下, 地震力として kh=0.075 を考慮

ケース2:SPHWLが平水位まで急激に低下,地震力は考慮しない



図 5.4.2-2 高規格堤防設計水位に対応した外水波形

(4) 対象断面の設定

4.2.2 における浸透作用に対する道路ボックスの安全性照査の際の対象断面の設定に関する考え方を踏襲し、完成時(高規格堤防考慮)断面である No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.26 (砂質土), No.26 (粘性土), No.28 (砂質土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 を本耐浸透性の検討における検討断面とした。

(5) 照査結果

表 5.4.2-1 にケース1及びケース2の照査結果を示す。表中に示すように、両ケースとも照査基準を上回る 安全率が確保されていることから、高規格堤防における耐浸透性に対する安全性は確保できているものと評価 する。 ケース1 HWL

		J	川裏		川表		
	検討断面	照査対象	【照査基準】	照査対象	【照査基準】		
		高規格時の 最小安全率	高規格堤防盛土 設計マニュアル	高規格時の 最小安全率	高規格堤防盛土 設計マニュアル		
No. 15	No. 15	4. 433		1. 540			
NO. 15	No.15(矢板)	4. 438		1. 538			
No. 16	No. 16	4. 201		1. 535			
NO. 10	No.16(矢板)	4. 188		1.537			
No. 23	-	4.117		1.559			
No. 26	No.26(砂質土)	4. 446	1.2	1.562	1.2		
NO. 20	No.26(粘性土)	4. 427	1. 2	1. 582	1.2		
No. 20	No.28(砂質土)	4.393		1. 532			
NO. 20	No.28(粘性土)	4.393		1. 575			
No. 30		4.914		1.743			
No. 34		4.972		1.896			
No. 36		4.946		1.796			

ケース2 SPHWL

		J	川裏		川表		
	検討断面	照査対象	【照査基準】	照査対象	【照査基準】		
		高規格時の 最小安全率	高規格堤防盛土 設計マニュアル	高規格時の 最小安全率	高規格堤防盛土 設計マニュアル		
No. 15	No. 15	11.866		1.674			
NO. 15	No.15(矢板)	11.864		1.672			
No. 16	No. 16	9.864		1.661			
NO. TO	No.16(矢板)	9.864		1.660			
No. 23		7.170		1. 788			
No. 26	No.26(砂質土)	7. 251	1 0	1.891	1.0		
NO. 20	No.26(粘性土)	8.906	1.2	1.918	1. 2		
No. 29	No.28(砂質土)	10. 380		1.756			
NU. 20	No.28(粘性土)	10. 370		1. 784			
No. 30		9.676		2.116			
No. 34		9.255		2. 288			
No. 36		9.056		2.254			

5.4.2.2 耐震性に関する検討

高規格堤防マニュアルに準拠して、地震時のすべり破壊に対する安定性検討を行う。図 5.4.2-3 に検討の流 れをフロー図で示す。



図 5.4.2-3 地震時すべり安定性の照査フロー

(1) 照査基準

高規格堤防マニュアルに従い,地震時のすべり破壊に対する安定性の評価を行う。地震時すべり破壊に対する安全性は式 (5.4.2-3)を用いて照査を行うものとする。

地震時すべり破壊に対する安全率 ≧ 1.2 ・・・ 式 (5.4.2-3)

(2) 照查手法

高規格堤防マニュアルに従い,図 5.4.2-3のフローに示す検討を実施する。図中に示すように、地震時安定 性計算は円弧すべりによる計算を実施するものとし、液状化層と判定されればAu法による計算を行う。Au法 の計算結果が照査基準を満足しない場合は対策工の検討を行い、Au法で照査基準を満足する断面に対して Kh 法による照査を実施する。Kh 法の計算結果が照査基準を満足しない場合は動的変形解析によって照査基準を 満足することを確認する。なお、動的変形解析には 4.3 地震作用に対する安全性の照査と同様に LIQCA を用 いる。

(3) 照查外力

高規格堤防マニュアルに従い,地震時すべり安定計算における地震外力は, *Δu* 法の場合,強震帯である Kh=0.18 を, Kh 法の場合,強震帯である Kh=0.15 を用いる。

(4) 対象断面

4.3.2 に示すとおり No.4, No.14, No.15, No.23, No.26 (砂質土地盤), No.26 (粘性土地盤), No.27 (砂質 土地盤), No.27 (粘性土地盤), No.35, No.41 を解析対象断面として選定する。

(5) 照査結果

円弧すべりを用いた地震時すべり破壊の安全性の照査は,表 5.4.2-2 に示すように No.26 (砂質土地盤), No.35 及び No.41 以外の断面においては安全率が照査基準を下回る結果となった。ただし,照査基準を下回っ た断面に対して動的変形解析 LIQCA によって沈下量を算定した結果,No.14 以外の断面は許容沈下量を満足す る結果となった。また,No.14 も裏のり尻に地盤改良を配置することで許容沈下量を満足する結果となった。

Arr br ble			川裏すべり			川表すべり	
所 行 时 面	解析于法	すべり安全率	照査基準	照査結果	すべり安全率	照査基準	照査結果
No.4	⊿U法	2.953	1.2	ОК	1.891	1.2	ОК
100.4	Kh法	1.192	1.2	NG	0.980	1.2	NG
No 14	⊿U法	1.554	1.2	ОК	1.877	1.2	ОК
10.14	Kh法	1.210	1.2	ОК	1.031	1.2	NG
No. 15	⊿U法	1.555	1.2	ОК	1.924	1.2	ОК
10.15	Kh法	1.210	1.2	ОК	1.034	1.2	NG
No. 22	⊿U法	1.561	1.2	ОК	1.892	1.2	ОК
10.25	Kh法	1.210	1.2	ОК	1.020	1.2	NG
No.26	⊿U法	1.597	1.2	ОК	2.983	1.2	ОК
(砂質土地盤)	Kh法	1.245	1.2	ОК	1.820	1.2	ОК
No.26	⊿U法	1.597	1.2	ОК	2.086	1.2	ОК
(粘性土地盤)	Kh法	1.245	1.2	ОК	1.050	1.2	NG
No.27	⊿U法	1.611	1.2	ОК	2.897	1.2	ОК
(砂質土地盤)	Kh法	1.259	1.2	ОК	1.815	1.2	ОК
No.27	⊿U法	1.611	1.2	ОК	2.099	1.2	ОК
(粘性土地盤)	Kh法	1.259	1.2	ОК	1.020	1.2	NG
No 25	⊿U法	1.601	1.2	ОК	1.772	1.2	ОК
110.55	Kh法	1.254	1.2	ОК	1.929	1.2	OK
No.41	⊿U法	1.613	1.2	ОК	5.067	1.2	ОК
180.41	Kh法	1.260	1.2	ОК	1.975	1.2	ОК

表 5.4.2-2 地震時のすべりに対する安全性の照査結果

表 5.4.2-3 動的変形解析による照査結果

	堤防天端,堤外	川表法面および関	无設堤防裏法部	高規格堤防特別区域				
用单 竹丁 四丁 田	沈下量(m)	許容沈下量(m)	照查結果	沈下量(m)	許容沈下量(m)	照査結果		
No.4	0.21	0.50	ОК	0.09	0.20	ОК		
No.14 裏法尻側に地盤改良	0.26	0.50	ОК	0.05	0.20	ОК		
No.15	0.16	0.50	ОК	0.09	0.20	ОК		
No.23	0.17	0.50	ОК	0.15	0.20	ОК		
No.26 (粘性土地盤)	0.16	0.50	ОК	0.10	0.20	ОК		
No.27 (粘性土地盤)	0.16	0.50	ОК	0.10	0.20	ОК		

5.4.2.3 自重による堤体の安定性

(1) 照査基準

圧密沈下対策工,施工ステップを考慮した弾塑性解析を実施し,堤防間盛土の残留沈下量を評価する。高規 格堤防マニュアルに従い,堤防間盛土の残留沈下量が10cm以内に収まるかどうかを照査する。

(2) 照查手法

5.2.2.1 と同じ土一水連成 2 次元弾塑性解析により解析を実施する。

(3) 照查外力

5.2.2.1 と同じ照査外力を用いることとし、延伸部区間においては堤防裏のり面から道路構造物上面を含め 南岸線の道路利用が想定されることから、2期と同様に上載荷重10kN/m²を盛土上部に与える。

(4) 対象断面

5.2.2.1 と同じ No.4, No.15, No.16, No.27, No.30 の 5 断面を解析対象断面として選定する。5.2.2.1 と同様に,基礎地盤を固結工法による地盤改良を考慮したモデル化において解析を実施する。

(5) 照査結果

表 5.4.2-4 に示すように堤防間盛土(デルタ部)の残留沈下量は10cm以下となり、許容残留沈下量の目標 値を満足する結果となった。

			布刀十二	山中市で		残留沈	下量		道路構造物右端と	赤皮体	
			断面	^{- 地盤} 条件	道路構造物 左端 (cm)	道路構造物 中央 (cm)	道路構造物 右端 (cm)	デルタ部 (cm)	デルタ部の残留 沈下差(cm)	計谷旭 (cm)	判定
	完成	そしていた。 No.4 年初なし		対策工	0.1	0.1	0.2	1.8	1.6	10	OK
	晓 No.4		矢板あり	対策工	0.1	0.1	0.3	2.0	1.7	10	OK
完 No 延 成 伸 時	N- 4	矢板なし	対策工	0.1	0.1	0.1	0.4	0.3	10	OK	
	INO.4	矢板あり	対策工	0.1	0.1	0.1	0.6	0.5	10	OK	
- 部 区	高	No	.15 (立坑)	無対策	0.1	0.1	0.1	1.7	1.6	10	OK
間	規格		No.16	対策工	0.1	0.1	0.1	0.2	0.1	10	OK
	堤防		粘性土	対策工	0.2	0.3	0.4	1.1	0.7	10	OK
	考 No 慮		砂質土	対策工	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	10	OK
			No.30	対策工	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	10	OK

表 5.4.2-4 道路ボックス堤外端部とデルタ部の残留沈下差

5.4.2.4 侵食に対する検討

(1) 侵食作用に対する安全性照査

1) 照查手法

侵食に対する安全性照査では、高規格堤防が越水による耐侵食性を想定していることから、堤防天端高相 当の水位となる流量に対する河道流速(代表流速)を用いて、護岸の直接侵食に対する照査を実施する。

図 5.4.2-4 に, 流量と水位の関係を示す。堤防天端高相当とし, 流量 Q=20,000m³/s の時の流速を用い照 査を実施する。



図 5.4.2-4 流量と水位の関係

完成時の検討と同様に,8.6k~8.8k付近の高水敷幅は狭いことから,堤防護岸として評価する。9.0k~9.4k 付近は,高水護岸の直接侵食に対する安全性を照査する。照査の手法は,完成時の直接侵食に対する安全性 の照査手法と同様とする。なお,代表流速は,完成時の検討で平面2次元流況解析に比べて大きな流速が得 られている護岸の力学設計法を用いて算出した。

堤防護岸部及び高水護岸部の標準断面を図 5.4.2-5 及び図 5.4.2-6 に示す。また,不等流計算結果と河道 諸元を表 5.4.2-5 に,不等流計算結果より算出した低水部の代表流速を表 5.4.2-6,高水護岸部の代表流速 を表 5.4.2-7 に示す。



図 5.4.2-5 堤防護岸部の標準断面図(河川距離標:8.4k+197m 道路測点:No.6)



図 5.4.2-6 高水護岸部の標準断面図(河川距離標: 9.0k+4 道路測点 No.24)

	个等流計算結果				问道諸元等									
測点	計算水位	エネルギー	エネルギー勾配	堤防天端高	高水敷幅	堤防法尻	平均河床高	低水路部	高水敷部	低水路	高水敷			
	(O.P.m)	勾配	(区間平均)	$(O \mathbf{D} \mathbf{m})$	h(m)	同己	$(O \mathbf{D} \mathbf{m})$	水保	水保	租度悕毅	租及除奴			
	Q=20,00	0m3/s(堤防	天端高相当)	(0.r.iii)	U(III)	(O.P.m)	(0.P.iii)	H _{mc} (m)	$H_d = H_{fp}(m)$	n _{fp}	n _{mc}			
8.6k	9.64	0.00028	0.00027	9.05	0.00	3.80	-4.35	13.40	5.25	0.015	0.020			
8.8k	10.47	0.00022	0.00017	9.16	0.00	3.85	-3.23	12.39	5.31	0.015	0.020			
9.0k	10.60	0.00018	0.00017	9.26	17.20	3.90	-2.86	12.12	5.37	0.015	0.020			
9.2k	10.64	0.00014	0.00017	9.37	74.30	3.95	-2.23	11.60	5.42	0.015	0.020			
9.4k	10.76	0.00013	0.00017	9.48	185.50	4.00	-2.83	12.31	5.48	0.015	0.020			

表 5.4.2-5 不等流計算結果と河道諸元

参考) エネルギー勾配の設定方法

エネルギー勾配は、河床変動解析の傾向を参考に下図のとおり区間の平均とした。



図 5.4.2-7 エネルギー勾配の設定

表 5.4.2-6 堤防天端高相当水位の代表流速算出結果(堤防護岸部)

			代表	流速の算定			
測点 8.6k 8.8k	平均流速 Vm(m/s)	^Z 均流速 洗掘深 設計 Vm(m/s) ΔZ(m) H _d		川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 V ₀ (m/s)
8.6k	6.19	3.35	13.40	260	700	1.31	8.11
8.8k	4.64	5.44	12.39	260	700	1.41	6.52

表 5.4.2-7 堤防天端高相当水位の代表流速算出結果(高水護岸部)

						代表流速0	D算定					
			湾曲による補正			低水路流れの干渉による補正						
測点	平均流速 Vm(m/s)	川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	高水敷部 摩擦損失 係数Fw	低水路部 摩擦損失 係数Fm	低水路 流速 u _{w0} (m/s)	高水敷 流速 u _{m0} (m/s)	境界部の 流速 u _b (m/s)	水平渦動 粘性係数 ε(m ² /s)	補正係数 α	護岸近傍 の代表流 速V ₀ (m/s)
9.0k	1.99	670	700	1.48	0.0025	0.0015	4.57	1.99	3.70	43.41	1.33	3.92
9.2k	2.01	670	700	1.48	0.0025	0.0016	4.44	2.01	3.59	37.54	1.21	3.58
9.4k	2.02	-	-	1.00	0.0025	0.0015	4.62	2.02	3.74	44.49	1.10	2.23

2) 照查結果

・堤防護岸部

高水敷幅が狭く堤防護岸として評価される 8.6k~8.8k 付近(道路測点 No.4~22) については,前述の算出 結果より区間内で最も早い流速である 8.11m/s を代表流速として照査を行う。

図 5.4.2-8 に示す水深と限界流速の関係より,仮定した大型連節ブロックの移動限界流速は代表流速より 大きくなっており,安全性を確保できる。



※代表流速は堤防護岸部の最大流速

図 5.4.2-8 水深と限界流速の関係(堤防護岸における大型連節ブロック)

· 高水護岸部

高水敷幅が広い 9.0k~9.4k 付近(道路測点 No.23~46)は、前述の算出結果より区間内で最も早い流速である 3.92m/s を代表流速として照査を行う。

図 5.4.2-9 に示す水深と限界流速の関係より、仮定した覆土ブロックの移動限界流速は代表流速より大き くなっており、安全性を確保できる。なお、ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



図 5.4.2-9 水深と限界流速の関係(高水護岸における覆土ブロック)

・根固めブロック

堤防護岸部(河川距離標:8.4k~8.8k 付近,道路測点 No.4~22)において,基礎工(ここでは矢板)前面の河床の洗掘を防止し,基礎工の安定を図るため設置されている根固めブロック(捨石被覆)の移動限界流速についても,護岸の力学設計法に示す照査手法の「滑動,転動-層積み」モデルを用いて算出された図5.4.2-10に示す限界流速と重量の関係より照査を行った。

照査外力である根固めブロック(捨石被覆)前面での流速8.11m/sは,図中に示すように,長方形型,三点 支持型の場合,2t以上の重量を使用すれば安全性が確保される。



図 5.4.2-10 限界流速と根固めブロック重量の関係

◆総括

上述のように、堤防天端高相当の水位における堤防の直接侵食の安全性は満足すると考えられる。

5.4.2.5 耐越水性に対する検討

高規格堤防表面のせん断力は「高規格堤防(スーパー堤防)整備事業の手引き 平成10年 リバーフロント整備センター P108」により、以下のように示されている。

- 4.7 高規格堤防の構造設計
- 4.7.1 越流水による洗掘破壊に対する 安定性

越流水によって堤防に作用するせん 断力が堤防表面のせん断抵抗力以下と なるように、堤防形状を設計する。

(解説)

堤防に作用するせん断力 τ は次式で表わ される。

 $\tau = Wo \cdot hs \cdot Ie$

- ここに、τ;越流水によるせん断力(tf/m²)
 Wo;水の単位体積重量(tf/m³)
- hs ; 高規格堤防の表面における越 流水の水深 (m)
 - Ie ; 越流水のエネルギー勾配

この τ については次式が成立するように 堤防形状を設計しなければならない。

 $\tau \leq \tau_{a}$

ここに τ a; 堤防表面の許容せん断力(tf/m²) 上式の τ と τ a は高規格堤防上の土地利 用状況によって大きく変化するので、設計 においてはそれらの想定とそれに応じた τ と τ a の算定が最も重要である。高規格堤 防の設計においては、堤防の破壊にとって 設計項目ごとに予想される最も厳しい土地 利用状況を想定しなければならない。越流 水による洗掘破壊を考える場合、一般に、 越流水が道路部に集中する状況が最も厳し いので、この状況において上式が成立する ことが必要である。道路面に作用するせん 断力は、道路上の流れについて等流条件を 仮定して求めた下式より求める。 道路に作用するせん断力 $\tau = Wo \cdot n^{3/5} \cdot (q \cdot Rr)^{3/5} \cdot I^{7/19}$

ここで、q・Rrは単位幅あたりの道路流量(=道路流量/道路幅)である。qは単位
 幅越水量(m³/s/m)である。

 $q = C \cdot h_{k^{3/2}}$

- hk ; 計画堤防天端高を基準とする高規格堤防設計水位 (m)
- C ;流量係数 (m^{1/2}/s)
- I ;堤防の川裏側の勾配(=堤防 法線と直角に走る裏法道路の 勾配)
- Rr;堤防法線と直角に走る裏法道 路一本の幅に対する、その道 路が越流水に関して受け持つ 堤防法線長の比
- n ;道路表面のマニングの粗度係
 数

上式より求めた でが で *より小さいという条件から、堤防裏法勾配 I を定めることができる。nの値については、0.016を目安とする。種々の検討の結果(参考文献:土研資料「高規格堤防上の越流水の挙動」)、一般的には、C=1.6を用い、

 $\tau = 0.3446 \cdot q^{3/5} \cdot I^{7/10}$ として設計するものとする。また、 τ aの 値については、一般に、

τ_a=0.008 を用いるものとする(参照 [参考]高規格 堤防上の道路の耐侵食力)。 この式は、建ペい率80%の密集市街地に存在する道路に越流水が集中した場合に道路に作用するせん断力 と、道路(アスファルト等)のせん断耐力を評価する式となっている。

延伸部区間では,主として張芝として整備されることから,以下の条件で流速を算出し,張芝の侵食耐力の 評価を実施した。

堤防の川表側の勾配 I は,延伸部区間の最急勾配箇所である No.11 の 1:8.0 を用いる。No.11 の断面を図 5.4.2-11 に示す。

・堤防を越流する流量 q : q=c・h^(3/2)=0.093m³/s/m(淀川における越流水深(15cm)として2期と同様に算定)

・勾配 I, 粗度係数 n, 径深 R, 水深 h でのり面を流下する際の流量 q は,

 $q = h \cdot (1/n) \cdot R^{(2/3)} \cdot I^{(1/2)}$ ここで、水深hは越流幅に対して十分小さいとし、径深 R = h とすると $q = h \cdot (1/n) \cdot h^{(2/3)} \cdot I^{(1/2)}$ $h^{(5/3)} = q \cdot n / I^{(1/2)}$ $h = [q \cdot n / I^{(1/2)}]^{(3/5)}$ n = 0.04(芝)、I = 1 : 8.0(延伸部区間の最急勾配 No.11 8.6k+128m付近)より h = 0.055m

流速 $v = (1/n) \cdot R^{(2/3)} \cdot I^{(1/2)}$ 径深 $R \Rightarrow h \ge U \subset ,$ v = 1.70m/s となる。

手引き p.92 によれば、芝の耐侵食性について、川表を対象としているものの、「代表流速 2m/s を目安とし、 これ以下であれば堤防の表のり面及びのり尻表面の耐侵食性は一応確保されている」と記載されている。

このことより, 越流水の流速が 1.70m/s であることから, 張芝を設置することで, 耐侵食性は確保されると 考えられる。



図 5.4.2-11 耐越水性検討断面(No.11 8.6k+128m 付近)

5.5 地震時及び洪水時に被災した場合の復旧に関する検討

5.5.1 地震時及び洪水時に被災した場合の復旧の容易性を照査するための基本的考え方

2 期委員会では地震時に被災した場合の復旧の容易性に関する議論が行われており、この復旧の容易性を満 足するために評価する内容として以下の3項目(①~③)を設定した。また、洪水時における被災した場合の 復旧の容易性も重要な観点での検討であると考え、2項目(④、⑤)を設定し、下記に示す合計5項目につい て照査を行う。

項目① 地震時に損傷が発生しにくい構造の設計,損傷に対する容易な修復性を確保すること

項目② 地震時に損傷が発生した場合の確認が可能であること

項目③ 地震時に損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること

項目④ 洪水による損傷が生じた場合の確認が可能であること

項目⑤ 洪水による損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること

各項目の評価結果を5.5.2以降に示す。

5.5.2 地震時に損傷が発生しにくい構造の設計,損傷に対する容易な修復性を確保すること

4.3 で述べたように、レベル 2 地震という巨大地震が生じても各部材の安全性は確保されているのとともに、たとえ損傷が生じてもその損傷は限定的で、かつ、修復も速やかにできる状態になる構造となっている。

これらの検討結果を踏まえて、地震時に構造物が損傷しない設計であること、又は地震が生じた場合でも損 傷が修復性を有する範囲に収まる設計がなされているものと評価する。

5.5.3 地震時に損傷が発生した場合の確認が可能であること

4.7.2.4 で述べたように、延伸部区間でも2期の考え(解析結果の妥当性を検証するため等)を踏襲し、道 路ボックスやシールドトンネルの変位に対しては、各構造物の変位の計測、道路ボックスやシールドトンネル 継手の目開き・損傷に対しては、各構造物の構造継目の異常を目視点検、相対変位の計測、構造物地表面の横 断亀裂・陥没の目視点検、道路ボックスやシールドトンネルの損傷に対しては、加速度計による地震応答の計 測、各構造物部材の損傷の目視点検の実施を行う。また、堤防の沈下に対しては、目視点検はもとより、堤防 位置での地盤変位の計測、加速度計による地震応答等の計測による点検を実施する。

また,4.7.2.1 で述べたように,道路ボックス内側やシールドトンネルの内側からの点検手法は確立されて おり,地震後速やかに損傷状態の把握を行うことが可能となる。なお,4.7.2.3 等の中で述べてきたように, 延伸部区間においても2期と同様に,河川管理用通路を確保していることから,地震後に作業員が現場に急行 し点検を行うことができる状態となっている。

これらの検討結果を踏まえて、地震により道路ボックスやシールドトンネルに損傷が生じた場合でも、それ を適切に確認できる構造であるものと評価する。

5.5.4 地震時に損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること

4.7.2 の中で述べてきたように,延伸部においても2期と同様に,河川管理用通路を確保しており,地震後における損傷の検知や修復活動の復旧作業を行う際に必要となる動線の確保が行われている。また,たとえ地震により損傷が生じた場合でも,4.7.2.6 に示すように,道路ボックスやシールドトンネル内側から補修・補

強を速やかに行うことができる。また,4.3.2.2,4.3.2.3の中で述べたように,レベル2地震動クラスの巨大 地震が生じても部材における損傷は限定的で,かつ,損傷の発見が可能な状況にある。

これらの検討結果を踏まえて、地震により道路ボックスやシールドトンネルに損傷が生じた場合でも、適切 な補修が行えるものと評価する。

5.5.5 洪水による損傷が生じた場合の確認が可能であること

5.5.3 の中でも述べたように、4.7.2 の中で、道路ボックス内側やシールドトンネル内側からの点検手法が 確立していること、河川管理用通路の確保による洪水による損傷が生じた後の臨時点検を行うことができる状態となっていること、さらには、道路構造物のみならず堤体も含めた一体構造物として変状を把握する点検手 法や点検体制が構築されていることなどから、地震時と同様に洪水発生後において道路ボックスやシールドト ンネルに損傷が生じた場合でも、それを適切に確認できる構造であると評価する。

5.5.6 洪水による損傷が発生した場合の迅速な補修が可能な構造であること

5.5.4 で述べたように、4.7.2 に示すように河川管理用通路を確保していること、たとえ洪水により損傷が 生じた場合でも、道路ボックス内側やシールドトンネル内側から補修・補強を速やかに行うことなどから、地 震時と同様に洪水発生後において道路ボックスやシールドトンネルに損傷が生じた場合でも、適切な補修が行 えるものと評価する。 5.6 まとめ

第2章で述べたように、構造令第19条の規定によるものと同等以上の効力を有するか確認するための技術 的検討を行った。図 5.6-1 に示すように、構造令第19条の規定に対する検討項目を5項目設定し、各項目に 対しての様々な検討を実施した。検討の結果、上記規定によるものと同等の効力を有することができたものと 評価する。

構造	i令第 19 条	
_	検討項目①	構造物としての劣化現象が生じにくい構造とするための検討
_	検討項目②	不同沈下に対する修復の容易性に関する検討
-	検討項目③	基礎地盤と一体としてなじむための検討
_	—— 検討項目④	嵩上げ、拡幅等が容易であることに関する検討
	検討項目5	地震時及び洪水時に被災した場合の復旧に関する検討

図 5.6-1 構造令第 19 条に関する検討項目

6.1 検討方針

施工方法に関する検討について、各被害シナリオに対する確保機能と検討方針を以下に示す。

内閣府で想定されている南海トラフ地震は,地震規模 M8~M9 クラスの地震発生確率が 30 年以内に 70% ~80%程度とされている。延伸部区間では 2 期と同様に,巨大地震等により止水機能が損なわれた場合を想定し,現場内での土砂確保を念頭に,復旧用土砂も兼ねた土堤による仮締切堤を併設することとし,緊急復旧計画を検討する。仮締切堤の構造,安全性については,長期にわたり設置されることから,本設と同等の 治水機能(耐浸透機能,耐侵食機能,耐震機能)を設定することとする。

(1) 豪雨・洪水などによる仮設構造物に対する機能

豪雨・洪水などに対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能、配慮すべき事項は以下のとおりで ある。

・洪水時の浸透水による仮締切堤の機能低下や土留めの崩壊を防ぐ必要がある。

・仮締切堤に対する侵食被害を防ぐ必要がある。

(2) 地震による仮設構造物に対する機能

地震に対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能、配慮すべき事項は以下のとおりである。

- ・地震時の仮締切堤の沈下や変形による堤防機能の低下を防止する必要がある。
- ・地震の影響による土留め変形が仮締切堤の機能低下に繋がらないようにする必要がある。

(3) 地盤変形による仮設構造物に対する機能

地盤変形に対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能、配慮すべき事項は以下のとおりである。

- ・地盤の掘削や盛土により、土留め矢板の変形を抑制する必要がある。
- ・土留めの地盤変形や地下水の汲み上げによる周辺地盤への影響についても配慮する必要がある。

6.2 施工概要

施工概要については,3.3 施工時(仮締切)の基本設計条件に示す。延伸部区間は堤防が土堤形式である ため、仮締切工法として土堤仮締切を採用する。土堤仮締切の状況を図 6.2-1 に示す。

なお、川裏側の切土勾配や安全対策等の詳細な条件は、別途詳細設計で検討を行う.



図 6.2-1 延伸部区間における土堤仮締切状況

6.3 侵食作用に対する安全性検証(施工時)

6.3.1 侵食作用に対する安全性照査(施工時)

仮締切堤設置時の整備計画流量時における直接侵食に対する安全性,側方侵食に対する安全性,低水護岸 (含む根固め工)の洗掘に対する安全性を検討する。

(1) 照查方法

施工時の侵食に対する検討は、完成時の侵食作用による安全性の検討に準じて行う。

(2) 代表流速

代表流速は、完成時の検討で平面2次元流況解析に比べて大きな流速が得られている護岸の力学設計法 を用いて算出した。

護岸の力学設計法を用いた代表流速は、式(6.3.1-1)により算定する。

ここに、 V_0 :代表流速 (m/s)、 α :補正係数、 V_m :平均流速 (m/s)

平均流速の算出式は護岸の力学設計法に示す式(6.3.1-2)を用いるものとする。

 $V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$... 式 (6.3.1-2)

ここに、 V_m : 平均流速 (m/s)、n: マニングの粗度係数、 H_d : 設計水深 (m)、 I_e : エネルギー勾配とする。

高水護岸部は、対象区間での高水敷幅が狭いため、湾曲による式(6.3.1-3)及び低水路流れの干渉に よる式(6.3.1-4)による補正を行い高水護岸部の代表流速を算出する。

湾曲による補正係数 $\alpha = 1 + \frac{B}{2r}$ … 式 (6.3.1-3) ここに、B:川幅 (m)、r:曲率半径 (m) 低水路流れの干渉による補正係数 $\alpha = 1 + \frac{(u_b - u_{wo})}{u_{wo}} exp\left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{wo}}{H_{fp} \cdot \varepsilon}} \cdot y\right]$ … 式 (6.3.1-4) ここに、 $u_b:$ 境界部の流速 (m/s) $u_{w0}:$ 高水敷部と低水路部それぞれの緩衝効果の影響範囲外での流速 (m/s) (それぞれの水深、粗度、エネルギー勾配を用いて、マニング式で求めることができる) $F_w:$ 高水敷部での摩擦損失係数、 $H_{fp}:$ 高水敷部水深 (m) ϵ :横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数 (m²/s) $y: b_{fp}$ (高水敷幅) (m)

堤防護岸部での代表流速も高水護岸部と同様に代表流速は式(6.3.1-1)を用いることとし、河道湾曲部の外岸側下流部として式(6.3.1-5)により補正を行うことで代表流速を算出する。

河道湾曲部の外岸側下流部としての補正係数
$$\alpha = 1 + \frac{\Delta z}{2H_d} + \frac{B}{2r}$$
 ··· 式 (6.3.1-5)

ここに、 Δz :洗掘深(m)、 H_d :設計水深(m)、B:川幅(m)、r:曲率半径(m)

不等流計算結果と河道諸元を表 6.3.1-1 に,不等流計算結果より算出した堤防護岸部の代表流速を表 6.3.1-2,高水護岸部の代表流速を表 6.3.1-3 に示す。また,各測点の河道諸元の値を図 6.3.1-2 に示す。

		不等流計算約	結果		河道諸元等							
測点	計算水位 (O.P.m)	エネルギー 勾配	エネルギー 勾配 (区間平均)	HWL (O.P.m)	高水敷幅 b _{fp} (m)	堤防法尻 高さ (OPm)	平均河床高 (O.P.m)	低水路部 水深 H (m)	高水敷部 水深 H=H(m)	低水路 粗度係数	高水敷 粗度係数	
	Q=1080	0m3/s(整備	計画流量)		*	(0.P.m)	· · ·	II _{mc} (III)	$\Pi_d - \Pi_{fp}(\Pi)$	n _{fp}	IImc	
8.6k	5.55	0.00021	0.00019	6.85	0.00	3.80	-4.14	10.99	3.05	0.015	0.020	
8.8k	5.77	0.00020	0.00016	6.96	0.00	3.85	-3.03	9.99	3.11	0.015	0.020	
9.0k	5.87	0.00017	0.00016	7.06	17.20	3.90	-2.80	9.86	3.17	0.015	0.020	
9.2k	5.98	0.00013	0.00016	7.17	74.30	3.95	-2.26	9.43	3.22	0.015	0.020	
9.4k	6.09	0.00014	0.00016	7.28	185.50	4.00	-2.81	10.09	3.28	0.015	0.020	

表 6.3.1-1 不等流計算結果と河道諸元

参考) エネルギー勾配の設定方法

エネルギー勾配は、河床変動解析の傾向を参考に下図のとおり区間の平均とした。



図 6.3.1-1 エネルギー勾配の設定

		代表流速の算定											
測点	平均流速 Vm(m/s)	洗掘深 ΔZ(m)	設計水深 H _d (m)	川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 V ₀ (m/s)						
8.6k	4.54	3.77	10.99	260	700	1.357	6.17						
8.8k	3.91	5.45	9.99	260	700	1.46	5.70						

表 6.3.1-2 施工時の代表流速算出結果(堤防護岸部)

表 6.3.1-3 施工時の代表流速算出結果(高水護岸部)

						代表流速	の算定					
		湾曲による補正				低水路流れの干渉による補正						
測点	平均流速 Vm(m/s)	川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	高水敷部 摩擦損失 係数Fw	低水路部 摩擦損失 係数Fm	低水路 流速 u _{w0} (m/s)	高水敷 流速 u _{m0} (m/s)	境界部の 流速 u _b (m/s)	水平渦動 粘性係数 ε(m ² /s)	補正係数 α	護岸近傍 の代表流 速V ₀ (m/s)
9.0k	1.37	670	700	1.48	0.0030	0.0012	3.90	1.37	3.22	37.77	1.4(2.84
9.2k	1.39	670	700	1.48	0.0030	0.0013	3.79	1.39	3.11	32.76	1.21	2.49
9.4k	1.40	-	-	1.00	0.0030	0.0012	3.96	1.40	3.26	39.18	1.08	1.52

				8. 4k			
\sim	高水敷なし		N 81 - 6 34				
	計画高水敷高∨0. P. +3. 750m	Hfp=4.9m Hmc=10.7m H29.3	15 NL=1.39			-111	
平均河床高▽0. P3. 94		Hb=5.8m					
				8. 6k			
\sim	高水敷なし 計画高水敷高5/0 P +3 799m - ++	H.W.L= 6	851				
 平均河床高▽0.P4.14	Hb=6.7m	Inc=11. On 169 2.15	nei.32				
				0.01			
~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	高水敷なし	H W I - 6 AET		<u>       8. 8K  </u>			
————————————————————————————————————	計画高水敷高▽0. P. +3. 848m   H Гр=4. 7m   Hb=5. 2m   Hb=5.	10. Om H29. 3. 15	R=1.3	/			
				9. 0k			
	DTP=17.2m 計画高水版高∨0.P.+3.897m   Hfp=5.0m	Hmc=9, 9m	H N L= 7.054	N=1.31	~~~~~		
平均河床高▽0. P2. 80	1 Hb=4. 9th						
				9. 2k			
	bfp=74.3m 計画高水敷高√0.P.+3.946m	(Hfp=4.1m (	н	N.L= 7.170			
平均河床高▽0. P2. 26		Hb=5. 3n Hinc=9. 4m	829.2.15	NL=1.35			
				0 44			
$\sim$	bfp=18	i. 5m	_	<u> </u>	H.W.L= 7.277		
			計画高水敷高▽0. P. +4.000m(	Hfp=3, 6m Hb=6, 5m Hmc=10, 1m H29.	5.15 W.=1.46		
<u> </u>							



### (3) 照査結果

- 1) 直接侵食に対する安全性
  - 堤防護岸部

高水敷幅が狭く堤防護岸として評価される 8.6k~8.8k 付近(道路測点 No.4~22) については,前述の算出結果より区間内で最も早い流速である 6.17m/s を代表流速として照査を行う。

図 6.3.1-3 に示す水深と限界流速の関係より,仮定した大型連節ブロックの移動限界流速は代表流 速より大きくなっており,安全性を確保できる。



図 6.3.1-3 水深と限界流速の関係(堤防護岸における大型連節ブロック)

高水護岸部

高水敷幅が広く,高水護岸部として評価される9.0k~9.4k付近(道路測点No.23~46)は,前述の算 出結果より区間内で最も早い流速である2.84m/sを代表流速として照査を行う。

図 6.3.1-4 に示す水深と限界流速の関係より、仮定した覆土ブロックの移動限界流速は代表流速より大きくなっており、安全性を確保できる。なお、ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



図 6.3.1-4 水深と限界流速の関係(高水護岸における覆土ブロック)

・根固めブロック

堤防護岸部(河川距離標: 8.6k~8.8k 付近,道路測点 No.4~22)において,基礎工(ここでは矢板) 前面の河床の洗掘を防止し,基礎工の安定を図るため設置されている根固めブロック(捨石被覆)の 移動限界流速についても,護岸の力学設計法に示す照査手法の「滑動,転動-層積み」モデルを用い て算出された図 6.3.1-5に示す限界流速と重量の関係より照査を行った。

照査の結果,現況に設置されている4t型の場合,長方形型,三点支持型もしくは平面型で安全性が 確保される。



図 6.3.1-5 限界流速と根固めブロック重量の関係

2) 側方侵食に対する安全性

・照査基準

側方侵食に対する安全性については、手引きに準拠して、図 6.3.1-6 に示すように、1回の洪水で 侵食される高水敷幅を用いて照査を行う。したがって、図 6.3.1-7 に示すフローを踏まえ、高水敷 幅、高水敷水深に応じた照査を行うこととする。



図 6.3.1-6 護岸がない場合の堤防崩壊メカニズム

(出典:手引き, p. 89 に加筆)



図 6.3.1-7 高水敷幅の照査

高水敷幅が十分にあると評価される場合(図 4.1.3-2 に示す(a))は、高水敷幅 *b*/低水路河岸高 *H_d*が判定基準となる *b*/*H_d*>2~3 を満足しているかの照査を行う。

## 表 6.3.1-4 表のり尻部の洗掘に対する安全性の照査基準

河道のセグメント分類	照査基準(一洪水で侵食される高水敷幅の目安)
1	40m 程度
2-1	高水敷幅b>低水路河岸高Haの5倍
2-2及び3	高水敷幅b>低水路河岸高Haの2~3倍

(出典:手引き, p. 92 に加筆)

高水敷幅が十分になく堤防護岸として評価される区間(図 6.3.1-7 に示す(b))については、低水 護岸を矢板や根固めブロック等で保護する必要がある。また、保護を行った護岸に対し、「18-①矢板 護岸、根固めブロックが直接侵食に対する安全性」を有していること、後述する「18-③堤防の洗掘 に対する安全性」を有していることを確認することで、「18-②側方侵食に対する安全性」を満足する ことができる。

## ·照查結果

照査の結果を表 6.3.1-5 に示す。

高水敷幅が十分にあると評価される 9.0k~9.2k 付近(道路測点 No.23~46)は、側方侵食に対する 安全性を有している。

8.6k~8.8k 付近(道路測点 No.4~22)は、高水敷幅の照査の結果、堤防護岸として評価されるため、 低水護岸部を保護する必要がある。低水護岸部の安全性として、直接侵食と洗掘に対する安全性を別 途照査する。

距離標	道路測点	セグメント	高水敷幅 b (m)	高水敷水深 H _{fp} (m)	低水河岸高 H _d (m)	b/H _{fp}	照查方法	b/H _d	側方侵食の判定 (b/H _d >2~3)	
8.6K	No.4~13	3	0	4.3	6.7	0.0	(b)	-	18-①, 18-③におけ	
8.8K	No.14~22	3	0	4.7	5.2	0.0	(b)	-	る照査に移行する	
9.0K	No.23~36	3	17.2	5.0	4.9	3.4	(a)	3.5	OK	
9.2K	No.37~46	3	74.3	4.1	5.3	18.1	(a)	14.0	OK	
9.4K	参考	3	185.5	3.4	6.5	54.6	(a)	28.5	OK	

表 6.3.1-5 側方侵食に対する安全性照査結果

3) 低水護岸(含む根固め工)の洗掘に対する安全性

低水護岸の洗掘に対する安全性の照査は、対策工の一例として、根固めブロックを対象とする。

・根固めブロック

根固めブロックの照査は、根固め工の敷設高と最深河床評価高により実施する。最深河床評価高は、 下図に示す河床変動解析の予測値より、時刻歴変化で最も低い値である O.P.-7.71m とした。完成時と 同じ条件であることから、完成時と同等の対応を実施することで安全性が確保できる。

参考として, 図 6.3.1-9 に完成時の照査結果を示す。



図 6.3.1-8 河床変動解析に基づく最深河床高縦断図



### 6.3.2 洪水時の河道内水位に対する検討

施工時に設置される仮締切堤は現況河道断面を阻害することとなり、その影響により洪水時の河道内水位 が現況よりも上昇することが考えられる。そこで、仮締切堤等を考慮した施工時河道断面を用いて、整備計 画流量(10,800m³/sec)での不等流計算を実施し、現況河道に対する施工時河道の水位上昇量を把握する。

# (1) 設定断面

現況河道は,平成 28 年度淀川本川定期横断測量断面を用いる。延伸部区間の下流域に当たる 2 期も取り 込んだ計算を行う.仮締切堤とキャンセル掘削の概要を図 6.3.2-1,図 6.3.2-2 に示し,各計算断面を図 6.3.2-3 に示す。



仮締切堤平面図



仮締切堤横断図

図 6.3.2-1 2期~延伸部の仮締切堤横断図



図 6.3.2-2 2期の仮締切堤とキャンセル掘削の概要



図 6.3.2-3(1) 不等流計算横断(3.8k~9.2k)





図 6.3.2-3(3) 不等流計算横断(3.8k~9.2k)




# —現況断面H28(整備計画死水域設定断面) — 仮設 — キャンセル掘削



6-17





図 6.3.2-3 (7) 不等流計算橫断(3.8k~9.2k)







# (2) 不等流計算条件

1) 検討方針

不等流計算に用いる諸定数は、完成時の侵食作用による安全性の検討で設定された値を用いる。 検討ケースとして、現況河道に対する水位上昇量を把握するため、仮締切堤が設置された場合、及びそ の水位上昇を現況河道における水位まで低減させるために行うキャンセル掘削を行った場合の検討を行う。

2) 計算条件

不等流計算条件を以下に示す。

- ・対象流量:10,800 m³/s(整備計画流量)
- ・出発水位: O.P.+2.29m(0.0k 地点)
- ・断面:H28 測量断面
- · 低水路粗度係数:

区間	低水路粗度係数
0.0km~9.8km	0.015
9.8km~22.8km	0.022
22.8km~35.0km	0.025

· 高水敷粗度係数:

高水敷(	(左岸)	高水敷(	(右岸)
$0.0k\sim7.0k$	0.020	0.0k~7.6k	0.020
7.2k~8.4k	0.055	7.8k~9.4k	0.055
8.6k~9.8k	0.020	9.6k~9.8k	0.020

※鋼矢板二重式仮締切区間の高水敷粗度係数は,整備計画検討時と同様に上記の粗度係数と同じ 値を用いる。

- ・不等流計算断面は整備計画検討時と同様に、河川距離標(約200mピッチ)と橋梁位置とする。
- ・橋梁位置は仮締切堤の設置により死水域が発生する(急拡 5°,急縮 26°)箇所において,図 6.3.2-4 のように橋脚による堰上げ髙の算出における水面幅も死水域分を減少させる。



・橋脚による堰上げ高

橋脚による堰上げ高は図 6.3.2-5 に示すドビュッソン公式により算定する。仮締切堤により水面幅 が狭くなる箇所は,水面幅の減少を考慮するものとする。計算に使用している橋梁データを表 6.3.2-1 に示す。



図 6.3.2-5 ドビュッソンによる堰上げ公式と橋脚の形状に応じたC値 (出典:河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案), P.82(財団法人国土技術研究センター))

表 6.3.2-1 橋梁データ

		現況			仮締切堤設置		
測点	川幅 (m)	ピア幅を控除し た川幅(m)	ピア幅 (m)	川幅(m)	ピア幅を控除し た川幅(m)	ピア幅 (m)	名称
4. 2+70	725.39	691.39	34.0	723.17	689.17	34. 0	阪神高速3号神戸線
4. 2+100	724. 87	702. 87	22. 0	720. 41	698.41	22. 0	阪神電鉄本線
4.8-27	712.66	646.26	66.4	705.88	639.48	66. 4	国道2号
5. 6k	699.94	673. 54	26. 4	685.21	658.81	26. 4	阪神高速11号池田線
5. 6+25	698.09	665.09	33.0	686.29	653.29	33. 0	JR神戸線
6. 6+80	664. 05	641.25	22.8	651.71	628.91	22. 8	国道176号バイパス (十三バイパス)
6. 8+56	667.05	649.05	18.0	667.18	649.18	18. 0	NTT十三専用橋
7. 0k	680.59	631.79	48.8	680.65	631.85	48. 8	国道176号線
7.0+15	678.94	619.44	59.5	679.00	619.50	59. 5	阪急神戸線
7.0+35	677.14	623. 14	54.0	677.20	623.20	54. 0	阪急宝塚線
7.0+55	675.33	620. 13	55.2	675.39	620.19	55. 2	阪急京都線
8. 4k+10	639.58	601.78	37.8	637.78	582.08	55.7	新淀川大橋

## (3) 不等流計算結果

不等流計算結果を示した水位縦断図を図 6.3.2-6 に示す。仮締切堤を設置した場合,現況よりも最大 3cmの水位上昇が発生し,水位上昇の影響が35.0kまで及ぶ結果となった。2期で計画されているキャンセ ル掘削を考慮した結果,施工区間上流まで及ぶ水位上昇は解消された。2 期と同様に,キャンセル掘削に より現況水位を若干上回る水位が発生しているが,局所的なため影響はほとんどないと考えられる。



## 図 6.3.2-6 水位縦断図(2期~延伸部の仮締切堤設置)

## 6.3.3 浸透作用に対する安全性検討

## 6.3.3.1 堤体内浸潤面の上昇に伴うすべり破壊に対する安全性

(1) 照査基準

手引きを参考に,式(6.3.3-1)によりすべり破壊に対する安全性を照査する。

川表側及び川裏側のすべり破壊に対する安全率 ≧ 1.44 ···· 式 (6.3.3-1) 照査基準となる 1.44 は 4.2.2 で示す考え方に基づき設定を行う。

(2) 照查手法

4.2.2 で用いた照査手法と同じ手法を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2 での検討で用いた照査外力と同じ外力を採用する。

#### (4) 対象断面の設定

4.2.2 での検討で設定した No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.24 (砂質土), No.24 (粘性土), No.28 (砂質土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 断面を対象断面とする。

(5) 照査結果

表 6.3.3-1 に各断面の照査結果一覧表を示す。図 6.3.3-1 に No.30 断面の浸潤面の経時変化を示す。図中に は着目位置として,堤内側土留壁前面位置と堤防天端中心位置の変化を示す。土留壁前面位置と天端中心位置 のいずれにおいても,現況に対し施工時の方がピーク水位は低下する結果となる。

**図** 6.3.3-2 に安全率の経時変化図を, **図** 6.3.3-3 に円弧すべり形状を示す。最小安全率は水位低下時に現れている。照査の結果,川表,川裏でともに照査値である 1.44 を満足することがわかる。

			Į.	川清	長	
	検討断面	照査対象	【照査基準】	照査対象	【照査基準】	
		施工時 最小安全率	手引き	施工時 最小安全率	手引き	
No. 15	No. 15	1.707		1.452		
NO. 15	No.15(矢板)	1. 708		1.604		
No. 16	No. 16	1.569		1.451		
NO. 10	No.16(矢板)	1.569		1.536		
No. 23		1.667		1.506		
No. 26	No.26(砂質土)	1.559	1 4 4	2.204	1 11	
NO. 20	No.26(粘性土)	1.579	1.44	2.206	1.44	
No. 29	No.28(砂質土)	1.521		1.862		
NU. 20	No.28(粘性土)	1.528		1.858		
No. 30		1.511		2. 192		
No. 34		1.579		2.359		
No. 36		1. 454		2. 230		

表 6.3.3-1 すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧(施工時)



図 6.3.3-1 堤体内水位の経時変化の比較(No.30)



図 6.3.3-2 川表のすべり安全率の経時変化(No.30)



図 6.3.3-3 すべり安全率結果(No.30)(上:川表,下:川裏)

◆総括

上述のように、川表及び川裏の円弧すべりによる最小すべり安全率は1.44以上であることから、すべり破壊 に対する安全性は満足すると評価する。

# 6.3.3.2 地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化

(1) 照査基準

完成時において道路ボックス川表側及び天端中心位置における堤体内水位が,現況堤防の水位より上回るこ とがないことを確認する。

# (2) 照查手法

4.2.2 で用いた照査手法と同じ手法を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2 での検討で用いた照査外力と同じ外力を採用する。

# (4) 対象断面の設定

**4.2.2** での検討で設定した No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.24 (砂質土), No.24 (粘性土), No.28 (砂質土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 断面を対象断面とする。

# (5) 照査結果

各断面における検討結果を表 6.3.3-2 に示す。全ての照査断面で道路構造物前面(河川側)水位と堤防天端 中央は,照査基準を満足する結果となった.

検討対象のうち, No.16 施工時における現況と施工時の堤体内水位の経時変化比較を図 6.3.3-4 に示す。図 中に示すように,施工時の土留め壁前面の水位は,堤防の切土のり尻部により地表面に到達しているため,堤 体内の水位上昇が抑制されている.堤防天端中央の水位は,降雨浸透対策により堤体内の水位上昇が抑制され ている.

		土督	留め壁前面		堤防天端中央			
検討断面		施工時における 堤体内水位の最 高値(m)	【照査基準】 現況水位(m)	判定	施工時における 堤体内水位の最 高値(m)	【照査基準】 現況水位(m)	判定	
No. 15	No. 15	3.119	5.067	OK	4.962	5.558	OK	
NO. 15	No.15(矢板)	3.119	5.067	OK	4.926	5. 558	OK	
No. 16	No. 16	3.055	4. 234	OK	5.087	5.645	OK	
NO. TO	No.16(矢板)	3.055	4. 234	OK	5.083	5.645	OK	
No. 23		2.874	4.170	OK	5. 213	5.637	OK	
No. 24	No.24(砂質土)	2.365	4. 126	OK	4. 620	5.370	OK	
NO. 24	No.24(粘性土)	2.365	4. 116	OK	4. 437	5.362	OK	
No 20	No.28(砂質土)	2.582	4. 167	OK	4.967	5.057	OK	
NO. 20	No.28(粘性土)	2. 582	4.048	OK	4.569	4.953	OK	
No. 30		2.609	3.970	OK	4. 780	4.984	OK	
No. 34		2.673	4.356	OK	4.872	5. 388	OK	
No.36		2. 735	4. 594	OK	5. 294	5. 415	OK	

表 6.3.3-2 堤体内浸潤面の評価結果(施工時)



図 6.3.3-4 No.16施工時における洪水中の堤体内水位

◆総括

上述のように,施工時の堤体内水位は現況堤防より低下することから,地下水流動阻害による堤防への影響 はないと評価する。

#### 6.3.3.3 基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査

(1) 照査基準

手引きに示す局所動水勾配が許容値以内にあることを照査する。局所動水勾配については水平方向を式 (6.3.3-2),鉛直方向を式(6.3.3-3),を用いて照査を行うものとする。水平方向 *i*_hについては,既往研究成 果(赤井の式,久保田の式)により許容値 0.3,鉛直方向 *i*_vは手引きに示す許容値 0.5 を用いて照査を行う。

> 水平方向の局所動水勾配 *i_h*<0.3 ···· 式 (6.3.3-2) 鉛直方向の局所動水勾配 *i_v*<0.5 ··· 式 (6.3.3-3)

また、完成形の局所動水勾配は鉛直、水平方向でともに現況堤防より大きくならないことを確認する。

(2) 照査手法

4.2.2 で用いた照査手法と同じ手法を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2 での検討で用いた照査外力と同じ外力を採用する。

(4) 対象断面の設定

4.2.2 での検討で設定した No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.24 (砂質土), No.24 (粘性土), No.28 (砂質土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 断面を対象断面とする。

(5) 照査結果

各断面における検討結果を表 6.3.3-3 に示す。この結果,全ての断面において,照査基準を満足しない結果 となった。ここで,図 6.3.3-5 に示す浸透対策工の検討フローに則り,浸透対策工の検討を行った.浸透対策 工の検討により,全ての断面において,ドレーン工法を適用することにより照査基準を満足することを確認で きた.

照査断面のうち,断面 No.16 施工時における堤防の水平方向・鉛直方向の局所動水勾配のコンター図を図 6.3.3-6 に示し,ドレーン工法による対策を実施した場合の局所動水勾配のコンター図を図 6.3.3-7 に示す。 図中に示すように,ドレーン工法により浸潤面が堤体のり面と交わらないため評価は行わない結果となる。

◆総括

上述のように、ドレーン工法を適用することで局所動水勾配は許容値を満足することから、基礎地盤のパ イピング破壊に対する安全性は確保されていると評価する。

検討断面				局所動水勾配 水平	(最 <b>大</b> 値) ( ₆	局所動水勾配 鉛直	!(最大値) [ <i>i</i> ,	
		局 <u>所</u> 動水勾配 対策	評価 位置	施工時	【照査基準】 赤井の 式ほか	施工時	【照査基準】 赤井の 式ほか	判定
	No. 15	-*	堤防	0.990	0.3	0.614	0.5	NG
No. 1E	No. 15	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
NO. 15	No.15(矢板)	—*	堤防	1.008	0.3	0.674	0.5	NG
	No.15(矢板)	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
	No. 16	—*	堤防	0. 433	0.3	0. 262	0.5	NG
No. 16	No. 16	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
NO. 10	No.16(矢板)	—*	堤防	0. 433	0.3	0. 263	0.5	NG
	No.16(矢板)	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
No. 22	No. 23	—*	堤防	0.870	0.3	1. 202	0.5	NG
NO. 23	No. 23	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
	No.24(砂質土)	-*	堤防	0.915	0.3	0.840	0.5	NG
No. 24	No.24(砂質土)	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
NO. 24	No.24(粘性土)	-*	堤防	0.817	0.3	0. 700	0.5	NG
	No.24(粘性土)	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
	No.28(砂質土)	-*	堤防	0. 768	0.3	0. 489	0.5	NG
No. 28	No.28(砂質土)	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
	No.28(粘性土)	—*	堤防	0. 268	0.3	0. 198	0.5	OK
No. 20	No. 30	-*	堤防	0. 755	0.3	0. 692	0.5	NG
NO. 30	No. 30	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
No. 24	No. 34	-*	堤防	0.507	0.3	0. 487	0.5	NG
110. 34	No. 34	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK
No. 26	No. 36	-*	堤防	1. 125	0.3	0.899	0.5	NG
110.30	No. 36	ドレーン	堤防	評価なし	0.3	評価なし	0.5	OK

# 表 6.3.3-3 局所動水勾配の評価結果(施工時)

※:川裏の降雨浸透対策 . 局所動水勾配対策(ドレーン復旧)を実施した場合の照査結果



図 6.3.3-5 浸透対策工(局所動水勾配対策)の検討フロー



図 6.3.3-6 堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター (No.16 施工時)



図 6.3.3-7 堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター(No.16 施工時 ドレーンエ)

#### 6.3.4 耐震性に関する検討

#### (1) 照査基準

4.3.2 の中で述べた完成形における地震作用に対する安全性照査と同様に、地震により堤防に変形、沈下等が生じた場合においても、その変形量が耐震性能照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内になるかを照 査する。想定する地震動は海溝型となるレベル 2-1 地震動、内陸直下型となるレベル 2-2 地震動とし、それぞれの地震動に対して式(6.3.4-1)、式(6.3.4-2)による照査を行う。

プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動に対する残留堤防高

>昭和南海トラフ地震時の津波を想定した水位 ・・・ 式(6.3.4-1) 内陸直下型地震を想定したレベル 2-2 地震動に対する残留堤防高

>淀川の朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮した 14 日間 1/10 水位 ··· 式(6.3.4-2) (2) 照査手法

4.3.2で用いた照査手法と同じ手法を用いる。

(3) 照査外力

4.3.2での検討で用いた照査外力と同じ外力を採用する。

(4) 対象断面の設定

4.3.2に示すとおり, No.4, No.14, No.15, No.22, No.26(砂質土地盤), No.26(粘性土地盤), No.29, No.35, No.46とする。施工時のモデル化設定は, 数ある施工ステップの中で地震時応答が最も大きくなると考えられる施工ステップとなる掘削量が最大となる掘削時とした。

### (5) 照査結果

表 6.3.4-1 に示すように、いずれの断面においても残留堤防高が照査外水位を大きく上回っていることがわ かる。これらの結果より、施工時においても完成時と同様に、河川耐震指針の地震外力に対して、越流防止機 能を確保していると判断する。

	レベル2-1地震動										レベル2-2	2地震動			
解析断面	完成堤防高 (O.P.m)		堤防天端	沈下量 (m)	)	堤防残留高	残留高 照查外水位			堤防天端	沈下量 (m)	)	堤防残留高	照查外水位	भवा 📥
	, ,	川裏	中央	川表	平均值	(O.P.m)	(O.P.m)	(O.P.m) 判定	川裏	中央	川表	平均值	(O.P.m)	(O.P.m)	刊化
No.4	10.421	1.814	1.755	1.704	1.758	8.663	4.58	ОК	0.378	0.385	0.384	0.382	10.039	2.27	ОК
No.14	10.560	1.652	1.635	1.617	1.635	8.925	4.58	OK	0.374	0.387	0.391	0.384	10.176	2.29	ОК
No.15	10.570	1.107	1.144	1.164	1.138	9.432	4.58	OK	0.270	0.287	0.295	0.284	10.286	2.29	ОК
No.22	10.646	1.384	1.391	1.387	1.387	9.259	4.58	OK	0.318	0.338	0.346	0.334	10.312	2.29	ОК
No.26 (砂質土地盤)	10.683	1.590	1.603	1.630	1.608	9.075	4.58	OK	0.254	0.274	0.287	0.272	10.411	2.30	ОК
No.26 (粘性土地盤)	10.683	1.376	1.346	1.314	1.345	9.338	4.58	OK	0.233	0.247	0.253	0.244	10.439	2.30	ОК
No.29	11.104	1.632	1.759	1.847	1.746	9.358	4.58	OK	0.267	0.292	0.311	0.290	10.814	2.30	ОК
No.35	10.755	2.169	2.335	2.440	2.315	8.440	4.58	ОК	0.443	0.487	0.519	0.483	10.272	2.30	ОК
No.46	11.225	2.293	2.670	2.554	2.506	8.719	4.59	ОК	0.548	0.581	0.526	0.552	10.673	2.31	ОК

表 6.3.4-1 残留堤防高の照査結果

#### ◆総括

上述のように,河川耐震指針に規定する地震外力に対して,照査外水位を満足する残留堤防高を確保できる ことから,地震後の堤防変形に対する安全性を確保しているものと判断する。

## 6.4 施工時モニタリングに関する検討

一体構造物の施工時に確保すべき機能には、土留め支保工の安定性や周辺環境への影響抑制(地下水変動や 土留めの変形,圧密沈下),仮締切堤防として洪水防御があり,設計手法の確認や定量的評価,復旧シナリオ の設定により,これら機能を確保するための検討を実施している。また,完成時の機能として,圧密沈下の抑 制に伴う堤防高の確保についても設定されており,施工段階の荷重増減を考慮した圧密解析に基づく評価によ り,完成後に必要とされる堤防高の確保についても検証している。

施工時のモニタリングは,施工に係る検討の不確実性を補完し,施工時に要求される機能の維持監視を目的 に実施する。項目として,土留支保工の変形や応力,周辺地盤の圧密沈下の累積,洪水・降雨に対する地下水 位変動が挙げられる。

モニタリング結果は,適切に設定した管理値と比較することで,施工時の安全性や周辺環境への影響の評価 に活用する。管理値の指標として,土留めについては構造計算に用いた部材の許容値などが,また,圧密沈下 については,解析による沈下予測との整合性や必要天端高などが考えられる。地下水変動については,土留め 設計時の設定水位や,現況の堤体内水位などが考えられる。

施工時モニタリングの流れを図 6.4-1 に示す。



図 6.4-1 施工時モニタリングの流れ

### 6.4.1 土留め壁に対するモニタリング

土留め壁のモニタリングは、施工時の土留め壁や切梁の応力状態、周辺地盤の状況や地下水位をモニタリン グしながら施工することにより、施工時の安全性を確保し、周辺地盤や既設構造物への影響を極力抑えること を目的とする。図 6.4.1-1 には阪神高速大和川線での実施例を参考とした開削ボックス区間とシールド区間の 計測例を示す。延伸部区間についてもこれを参考にモニタリングを計画する。



【シールドトンネル区間】



図 6.4.1-1 土留め壁に対する計測の例 (参考:阪神高速大和川線・松原ジャンクションテクニカルガイド)

## 6.4.2 地盤変位に対するモニタリング

地盤変位に対するモニタリングは、施工時における地盤変位を対象に、調査・設計時に予測した現象が実際 に生じているか、対策工の効果が予測通りであるかを照合し、予期しない挙動が生じたときの原因の追究、そ の対処のために実施する。

仮堤防やデルタ部の盛土荷重による地盤変位,堤防掘削後の堤体変位を把握するため,表 6.4.2-1 及び図 6.4.2-1の例に示すような,地表面変位(堤防天端,堤内地盤),堤防掘削のり面の変位の観測が考えられる。

項目	使用機器	測定内容	目的	横断計測位置
地表面変位①	地表面変位杭 測量器具	仮堤防盛土の沈下量, 水平変位	仮堤防の必要高さの確 保,安定性確保	仮堤防天端
地表面変位②	地表面変位杭 測量器具	堤内側の沈下量, 水平 変位	周辺地盤の変状の有無, 周辺影響の把握	堤内側土留め壁から官民境 界
地表面変位③	地表面変位杭 測量器具	堤防掘削のり面の沈 下量,水平変位	堤防掘削のり面の安定性 確保	掘削のり面の法肩と法尻

表 6.4.2-1 地盤変位に対する計測内容

# 【開削ボックス区間】



【シールドトンネル区間】



# 図 6.4.2-1 施工時の地盤変位計測例

### 6.4.3 地下水変動に対するモニタリング

地下水変動に対するモニタリングは、施工時の土留め壁周辺の地下水位を対象に、調査・設計時に予測した 現象が実際に生じているか、対策工の効果が予測通りであるかを照合し、予期しない挙動が生じたときの原因 の追究、その対処のために実施する。

土留め壁等構造物設置に伴う流動阻害の有無,洪水・降雨による堤体内水位状況を把握するため,表 6.4.3-1及び図 6.4.3-1の例に示すような水位計測が考えられる。

項目	使用機器	測定内容	目的	横断計測位置
水位計①	自記水位計	堤内地の水位	土留め壁等構造物設置に伴う水位変化 の把握	土留め壁の堤内側
水位計②	自記水位計	堤体内の水位	土留め壁等構造物設置に伴う水位変化の把握,洪水時の解析結果との比較	堤防の裏のり肩付近
水位計③	自記水位計	ドレーン内の水位	施工時の浸透対策工として設置したド レーンの効果の把握	ドレーン内

表 6.4.3-1 地下水変動に対する計測内容







図 6.4.3-1 施工時の水位計測例

## 6.5 まとめ

施工時における浸透に対する安定性検討は,手引きを基本として,洪水・降雨に対する影響検討を行った。 飽和-不飽和浸透流解析を用いて,手引きで示されている外力条件を適用し,仮締切工構造形式に着目し検討 対象断面の抽出を行い,鉛直二次元断面モデルにより堤体内の浸潤挙動を予想した。洪水時の堤防への浸透水 を考慮したすべり破壊に対する安全率は照査基準値を満足していることを確認し,施工時のすべり破壊に対す る安全性は確保できていることを確認した。

延伸部区間の土堤仮締切の設置形状を考慮した不等流計算を実施し、現況河道に対する水位上昇量を把握した。2期で検討され、既に実施されているキャンセル掘削を考慮した検討により、H.W.L.を超えるような水位を示さないことを確認し、延伸部区間による土堤仮締切が河川堤防に影響を及ぼさないことを確認した。

直接侵食等に対しては、完成時の考え方をもとに設計流速を設定し、その流速に対する法覆工の安定性を検 証した。検証の結果、設計流速に対して安定性を確保できることを確認した。

土堤仮締切の地震に対する安全性の照査は、完成時の検討をもとに、延伸部区間の地震時応答を推定し、レベル2地震時においても残留堤防高が照査外水位より高くなり、地震後に越水する可能性がないことを確認し、施工時におけるレベル2地震動に対する治水安全性は確保することができる。

一方,一体構造物の施工時の確保機能を検証しているものの,実際の施工時においては,地盤条件や地下水 状況,施工精度等によってばらつきが生じるものである。このような施工時に係る検討の不確実性を補完し, 施工時の確保機能の維持を目的に,施工時のモニタリングを計画する必要がある。

モニタリング項目としては,道路構造物設置時の土留め支保工の安全性に関する計測,構造物建設時や盛土 荷重の作用に伴う地盤変位に対する計測,地下水位変動・洪水・降雨に対する地下水位に関するモニタリング の事例を示した。今後,モニタリング計画を策定していく必要がある.

# 7章 維持管理手法に関する検討

# 7.1 検討方針

# 7.1.1 維持管理に関する確保機能と検討方針

延伸部区間におけるモニタリングは、2期と同様に、完成後の安全性確保のため実施してきた解析等による 定量的評価の妥当性を検証するためのモニタリングと、変状が生じた場合に、補修等を行う等の施設の維持管 理を目的としたモニタリングの2種類に分けて整理を行う。

定量的評価の妥当性検証モニタリングは、定量的評価で実施した「洪水時の地下水位の状況」,「圧密沈下 の進行の状況」,「地震時の一体構造物の挙動」について,解析による推定値と,実際に事象が生じた場合の 現象を比較し,解析により実施した定量的評価の妥当性の検証を行うためのモニタリング手法について検討す る。

施設の維持管理を目的としたモニタリングは、以下の手順で検討する。

- 維持管理に必要となるモニタリング項目は、技術委員会で設定した被害シナリオから、一体構造物に発 生する可能性のある変状、確保すべき機能を整理し、その機能を確保するためのモニタリング項目とし て抽出する。
- 抽出したモニタリング項目について、既存のマニュアル等を基に、点検及び点検結果の評価の実施時期、モニタリング事項について整理し、一体構造物として必要となるモニタリングについて、手法 (案)を示す。

また, 点検結果の評価について, 既存のマニュアル等を基本に, 一体構造物として特別に必要となるモニタ リング結果について, 評価方法(案)を検討する。

一体構造物は、河川堤防と道路構造物の兼用工作物となり、双方の機能を維持していく必要があり、維持管 理を進めるうえでは、管理者間の情報伝達や体制の整備が重要であるため、維持管理段階における留意すべき 内容について述べる。



(定量的評価の妥当性検証の結果を踏まえて、管理モニタリングにおける 管理値設定を見直すものとする、)

図 7.1.1-1 モニタリングの目的

#### 7.1.2 モニタリングの目的

モニタリングは、図 7.1.1-1 に示すとおり,技術委員会で実施した解析による定量的評価の妥当性検証を目的として行うものと,施設の維持管理を目的として行うものとして整理した。

#### 7.1.3 モニタリング項目の抽出

第2章で示した想定した被害シナリオにおける外力と被害リスクの要因,着目した事項を整理し,モニタリング項目として整理する。

技術委員会で考慮した被害シナリオにおける外力は、①地下水変動 ② 洪水・豪雨 ③ 盛土荷重 ④ 地震 ⑤経年変化であるが、①地下水変動と② 洪水・豪雨は、それぞれ作用する外力が浸透水で類似していること から、同一グループとしてとりまとめる。次に、各被害シナリオに対する定量的評価の概要を記す。

洪水・降雨,地下水変動による被害シナリオに関して一体構造物に関連して発生する現象として,堤体の侵 食,堤体のすべり破壊,水みちの発生・パイピング現象,道路構造物の浮き上がり,堤内地盤地下水位の変動 を技術委員会での確保機能として考慮している。

堤体の侵食は、川表の張芝や護岸ブロックの表面侵食耐力により侵食による被害を防ぐことができるとした。 堤体のすべり破壊、水みちの発生・パイピング現象、道路構造物の浮き上がり現象の主要因を堤体内水位の上 昇として捉え、対策工として堤体内水位上昇抑制対策(降雨浸透対策,河川水浸透対策,浸透水排水対策)を 実施することにより現況堤防に対する洪水時の堤体内水位以下となり、確保機能を満足すると評価した。堤内 地盤地下水位の変動は、定量的評価の結果、道路構造物(ボックス、シールドトンネル、U型擁壁)設置後も 大きな変動は発生しないと評価している。

盛土荷重による被害シナリオに関して一体構造物に関連する現象として,道路構造物の変位,道路構造物継 手の目開き・損傷,堤防の沈下,堤内側民地などの周辺地盤への影響,道路構造物と地盤の隙間発生による水 みちの誘発が想定されている。これらの要因は,基礎地盤の粘性土が受ける増加荷重に伴う圧密沈下として捉 え,対策工として固結工法を実施することにより確保機能を満足すると評価されている。

地震による被害シナリオに関して一体構造物に関連する現象として,道路構造物の変位・損傷,道路構造物 継手の目開き・損傷,堤防の沈下,繰り返し荷重に伴う剥離による水みちの誘発が想定されている。これらの 現象の要因は,地震による慣性力による液状化現象が考えられる.そこで,対策工として固結工法を実施する ことにより確保機能を満足すると評価されている。

上記の被害要因から想定される被害に対して確保機能で着目した事項と、その機能を確保するためのモニタ リング項目として抽出したものを図 7.1.3-1 に示す。それらの項目を表に整理したものを表 7.1.3-1、表 7.1.3-2、図 7.1.3-2、図 7.1.3-3 に示す。



図 7.1.3-1 モニタリング項目の整理

番号	モニタリング項目	方法
5	堤体内水位・堤内水位	計測
14	地盤変位	計測
15	地震応答加速度等	計測

表 7.1.3-1 定量的評価の妥当性検証目的のモニタリング項目

番号	モニタリング項目	方法
1	張芝・護岸の状態	目視
2	降雨浸透対策工の状態	目視
3	漏水・噴砂跡の有無	目視
4	道路構造物周辺の亀裂・陥没	目視
5	堤体内水位	計測
6	道路構造物周辺の空洞化	計測
7	道路構造物の変位	計測
8	堤防の亀裂	目視
9	道路構造物の抜け上がり	目視
10	函内の漏水・土砂流出の有無	目視
11)	道路構造物の構造継目の異常	目視
12	道路構造物の構造継目の相対変位	計測
13	道路構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没	目視
14	地盤変位	計測
15	地震応答加速度等	計測
16	道路構造物部材の損傷	目視
17	堤防の沈下	目視

表 7.1.3-2 管理目的のモニタリング項目



(b)道路施設の状態把握

赤字:一体構造物特有の事項 青字:既往基準類で想定している事項

図 7.1.3-2 管理目的のモニタリング項目(開削ボックス区間)



(b) 道路施設の状態把握

赤字:一体構造物特有の事項 青字:既往基準類で想定している事項

図 7.1.3-3 管理目的のモニタリング項目(シールドトンネル区間)

## 7.2 定量的評価の妥当性検証モニタリング

定量的評価の妥当性検証を目的としたモニタリング項目の内容と実施方法を整理する。なお,維持管理上, 即時の対応が求められる項目に対してはリアルタイム計測についても河川管理者とともに検討を実施する。

### 7.2.1 堤体内水位及び堤内水位

## 【目的】

浸透流解析による定量的評価の結果,遮水シートや止水矢板による浸透対策工,砕石置換やドレーン,道路 横断排水工による浸透水排除工の効果で堤体内水位が低く抑えられ,その水位条件ですべり破壊,パイピング 破壊に対する安全性を確保できると判断した。また,堤防内の道路ボックスやU型擁壁の影響で堤内側の地下 水位が変動する可能性が懸念されたが,定量的評価結果では,堤内水位に大きな変動はないと推測した。その ため,洪水時の地下水位の状況把握を行うことから,堤体内水位及び堤内水位の計測を行う。

# 【検証方法】

堤体内水位・堤内水位のモニタリングを行い、解析結果と比較を行う。

### 【計測方法】

観測井戸内に設置した自記水位計による水位の連続計測

## 【モニタリング期間】

大規模な出水等により解析結果の妥当性が検証できるまで(連続計測) ※整備前の状況を把握するため,現況,工事中の水位を測定する。 ※計測期間についての詳細は河川管理者と申請後に協議して決定する。

#### 【計測箇所】

○開削ボックス区間:

計測箇所は,解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから No.15 付近,および,地震後における 水みち発生の検知に水位計データを用いることから地震応答加速度を計測する No.4 付近が考えられる。

計測機器の配置は、図 7.2.1-1 に示すとおり①川表側(河川水位の影響を受けやすく水位変動が顕著と推定)、②道路構造物と堤防法線の中間点付近(堤防を代表する位置)、③川表側道路構造物近傍(道路横断排水工による浸透対策の効果の把握)、④川裏側道路構造物近傍(堤内の地下水計測)の計4箇所とする。

また、検証にあたっては、降水量、河川水位データも近傍の観測所からデータを入手する。



図 7.2.1-1 解析の妥当性検証に用いる水位計測箇所(開削ボックス区間)

○シールドトンネル区間:

計測箇所は,解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから,表 7.2.1-1 に示す完成時における解 析断面の中より,土留め壁の有無や川裏の浸透対策の種別及び道路構造物前面の解析水位を基に以下の3断面 が考えられる。

- ・No.26: 土留め壁を撤去する解析断面(No.16, No.23, No.26)の内,3次元浸透流解析より堤体内水位 が上昇する傾向を示し道路横断排水工を追加した No.25~No.27区間の中から選定した断面
- ・No.28:川裏の浸透対策として砕石置換を適用する解析断面(No.23, No.28, No.30)の内,道路構造物 前面の水位が最も高い断面
- ・No.36:川裏の浸透対策に裏のり尻ドレーン工が適用される解析断面(No.34, No.36)の内,道路構造 物前面の水位が高い断面

区間	解析断面	ランプ構造	土留壁	川裏の浸透対策	完成時における道路構造物 前面の最高水位(0.P.+m)
開削ボックス	No. 15	U型擁壁	地中連続壁残置	道路横断排水工	3.868(矢板あり)
	No. 16	U 型擁壁	鋼矢板壁撤去	道路横断排水工	3.996(矢板あり)
	No. 23	U 型擁壁	鋼矢板壁撤去	砕石置換	4. 083
8. u 18	No. 26	U型擁壁	鋼矢板壁撤去	砕石置換+道路横断排水工	4.080(遷移層:砂質土)
シールト	No. 28	ボックス	鋼矢板壁撤去	砕石置換	4.125(遷移層:砂質土)
トンネル	No. 30	ボックス	地中連続壁残置	砕石置換	3.934
	No. 34	ボックス	地中連続壁残置	のり尻ドレーン	4. 073
	No. 36	シールド切拡げ	地中連続壁残置	のり尻ドレーン	4. 420

表 7.2.1-1 各解析断面の完成時の構造および解析結果の比較

計測機器の配置の例を,図7.2.1-2に示す。



図 7.2.1-2 解析の妥当性検証に用いる水位計測箇所(シールドトンネル区間)

# 7.2.2 地盤変位

# 【目的】

圧密解析により推定した圧密沈下の進行の状況を把握するために,地盤変位(地表面変位量,層別沈下量, 地中内水平変位量)のモニタリングを行う。

# 【検証方法】

地盤変位のモニタリングを行い、解析結果と比較を行う。

# 【計測方法】

計測方法として、以下の方法が考えられる。

① 地表面変位量:地表面沈下計測は測量鋲を設置し、測量により変位を計測

② 層別沈下量:層別沈下計による計測

③ 地中水平変位:挿入式傾斜計による計測

### 【モニタリング期間】

工事完了後(圧密度 90%程度)から、年1回程度とし、圧密沈下傾向が概ね落ち着いたと判断できるまでの 期間とする。(引き渡し後の長期圧密沈下の把握を対象としているため、最低年1回程度を想定するが、施工 時の状況に応じて設定)工事中は、施工段階に応じて随時計測を実施することを想定している。

#### 【計測箇所】

○開削ボックス区間:

解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから No.4 の他,堤防縦断方向の沈下傾向を把握するため No.9 (開削ボックス区間の中央付近), No.14 (開削ボックス区間終点付近)等が考えられる。

断面上の位置は,図7.2.2-1に示すとおり,盛土による沈下の影響が大きいデルタ部(堤防天端と道路構造物の間)が考えられる。必要に応じて,施工時に設置するモニタリング機器を完成後も存置し,堤内側の変位を計測する。



図 7.2.2-1 解析の妥当性検証に用いる地盤変位計測箇所(開削ボックス区間)

○シールドトンネル区間:

解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから、完成時(高規格堤防考慮)における解析断面から 選定する。モニタリング箇所は、シールドトンネル区間において堤防天端の最終沈下量やデルタ部の残留沈下 量が最も大きい No.27 の他、堤防縦断方向の沈下傾向を把握するため、No.16(解析箇所)、No.19 と No.23 (No.16~No.27 の区間を補完する箇所)、No.30(解析箇所)及び No.34(地盤変形(圧密)解析区間の終点付

近)などが考えられる。

断面上の位置は,図7.2.2-2に示すとおり,開削ボックス区間(No.4)と同様,デルタ部を主体とすること が考えられる。



図 7.2.2-2 解析の妥当性検証に用いる地盤変位計測箇所(シールドトンネル区間)

# 7.2.3 地震応答加速度等の計測

【目的】

地震時の一体構造物の挙動の把握を目的として、地震応答加速度、間隙水圧を計測する。

# 【検証方法】

大規模地震時の一体構造物の応答と,解析による応答値の比較を行う。

## 【計測方法】

・地震応答加速度:地震計により計測

・間隙水圧:間隙水圧計により計測

## 【モニタリング期間】

大阪北部地震程度以上の規模が大きな地震による一体構造物の応答と解析の妥当性検証ができることを期待し、設定する。

# 【計測箇所】

○開削ボックス区間:

モニタリング箇所は,解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから,開削ボックス区間の完成時 における解析断面の内,道路ボックスの回転角が大きい No.4 で行うことが考えられる。

断面上の位置は,図7.2.3-1に示すとおり,地震計を道路ボックス内,堤内側地表面,堤防天端,堤防部地中(液状化層中,工学的基盤面)に配置し,間隙水圧計を堤防部地中(液状化層中)が考えられる。



図 7.2.3-1 地震計と間隙水圧計の設置例(開削ボックス区間)
○シールドトンネル区間:

モニタリング箇所は,解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから,シールドトンネル区間の完成時における解析断面の内,液状化対策後の道路構造物(U型擁壁)の回転角が最も大きい No.26 が考えられる。No.26 付近は,3 次元縦断耐震解析においても,軸方向加振時におけるランプ部の継手目開き量がシールドトンネル区間の中でも大きな値を示す位置である。

断面上の位置は,図7.2.3-2に示すとおり,地震計をシールドトンネル内,ランプ(U型擁壁又はボックス) 内,堤内側地表面,堤防天端,堤防部地中(液状化層中,工学的基盤面)に配置し,間隙水圧計を堤防部地中 (液状化層中)等が考えられる。



(断面図)

図 7.2.3-2 地震計と間隙水圧計の設置例(シールドトンネル区間)

以上に示した定量的評価の妥当性検証モニタリングをまとめ表 7.2.3-1 に示す。また,解析断面とモニタリング箇所の位置関係を図 7.2.3-3 に示した。

モニタリング	(1)洪水時の地下水位の状況	(2) 圧密沈下の進行状況	(3) 地震時の一体構造物の挙動
月月 月日	(堤体内水位・堤内水位)	(地盤変位)	(地震心合加速度寺)
目的	洪水時の地下水位の状況把握	圧密沈下の進行の状況把握	地震時の一体構造物の挙動の把握
検証方法	堤体内水位・堤内水位の計測を行 い,解析結果と比較	地盤変位の計測を行い、解析結果と比 較	大規模地震時の一体構造物の応答と, 解析による応答値の比較
計測方法	水位計	地表面変位量 :測量 層別沈下量 :層別沈下計 地中水平変位量:挿入式傾斜計	地震応答加速度 :地震計 間隙水圧 :間隙水圧計
計測期間	大規模な出水等により解析結果の 妥当性が検証できるまで(連続計 測)	工事完了後(圧密度90%程度)から年1回 程度とし, 圧密沈下が概ね収束したと判 断できるまで(年1回程度~収束)	大阪北部地震程度以上の規模が大き な地震による一体構造物の応答と,解 析の妥当性検証ができるまで(連続計 測)
計測箇所	・ボックス区間:2箇所(No.4, No.15) ・シールド区間:3箇所(No.26, No.28, No.36)	・ボックス区間:1箇所(No.4) ・シールト区間:1箇所(No.27) ※地表面変位は,解析箇所(No.4, 16, 27, 30)の他,3~5箇所程度	・ボックス区間:1箇所(No.4) ・シールト 区間:1箇所(No.26)
計測機器配置	<ol> <li>①川表側</li> <li>②道路構造物と堤防法線の中間付近</li> <li>③道路構造物近傍</li> <li>④堤内側の道路構造物近傍</li> </ol>	盛土による沈下の影響が大きいデルタ 部を主体に配置し、地表面変位は堤防 天端から道路構造物周辺にわたる数地 点で計測	地震計(道路構造物内,堤内側地表面, 堤防天端,堤防部地中) 間隙水圧計(堤防部地中)

表 7.2.3-1 定量的評価の妥当性検証モニタリングのまとめ



図 7.2.3-3 解析断面箇所と妥当性検証モニタリング箇所の候補例

7.3 一体構造物の維持管理手法に関する検討

# 7.3.1 管理モニタリング

#### (1) 管理モニタリングの流れ

管理モニタリングは、図 7.3.1-1 に示すとおり、目視を主体とした点検を行い、点検結果の評価を行い必要 に応じて対策を行う。



図 7.3.1-1 管理モニタリングの流れ

# (2) 管理モニタリング項目一覧

一体構造物として河川堤防の機能確保上懸念されることは,道路構造物周辺に水みちが発生し,それが堤体 の内部侵食を助長し,堤防破壊の危険性が高まることである。

表 7.3.1-1 にモニタリング項目を示す。堤防や道路構造物において単独で実施されるモニタリング項目に加 えて、構造物周辺に現れる変状や、堤体内水位の上昇を抑制するために敷設する降雨浸透対策工の状態、道路 横断排水工や砕石置換工の状態など、変状の進行が水みち発生や堤体内水位の上昇につながると考えられる項 目を新たにモニタリング項目として設定した。

延伸部区間の道路構造形式は2期と異なり、ボックスだけでなくシールドトンネルが適用される。シールド トンネルは、安定した円形構造物であり、構成するセグメント等はプレキャスト製で高品質である。また、高 強度の緻密なコンクリートで構成されることから、ボックス等の RC 構造物に比べて損傷や劣化は生じにくい 特徴がある。ただし、弱点部となる可能性がある立坑や切り拡げ区間などの構造継目は、ボックスに準じたモ ニタリングを実施する。

番号	モニタリング項目	方法
1	張芝・護岸の状態	目視
2	降雨浸透対策工の状態	目視
3	漏水・噴砂跡の有無	目視
4	道路構造物周辺の亀裂・陥没	目視
5	堤体内水位	計測
6	道路構造物周辺の空洞化	計測
7	道路構造物の変位	計測
8	堤防の亀裂	目視
9	道路構造物の抜け上がり	目視
10	函内の漏水・土砂流出の有無	目視
1	道路構造物の構造継目の異常	目視
(12)	道路構造物の構造継目の相対変位	計測
(13)	道路構造物上の地表面の横断亀裂,陥没	目視
(14)	地盤変位	計測
(15)	地震応答加速度等	計測
16	道路構造物部材の損傷	目視
1	堤防の沈下	目視

表 7.3.1-1 管理目的のモニタリング項目(再掲)

赤字:一体構造物特有の事項 青字:既往基準類で想定している事項

#### (3) 管理モニタリングの基本方針

延伸部区間の河川堤防と道路構造物との一体構造物のモニタリング(点検・点検結果の評価)は、2 期と同様に既往の河川施設,道路施設の点検体系・点検要領・評価要領を基本とする。なお、「道路構造物の点検要領」に基づき, RC セグメント構造のシールドトンネルの点検は、「開削トンネル・カルバート」の点検を準用するため、開削ボックスとシールドトンネルは同じ点検手法が考えられる。

ただし、点検要領に記載のない項目については、既往要領を参考に追加して設定する(以下,追加設定と表現する)。延伸部区間における点検要領区分を図 7.3.1-2に示す。



図 7.3.1-2 点検要領の適用区分

【既往の点検要領】

- ・堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領、令和5年3月、国土交通省水管理・国土保全局河川環境課
- ・堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領 参考資料,平成 31 年 4 月,国土交通省水管理・国土保全局 河川環境課
- ・道路構造物の点検要領,平成30年10月,阪神高速道路(株)

## (4) 点検及び点検結果の評価の実施時期

点検の実施時期は、「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領、令和5年3月、国土交通省水管理・国 土保全局河川環境課」を基本とし、表 7.3.1-2に示すとおり、常時(出水期前、台風期)、非常時(出水後、 地震後)とする。

点検対象		常時		非常時			
		出水期前	台風期	出水後	地震後	加方	
	土堤	0	0%	0	0		
堤防	護岸・鋼矢板護岸・ 根固工・水制工	0		0	0		
	道路構造物周辺堤防	0	0%	0	0	・年1回以上の定点の計測を必要に応じて実施 ・詳細点検は10年に1回以上実施	
道路	道路ボックス シールドトンネル	0	0%	0	0		

表 7.3.1-2 目視点検を行う時期の一覧

※ 出水後の点検と時期が重なる場合には両者を併せて実施できる

#### (5) 点検事項の整理

一体構造物の点検項目は,図7.3.1-3に示す。



既往の点検要領から該当箇所を抜粋

図 7.3.1-3 技術委員会で整理された点検事項(図4.7.2-12 再掲)

# (6) 点検事項の総覧

点検事項の総覧については、4.7.2.4 で述べたため、記載は省略する。

(7) 管理モニタリングのまとめ

以上で示した管理モニタリングについて一覧表にまとめたものを表 7.3.1-3に示す。

	号 モニタリング項目			実施時期						
番号			要領	常	常時		非常時			
				出水期前	台風期	出水後	豪雨後	地震後	時	理稅計測
1	張芝,護岸の状態	目視	河川点検要領	0	0	0	0	0		
2	降雨浸透対策工の状態	目視	追加設定	0	0	0	0	0		
3	漏水,噴砂跡の有無	目視	河川点検要領	0	0	0				
4	道路構造物周辺の亀裂, 陥没	目視	河川点検要領	0	0	0		0		
5	堤体内水位	計測	追加設定	0	0	0	0			0
6	道路構造物周辺の空洞化	計測	河川点検要領						0	
$\overline{\mathcal{O}}$	道路構造物の変位	計測	追加設定						0	
8	堤防の亀裂	目視	河川点検要領	0	0	0		0		
9	道路構造物の抜け上がり	目視	河川点検要領	0	0	0		0		
10	函内の漏水、土砂流出の有無	目視	道路点検要領	0	0	0	0	0		
1	道路構造物の構造継目の異状	目視	道路点検要領	0	0	0		0		
(12)	道路構造物の構造継目の相対変位	計測	追加設定	0	0	0		0		
13	道路構造物上の地表面の横断亀裂,陥没	目視	河川点検要領	0	0	0		0		
14	地盤変位	計測	追加設定	0				0		
(15)	地震応答加速度等	計測	追加設定					0		0
16	道路構造物部材の損傷	目視	道路点検要領	0	0	0		0		
1	堤防の沈下	目視	河川点検要領					0		

表 7.3.1-3 維持管理モニタリングのまとめ

### 7.3.2 モニタリング結果の評価

管理モニタリング結果をもとに施設の状態を把握し、その施設に講じるべき措置を評価するために、施設の 機能の状態を評価する必要がある。延伸部区間の構造物は、堤防、道路構造物、基礎地盤等と一体で機能を発 揮する構造物であるため、機能維持状態を把握するのは容易ではない。管理(常時・非常時)モニタリング結 果より判定が困難な場合には、複合的な評価や個別調査を実施して二次診断を行い、判定を行う。図 7.3.2-1 に点検結果の評価の流れを示す。



図 7.3.2-1 点検結果の評価の流れ

## 7.3.3 一次診断

## (1) 診断の基本方針

一次診断は,一体構造物(堤防及び道路構造物)の目視主体の点検結果を評価し,施設の状態に応じ た対応について判断することを目的とする。

## (2) 点検結果の評価方法

点検結果の評価は、対象とする堤防や構造物等の点検結果に基づき、表 7.3.3-1 に示す変状種別毎の評価を 行う。

工種	機能	機能低下の状態	変状種別	点検項目	摘要
			1)亀裂	48	
			2) 陥没や不陸	4	
			3)法崩れ	1	
		.***	4)沈下	00	
		「ルト	5)堤脚保護工の変形	1	
+ +8	一些小门工馆能	「リハリ収壊	6)はらみ出し	1	
上坛	一则反应依形	・ハイビングの光生	7)寺勾配	1	
	•	· (反復 等	8)モグラ等小動物の穴	1	
			9)排水不良	154	
			10)樹木の侵入	1	(河川) に準拠
			11)侵食(ガリ)・植生異状	1	
			12)漏水·噴砂	35	
難農		・護岸の損壊 ・漏水の発生	13)護岸・被覆工の破損	1	
·耐侵食機能	·耐侵食機能		14)はらみ出し	1	
(坂辺設庁, 同小設 当 (ムル港当)	·耐浸透機能		15)基礎部の洗堀	1	
F, 14.小遗序)		र च	16)端部の侵食	1	
鋼矢板護岸		・鋼矢板お上び笠つン	17)鋼矢板の変形,はらみ出し,破損	1	
	.耐得含機能		18)鋼矢板の腐食(サビ, 孔, 肉厚の減少)	1	
	- 十切め機能	一個生物議員	19)鋼矢板継手部の開き, 欠損	1	
	「上田の成肥	・ 鋼矢 板 護 岸 からの 吸出し (漏水) 等	20)背後地盤の沈下, 陥没	1	
			21) 笠コンクリートの変形, 破損	1	

表 7.3.3-1	堤防及び構造物等の変状種別
-----------	---------------

工種	機能	機能低下の状態	変状種別	点検項目	摘要
道路構造物 周辺の堤防	·耐浸透機能	・沈下	1)降雨浸透対策の状態	0	淀川左岸線 (2期)を参考 に設定
		・パイピングの発生 ・内部侵食	2)道路構造物周辺の亀裂, 陥没	<u>46</u>	
			3) 道路構造物の抜け上がり 4) 道路構造物上の地表面の横断集烈 陥没	694	

工種	対象構造物	変状種別	点検項目	摘要		
		1)ひび割れ	16			
		2)は<離, 欠落, 鉄筋の露出, 腐食, 空洞, 豆板	16	既往基準		
道路ボックス シールドトンネル U型擁壁	ボックスカルバート シールドトンネル U型擁壁	3)目地の異常	00	(道路)		
		4) 沈下, 洗掘	76	に準拠		
		5) 泥水, 漏水, 遊離石灰	0			
		6) 道路構造物の構造継目の異状	$\bigcirc \mathbb{O}$	淀川左岸線(2期)		
		7) 道路構造物の構造継目の相対変位	00	を参考に設定		

工種	機能	機能低下の状態	変状種別	点検項目	摘要
	越流防止機能	沈下, すべり,	1) 堤体内水位	5	淀川左岸線(2期)
堤防	耐浸透機能	パイピング	2) 地盤変位	14	を参考に設定

※)赤字は追加設項目,また,定点検項目の番号は,表7.3.1-3に示すモニタリング項目の番号に対応

堤防(土堤,道路構造物周辺の堤防含む)及び護岸の変状毎の点検結果の評価は,次の表 7.3.3-2 に示す 点検結果評価区分の区分により行うことを基本とする。

表	7.3.3–2	堤防及び護岸の変状毎の点検結果評価区分

	区分	状態	変状 確認	機能 支障	措置
а	異状なし	・目視できる変状がない、または目視できる軽微な変状が 確認されるが、堤防等河川管理施設の機能に支障が生じ ていない健全な状態	なし	なし	
b	要監視 段階	<ul> <li>・堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていないが、進行する可能性のある変状が確認され、経過を監視する必要がある状態(軽微な補修を必要とする場合を含む)</li> </ul>	あり	なし	
с	予防保全 段階	<ul> <li>・堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていないが、進行性があり予防保全の観点から、対策を実施することが望ましい状態</li> <li>・詳細点検(調査を含む)によって、堤防等河川管理施設の機能低下状態を再評価する必要がある状態</li> </ul>	あり	なし	0
d	措置段階	<ul> <li>・堤防等河川管理施設の機能に支障が生じており、補修または更新等の対策が必要な状態</li> <li>・詳細点検(調査を含む)によって機能に支障が生じていると判断され、対策が必要な状態</li> </ul>	あり	あり	0

(「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領, 令和5年3月」に準拠)

【補足】

- ・「要監視段階」では、必要に応じて、軽微な補修を実施する。
- 「予防保全段階」では、変状の進行状況、損傷規模・経済性等を総合的に判断し、適切な対策を計画的に
   実施する。変状の発生原因が不明な場合や、目視点検の結果だけでは評価が困難な場合は、必要に応じて、
   学識経験者、専門家等の助言や詳細点検(調査を含む)の実施により、対策工法の検討や各変状の再評価
   を実施する。
- ・「措置段階」では,評価結果から堤防等河川管理施設の機能に支障が生じていると判断される場合である ため,速やかに補修等の対策を実施するものとするが,次期出水期までに補修等の対策が間に合わないな どの場合には,応急的な対策(暫定対策を含む)を実施する。

道路ボックスの点検結果の評価は、次の表7.3.3-3に示す点検結果評価区分により行うことを基本とする。

判定区分		損傷状況	適用
c.	S1 機能低下が著しく,道路構造物の安: から緊急に対策の必要がある場合		緊急に対策を実施すべきである. それが出来ない
S	S2	第三者への影響があると考えられ, 緊急 に対策の必要がある場合	場合は、少なくとも応忌的な指置を打い当面の女 全策を講ずる必要がある。
A		機能低下があり、対策の必要がある場合	実務的に可能な限り早急に対策を講ずる必要が ある.
В		損傷の状態を観察する必要がある場合	原則として次回点検までに対策を実施する必要は ないが,他の補修計画を考慮したうえで計画的に 補修するのが良い.
С		損傷が軽微である場合	
ОК		上記以外の場合	

表 7.3.3-3 道路構造物の点検結果評価区分

(「道路構造物の点検要領:平成30年10月 阪神高速道路株式会社」に準拠)

なお,計測機器等によるモニタリング結果に対しては,計測された数値に応じて,個別に評価するものとする。

【参考】

「堤防及び護岸の変状毎の点検結果評価区分(河川点検評価要領要領)」と「道路構造物の点検結果評価区分(道路点検要領)」の対応は、概ね次の表 7.3.3-4 のとおりである。

堤防及び護岸等(河川評価要領)				:	道路構造物(道路点検要領)
_	思せた	軽微な変状が確認されるが、施設の機能	ОК	対策	下記以外
а	共仏なし	に支障が生じていない健全な状態	С	不要	損傷が軽微である
b	要監視 段階	施設の機能に支障が生じていないが,進 行する可能性のある変状が確認され,経 過を監視する必要がある状態			19月1日の14年1月1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1月1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1日の1
С	予防保全 段階	施設の機能に支障が生じていないが,進 行性があり予防保全の観点から対策を実 施することが望ましい状態 詳細点検によって,施設の機能低下を再 評価する必要がある状態	В	経過 観察	損傷の状態を観察する必要がある 次回点検までに対策を実施する必要はな いが,計画的に補修するのが良い
-1	措置	施設の機能に支障が生じており, 補修また は更新等の対策が必要な状態	А	対策 必要	機能低下があり対策の必要がある
d	段階	諸細点検によって機能に支障が生じていると判断され、対策が必要な状態	S	緊急 対策	機能低下が著しく,安全性や第三者への 影響から,緊急に対策の必要がある

表 7.3.3-4 河川点検評価要領要領と道路点検要領の評価区分の対応表

# (3) 追加設定項目の判定基準

# 【道路構造物周辺の堤防】

# 1) 降雨浸透対策の状態

堤防の降雨浸透対策(アスファルト舗装,遮水シート等)の判定基準は,「堤防等河川管理施設及び河道の 点検・評価要領 参考資料,平成30年10月」(以下,河川点検評価要領という)の護岸を参考に,表 7.3.3-5 に示す外観上に大きな変化がない状態を「a:異常なし」,軽微な損傷がある状態を「b:経過観察段 階」,部分的に機能に問題がある状態を「c:予防保全段階」,機能に問題がある状態を「d:措置段階」とす る。

判定区分		判定基準			
		難透水性材料	遮水シート系材料		
а	異状なし	地表面の植生状態が概ね良 好な状態であり, 轍やクラック 等がない状態	地表面の植生状態が概ね良 好な状態であり, 轍やクラック 等がない状態		
b	要監視 段階	地表面の植生に一部裸地が確 認でき, 軽微な轍やクラックが 確認できる状態	地表面の植生に一部裸地が確 認でき, 軽微な轍やクラックが 確認できる状態		
с	予防保全 段階	地表面にクラックが確認でき, 降雨後の堤内側の排水が少な い状態	地表面の覆土がすべり, シート が露出している状態		
d	措置 段階	地表面にクラックが生じ, 段差 が生じている状態	シートが露出し, 欠損している 状態		

表 7.3.3-5 降雨浸透対策の判定基準

表 7.3.3-6 【参考:護岸の判定基準(河川点検評価要領)】

評価区分	参考事例	状況と評価理由	1	評価区分	参考事例	状況と評価理由
b 要監視 段階		○変状の状況 ○変状の状況 ・護岸に電気が見られる。 ・対音検査においては空洞化が 懸念される篭った音は発しない。 ○評価 ・過年度の変状状況から進行性 はなく、今後もモニタリングを継続 する。	-	b 要監視 段階		○変状の状況 ・部分的なプロックの陥没が見ら れる。 ・陥没量はプロック厚の1/2以下 の5cm程度である。 ○評価 ・過年度の変状状況から進行性 はなく、今後もモニタリングを継続 する。
c 予防保全 段階		○変状の状況 ・部分的な欠損が生じている。 ・護岸背面には空洞化は見られな い。 ○評価 ・洗水等の外力による部分的な欠 損であり、今後の洗水によって拡 大する恐れがある。 ・進行性があるため、予防保全段 階とする。	-	c 予防保全 段階		<ul> <li>○変状の状況</li> <li>・広範囲な陥没が見られる。</li> <li>○評価</li> <li>・選岸背面の空洞化が疑われることから、変状範囲の特定のための</li> <li>詳細点検を行う必要がある。</li> </ul>
d 措置 段階		○変状の状況 ・部分的に選岸が流出している。 ○評価 ・選岸の機能が失われた状態で あるため、措置段階とする。		d 措置 段階		○変状の状況 ・部分的な略没が見られ、陥没箇 所から選挙背面の空洞化状況が 確認できる。 ○評価 ・選岸の機能を失っており、洪水 によって変状範囲が拡大する恐 れがあることから、措置段階とする。

# 【道路構造物周辺の堤防】

2) 道路構造物周辺の亀裂・陥没

d

**美**7 ? ?_2

道路構造物周辺の亀裂や陥没の判定基準は、河川点検評価要領の樋門・樋管「堤防のクラック、ゆるみ 取 付護岸のクラック」を参考に、表 7.3.3-7 に示す。

漏水が発生した場合には「d:措置段階」, 亀裂や陥没が確認された時点で「c:予防保全段階」とする。

 
 判定区分
 変状種別

 a
 異状なし
 ・亀裂(クラック), 陥没なし

 b
 要監視 段階
 ・不陸が生じている

 c
 予防保全 段階
 ・目視で確認できる亀裂(クラック)が発生している

表 7.3.3-7 道路構造物周辺の判断基準

10	7.0.00	他自己开始主	(乃)八宗(天山)画女 限/】

【参考・樋門・樋筒の判定其進(河川占検証価亜領)】

・堤体からの漏水

・陥没が発生している

措置

段階



# 【道路構造物周辺の堤防】

3) 道路構造物の抜け上がり

道路構造物の抜け上がりの判定基準は、河川点検評価要領の樋門・樋管「函体底版下等の空洞化」を参考 に、表 7.3.3-9 に示す。

漏水やパイピングが発生し場合には「d:措置段階」,抜け上がり量が10cm以上30cm未満の場合には, 「c:予防保全段階」とする。

判定区分		変状種別
а	異状なし	・亀裂(クラック),陥没なし
b	要監視 段階	・抜け上がり10cm未満
с	予防保全 段階	・抜け上がり10cm以上30cm未満
d	措置 段階	・抜け上がり30cm以上 ・堤体からの漏水、パイピングの発生

表 7.3.3-9 道路構造物の抜け上がりの判定基準





# 【道路構造物周辺の堤防】

4) 道路構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没

道路構造物の抜け上がりの判定基準は、河川点検評価要領の樋門・樋管「堤防のクラック、ゆるみ 取付護 岸のクラック」、「函体等の破損」を参考に、表 7.3.3-11 に示す。

地表面に横断亀裂や陥没が発生している箇所や,その近傍の構造継目から漏水が発生している場合には,土 砂の流出を伴っている可能性が高いため,「d:措置段階」とする。

判定区分		変状種別	
а	異状なし	・亀裂(クラック), 陥没なし	
b	要監視 段階	・不陸が発生している	
с	予防保全 段階	・目視で確認できる亀裂(クラック),不陸が発生しているが ボックス内に変状・漏水がない	
d	措置 段階	・目視で確認できる亀裂, 陥没が発生しており, ボックス内 に変状・漏水が発生している	

表 7.3.3-11 道路構造物上の地表面の判定基準

#### 表 7.3.3-12 【参考: 樋門・樋管の判定基準(河川点検評価要領)】

評価区分	参考事例	状況と評価理由	評価区分	参考事例	状況と評価理由
b 要監視 段階		○変状の状況 取付護岸にクラックが生じてい る。 ○評価 過年度の変状状況から進行性は なく、今後もモニタリングを継続す る。	b 要監視 段階	Vitersk D-1	<ul> <li>○変状の状況</li> <li>・クラックとさび汁が発生している。</li> <li>○評価 通年度の変状状況から進行性は なく、周辺堤防の変状も発生して いないため、今後もモニタリングを 継続する。</li> </ul>
c 予防保全 段階		○変状の状況 取付護岸にクラックが生じ、ゆる みが発生している。 ○評価 進行性があり、目視点検結果から だけではゆるみの発生原因推定 だけ可能のある。 詳細調査を行い原因を特指定し たうえで対応を検討する必要があ る。	℃ 予防保全 段階		○変状の状況 鉄筋が露出するなど断面の欠損 が発生しており鉄筋も腐食している。 ○評価 放置しておくと鉄筋の腐食が進行 し断面性能の低減が発生するため、予防保全を実施する。
d 措置 段階		<ul> <li>○変状の状況</li> <li>・堤体からの漏水が発生している。</li> <li>○評価</li> <li>②評価</li> <li>堤防の機能に支障が生じているため措置段階とする。</li> </ul>	d 措置 段階		○変状の状況 構造耐力に影響する断面欠損が 生じている。 ○評価 函体の構造上の健全度が失われ ており、早急な対応が必要である ことから、措置段階とする。

【道路構造物】

1) 道路構造物の構造継目の異常

「道路構造物の点検要領 平成 30 年 10 月 阪神高速道路(株)」では、目地の異常と漏水に対して点検を 行うことになっているが、段差、漏水の有無とその度合いでの評価になっている。

河川堤防との一体構造では,漏水に加えて土砂の流入の有無が重要と捉え,表 7.3.3-13 に示すように,漏水,段差,土砂の流入の有無を判定基準とする。なお,土砂流出を伴わない漏水であっても,洪水時の水位上 昇により,土砂流入に発展する可能性があるため,対策が必要とする。

判定区分		判定基準	(堤防)
ок		・目地のずれ, 開き, 段差がなく, 漏水もない	
с		・軽微な目地のずれ、開き、段差があるが、漏水を伴わない	(a)
В	経過観察	・目地のずれ, 開き, 段差などがある ・滴水またはにじみによる漏水がある	(b),(c)
А	対策必要	・著しい目地ずれ,開き,段差などがある ・土砂を含まない漏水が発生している ・漏水してさびの流出がある	
S	緊急対策	・土砂流出を伴う著しい漏水が発生している ・目地に異状があり、止水板などの落下の恐れがある ・つららが落下し、走行車両に影響がある	(a)

表 7.3.3-13 道路構造物の構造継目の判定基準

# 表 7.3.3-14 【参考:カルバートの判定基準(道路構造物の点検要領)】

	①コンクリート片や目地止水板などの落下の恐れがあり、通行車両への影響が予想される
Sランク	②第三者に障害を招く恐れがある
	③不良音があり、欠落が予想される

判定区分点検項目	А	В	С
	<ul> <li>①ひび割れ幅0.3mm以上を含む 連続したひび割れで、ひび割れ 間隔が密である</li> <li>②外部作用(偏土圧、埋め戻し</li> </ul>	①ひび割れ幅0.3mm以上を含む 連続したひび割れで、ひび割れ 間隔が広い	
ひび割れ	土の沈下など)による進展性の ひび割れがある	<ul> <li>③ひび割れ幅0.2mm程度を含む</li> <li>連続したひび割れが最小間隔50</li> <li>m=±端である</li> </ul>	③ひび割れ幅0.2mm程度を含む 連続したひび割れが最小間隔50
はく離	①広範囲で鉄筋が露出している	①部分的に鉄筋が露出している	
	<ol> <li>②鉄筋が腐食している</li> <li>③広範囲にはく離、欠落、空 洞、豆板がある</li> </ol>	<ul> <li>③部分的にはく離、欠落、空 洞、豆板がある</li> </ul>	③はく離、欠落、空洞、豆板が ある
豆板		④ 不良音があるが、 欠落の恐れ はない	
泥水	①土砂の流出を伴う漏水もしく は漏水跡がある の湿ましてさびの送出がちる	②漏水し、ひび割れ部に遊離石	
漏水 遊離石灰	<ul> <li>③遊離石灰がつらら状、または</li> <li>「塩畑にある」</li> <li>④渥水の流下がある</li> </ul>	灰が付着している ③滴水またはにじみによる漏水 がある	
	①著しい沈下があり、内部水 路、またはカルバート内が滞水 している	①沈下により内部水路の機能が かなり低下している	
沈下、洗掘	②著しい沈下があり、取付け道路との接続部の路面に、大きな 段差が生じている		
	③ウイング周辺などが著しく洗 掘され、上部のり面に悪影響を およぼしている	③ウイング周辺などが、かなり 洗掘されている	
目地の異常	著しい目地のずれ、開き、また は段差がある	目地のずれ、開き、または段差 などがある	

【道路構造物】

2) 道路構造物の構造継目の相対変位

構造継目には止水ゴムやシール材が設置されており、これらが損傷すると漏水の発生に繋がることから、止 水材の状態把握を適切に行うことができる管理値を設定する。

判定基準は、河川点検評価要領の樋門・樋管「継手の変形・破断」を参考にして、表 7.3.3-15 に示すよう に、止水板の開き考慮して設定した。

判定区分 (堤防) 判定基準 ΟK ・継手開きなし (a) С ・軽微な継手の開き 経過観察 ・変位が止水ゴムやシール材の設計許容値未満 В (b),(c) А 対策必要 ・変位が止水ゴムやシール材の設計許容値以上 (d) ・継手の止水ゴムやシール材の破断 緊急対策 S

表 7.3.3-15 道路構造物の構造継目の相対変位の判定基準



表 7.3.3-16 【参考:樋門・樋管の判定基準(河川点検評価要領)】

【計測機器等】

# 1) 堤体内水位

〔管理値の設定〕

- ・技術委員会検討時点での現況堤防と同等の安全率を満足する水位を管理値とする。
- ・図 7.3.3-1 に示す位置の堤体内計測水位が,浸透流解析により推定した構造物前面水位以下であるかを確認 する。各計測箇所の構造物前面位置における堤体内水位の管理値の例を表 7.3.3-17 に示す。



図 7.3.3-1 管理値に関わる堤体内水位の計測位置

計測箇所	解析值	円弧すべ	り安全率	管理值* (O.P.+)	計測方法
(道路測点)	(0.P.+)	川裏	川表		
No.4	—	-			連続計測
No.15	3.868	2.460	1.884	3.48	連続計測
No.26	4.080	2.517	2.400	3.67	連続計測
No.28	4.125	3.210	2.536	3.71	連続計測
No.36	4.420	2.273	2.514	3.98	連続計測

表 7.3.3-17 各計測箇所の堤体内水位の管理値

*管理値は,現況堤防の安全率を確保する水位の値であり,すべり破壊や道路構造物の浮き上がりを生じる限界の水位ではない(実施段階を考慮し,例として解析値の90%の値を示した)。

(堤体内の水位が解析で推定した範囲内に収まっているかを把握する目的であり,管理値を上回っても 直ちに危険な状態ではない。ただし管理値を超過した場合は,弱点部の可能性があることから,個別調 査により要因究明を行うものとする。)

なお,管理値については,工事中,供用後のデータの蓄積・定量的評価の検証等により設定・見直すこ とが考えられる。

# 2) 地表面の沈下量

〔管理値の設定〕(図 7.3.3-2)

- ・横断方向の計測位置は、堤防天端とする。
- ・縦断方向の計測箇所は、8~10箇所程度が考えられる。
- ・地表面の沈下量計測の評価における管理値は、計画堤防高に余盛を加えた高さ(堤防施工高)の間で設定する(引き渡し時に適切に設定)。



図 7.3.3-2 地表面沈下の管理値の設定例

# 7.3.4 二次診断

# (1) 二次診断の位置づけ

目視・簡易計測では措置の必要性判断を含めた評価が困難であり,詳細調査等を必要とする場合は,図7.3.4-1に示す評価の流れに沿い,個別調査を行い対策の要否を判定する。

例)道路構造物周辺の空洞化の観測,道路構造物の変位計測,土質調査など (具体的な方法は、変状が生じた時点で個別に検討)



図 7.3.4-1 点検結果の評価の流れ

# (2) 複合的に評価が必要な場合の対応

一次診断において,一つのモニタリング項目について変状が見られない場合でも,関連性が大きい他の項目 に変状が見られた場合,二次診断として,変状の周辺について再度調査を行う方針とする。

## 【関連するモニタリング項目】

① 浸透・パイピングに関する関連項目

浸透・パイピングに関連するモニタリング項目の例を図 7.3.4-2 に示す。目視によるモニタリング項目に異常があった場合あるいは、堤体内水位や構造継目の相対変位が異常値を示している場合、道路構造物内部と地表面との双方を確認し、場合によっては個別調査(開削調査等)を実施する。

# 【開削ボックス区間】



# 図 7.3.4-2 浸透・パイピングに関連するモニタリング項目

堤防と道路構造物の境界に関する関連項目

堤防と道路構造物の境界に関連するモニタリング項目の例を図 7.3.4-3 に示す。目視によるモニタリング項 目に異常があった場合あるいは,道路構造物の変位が異常値を示している場合,空洞化の有無を個別調査(開 削調査,物理探査,ボーリング調査等)で把握し,対策の要否を判定する。



図 7.3.4-3 堤防と道路構造物の境界に関連するモニタリング項目

#### ③ 道路構造物上部の横断方向の段差に関する関連項目

道路構造物上部の横断方向の段差に関連するモニタリング項目の例を図 7.3.4-4, シールドトンネル内のセ グメント目地部の計測機設置事例を図 7.3.4-5 に示す。道路構造物の構造継目の相対変位計測値に増加が確認 されるなど変化が見られた場合,地表面の横断亀裂,陥没についても点検を実施する。

# 【道路構造物上部の横断方向の段差に関する関連項目】



図 7.3.4-4 道路構造物上部の横断方向の段差に関連するモニタリング項目



図 7.3.4-5 シールドトンネル内のセグメント目地部の計測機設置事例

(出典:シールドトンネルの維持管理手法に関する研究, 土木研究所成果報告書, 2016, No6-2, 2017.3)

# 7.3.5 想定される課題への対応案

# (1) 不同沈下による堤防表面の排水不良対策

【課題】道路構造物及び堤体の一体構造において,地表面に不同沈下による段差等が形成された場合には,雨 水の排水不良により水溜まりが生じやすくなる。特に,道路構造物と堤体との接合部は,川裏のり面内に位 置することもあり,のり面を流下する雨水が溜まりやすい形状となっている。 【対応案】堤防表面の排水不良は、堤体内水位の上昇や水みち形成を助長する要因となるため、①定期的な点 検・補修を行うとともに、②雨水が溜まりやすい箇所への排水処理を施すことで、排水不良を予防する。 ①定期的な点検・補修による対応

前述の維持管理モニタリングに基づいた定期点検(図 7.3.5-1)や地盤変位計測(図 7.2.2-1,図 7.2.2-2)を実施することで,沈下や陥没,抜け上がりに伴う段差等の発生箇所を早期に発見し,適切な予防・措置を講じる。



図 7.3.5-1 管理モニタリングにおける不同沈下の該当項目(表 7.3.1-2 再掲,加筆)

②雨水排水施設の設置

一体構造物の形状上,不同沈下が生じた場合に,雨水が溜まりやすい道路構造物と堤体との接合部に排水施設を設置する。ランプU型擁壁やボックスに沿って自由勾配側溝等を設置し,適切な排水計画のもと堤内の下水函渠に排水する。また,圧密対象層が変化するような箇所には,損傷防止のため可とう継手等の設置を検討する(図 7.3.5-2)。

なお、具体な排水計画は、堤防定規断面を抵触しないよう留意し、詳細設計時に検討を行うものとする。



図 7.3.5-2 堤防表面の雨水排水対策例

# (2) 不同沈下によるゆるみ・空洞・水みち対策

【課題】道路構造物及び堤体の一体構造において,不同沈下が大きく生じた場合には,構造物と基礎地盤の間 での隙間形成による水みちの発生や,地表面の段差,ひび割れ,ゆるみ,空洞の発生が懸念される。

【対応案】①定量的評価の妥当性検証モニタリングによる地盤変位計測や定期的な点検により,不同沈下の発 生状況を監視する。②状況に応じて個別調査を行い,構造物まわりのゆるみ,空洞,水みちの形成状況を把 握し,③適切な措置方法を実施する。

①地盤変位のモニタリング及び定期的な点検

維持管理モニタリングに基づいた定期点検(図 7.3.5-3)や、代表断面での地盤変位計測(図 7.2.1-2、 図 7.2.2-2)、道路構造物の変位計測(図 7.3.4-3、図 7.3.4-4、図 7.3.4-5)により、不同沈下の発生状 況を監視する。

## ②個別調査

不同沈下が大きく発生し,図7.3.5-3のモニタリング項目に示す変状が明瞭な場合には,個別調査を実施 することで,ゆるみや空洞,水みちの形成状況を確認し,対策の要否を検討する。



図 7.3.5-3 管理モニタリングにおけるゆるみ・空洞・水みち等の該当項目(図 7.3.1-2 再掲,加筆)

空洞化調査の一つとして非破壊での調査が可能な物理探査の適用が挙げられる。現在の探査技術では,規 模の大きな鉄筋コンクリート構造(ボックス,U型擁壁,セグメント)が障害となり,一種類の物理探査手 法だけでは水みちや空洞発生の判断が難しい。しかし,次に示す手法を複数組み合わせ,多角的に評価する ことで精度を高められる可能性がある。

- ・表面波探査:人工的に発生させたレイリー波の位相を観測し、地中のレイリー波速度構造を求め、S波 速度構造を推定する方法である。探査深度は一般的には 20~30m であり、手軽に測定が可能である。
- ・電気探査:地盤に直流電流を通じた際に地表に生じる電位応答から地下の比抵抗分布を求める手法であ る。探査測線に沿った地下構造の把握が目的で,探査断面の直行方向に地下構造が大きく変化しない二 次元構造が期待される場合に用いられる手法である。探査深度は一般的には 100m 程度である。
- ・地中レーダ探査:高周波の電磁波を地中に向けて放出することで、地下物体からの電磁波の反射を利用した探査手法であり、地下の状況を高速かつ高精度に可視化できることが特長である。探査深度は一般に2m程度であるが、地下浅部を対象とした物理探査手法の中では最も分解能が高い。
- ・微動アレイ探査:自然に存在する微動(交通振動,工場振動,波浪,風など)を利用し、複数の地震計で同時観測(アレイ観測)を行うことにより、地下構造を推定する方法である。観測が簡単で、都市域での適用が効果的であり、探査深度も表層から深部まで対応可能である。

空洞化の発生状態を定量的に評価することは困難であることから,施工直後の初期状態の計測結果と,施 工数年後に実施した計測結果を比較することにより,空洞化の発生の有無,進展を評価できる。目視点検等 で空洞化が懸念される場合,物理探査等による空洞調査が考えられる。 ③対策工法(例)

個別調査により異状が確認された場合は、ゆるみや空洞などの形成範囲を調査し、具体な対策工法を検討 する。適用可能な対策工法として、樋門等構造物周辺の空洞化対策として実績のあるグラウト工法による充 填材(ベントナイトセメントや可塑性材等)の注入や、掘削再転圧が挙げられる。

グラウト工法の概要を図 7.3.5-4 に示す。なお、砕石置換が適用される区間では排水機能の低下を招くこととなり、また、近隣で地下水利用が行われている箇所では水質に影響を及ぼす可能性があるため、グラウト工法の適用にあたってはこれらの点に配慮が必要である。



グラウトエ法概要図



パッカーエ法状況例

ロッドエ法状況例

図 7.3.5-4 空洞充填グラウト工法の概要

# (3) 置換砕石層の目詰まりを想定した維持管理

【課題】浸透対策のひとつとして,道路構造物周辺地盤の通水性を確保するため,図7.3.5-5に示す構造物底版下や側壁背面の砕石置換を検討しているが,時間の経過とともに目詰まりが進行することで,通水機能の低下が懸念される。

【対応案】通水機能を長期的に確保するためには,適切な維持管理が必要となる。そのため,類似する工種での目詰まり対策の実施事例を収集し,それらを参考に詳細設計時に検討を進めることで,機能の保全を図ることとする。





# 事例などから考えられる対策案

類似の事例であるが表 7.3.5-1 に、地下水涵養対策での通水管周辺の目詰まり対策事例を示す

目詰まりの原因としては、周辺地盤からの細粒土の流入や、微生物の繁殖が考えられる。類似工種の事例 においても、原因を抑制もしくは除去するため、下記の対応が行われている。

- ・置換砕石層に通水暗渠を挿入することで、通水性の向上を図る。
- ・フィルター材で被覆することで、堤体からの細粒土の流入を抑制する。
- ・空気や日照の影響を受けにくくすることで、微生物の繁殖や酸化鉄の生成を抑制する。
- ・洗浄可能な構造とし、定期的もしくは目詰まりが生じた際には洗浄を行う。

名称	⑧阪和道堺地区工事	⑨横井戸使用による地下水位保全例	⑩首都高速中央環状新宿線
分類区分	開削工法による深部での対応→外部への取水井戸の設置→ 通水管方式	シールド工法への対応→壁の削孔(パイプ設置)→通水管方 式	開削工法による深部での対応→壁への取水機能の付加→通 水管方式
施工 事例名	<ul> <li>・工事名称:阪和道堺地区工事</li> <li>・工期:1991年4月~1993年9月</li> <li>・発注者:日本道路公団大阪建設局</li> </ul>	・工事名称:横井戸使用による地下水位保全例(Duisburg)	<ul> <li>·工事名称:首都高速中央景状新宿線</li> <li>·施工場所:東京都目黒区,渋谷区,新宿区,中野区,板橋区</li> <li>·工期:平成11年11月現在施工中</li> <li>·発注者:首都高速道路公団</li> </ul>
対策の 概要	逆サイホン方式、ポンプによる強制送水、既設の跨道橋を利 用した自然流下方式について比較検討を行い、施工性、信 瘤性、経済性の観点から、逆サイホン形式を採用した、 逆サイホン形式は送水状況を確認できず涵養水量を定期的 に把握できないが、自然流化させるため維持管理が不要であ る、2本の井戸と連通管を1.2kmの掘剤区間に9セット設置し た. 施工期間を12プロックに分割して各プロックの施工時期をず らし、工事中の地下水流を遮断しないようにした。	スリット付きフィルター管をスライド挿入しながら,管の安定化 とフィルター効果を目的としたフィルターバックを形成する工 法(Ranny-Fally技術)を使用して横井戸を形成し,それを構 造物の下のサイフォン管と繋ぐことによって,地下水流阻害を 緩和する方法.	RC連壁施工時に溝型通水枠,スクリーン(取水・涵養井)を 設け,通水枠の軀体側にバルブを設置し施工時の止水性を 確保する、また,驅体上下部に通水管を敷設し,上下流側の 接続部とする.騙体完成後,バルブを開き通水性を確保す る. 取水・涵養井の設置ピッチは30m~50mである.
概略 構造図	(編集 ふた \$ 2.5c)     (1) パイパドレク     (1) パイパ     (1) パイパ	水塩         ア、塩水塩           渡水車         ア・ガーン・オーマン・オーマン・オーマン・オーマン・オーマン・オーマン・オーマン・オー	通水ボックス スクリーン スタッドジベル バルフ 連結管
迂回経路の 構築方法	地下水脈の上流側と下流側に井戸を設置して両井戸を連 通管で結ぶ. 井戸の周囲を砕石で埋めフィルターゾーンとした. ・井戸直径2m,有孔管(開口率7.5%) ・連絡管 直径1m程度	サイフォン管	バルブ付き通水管. 設置間隔は30m~50m.
取水・涵養 方法	地盤の均一性を考慮し,集水面積を広くするために井戸の 前後にトレンチ状のドレーンとグラベルドレーンを設置した.	Ranny-Fally技術を使用した延長4m程度の横井戸により, 取水・涵養を行う. 横井戸の影響圏は1.5m程度.	連壁軀体内に設置した溝型通水枠,スクリーン(取水・涵養 井)を設けている.
目詰まり 対策	通水施設の選定に当たっては、通水機能を永久的に維持 できるかどうかを重視した。 掘割道路の下部に連通管を設置することにより空気や日光 の影響を受けないので、目詰まりの原因となる微生物やさび の発生を防止できる。	3ヶ月周期の横井戸の洗浄	維持管理方法の検討中. 泥膜の除去は, v型ワイヤーを通 してジェット洗浄する.
効果	対策工事完成後3年経過時点の観測データによれば地下 水位は安定しており、通水施設の目詰まりもほとんど発生して いない、		

### 表 7.3.5-1 地下水涵養工法における目詰まり対策事例^{※2}

※1 永井・西垣・宇野・柳田「恒久的な地下水流動保全工法の設計・施工および維持管理手法の検討」土木学会講演集, 2005 より抜粋 ※2(財)エンジニアリング振興協会 地下開発利用研究センター「地下構造物と地下水環境」より抜粋

#### (4) のり尻ドレーンエのモニタリング

【課題】浸透対策として必要となる「のり尻ドレーン工」の継続的な効果確認や,定量的評価の妥当性を検証 するためには,ドレーン及びその周辺の目詰まり状況を監視する必要がある。

【対応案】ドレーン工設計・施工に関する参考資料(技術資料)(平成 25 年 7 月 (一財)国土技術研究セン ター)を参考に,水位計測を主体としたモニタリングを実施する。

#### 計測機器によるモニタリング手法案

「ドレーン工設計・施工に関する参考資料(技術資料)」によるドレーン工の効果を把握するための観測 施設の配置及び水位観測孔の構造を図7.3.5-6に示す。延伸部区間ののり尻ドレーン設置区間は、この資料 に準拠し、ドレーン内、堤体内、基礎地盤に水位観測孔を設置して水位計による連続計測を行うものとする。 水位観測孔の配置例を図7.3.5-7に示す。計測箇所は、浸透流解析断面である No.36を代表断面とし、その 他 50m 程度の間隔でドレーン内水位とドレーン背面の堤体内水位(堤体内水位③)を計測する。

なお、ドレーン工の目詰まりの可能性は低いと考えられるが、モニタリングにより目詰まりが疑われる場 合には、開削調査にてその状態を確認し、必要に応じてドレーン工の入れ替え等の措置について検討する。



#### 図 7.3.5-6 水位観測施設の標準的な配置と水位観測孔の標準的な構造

(ドレーンエ設計・施工に関する参考資料(技術資料)より引用)



図 7.3.5-7 のり尻ドレーン設置区間の水位観測孔配置例

【参考】

2016~2017年度にかけて、地方整備局・事務所、土木研究所が協力し、河川堤防のドレーン工や川表遮水工の長期安全性に係る開削調査が全国 15 箇所で実施されている(河川堤防の浸透対策工の長期安全性に係る開 削調査(2019年9月土木研究所資料))。

この開削調査では、長期の安全性が懸念されるドレーン工を巻き込むフィルター材(吸出し防止シート)の 目詰まりや劣化、ドレーン周辺堤体土の物性変化(主に粒度組成)、のり面に設置された遮水シートの劣化等 について調べられており、その結果、調査した範囲においては「対策工の機能に影響を及ぼすような変化は確 認できなかった」とされている。また、ドレーン工設計マニュアル(平成25年6月国土交通省水管理・国土 保全局治水課)にも、フィルター材の透水係数の経年変化に関する調査結果が示されており、10~30年以上経 過したものでも規格値が確保されていることが記載されている。

これらのことから、ドレーン工の目詰まりによる機能低下は低い状況にあると推測される。



図 7.3.5-8 ドレーンエにおける経年変化

#### 7.3.6 管理者間の体制等について

#### ■点検実施時期の連絡体制

一体構造物は,堤防と道路の兼用工作物となることから,常時(出水期前・台風期)の点検の実施にあたっては,河川管理者と道路管理者で調整が必要となる。

上記のほか、非常時(出水・地震等)に緊急的に点検を実施する場合の連絡・出動体制が必要となる。

#### ■点検・計測結果の共有・利用方法

計測したデータの利用方法(妥当性検証目的・管理目的)を管理者間で十分に共有することが必要となる。 将来的には,計測データを異常時の通行規制や広域避難勧告等に活用するなど有効な利用方法についても検討 することが望ましいと考える。データ公開の方法論についても今後,協議等により検討を深める。



なお,阪神高速道路では維持管理の分野でも BIM/CIM の活用を推進しており,妥当性検証モニタリングを 含め,導入を検討する。



図 7.3.6-1 維持管理を含めた3次元モデルの連携・段階的構築の例

(出典:第3回BIM/CIM 推進委員会資料(令和2年2月,国土交通省))

# 7.4 まとめ

延伸部区間のモニタリングは、2期と同様に、完成後の安全性確保のため実施してきた解析等による「定量 的評価の妥当性を検証するため」のモニタリングと、変状が生じた場合に、補修等を行う等の「施設の維持管 理を目的」としたモニタリングの2種類に分けて整理を行った。

定量的評価の妥当性検証モニタリングは、定量的評価で実施した「洪水時の地下水位の状況」、「圧密沈下の 進行の状況」、「地震時の一体構造物の挙動」について、解析による推定値と、実際に事象が生じた場合の現象 を比較し、解析により実施した定量的評価の妥当性の検証を行うためのモニタリング手法について検討した。 モニタリング項目としては、1.堤体内水位・堤内水位、2.地盤変位、3.地震応答加速度等を抽出した。モニタ リング箇所は、項目に応じて定量的評価の結果との対比ができるよう堤防横断方向、縦断方向に設置例を示し た。

延伸部区間の供用開始後,1.堤体内水位・堤内水位,3.地震応答加速度等については,定量的評価の妥当性 が確認できる程度の外力が作用した場合に,モニタリング結果から,解析の妥当性検証を行うことが考えられ る。2.地盤変位については,施工時から供用後にわたって地盤変位を計測し,解析の妥当性検証を行うことが 考えられる。

施設の維持管理を目的としたモニタリングは、まず、2章で述べた被害シナリオから、一体構造物に発生す る可能性のある変状、確保すべき機能を整理し、その機能を確保するためのモニタリング項目を抽出した。次 に、抽出したモニタリング項目について、既存のマニュアル等を基に、点検及び点検結果の評価の実施時期、 モニタリング事項について整理し、一体構造物として特別に必要となるモニタリングについて、手法(案)を 示した。さらに、点検結果の評価について、既存のマニュアル等を基本に、一体構造物として特別に必要とな るモニタリング結果について、評価方法(案)を検討した。

モニタリング項目としては、想定した被害シナリオにおける外力に対して着目した一体構造物に生じる破壊・損傷等の現象から、管理が必要な項目を 7.1.3 に示す 17項目抽出した。

一体構造物のモニタリング(点検・点検結果の評価)は,既往の河川施設,道路施設の点検体系・点検要 領・評価要領を基本として定めるとともに,要領等に記載のない項目については,新たに点検項目,点検結果 の評価基準を示した。

延伸部区間の一体構造物は2期と同様に堤防と道路の兼用工作物となることから,具体的な点検の実施体制, 計測したデータの利用方法(妥当性検証目的・管理目的)の共有方法など,今後,詳細に管理体制等について, 別途協議する必要がある。

### 8.1 淀川左岸線延伸部の淀川左岸堤防区間に関する技術検討委員会の位置づけ

延伸部は、大深度地下領域を活用した道路トンネルで、大深度領域を含むシールドトンネルの構造や施工技 術等については、平成 31 年 1 月に「淀川左岸線延伸部技術検討委員会」を設立し、技術的な確認、検討を進 めている。また、当路線は 2 期と同様に淀川堤防に近接する区間が存在し、堤防と道路構造物を一体とした場 合の安全性についても技術的な確認、検討が必要である。これらを踏まえ、堤防の治水機能を維持するための 技術的な指標(堤防と道路構造物を一体とした場合に堤防として要求される機能を満足すること等)を明確に し、安全性を検証するとともに、施工方法やモニタリング手法等についても技術的な確認、検討を行う目的と して、学識経験者、関係機関により技術委員会を設置した。2 期委員会の委員長であり、技術委員会の委員長 でもある大西有三京都大学名誉教授をはじめとする有識者を含め、全 5 回に渡って技術的な確認、検討を実施 した.本章ではこの技術委員会の結果を示す。

■ 有識者名簿(2024年3月現在)

(50音順, 敬称略)

	氏 名	所属・役職
委員長	大西 有三	京都大学 名誉教授
委員	清野 純史	京都大学 名誉教授
委員	佐々木 哲也	土木研究所 地質・地盤研究グループ
		土質・振動チーム 上席研究員
委員	瀬崎 智之	国土技術政策総合研究所 河川研究室長
委員	建山和由	立命館大学 総合科学技術研究機構 教授
委員	中川 一	京都大学 名誉教授

# 8.2 技術委員会の経緯

#### 8.2.1 第1回技術委員会

■ 開催日時:2020年9月8日 10:00~12:00

〈技術委員会の結果〉

- 以下の項目について、説明を行い、承認を得た。
  - ・審議対象,検討方針について
  - ・2 期との共通点・相違点
  - ・2 期を踏襲できる対策の方向性、断面選定の考え方
  - ・河川堤防としての安全性に関する事項,施工時・完成後に関する事項についての今後の審議内容について

#### 8.2.2 第2回技術委員会

■ 開催日時:2021年1月18日 15:00~17:00

〈技術委員会の結果〉

- 以下の項目について、説明を行い、承認を得た。
  - ・検討項目及び検討手法について
  - ・数値解析による各検討項目についての照査基準,照査項目,照査手法
  - ・数値解析を伴わない検討項目と検討方法
  - ・数値解析における計算断面の選定について

・解析上の不確定条件に対する対応

- 8.2.3 第3回技術委員会
- 開催日時:2021年6月30日 15:00~17:00 (技術委員会の結果)
- 以下の項目について, 説明を行い, 承認を得た。
  - ・一体構造物の安全性の照査結果について
    - ・堤防の侵食に対する安全性:直接侵食,側方侵食については照査基準を満足し,洗堀について適切な対 策を行うことで,照査基準を満足する。
    - ・堤防の浸透に対する安全性:適切な対策工(道路構造物周辺の砕石敷設等)を実施することで照査基準 を満足する。
    - ・堤防の地震に対する安全性:地震後の河川外への越流,津波による越波に対する安全性については照査 基準を満足する。
    - ・堤防の変形(圧密)に対する安全性:対策を実施しない場合,照査基準を満足しなかったため,対策工 を検討する必要があることが分かった。
  - ・高規格堤防の照査方法について
  - ・3次元浸透流解析,3次元的縦断耐震解析の照査解析範囲について

#### 8.2.4 第4回技術委員会

■ 開催日時:2022年3月18日 10:00~12:00

〈技術委員会の結果〉

- 以下の項目について、説明を行い、承認を得た。
  - ・検討断面の形状等の変更と、それに伴う断面選定について
  - ・一体構造物の安全性の照査結果【完成時】【施工時】が堤防の安全性に及ぼす影響に関する検討ついて
    - ・道路設計が進み、構造物の形状等を変更して検討を実施した。
    - ・堤防の侵食に対する安全性:一部区間について,適切な対策工(根固め工等)を行うことで,照査基準 を満足する。
    - ・堤防の浸透に対する安全性:一部の断面について,適切な対策工(道路構造物周辺の砕石敷設等)を実施することで照査基準を満足する。
    - ・堤防の地震に対する安全性:一部の断面について,適切な対策工(地盤改良(固結工法)等)を実施す ることで照査基準を満足する。
    - ・堤防の変形(圧密)に対する安全性:一部の断面について,適切な対策工(地盤改良(固結工法)等) を実施することで照査基準を満足する。
  - ・完成時における一体構造物のモニタリングに関する検討(案)(開削ボックス区間)について

## 8.2.5 第5回技術委員会

■ 開催日時:2024年5月○○日 □□:□□~△△:△△
 〈技術委員会の結果〉

# 8.3 技術委員会の総括

道路構造物及び堤体の一体構造物の安全性を確保できるという申請者側の考えに対して,技術委員会の観点 で評価して頂いた。評価の結果,2期と同様に,延伸部区間での安全性は確保できているという評価を頂いた。

#### 9.1 その他配慮すべき事項

技術検討書は,第1章で述べたように技術委員会で審議された技術的知見を用いて,道路構造物,河川堤防 の一体構造物の安全性を評価するために実施した技術的検討内容をとりまとめた資料である。以下に2期でま とめられたその他配慮すべき事項を基本に,延伸部区間での配慮事項を追記して示す。

#### (1) 土留め鋼矢板の取り扱い

河川堤防側の鋼矢板の取り扱い

道路構造物構築時に,河川堤防側に打設される土留め鋼矢板は,完成形において,河川堤防定規内にある 場合は仮設物であるため撤去することが原則となる。

しかし,引抜時に堤体へ悪影響を及ぼすことが懸念されることから,土留め鋼矢板の取り扱いについて検 討した。

#### 【課題】

① 2H ルールに基づく河川管理区域における矢板の撤去

- ② 透水層(地下水帯水層)の遮断による現況地下水流況への影響
- ③ 矢板撤去時の基礎地盤のとも上がりによる既設堤防盛土への影響

【河川堤防側の鋼矢板の取り扱い方針】

河川堤防定規に重複する土留め鋼矢板は、これまでの河川管理における取り扱いに準拠し、撤去を行うこと を基本とする。しかし、鋼矢板引き抜きによって水みち発生の要因となるなど堤体への悪影響が懸念されるた め、2期での試験施工、本施工の結果及び対策をフィードバックする。

#### 継手部の仮設鋼矢板の取り扱い

(1) により,堤外側の仮設鋼矢板は,撤去を基本とする。一方,2期委員会では,「大規模地震により継手部 に隙間が発生した場合,継手部付近の鋼矢板を存置することで,堤体盛土の道路ボックス内への流入の抑制等 に寄与する可能性がある」という意見をいただいている。

【継手部の仮設鋼矢板の取り扱い方針】

試験施工による引き抜きの影響や,仮設時の鋼矢板の設置状況(矢板長,矢板頭部の高さ等)を踏まえると ともに,継手部の矢板を存置するメリット・デメリットを見極めたうえで,取り扱いについて決定する。(施 工時の対応)

#### (2) 景観・自然環境に対する基本的な配慮事項、利用形態

延伸部区間の完成堤防高が約 7m 程度で計画しており,現況では堤防と地先道路の間に道路構造物を設置す ることから,南岸線や周辺民家からの景観性,自然環境,堤防上面への利用者のアクセスについて懸念される。 そこで,南岸線や周辺民家からの堤防方向への景観への配慮,堤防周辺の自然環境,堤防上面の利用者に配慮 事項に対する基本方針を整理する。

堤内側からの景観への配慮事項

【課題】

延伸部区間の建設により,住居地や南岸線から淀川方向に対し,現況の緑の斜面(土手)から,コンクリートの壁が連続する景観へと変わる。特に,堤内側の道路を通行する歩行者や,ドライバーへの圧迫感や威圧感の低減が必要である。

【堤内側からの景観に対する基本方針(案)】

「道路利用者にとって大規模構造物の圧迫感を低減させるとともに,生活者からは生活環境が向上したと感 じていただける道路の景観形成をめざす」ことを基本方針とする。

今後、詳細検討段階では、基本方針を満足する計画について、構造形式及び区間に応じた検討を行う。

堤内地から堤防へのアプローチ

- ・堤内地から河川堤防へのアクセス路を確保するため、南岸線から延伸部区間上部にアクセスするアプロ
   ーチ施設(階段・スロープ)を設置
- ・アプローチの構造は、「道路の移動等円滑化に関するガイドライン」(令和6年1月国土交通省道路局)
   に準拠したバリアフリー構造とする。

#### (3) 堤内側から河川への避難ルートの確保

内水氾濫が生じた場合,堤防上が避難場所となる。延伸部区間では,堤内側から堤防上にアクセスできるアプ ローチ施設を計画している。

# 【現在】

現在は、堤内側から河川へのアクセスは工事中のため制限されている。

#### 【完成後】

完成後の堤内側から河川へのアクセスは以下の様に計画する。

- ・府道14号(長柄橋)は現在同様に、平面交差となる。
- ・国道 423 号~JR 京都線, JR 京都線~長柄橋の間にある 2 か所の避難橋は,現在工事中のため撤去となっているが,機能復旧の方針で検討を進める。

# (4) 緊急時連絡体制と規制計画の方針

緊急時連絡体制として、以下のリスクに対応した検討を行う。

- ・ 洪水リスク:洪水時の水防活動,自治体への避難情報の提供を行う。
- ・ 津波リスク:津波予報発令時には二次被害防止のための施設操作を行う。
- ・ 共通リスク:非常時に交通規制を行う。
【検討内容】

現段階で定められている緊急時の連絡体制や施設の操作規則を整理して、一体構造物として今後詳細検討し ていくために必要な連絡体制や操作規則に対する提案を行う。

### ●緊急時の連絡体制

淀川河川事務所では、「風水害対策部運営計画」を作成しており、洪水予報の伝達については、2期同様に、 今後、阪神高速道路株式会社を加える方向で調整する。

### ●洪水予報の伝達

○洪水予報の伝達先及び伝達系統については、「風水害対策部運営計画」において、情報伝達の種類と内容が示されており、これによることとする。

 ・現時点の淀川洪水予報通信連絡系統図には、将来的に延伸部区間の管理者となる阪神高速道路株式会社が 記載されていない。今後、連絡系統に阪神高速道路株式会社を入れる方向で調整する。

## ●非常時交通規制

阪神高速道路株式会社では、「風水害対策マニュアル」、「震災対策マニュアル」の中に通行規制等に関す る基準が示されている。

前者の風水害対策マニュアルでは,強風と大雨時における通行規制について示されており,後者の震災対 策マニュアルには,震度に応じた通行規制について示されている。

延伸部区間は,河川堤防と一体として配置されるため,今後,洪水を対象とした災害時の通行規制に関し て検討する必要がある。

●津波警報発令時の二次被害防止のための施設操作

### 【道路情報提供装置】

延伸部区間では、トンネル内に設置する道路情報提供装置により、必要な情報を提供する。

津波警報発令時は,減速しながらトンネル内から出てもらうことを基本とし,到達時間,津波規模に 応じて対応を行う。

道路ボックス内に残っている人については、非常用出口から出てもらい、所定の避難場所へ移動して もらうよう非常口の出口付近に周辺マップを設置するなどの検討を行っていく。

# (5) 実施設計及び施工段階における配慮事項

技術検討書は、堤防と道路構造物の一体構造物が堤防として要求される機能を満足すること、かつ現況堤防 と同等以上の機能を有すること、また、施工に際して仮設構造物が堤防として要求される機能を確保すること を目的に行った技術委員会における技術的見解を示したものである。ここでは、実施にあたっての各留意事項 について整理する。

各留意事項は詳細設計時,施工時,維持管理時に分類し,箇条書きは以下の視点で整理した。

●技術委員会の留意事項・配慮事項

■管理者(事務局)の留意事項・配慮事項

詳細設計時における配慮事項

延伸部区間は,各種基準に準じて設計を行うが,基準に記載していない事項,本線特有の課題に着目し以下 に整理した。

(河川へのアクセス)

- ■淀川左岸堤防では道路橋,鉄道橋などが交差しているため、堤防天端道路が連続しておらず、交差物件に 対して堤防裏法、裏小段等を使用して河川管理用通路を設置・利用している。延伸部区間を設置すること により、現況河川管理用通路の使用が困難になることから、道路ボックスを横断する新たな管理用通路の 確保が必要となる。河川管理用通路の設置にあたっては、実際の運用に配慮して検討する必要がある。
- ●延伸部区間整備後、従来の堤内地から河川への河川管理用通路以外のアクセスが難しくなるが、その機能 を確保することも必要である。堤内側からのアクセスルートについては、階段やバリアフリーに対応した スロープ、横断歩道橋のいずれかのアクセス構造を提案し、必要なアクセスルートを確保するよう今後の 詳細設計時に検討する必要がある。

(排水溝の構造)

(降雨浸透対策)

●降雨浸透対策として、堤防天端から堤内側の上面に対して難透水性材料を設置する必要があるが、圧密沈下の検討結果より、完成後も残留沈下が継続する可能性がある。そのため、特に堤防天端と道路構造物の間のデルタ部において難透水性材が沈下によって破壊、破断等が発生しないように構造的な工夫が必要である。また、覆土のすべり対応型のブロックの使用やのり尻部に砕石ドレーンを設置した降雨による覆土内の水位上昇抑制等の実施を想定しているが、難透水性材料の性能(耐久性、施工性)を考慮したコスト比較を行い、詳細設計時に検討する。

(土質定数等の適用性)

解析で用いた土質定数について、現地地盤の局所的な土質条件の違いにより解析結果が危険側の予測となる可能性が考えられるので、詳細設計段階で追加土質調査を実施した上で、土質定数の適用性について確認する必要がある。

(堤防の支持力確認)

・施工時期までに、一体構造物の施工に伴う新たな盛土に対して、粘性土の一軸圧縮強度試験データの収集
と沈下~支持力の関係の把握を行い、今後の詳細設計時に堤防基礎地盤の支持力を評価することで、淀川

堤防の安全性を確保する必要がある。

(解析断面からの形状変更)

- ●詳細設計時に協議等により堤防形状の変更や道路構造物,地盤改良範囲の変更が生じる可能性がある。変 更が生じた際には技術委員会で審議した照査項目と照査基準に基づき安全性の確認を行う必要がある。安 全性の確認は基本的には表 9.1 の整理に基づき確認を実施する。安全性の確認については、委員会の審議 結果等から定性的に判断もしくは定性的に判断できない場合は解析による確認を行う。加えて、複数の断 面で変更が生じた場合には各解析で整理した断面選定の考え方を適用し、最も厳しい設計条件で安全性を 確認した上で、確認結果を他断面にも適用できるものとする。なお、安全性の確認の結果、技術委員会で 想定していない対策工等を実施する場合や表 9.1 の適用が困難な場合は適宜有識者委員への確認を行う。
  - 侵食・・・・・川表側の堤防形状が変更となった場合には照査外力への影響が想定されるため確認が必 要となる。
  - 浸透流・・・道路構造物と堤防法線との距離が近くなるような変更や道路構造物間の距離が近くなる 場合は透水機能が低下すると考えられるため、確認が必要となる。また、堤防形状について盛土量が増える方向の変更については4.2.2.8の結果から安全性が向上するが、盛土 量が減少する変更の場合には安全性の確認が必要となる。
  - 耐震・・・・堤防形状の変更が生じた際には,液状化への影響が大きい盛土量が減少する場合に確認 を実施する。また,地盤改良範囲が拡大する場合には安全性が向上すると判断する。
  - 圧密沈下・・・上載荷重が増える方向の変更については安全性が低下する可能性があるため、確認が必要となる。

	1				
対象構造物	増 or 減	安全性確認の要否			
		侵食	浸透流	耐震	圧密沈下
堤防形状	増加時	必要(河道内流量に影	不要	不要	必要
(盛土量)		響を与えない変更の			
		場合は不要)			
	減少時	不要	必要	必要	不要
道路構造物形状	拡大時	不要(堤防形状が変更	必要(堤防法線と	必要	不要(変更前よ
(横断方向の幅)		になる場合は必要)	道路構造物が離れ		り上載荷重が
			る場合や通水層の		増えた場合は
			幅が小さくならな		必要)
			い場合は不要)		
	縮小時	不要	不要	不要(道路構	不要
				造物の照査は	
				必要)	
地盤改良範囲	拡大時	不要(堤防形状が変更	必要(浸透流解析	不要	不要
(横断方向の幅,		になる場合は必要)	で見込んでいる範		
鉛直方向の深度)			囲から拡大しない		
			場合は不要)		
	縮小時	不要	不要	必要	必要

表 9.1 設計条件の変更時に追加で安全性の確認が必要な項目

施工段階における配慮事項

延伸部区間は、各種基準に順じて施工を行うが、特に留意して実施すべき事項について以下整理する。

(品質管理)

- ・淀川左岸堤防は堤防高が高いことから、築堤盛土時の締固めの品質管理が重要となる。盛土の品質管理については基準等を参考に設定する必要があるが軟弱地盤上での施工であることから、盛土速度についても管理基準を設定しておく必要がある。盛土速度は河川土工マニュアル等を参考にできる。
- ●仮締切堤は土堤による仮締切も採用するため、本堤施工時のみにかかわらず施工時の土堤に対しても軟弱 地盤上の盛土に配慮する必要がある。
- ●本工事は延長約 1km を対象とする工事であることから、使用するコンクリート量が多い。そのため、施工時のコンクリート強度等の品質管理について留意する必要がある。
- ●道路構造物周辺は水みちの発生が懸念されるため、施工時の締固め管理は適切に実施すること。

(仮設構造物)

•施工時は土留め鋼矢板の変位を抑制するために必要な切梁を設置する。土留め、切梁、支保工等の仮設構造物の設計においては、想定される最大の地下水位について確認する必要がある。道路構造物浮き上がりの検討でも実施した通り、飽和-不飽和浸透流解析結果より確認する土留め矢板前面位置での堤体内水位を条件とし、洪水時の浸透水にも対応できる構造にする必要がある。

(施工時の周辺への影響)

 ・盛土工事に際しては、側方流動に伴う周辺建物への影響に留意した計測を実施する必要がある。周辺への 影響については、施工前家屋調査を行っておき、施工時のモニタリングと合わせて確認する。

(施工時の河道内水位)

 ・施工時の河道内水位の確認においては、検討している手法以外(例えば仮設の構造物等を配置した場での 平面二次元不定流解析など)での確認も、検討結果の精度を高めるために考える必要があることから、詳 細設計時にモデル化を含めて検討する。

(設計,施工,維持管理の連携)

●設計,施工,維持管理を連携して行う必要があることから,CIM 等の今後の新技術の動向も踏まえ,実施 段階において検討する必要がある。

(6) 供用時における配慮事項

第6章で整理した維持管理・モニタリングに加え、定めなければならない管理者の運用ルール等、今後協議が 必要な事項について、以下に整理する。

(点検実施時期の連絡体制)

- ●延伸部区間の一体構造物は、堤防と道路の兼用工作物となることから、常時(出水期前・台風期)の点検の実施時期は、河川管理者と道路管理者で時期の調整が必要。
- ●上記のほか、非常時(出水・地震等)に緊急的に点検を実施する場合の連絡・出動体制が必要。

(点検・計測結果の共有)

- ●実施した点検・計測結果について相互の情報共有、伝達方法の検討が必要である。
- ●点検・計測結果の評価は、河川管理者と道路管理者双方の視点から評価を行う体制が必要である。

(点検・計測結果の利用方法)

- ●計測したデータの利用方法(妥当性検証目的・管理目的)を管理者間で十分に共有するとともに,モニタ リング観測データは確実に蓄積していくこと。
- ●将来的には、計測データを異常時の通行規制や広域避難勧告等に活用するなど有効な利用方法についても 検討することが望ましい。
- ●データの相互利用の方法論についても今後検討を深めることとする。

本技技術検討書は、技術委員会での検討を取りまとめたものである。延伸部区間は、淀川左岸堤防定規断 面内に道路ボックスやU型擁壁が設置され、河川堤防と一体構造物となる。そのため、河川構造令第 19 条で 規定される土堤原則に適合しないと判定される。そこで、一体構造物が堤防の治水機能を維持するために必 要な技術的指標を明確にし、安全性を検証した。さらに、一体構造物の施工方法やモニタリング手法等につ いても技術的な確認、検討を行った。

延伸部区間の河川概要と道路構造物の概要を第1章に示している。次に,想定される被害シナリオと検討 方針を第2章に示している。検討には先行事例である2期で得られた知見を踏襲することを基本としている。 延伸部区間の基本設計条件の整理が,第3章に示されている。

河川構造令第18条第1項の「計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造であること」 という規定を満足するかについて,第4章で技術的検討が行われている。検討対象は侵食,浸透,地震,常 時,波浪・高潮時の5つの作用項目とした。侵食作用には,直接侵食と側方侵食に対する安全性と低水護岸 の洗堀、雨水による堤体の侵食に対する安全性を照査した。侵食には護岸被覆ブロックを設置し、洗堀には 根固めブロックと矢板、雨水による侵食には縦断的な排水溝で対策する。また、高規格堤防の越流水の侵食 に対しては張芝施工で対応可能である。浸透作用には、浸潤面上昇に伴うすべり破壊、道路ボックスの浮き 上がり、滑動・転倒・地盤支持力、道路構造物の部材、道路ボックス周りの水みち、継手からの漏水、土砂 流入,平均動水勾配,地下水流動阻害による浸潤面への影響の安全性が照査された。加えて,基礎地盤のパ イピング破壊,立坑周辺部等の土留め工変化部の安全性も照査した。対策工は,川裏の降雨浸透対策,のり 尻ドレーン、砕石置換、表のり面の遮水シート、道路横断排水工等を組み合わせることにより照査基準を満 足する。また、浸透流解析には、3次元浸透流解析を行い、2次元では考慮できない局所的な地下水流動阻害 や堤体内水位上昇等について確認し、いずれも発生しない結果が得られている。地震作用には、レベル2地 震動の地震後の道路構造物と堤体の残留変形,構造部材,水みち発生に対して安全性を照査した。なお、ラ ンプ部の底面回転角の照査は、レベル 2 地震動に加えてシナリオ地震動も用いている。対策は、液状化対策 工である地盤改良とし、その範囲は一体構造物の機能を満たすための必要最小限の範囲を定めた。さらに、3 次元耐震解析により、部材発生応力及び継手の目開き量も確認した。修復性についても、レベル1,2地震動 の作用に対して、道路ボックスの安定性と構造部材の安全性を照査した。また、交通振動に関しても水みち 発生に対して、照査された。常時作用には、液状化対策工を考慮したすべり破壊と沈下に対する安全性を照 査した。波浪・高潮等の作用として、波浪には地震後の津波外力と高潮による直接侵食、越波に対する安全 性を照査した。維持管理の容易性には、堤防の安全性に係る性能の維持の観点から、堤体及び道路構造物の 点検、復旧作業のためのアクセスの確保や体制の整備についての確認がなされている。

河川構造令第19条の規定によるもの(土堤原則)と同等以上の効力を有するかの確認を第5章で行っている。照査項目として、劣化現象が生じにくいこと、不同沈下に対する復旧が容易であること、基礎地盤と堤体が一体としてなじむこと、嵩上げ、拡幅等が容易であること、地震時及び洪水時に被災した場合の復旧が容易であること、の5項目を設定している。それらを満足することにより、土堤と同等以上の効力を有することが確認された。

施工方法に関する技術的検討が第6章で行われている。施工時には、仮締切堤が設置される。仮締切堤は長

10-1

期にわたり設置されることから、本設と同等の治水機能を有しているかを確認するため、侵食作用に対する 検証が行われた。その結果、安全性を確保していることが確認された。また、施工時の不確実性を補完する ためモニタリングに関する検討も行われた。

維持管理手法に関する検討が第7章で行われている。技術委員会で実施した解析による定量的評価の妥当 性検証と施設の管理を目的として行うモニタリング内容に取りまとめられている。妥当性検証のためのモニ タリングは、堤体内水位、地盤変位、地震応答加速度を計測し、想定した現象に近い外力が生じた場合に活 用される。施設管理の目的の点検項目は、河川施設に関するものと道路施設に関するものがある。結果の共 有や利用方法について、河川管理者と道路管理者間の体制構築の必要性も述べられている。

学識者を含めた技術委員会の経緯と総括を第8章で示している。その他留意すべき事項を第9章で示している。最後に、まとめを第10章で示している。

上記のとおり,技術検討書では技術委員会での一体構造物としての安全性の技術的検討の結果をまとめた。 評価の結果,延伸部区間は一体構造物として要求される機能を満足し,かつ,整備することが可能であるも のと評価する。