

4.2.3 盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討

盛土・構造物設置に伴う地盤変状に対し、河川堤防、道路ボックス、周辺環境の影響検討を行う。道路ボックス、河川堤防が供用中に必要な機能を確保すること、周辺家屋に影響を及ぼさないことを照査するため、施工開始直後から圧密沈下が収束するまでの地盤変状挙動を予測する。

本検討では、地盤変状により想定される被害シナリオから導いた一体構造物の確保機能の照査を目的として、鉛直二次元モデルを用いた非線形弾性解析および土 - 水連成弾塑性解析により地盤変状予測を行う。

地盤変形に対して必要な確保機能

LC - 1 1	圧密沈下による堤防高の不足を起こさないこと
LC - 1 2	圧密変形による堤体の沈下・変形を抑制すること
LC - 1 3	道路底版と基盤底面の間隔 すき間による水みち発生を起こさないこと
LC - 1 6	圧密沈下による周辺影響を防止すること（BC - 8 共通）
BC - 4	道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確認すること
BC - 5	道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること
BC - 1 2	道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
BC - 8	圧密沈下による周辺影響を防止すること（LC - 1 6 共通）

まず、圧密沈下対策の要否判定を行うことを目的に非線形弾性解析を行い、道路躯体の残留沈下量と許容残留沈下量を比較することにより照査する。躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を上回った場合は、圧密沈下対策工を設置する。次に、対策工を考慮した完成断面に対し、河川堤防、道路ボックスの確保機能の照査および周辺環境への影響検討を行うことを目的に、施工ステップを解析に反映した土 - 水連成弾塑性解析により地盤変状挙動の経時変化を評価する。解析手法として、委員会当初においては、概略的な検討を1次元圧密計算により行い、詳細検討は二次圧密を考慮した弾粘塑性解析により実施した。この詳細検討において水平変位が大きくなる区間もみられたことから、最終報告においては、概略的な方法として側方変位の影響を考慮するため二次元非線形弾性解析により実施する。詳細検討は二次圧密を考慮しない弾塑性解析により実施する。これは、検討に先立ち実施したプレ解析において、弾塑性解析と弾粘塑性解析を比較した結果、道路ボックス箇所、圧密沈下が終了する時刻（過剰間隙水圧が完全に消散する時刻）において差異が1cm程度となり、二次圧密量に比べ一次圧密沈下量が卓越し、弾塑性、弾粘塑性解析による圧密沈下量に顕著な差が見られないことから、主体となる変形要因は圧密沈下によるものと判断し、弾塑性解析による解析を実施する。

河川堤防の確保機能については、圧密沈下による堤防高の不足を起こさないことを目的として、堤防天端位置の最終沈下量に応じたオーバーレイ計画（余盛高）の検討を行う。道路ボックスの確保機能については、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保することを照査するため、オーバーレイ計画を考慮した地盤変状予測により躯体構築後の躯体沈下量、横断的な傾斜勾配、縦断的な相対変位を評価し、許容値と比較する。周辺環境への影響を防止することを目的として、施工開始直後からの近接家屋の傾斜角を評価し、許容値と比較する。上記の検討フローを図4.2.83に示す。

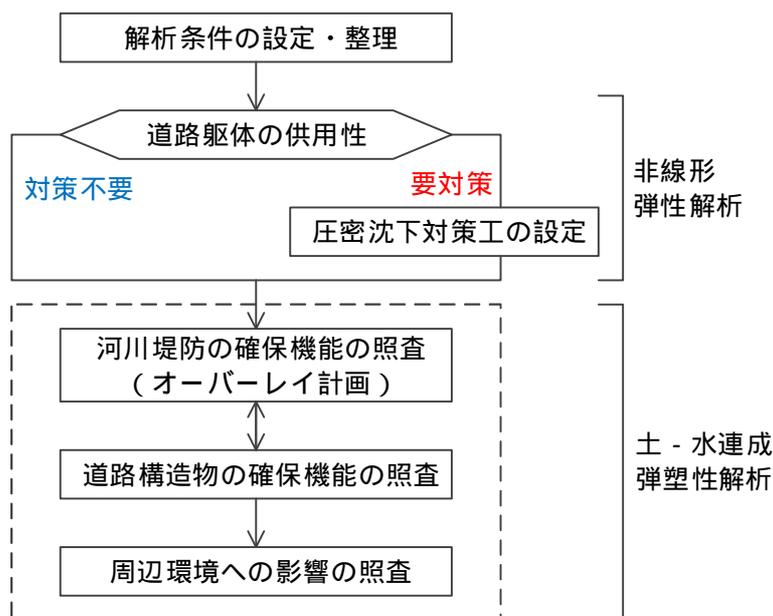


図 4.2.83 検討フロー図

4.2.3.1 道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査

(1) 検討概要

道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的に圧密解析を実施し、道路躯体に発生する残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）を算定する。算定した残留沈下量が許容値を上回る場合は、対策工の検討を実施する。ここでの検討は、完成形全荷重が作用した際の道路躯体の沈下量を評価することから、沈下量の経時変化を考慮した解析（土 - 水連成弾塑性解析）は不要とし、鉛直二次元の非線形弾性解析を用いる。

(2) 検討に用いる解析手法

非線形弾性解析では、各土層において、完成時の応力増分に伴う最終的な地盤変状量を評価する。本解析は、検討断面近傍の土質試験結果を用いて、圧密特性（圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_s 、過圧密比 OCR 、基準応力における間隙比 e_{mt} ）を設定し、初期応力状態より各要素で設定される $e-\log\sigma_m$ 関係（非線形特性）を用いて圧密変形量を算出する弾性応力解析である（図 4.2.84 参照）。ここで、応力増分に伴う圧密現象は平均有効応力 σ_m の変化により発生するため、設定圧密特性の横軸は $\log\sigma_m$ とする。本解析における支配方程式を以下に示す。

$$\dot{\sigma}'_{ij} = \bar{\lambda} \dot{\varepsilon}_v \delta_{ij} + 2\bar{\mu} \dot{\varepsilon}_{ij}$$

ここに、

$\dot{\sigma}'_{ij}$: 有効応力速度

$\dot{\varepsilon}_v$: 体積ひずみ速度

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ ($i=j$ 1, $i \neq j$ 0)

$\dot{\varepsilon}_{ij}$: 圧縮, せん断ひずみ速度

$\bar{\lambda}$, $\bar{\mu}$: ラメの定数

・ 正規圧密状態

$$\begin{cases} \bar{\lambda} = \frac{3\nu}{1+\nu} \frac{\sigma'_m}{\lambda} (1+e_0) \\ \bar{\mu} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{\sigma'_m}{\lambda} (1+e_0) \end{cases}$$

・ 過圧密状態

$$\begin{cases} \bar{\lambda} = \frac{3\nu}{1+\nu} \frac{\sigma'_m}{\lambda} (1+e_0) \\ \bar{\mu} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{\sigma'_m}{\kappa} (1+e_0) \end{cases}$$

ここに,

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) : \text{平均有効応力}$$

e_o : 初期間隙比 (初期応力での間隙比)

λ : 圧縮指数 (=0.434 C_c)

κ : 膨潤指数 (=0.434 C_s)

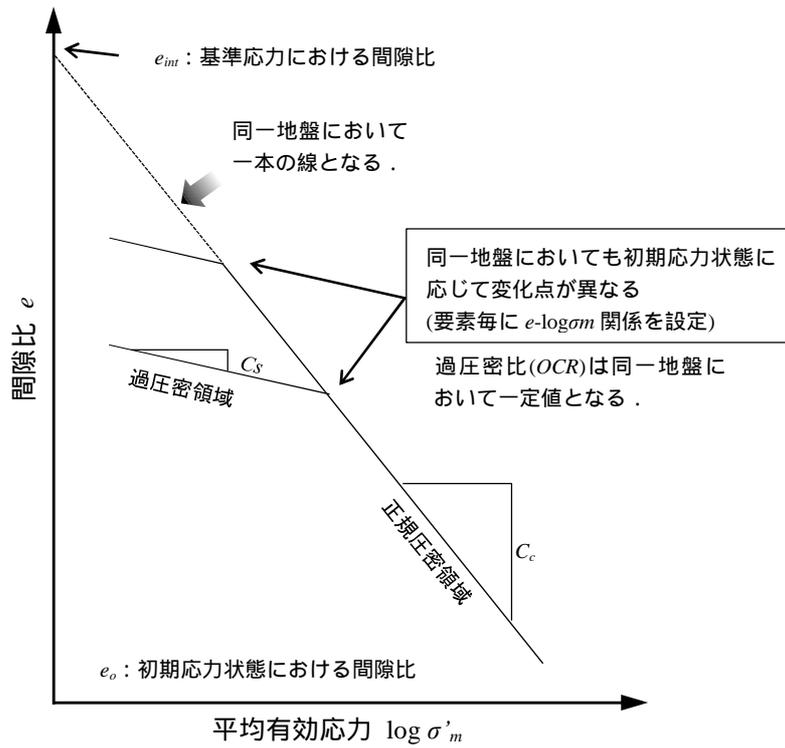


図 4.2.84 非線形弾性解析における設定圧密特性の概念図

(3) 検討断面の抽出

淀川左岸線(2期)における沖積粘性土層の圧密特性(C_c , OCR)はほぼ同様であることから、圧密沈下に伴う基礎地盤の地盤変状は、上載荷重、沖積粘性土層厚が変形量に大きく起因する。そこで、検討対象断面の抽出にあたっては、堤内側盛土荷重、軟弱粘性土層厚に着目して選定する。

川表側護岸は、耐浸透機能に対する検討で設定した1:4の一枚法で検討することから、川表側盛土荷重は、既設の護岸形式が、パラペット形式特殊堤、特殊堤、土堤と高水敷の有無により盛土荷重は異なる。

- ・ パラペット形式特殊堤 ~ 5.4k
- ・ 特殊堤 5.4k ~ 6.8k
- ・ 土堤 6.8k ~

堤内側盛土荷重は、堤防間盛土、道路躯体縦断線形、高規格堤防盛土により異なる。この荷重の違いによる区分を行うにあたり、堤内側の掘削、道路躯体、盛土の単位奥行き当たりの総荷重を増加荷重とし、断面変化位置で算出する。あわせて、河川法線と道路計画中心線の離れ、縦断線形を考慮する。

- ・ 荷重区分 ~ No.62 付近(4.8k 付近) 海老江地区高規格堤防
- ・ 荷重区分 No.62 付近 ~ No.98 付近(5.4k+100m 付近) 国道2号 ~ 阪神高速池田線下流
- ・ 荷重区分 No.98 付近 ~ No.110 付近(5.8k 付近) ~ JR 東海道線上流
- ・ 荷重区分 No.110 付近 ~ No.222 付近(8.0k 付近) ~ 豊崎ランプ、新御堂筋下流
- ・ 荷重区分 No.222 付近 ~

なお、上記は道路計画中心線で区分していることから、海老江北入路(No.80 付近, 5.0k+115m)、大淀出路(No.129 付近, 6.0k+80m)、大淀入路(No.142 付近, 6.2k+139m)は考慮していない。

軟弱粘性土層厚は、河川距離標毎に堤内側で実施されたボーリング調査結果より、次の4区分とする。

- ・ 地層区分 12.5m 程度 ~ 5.8k(No.115 付近)
- ・ 地層区分 13.0m 程度 5.8k ~ 6.4k(No.145 付近)
- ・ 地層区分 15.5m 程度 6.4k ~ 8.0k(No.222 付近)
- ・ 地層区分 13.0m 程度 8.0k ~

以上により整理した堤防形式、荷重区分、地層区分にくわえ、完成時の道路構造を勘案し、非線形弾性解析の検討対象断面を抽出する。抽出結果を表 4.2.40 に示し、あわせて平面模式図を図 4.2.85 に示す。また、距離標ごとの圧密層厚と増加荷重の関係を図 4.2.86 に示す。

表 4.2.40 非線形弾性解析の検討対象断面の抽出

堤防形式	荷重区分	地層区分	道路構造	検討対象断面
パラペット形式特殊堤			ランプ部(海老江 JCT)	No.45(4.4k+31m)
			一般部	No.53(4.4k+191m)
			ランプ部(海老江北入路)	No.80(5.0k+115m)
			一般部	No.90(5.2k+107m)
			一般部(堤防掘削無)	No.103(5.4k+166m)
特殊堤			一般部	No.121(5.8k+120m)
			ランプ部(大淀出路)	No.129(6.0k+80m)
			ランプ部(大淀入路)	No.142(6.2k+139m)
土堤			一般部	No.208(7.6k+69m)
			ランプ部(豊崎出路)	No.228(8.0k+116m)

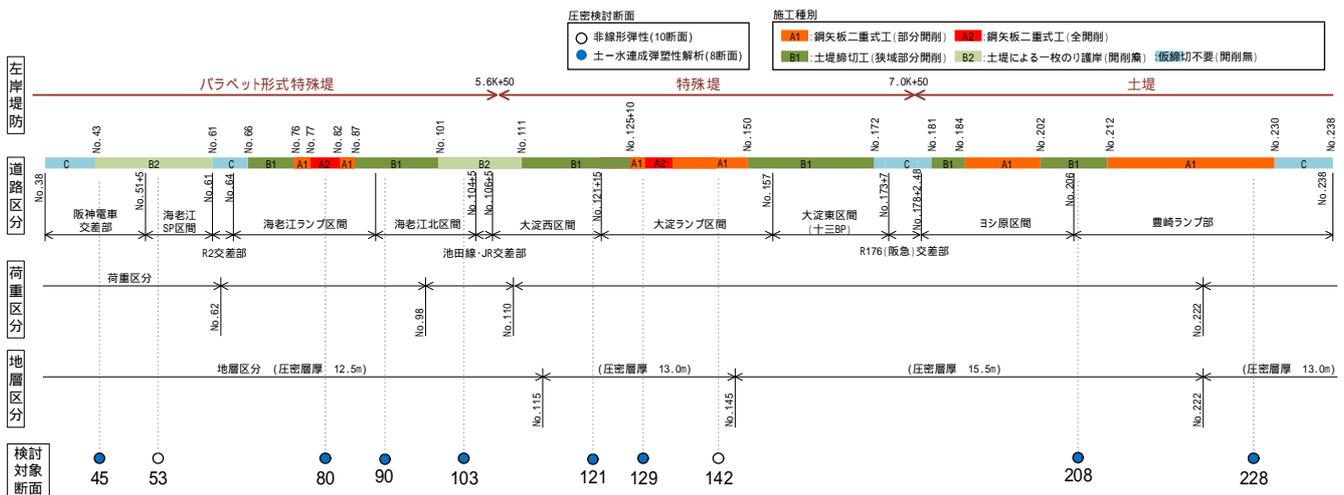


図 4.2.85 各種区分による検討対象断面の抽出結果の平面模式図

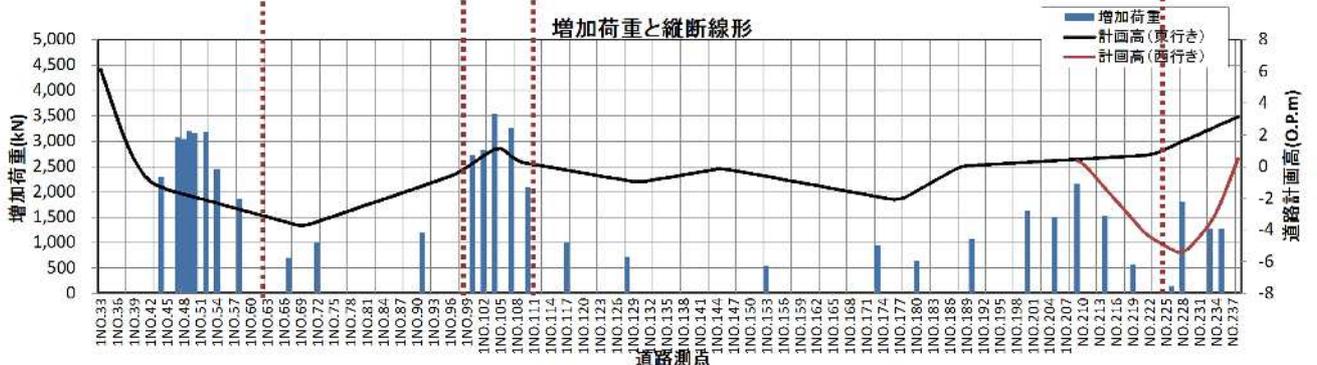
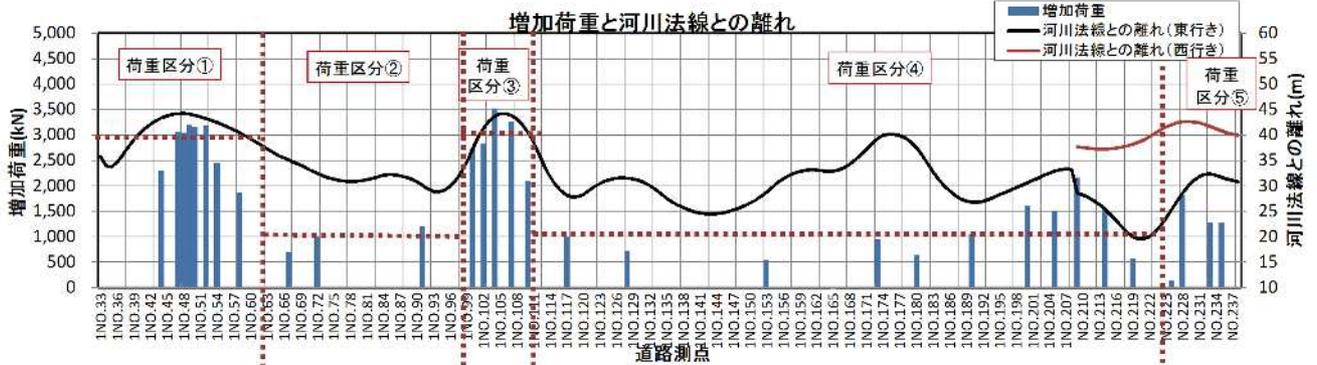
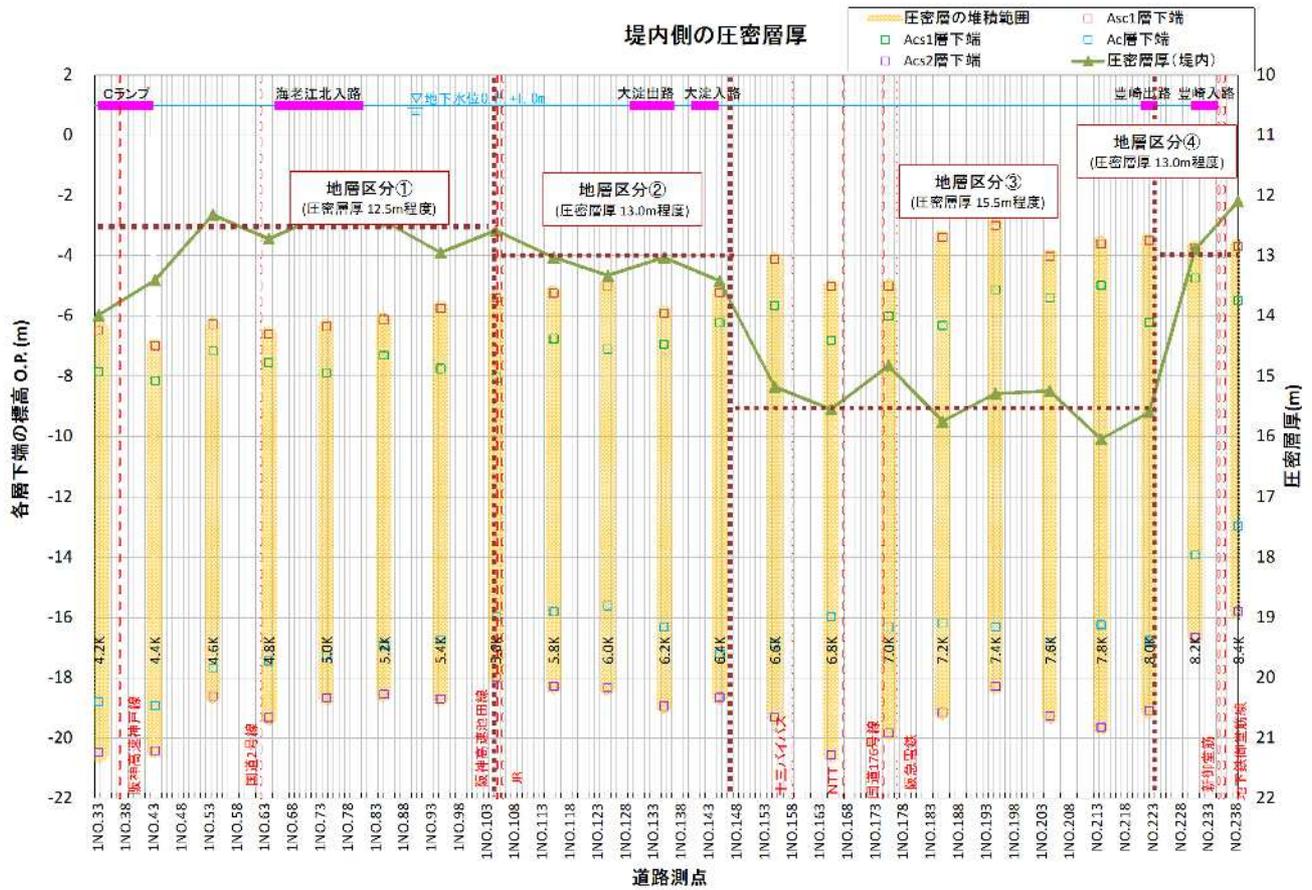


図 4.2.86 淀川左岸線（２期）における軟弱粘性土層の地層区分および荷重区分

(4) 解析モデルの作成

二次元FEM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Dg1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。一例として、No.90の解析モデル図を図4.2.87に示す。すべての検討対象断面において、解析上、次頁に示すように将来的なスーパー堤防整備を見込んだ荷重を考慮する。

非線形弾性解析における地盤変状挙動の評価位置は、堤内側から計画端部、淀川南岸線中央部、淀川左岸線(2期)の西行き端部、中壁位置、東行き端部、土留壁設置位置(施工矢板部)、堤防間盛土(川表法面中央部)、堤防天端両肩、川表側最大沈下部、川表側盛土端部の10箇所程度とする。解析にあたっては、はじめ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したうえで、粘性土層(Acs1, Ac, Acs2層)を非線形弾性体、その他の土層(B, Asc1, Asc2層)を弾性体として解析を実施する。非線形弾性体には次項に示す圧密特性を、弾性体には変形係数として割線剛性 E_m を設定する。

土-水連成弾塑性解析にあたり、排水条件としてモデル下端およ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(2期)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、家屋端部、プレロード盛土端部とする。同位置の粘性土層(Acs1層, Ac層, Acs2層)中心において過剰間隙水圧の経時変化を評価し、解析中に圧密現象が収束していることを把握する。地盤と構造物間の剥離を評価するため、道路躯体側面、矢板位置にジョイントを設ける。非線形弾性解析と同様、はじめ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弾塑性解析を実施する。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。自重解析以降は、弾性体の土層の剛性に割線剛性 E_m を設定する。

(5) 解析に用いるパラメータとその設定方針

圧密による地盤変状解析で重要となるパラメータは、圧縮指数(C_c)と過圧密比(OCR)であり、検討断面近傍の土質試験から得られた値を表 4.2.41 に示す。これをみると、各断面、各地層でその値に大きなバラツキがあることから、圧密解析においては解析断面近傍の室内試験から得られた結果を、各解析断面のパラメータ設定に用いる(表 4.2.42~表 4.2.51 参照)。

表 4.2.41 土質試験から得られた圧縮指数、過圧密比

地層	解析断面近傍の土質試験による C_c									
	No.45	No.53	No.80	No.90	No.103	No.121	No.129	No.142	No.208	No.228
Acs1	0.62	0.62	0.40	0.44	0.44	0.42	0.42	0.47	0.25	0.25
Ac上	0.79	0.79	0.85	0.76	0.76	0.73	0.73	0.88	0.64	0.64
Ac下	1.07	1.07		1.00	1.00	0.91	0.91	0.78	0.70	0.70
Acs2	0.57	0.57	0.62	0.43	0.43	0.99	0.99	0.81	0.52	0.52

地層	解析断面近傍の土質試験によるOCR									
	No.45	No.53	No.80	No.90	No.103	No.121	No.129	No.142	No.208	No.228
Acs1	1.78	1.78	1.75	2.47	2.47	2.54	2.54	1.36	4.58	4.58
Ac上	1.16	1.16	1.26	1.28	1.28	1.66	1.66	1.34	1.36	1.36
Ac下	1.25	1.25		1.28	1.28	1.37	1.37	1.23	1.33	1.33
Acs2	1.48	1.48	1.89	1.87	1.87	2.25	2.25	1.63	2.01	2.01

各解析断面における設定土質定数一覧を以降に示す。

表 4.2.42 解析断面 No.45 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m^3)		変形係数 (kN/m^2)	圧密特性					
	γ_t	γ_{sat}	E_m	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR			
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	-			
B(改修・修補)	17.0		6,150						
B(改良)	17.7		18.6				1,690		
B(高水敷整備)	18.4		19.7				1,980		
B(運河埋立)	19.1		19.6				12,220		
Asc1	18.3		19.2				7,070		
Acs1	1	-	16.5	2	0.62	0.062	1.78		
Ac 上			15.6		0.77	0.077	1.16		
Ac 下			15.9		1.07	0.107	1.25		
Acs2			15.8		0.57	0.057	1.48		
Asc2			-		-	25,200	-	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.43 解析断面 No.53 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²) E_m	圧密特性					
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR			
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3				
B(改修・修補)	17.0	-	6,150						
B(改良)	17.7	18.6	1,690						
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980						
B(運河埋立)	19.2	19.5	12,220						
Asc1	18.3	19.2	7,070						
Acs1	1	16.5	2				0.62	0.062	1.78
Ac 上		15.6					0.79	0.079	1.16
Ac 下		15.9					1.07	0.107	1.25
Acs2		15.8					0.57	0.057	1.48
Asc2		18.4		19,600	-	-	-		

- (1) 地下水以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.44 解析断面 No.80 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²) E_m	圧密特性					
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR			
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3				
B(改修・修補)	17.0	-	6,150						
B(改良)	17.7	18.6	1,690						
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980						
B(運河埋立)	17.6	18.0	1,730						
Asc1	18.4	18.8	5,910						
Acs1	1	16.7	2				0.40	0.040	1.75
Ac 上		15.9					0.85	0.085	1.26
Ac 下		18.8					0.62	0.062	1.89
Acs2		-					-	-	-
Asc2		-		22,400	-	-	-		

- (1) 地下水以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.45 解析断面 No.90 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²) E_m	圧密特性					
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR			
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3				
B(改修・修補)	17.0	-	6,150						
B(改良)	17.7	18.6	1,690						
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980						
B(運河埋立)	19.4	19.8	1,730						
Asc1	17.4	17.8	5,910						
Acs1	1	16.3	2				0.44	0.044	2.47
Ac 上		16.1					0.76	0.076	1.28
Ac 下		15.8					1.00	0.100	1.28
Acs2		15.9					0.43	0.043	1.87
Asc2		18.5		20,720	-	-	-		

- (1) 地下水以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.46 解析断面 No.103 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m^3)		変形係数 (kN/m^2) E_m	圧密特性		
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	
B(改修・修補)	17.0		6,150			
B(改良)	17.7	18.6	1,690			
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980			
B(運河埋立)	19.4	19.8	1,730			
Asc1	17.4	17.8	3,000			
Acs1	-	16.3	-	0.44	0.044	2.47
Ac 上		16.1		0.76	0.076	1.28
Ac 下		15.8		1.00	0.100	1.28
Acs2		15.9		0.43	0.043	1.87
Asc2		18.5		19,600	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.47 解析断面 No.121 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m^3)		変形係数 (kN/m^2) E_m	圧密特性		
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	
B(改修・修補)	17.0		6,150			
B(改良)	17.7	18.6	1,690			
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980			
B(運河埋立)	20.8	21.1	1,730			
Asc1	17.4	17.9	3,000			
Acs1	-	16.8	-	0.42	0.040	2.54
Ac 上		16.2		0.73	0.070	1.66
Ac 下		15.8		0.91	0.090	1.37
Acs2		16.2		0.99	0.100	2.25
Asc2		18.5		16,800	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.48 解析断面 No.129 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m^3)		変形係数 (kN/m^2) E_m	圧密特性		
	γ_t	γ_{sat}		圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	
B(改修・修補)	17.0		6,150			
B(改良)	17.7	18.6	1,690			
B(高水敷整備)	18.4	19.7	1,980			
B(運河埋立)	20.8	21.1	1,730			
Asc1	17.4	17.9	3,000			
Acs1	-	16.8	-	0.42	0.040	2.54
Ac 上		16.2		0.73	0.073	1.66
Ac 下		15.8		0.91	0.091	1.37
Acs2		16.2		0.99	0.099	2.25
Asc2		18.5		16,800	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.49 解析断面 No.142 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²)	圧密特性			
	γ_t	γ_{sat}		E_m	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	-	
B(改修・修補)	17.0		6,150				
B(改良)	17.7		18.6				1,690
B(高水敷整備)	18.4		19.7				1,980
B(運河埋立)	20.7		21.2				1,730
Asc1	18.9		19.7				3,000
Acs1	-	16.5	-	0.47	0.047	1.36	
Ac 上		15.8		0.88	0.088	1.34	
Ac 下		16.1		0.78	0.078	1.23	
Acs2		18.6		0.81	0.081	1.63	
Asc2		17.9		20,400	-	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.50 解析断面 No.208 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²)	圧密特性			
	γ_t	γ_{sat}		E_m	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	-	
B(改修・修補)	17.0		6,150				
B(改良)	17.7		18.6				1,690
B(高水敷整備)	18.4		19.7				1,980
B(運河埋立)	19.7		20.4				4,500
Asc1	18.3		19.4				2,840
Acs1	-	17.6	-	0.25	0.025	4.58	
Ac 上		16.3		0.64	0.064	1.36	
Ac 下		16.3		0.70	0.070	1.33	
Acs2		17.2		0.52	0.052	2.01	
Asc2		-		22,400	-	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

表 4.2.51 解析断面 No.228 における設定土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ²)		変形係数 (kN/m ²)	圧密特性			
	γ_t	γ_{sat}		E_m	圧縮指数 C_c	膨潤指数 C_s	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	-	6,150	-	3	-	
B(改修・修補)	17.0		6,150				
B(改良)	17.7		18.6				1,690
B(高水敷整備)	18.4		19.7				1,980
B(運河埋立)	-		-				4,500
Asc1	19.0		20.0				2,840
Acs1	-	18.1	-	0.25	0.025	4.58	
Ac 上		17.1		0.64	0.064	1.36	
Ac 下		16.6		0.70	0.070	1.33	
Acs2		16.5		0.52	0.052	2.01	
Asc2		18.4		58,000	-	-	-

- (1) 地下水下以下のため設定不要
- (2) 弾性体としてモデル化しないため設定不要
- (3) 弾性体としてモデル化するため設定不要

4.2.3.2 圧密沈下の影響・即時（弾性）沈下量の評価

無対策の検討対象断面において計画盛土・構造物を同時に載荷した場合の非線形弾性解析を実施し、躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を上回らないことを照査する。解析の結果、道路躯体の残留沈下量が許容残留沈下量を上回る場合は、圧密沈下に対する対策工が必要であると判断する。許容残留沈下量は以下の通り設定する。

・道路躯体の許容残留沈下量：10cm 道路の供用性を考慮し設定

「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）」によると、沈下に対する道路機能として、下記のように 10～30cm とされている。設計上安全側の設定として、許容残留沈下量は 10cm とする。

「設計で目標とする残留沈下量の許容値としては、構造物取付部において、盛土中央部で舗装完了後あるいは供用開始後 3 年間で 10cm～30cm としてきた事例が多い。」

出典：「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）」

非線形弾性解析の結果総括表を以下に示す。表には、道路躯体における残留沈下量の最大値と対策工の要否判定結果を示し、備考として断面における最大圧密沈下量とその発生位置についても併記する。表より、No.121 をのぞく 9 断面において道路躯体の残留沈下量が許容残留沈下量を上回っており、No.121（表 4.2.52 の（注））についても 10cm 程度の沈下量が発生していること、対策を部分的に実施した場合、ボックス間に相対変位が発生し、継手の安全性、供用性に支障が与える可能性があることを考慮し、淀川左岸線（2 期）トンネル区間全線において圧密沈下対策工が必要であると判断する。No.121 については、過圧密比 OCR が 1.66 と比較的大きく、盛土・構造物設置による荷重増分も他断面に比べ小さいため、沈下量が小さい結果となった。

表 4.2.52 解析結果総括表

検討対象断面	道路躯体の 残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	対策工 の要否	参考	
				最大圧密 沈下量(cm)	発生位置
No.45	46.4	10	必要	46.4	ボックス左端部
No.53	53.1		必要	53.4	ボックス左端部
No.80	20.1		必要	20.1	ボックス左端部
No.90	14.2		必要	14.2	ボックス左端部
No.103	29.3		必要	30.0	ボックス右端部
No.121(注)	8.2		必要(注)	8.3	ボックス左端部
No.129	12.2		必要	12.2	ボックス左端部
No.142	11.8		必要	11.8	ボックス左端部
No.208	14.6		必要	14.8	ボックス右端部
No.228	19.6, 16.3	必要	19.9	東行ボックス左の盛土部	

) 順に、西行き、東行きの残留沈下量

例として、No.208（堤防形式：土堤，道路構造：一般部）における解析結果を図 4.2.88 に示す。結果図は、最終変形モード図，地表面沈下分布図，層別沈下量分布図，粘性土層中心位置における応力増分の分布図で構成する。

4.2.3.3 圧密沈下の影響・最終圧密沈下量と経時変化量の横断方向の評価

圧密沈下に対する対策としては、施工期間中の圧密沈下促進により供用中に発生する残留沈下量の低減を図る工法や、地盤改良により対象地盤を固め、沈下量の低減を目的とする工法がある。

本検討では、河川堤防の基礎地盤が対策工の対象となるが、その範囲は基本的に、道路ボックスを設置するために堤防を開削した部分となるため、地盤改良で部分的に固めると、周辺で相対変位が発生し、堤体に亀裂が入ると共に、水みちの要因となる可能性がある。そのため、ここではプレロード工法の採用基本とする。また、本事業工程の制約から、プレロード放置期間を短くする必要があることから、圧密時間を短縮し促進効果を期待できる圧密促進工法（サンドドレーン工法）を併用する。サンドドレーン工法は、砂杭で構成されるため地盤変状に追従しやすい利点もある。

圧密対策工の検討にあたっては、以下の項目に着目した照査を行う。

- ・道路ボックスの沈下
- ・道路ボックスの継手に発生する変位
- ・堤防と道路ボックスの沈下差
- ・施工時および完成後の堤防高に関する検討
- ・周辺地盤への影響

(1) 検討に用いる解析手法

道路躯体の安全性、供用性に対する安全性の照査の結果、淀川左岸線（2期）ではトンネル区間全線にわたって圧密沈下対策が必要であることから、プレロード工法、サンドドレーン工法を考慮したモデルにより解析を行い、確保機能に対する照査を行う。

解析にあたっては、施工時から完成時の時間変化を考慮した堤防高を把握する必要があることから、施工ステップに応じた荷重増減と変位の時系列を考慮できる土-水連成弾塑性解析を用いる。

ここで、本検討にあたり二次圧密による評価の必要性を検討した。「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）」によると、粘性土の残留沈下量は一次圧密と二次圧密からなり、設計上の二次圧密については、設計条件や土質特性に応じて考慮するかどうかを決定することとしている。そこで、本検討では、設計における二次圧密量の考慮の有無を決定することを目的として、対象土層の土質特性を分析するとともに、二次圧密を考慮した地盤変状予測により地盤変状に対する二次圧密量の程度を把握する。

- ・ 残留沈下量は二次圧密を考慮するが、値が小さい場合には無視してよいものとする。
- ・ 二次圧密沈下量は、含水比が大きい有機質土や含水比の比較的大きい粘性土で大きく、これらの層厚が厚い場合に大きな問題となる。したがって、道路に求められる設計条件等や軟弱地盤の土質特性を考慮して、二次圧密量を設計上の沈下量として考慮するかどうかを決定することとなる。

出典：道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）

二次圧密の概要

二次圧密とは、過剰間隙水圧の消散後（圧密沈下完了後）において、一定の荷重条件下で土が変形する現象である。一次圧密および二次圧密のイメージ図を図 4.2.89 に示す。

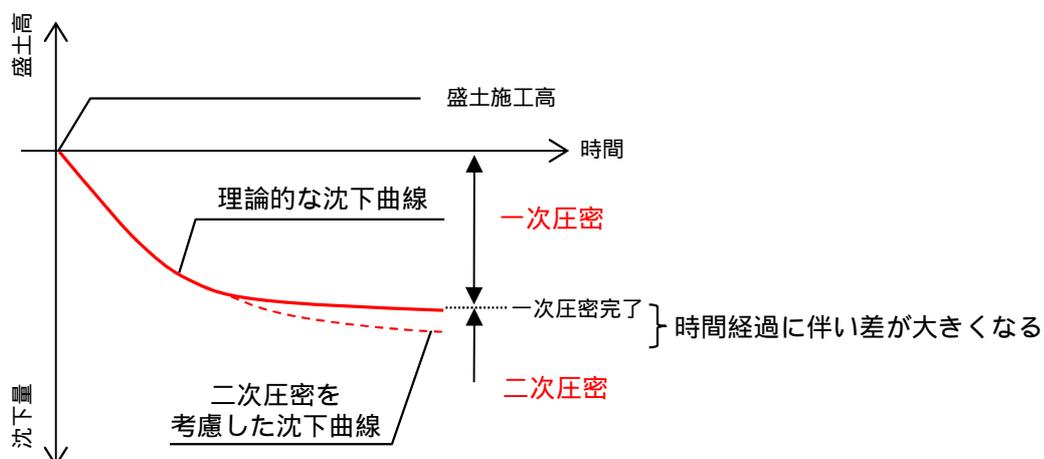


図 4.2.89 二次圧密のイメージ図

対象土層の土質と特性

「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）」によると、二次圧密沈下量は、含水比が大きい有機質土や含水比の比較的大きい粘性土で、大きいとされている。ここでは、対象土層（Acs1、Ac、Acs2）の土質特性に着目すると、対象土層は有機質土ではなく、含水比は Acs1、Acs2 が 40～50% 程度、Ac が 50～60% 程度であり、一般的な土の含水比（出典「地盤材料試験の方法と解説」）と比べると比較的小さいことから、上記の有機質土や含水比の比較的大きい粘性土には該当しないと考える。

表-3.3.5 含水比の測定例（地盤工学会⁸⁾に加筆修正）

土質名	地域	含水比 (%)
沖積粘土	東京	50～80
洪積粘土	東京	30～60
関東ローム	関東	80～150
まさ土	中国	6～30
しらす	南九州	15～33
黒ぼく	九州	30～270
泥炭	石狩	110～1 300

出典：地盤材料試験の方法と解説
（2009 年 11 月）

二次圧密の程度の評価

二次圧密を考慮した地盤変状予測により圧密沈下量を評価し、弾塑性解析の結果と比較することで、淀川左岸線（2期）区間の地盤変状に対する二次圧密量の程度について把握する。圧密試験で得られる圧密特性は二次圧密を含むものとなることから、地盤変状予測としては、一次圧密 90%終了以降に二次圧密を評価する弾粘塑性解析を行う。

弾塑性解析と弾粘塑性解析の結果比較図を図 4.2.90 に示す。図より、道路ボックス箇所で、圧密沈下が終了する時刻（過剰間隙水圧が完全に消散する時刻）において差異が 1cm 程度となり、二次圧密による変形量に比べ一次圧密沈下量が卓越し、弾塑性、弾粘塑性解析による圧密沈下量に顕著な差が見られない。

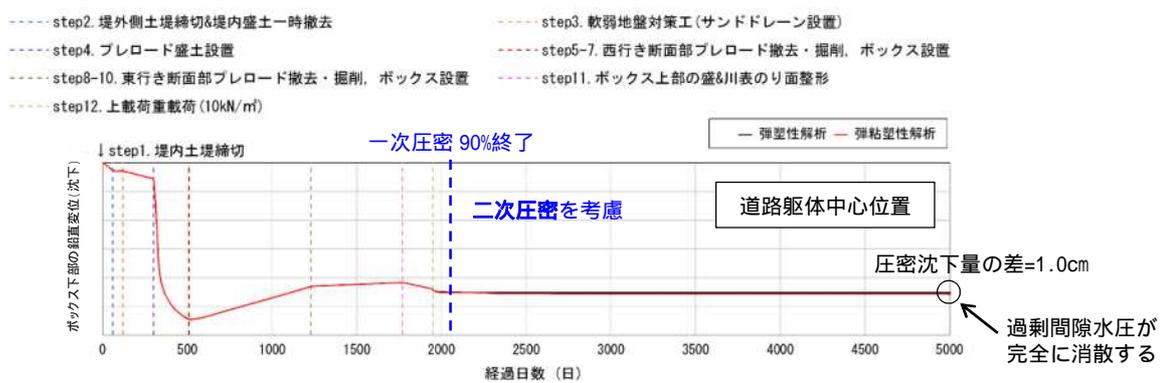


図 4.2.90 弾塑性、弾粘塑性解析による圧密沈下量の比較（道路線躯体中心位置）

上記 2 点により、本検討においては弾塑性解析により一体構造物の確保機能を照査する方針とする。

しかしながら、圧密沈下対策工を施さない条件で、含水比より二次圧密係数を求める簡易法（道路土工軟弱地盤対策工指針）で二次圧密量を算出した一次元解析では、5,000 日経過時点で最大約 3.6cm 程度の沈下が生じる結果となることから、図 4.2.88 に示すように対策を行った場合は二次圧密による沈下量は 1cm 程度と沈下の影響は少ないが、二次圧密による沈下について、解析の妥当性を確認するために、施工完了後も適切にモニタリングを行い、沈下の把握に努める。

なお、上述の簡易法で算出した二次圧密量は、土質圧密試験結果より求めた二次圧密と比べても、概ね同程度であった。

(2) 圧密沈下対策工の設定

<モデル化する圧密沈下対策工> (図 4.2.91 参照)

- ・ プレロード工法：プレロード盛土は、完成堤防を概ね包含するように次の設定でモデル化する。プレロードの盛土規模は、非線形弾性による検討の結果、高さは 5m 程度まで削減できる可能性があるが、ここでは、プレロードの効果がより得られ、かつ盛土時の施工性も勘案して堤防天端高とする。プレロード盛土の堤内側端部は、プレロード盛土の施工性の観点から、地先道路端部から 50cm 程度離隔を確保した位置に設定する。盛土形状は、そこから法勾配 1:2.0 で必要堤防高まで立ち上げる形状とする。なお、プレロード盛土による圧密放置期間は半年とする。
- ・ サンドドレーン工法：対策深度は粘性土層下端、範囲は道路躯体下部（土留矢板の内側）とし、対象範囲に対しては前述した透水係数を設定する。
- ・ 道路躯体と堤防間盛土間の矢板：堤防間盛土部はサンドドレーンを設置しないことから、道路躯体部に比べ圧密沈下現象が遅れ、これに伴い道路躯体において引き込み沈下が発生することが懸念される。道路躯体部の引き込み沈下現象を抑制するため、道路躯体と堤防盛土の間の矢板を設置する。矢板は、堤防間盛土の圧密沈下が収束した後引抜くことを想定し、フリクションカット材の使用等を検討するものとする。

基本的な断面

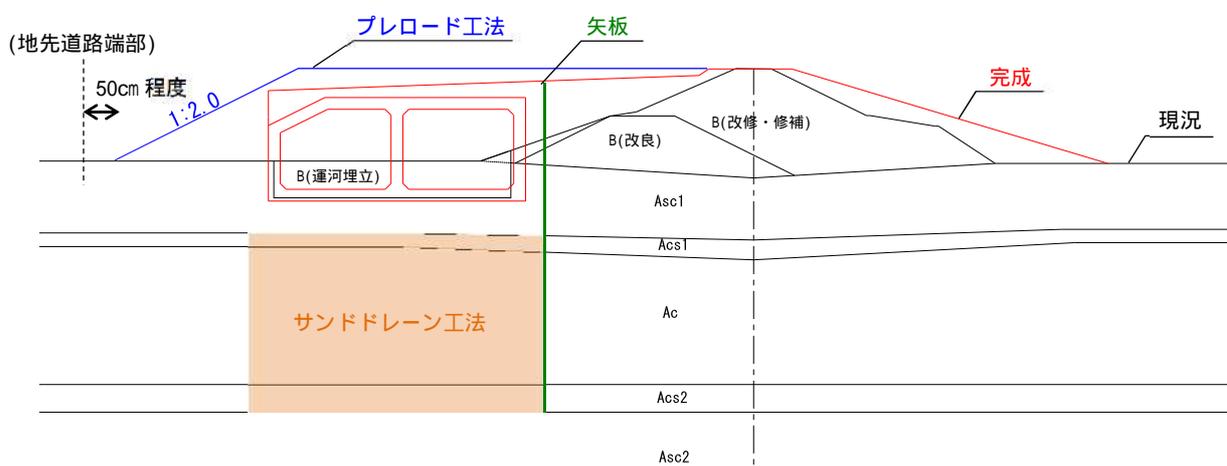


図 4.2.91 プレロードおよびサンドドレーンの設定範囲

4.2.3.4 残留沈下に関する照査

(1) 検討概要

地盤変状に対して道路ボックスに求める機能は、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること、道路ボックス部から堤防間（デルタ部）の水みち発生を起こさないこととする。各種機能に対する照査項目および照査基準は以下の通り設定する。なお、後述する堤防天端および堤防間盛土のオーバーレイ計画を考慮した土 - 水連成弾塑性解析を用いる。

道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査（図 4.2.92 参照）

- 道路躯体の許容残留沈下量 : 10cm 道路の供用性を考慮し設定
残留沈下量の考え方を図 4.2.93 に示す。
- 道路躯体の傾斜勾配の許容値 : 2% 道路横断方向の排水勾配確保を考慮し設定

道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性の照査

- 道路躯体の縦断的な相対変位の許容値 : 5cm 道路の継手耐力を考慮し設定
躯体、継手、地盤を弾性床上的梁モデルとした解析から求めた結果、継手のせん断力が許容値を満足する地盤沈下量（相対変位量）は 10cm 程度となる。地震時の地盤変位が別途発生することから、圧密沈下に伴う道路の機能確保のために継手部の許容相対変位量は 5cm と設定する。

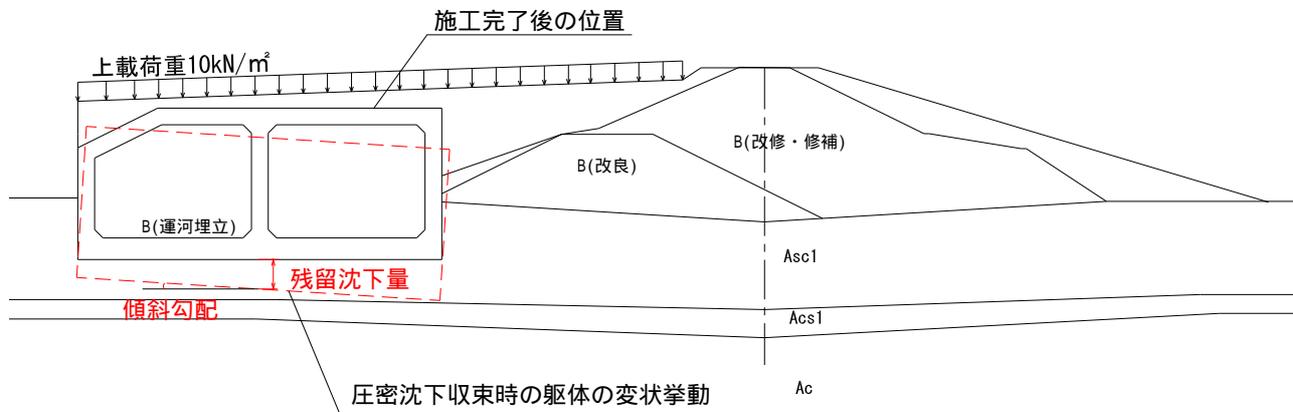


図 4.2.92 道路躯体の沈下量，傾斜勾配の評価方法

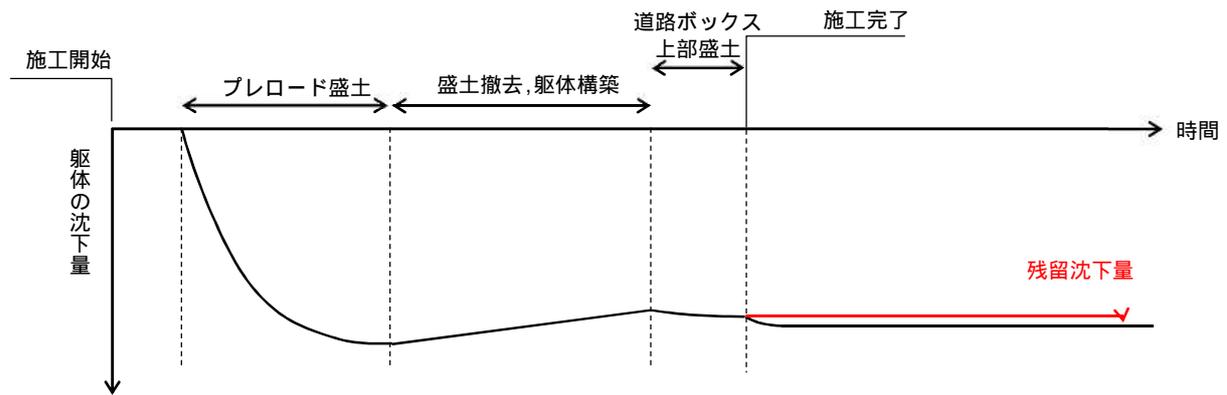


図 4.2.93 残量沈下量の考え方

道路ボックス部から堤防間（デルタ部）の水みち発生に対する検討

道路ボックス部から堤防間（デルタ部）の水みち発生に対する検討を行う。施工時には道路ボックス部とデルタ部の間は、矢板により連れ込み沈下が抑制されていることから、道路ボックス部とデルタ部において施工完了から沈下収束までの残留沈下量を評価し二点間の残留沈下差を算出し考察する。なお、照査位置は図 4.2.94 の通りとする。

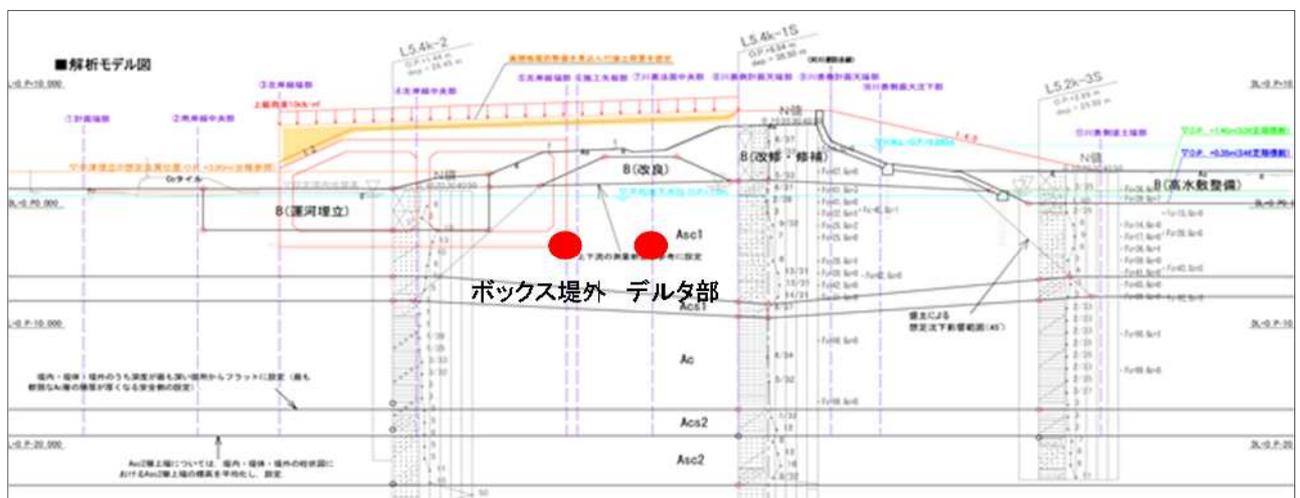


図 4.2.94 照査位置

(2) 検討断面の抽出，解析モデル及び地盤特性

土 - 水連成弾塑性解析における検討対象断面は，非線形弾性解析を実施した 10 断面の中から，堤防形式および道路構造が異なる 8 断面を選定する。選定結果を表 4.2.53 に示す。堤防形式，道路構造が重複する断面のうち，断面形状が類似する高規格堤防区間(No45, 53)については，非線形弾性解析による沈下量が大きい No45 を検討断面とする。さらに，特殊堤のランプ部として類似する No.129・142 についても非線形弾性解析による沈下量が大きい No.129 を選定する。

解析モデルおよび地盤特性については，非線形弾性と同じとする。

表 4.2.53 土 - 水連成弾塑性解析の対象断面

堤防形式	道路構造	検討対象断面	選定
パラペット 形式特殊堤	ランプ部(海老江 JCT)	No.45	
	一般部	No.53	-
	ランプ部(海老江北入路)	No.80	
	一般部	No.90	
	一般部(堤防掘削無)	No.103	
特殊堤	一般部	No.121	
	ランプ部(大淀出路)	No.129	
	ランプ部(大淀入路)	No.142	-
土堤	一般部	No.208	
	ランプ部(豊崎出路)	No.228	

(3) 解析で想定する施工ステップ及び日数

土 - 水連成弾塑性解析にあたっては，地中内の応力履歴が重要となることから，施工計画にあわせた解析ステップの設定が必要である。このため，解析を実施する 8 断面において，施工計画の考えをそれぞれの断面形状，地盤条件に反映した解析ステップ図を作成する。

施工計画，大きく工種が異なる以下の区分について施工日数を設定する。解析にあたっては，施工計画から必要となる各解析ステップの施工日数を，1 か月，3 か月，6 か月の単位で設定する。設定一覧を表 4.2.54 及び表 4.2.55 に整理する。

表 4.2.54 各解析ステップの日数【鋼矢板二重式仮締切工（全開削），一括施工】

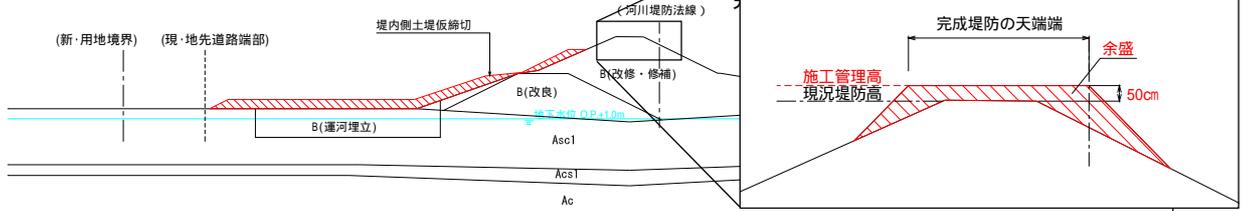
	内容	日数
1	鋼矢板二重式仮締切設置	3 か月
2	現況堤防撤去，基面整正	3 か月
3	軟弱地盤対策工（SD）設置	6 か月
4	プレロード盛土設置	1 か月
5	プレロード盛土放置	6 か月
6	躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁設置，地盤掘削，函体構築	3年6 か月
7	土留め壁一部撤去，躯体上部の盛土，鋼矢板二重式仮締切撤去	6 か月
8	上載荷重の載荷	1 日
計		5年7 か月

表 4.2.55 各解析ステップの日数【土堤締切，分割施工】

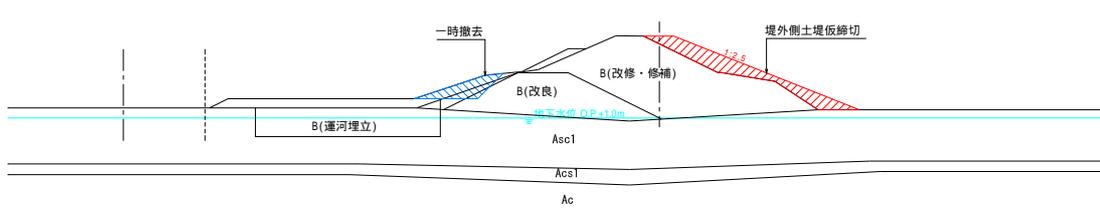
	内容	期間
1	堤内側土堤仮締切，護岸撤去	2 か月
2	堤外側盛土，堤内側盛土撤去	2 か月
3	軟弱地盤対策工（SD）設置	6 か月
4	プレロード盛土設置	1 か月
5	プレロード盛土放置	6 か月
6	西行き躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁設置，地盤掘削，函体構築，埋戻し	2 年
7	東行き躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁撤去・設置，地盤掘削，函体構築，埋戻し	1年6 か月
8	土留め壁一部撤去，躯体上部の盛土	6 か月
9	上載荷重の載荷	1 日
計		5年1 か月

例として，No.208 における解析ステップ図を図 4.2.95 及び図 4.2.96 に示す。道路ボックスと堤防間盛土の境界の矢板は，引き込み沈下を防止するために設置する。施工ステップには堤防天端および堤防間盛土のオーバーレイ計画を考慮する。また，将来的な高規格堤防整備をふまえ，高規格堤防盛土を施工ステップに見込んだ検討を実施する。本検討においては，プレロード盛土は，完成堤防の形状を概ね包含する形状とした。今後は，プレロード盛土施工による周辺家屋への影響縮減を考慮し，計画盛土断面を決定するものとする。

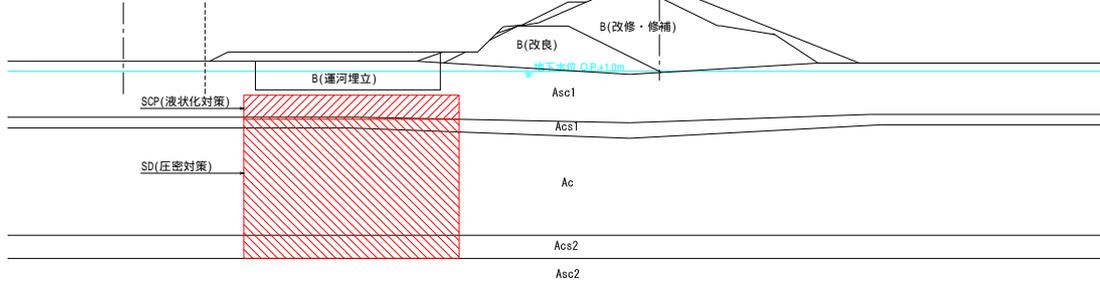
堤内側土堤仮締切設置



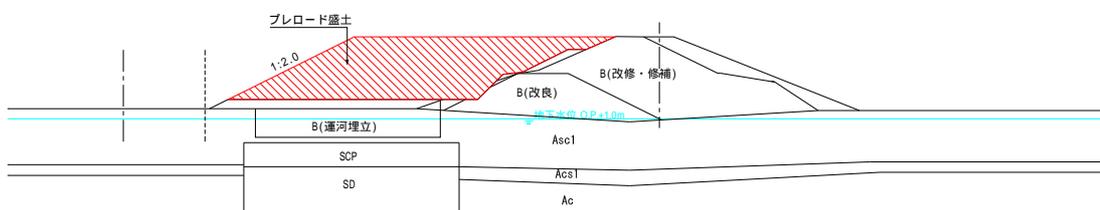
堤外側土堤仮締切設置 堤内側盛土一時撤去



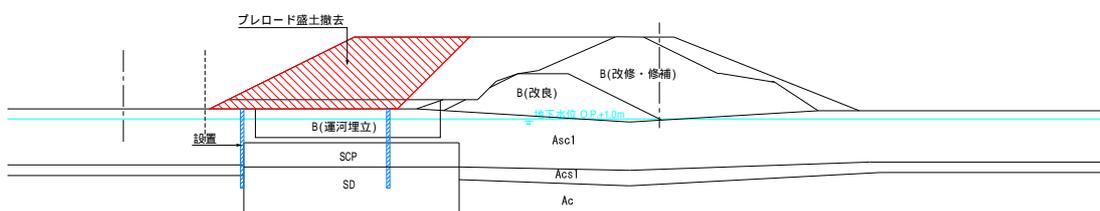
軟弱地盤対策工(SD・SCP)



プレロード盛土設置



西行き断面部 プレロード盛土撤去 土留壁設置



西行き断面部 掘削

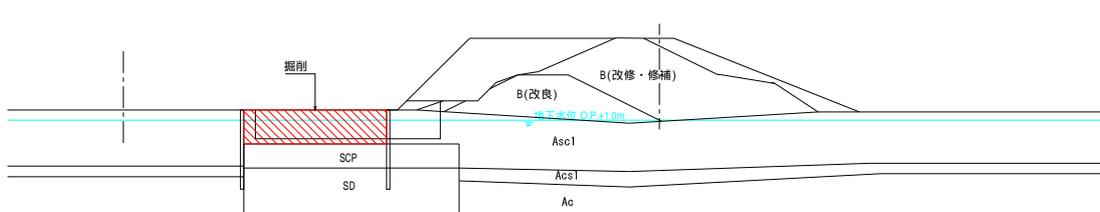
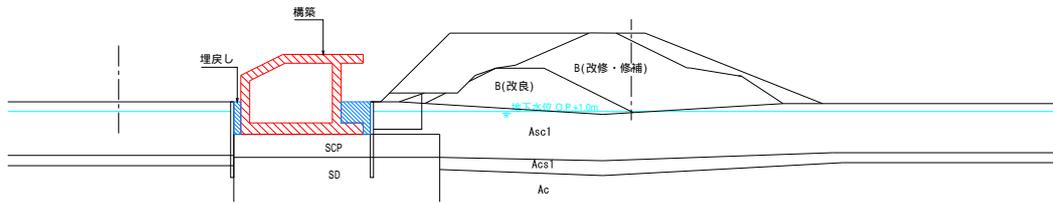
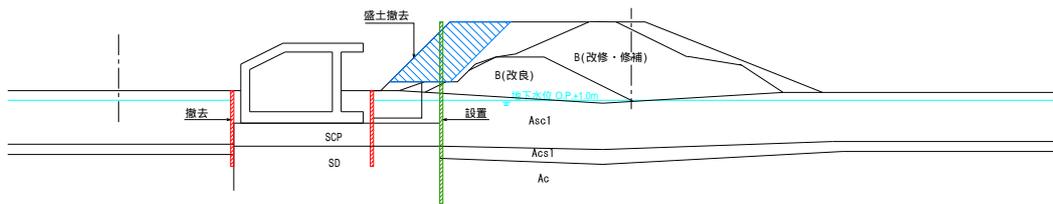


図 4.2.95 No.208 における施工ステップ その1

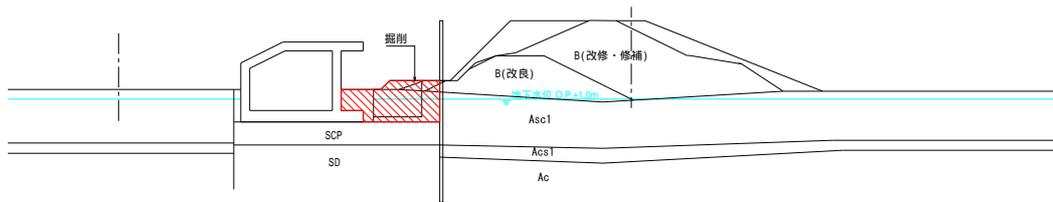
西行き断面部 函体構築 埋戻し



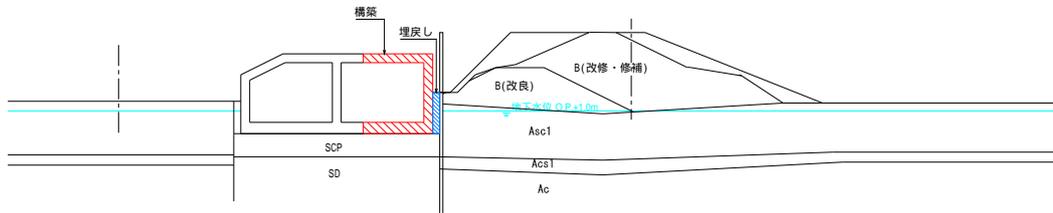
西行き断面部土留壁撤去 東行き断面部盛土撤去 土留壁設置



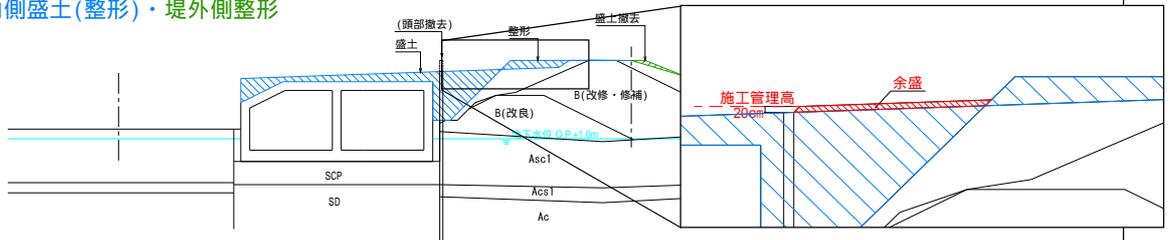
東行き断面部 掘削



東行き断面部 函体構築 埋戻し



堤内側盛土(整形)・堤外側整形



上載荷重(10kN/m²)

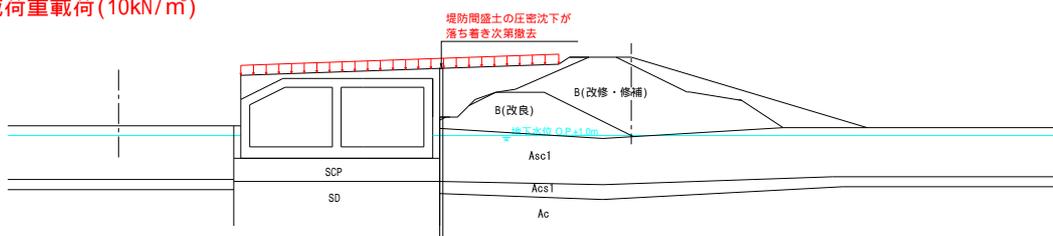


図 4.2.96 No.208 における施工ステップ その2

(4) 照査結果と追加対策工の要否判定

BC - 4	道路躯体の沈下に対する安全性，供用性を確認すること
--------	---------------------------

施工中に生じる地盤変状に対しては，通常，施工段階で対処が可能であるため，施工中に発生する沈下量は照査に含めないものとし，施工完了後からの地盤変状挙動に対して照査を行う。

施工完了後の道路躯体の残留沈下量，傾斜勾配，縦断的な相対変位を以下に示す。表より，プレロード，サンドドレーン，堤防間盛土にフリクションカット材を塗布した土留矢板を考慮した場合，すべての検討対象断面で道路躯体の残留沈下量，傾斜勾配は許容値を下回っており，道路躯体の沈下に対する安全性，供用性は確保していると評価する。

表 4.2.56 道路躯体の地盤変状結果一覧

検討対象断面	道路躯体の安全性，供用性				継手部の安全性，供用性	
	残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	傾斜勾配 (%)	許容値 (%)	躯体沈下量の 相対変位 (cm)	許容値 (cm)
No.45	4.0	10	0.1	2	2.8	5
No.80	1.2		0.1			
No.90	1.2		0.1			
No.103	2.4		0.1			
No.121	1.3		0.1			
No.129	1.4		0.1			
No.208	1.5		0.1			
No.228	2.5, 2.4 ¹⁾		0.1, 0.1 ²⁾			

- 1) 道路躯体の残留沈下量；西行き，東行き
- 2) 道路躯体の傾斜勾配：西行き，東行き
- 3) 道路躯体沈下量の相対変位：西行き，東行き

評価及び考察

道路躯体の沈下に対する安全性，供用性については，圧密沈下対策であるプレロード，サンドドレーンを実施することにより，表 4.2.56 に示すとおり，残留沈下量の許容値である 10cm 及び傾斜勾配 2% を満足することを確認した。

また，継手部の安全性，供用性についても，躯体沈下量の相対変位が 5 cm 未満となることを確認した。

4.2.3.5 圧密沈下の影響・縦断方向の評価

B C - 1 2	道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
-----------	------------------------

縦断方向の評価として、道路ボックスの継手部の安全性、供用性について照査する。

検討対象断面間の道路躯体の相対変位は全域において照査基準を満足する結果を得た。ここで、実際には杭基礎構造の区間が存在することから、検討断面前後における杭基礎区間、固結工法採用区間を考慮した場合における相対変位の整理結果を表 4.2.57 に示す。

表 4.2.57 杭基礎区間，固結工法採用区間を考慮した相対変位

検討箇所	継手部の安全性，供用性			
	沈下量(cm)	相対変位(cm)	許容値(cm)	備考
No.45	4.0	5.0	5.0	
No.80	1.2			
No.90	1.1			
No.103	2.4			
No.104 ~ No.107 (杭基礎)	0.0			
No.121	1.3			
No.129	1.4			
(No.208準用)	1.5			
No156 ~ No.157 (杭基礎)	0.0			
(No.208準用)	1.5			
No174 ~ No.178 (杭基礎)	0			
No.208	1.5			
No.228	2.5			
No.235 (杭基礎)	0.0			

評価及び考察

表 4.2.57 より杭基礎区間の沈下量を 0cm と考えた場合においても、検討箇所間の相対変位は全域において照査基準を満足することから、継手部の段差・離れに対する安全性、供用性についても確保していると評価する。

なお、継手部の段差・剥離の安全性、許容性が確保されていることから、継手部の止水ゴムが有効に機能すると考えられ、道路躯体の本体・継手部の止水性を確保されると評価する（図 4.2.31 参照）。

4.2.3.6 道路ボックス上部，側部の盛土に伴う道路ボックス沈下に対する健全性の照査

LC - 1 2	圧密変形による堤体の沈下・変形を抑制すること
LC - 1 3	道路底板と基盤底面の間隔 すき間による水みち発生を起こさないこと

各検討対象断面における二点間の残留沈下差を表 4.2.58 及び図 4.2.97 に示す。

表 4.2.58 道路ボックス堤外端部とデルタ部の残留沈下差

断面	残留沈下量(cm)				ボックス堤外沈とデルタ部の残留沈下差(cm)
	ボックス堤内	ボックス中央	ボックス堤外	デルタ部	
45	3.4	4.0	4.4	2.3	2.1
80	1.2	1.2	1.2	0.5	0.7
90	1.2	1.1	1.0	1.2	0.2
103	1.5	2.4	2.6	2.9	0.3
121	1.3	1.3	1.2	0.6	0.6
129	1.3	1.4	1.6	0.4	1.2
208	1.5	1.5	1.4	1.4	0.0
228	2.4	2.5, 2.4	2.1	1.5	0.3

() 道路躯体の残留沈下量；西行き，東行き

- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削，ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削，ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重載荷(10kN/m²)

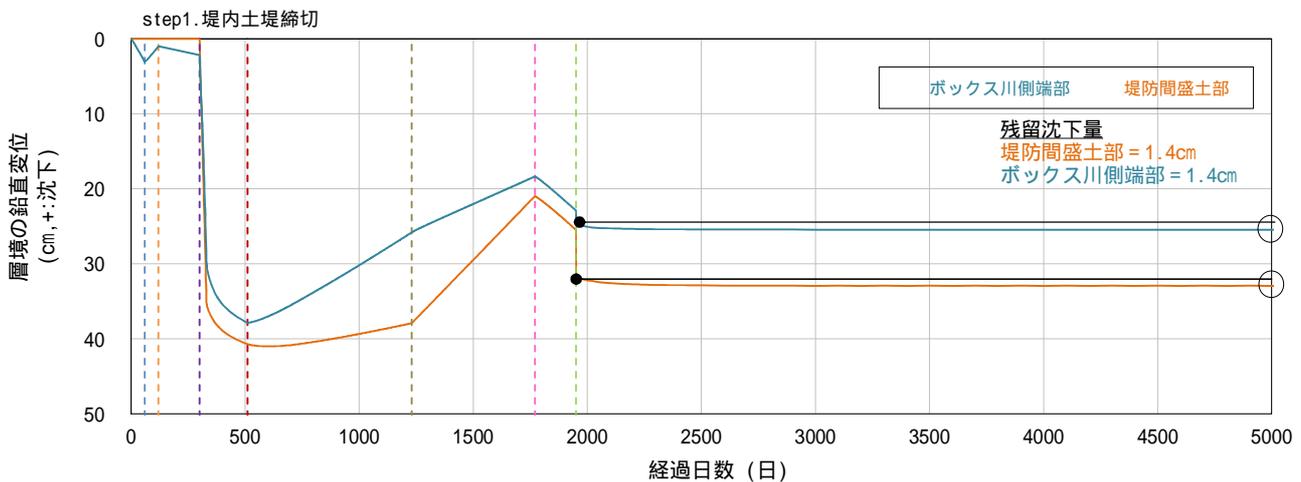


図 4.2.97 道路ボックスと堤防間の残留沈下量の変化

評価及び考察

道路ボックスと堤防間の残留沈下量の変化を表 4.2.58 に示す。これより残留沈下量の差は，最大 2cm 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評価する。

4.2.3.7 道路ボックスの回転の照査

B C - 4	道路躯体の沈下に対する安全性，供用性を確認すること
---------	---------------------------

施工中に生じる地盤変状に対しては，通常，施工段階で対処が可能であるため，施工中に発生する沈下量は照査に含めないものとし，施工完了後からの地盤変状挙動に対して照査を行う。

施工完了後の道路躯体の残留沈下量，傾斜勾配を表 4.2.59 に示す。

表 4.2.59 道路躯体の地盤変状結果一覧

検討対象断面	道路躯体の安全性，供用性			
	残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	傾斜勾配 (%)	許容値 (%)
No.45	4.0	10	0.1	2
No.80	1.2		0.1	
No.90	1.2		0.1	
No.103	2.4		0.1	
No.121	1.3		0.1	
No.129	1.4		0.1	
No.208	1.5		0.1	
No.228	2.5 , 2.4 ¹⁾		0.1 , 0.1 ²⁾	

- 1) 道路躯体の残留沈下量；西行き，東行き
- 2) 西行き躯体の傾斜勾配：西行き，東行き
- 3) 躯体沈下量の相対変位：西行き，東行き

評価及び考察

表 4.2.59 より，プレロード，サンドドレーン，堤防間盛土にフリクションカット材を塗布した土留矢板を考慮した場合，すべての検討対象断面で道路躯体の残留沈下量，傾斜勾配は許容値を下回っており，道路躯体の回転に対する安全性，供用性は確保していると評価する。

4.2.3.8 道路ボックスの継手部の段差・離れの照査

B C - 5	道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性，供用性を確保すること
---------	----------------------------------

躯体沈下量の相対変位の結果を表 4.2.60 に示す。検討箇所間の相対変位がすべて照査基準を満足する結果となった。なお、詳細設計において、杭基礎前後の相対変位が許容値（5cm）を上回る結果となる場合については、図 4.2.98 に示すような擦り付け区間を設ける等の対策が必要となる。

また、縦断方向の耐震検討において、継手の軸方向変位を抑制するため、杭基礎前後には地盤改良を段階的に設置することになっていることから、圧密沈下および地震の双方を対象とした改良を検討する必要がある。

表 4.2.60 道路躯体の地盤変状結果一覧

検討対象断面	道路躯体の安全性，供用性				継手部の安全性，供用性	
	残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	傾斜勾配 (%)	許容値 (%)	躯体沈下量の 相対変位 (cm)	許容値 (cm)
No.45	4.0	10	0.1	2	2.8	5
No.80	1.2		0.1			
No.90	1.2		0.1			
No.103	2.4		0.1			
No.121	1.3		0.1			
No.129	1.4		0.1			
No.208	1.5		0.1			
No.228	2.5 , 2.4 ¹⁾		0.1 , 0.1 ²⁾		1.0 , 0.9 ³⁾	

- 1) 道路躯体の残留沈下量；西行き，東行き
- 2) 西行き躯体の傾斜勾配：西行き，東行き
- 3) 躯体沈下量の相対変位：西行き，東行き

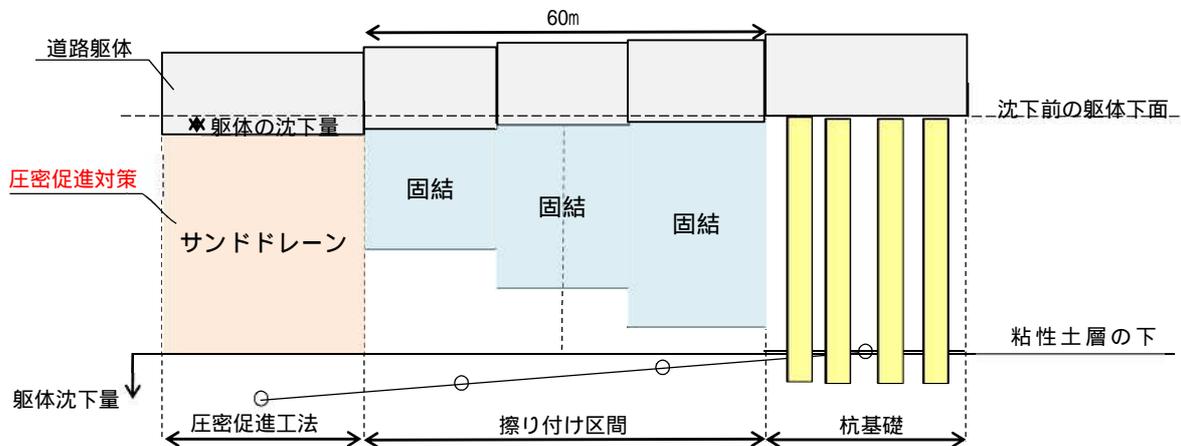


図 4.2.98 縦断的に大きな相対変位が発生した場合の対応

解析結果の一例として，土堤区間の標準的な断面である No.208 の道路ボックス中央部における地盤変状挙動の経時変化図を示す。

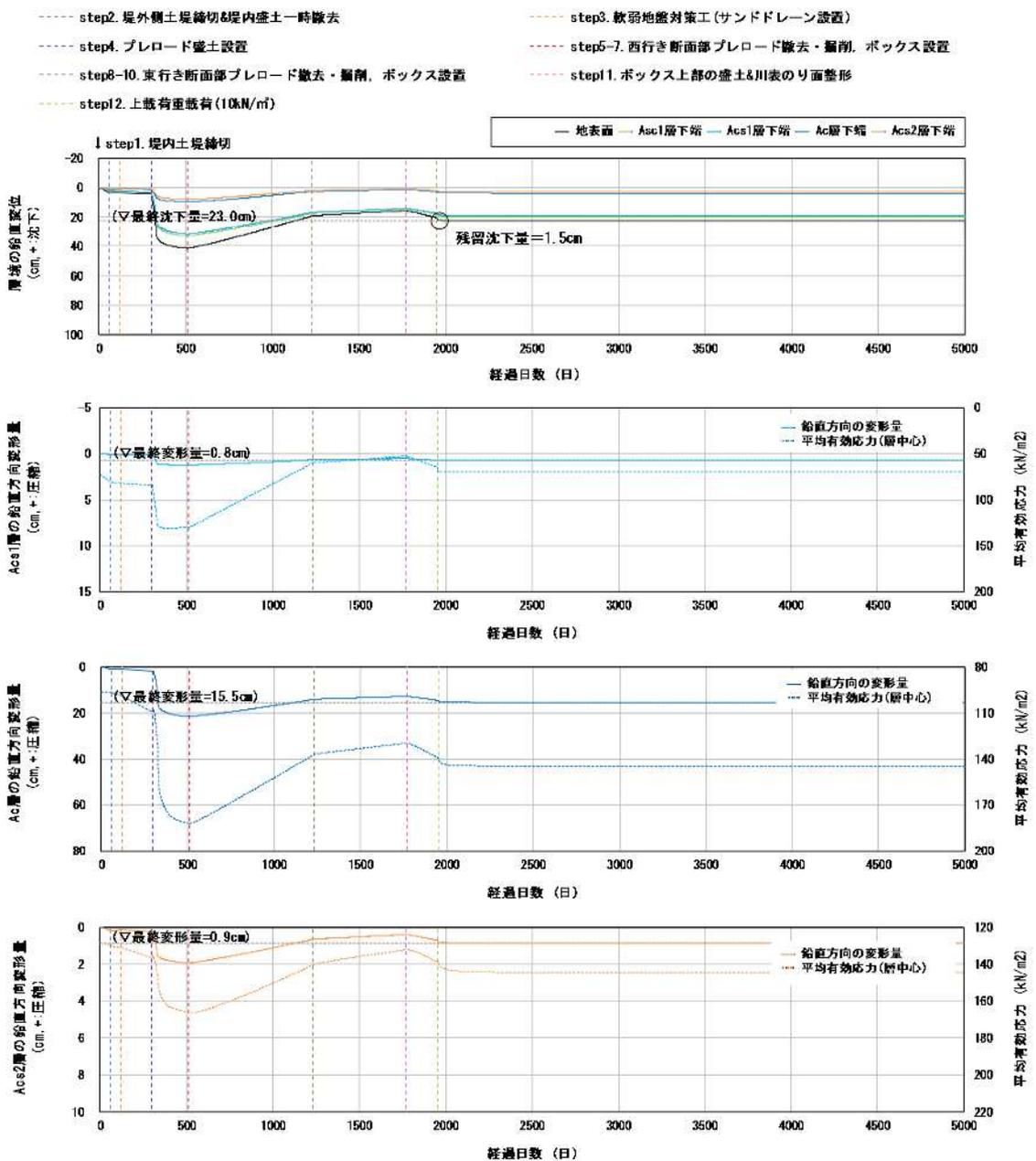
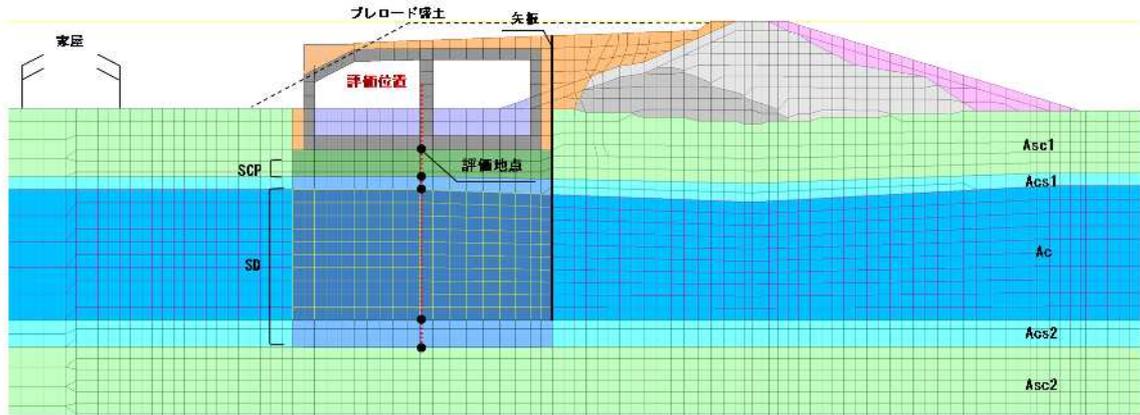


図 4.2.99 No.208 の道路ボックス中央部における地盤変状挙動，応力状態の経時変化

次に、No.208 の道路ボックス中央部の Ac 層中心位置において、施工前（現況）から施工終了時（圧密沈下収束時）までの応力の変遷を、前述した e-logP 曲線の重ね合せ図にプロットしたものを図 4.2.100 に示す。図より、評価位置の圧密状態に着目すると、施工開始からプレロード盛土までは正規圧密領域にあるが、プレロード盛土撤去に伴う応力除荷により過圧密領域へと移行し、それ以降は変状量の小さい過圧密状態での挙動となる結果を得た。

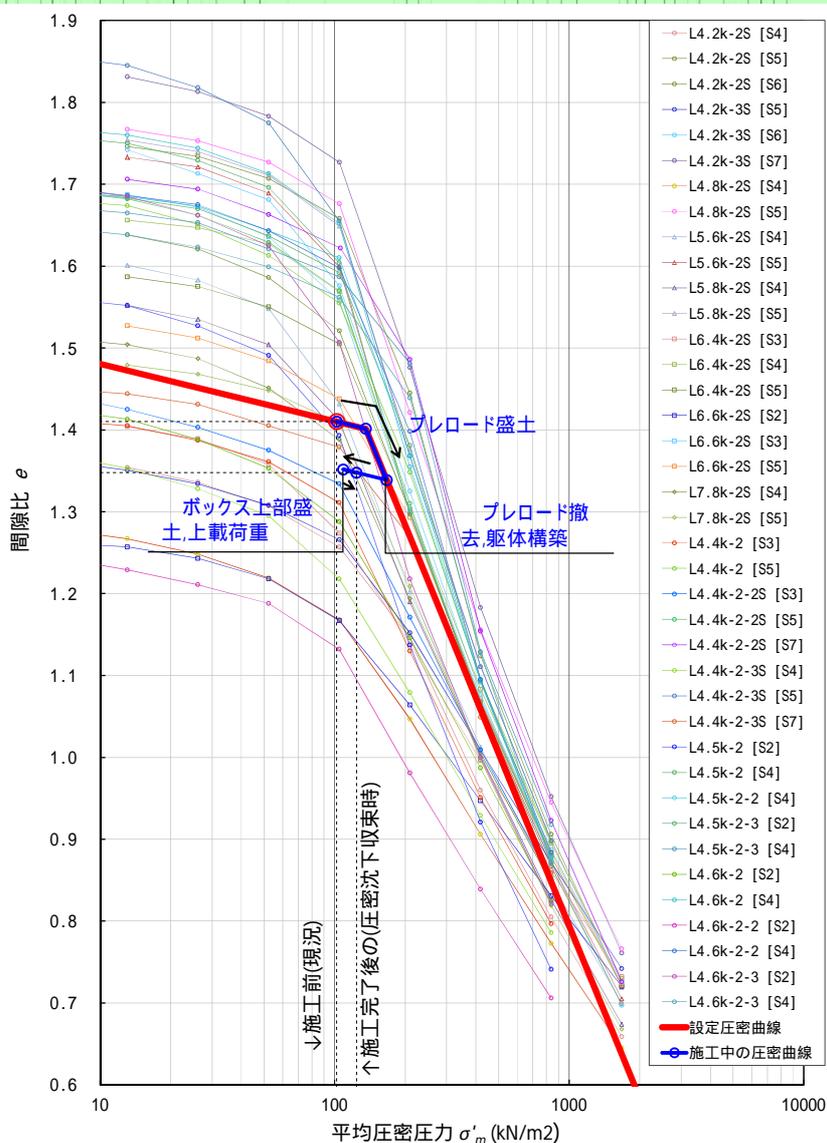
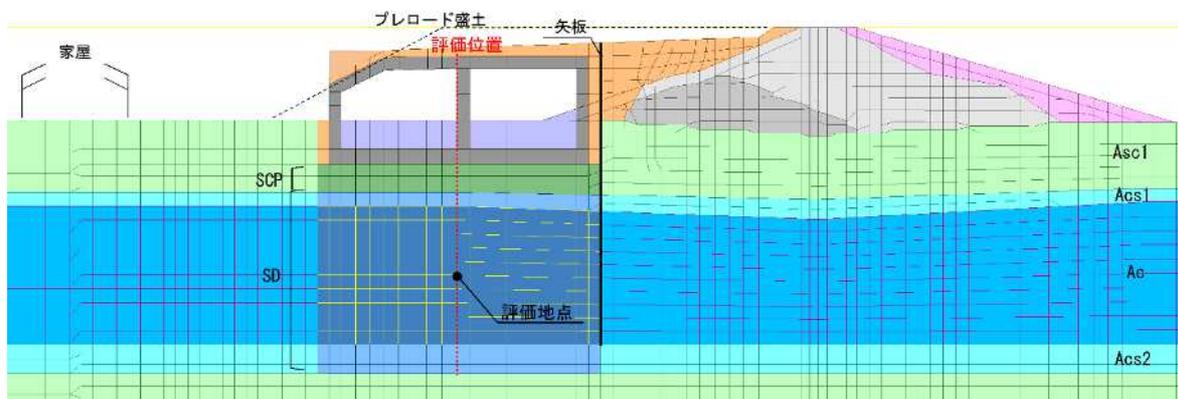


図 4.2.100 No.208 の道路ボックス中央部の Ac 層における応力状態の変遷

4.2.3.9 施工時および完成後の堤防高に関する検討（オーバーレイ計画）

LC - 11 | 圧密沈下による堤防高の不足を起こさないこと

(1) 検討概要

河川堤防の確保機能は、圧密沈下による堤防高の不足を起こさないこととする。堤防高の不足とは、施工中の堤防高が現況堤防高相当を下回る現象と考える。本検討では、図 4.2.101 に示すように、堤防高の不足が生じないように、地盤変状予測により堤防天端位置の余盛高を設定し（以下、設定余盛高）、設定余盛高を考慮した地盤変状予測における堤防天端位置の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）が設定余盛高を上回らないことを照査する。なお、解析は土 - 水連成弾塑性解析を用いる。

なお、検討条件は、道路構造物の確保機能に対する照査と同様とし、対策工を考慮している。

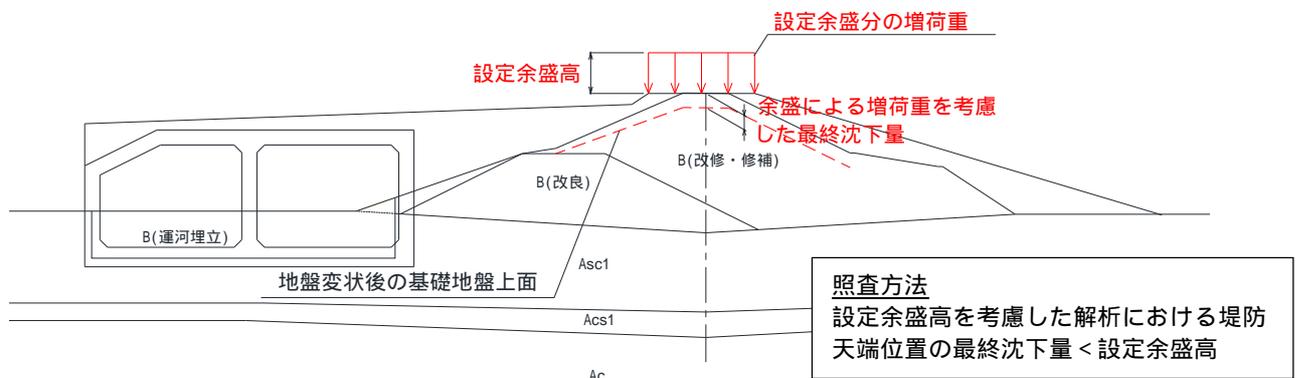


図 4.2.101 河川堤防の確保機能の照査方法

(2) 必要余盛高の設定

設定余盛高と最終沈下量の関係を表 4.2.61 に示す。表より、圧密沈下による堤防高の不足を起こさない余盛高は、現況堤防の全開削区間（No.80・129）では 50cm 程度、それ以外の区間で 30cm 程度であると評価する。設定余盛高分の増荷重を考慮した最終沈下量は、現況堤防の全開削区間で 40cm 程度、それ以外の区間では 20cm 程度であり、最終沈下量が設定余盛高を上回らない結果を得た。

表 4.2.61 堤防天端位置の設定余盛高と最終沈下量の関係

検討対象断面	設定余盛高 (cm)	堤防天端の最終沈下量 (cm)
No.45	30	19.8
No.80	50	42.9
No.90	30	27.5
No.103	30	19.5
No.121	30	15.5
No.129	50	42.3
No.208	30	17.3
No.228	30	22.0

現況堤防の全開削区間であり、築堤による基礎地盤の応力増分が他区間よりも大きい
ため、他の断面に比べ堤防天端の最終沈下量が大きい

次に，図 4.2.102 に堤防間盛土の余盛高の設定方法を示す。圧密沈下現象が顕著となる堤防間盛土部に着目し，オーバーレイ計画の検討を行う。堤防間盛土部においては，地盤変状による圧密沈下終了時の堤防断面が完成断面を満足するよう，地盤変状予測により余盛高を設定する。本検討では，堤防間盛土の施工時に余盛を実施するものと考え，完成断面からの余盛高を設定する。このとき，堤防間盛土の施工時にはそれまでの沈下量が含まれているため，堤防間盛土を施工した場合の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）に施工前の沈下量を差し引いた値が完成断面からの余盛高となる。解析結果を次頁（図 4.2.103）に整理する。

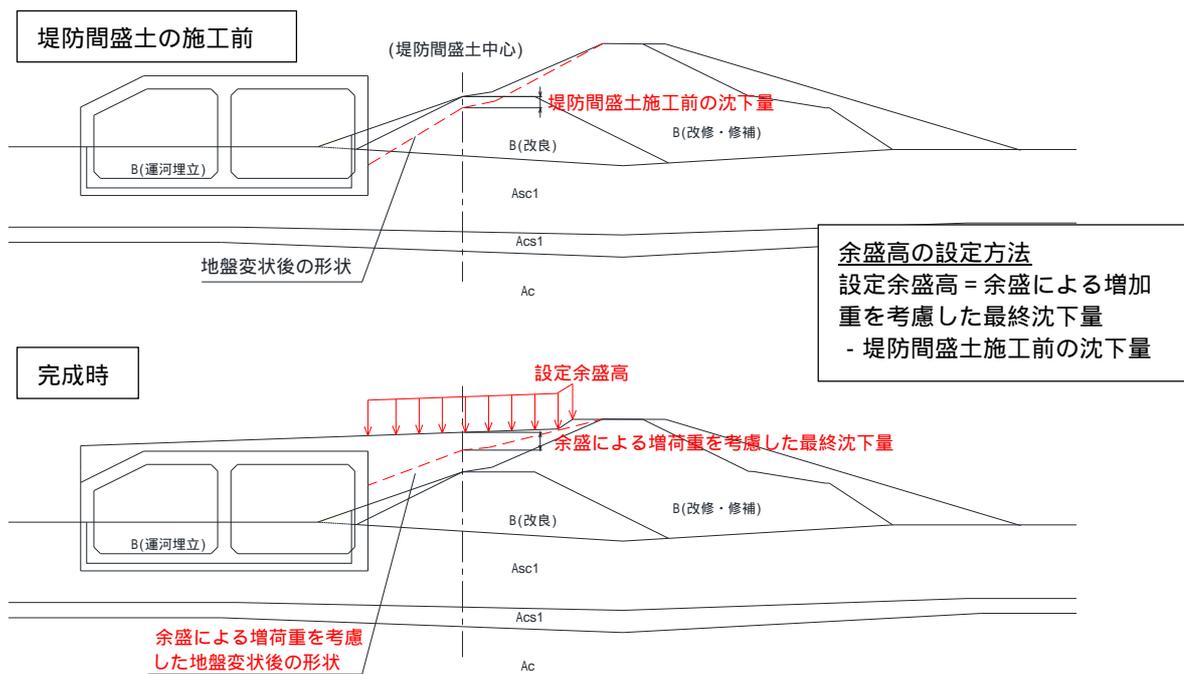
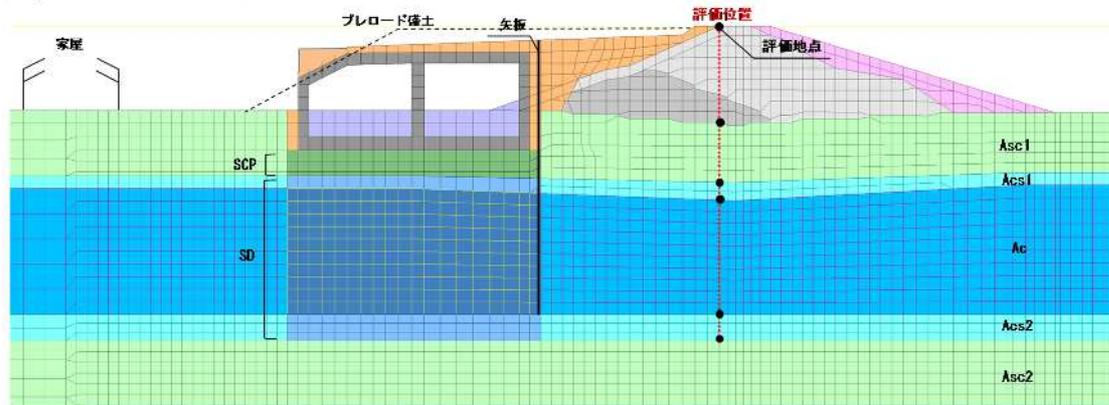


図 4.2.102 堤防間盛土の余盛高の設定方法

解析結果の一例として，土堤区間の標準的な断面である No.208 の堤防天端，川表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 4.2.104 から図 4.2.105 に示す。地盤変状挙動としては，層境の鉛直変位，各粘性土層の鉛直方向の変形量を整理する。



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step4. プレロード盛土設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削，ボックス設置
- step12. 上載荷重載荷(10kN/m²)
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削，ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形

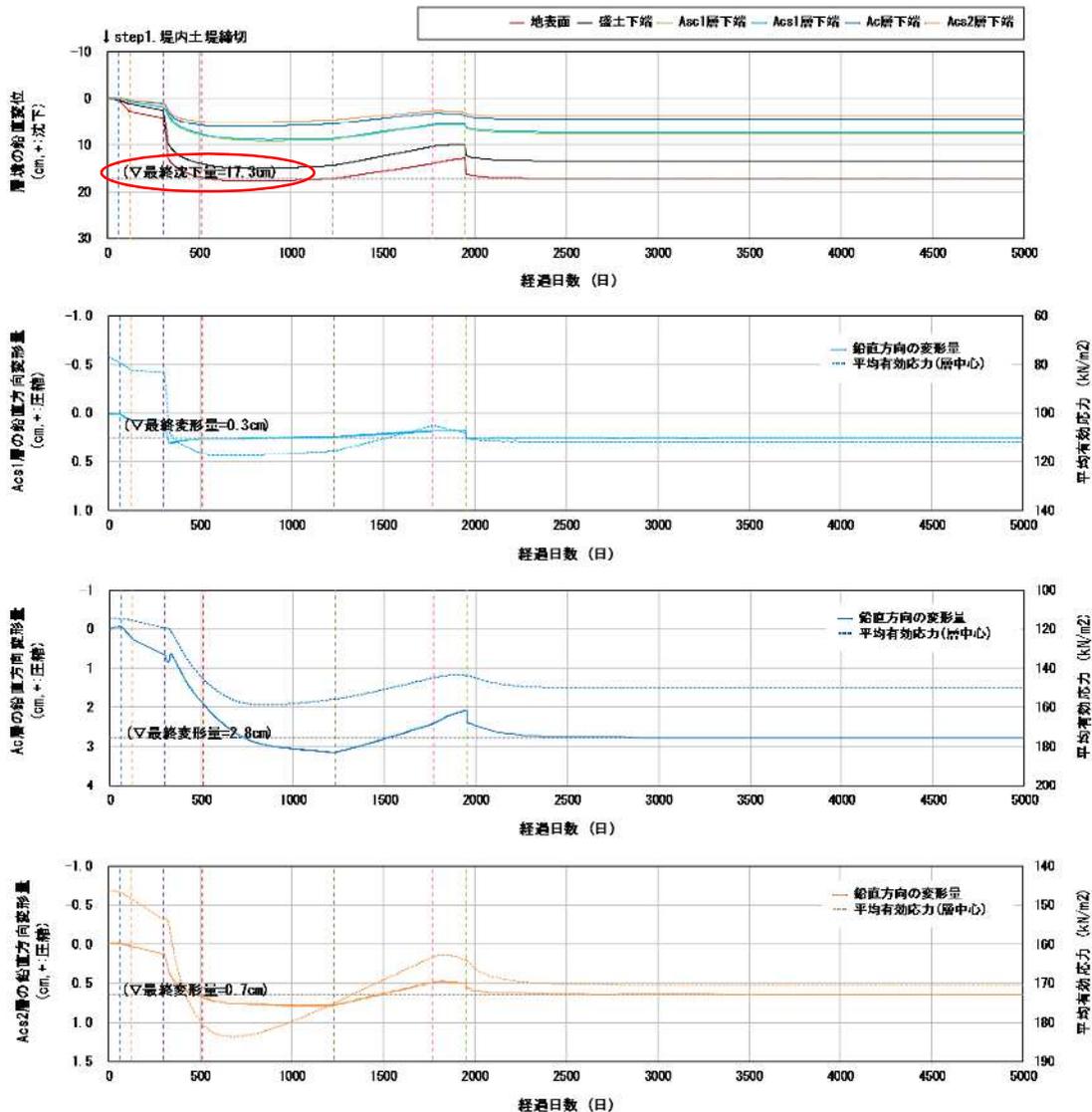
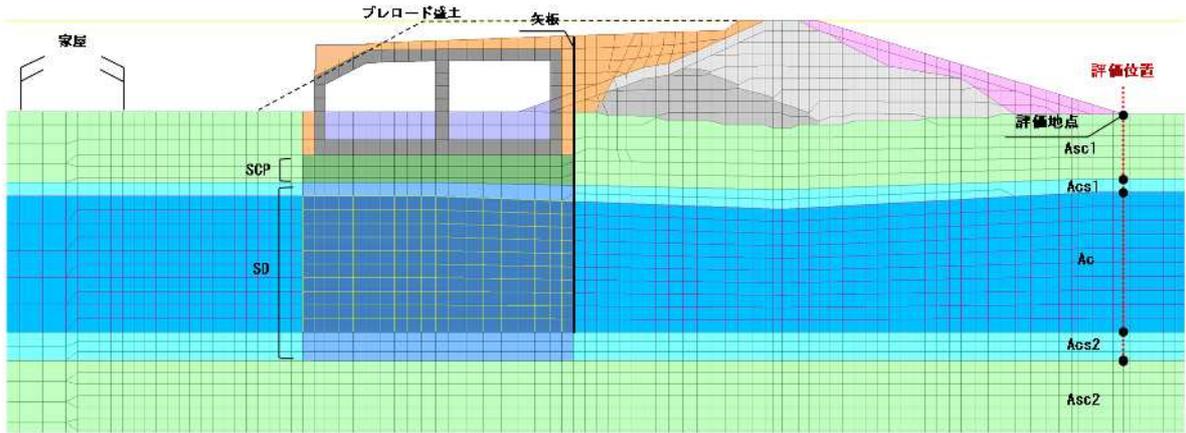


図 4.2.104 No.208 の堤防天端位置における地盤変状挙動，応力状態の経時変化



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step4. プレロード盛土設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step12. 上載荷重(10kN/m²)
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形

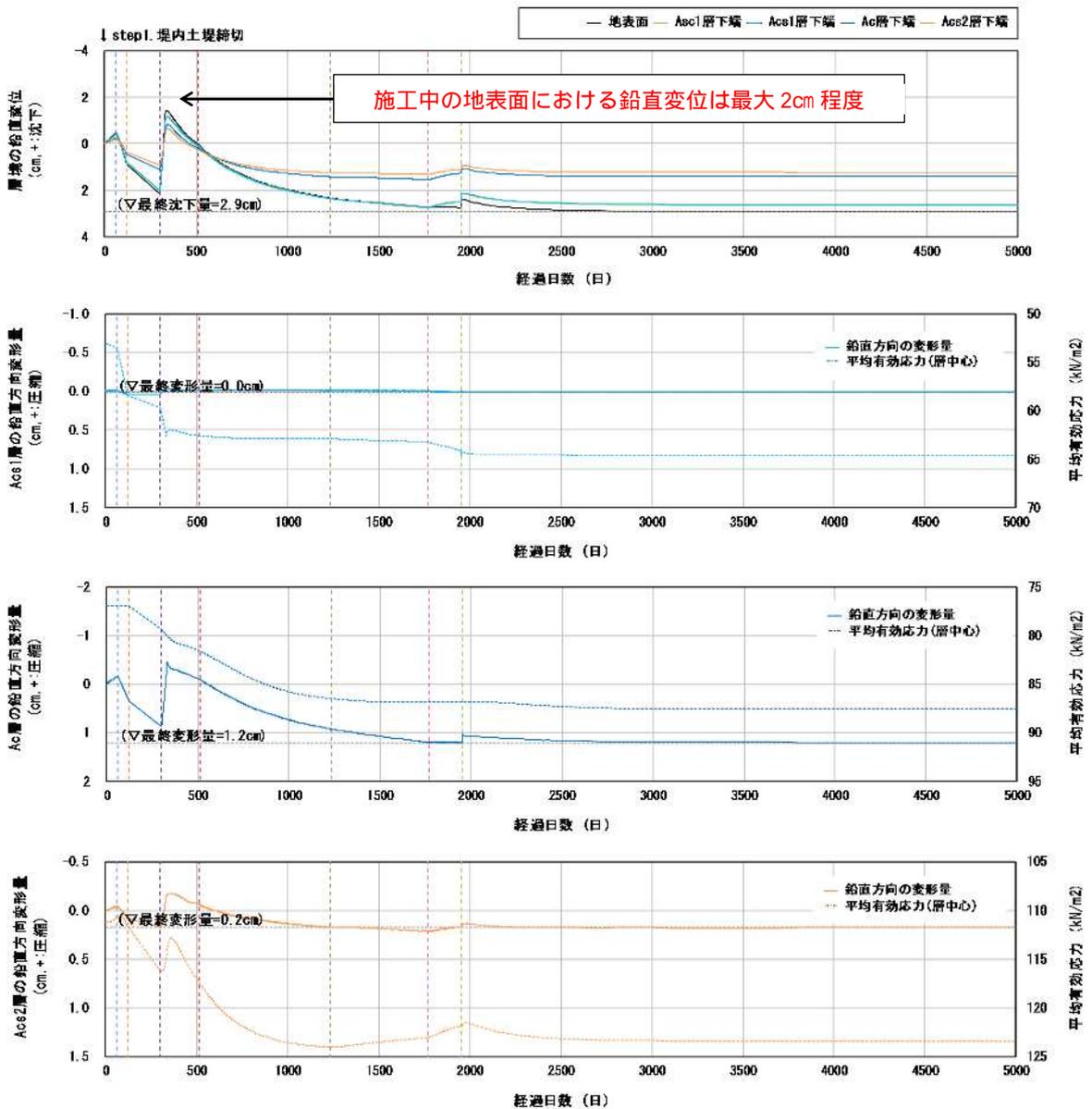


図 4.2.105 No.208 の川表盛土端部における地盤変状挙動，応力状態の経時変化

(3) 余盛りの施工について

堤防天端の設定余盛高を考慮したオーバーレイ計画のイメージを図 4.2.106 に示す。必要余盛高は解析により算定しているが、実際の挙動は解析と異なる可能性があることから、初期の余盛量は 30cm 程度とし、圧密沈下により堤防高さが、計画堤防高+10cm が現況堤防高の高い方となった時点で、新たに余盛りを実施する。

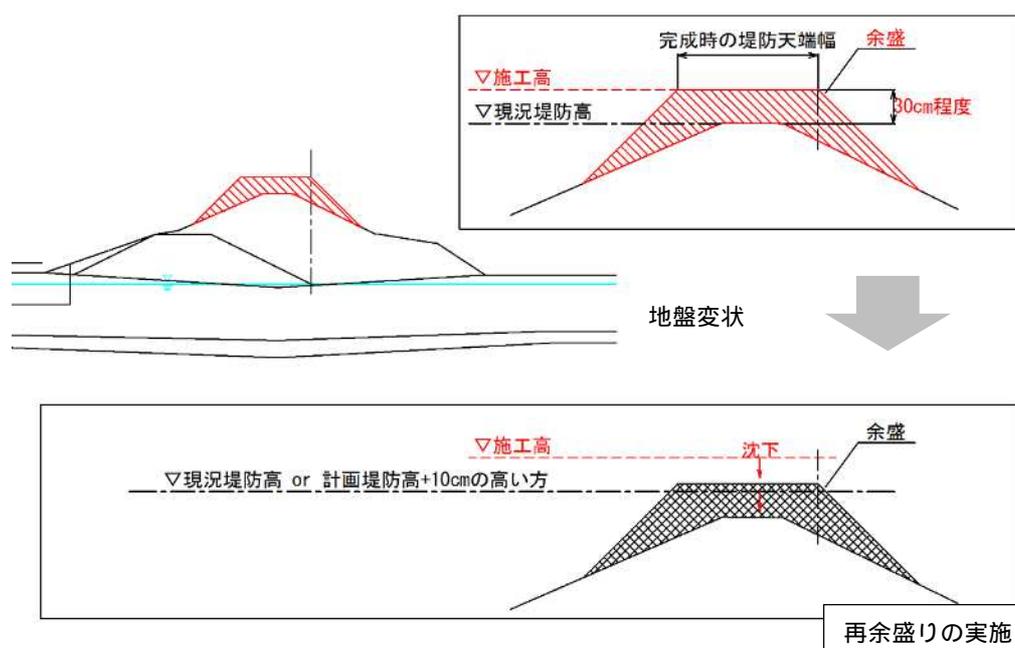


図 4.2.106 堤防天端のオーバーレイ計画

評価及び考察

施工時及び完成後の堤防高に関する検討結果を表 4.2.61 に示す。本検討では、地盤変状予測を用いて、堤防天端の最終沈下量を想定し、設定余盛高を設定した。この結果、表に示す余盛高を確保することにより、沈下を考慮した施工時及び完成後の堤防高を確保できることを確認した。

4.2.3.10 周辺地盤への影響の照査（周辺家屋の沈下・傾き）の検討

LC - 16	圧密沈下による周辺影響を防止すること（BC - 8 共通）
BC - 8	圧密沈下による周辺影響を防止すること（LC - 16 共通）

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し、許容値 3/1000 を下回ることを照査する。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。各検討箇所の一連区間において、道路躯体端部から家屋端部までの平均的な距離を設定し、盛土・構造物設置に伴う地盤変状による家屋の傾斜角を評価する（図 4.2.107 参照）。堤内側の状況により区分した一連区間を図 4.2.108 に示す。

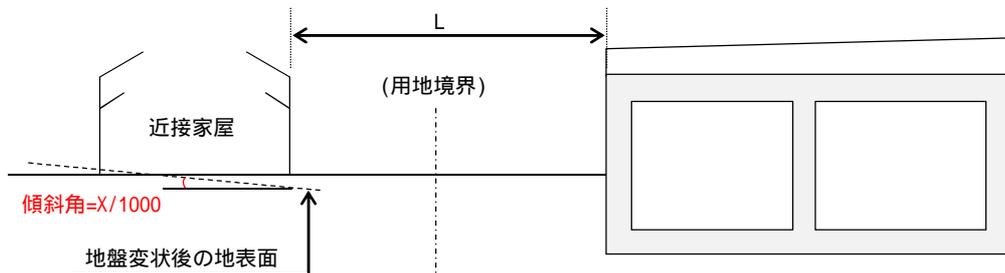


図 4.2.107 家屋の傾斜角の評価方法

近接家屋の影響検討結果を表 4.2.62 に示す。No.80（国道 2 号線上流部）において傾斜角が許容値を上回る結果となった。家屋の傾斜角は満足するものの、プレロード盛土により家屋位置の隆起が発生すると考えられる区間についても、同様に周辺影響に対する対策工が必要となる可能性がある。

表 4.2.62 近接家屋への影響検討結果一覧

検討対象 断面	躯体から家屋端部 までの距離 L(m)	家屋の傾斜角 X/1000		許容値 X _a /1000
		最大傾斜角	完成後の圧密終了時	
No.45	道路躯体に近接する家屋なし			
No.80	7	3.2	2.3	3
No.90	16	0.8	0.4	
No.103	16	0.8	0.4	
No.121	13	0.9	0.7	
No.129	15	1.2	0.5	
No.208	14	0.5	0.2	
No.228	道路躯体に近接する家屋なし			

ここで、地盤変状予測の精度向上、近接家屋への影響対策工の精査を目的として、試験盛土施工と地盤変状モニタリングの実施が望ましい。

- ・ 実施区間：堤内側に近接家屋がなく、試験盛土による周辺環境への影響が少ない区間から選定
- ・ モニタリング内容：地表面および地層境界における鉛直変位，地中内水平変位

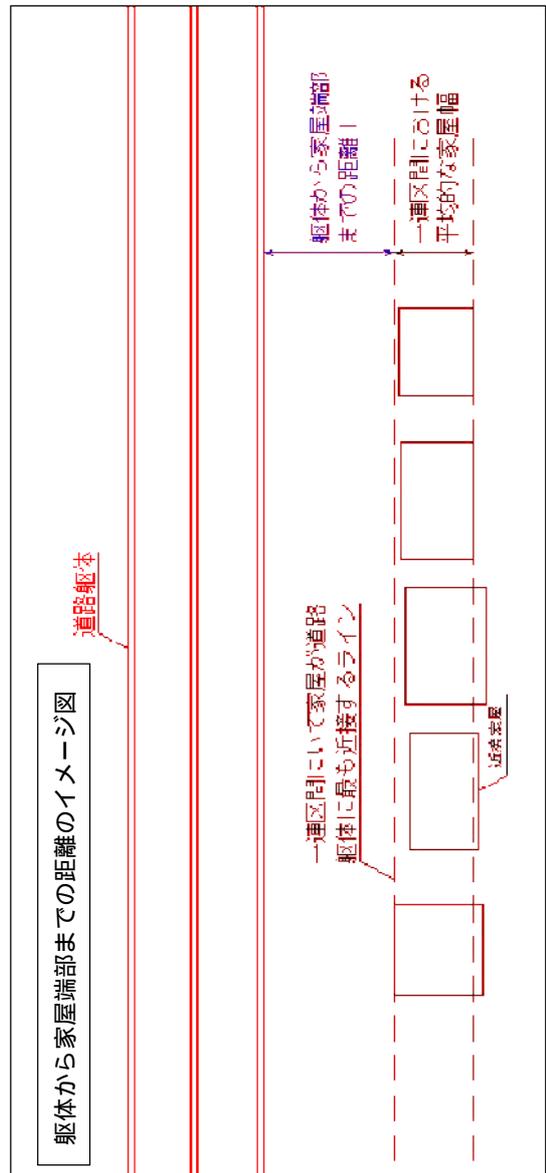
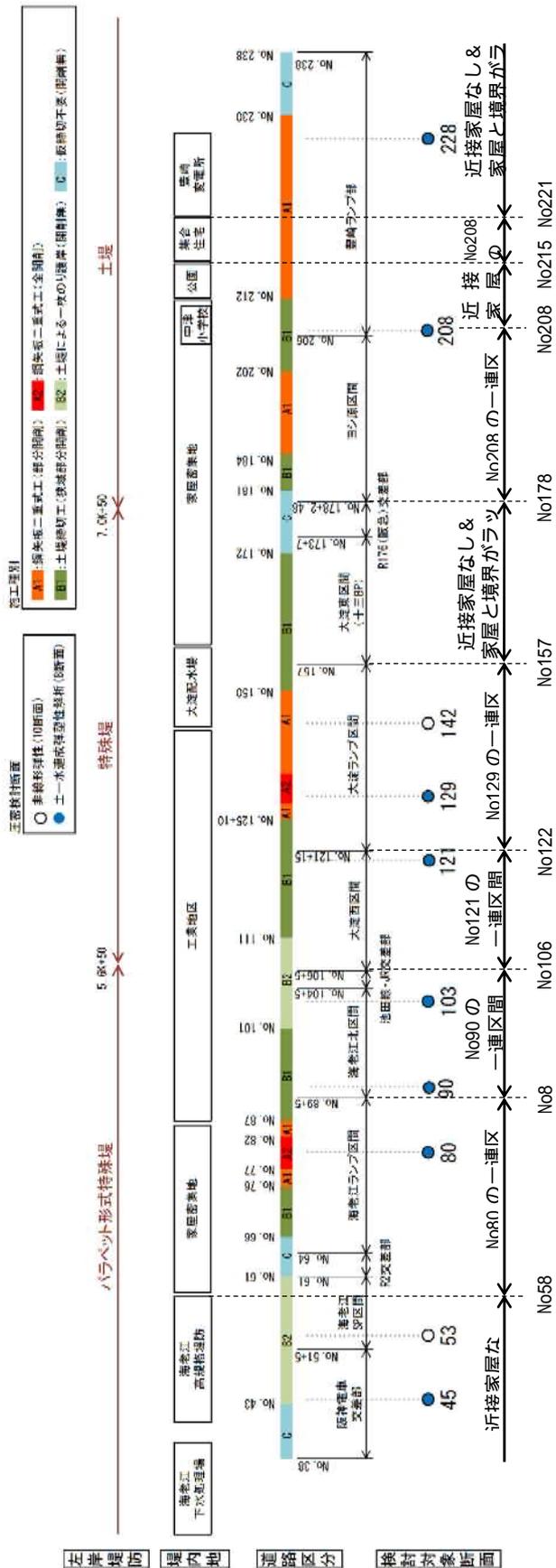


図 4.2.108 近接家屋への影響検討における一連区間

実施設計の段階では、対策工の検討に先立ち、プレロードの範囲を精査する必要がある。ここまでの検討は、プレロードの高さが堤防天端（盛土高 8m 程度）で、水平方向の範囲は完成堤防を概ね包含する形状としている。

非線形弾性による検討では、盛土高が 5m 程度で必要となる先行圧密が得られる結果となっていることから、プレロードの高さと範囲を、道路躯体の残留沈下量を 10cm に抑えた中で、縮減できる可能性がある。ただし、プレロードの適切な範囲設定においても近接に影響が出る場合は、縁切り矢板や地盤改良工法等の採用を検討する必要がある（図 4.2.109 参照）。

対策工の要否判定において考慮した荷重は、高規格堤防の完成形を前提したものとなっている。実際の整備においては、当初から高規格堤防の荷重が作用するわけではなく、高規格堤防荷重が作用する場合、現在想定している近接家屋は影響照査の対象とならない可能性が高い。詳細設計にあたっては、高規格堤防の完成を見据えた荷重条件を基本とするが、段階的な整備を想定した対策工検討も実施する必要がある。

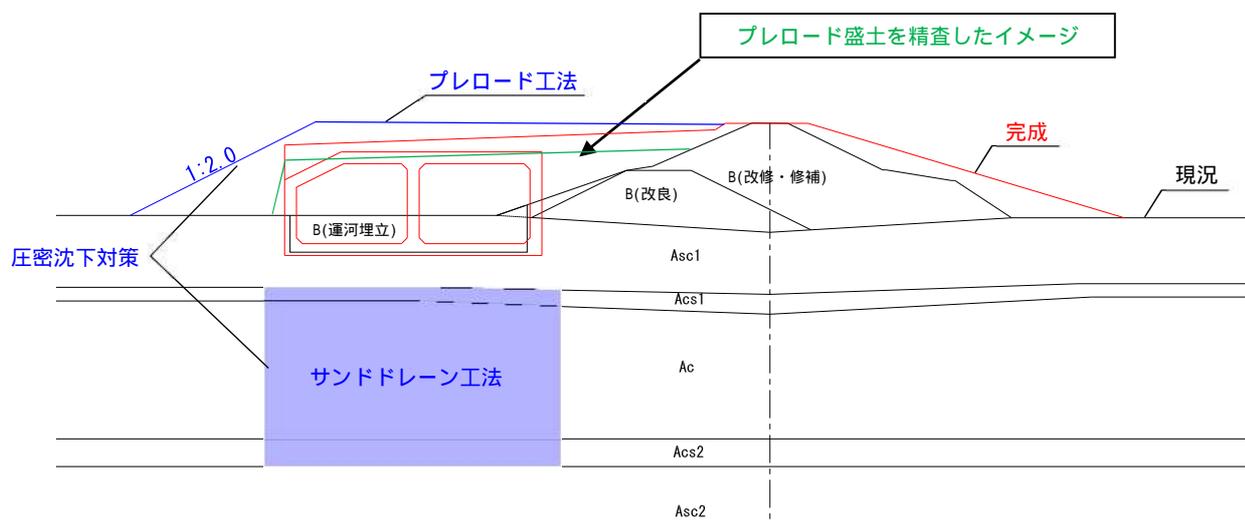


図 4.2.109 プレロード盛土の縮小ケース（イメージ図）

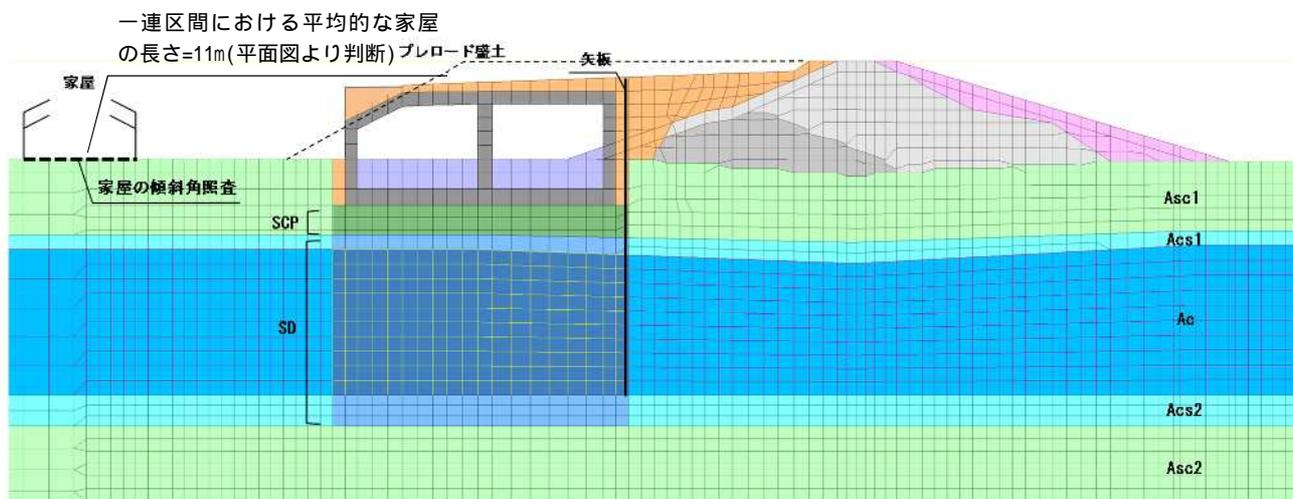
評価及び考察

圧密沈下による周辺地盤への影響については、図 4.2.107 に示すとおり近接家屋位置の傾斜角の許容値 3/1000 を下回るかどうかを評価した。

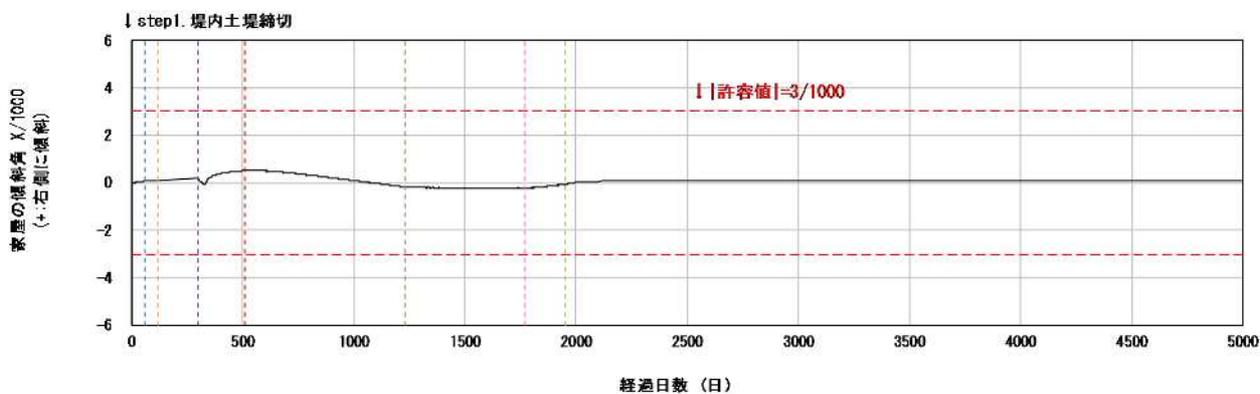
結果を表 4.2.62 に示すが、NO.80 で許容値を上回っているため、NO.80 など近接家屋への影響が懸念される箇所については、施工段階において、周辺地盤への影響を低減させるように、図 4.2.109 に記載のプレロード盛土の縮小など、地盤改良手法の変更を検討する。

参考として、次頁以降に解析結果の例を示す。

解析結果の一例として，土堤区間の標準的な断面である No.208 の近接家屋位置における傾斜角の経時変化を図 4.2.110 に示す。次頁以降には，家屋端部における地盤変状挙動，粘性土層中心の応力状態，過剰間隙水圧の経時変化を図 4.2.111 から図 4.2.114 に示す。



- step2. 堤外削土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)



<図中の符号について>

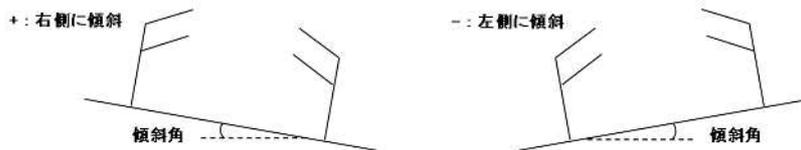
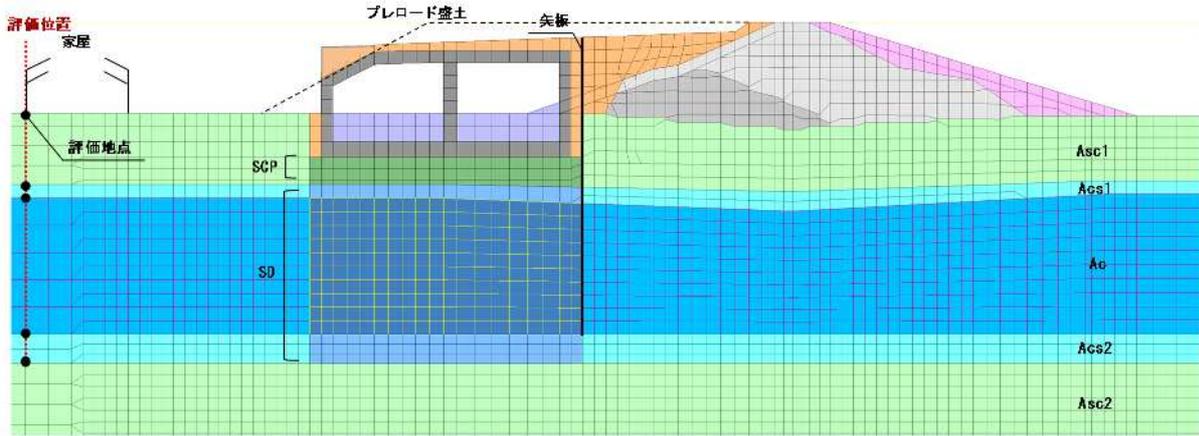


図 4.2.110 No.208 の近接家屋位置における傾斜角の経時変化



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部 プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

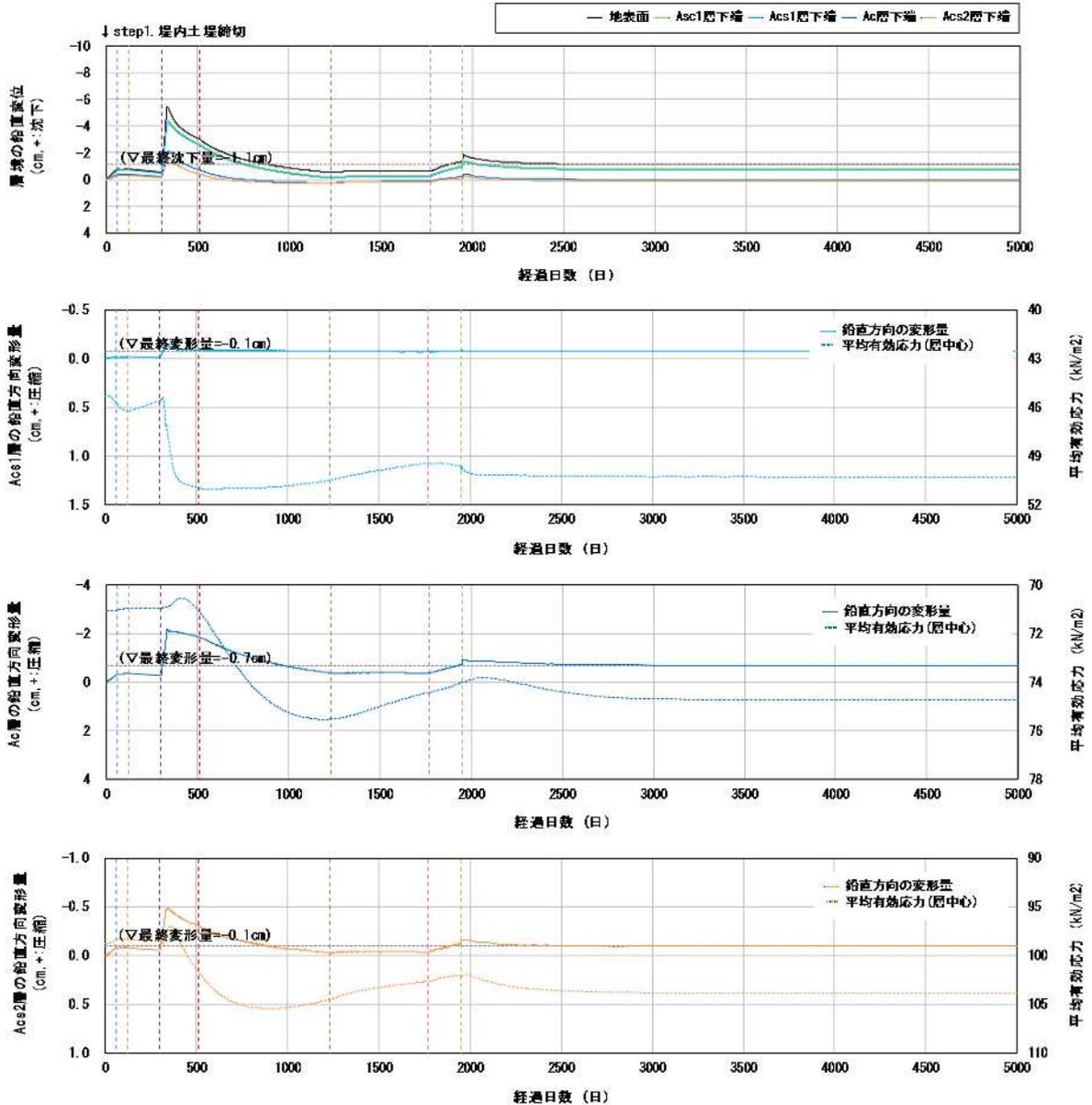
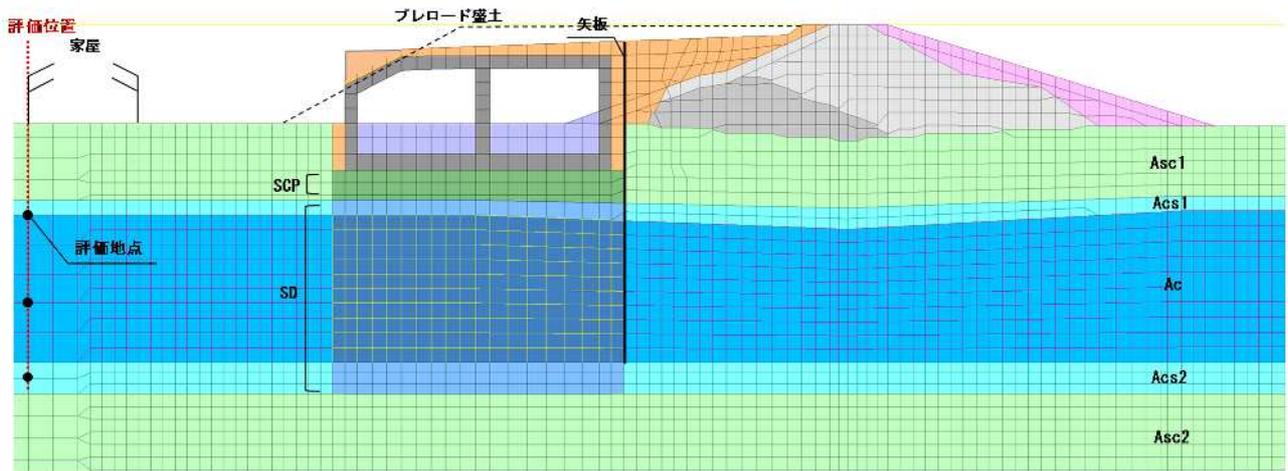


図 4.2.111 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤内側), 評価項目: 地盤変状, 応力)



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step4. プレロード盛土設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step12. 上載荷重(10kN/m²)
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形

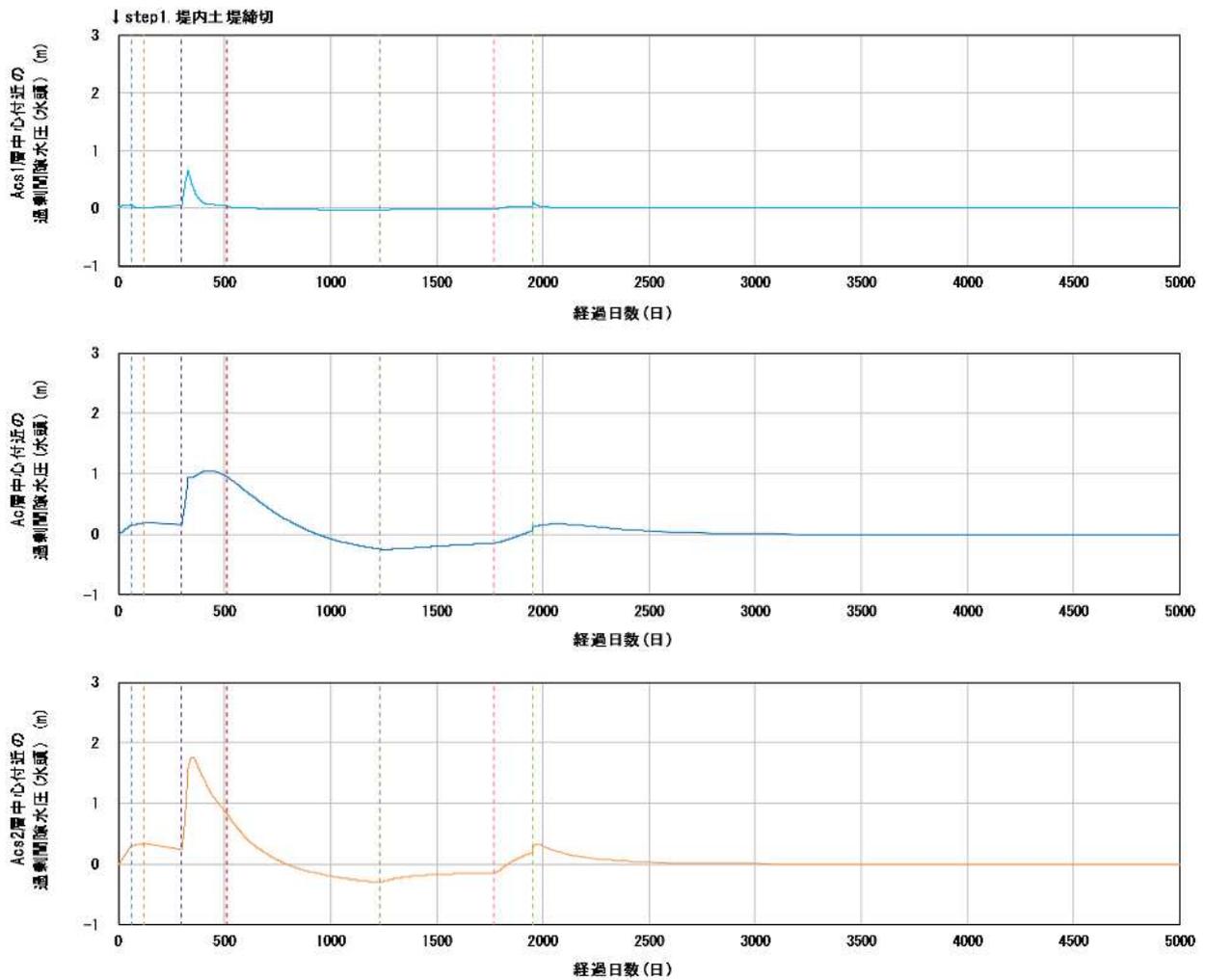


図 4.2.112 No.208 における解析結果図 (評価位置：近接家屋端部(堤内側)，評価項目：過剰間隙水圧)

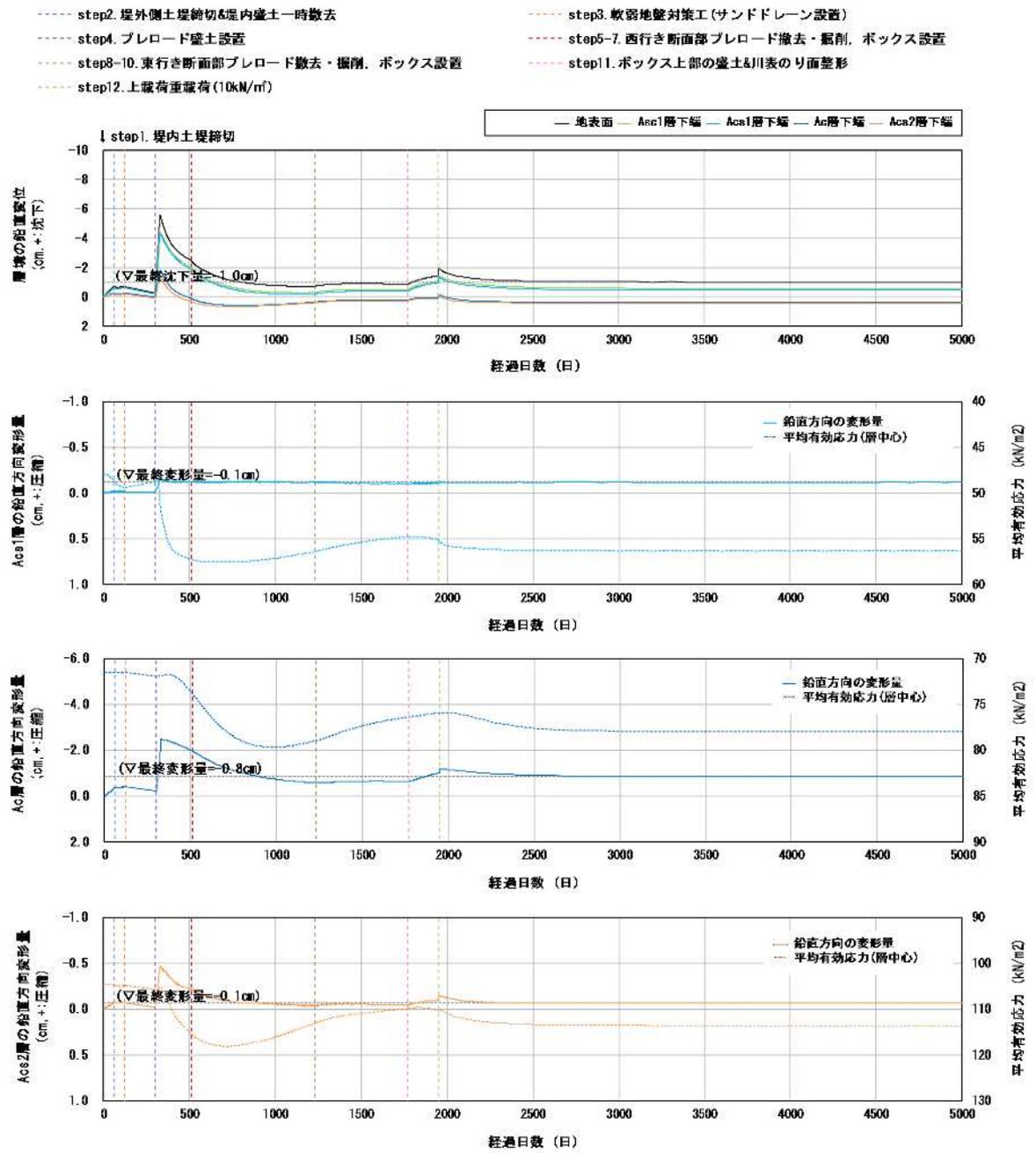
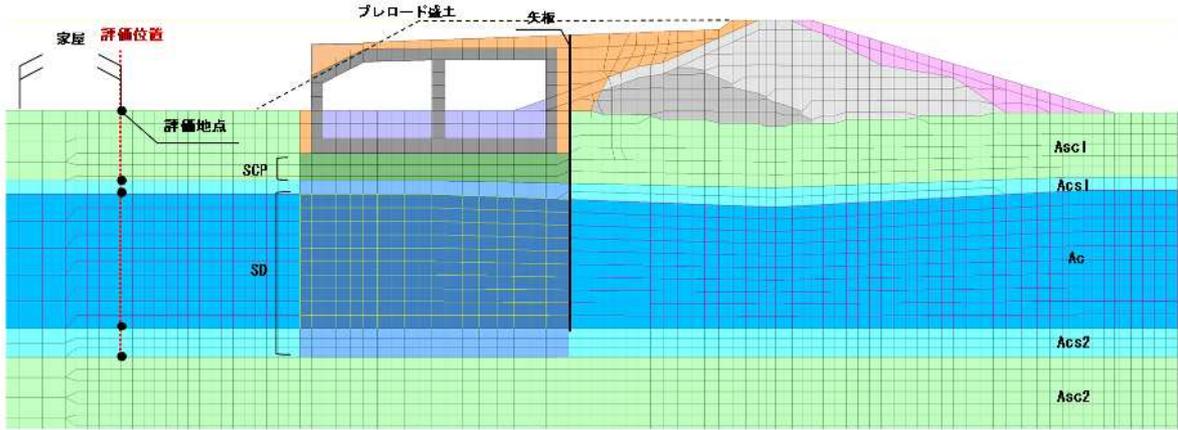
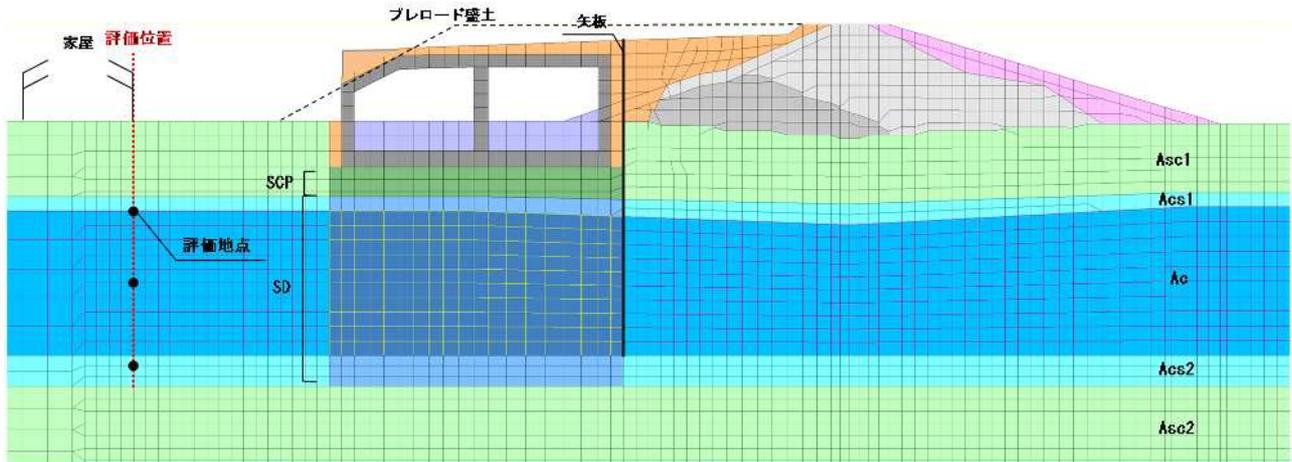


図 4.2.113 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤外側), 評価項目: 地盤変状, 応力)



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重減荷(10kN/m²)

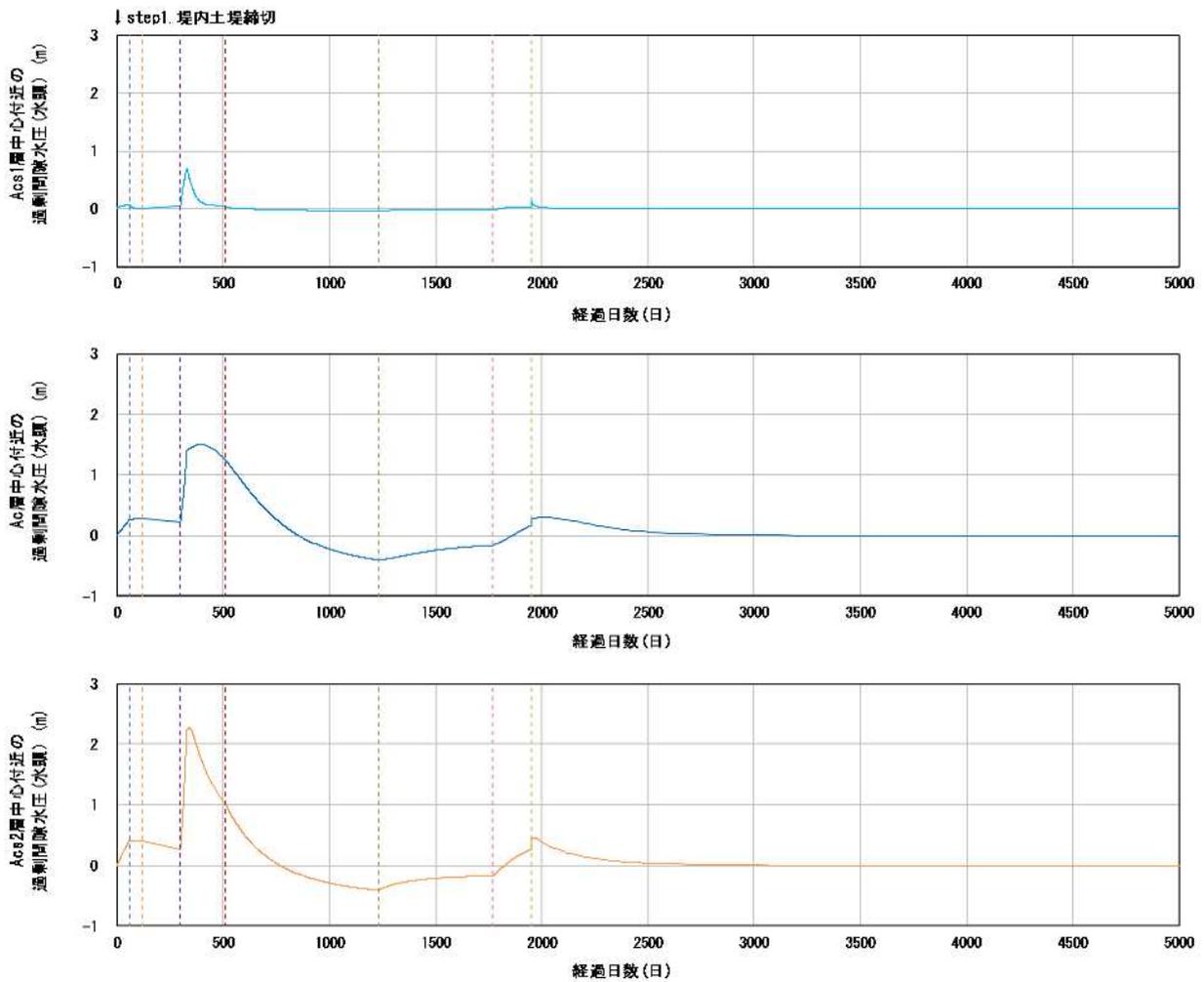
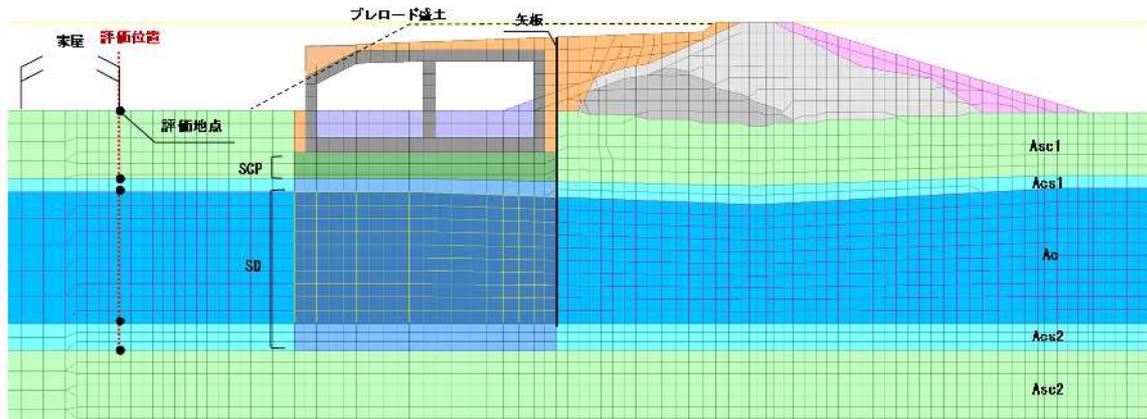


図 4.2.114 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤外側), 評価項目: 過剰間隙水圧)

また、No.208の近接家屋位置における水平変位の経時変化を図4.2.115に示す。



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

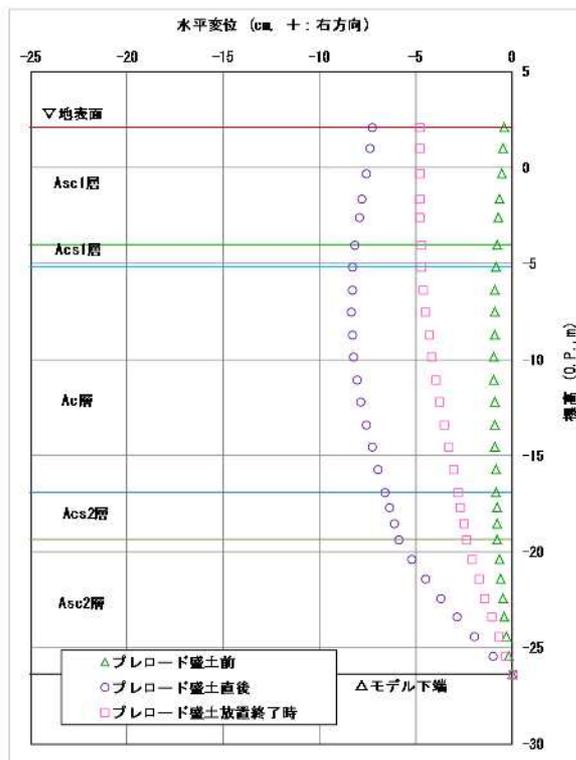
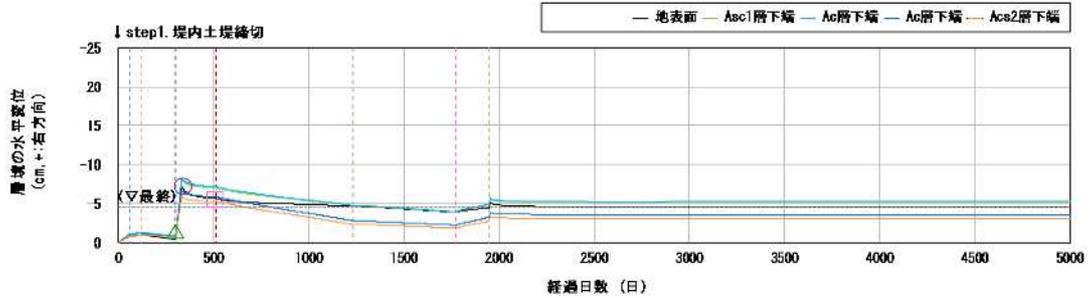


図4.2.115 No.208における解析結果図(評価位置:近接家屋端部(堤外側),評価項目:水平変位)

4.2.4 交通振動による影響検討

交通振動に対する構造要件として、交通振動による水みち発生を起こさないことが挙げられている。動的応答解析を行い、地盤と道路ボックス間に発生する剥離範囲を確認する。

■交通振動に対する必要な確保機能

LC-14	交通振動による水みち発生を起こさないこと
-------	----------------------

4.2.4.1 検討方法

交通振動荷重を与えた動的応答解析手法を用いて、道路ボックス周辺の剥離範囲を確認し、水みち発生の有無を検討する。

- ①解析手法：二次元 FEM 動的応答解析
- ②解析モデル：一般標準断面の No.204（図 4.2.116 参照）
 - 地盤：R-O モデル
 - 道路ボックスと地盤の間：ジョイント要素

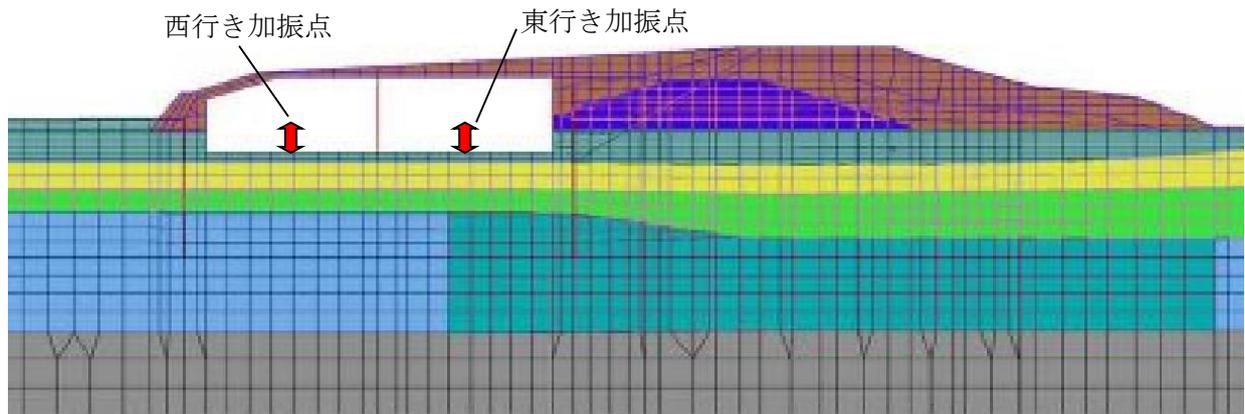


図 4.2.116 解析モデル 交通荷重の加振点位置(一般標準断面 No.204)

③交通振動荷重

路面凹凸モデル上に 20t 相当の大型車両を走行させた動的応答解析を実施し、車両接地荷重(タイヤの反力)を算出し、これを車両走行荷重とした。ここで、車両走行速度は 60km/h とし、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) とした。

図 4.2.117 に算定した交通振動荷重を示す。

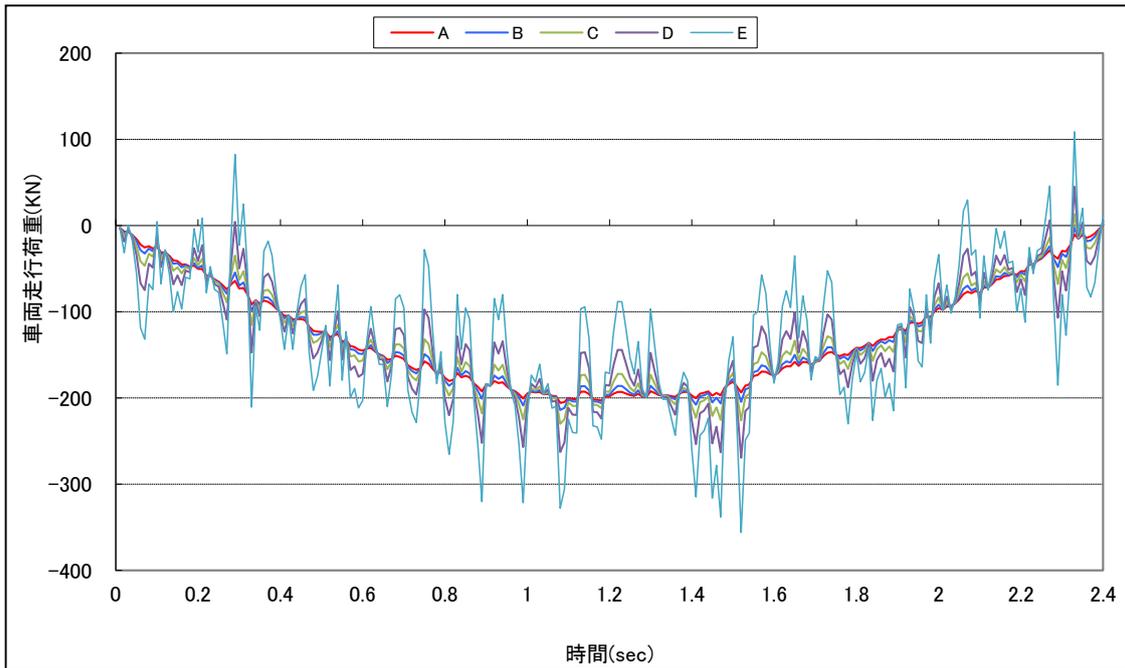
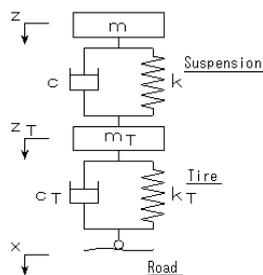


図 4.2.117 ISO で提案されている路面凹凸のパワースペクトル密度

なお、大型車および路面凹凸のモデルを以下に示す。

i) 大型車 (20 tトラック) のモデル

図 4.2.118 に示すような 2 自由度系振動モデルでモデル化した。



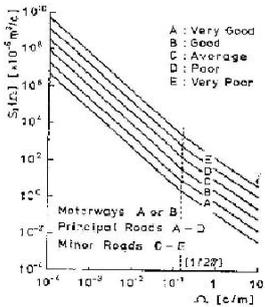
m, m_T : バネ上、バネ下質量
 k, c : 懸架部のバネ定数、減衰定数
 k_T, c_T : タイヤ部のバネ定数、減衰定数
 z, z_T : バネ上、バネ下質点の絶対変位
 x : 路面の凹凸

	項目	値
荷重	バネ上 m	18.37kgf・s ² /cm
	バネ下 m_T	2.04kgf・s ² /cm
バネ定数	懸架部 K	6970kgf/cm
	タイヤ部 K_T	13600kgf/cm
減衰定数	懸架部 C	25kgf・s/cm
	タイヤ部 C_T	30kgf・s/cm

図 4.2.118 車両モデル (出典 ; 橋梁振動の計測と解析 橋梁振動研究会編, 1993 年)

ii) 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 4.2.119 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。



$$S_R(\Omega) = S_0(\Omega_0) (\Omega / \Omega_0)^{-2.0} \quad \Omega \leq \Omega_0$$

$$S_R(\Omega) = S_0(\Omega_0) (\Omega / \Omega_0)^{-1.5} \quad \Omega > \Omega_0$$

ここで、
 Ω : 路面周波数 (c/m)
 Ω_0 : 基準の路面周波数 (1/28 c/m)
 $S_0(\Omega), S_0(\Omega_0)$: 路面凹凸のパワースペクトル密度 (r

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)	512~2048×10 ⁻⁶

図 2-3-2 路面凹凸のパワースペクトル密度 ($S_0(\Omega)$)

図 4.2.119 車両の動的接地荷重

iii) 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返し効果を考慮し、地盤と道路ボックス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た。

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 台通過したことを表現した。

4.2.4.2 検討結果

動的応答解析結果による剥離の範囲を図 4.2.120 に示す。

解析結果の評価としては以下の通りであり、交通振動による水みち発生を起こさないと判断される。

躯体底面及び側面に地盤と構造物間の剥離が発生するが、道路ボックス周辺の全周に発生する状況になく、その範囲が限定的で連続しないことから、水みちの発生には繋がらないと推定する。

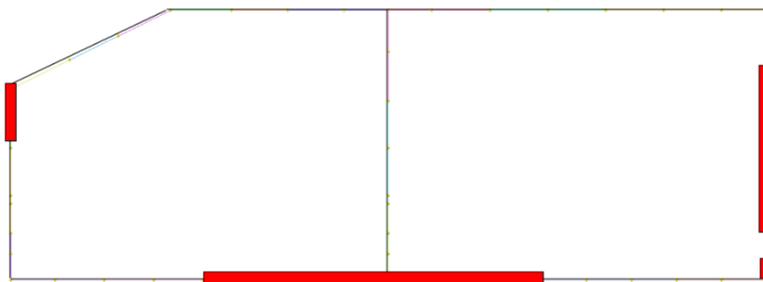


図 4.2.120 交通振動による剥離分布図

4.2.5 定量的評価の妥当性検証

これまででない構造物となることから解析手法等を検討し、その手法等を用いた結果では、堤防としての安全性を有していると推察された。ただし、種々の解析手法には不確定要素を含むため、その妥当性を検証する目的で現地計測を実施する。

計測位置は解析の妥当性を検証するため、解析断面箇所より選定（図 4.2.121 参照）。

■浸透流解析（地下水位）

目的：浸透流解析で推定した洪水時の地下水位の状況把握

検証方法：堤体内水位のモニタリングを行い、解析結果と比較

■圧密沈下解析（地盤変位）

目的：圧密沈下の進行の状況把握

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

■地震応答解析（地震応答加速度等）

目的：地震時の一体構造物の挙動の把握

検証方法：大地震時の一体構造物の応答と、解析による応答値の比較

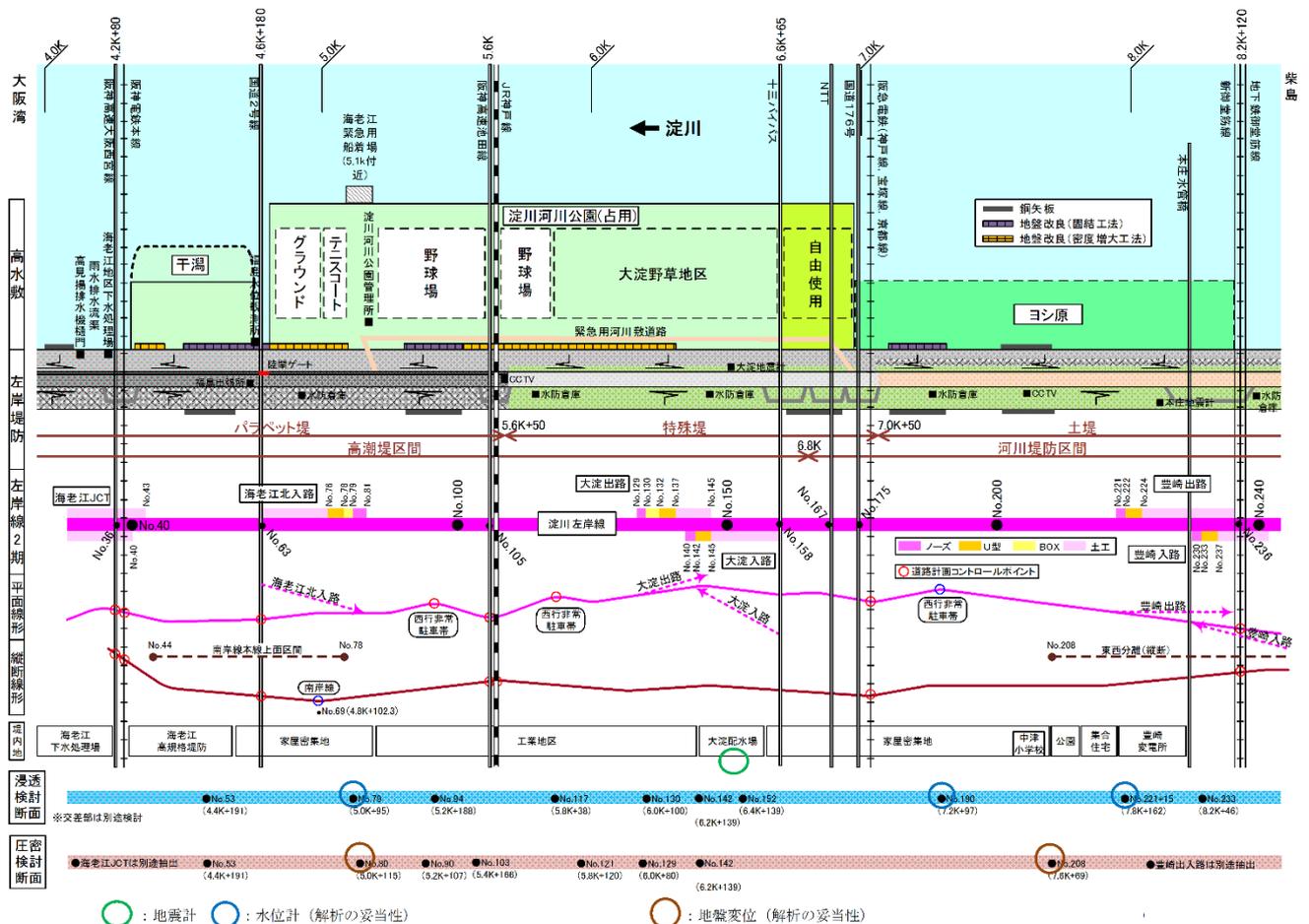


図 4.2.121 モニタリング位置図

4.3 まとめ

4.3.1 洪水・豪雨・地下水変動に対する安全性

洪水・豪雨，構造物の設置に伴う地下水変動による堤体内浸潤面上昇により，河川堤防が破壊されないことを目的として，パイピング破壊およびすべり破壊が生じないことを照査した。照査外力は，構造検討の手引きに従い，淀川の計画高水位，計画降雨量を用いて河川水位波形および降雨波形を設定した。

パイピング破壊に対する安全性の検討として，地下水流動阻害（堤体内浸潤面上昇）により構造物横断方向に水みちを発生させないこと，洪水・豪雨時における土と構造物間の浸透や変形により堤体の弱体化や水みちを発生させないこと，基礎地盤のパイピング破壊を起こさないことを照査するため，鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析により洪水中の構造物周辺の局所動水勾配，レーンの加重クリーブ比，堤体中央付近における浸潤域を評価した。

4.2.1.2 に示す解析結果より，構造物周辺の局所動水勾配はともに 0.1 程度以下，加重クリーブ比は 10 以上，堤体中央付近における浸潤域は現況堤防と比較して顕著に増加しないことから，構造物周辺の水みち，堤体の弱体化の可能性は低いと推定した。基礎地盤のパイピング破壊は，基礎地盤から地表面における浸出点を評価するものであるが，淀川左岸線（2 期）では，道路ボックス，淀川南岸線，両施設間を保護する水叩きを横断方向に連続的に設置しており地表面への浸出点は無いと考えられるため，基礎地盤のパイピング破壊は発生しないと判断した。

すべり破壊に対する安全性の検討として，洪水中の川表の最小すべり安全率が照査基準を上回ることを照査した。照査基準は，形状規程で築造されてきた現況堤防が有する安全率以上かつ，一体構造物であることによる構造安定性に対する不確実性を鑑み，川表の照査に対し，現行基準でより厳しい川裏に対するすべり安全率 1.44 ($=1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2 = 1.2 \times 1.2 \times 1.0$) を設定した。

4.2.1.2 に示す川表側最小すべり安全率，堤体中央付近における水位の経時変化の結果より，完成時における浸透に対する安全性は確保することができる。

地下水流動阻害により構造物縦断方向に水みち発生させないことを評価するため，三次元モデルによる飽和－不飽和浸透流解析を実施し，交差部における橋脚周りの三次元的な浸潤挙動，縦断的な浸透挙動を把握した。照査は堰上げが考えられる既設橋台周辺の動水勾配，既設橋台背面のり尻の動水勾配，堤外側の水位変化に着目するが，いずれも動水勾配は 0.1～0.2 以下であり，縦断方向より水頭差の大きい横断方向の方が卓越する結果を得たこと，完成後の顕著な水位上昇は見られないことから，既設橋台等による縦断的な局所流況や水位上昇による堤体の安全性に影響は小さいと推定した。

淀川本川における整備計画流量に対して準二次元不等流解析を行い，この解析結果より求められるエネルギー勾配を用いて護岸近傍の代表流速を算出し，護岸設置箇所であれば 5.0m/s 以下であることを評価し，直接侵食による安全性の照査を行った。また，主流路(低水路等)からの側方侵食に対しては高水敷幅 b / 低水河岸高 H が 2～3 を満足出来ていることを評価し，安全性を照査した。護岸近傍の代表流速は，2.0m/s 以下である結果を得たことから，直接侵食に対する安全性は確保することができる。側方侵食に

対しては、本整備区間内では高水敷幅／低水河岸高が判定基準を満足出来ていることから、耐侵食に対する安全性は確保することができる。

道路躯体に対しては、浮き上がりに対する安全性、供用性の確保に対する検討として、鉛直二次元断面モデルによる飽和－不飽和浸透流解析結果より道路ボックス前面の最高水位を用いて、道路ボックスの浮き上がりに対する検討を行った。浮き上がりの照査には「開削トンネル設計指針（案）」平成 17 年 9 月（平成 20 年 10 月一部改訂）阪神高速道路株式会社の判定に準拠し、 $F_s=1.1$ を満足することを照査した。

4.2.1.4 に示す検討結果より、全ての断面において所定の安全率を満足するため、浮き上がりに対する安全性を確保できる。

道路ボックスの構造継手の止水性については、地震時の目開きや、圧密沈下による継ぎ手部の段差の解析結果において、いずれも許容値の 10cm 未満となり、阪神高速の設計指針にある標準的な継ぎ手部構造で問題がないことが確認できた。

また、洪水・豪雨などによる道路ボックスの安全性に対しては、淀川が氾濫した場合を想定し検討を行った。浸水想定区域図によると氾濫水位は、O.P.+7.5m 程度であり、この水位の場合ランプ出入口より道路ボックス内に浸水することから、浮き上がりが発生しないと判断した。

地下水低下への影響については、飽和－不飽和浸透流解析の結果、道路ボックスの堤内側（民地側）での地下水変動は少なく、地下水流動阻害に対する周辺地盤への影響は少ないと評価した。

4.3.2 地震に対する安全性

河川堤防は地震後の河川外への越流防止を目的として、照査外水位と応答解析における残留堤防高とを比較し残留堤防高が照査外水位を上回っていることを照査した。照査外水位は河川耐震指針に従い、平常時の最高水位とし、L2-1 地震に対する照査外水位は、地震の発生に伴う津波の遡上を考慮し、大阪府想定 of 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している。L2-2 地震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 水位とした。

4.2.2.2 に示す解析結果より、残留堤防高は照査外水位を上回っていることから、完成時におけるレベル 2 地震動に対する治水安全性は確保することができる。

地震により道路ボックスと地盤の残留変形・剥離は、道路の供用性に支障が生じるとともに、水みちの形成につながるものが懸念されることから、道路ボックスの変形、剥離箇所の評価を実施した。なお、剥離箇所は時刻歴有効応力地震応答解析より特定した。

4.2.2.2 に示す解析結果より、地震による大きな剥離が発生することが懸念される。ただし、剥離箇所が道路ボックスの全周に発生する状況にはなく、連続しないことから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。地震発生後には、道路ボックス周辺の亀裂・陥没の発生に留意した点検を速やかに実施し、亀裂や陥没の発生により、剥離や水みちの発生が懸念される場合には詳細調査等を実施して、必要な対策を実施することにより剥離に対応する。

道路ボックスの供用性の評価については、解析による地震後の道路ボックスの底面回転角の評価、側方変位、沈下、浮き上がりにより照査した。道路ボックスの直下には液状化対策を実施するため、浮き上がり、側方変位、大きな鉛直変位は発生せず、沈下底面回転角は、横断排水を目的に設けている2%の勾配以下であることから、供用性を満足すると考えられる。

道路ボックスの安全性の評価については、レベル2地震時の構造部材照査を行った。構造部材の照査は、曲げ、せん断、層間変形角に対して許容値内であることを照査した。4.2.2.3に示す解析結果より、底面回転角は許容回転角以内、構造部材は許容値内であることから、道路ボックスの安定性、供用性は確保することができる。

道路ボックスの継手部の段差、離れに対する評価は三次元応答解析により行った。継手部の照査は「開削トンネル設計指針（平成17年9月（平成20年10月一部改定） 阪神高速株式会社）」を参考に目開き量100mm以下であることを照査した。

4.2.2.4に示す検討結果より、交差部前後の継手部において最大で約300mmの目開きが発生することから、対策が必要となり、交差部前後に地盤改良を実施するなどして、道路ボックスの変位を抑制させることとする。

なお、地震による影響検討に用いた堤防断面は、川表については、耐浸透機能に対する検討で設定した1:4の一枚のり、堤防上面については2.4.1の設計条件に示したように、堤防間盛土の高さは道路ボックス上面の最小土被り30cm以上、計画堤防高までとして設定している。

しかしながら、淀川の計画堤防断面は高規格堤防を考慮した形状で、川表1:5、堤防上面は堤防天端と連続する1:28.2の勾配を持った断面となっている。将来的に計画堤防断面として整備された場合は堤体盛土荷重が増加するため、慣性力が増加すること、堤体の固有周期が変わることによる地震時の応答特性が変化し、照査している地震動特性によっては、上記で照査した残留堤防高、剥離、底面回転角の値が大きくなり、照査基準を上回る可能性がある。そのため、将来、計画断面での整備を実施する場合には、本委員会でも実施した検討と同様の照査法、照査基準を用いて、一体構造物の機能確保の確認を実施する必要がある。

4.3.3 盛土構造物設置に伴う地盤変状に対する安全性

無対策時における完成堤防に対し、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的として、非線形弾性解析により評価した躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を超えないことを照査した。許容残留沈下量は、道路供用の観点から10cmとした。

4.2.3.2に示す解析結果より、淀川左岸線（2期）の全域において、無対策時には道路躯体の残留沈下量が50cm程度以上となり許容残留沈下量10cmを大きく上回ることから、圧密沈下対策工が必要となった。対策工法は、道路躯体位置の残留沈下量の軽減を目的に、プレロード工法を採用する。また、本事業工程の制約より、プレロード放置期間を短くする必要があることから、圧密時間を短縮し促進効果を期待できる圧密促進工法（サンドドレーン工法）を併用した。サンドドレーン工法は、砂杭で構成されるため地盤変状に追随しやすい利点があり、固結工法と比較して経済的となる。

圧密沈下対策後の道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的に、施工完了後の沈下量（道路ボックス下部の残留沈下量）が許容残留沈下量 10cm を超えないこと、躯体の傾斜勾配が許容値を超えないことを照査した。躯体の傾斜勾配の許容値は、排水機能を確保する観点から 2% とした。照査は、施工段階を反映し経時的に地盤挙動が想定できる土-水連成弾塑性解析により行った。

4.2.3.6 に示す解析結果より、道路ボックス下部の残留沈下量および傾斜勾配が許容値を下回ることから、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保することができる。

圧密沈下による堤防高の不足を起こさないことを照査するため、地盤変状による堤防天端位置の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）を評価した。堤防高の不足は、余盛を考慮したオーバーレイ計画により対応するものとした。余盛分の増荷重に対して堤防天端位置の最終沈下量を再評価したうえで、沈下量が設定した余盛高を上回らないことを照査した。

道路躯体および継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を照査することを目的として、施工完了後の道路躯体の縦断的な相対変位が許容値を超えないことを照査した。相対変位の許容値は、道路躯体の継手耐力を考慮し 5cm とした。

4.2.3.7 に示す道路ボックス下部の残留沈下量より、各検討箇所間の相対変位は許容値を下回るため、道路躯体および継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保することができる。

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の傾斜角を照査した。家屋の傾斜角が許容値である 3/1000 を下回ることを照査した。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した。各検討箇所の一連区間において、家屋が道路躯体に最も近接する断面を選定し、盛土・構造物設置に伴う地盤変状による家屋の傾斜角を評価した。

4.2.3.10 に示す解析結果より、No.80（国道 2 号線上流部）において傾斜角が許容値を上回ることから、当該の一連区間において周辺影響に対する対策工が必要となった。それ以外の区間については、家屋の傾斜角は満足した。なお、プレロード盛土に家屋が近接し、プレロード盛土施工に伴い家屋位置の隆起が発生すると考えられる区間については、周辺影響に留意する必要がある。対策工としては、盛土部端部に縁切り矢板や地盤改良を講ずることにより、盛土による地盤変状の影響を遮断するなどの案が考えられる。

なお、地盤変状による影響検討に用いた堤防断面は、耐浸透、耐震検討と同様に川表については、耐浸透機能に対する検討で設定した 1:4 の一枚のり、堤防間盛土の高さは道路ボックス上面の最小土被り 30cm 以上、計画堤防高までとして設定している。

このため、将来的に計画堤防断面として整備された場合は堤体盛土荷重が増加するため、地盤沈下量が大きくなることが予想される。これより、地盤の残留沈下量、縦横断的な不等沈下が大きくなり、河川堤防の確保機能の維持、道路躯体の供用性、周辺環境への影響の評価結果が、照査基準を上回る可能性がある。そのため、将来、計画断面での整備を実施する場合には、本委員会でも実施した検討と同様の照査法、照査基準を用いて、一体構造物の機能確保の確認を実施する必要がある。

4.3.4 交通振動に対する安全性

交通振動に対する構造要件として、交通振動による水みち発生を起こさないことが挙げられている。動的応答解析を行い、地盤と道路ボックス間に発生する剥離範囲を確認した。

4.2.4.2 に示す解析結果より、躯体底面及び側面に地盤と構造物間の剥離が発生するが、道路ボックス周辺の全周に発生する状況になく、その範囲が限定的で連続しないことから、水みちの発生には繋がらないと推定され、交通振動による水みち発生を起こさないと判断した。