

庄戸トンネル施工技術検討会

第1回 検討会

資料

平成24年6月19日

東日本高速道路株式会社 関東支社 横浜工事事務所

株式会社ネクスコ東日本エンジニアリング

目 次

1.	検討会の目的	1
2.	検討フロー	2
3.	過年度までの検討結果	3
4.	検討内容	5
5.	検討条件の整理・設定	6
5-1.	地形、地質状況	6
(1)	地盤状況	6
(2)	地下水状況	9
(3)	地盤定数の設定	10
5-2.	幾何構造	11
(1)	線形	11
(2)	幅員	12
5-3.	交差条件等	13
(1)	交差物件	13
(2)	交差状況	14
5-4.	トンネル断面	15
(1)	避難路設置間隔	15
(2)	避難方法(形態)	15
5-5.	耐震検討	16
5-6.	環境対策の検討	16
6.	基本的な施工方法の検討	17
6-1.	本線内工事用道路計画	17
(1)	条件整理	17
(2)	本線内工事用道路計画	18
(3)	本線内工事用道路の施工法検討	19
6-2.	切羽の安定性	20
(1)	地山の切羽安定性評価	20
(2)	分合流区間の盛土部の切羽安定対策	22
6-3.	分合流区間の基本的な施工方法の検討	23
(1)	施工方法の検討	24
6-4.	低土被り区間の基本的な施工方法の検討	27
(1)	非開削工法の可能性検討	28
(2)	地山の自立性を考慮した工法の検討	33
(3)	周辺環境への影響を考慮した工法の検討	34
7.	トンネル基本断面の検討	37
7-1.	分合流区間のトンネル基本断面	37
7-2.	低土被り区間のトンネル基本断面	40

1. 検討会の目的

1-1. 全体概要

横浜環状南線は、横浜の都心部から半径約10～15kmに位置する「横浜環状道路」の一部であり、横浜市内の交通混雑の緩和を図るとともに、横浜市郊外間の連絡を容易にする役割を担っている。

また、東京の都心から半径約40～60kmに位置する総延長約300kmに及ぶ「圏央道」の一部でもあり、首都圏全体の渋滞を緩和し、活性化を促すものと期待されている。

当路線は、横浜横須賀道路の釜利谷ジャンクション（以下：JCT）から国道1号の戸塚に至る延長約9kmの自動車専用道路であり、全体の約7割が地下構造（トンネルまたは掘削）で計画されています。

1-2. 検討会の目的

横浜環状南線のトンネル群の一つである「庄戸トンネル」は、開削工法で施工する計画となっていました。第1種低層住居専用地域・風致地区等の当該地域の特殊性を考慮し、工事中の環境負荷を低減することを目的に非開削工法の適用可能性について、「横浜環状南線庄戸トンネル検討会」を設置して検討を行ってきました。

庄戸トンネル検討会において、現地調査結果を踏まえて一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディーを行いトンネルの構造について検討した結果、分合流区間は馬蹄形断面、低土被り区間は矩形断面を基本構造とし、より詳細な設計や施工計画の検討を進めていくこととしました。

そこで、過年度までの検討結果等を踏まえ、学識経験者及び専門技術者で構成する「横浜環状南線庄戸トンネル施工技術検討会」を設置し、庄戸トンネルの実施工に向けた施工方法について検討を行うものです。

1-3. 庄戸トンネルの概要

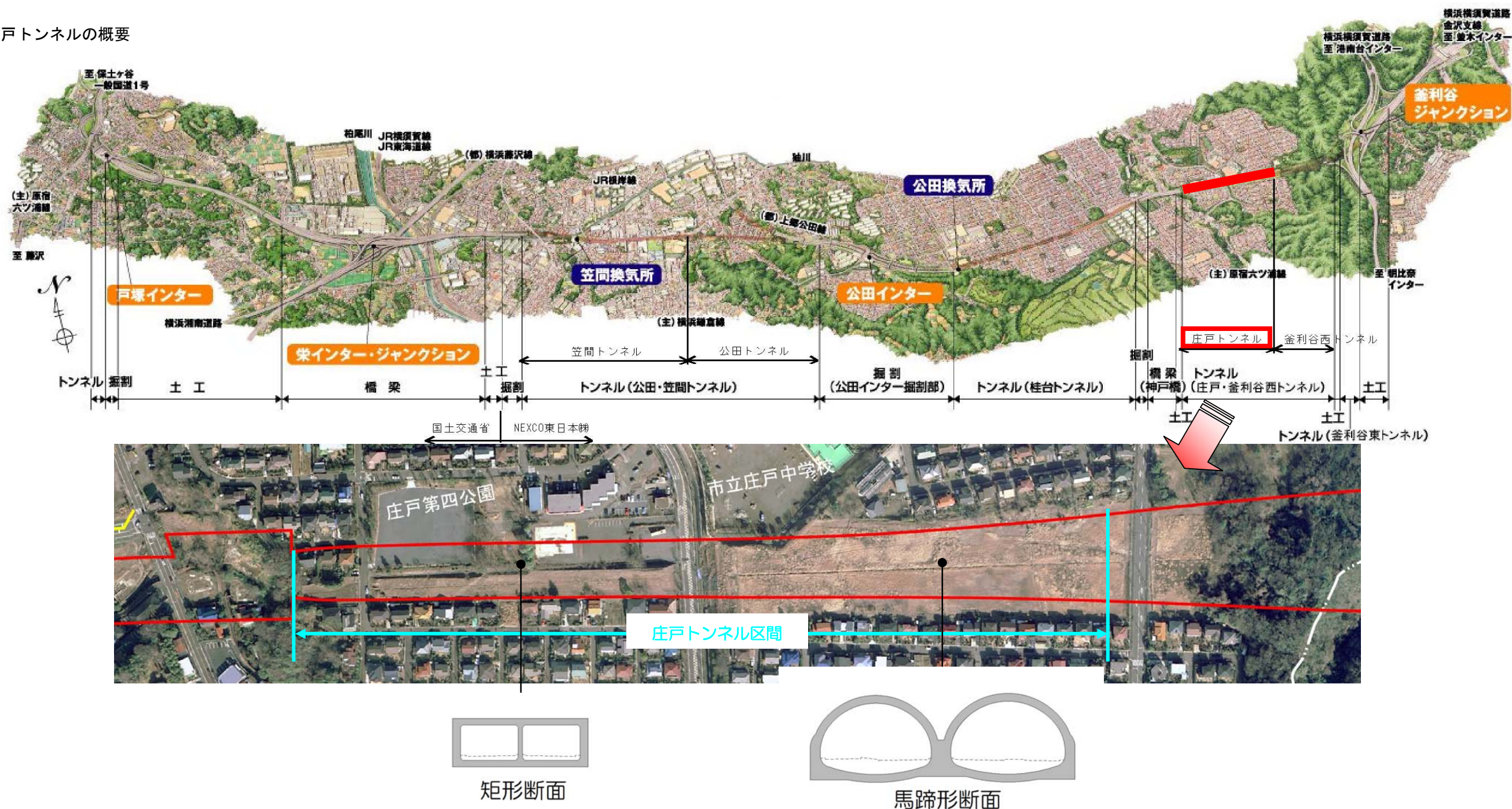


図 1.1 庄戸トンネルの概要

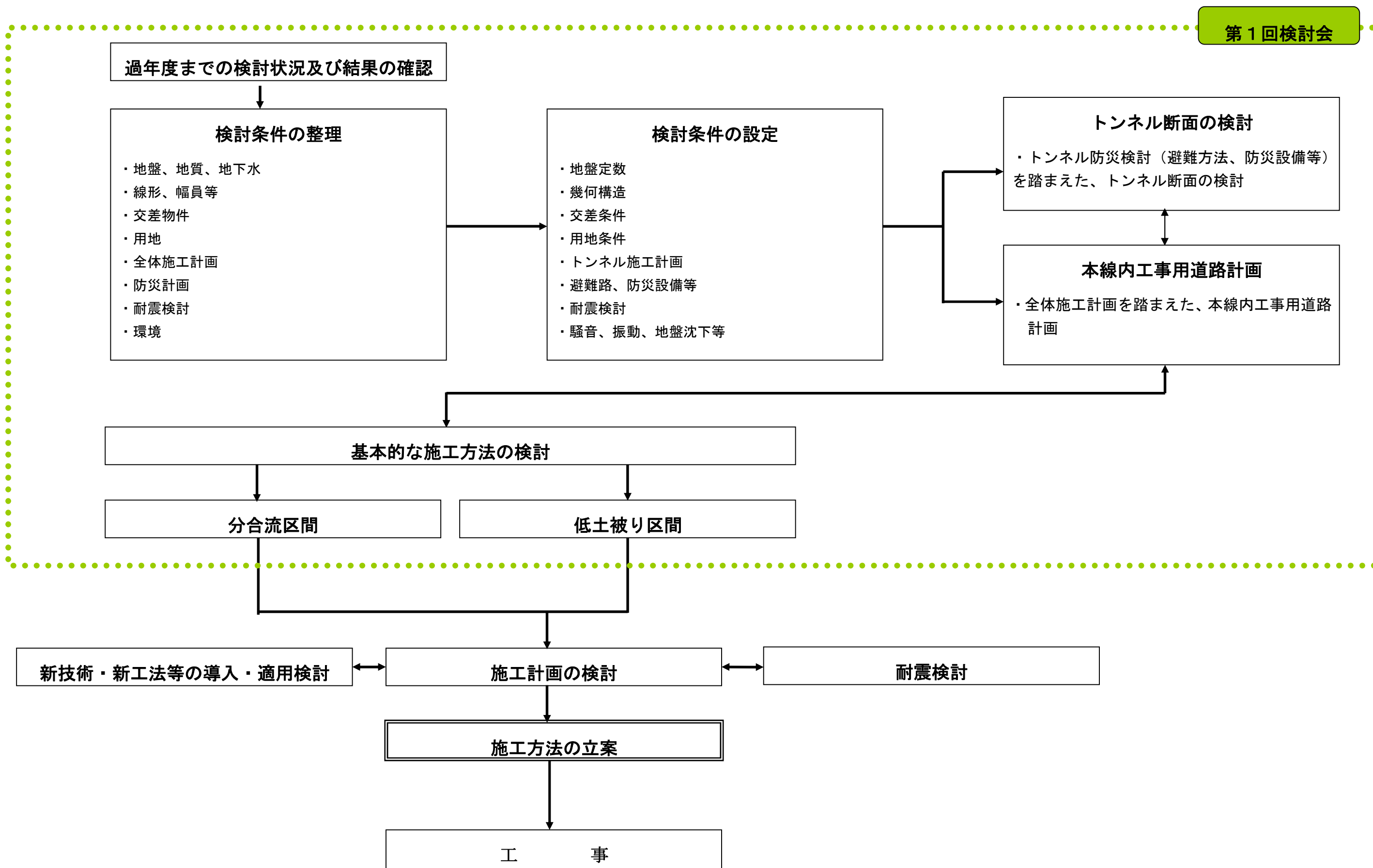


図 1.2 検討フロー図

3. 過年度までの検討結果

(1) 横浜環状南線 庄戸トンネル検討会

過年度に行った横浜環状南線 庄戸トンネル検討会では、現地調査結果を踏まえて、一定の条件を設定し、沈下予測のケーススタディを行い、トンネルの基本構造について検討しました。庄戸トンネル検討会の結果も踏まえ、分合流区間は馬蹄形断面、低土被り区間は矩形断面を基本構造とし、より詳細な設計や施工計画の検討を進めていくこととしました。

① 分合流区間

表 3.1 分合流区間の検討結果

測点 (STA.)	区間長 (m)	地形・地質の概要	トンネル工法
6+00 ~ 8+60	254.207	<p>●地質</p> <p>盛土層 : STA. 6+00~6+30 にかけて、代表N値 9 程度の脆弱な盛土からなり、旧谷底付近に湧水が予想される。</p> <p>基盤層 : STA. 6+30~8+60 は、割れ目の少ない凝灰質砂岩により構成され、透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ (cm/s) と難透水性を示す。CM級岩盤主体。</p>	<p>【施工方法】</p> <p>分合流区間は、非開削工法（NATM工法）の適用性がある。</p> <p>【地盤沈下】</p> <p>非開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえ一定の条件を設定し、FEM解析による用地境界における地表面沈下量と地表面沈下による傾斜角の予測を行った結果、適切な補助工法等を組み合わせることにより、用地境界における地表面沈下量及び地表面沈下による傾斜角は管理基準値を満足することが可能であることを確認。</p> <p>【基本構造】</p> <p>馬蹄形断面を基本とする。</p>
		<p>●地形</p> <ul style="list-style-type: none"> 土被りは概ね 10m程度と小さい。 本線の左右に家屋が密集する。 	

② 低土被り区間

表 3.2 低土被り区間の検討結果

測点 (STA.)	区間長 (m)	地形・地質の概要	トンネル工法
8+60 ~ 11+70	310.000	<p>●地質</p> <p>盛土層 : STA. 9+50~9+85 付近に、代表N値 18 程度の盛土が分布する。</p> <p>基盤層 : 本区間の大半は割れ目の少ない凝灰質砂岩により構成され、透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ (cm/s) と難透水性を示す。CM級岩盤主体。</p>	<p>【施工方法】</p> <p>低土被り区間は、土被りが確保できない区間もあるため、非開削工法の適用性は低いですが、更なる検討を続けていく。</p> <p>【地盤沈下】</p> <p>開削工法を前提として、現地調査結果を踏まえ一定の条件を設定し、FEM解析による用地境界における地表面沈下量と地表面沈下による傾斜角の予測を行った結果、適切な補助工法等を組み合わせることにより、用地境界における地表面沈下量及び地表面沈下による傾斜角は管理基準値を満足することが可能であることを確認。</p> <p>【基本構造】</p> <p>矩形断面を基本とする。</p>
		<p>●地形</p> <ul style="list-style-type: none"> 土被りは概ね 5m以下で、土被りが殆ど確保できない箇所もある。 本線の左右に家屋が密集する。 特に下り線側は躯体が家屋に近接する。 	

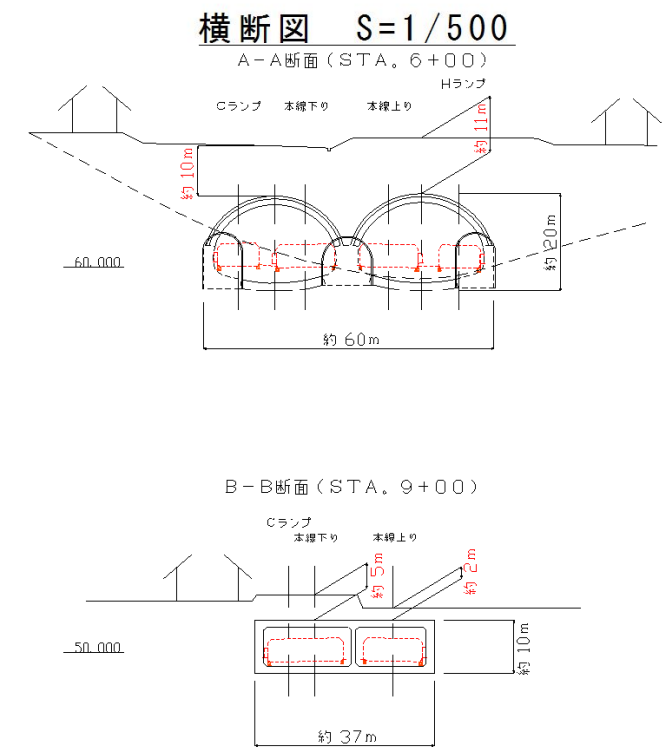
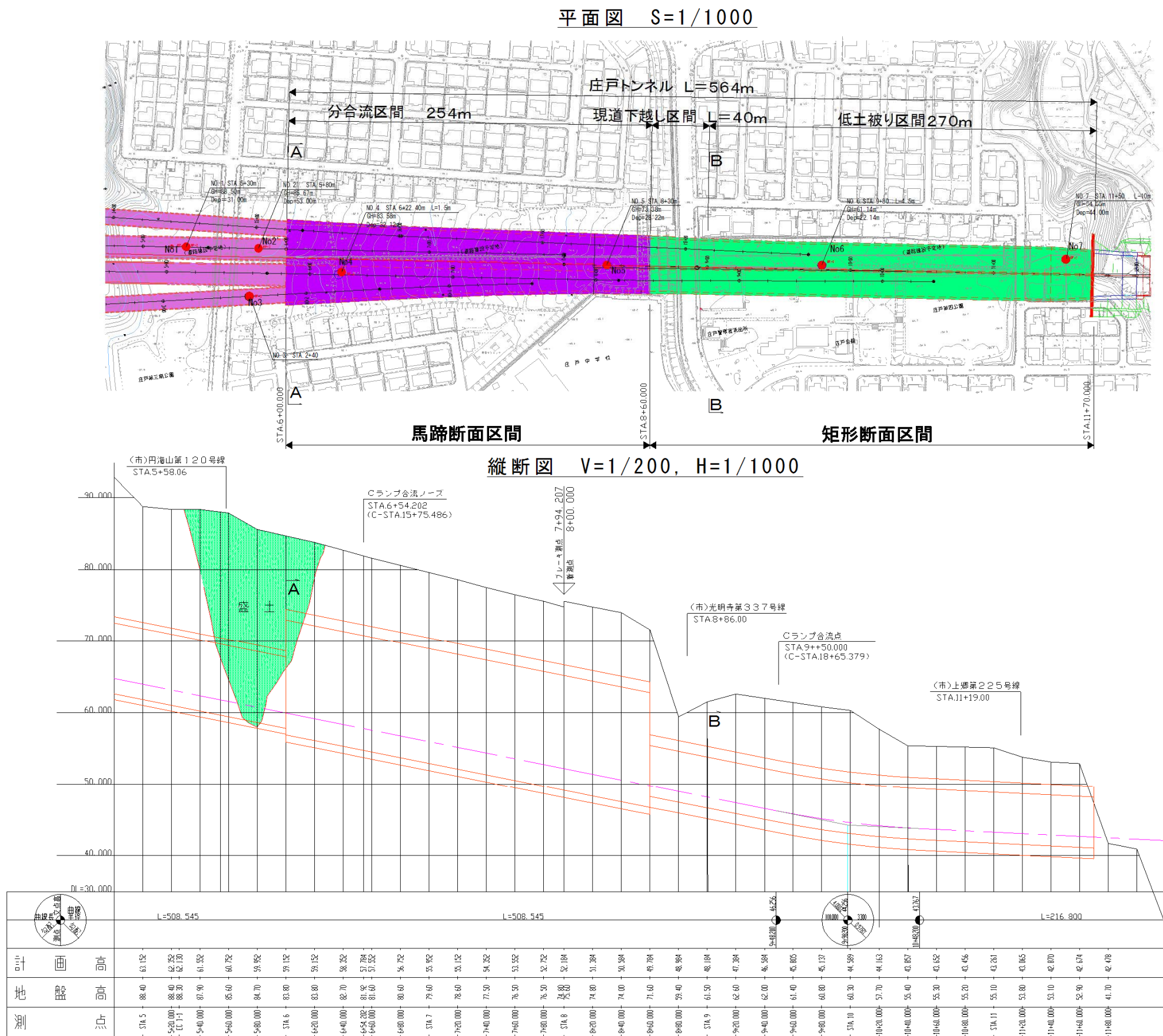


図3.1 庄戸トンネルの基本構造

4. 検討内容

横浜環状南線庄戸トンネル施工技術検討会 第1回検討会では、以下の内容について検討を行う。

4-1. 検討条件の整理・設定

検討条件については、過年度の横浜環状南線庄戸トンネル検討会等で設定した条件等を考慮し、下記項目について整理・設定する。

- (1) 地形、地質
- (2) 幾何構造
- (3) 交差条件等（交差物件）
- (4) トンネル断面

4-2. 基本的な施工方法

(1) 本線内工事用道路計画

横浜環状南線全体の施工計画を踏まえて、庄戸トンネル区間において、計画路線建設予定地に工事用道路を先行整備することで施工計画を検討する。

(2) 切羽の安定性

設定した地盤定数を用いて切羽の安定性について試算を実施し、地山の切羽安定性評価を行う。

(3) 分合流区間の基本的な施工方法の検討

周辺環境への影響、施工性、経済性、工期を含め基本的な施工方法について検討する。

- ・分合流区間は「馬蹄形断面」を基本とし、本線内工事用道路の確保、トンネル構造安定性、経済性、工期から比較検討を行う。
- ・地質の評価による地山の自立性を考慮した検討及び早期閉合について検討を行う。

(4) 低土被り区間の基本的な施工方法の検討

周辺環境への影響、施工性、経済性、工期を含め基本的な施工方法について検討する。

- ・低土被り区間は「矩形断面」を基本とし、地質の評価による地山の自立性及び周辺環境への影響等を考慮した非開削工法の適用可能性について更なる検討を行う。

4-3. トンネル基本断面

(1) 分合流区間のトンネル基本断面

検討条件の整理・設定及び基本的な施工方法の検討結果を踏まえて、内空断面、覆工構造及び支保構造について検討を行う。

(2) 低土被り区間のトンネル基本断面

検討条件の整理・設定及び基本的な施工方法の検討結果を踏まえて、内空断面、構造について検討を行う。

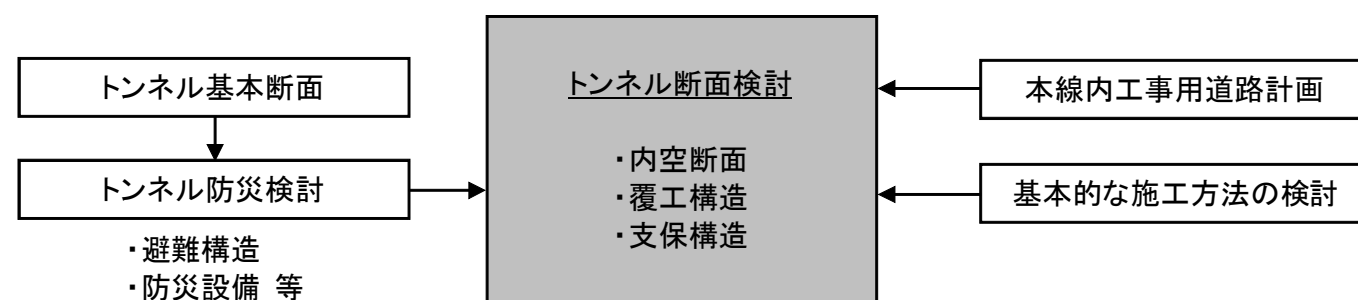


図 4.1 トンネル断面検討フロー図

5. 検討条件の整理・設定

検討条件については、過年度の検討会（庄戸トンネル検討会）で設定した条件等を考慮し設定する。

5-1. 地形、地質状況

(1) 地盤状況

①地形概要

- ・ 当地域は、横浜横須賀道路「釜利谷 JCT」から西方へ約 1.5 km の庄戸地区に位置し、三浦半島から連なる尾根の北端部にあたり、標高 100 m 程度の山地が分布している。
- ・ 旧地形には、浸食により樹枝状の谷が形成された箇所があったが、現状では宅地造成されている。

②地質概要

- ・ 丘陵地における地質は、約 170 万～1 万年前にかけて堆積した地山（上総層群）で構成されている。
- ・ 谷部については、宅地造成による盛土がされている。

表 5.1.1 地質概要

地質	特徴
地山（上総層群）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 当区間に分布する地山（上総層群）は、野島層（上総層群の最下部層）と呼ばれる軽石類を含む凝灰質な砂岩、砂岩・泥岩の互層、泥岩などからなり、硬い地層で構成された当区間の基盤層となっている。 ・ トンネルのほとんどはこの地山を通過し、橋梁（神戸橋）の基礎はこの地山を支持地盤としている。
造成盛土	<ul style="list-style-type: none"> ・ 当区間のうち、宅地造成によって盛土された場所は、丘陵地の旧谷部及びいたち川周辺低地に分布している。その盛土材は、砂岩、泥岩などで構成されている。 ・ 庄戸トンネルの一部が、この造成盛土箇所を通過する。

③土質調査

- ・ 平成 20 年に当地区（庄戸地区）において、7 箇所においてボーリング調査（計画線縦断方向）を実施し、地質状況、地下水状況、盛土の深さなどを把握した。（結果は次頁、庄戸地区地質平面縦断図による）
- ・ 過年度の検討会（庄戸トンネル検討会）で、今後の課題として庄戸トンネルの施工に伴う地下水位変動の検討の必要性が挙げられ、それに伴い提案のあった横断方向の土質調査（ボーリング調査）については、現在実施に向け検討中であり、土質調査後、必要に応じて結果を反映させる予定である。

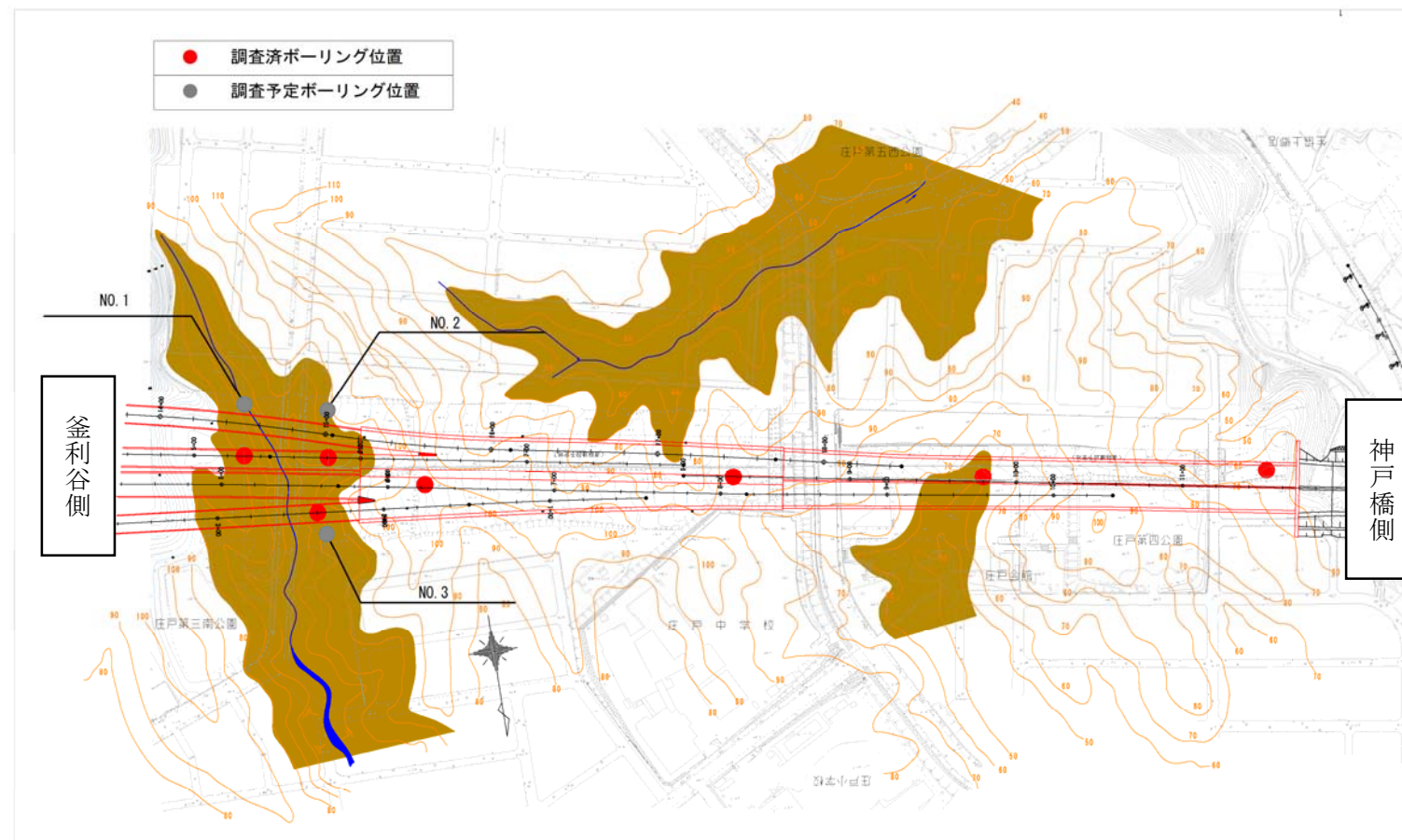


図 5.1.1 土質調査位置図

地質平面図

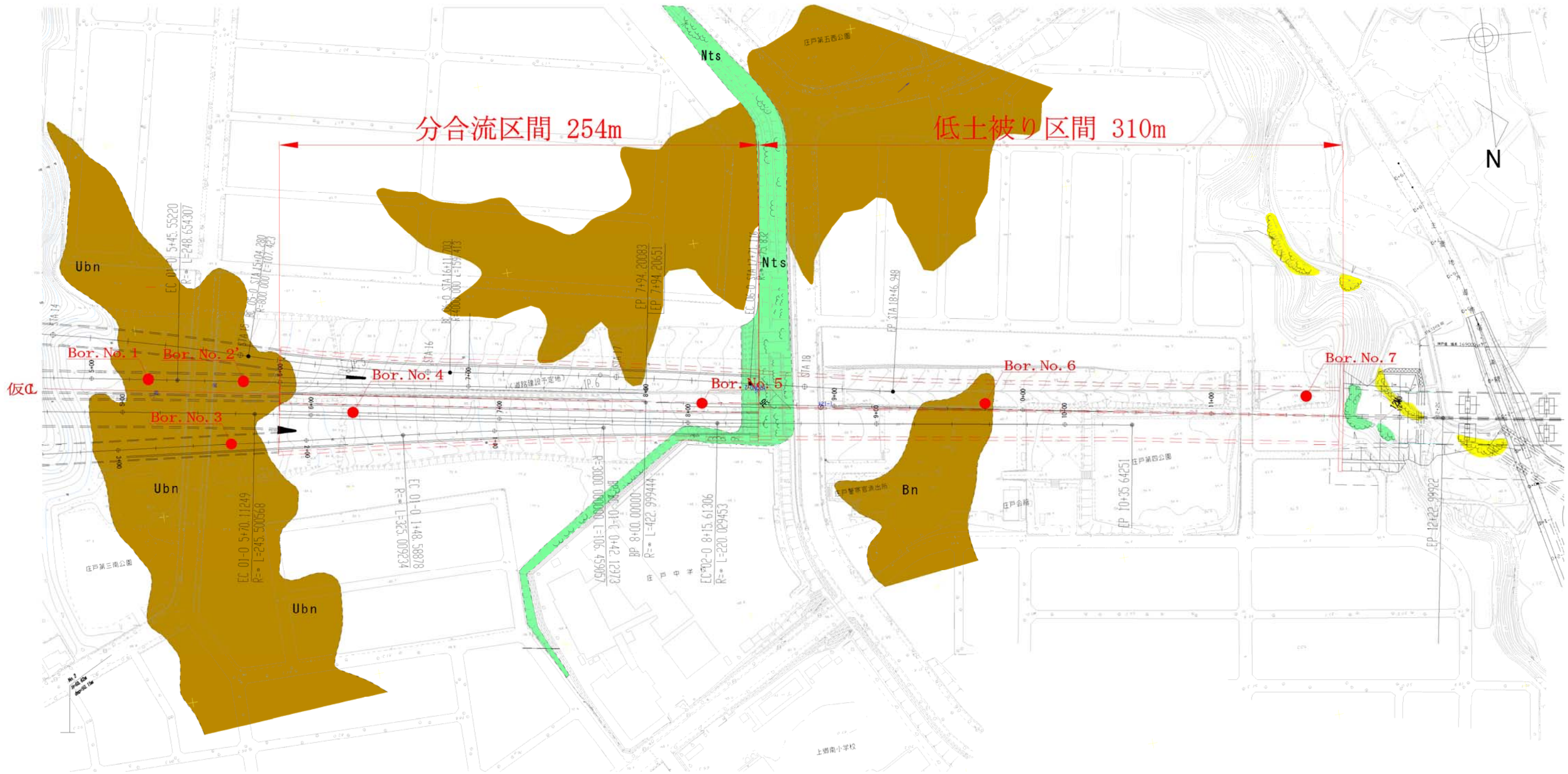


图 5.1.2 庄戸地区地質平面図

地質縦断面図凡例

地質時代	地層名	岩相・層相	記号	分布	地層状況
第四紀更新世	盛土	礫混じり土砂	Bn	谷部を埋積した造成地に分布。	野島層、大船層の泥岩、砂岩の岩ズリからなる盛土。
	上位盛土	礫混じり土砂	Ubn	STA 5~STA 6+30の谷部浅部に分布。	泥岩、砂岩、凝灰岩の岩ズリからなる埋谷型盛土。礫混じり土砂土状を呈す。表層部は転圧時の締め固め効果が発揮されてか、締っている。
	下位盛土	礫混じり土砂	Lbn	STA 5+40~STA 6+20の谷部深部に分布。	泥岩、砂岩等の軟岩を切土して埋めた埋谷型盛土。φ50cm前後の岩塊が積み重なった状態で全体に柔らかい。
	大船層	細粒砂岩	Ofs	STA 3+60~4+80に分布。	全体に塊状で均質。所々に凝灰岩を挟む。まれに砂岩を層状に挟む。
新生代	砂質泥岩	砂質泥岩	Os	HランプSTA 4~10。本線 STA 0~5+0に分布。	砂岩と泥岩とが均一に混じる。
	泥質砂岩、泥質砂岩~砂質泥岩	泥質砂岩	Om	HランプSTA 4~10。本線 STA 0~5+0に分布。	砂岩と泥岩とが混る。一部凝灰質細粒砂岩。
第三紀新第三紀	砂岩・泥岩互層帯	砂岩・泥岩互層帯	Nal	STA 4+80~STA 6+90にレンズ状に分布。	凝灰質砂岩、泥質砂岩及び砂岩・泥岩との互層帯。2~3mピッチで岩種が変化する。層理面の角度は、0~10°程度と概ね水平。
	凝灰質砂岩	凝灰質砂岩	Nts	起点~STA 11+80に分布。トンネル区間全域に分布。	凝灰質砂岩を主体として、軽石、泥岩を挟む割れ目の少ない塊状軟岩。地層の傾斜は、終点から起点側へ向かい、5°前後の緩い勾配を呈す。
	砂岩主体層	砂岩主体層	Nss	約A.10+00~STA.12+80間に帯状に分布。	全体に砂質。中~粗粒砂岩を主体とする軟岩。泥岩や軽石の薄層(0.20m以下)を頻りに挟む。
	砂質泥岩	砂質泥岩	Nos	起点~STA 5+20の丘陵部に分布。STA.11+50~終点側の橋梁計画区間に分布。	砂岩と泥岩とが均一に混じる岩層。所々、砂岩及び凝灰岩の薄層を挟む。

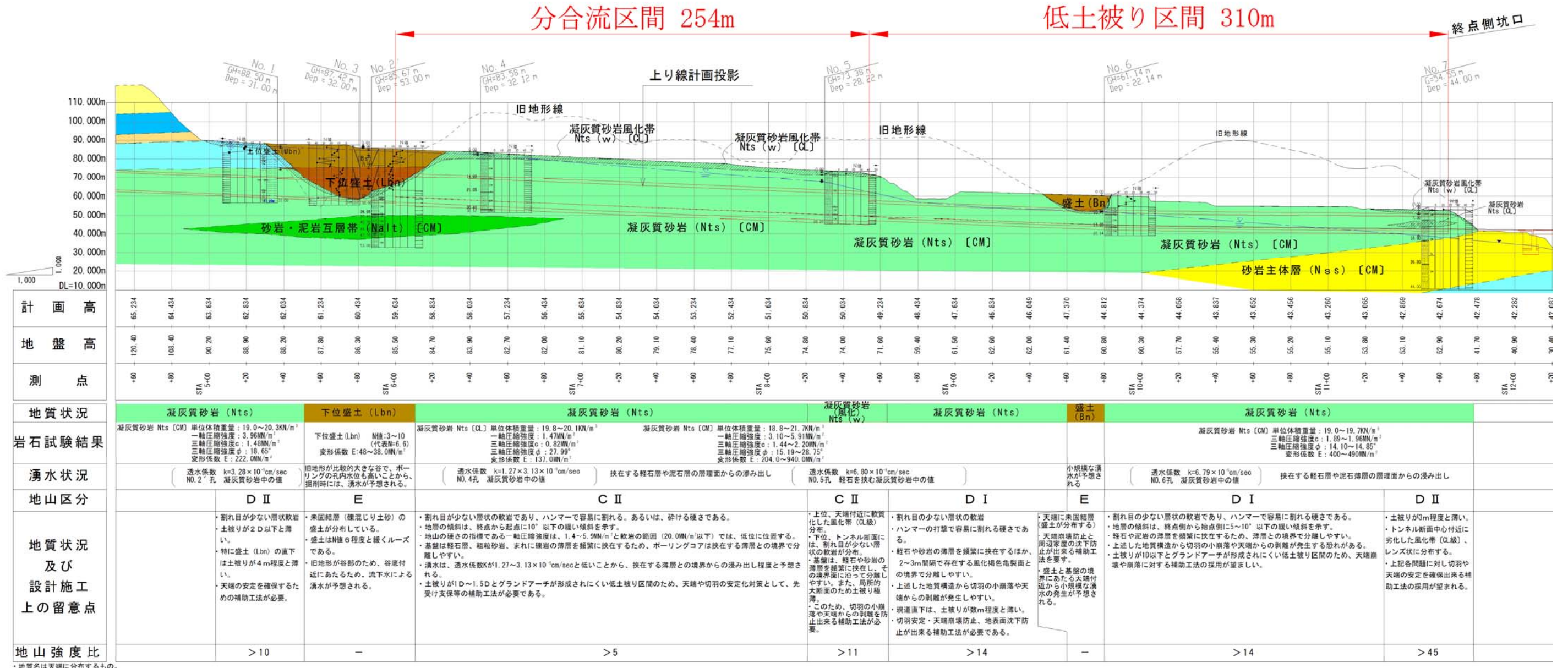


図 5.1.3 庄戸地区地質縦断面図

(2) 地下水状況

過年度調査に伴う庄戸地区における地下水位の変動状況は、下記のとおりである。

No.1, 4, 5, 6 は凝灰質砂岩部、No.2', 3 は造成盛土部の値を示す。
 変動幅は、傾斜部 (No.5) は約 10m となっているが、その他は 5m 弱である。
 各観測孔の水位変化は平成 20 年度～平成 22 年度まで比較して、ほぼ同じ傾向である。

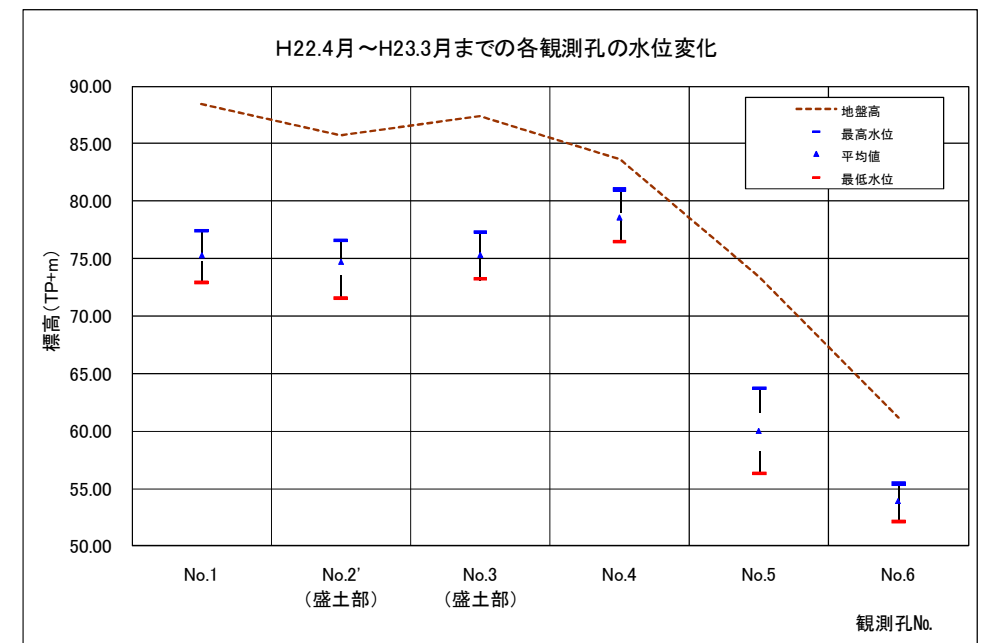
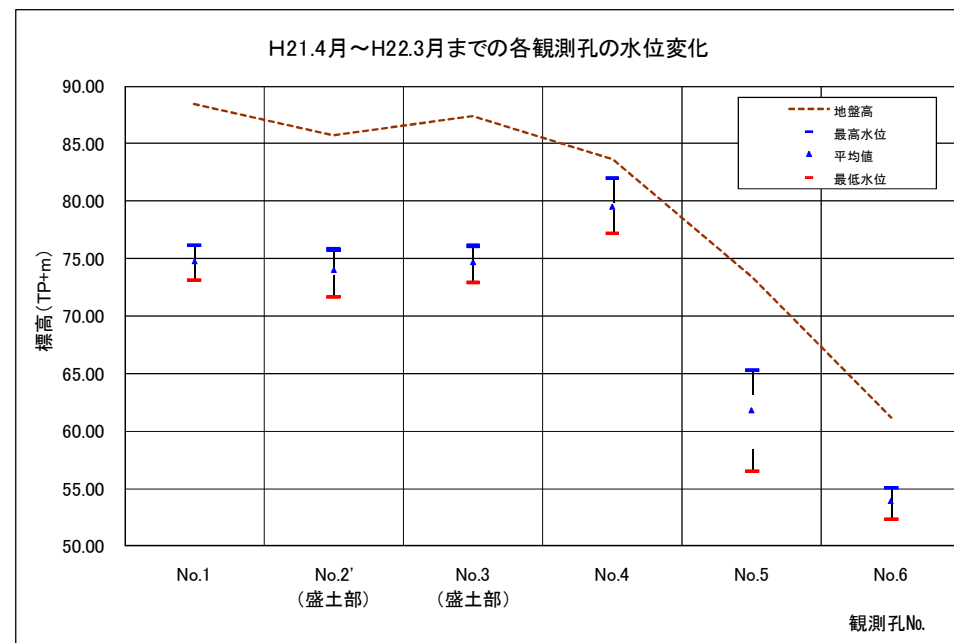
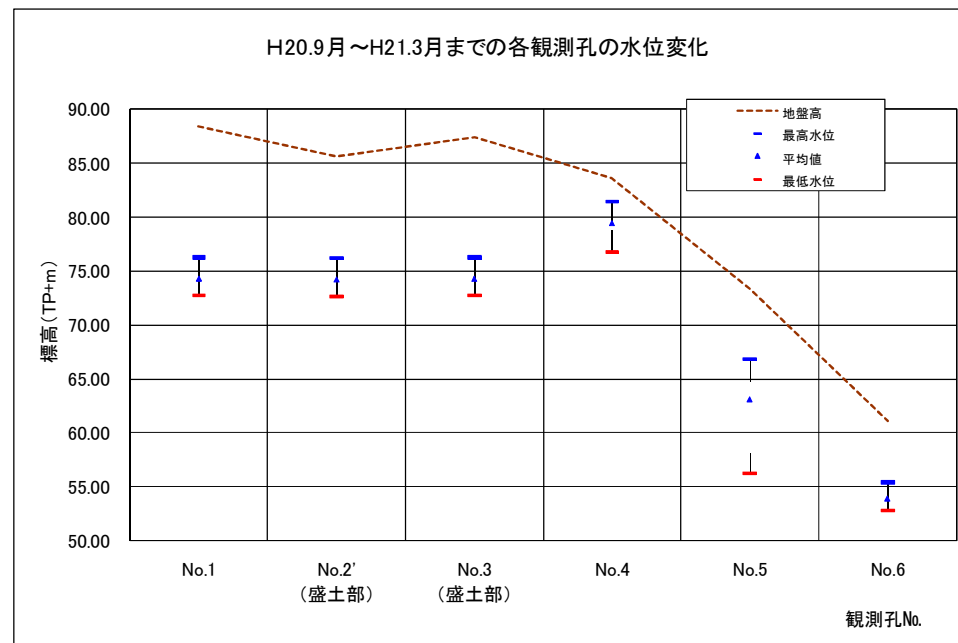
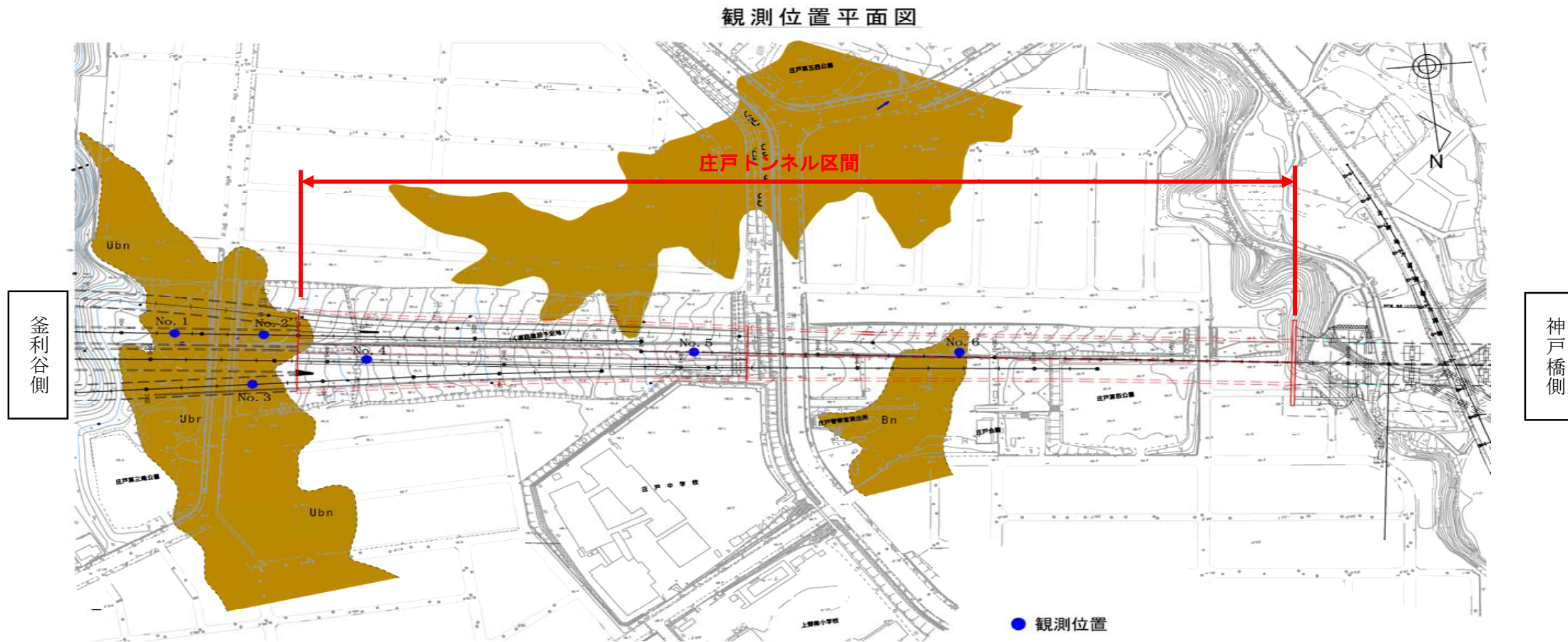


図 5.1.4 地下水状況図

(3) 地盤定数の設定

検討にあたり、地盤定数については、過年度の検討会（庄戸トンネル検討会）で設定した条件等に基づき、既往の調査結果等より下表のとおり設定する。

なお、地盤の変形係数 E_0 の設定については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に示されている、孔内水平載荷試験により変形係数を算定する場合の補正係数 $\alpha = 4$ の場合と、過年度検討会（庄戸トンネル検討会）における「実際に施工すると緩みがでて、解析値以上の変位や沈下が生じる場合もあることから、物性値にはある程度の幅を持たせて解析する考え方もある。」との意見を踏まえ、 $\alpha = 1$ の場合の2条件とする。

表 5.1.2 地盤定数

地層	N値 (回)	単位体積重量 (kN/m ³)	初期ポアソン比 ν_0	変形係数 E_0 $E_0 = \alpha E_b$ (kN/m ²)		粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
bs層 (盛土層)	11	18.5	0.33	87,000	$\alpha = 4$	70	0
				21,000	$\alpha = 1$		
Nts層 (基盤層)	126	19.6	0.30	1,472,000	$\alpha = 4$	1,400	21
				368,000	$\alpha = 1$		

地層	非線形定数					補正係数
	弾性限界 パラメータ k	非線形指数 a	破壊後 変形係数 E_f (kN/m ²)	破壊後 ポアソン比 ν_f	引張強度 σ_t (kN/m ²)	
bs層 (盛土層)	2.0	1.0	8,700	0.49	7	$\alpha = 4$
	2.0	1.0	2,100	0.49	7	$\alpha = 1$
Nts層 (基盤層)	6.0	3.0	14,700	0.49	499	$\alpha = 4$
	4.0	2.0	3,680	0.49	499	$\alpha = 1$

5-2. 幾何構造

(1) 線形

線形については、図 5.2.1 および図 5.2.2 のとおりとする。

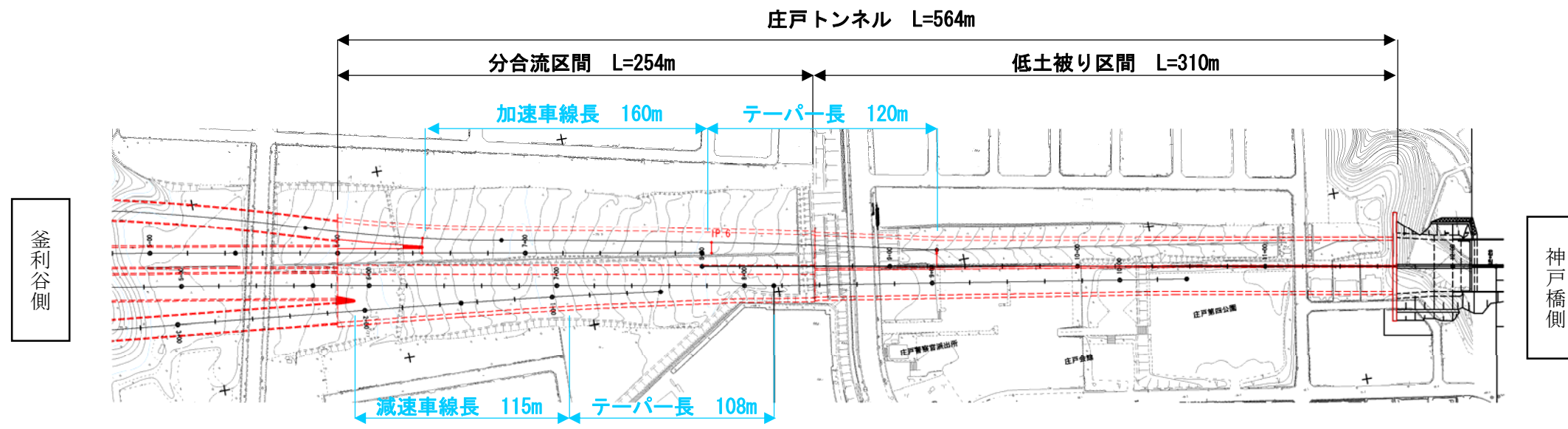


図 5.2.1 平面図

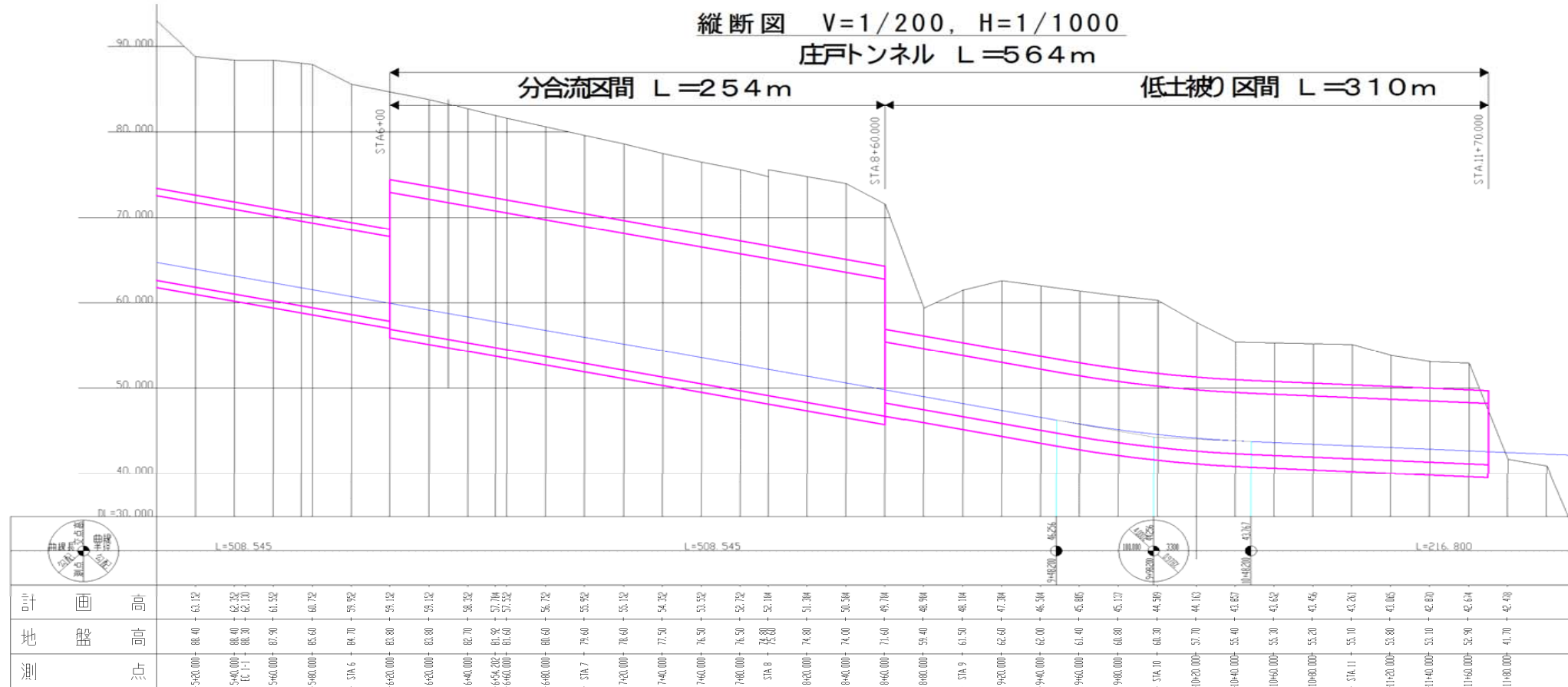


図 5.2.2 縦断面

「縦断線形」については、住民からの意見・要望等を踏まえ、過年度検討会（庄戸トンネル検討会）において、事業者評価を確認した結果、

- ・ ランプの縦断の変更を余儀なくされ、釜利谷ジャンクション周辺の樹木を大量に伐採することとなり、円海山の自然改変面積の増大が課題となる。
- ・ さらに、釜利谷ジャンクションのランプトンネル内で分合流が生じるなど幾何構造が厳しくなるため、事故・渋滞のリスクが増大するとともに、交通安全性や防災対策が課題となる。

との意見をいただき、事業者としては、これら結果も踏まえ、現計画が妥当と判断している。

(2) 幅員

表 5.2.1 道路規格および幅員

	道路規格	設計速度	車線数	幅員
本線	第1種第3級A規格	80 km/h	6車線 (片側3車線)	12.0m (0.75+3.50@3+0.75)
ランプ	A規格	60 km/h	2車線	8.5m (0.75+3.50@2+0.75)

幅員については、釜利谷側最大5車線（本線3車線+ランプ2車線）から神戸橋側3車線へと断面変化する。
 ・低土被り区間は、住宅に近接している箇所があるため、詳細な設計及び施工計画の検討が必要である。（下図A-A断面付近）

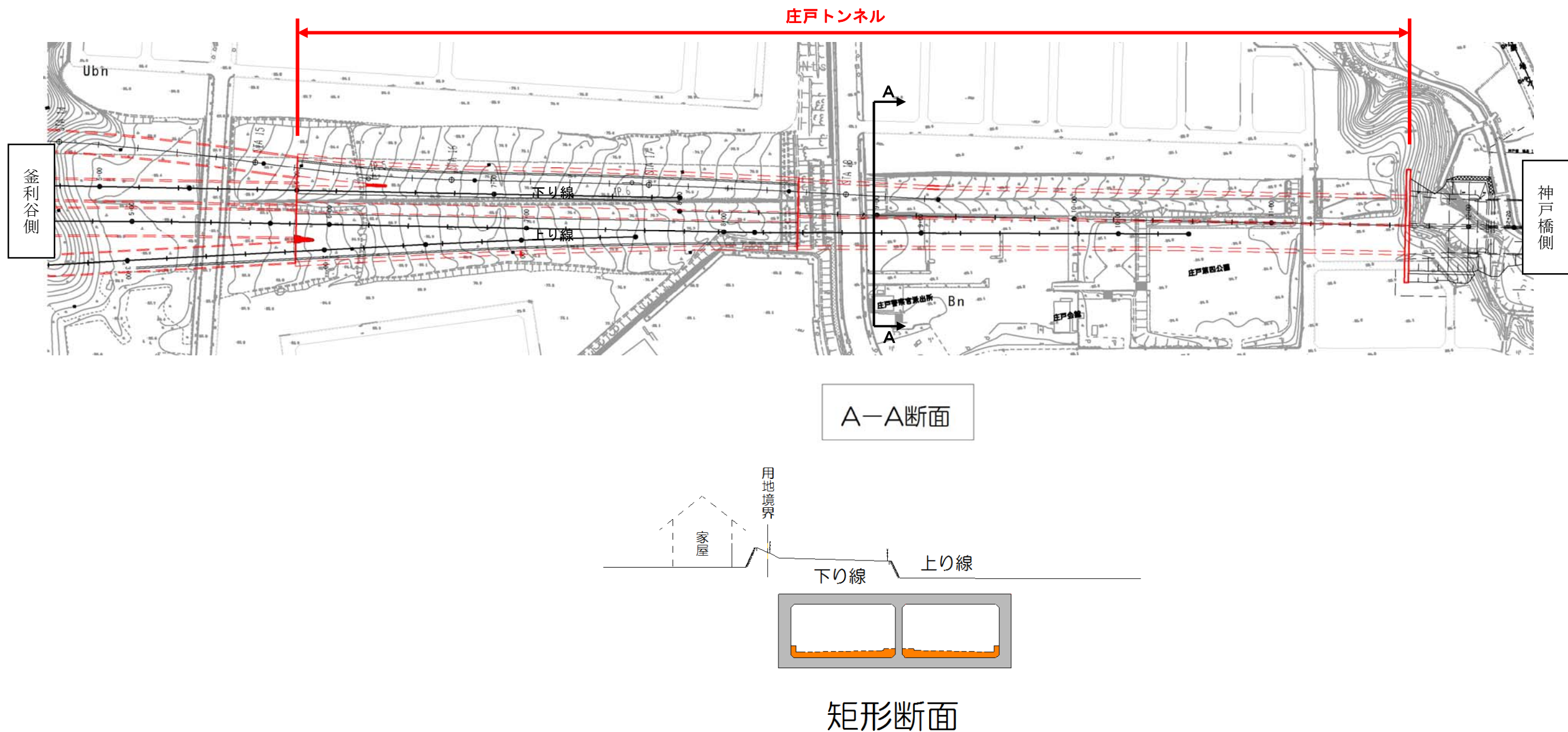


図 5.2.3 庄戸トンネルと住宅近接箇所の位置関係

5-3. 交差条件等

(1) 交差物件

当該区間は、3本の横浜市道と交差しており、施工にあたっては、埋設物の移設（仮移設も含む）を含めた施工計画の立案が必要となる。

表 5.3.1 交差物件調書

	交差箇所-1	交差箇所-2	交差箇所-3
交差位置	STA. 5+60	STA. 8+80	STA. 11+20
交差物件	横浜市道 庄戸 第356号線	横浜市道 庄戸 第217号線	横浜市道 庄戸 第409号線
主な支障物	<ul style="list-style-type: none"> 埋設管（横浜市上下水道、東京ガス） 架空線（東京電力、KDDI光ケーブル） 街路灯、街路樹 バス停（神奈川中央交通） 	<ul style="list-style-type: none"> 埋設管（横浜市上下水道、東京ガス） 架空線（東京電力、NTT光ケーブル、CATVケーブル） 街路灯、街路樹 バス停（神奈川中央交通） 	<ul style="list-style-type: none"> 埋設管（横浜市上下水道、東京ガス） 架空線（東京電力）

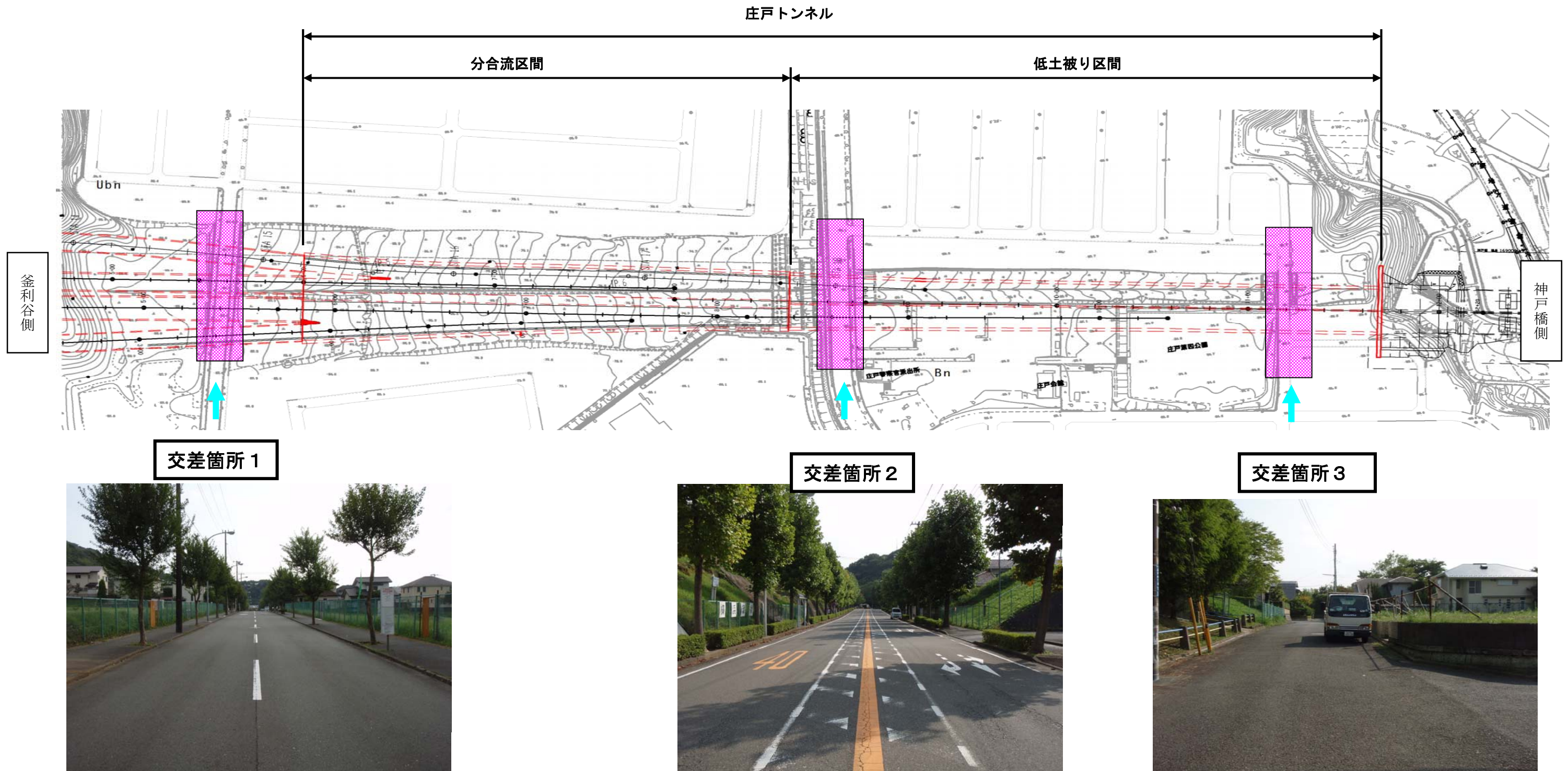


図 5.3.1 交差物件状況

(2) 交差状況

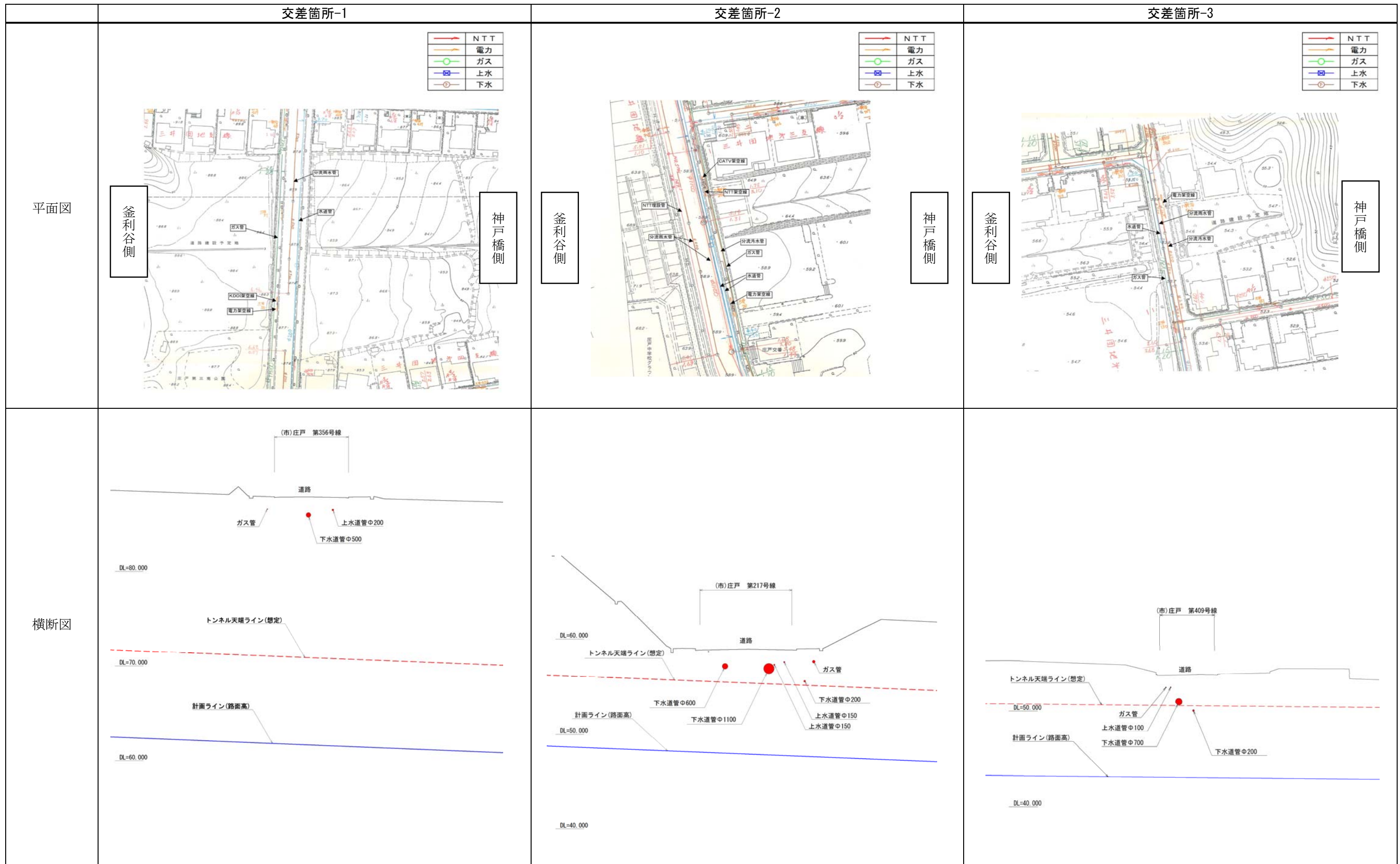


図 5.3.2 交差物件 (平面図・横断面図)

5-4. トンネル断面

トンネル断面を決定するにあたり、下記条件等を考慮する。

(1) 避難路設置間隔

トンネル内の非常口設置間隔は下記を基本とする。

表 5.4.1 庄戸トンネルの避難路設置間隔

トンネル名	避難路設置間隔
分合流部区間 (馬蹄形断面)	300m
低土被り部区間 (矩形断面)	240m

(2) 避難方法 (形態)

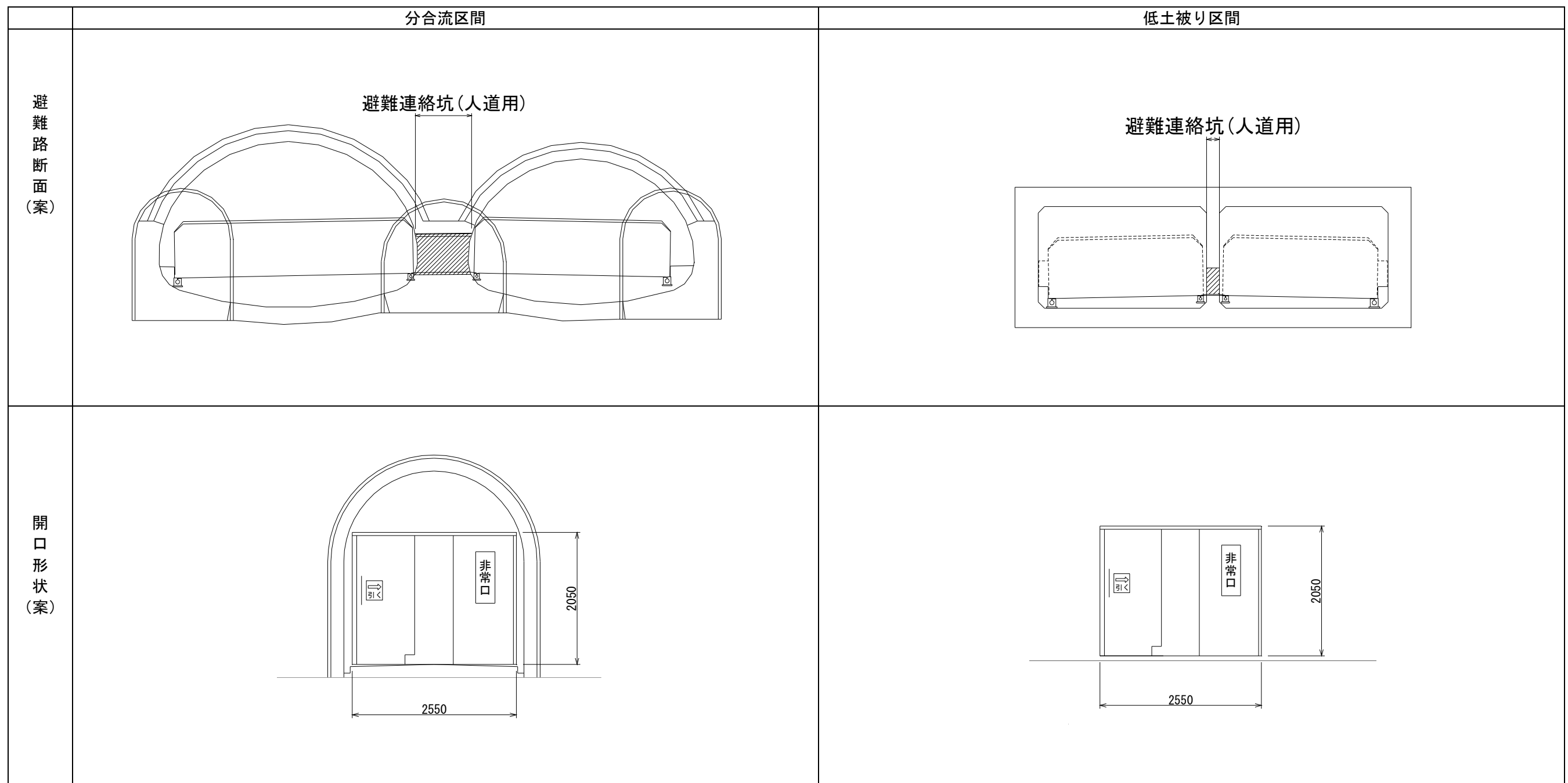


図 5.4.1 避難路断面図 (案)

5-5. 耐震検討

庄戸トンネルの馬蹄形断面区間および矩形断面区間において耐震検討を行う。

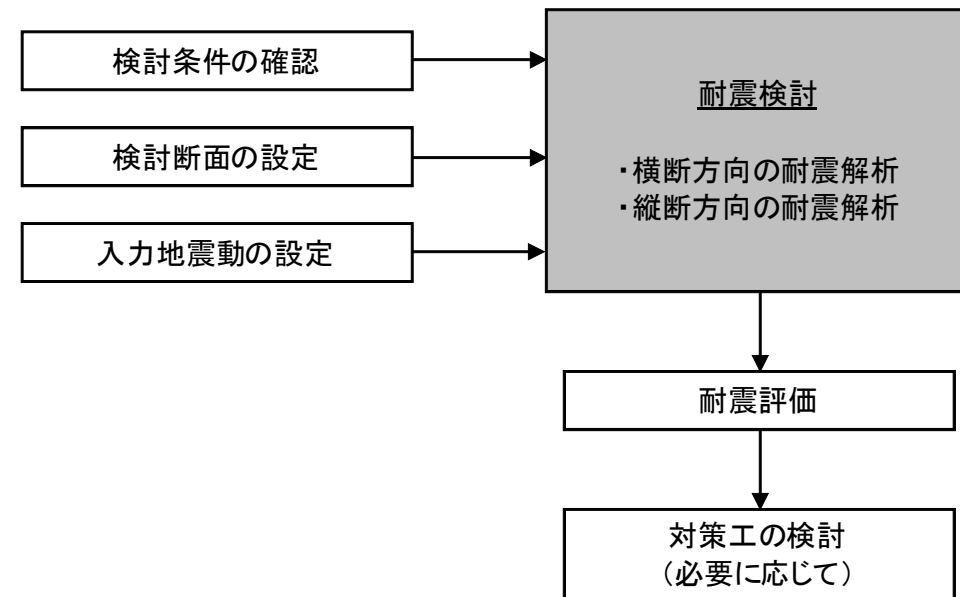


図 5.5.1 耐震検討フロー図

5-6. 環境対策の検討

工事中の環境対策にあたっては、高速横浜環状南線[金沢区釜利谷町～戸塚区汲沢町（横浜市域）]に係る環境影響評価審査書及びそれに対する事業者見解を踏まえ、関係法令等を遵守する。

6. 基本的な施工方法の検討

6-1. 本線内工事用道路計画

- ・全体施工計画を踏まえ、工事用車両に対する地域の道路交通への影響を極力抑制するため、可能な限り計画路線建設予定地を工事用道路として利用すべく施工計画を検討する。
- ・当該区間の「庄戸トンネル」区間においても、計画路線建設予定地に工事用道路を先行整備することで施工計画を検討する。

(1) 条件整理

環境影響評価

高速横浜環状南線[金沢区釜利谷町~戸塚区汲沢町（横浜市域）]に係る環境影響評価審査書及びそれに対する事業者見解

【環境影響評価審査書】

- ・工事用車両に対する地域の道路交通への影響を極力抑制するため、計画路線建設予定地を工事用道路として先行整備することを検討すること。
- ・工事用車両の走行ルートについては、生活道路の利用は極力避け、ルート設定に際しては周辺住民への説明会などを行い、交通安全対策、交通渋滞の防止について配慮すること。
またこの対策は、上郷公田線等の工事用車両の交通量も加味したものとする。
- ・工事に際しては誘導員や表示板の適切な配置等により交通安全対策、交通渋滞の防止について配慮すること。特に神戸橋地区や笠間地区における原宿六浦線及び国道1号の交通渋滞防止については、十分配慮すること。

【環境影響評価審査書に対する事業者見解】

- ・工事用車両による地域の道路交通への影響を極力抑制するため、可能な限り計画路線建設予定地を工事用道路として利用するように施工計画を検討してまいります。
- ・また、工事用車両の走行ルートについては、生活道路の利用は極力避け、ルートの選定に際しては周辺住民などへ周知してまいります。
- ・さらに、工事に際しては、誘導員や表示板の適切な配置等により交通安全対策、交通渋滞の防止について配慮するとともに、特に、神戸橋地区や笠間地区における原宿六浦線及び一般国道1号の交通渋滞については、十分配慮してまいります。
- ・なお、交通安全対策、交通渋滞の防止については、計画路線と一体整備する上郷公田線等の工事用車両の交通量についても配慮してまいります。

現地および施工条件

- 庄戸地区は第1種低層住居専用地域・風致地区に指定されていることを踏まえ、工事中の環境負荷の低減を図る。
- ・騒音・振動・周辺地盤への影響など、工事中の環境負荷を低減することを目的にトンネル施工法を検討する。
 - ・計画路線建設予定地に先行整備する工事用道路は、地中内（トンネル）に設置することを基本として検討する。

庄戸トンネルの施工

庄戸トンネルの施工にあたっては、先行整備する工事用道路を確保しながらのトンネル施工となる。

(2) 本線内工事用道路計画

①ルート選定

- ・本線内工事用道路は、現地状況を踏まえ、庄戸トンネル内の下り線側に先行整備することを基本として計画するものとする。
- ・断面配置については、既設工事用道路との縦断的取合いを考慮して、計画庄戸トンネル断面内に設置するものとする。(庄戸トンネル区間における設置延長 L=564m)

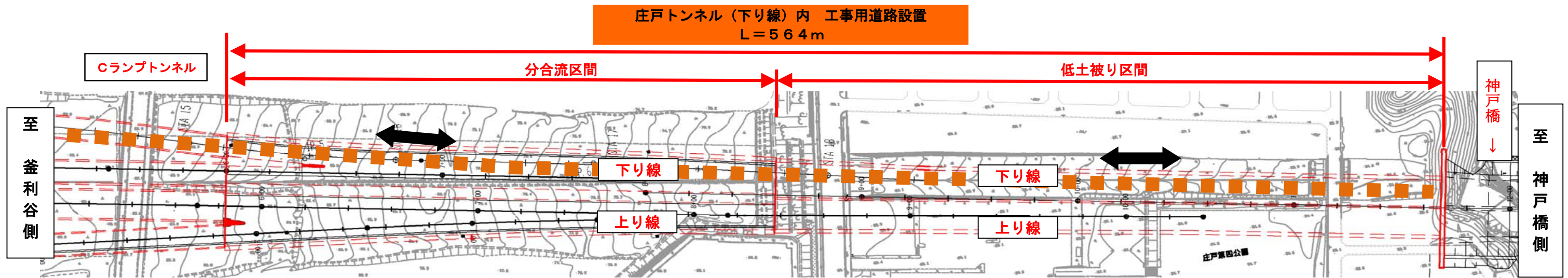


図 6.1.1 本線内工事用道路計画図

②本線内工事用道路を活用した土運搬方式

- ・経済性、汎用性から「ダンプ方式」及び「ベルコン方式」を基本とする。
- ・振動、騒音、塵埃の問題については、地下トンネル内であることから周辺環境への影響は小さいものと考えられる。

③断面規模および掘削方式

- ・片側車線（下り線）において工事用道路を先行整備することから、往復のダンプトラックのすれ違いが可能な2車線道路とし、内空幅約8mの断面規模を基本として検討する。
- ・先行整備する工事用道路の掘削方法はNATM工法、シールド工法が考えられる。

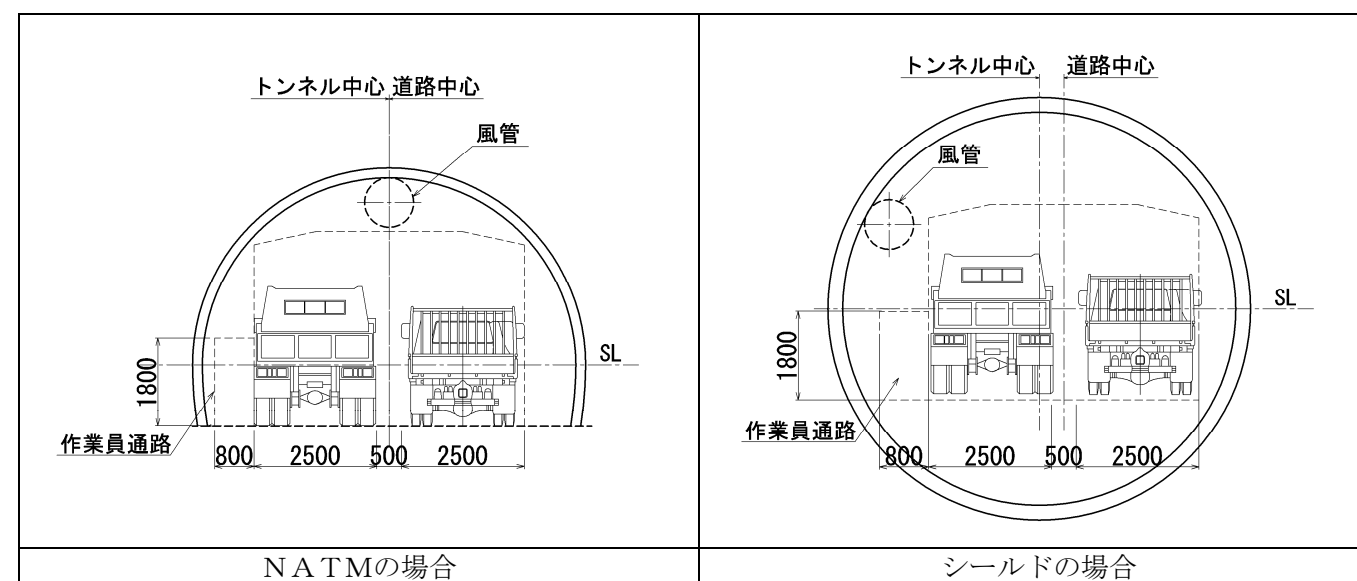


図 6.1.2 本線内工事用道路の断面規模 (概要図)

(3) 本線内工事用道路の施工法検討

表 6.1.1 本線内工事用道路の施工法比較表

		NATM案	シールド案
低土被り区間	神戸橋側低土被り区間標準断面		
	低土被り区間拡幅断面		
分合流区間	分合流区間最小断面		
	分合流区間最大断面		
	CランプTN(盛土部) ↓ 釜利谷JCT		
延長	分合流区間	254.0m (2車線 NATM)	分合流区間 254.0m (2車線シールド)
	低土被り区間	310.0m (2車線 NATM)	低土被り区間 310.0m (2車線シールド)
断面積 (トンネル1本当り)	分合流区間	33.5 m ² (2車線 NATM)	分合流区間 58.1 m ² (2車線シールド)
	低土被り区間	33.5 m ² (2車線 NATM)	低土被り区間 58.1 m ² (2車線シールド)

※本線は上り線より施工

		NATM案	シールド案
本線内工事用道路の施工	地表面沈下	盛土区間(L=10m以下)では補助工法等により地表面沈下抑制対策を行う。岩盤区間では切羽は自立し、沈下は小さいと考えられる。 △	地表面沈下は小さいため、基本的には対策は不要と考えられる。 ○
	地下水対策	地盤改良等による止水対策を行うことで、地下水に与える影響は小さいと考えられる。 △	地下水に対する影響は小さいため、基本的には対策は不要と考えられる。 ○
	断面変化	施工途中で断面の拡大・縮小が自由である。 ○	シールド施工途中で断面の拡大・縮小が不可であり、発進～到達まで一定断面となる。 ×
本坑施工	本坑施工との併設影響	特に問題は無い。 ○	特に問題は無い。 ○
	本線内工事用道路の撤去	一次支保工(吹付け+鋼製支保工)の解体撤去は容易である。 ○	セグメント巻厚、剛性が高いため取り壊し撤去に工期を要する。分合流区間のみで4.3ヶ月。(7.8m ² ×254m÷10m ³ /日÷23日÷2方=4.3ヶ月) △
工期	1.0 ○	1.5 (NATM案1.0に対する比) △	
経済性	1.0 ○	1.4 (NATM案1.0に対する比) △	
総合評価		<ul style="list-style-type: none"> 経済的で、かつ工期も短い。 断面変化への対応など NATM の自由度は高い。 地表面沈下や地下水に対する影響に対しては補助工法等により抑制ができる。 	<ul style="list-style-type: none"> トンネル延長が短いため、工程に大きなメリットは無い上、高価である。
		○	△

○ 以上比較の結果、先行整備する工事用道路(トンネル)の掘削方法は、NATM工法が優位と考えられる。

6-2. 切羽の安定性

(1) 地山の切羽安定性評価

① 分合流区間

土質調査結果から得られた物性値を基に切羽の安定性について試算を実施した結果、基盤岩である凝灰質砂岩では10mの掘削高さの切羽でも自立性は確保できると考えられる。一方、盛土層においては切羽は安定しないため、切羽安定対策が必要となる。

表 6.2.1 分合流区間における切羽安定試算 (定量的評価)

	基盤層 Nts【凝灰質砂岩】 STA.6+14~8+54	盛土層区間 bs STA.6+00~6+14																
地質概要	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目が少ない層状の軟岩であり、ハンマーで容易に割れる。あるいは、砕ける硬さである。 一軸圧縮強度は、3.1~5.9MN/m²と軟岩の範囲 湧水は、透水係数kが10⁻⁵cm/secと低く、挟在する薄層との境界からの浸み出し程度とされる。 	<ul style="list-style-type: none"> N値が11程度 未固結層(礫混じり土砂)の盛土が分布している。 旧地形が谷部のため、谷底付近にあたるため、流下水による湧水が予想される。 																
物性値	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>単位重量 γ (kN/m³)</td> <td>粘着力 c(kN/m²)</td> <td>せん断抵抗角 φ (°)</td> </tr> <tr> <td>基盤層 Nts</td> <td>19.6</td> <td>1,400</td> <td>21</td> </tr> </table>		単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	基盤層 Nts	19.6	1,400	21	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>単位重量 γ (kN/m³)</td> <td>粘着力 c(kN/m²)</td> <td>せん断抵抗角 φ (°)</td> </tr> <tr> <td>盛土層 bs</td> <td>18.5</td> <td>70</td> <td>0</td> </tr> </table>		単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	盛土層 bs	18.5	70	0
	単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)															
基盤層 Nts	19.6	1,400	21															
	単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)															
盛土層 bs	18.5	70	0															
作用荷重	<ul style="list-style-type: none"> 全土被り荷重 $q = \gamma H = 19.6 \text{ kN/m}^3 \times 11.0 \text{ m} = 215.6 \text{ kN/m}^2$ 想定される滑り幅 (線分 AC) $\text{線分 AC} = H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) = 10 \text{ m} \times \tan 34.5^\circ = 6.9 \text{ m}$ <p>切羽の安全率 $F_s = R / S$</p> <p>H : 切羽高さ W : 土塊の自重 c : 地山の粘着力 φ : 地山の内部摩擦角</p> <p>q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重 (Q=q×線分AC) S : BC面上の滑動力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2)$ R : BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ P : 切羽安定に必要な押え力 $P = (S - R) / \sin(45^\circ - \phi/2)$</p> <p>切羽高 H=10m を想定</p>	<ul style="list-style-type: none"> 全土被り荷重 $q = \gamma H = 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 11.0 \text{ m} = 203.5 \text{ kN/m}^2$ 想定される滑り幅 (線分 AC) $\text{線分 AC} = H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) = 10 \text{ m} \times \tan 45^\circ = 10.0 \text{ m}$ <p>切羽の安全率 $F_s = R / S$</p> <p>H : 切羽高さ W : 土塊の自重 c : 地山の粘着力 φ : 地山の内部摩擦角</p> <p>q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重 (Q=q×線分AC) S : BC面上の滑動力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2)$ R : BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ P : 切羽安定に必要な押え力 $P = (S - R) / \sin(45^\circ - \phi/2)$</p> <p>切羽高 H=10m を想定</p>																
無対策の場合	<ul style="list-style-type: none"> 切羽の滑り土塊に作用する成分 <ul style="list-style-type: none"> 切羽面滑り土塊に作用する力 $Q = q \times \text{線分 AC} = 215.6 \text{ kN/m}^2 \times 6.9 \text{ m} = 1,488 \text{ kN}$ 滑り土塊の自重 $W = 19.6 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} \times 6.9 \text{ m} / 2 \times 1 \text{ m} = 676 \text{ kN}$ BC面上の滑る力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2) = (676+1,488) \cos(45^\circ - 21^\circ/2) = 1,783 \text{ kN}$ BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2) = (676+1,488) \sin(45^\circ - 21^\circ/2) \tan 21^\circ + 1,400 \times 10.0 / \cos(45^\circ - 21^\circ/2) = 17,458 \text{ kN}$ 切羽安定の安全率 $F_s = R/S = 17,458/1,783 = 9.8 > 1.0$ 切羽は自立する 	<ul style="list-style-type: none"> 切羽の滑り土塊に作用する成分 <ul style="list-style-type: none"> 切羽面滑り土塊に作用する力 $Q = q \times \text{線分 AC} = 203.5 \text{ kN/m}^2 \times 10.0 \text{ m} = 2,035 \text{ kN}$ 滑り土塊の自重 $W = 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} \times 10 \text{ m} / 2 \times 1 \text{ m} = 925 \text{ kN}$ BC面上の滑る力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2) = (925+2,035) \cos 45^\circ = 2,093 \text{ kN}$ BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2) = (925+2,035) \sin 45^\circ \tan 0 + 70 \times 10.0 / \cos 45^\circ = 990 \text{ kN}$ 切羽安定の安全率 $F_s = R/S = 990/2,093 = 0.47 < 1.0$ 切羽は自立しない 																
	<p>○ 基本的には無対策でも切羽は自立すると想定されるが、不連続面に対しては状況に応じて補助工法を採用する。</p>	<p>× 無対策では切羽は安定しない</p>																

② 低土被り区間

土質調査結果から得られた物性値を基に切羽の安定性について試算を実施した結果、凝灰質砂岩および盛土地盤においても、切羽は自立するものと考えられる。

表 6.2.2 低土被り区間における切羽安定試算（定量的評価）

	基盤層 Nts【凝灰質砂岩】 STA.8+54~9+60, STA.9+80~11+64	天端部に盛土層 bs（層厚 8m） STA.9+60~9+80																				
地質概要	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目が少ない層状の軟岩であり、ハンマーで容易に割れる。あるいは、砕ける硬さである。 一軸圧縮強度は、3.1~5.9MN/m²と軟岩の範囲 湧水は、透水係数kが10⁻⁵cm/secと低く、挟在する薄層との境界からの浸み出し程度とされる。 	<ul style="list-style-type: none"> 当該盛土では地質調査を実施していないが、切羽安定計算には、分合流区間の盛土層と同程度と想定 盛土下位の基盤層は左記のとおり。 																				
物性値	<table border="1"> <tr> <th></th> <th>単位重量 γ (kN/m³)</th> <th>粘着力 c(kN/m²)</th> <th>せん断抵抗角 φ (°)</th> </tr> <tr> <td>基盤層 Nts</td> <td>19.6</td> <td>1,400</td> <td>21</td> </tr> </table>		単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	基盤層 Nts	19.6	1,400	21	<table border="1"> <tr> <th></th> <th>単位重量 γ (kN/m³)</th> <th>粘着力 c(kN/m²)</th> <th>せん断抵抗角 φ (°)</th> </tr> <tr> <td>盛土層 bs</td> <td>18.5</td> <td>70</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>基盤層 Nts</td> <td>19.6</td> <td>1,400</td> <td>21</td> </tr> </table>		単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)	盛土層 bs	18.5	70	0	基盤層 Nts	19.6	1,400	21
	単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)																			
基盤層 Nts	19.6	1,400	21																			
	単位重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 φ (°)																			
盛土層 bs	18.5	70	0																			
基盤層 Nts	19.6	1,400	21																			
作用荷重	<p>● 上載荷重 q=0 kN/m²</p> <p>● 想定される滑り幅（線分 AC） 線分 AC=H・tan(45° - φ/2)=24.4m×tan34.5° =16.8m</p> <p>代表断面 STA.8+60</p> <p>凝灰質砂岩 Nts</p> <p>最大掘削高さ 24.4m</p> <p>切羽の安全率 $F_s = R / S$</p> <p>H : 切羽高さ W : 土塊の自重 c : 地山の粘着力 φ : 地山の内部摩擦角</p> <p>q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重 (Q=q×線分AC) S : BC面上の滑動力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2)$ R : BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ P : 切羽安定に必要な押え力 $P = (S - R) / \sin(45^\circ - \phi/2)$</p> <p>掘削高 H=24.4m の開削を想定 (STA. 8+60)</p>	<p>● 上載荷重 q=0 kN/m²</p> <p>代表断面 STA.9+80 盛土部 【盛土部掘削：8m】</p> <p>盛土 bs</p> <p>凝灰質砂岩 Nts</p> <p>掘削高さ 8.0m</p> <p>切羽の安全率 $F_s = R / S$</p> <p>H : 切羽高さ W : 土塊の自重 c : 地山の粘着力 φ : 地山の内部摩擦角</p> <p>q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重 (Q=q×線分AC) S : BC面上の滑動力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2)$ R : BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ P : 切羽安定に必要な押え力 $P = (S - R) / \sin(45^\circ - \phi/2)$</p> <p>【床付まで掘削 17.7m】</p> <p>盛土 bs</p> <p>凝灰質砂岩 Nts</p> <p>掘削高さ 8.0m</p> <p>掘削高さ 17.7m</p> <p>基礎高 9.7m</p> <p>切羽の安全率 $F_s = R / S$</p> <p>H : 切羽高さ W : 土塊の自重 c : 地山の粘着力 φ : 地山の内部摩擦角</p> <p>q : 切羽前方土塊上部の作用荷重強度 Q : 切羽前方土塊上部の作用荷重 (Q=q×線分AC) S : BC面上の滑動力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2)$ R : BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ P : 切羽安定に必要な押え力 $P = (S - R) / \sin(45^\circ - \phi/2)$</p> <p>掘削高 H=17.7m の開削を想定 (STA. 9+80)</p>																				
無対策の場合	<p>● 切羽の滑り土塊に作用する成分</p> <ul style="list-style-type: none"> 切羽面滑り土塊に作用する力 Q=0 kN 滑り土塊の自重 $W = 19.6 \text{ kN/m}^3 \times 24.4 \text{ m} \times 16.8 \text{ m} / 2 \times 1 \text{ m} = 4,017 \text{ kN}$ BC面上の滑る力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2) = 4,017 \cos(45^\circ - 21^\circ / 2) = 3,310 \text{ kN}$ BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ $= 4,017 \sin(45^\circ - 21^\circ / 2) \tan 21^\circ + 1,400 \times 24.4 / \cos(45^\circ - 21^\circ / 2) = 42,323 \text{ kN}$ <p>● 切羽安定の安全率 $F_s = R/S = 42,323 / 4,034 = 10.5 > 1.0$ 切羽は自立する</p>	<p>【盛土部掘削：8m】</p> <p>● 切羽の滑り土塊に作用する成分</p> <ul style="list-style-type: none"> 滑り土塊の自重 $W = 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 8.0 \text{ m} \times 8.0 \text{ m} / 2 \times 1 \text{ m} = 592 \text{ kN}$ BC面上の滑る力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2) = 592 \cos 45^\circ = 419 \text{ kN}$ BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ $= (592+0) \sin 45^\circ \tan 0^\circ + 70 \times 8.0 / \cos 45^\circ = 792 \text{ kN}$ <p>● 切羽安定の安全率 $F_s = R/S = 792 / 419 = 1.9 > 1.0$ 切羽は自立する</p> <p>【床付まで掘削 17.7m】</p> <p>盛土の自重を Nts 層の上載荷重として作用させる（盛土層のせん断摩擦抵抗は考慮しない）</p> <p>● 切羽の滑り土塊に作用する成分</p> <ul style="list-style-type: none"> 切羽面滑り土塊に作用する荷重 $Q = 18.5 \text{ kN/m}^3 \times \{(6.6 \text{ m} + 14.6 \text{ m}) \times 8.0 \text{ m} / 2\} \times 1 \text{ m} = 1,569 \text{ kN}$ 滑り土塊の自重 $W = 19.6 \text{ kN/m}^3 \times 9.7 \text{ m} \times 6.6 \text{ m} / 2 \times 1 \text{ m} = 627 \text{ kN}$ BC面上の滑る力 $S = (W+Q) \cos(45^\circ - \phi/2) = (1,569+627) \cos(45^\circ - 21^\circ / 2) = 1,810 \text{ kN}$ BC面の抵抗力 $R = (W+Q) \sin(45^\circ - \phi/2) \tan \phi + cH / \cos(45^\circ - \phi/2)$ $= (1,569+627) \sin(45^\circ - 21^\circ / 2) \tan 21^\circ + 1,400 \times 9.7 / \cos(45^\circ - 21^\circ / 2) = 16,956 \text{ kN}$ <p>● 切羽安定の安全率 $F_s = R/S = 16,956 / 1,810 = 9.4 > 1.0$ 切羽は自立する</p>																				
	<p>○</p> <p>基本的には無対策でも切羽は自立すると想定されるが、不連続面に対しては状況に応じて補助工法を採用する。</p>	<p>○</p> <p>基本的には無対策でも切羽は自立すると想定されるが、不連続面に対しては状況に応じて補助工法を採用する。</p>																				

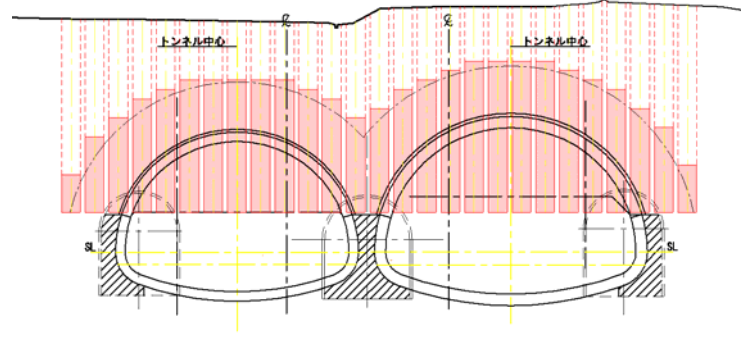
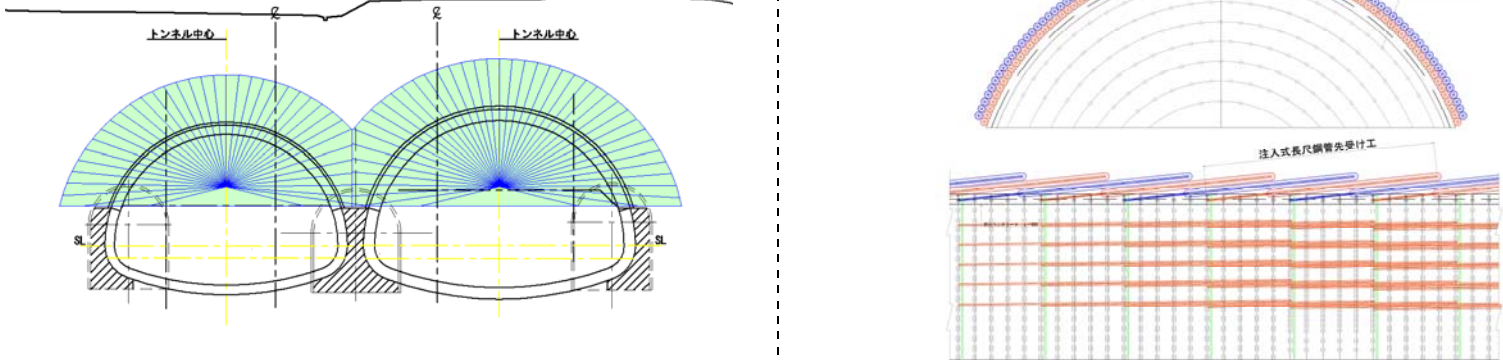
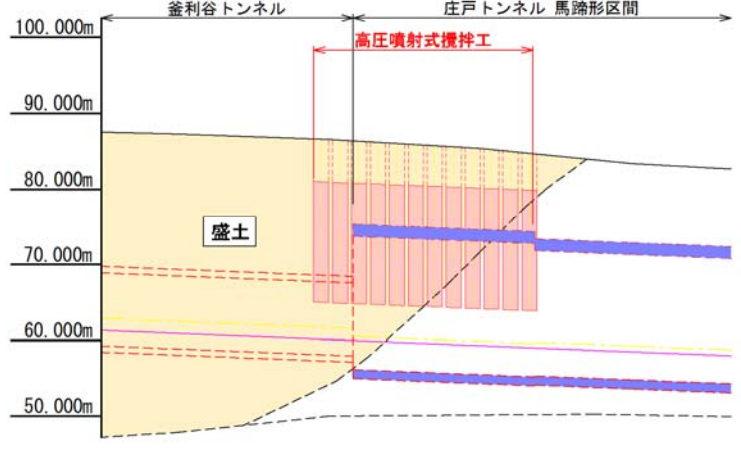
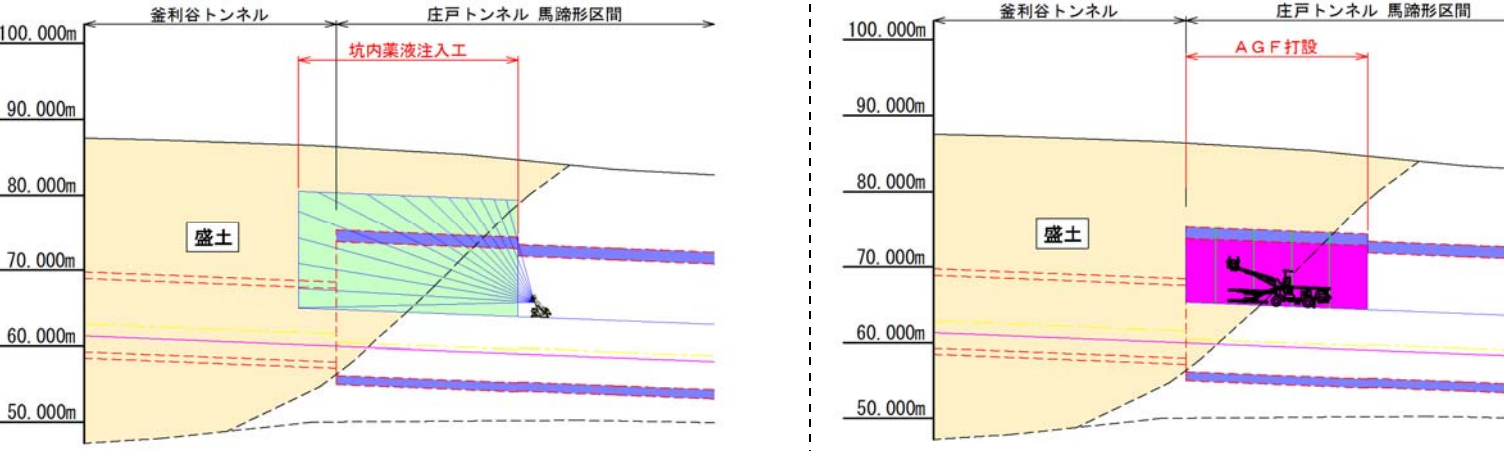
(2) 分合流区間の盛土部の切羽安定対策

分合流区間の盛土部の施工にあたっては、地表面沈下や地下水への影響を考慮する必要がある。

■坑外から対策ができる場合は、高圧噴射式攪拌工法の他に薬液注入工法、強制攪拌工法などが効果的と考えられるが、当盛土地盤には石片・礫が混在することから、強制攪拌工法の適正性に課題があり、また薬液注入工法では所定の強度増加が期待できないことから、確実性の高い「高圧噴射攪拌工法」が有効と考えられる。

■坑内から対策を行う場合、坑内から「薬液注入」を行い止水ゾーンを形成し、「注入式長尺鋼管先受+長尺鏡ボルト」により切羽安定対策を行う複合案が考えられる。

表 6.2.3 分合流区間の盛土部の切羽安定対策比較表

	坑外からの対策 高圧噴射式攪拌工法		坑内からの対策 坑内薬液注入工 + 注入式長尺鋼管先受け工 + 長尺鏡ボルト工 案			
	断面図					
縦断面図						
施工条件	地上作業	主要作業は全て地上での作業となる。	地上作業	地上での作業は発生しない。	地上作業	地上での作業は発生しない。
	土地改変	施工ヤード・プラントによる改変あり。	土地改変	改変なし。	土地改変	改変なし。
	環境対策	騒音・振動対策を行うことで周辺家屋への影響の低減を図る。	環境対策	騒音・振動の影響が少ない。	環境対策	騒音・振動の影響が少ない。
地表面沈下影響	強制攪拌による地山改良であり、改良強度の確実性が高いため、地表面抑制効果は大きい。		坑内からの施工となるため、改良効果の信頼性は坑外に比べ低いが、坑内からの薬液注入を行った後、トンネル天端部の先受および鏡面の補強による切羽安定対策を図ることにより、地表面沈下に対する影響は小さい。			
	○		○			
地下水への影響	強制攪拌による地山改良であり、止水対策としての効果は高い。そのため、地下水に対する影響は小さい。		止水対策のため坑内からの薬液注入を行うことにより、地下水に対する影響は小さい。			
	○		○			
経済性	1.00		1.90 (坑外からの対策を 1.00 とした場合の比率)			
	○		△			
工期	事前改良が可能のため、トンネル施工サイクルに影響しない。		トンネル切羽からの施工となるため、トンネル施工サイクルに大きく影響する。			
	○		△			
総合評価	盛土区間の切羽安定対策として確実性が高い。		坑内から「薬液注入」を行い止水ゾーンを形成し、「注入式長尺鋼管先受+長尺鏡ボルト」を行うことにより、切羽安定対策が可能である。			

※地盤改良範囲 5 m については、「補助工法の効率的な設計施工法に関する調査検討報告書（日本道路公団委託）平成 11 年 3 月 社団法人トンネル技術協会編による。B = D/2~5m

6-3. 分合流区間の基本的な施工方法の検討

庄戸トンネル分合流区間の施工方法については、庄戸トンネル内に設置する本線内工事用道路を考慮し以下のフローにより検討を行った。

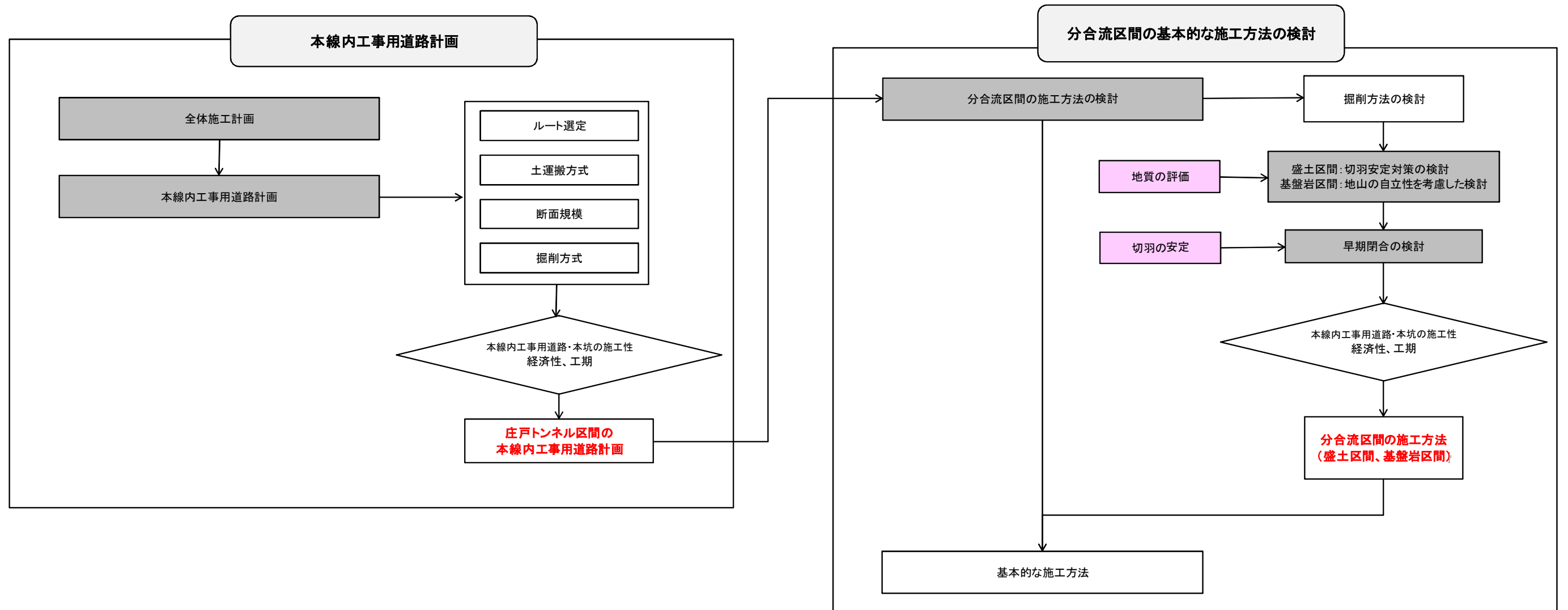


図 6.3.1 分合流区間の基本的な施工方法の検討フロー図

(1) 施工方法の検討

分合流区間は「馬蹄形断面」を基本とし、本線内工事用道路の確保、トンネル構造安定性、経済性、工期から比較検討を行った。検討に当たっては、盛土-基盤層の地山変化及び断面変化を伴うことから、下図のように検討断面を設定した。

比較検討案として、表 6.3.1 に示す 3 案を立案し検討を行った結果、「第 2 案 盛土区間を導坑方式、基盤層区間を無導坑方式 (NATM 中央導坑先進掘削工法)」とすることが優位と考えられる。

案	施工方法	概要
案 1	側壁導坑方式 上半先進工法	全線で全土圧が上半脚部に作用することを考慮し、地耐力を確保するために全線を導坑方式とした案
案 2	側壁導坑方式+中央導坑先進掘削工法	盛土区間のみ地耐力を確保するために導坑方式とし、自立性の高い基盤岩区間を無導坑方式とした案
案 3	上半先進工法 (下り線は中央導坑方式)	全線無導坑 (上半工法) 方式とした案

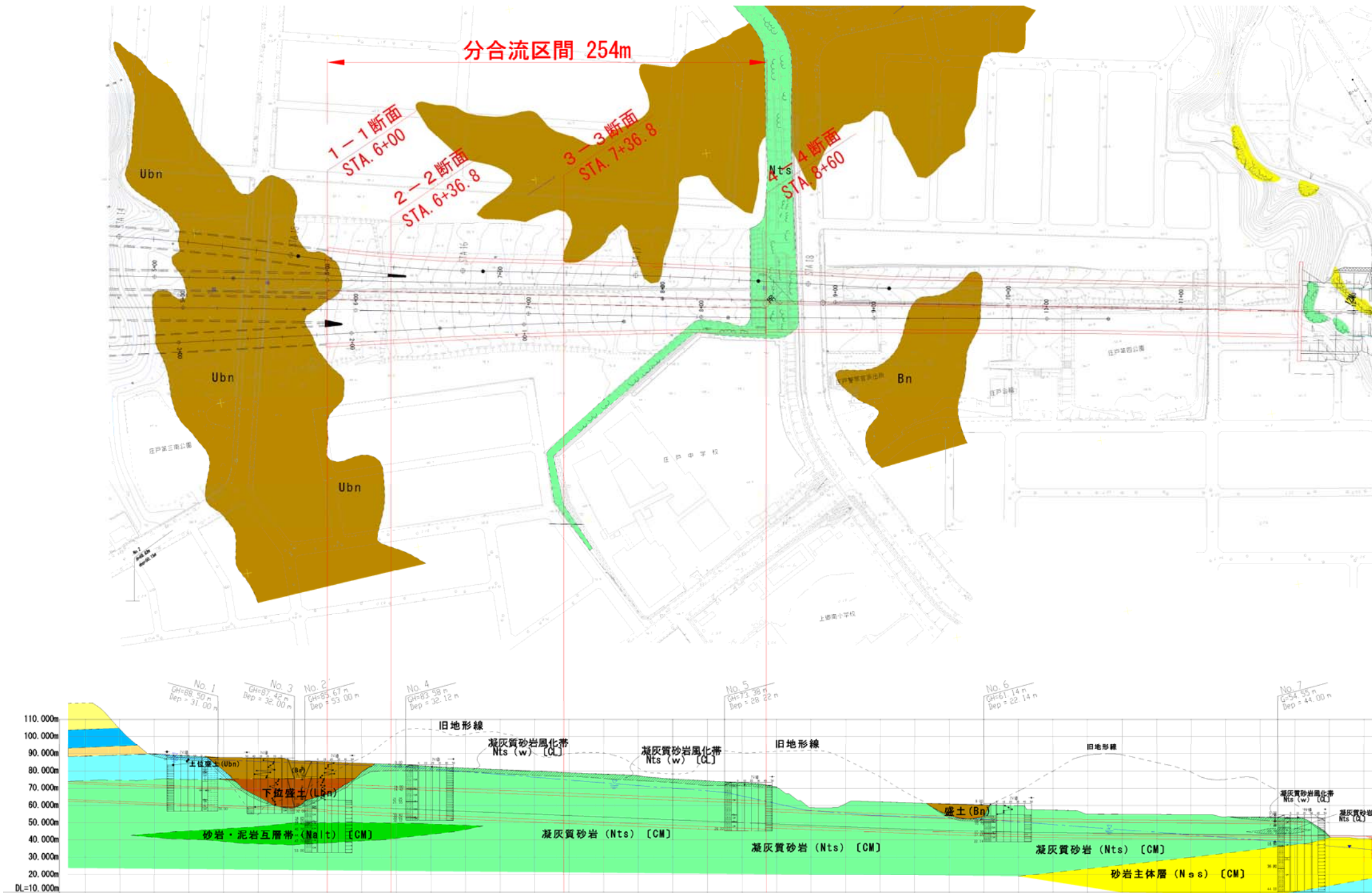


図 6.3.2 分合流区間検討断面位置図

表 6.3.1 分合流区間の施工法検討 (その1)

		導坑方式	
		第1案 側壁導坑方式上半先進工法	第2案 側壁導坑方式+中央導坑先進拡幅工法 (盛土部:側壁導坑方式、基盤岩部:中央導坑方式)
概要		全線で全土圧が上半脚部に作用することを考慮し、地耐力を確保するために全線導坑方式とした案	盛土区間のみ地耐力を確保するために導坑方式とし、自立性の高い基盤岩区間を無導坑方式とする案
平面図			
断面図	1-1 断面		
	2-2 断面		
	3-3 断面		
	4-4 断面		
本線内工事用道路の施工性	土かぶりは3D以上確保できる。盛土区間も20m程度であり、切羽安定対策を行うことにより地表面抑制を図る。NATMのためトンネル断面の拡幅・縮小が容易で、Cランプトンネルと接続しやすい。	○	土かぶりは3D以上確保できる。盛土区間も20m程度であり、切羽安定対策を行うことにより地表面抑制を図る。NATMのためトンネル断面の拡幅・縮小が容易で、Cランプトンネルと接続しやすい。
本線内工事用道路運用上の問題	上下線両方に導坑が存在するため、先行整備する下り線側本線内工事用道路に対して、上り線側の導坑を本線内工事用道路として切替え利用できる。	○	上下線両方に導坑が存在するため、先行整備する下り線側本線内工事用道路に対して、上り線側の導坑を本線内工事用道路として切替え利用できる。
本坑の施工性	<p>切羽安定: 長尺鋼管先受け工+長尺鏡ボルトにより切羽は安定する。上半が施工機械の限界高さで、切羽面が大きいため現地状況の変化に対して速やかな対応が困難。</p> <p>脚部安定: 側壁構築後の脚部安定性は最も高い。しかし、自立性の高く、地耐力も高い基盤岩区間において、土圧の作用が小さいため、合理的ではない。</p> <p>地下水対策: 防水型トンネルの採用および止水注入による対策。</p>	△	<p>切羽安定: 中央導坑の先行支保効果、地山改良効果により、トンネル縦断方向は連続的に切羽は安定する。長尺鋼管先受け工+長尺鏡ボルトにより切羽の安定を図るが、全線導坑方式に比べて大量の長尺鏡ボルトが省略されるため、中央導坑が無い場合より工期、工期に有利に働く。</p> <p>脚部安定: 地耐力が不足している盛土区間のみ側壁を先行構築し、岩盤区間は無導坑方式のため合理的である。岩盤区間が施工時に地耐力が不足した場合は、本線内工事用道路を併用した中央導坑から事前補強が可能。</p> <p>地下水対策: 防水型トンネルの採用および止水注入による対策。</p>
概算工費	1.07 (案2を1.00とした場合の比率)	○	1.00 (約30億円)
概算工期	1.24 (案2を1.00とした場合の比率)	○	1.00 (38.6ヶ月)
総合評価	構造上安定しているが、側壁構築が合理的ではなく、工期も長い。	○	最も経済的で、工期も比較的短くバランスが良い。現地状況の変化に対して速やかに対処できる。

表 6.3.1 分合流区間の施工法検討 (その2)

無導坑方式	
第3案 上半先進工法 (下り線は中央導坑方式)	
概要	全線無導坑 (上半工法) とし、加背割を最小限にしたトンネル施工方式
平面図	
断面図	<p>1-1 断面</p> <p>Cランプ STA 15+21.065 下り線 STA 6+0.000 (PH69.262) 上り線 STA 5+83.207 (PH69.268) Hランプ STA 2+14.589</p>
	<p>2-2 断面</p> <p>Cランプ STA 15+58.4254 下り線 STA 6+36.7935 (PH68.481) 上り線 STA 6+20.0000 (PH68.487) Hランプ STA 1+77.6932</p>
	<p>3-3 断面</p> <p>Cランプ STA 16+58.4576 下り線 STA 7+36.7935 (PH68.481) 上り線 STA 7+20.0000 (PH68.487) Hランプ STA 0+77.4710</p>
	<p>4-4 断面</p> <p>Cランプ STA 17+75.903 単一 STA 8+60.000 (PH68.754) 上り線 STA 8+37.416</p>
本線内工事用道路の施工性	土かぶりは3D以上確保できる。盛土区間も20m程度であり、切羽安定対策を行うことにより地表面抑制を図る。NATMのためトンネル断面の拡幅・縮小が容易で、Cランプトンネルと接続しやすい。 ○
本線内工事用道路運用上の問題	上り線側には導坑がないため、上り線側への本線内工事用道路としての切替えができない。 △
本坑の施工性	切羽安定：長尺鋼管先受け工+長尺鏡ボルトにより切羽は安定するが、補助工法が膨大となる。 地質の事前確認ができない状況で、切羽面が大きいため現地状況の変化に対して速やかな対応が困難。 脚部安定：上半から脚部補強工が必要であり、脚部沈下に留意が必要である。 地下水対策：防水型トンネルの採用および止水注入による対策。 △
概算工費	1.03 (案2を1.00とした場合の比率)
概算工期	0.83 (案2を1.00とした場合の比率)
総合評価	経済的で、最も工期も早くなるが、他案に比べ構造的に留意が必要。 △

6-4. 低土被り区間の基本的な施工方法の検討

庄戸トンネル低土被り区間の施工方法については、庄戸トンネル内に設置する本線内工事用道路を考慮し以下のフローにより検討を行った。

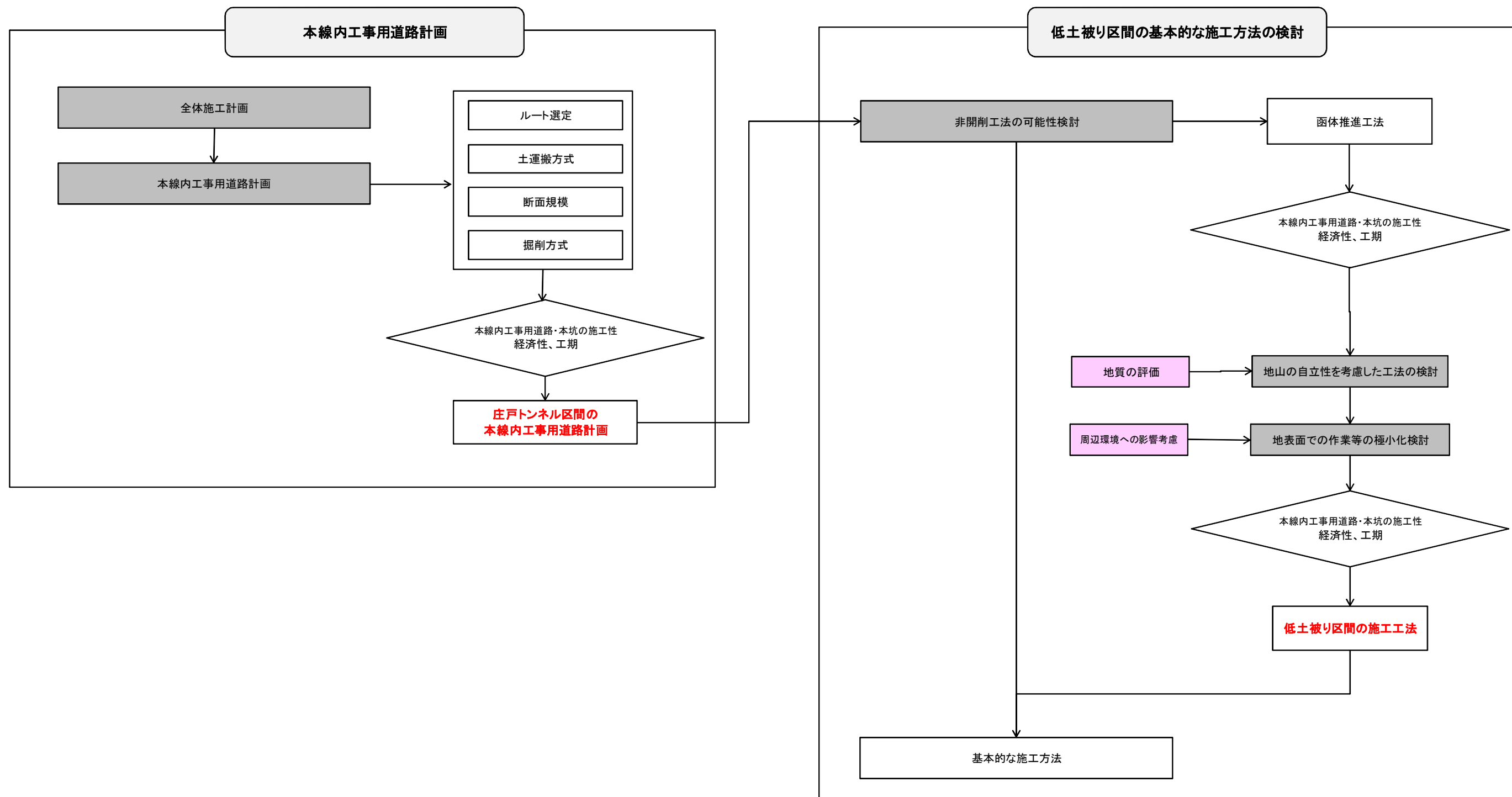


図 6.4.1 低土被り区間の基本的な施工方法の検討フロー図

(1) 非開削工法の可能性検討

① 函体推進工法による検討

低土被り区間は「矩形断面」を基本とし、過年度の検討結果を踏まえ、引き続き非開削工法の適用可能性について検討を行った。

表 6.4.1 の函体推進工法における非開削工法の比較・検討結果より、庄戸トンネルにおける函体推進工法における非開削工法の適用については、技術的に可能である。

表 6.4.1 函体推進工法における非開削工法の検討 (1/2)

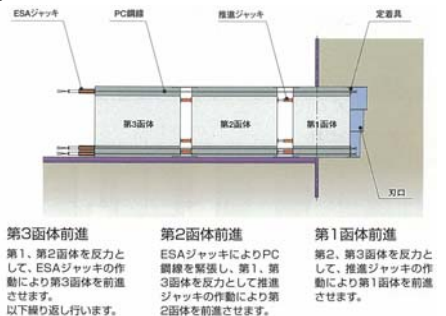

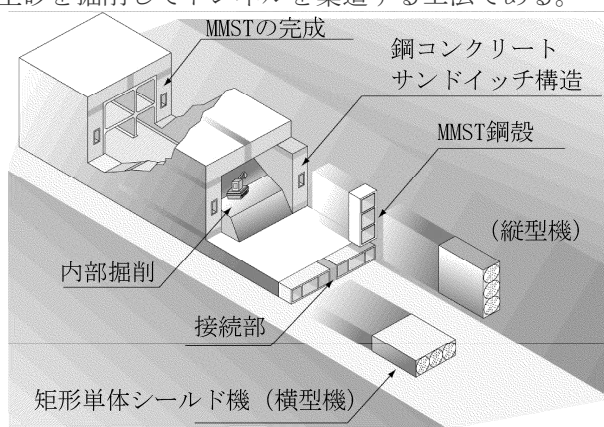
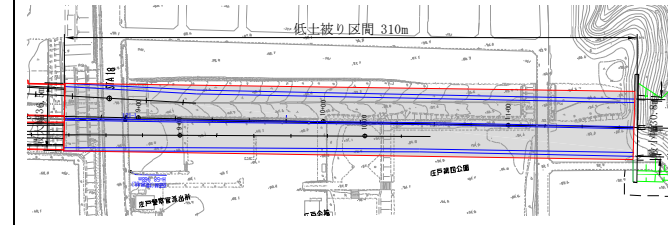
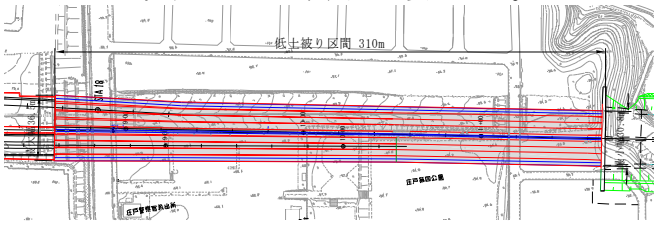
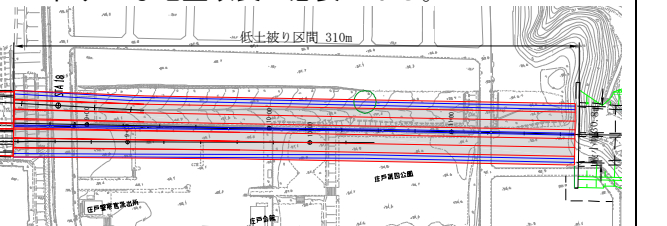
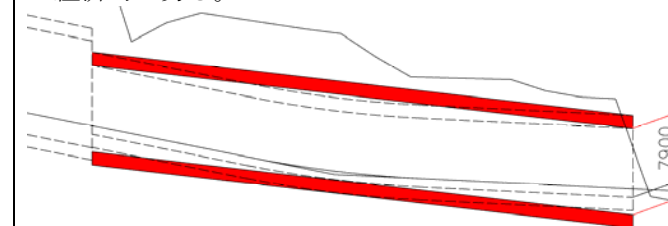
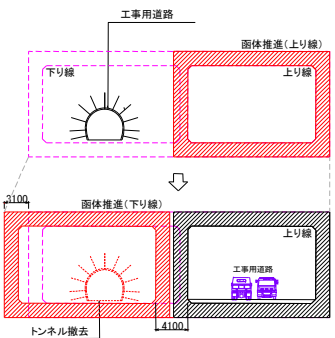
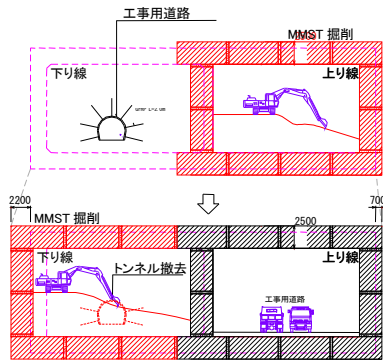
	ESA工法	ハーモニカ工法	URUP工法	MMST工法
工法概要	<p>ESA工法 (Endless Self Advancing Method「無限自走前進工法」) は、矩形のボックスカルバートを自走前進させる非開削工法である。</p> <p>複数の函体のボックスカルバートを貫いてPC鋼線で連結し、各ボックスカルパート間と最後部には油圧ジャッキを設置してESA設備を構成する。1つのボックスカルバートを推進するときは、他のボックスカルバートの土圧及び自重による摩擦抵抗力を反力として、1函体ずつ順次掘進していく。</p>  <p>第3面体前進 第1、第2面体を反力として、ESAジャッキの作用により第3面体を前進させます。以下繰り返し行います。</p> <p>第2面体前進 ESAジャッキによりPC鋼線を緊張りし、第1、第3面体を反力として推進ジャッキの作用により第2面体を前進させます。</p> <p>第1面体前進 第2、第3面体を反力として、推進ジャッキの作用により第1面体を前進させます。</p>	<p>ハーモニカ工法とは、矩形断面の大きなトンネルまたは構造物を、いくつかの小断面に分割し、個々の断面を小型の掘削機で繰返して掘削した後、その内部に矩形の大きな構造物を構築する施工方法である。</p> 	<p>URUP工法は、矩形断面の大きなトンネルまたは構造物を、いくつかの小断面に分割し、個々の断面を小型の掘削機で繰返して掘削した後、その内部に矩形の大きな構造物を構築する施工方法である。</p> <p>発進立坑、到達立坑の構築が不要である。</p> 	<p>MMST工法 (マルチ・マイクロ・シールド・トンネル) は、トンネル外殻部を複数の単体シールドで掘削し、それらを相互に接続、外殻部躯体を構築した後、内部土砂を掘削してトンネルを築造する工法である。</p>  <p>MMSTの完成 鋼コンクリートサンドイッチ構造 MMST鋼殻 (縦型機) 内部掘削 接続部 矩形単体シールド機 (横型機)</p>
施工延長への対応 (L=310m)	<ul style="list-style-type: none"> 特に問題なし。(実績で最長は、279.5m (第二阪奈有料道路/宝来トンネル)) 	<ul style="list-style-type: none"> 小口径シールドのため、延長には特に問題なし。 実績で最長は73m (国道1号原宿交差点) 	<ul style="list-style-type: none"> 小口径シールドのため、延長には特に問題なし。 実績で70.5m (国道交差点直下) 	<ul style="list-style-type: none"> 特に問題なし。(実績で最長は、540m (川崎縦貫線本線工事))
平面拡幅への対応 (36.5→30.8m)	<ul style="list-style-type: none"> ESA工法は、一定断面での施工となる。(下図参照) NO.11+70 (終点側) から全線同一断面 (断面幅=36.5m) で推進を行うことで上記課題をクリアできるが、余分の掘削を生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面一定区間から断面変化区間への施工については、平面曲線に対応しているので問題ない。 掘削完了した後の起点側の終点側のエレメント間には約300mmの離隔が生じ、トンネル同士を接続させるためにわずかな地盤改良が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面一定区間から断面変化区間への施工については、平面曲線に対応しているので問題ない。 掘削完了した後の起点側の終点側のエレメント間には約300mmの離隔が生じ、トンネル同士を接続させるためにわずかな地盤改良が必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 断面一定区間から断面変化区間への施工については、平面曲線に対応しているので問題ない。 掘削完了した後の起点側の終点側のエレメント間には約300mmの離隔が生じ、トンネル同士を接続させるためにわずかな地盤改良が必要となる。 
縦断曲線への対応 (R=3300m)	<ul style="list-style-type: none"> 縦断曲線の曲線推進は困難である (実績なし)。 内空断面を包括するよう内空高さを大きくし (約2.0m)、一定勾配で推進することで対応が可能になるが、経済的に劣る。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲線推進が可能であり、当該曲線程度であれば問題ない。(縦断曲線半径190mの実績あり) 	<ul style="list-style-type: none"> 曲線推進が可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 曲線推進が可能である。

表 6.4.1 函体推進工法における非開削工法の検討 (2/2)

	ESA工法	ハーモニカ工法	URUP工法	MMST工法
構造性・施工性	<ul style="list-style-type: none"> 特に問題ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 特に問題ない。 1 函体の大きさが 3m×3m 程度であり、比較的作業性は良い。 	<ul style="list-style-type: none"> 1 つのシールドが高さ 2m×幅 4.8m であり、その内空高・幅が約 1.6m に制限されるため、大断面等の 1.7m 以上の部材厚への対応に課題がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼殻内にコンクリートを充填し、セグメントの本体利用を行うため鋼殻内での施工となり、施工性確保のため部材厚さが 2.5m 以上必要となり不経済断面となる。
土被り	<ul style="list-style-type: none"> 縦断曲線への対応のため内空高さを大きくし、一定勾配で推進する必要があるため、頂版位置が原設計に対して高くなり土被りが厳しくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> 原設計と比較して、土被りの変更は無い。 	<ul style="list-style-type: none"> 原設計と比較して、土被りの変更は無い。(セグメントの高さ 2m×幅 4.8m を組み合わせるため、下床版の深度を下げることで対応) 	<ul style="list-style-type: none"> 部材厚を 2.5m とした場合、土被りが確保できない箇所がある。
断面図		<p>①先行して工事用道路を構築する場合 ②最初のエレメントを工事用道路として利用する場合</p> 		
本線内工事用道路の施工性	<ul style="list-style-type: none"> 先行して NATM により工事用道路を構築するため問題なし。 	<ul style="list-style-type: none"> 先行して NATM により工事用道路を構築するため問題なし。 最初のエレメントを工事用道路として利用する方法もあるが、その場合断面が限定されるため、工事用道路の運用上制限される。 	<ul style="list-style-type: none"> 先行して NATM により工事用道路を構築するため問題なし。 エレメントを工事用道路として利用することはエレメント内空幅 1.6m ため不可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 先行して NATM により工事用道路を構築するため問題なし。
本坑の施工性	<ul style="list-style-type: none"> 掘削と同時に函体を推進するので、地表面への影響については問題ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削方法は密閉型のため、地上部への影響は少ない。 平面拡幅により各エレメント間に生じる離隔箇所についてはトンネルを接続する際に薬液注入が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削方法は密閉型のため、地上部への影響は少ない。 平面拡幅により各エレメント間に生じる離隔箇所についてはトンネルを接続する際に薬液注入が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘削方法は密閉型のため、地上部への影響は少ない。 平面拡幅により各エレメント間に生じる離隔箇所についてはトンネルを接続する際に薬液注入が必要。
	<ul style="list-style-type: none"> 上下線分離施工となるため、躯体全幅が大きくなり事業用地内での施工が困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> 事業用地内での施工が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 事業用地内での施工が可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 部材厚 (中柱を含む) が大きいため、躯体全幅が大きくなり事業用地内での施工が困難である。
経済性 (開削 1.0 の場合)	(2.5)	(2.5) マシン 2 台 (2.5) マシン 4 台	(2.5) マシン 2 台 (2.6) マシン 4 台	(2.7)
工期 (開削 1.0 の場合)	(1.6)	(2.2) マシン 2 台 (1.7) マシン 4 台 (最短)	(2.5) マシン 2 台 (2.1) マシン 4 台 (最短)	(1.6)
庄戸トンネルへの適用性	事業用地内での施工が困難であるため、適用は難しい。	技術的に適用可能。	大断面の構造部材への対応が困難なため、適用は難しい。	事業用地内での施工が困難であるため、適用は難しい。
	×	△	×	×

②更なる非開削工法の検討

函体推進工法（ハーモニカ工法）を適用した非開削工法での施工は技術的には可能である結果が得られたが、経済性や工期の面での課題があるため更なる施工方法の検討を行った。

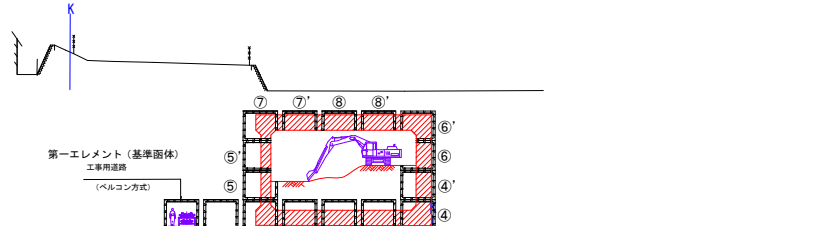
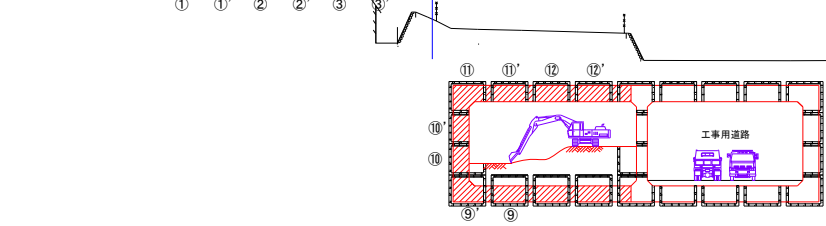
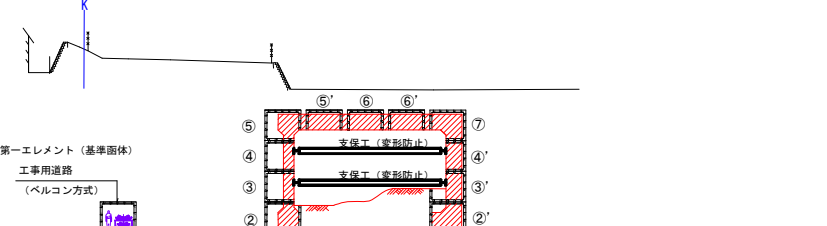
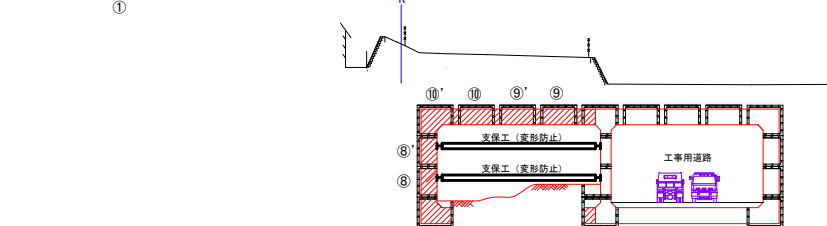
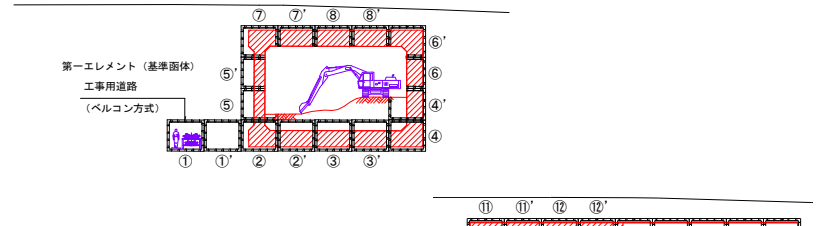
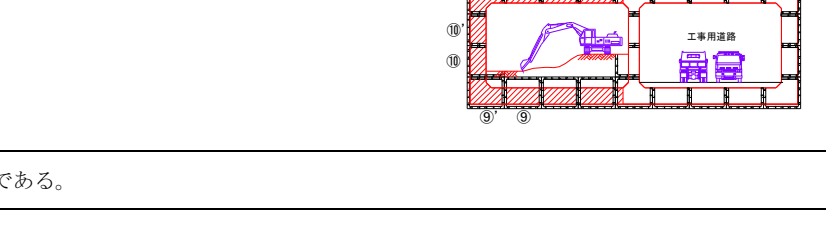
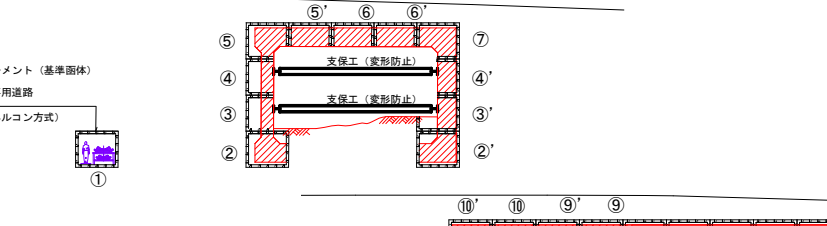
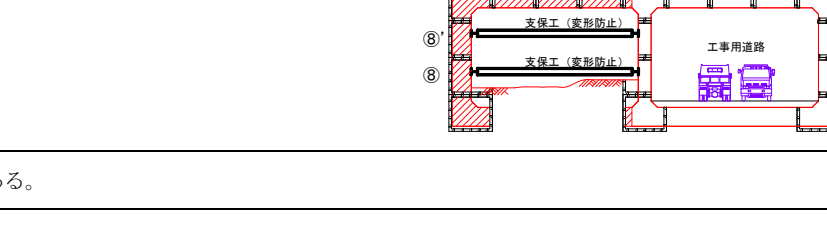
表 6.4.2 更なる非開削工法の検討（1/3）

		1案) 順巻工法(標準工法)	2案) 逆巻き工法	3案) 逆巻き工法(上床版深度を変更)
工法概要		地上より土留を打設したのち、土留支保工を設置しながら掘削底面まで掘下げ、下床版から順次躯体を構築する工法である。	地上からの掘削に従い躯体の上床版を側壁・中壁に先がけて築造し、これを安定した土留支保工として利用しながら、所定の掘削深さまでの掘削を行い躯体を構築する工法。	2案と同様な工法であるが、地上からの作業期間を短くするために、地表面付近に上床版を設置する案。
施工ステップ		Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 地表面の整地(杭打ち機安定のため) Step 3 上り線側 地上より仮土留(柱列式)打設 Step 4 上り線側 地上より床付けまで掘削 Step 5 上り線側 下床版より躯体構築、切梁撤去 Step 6 下り線側 地上より仮土留(柱列式)打設 Step 7 下り線側 地上より床付けまで掘削 Step 8 下り線側 下床版より躯体構築、切梁撤去	Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 地表面の整地(杭打ち機安定のため) Step 3 上り線側 地上より地中連壁(本設)打設 Step 4 上り線側 地上より上床版床付けまで掘削 Step 5 上り線側 上床版打設 Step 6 上り線側 神戸橋側から肩押し掘削 Step 7 上り線側 躯体構築および支保工撤去 Step 8 下り線側 地上より地中連壁(本設)打設 Step 9 下り線側 地上より上床版床付けまで掘削 Step 10 下り線側 上床版打設 Step 11 下り線側 神戸橋側から肩押し掘削 Step 12 下り線側 躯体構築および支保工撤去	Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 地表面の整地(杭打ち機安定のため) Step 3 上り線側 地上より地中連壁(本設)打設 Step 4 上り線側 地上より上床版床付けまで掘削 Step 5 上り線側 上床版打設 Step 6 上り線側 神戸橋側から肩押し掘削 Step 7 上り線側 躯体構築および支保工撤去 Step 8 下り線側 地上より地中連壁(本設)打設 Step 9 下り線側 地上より上床版床付けまで掘削 Step 10 下り線側 上床版打設 Step 11 下り線側 神戸橋側から肩押し掘削 Step 12 下り線側 躯体構築および支保工撤去
施工順序	家屋近接部 STA. 9+00			
	市道交差点部 (最小土被り) STA. 11+20			
施工条件	地上作業による影響	施工完了までの期間、全ての作業において地上作業となる。 ×	上床版打設までは地上作業となるが、1案に比べて期間は短い。 △	上床版打設までは地上作業となるが、比較案の中では最も期間は短い。 ○
	地上改変による影響	地上部から開削されるため大規模に改変される。 ×	地上部から開削されるが、上床版打設後、埋め戻しにより現況復旧できる。 △	地上部から開削されるが、上床版打設後、埋め戻しにより現況復旧できる。 △
	杭打作業による影響	地上からの杭打ち作業となるため、騒音・振動対策が必要である。 ×	地上からの杭打ち作業となるため、騒音・振動対策が必要である。 ×	地上からの杭打ち作業となるため、騒音・振動対策が必要である。 ×
	掘削作業による影響	覆工版下での掘削作業でも、完全には騒音を防護できない。 ×	上床版打設後は地中内掘削となり1案に比べ騒音は軽減できる。 △	上床版打設後は地中内掘削となり1案に比べ騒音は軽減できる。 △
施工上の問題点 (本線内工事用道路)	問題なし。 ○	問題なし。 ○	問題なし ○	
施工上の問題点 (本坑)	家屋に近接する箇所については、杭打ち機械の施工範囲に留意が必要である。 △	上床版を構築してからは、神戸橋側からトンネル方式にて片押し施工となるため施工性が悪い。 △	上床版を構築してからは、神戸橋側からトンネル方式にて片押し施工となるため施工性が悪い。また、内空高さが大きくなり不経済な断面となる。 ×	
概算工期 (比率は案1を基準)	約4.5年(1.0)	(1.6)	(1.5)	
概算工費 (比率は案1を基準)	約50億円(1.0)	(1.6)	(1.9)	
庄戸トンネルへの適用性	×	×	×	

表 6.4.2 更なる非開削工法の検討 (2/3)

		4案) 横断パイプルーフ工法	5案) 縦断パイプルーフ工法	6案) RCスラブルーフ工法			
工法概要		パイプルーフ用導坑を掘削し、内部から横断方向にパイプルーフを実施することで、それを先受け工としてトンネル方式で掘削し、トンネル内部から開削する工法。	神戸橋側からトンネル縦断方向に長距離パイプルーフを施工し、それを先受け工として、トンネル方式で掘削し、トンネル内部から開削する工法。	地表面にRCスラブを構築し、それを先受け工として、トンネル方式で掘削し、トンネル内部から開削する工法。			
施工ステップ		Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 低土被り部に保護盛土施工 (土被り3m確保) Step 3 最下段の導坑掘削、躯体構築、埋戻し Step 4 中段の導坑掘削、躯体構築、埋戻し Step 5 最上段のパイプルーフ用導坑掘削 (幅6m確保) Step 6 トンネル横断方向にφ800mmパイプルーフ工 (鋼管延長1.5mのピースを溶接しながら延長を確保) Step 7 上段部の側壁構築 (パイプルーフの支点) Step 8 上り線側 神戸橋側から片押しトンネル掘削、構築 Step 9 下り線側 神戸橋側から片押しトンネル掘削、構築	Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 低土被り部に保護盛土施工 (土被り2m確保) Step 3 神戸橋側よりφ1,000mm長距離パイプルーフ施工 Step 4 上り線側 トンネル掘削+支保工建込、仮受杭打設 Step 5 上り線側 坑内より地中連壁 (本設) 打設 Step 6 上り線側 下床版床付けまで開削、躯体構築 Step 7 本線内土運搬路の切り替え Step 8 下り線側 トンネル掘削+支保工建込、仮受杭打設 Step 9 下り線側 坑内より地中連壁 (本設) 打設 Step 10 下り線側 下床版床付けまで開削、躯体構築	Step 1 下り線側 本線内土運搬路施工 Step 2 地上部の整地 Step 3 地上部にRCスラブ打設 Step 4 上り線側 トンネル掘削+支保工建込、仮受杭打設 Step 5 上り線側 坑内より地中連壁 (本設) 打設 Step 6 上り線側 下床版床付けまで開削、躯体構築 Step 7 本線内土運搬路の切り替え Step 8 下り線側 トンネル掘削+支保工建込、仮受杭打設 Step 9 下り線側 坑内より地中連壁 (本設) 打設 Step 10 下り線側 下床版床付けまで開削、躯体構築			
施工順序	家屋近接部 STA. 9+00	<p>坑内パイプルーフ工作業スペース 2430 6000 H23 アンクルモール工法積算資料より 導坑を矩形の場合、地表面から突出するため不可。大断面での矩形シールドとなり、実績が無く構造的にも不利である。 6m×5m程度のハーモニカ (実績なし) パイプルーフ 2000</p>					
	市道交差部 (最小土被り) STA. 11+20						
施工条件	地上作業による影響	ほぼ全線にわたって比較的高い保護盛土が必要となる。土砂搬入、土作業が必要となる。	×	パイプルーフから1.5mの土被りの確保が必要となる。パイプルーフ推進の泥水圧により噴発の恐れがある。	△	整地作業、型枠工、鉄筋コンクリート打設作業を地上で実施する必要がある。	×
	地上改変による影響	保護盛土構造となり地上は改変される。	×	保護盛土構造となり地上は僅かに改変される。	△	地上部にRCスラブが残置される。	×
	杭打作業による影響	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○
	掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○
施工上の問題点 (本線内工事用道路)	問題なし。	○	本坑の土留め工、中間杭の配置を考慮して、本線内工事用道路の線形を考慮する必要がある。	△	本坑の土留め工、中間杭の配置を考慮して、本線内工事用道路の線形を考慮する必要がある。	△	
施工上の問題点 (本坑)	下り線側の側壁導坑施工時において、本線内工事用道路との超近接施工となる。	×	杭打ち作業、土留め工が坑内からの作業となるため施工性が悪い。	△	杭打ち作業、土留め工が坑内からの作業となるため施工性が悪い。家屋近接部においては、ロックボルト、アンカー工が不可のため、切梁による支保を行う必要がある。	△	
概算工期 (比率は案1を基準)	(2.0)		(1.7) パイプルーフ4パーティ (1.6) パイプルーフ8パーティ		(1.7)		
概算工費 (比率は案1を基準)	(2.0)		(2.4)		(1.4)		
庄戸トンネルへの適用性	×		△		×		

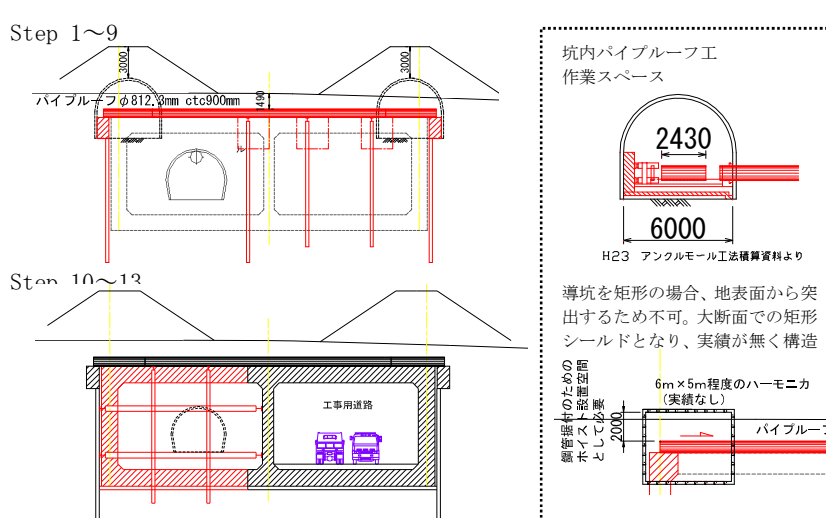
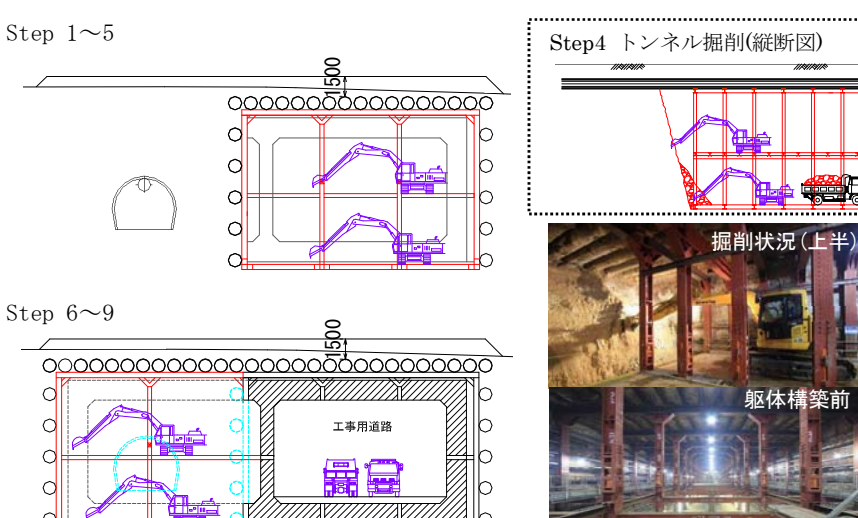
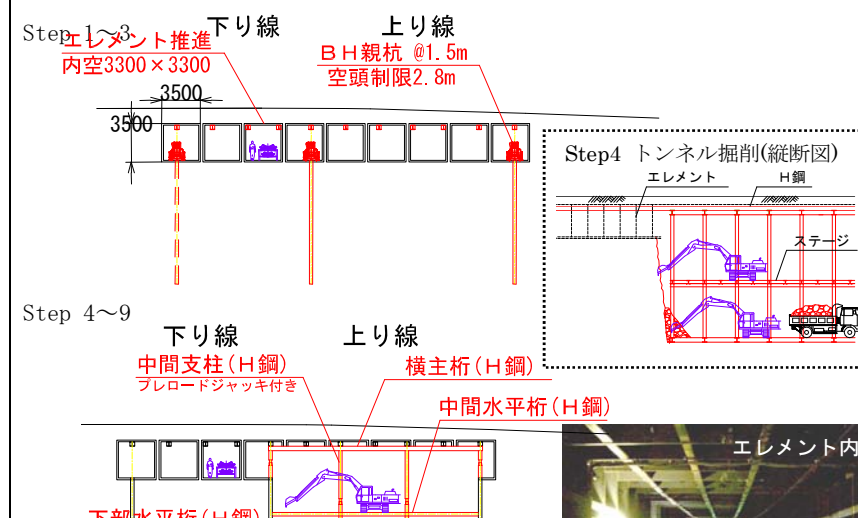
表 6.4.2 更なる非開削工法の検討 (3/3)

		7案) ハーモニカ工法	8案) ハーモニカ工法 (門型構造)
工法概要		矩形断面トンネルを、いくつかの小断面に分割し、個々の断面を小型の掘削機で繰返して掘削した後、その内部に矩形断面を構築する施工方法である。	矩形断面トンネルを、いくつかの小断面に分割し、個々の断面を小型の掘削機で繰返して掘削した後、その内部に矩形断面を構築する施工方法である。なお、下床版については、エレメントを設置せず内部掘削後に現場打ちする。
施工順序	施工ステップ	Step 1 下り線側 第1エレメント推進 (本線土運搬路として利用) Step 2 上り線側 準次エレメント推進 Step 3 上り線側 スキンプレート撤去 Step 4 上り線側 躯体構築 Step 5 上り線側 躯体内部片押しトンネル掘削 Step 6 本線工事用道路の切り替え Step 7 下り線側 準次エレメント推進 Step 8 下り線側 スキンプレート撤去 Step 9 下り線側 躯体構築 Step10 下り線側 躯体内部片押しトンネル掘削	Step 1 下り線側 第1エレメント推進 (本線内土運搬路として利用) Step 2 上り線側 準次エレメント推進 Step 3 上り線側 スキンプレート撤去 Step 4 上り線側 上床、側壁構築 Step 5 上り線側 躯体内部片押しトンネル掘削 Step 6 上り線側 下床版構築 Step 7 本線工事用道路の切り替え Step 8 下り線側 準次エレメント推進 Step 9 下り線側 スキンプレート撤去 Step10 下り線側 上床、側壁構築 Step11 下り線側 躯体内部片押しトンネル掘削 Step12 下り線側 下床版構築
	家屋近接部 STA. 9+00	Step 1~5  Step 6~10 	Step 1~6  Step 7~12 
	市道交差部 (最小土被り) STA. 11+20	Step 1~5  Step 6~10 	Step 1~6  Step 7~12 
	施工条件	地上作業による影響	地上作業は不要である。
地上改変による影響	特になし。	○ 特になし。	
杭打作業による影響	杭打ち作業はない。	○ 杭打ち作業はない。	
掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	
施工上の問題点 (本線内土運搬路)	エレメント内をベルコン設置空間として利用するが、狭隘のため、人力によるベルコン設置・撤去作業となる。	△ エレメント内をベルコン設置空間として利用するが、狭隘のため、人力によるベルコン設置・撤去作業となる。	
施工上の問題点 (本坑)	問題なし。	○ 門型構造のため、内部掘削時には側壁の変形防止のための支保工が必要。これにより、掘削作業効率が左案に比べ劣り、工期も長くなる。	
概算工期 (比率は案1を基準)	(2.2) マシン2台の使用 (1.7) マシン4台使用(最短)	(1.9) マシン4台使用(最短) エレメント推進は早いですが、躯体構築が2段階(側壁+頂版、底版)に分かれるため左案より長くなる	
概算工費 (比率は案1を基準)	(2.5)	(2.3)	
庄戸トンネルへの適用性	○	○	

(2) 地山の自立性を考慮した工法の検討

土質調査結果から得られた物性値を基に切羽の安定性について試算を実施した結果、基盤岩である凝灰質砂岩および盛土地盤においても切羽の自立性は確保できることから、地山の自立性を考慮した施工方法について検討を行った。

表 6.4.3 自立性を考慮した工法の検討

		4-2案) 横断パイプルーフ工法	5-2案) 縦断パイプルーフ工法	9案) エレメントルーフ工法			
工法概要		パイプルーフ用導坑を掘削し、内部から横断方向にパイプルーフを実施することで、それを先受け工として、トンネル内部から開削(掘削・切梁支保工)する工法。	神戸橋側からトンネル縦断方向に長距離パイプルーフを施工し、それを先受け工として、トンネル方式(掘削・支保工建込み)で掘削する工法。	神戸橋側からトンネル縦断方向に函体推進工法により小断面の矩形断面トンネルを床版上部に構築し、内部より支保工を建て込み、その後内部を掘削する方法。			
施工ステップ		<p>Step 1 本線内土運搬路施工</p> <p>Step 2 低土被り部に保護盛土施工(土被り3m)</p> <p>Step 3 神戸橋側より土留・パイプルーフ用導坑掘削</p> <p>Step 4 導坑内より土留め打設</p> <p>Step 5 トンネル横断方向にパイプルーフ工</p> <p>Step 6 パイプルーフの支点構築・パイプルーフ接続</p> <p>Step 7 中間土留め打設</p> <p>Step 8 掘削時中間杭(支点)打設</p> <p>Step 9 パイプルーフの仮受け</p> <p>Step 10 上り線側 神戸橋側より片押しトンネル掘削</p> <p>Step 11 上り線側 躯体構築</p> <p>Step 12 本線内土運搬路切り替え</p> <p>Step 13 下り線側 中間杭打設～躯体構築(Step8～11の手順)</p>	<p>Step 1 本線内土運搬路施工</p> <p>Step 2 低土被り部に保護盛土施工(土被り1m)</p> <p>Step 3 神戸橋側より縦断パイプルーフ工</p> <p>Step 4 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削)</p> <p>Step 5 上り線側 躯体構築および支保工撤去</p> <p>Step 6 本線内土運搬路の切替</p> <p>Step 7 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削)</p> <p>Step 8 上り線側 躯体構築および支保工撤去</p>	<p>Step 1 神戸橋側よりエレメント推進</p> <p>Step 2 エレメント内バルコン設置、杭打設</p> <p>Step 3 エレメント縦断・横断方向に支保工設置</p> <p>Step 4 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削)</p> <p>Step 5 上り線側 躯体構築および支保工撤去</p> <p>Step 6 本線内土運搬路の切り替え</p> <p>Step 7 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削)</p> <p>Step 8 下り線側 躯体構築および支保工撤去</p>			
施工順序		 <p>Step 1~9</p> <p>パイプルーフ径φ812.9mm ctc900mm</p> <p>坑内パイプルーフ作業スペース</p> <p>2430</p> <p>6000</p> <p>H23 アンクルモール工法構築資材より</p> <p>導坑を矩形の場合、地表面から突出するため不可。大断面での矩形シールドとなり、実績が無く構造上の問題が生じる。</p> <p>6m×5m程度のハーモニカ(実績なし)</p> <p>パイプルーフ</p> <p>Step 10~13</p> <p>市道交差部(最小土被り) STA. 11+20</p>	 <p>Step 1~5</p> <p>Step 4 トンネル掘削(縦断図)</p> <p>掘削状況(上半)</p> <p>躯体構築前</p> <p>Step 6~9</p> <p>工事用道路</p>	 <p>Step 1 エレメント推進</p> <p>下り線</p> <p>上り線</p> <p>内空3300×3300</p> <p>3500</p> <p>BH親杭 @1.5m</p> <p>空頭制限2.8m</p> <p>Step 4 トンネル掘削(縦断図)</p> <p>エレメント</p> <p>H鋼</p> <p>ステージ</p> <p>Step 4~9</p> <p>下り線</p> <p>上り線</p> <p>中間支柱(H鋼)</p> <p>横主桁(H鋼)</p> <p>プレロードジャッキ付き</p> <p>中間水平桁(H鋼)</p> <p>下部水平桁(H鋼)</p> <p>エレメント内</p>			
施工条件	地上作業による影響	ほぼ全線にわたって比較的高い保護盛土が必要となる。土砂搬入、土作業が必要となる。用地の制約のため保護盛土のため、別途土留めが必要となる。	×	保護盛土を実施しない場合は、パイプルーフ推進の泥水圧により噴発の恐れがある。(通常、1.5D程度=1.5m程度の土被りが必要とされる)。	△	地上作業は不要である。	○
	保護盛土	高い保護盛土が必要となり地上は改変される。盛土を盛り溢す場合は、用地幅を侵すため、土留め等が別途必要。	×	僅かであるが保護盛土が必要である。	△	なし	○
	杭打作業による影響	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	杭打ちの作業はない。	○	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○
	掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○
施工上の問題点(本線内工事用道路)	問題なし。	○	問題なし。	○	問題なし。	○	
施工上の問題点(本坑)	杭打ち作業、土留め工が坑内からの作業となるため施工性が悪い。家屋近接部では、ロックボルト、アンカー工が不可のため、切梁支保を行う必要がある。	△	問題なし。土砂地山での施工実績あり(国道9号京都西立体千代原トンネル本体工事)	○	杭打ち作業、土留め工が坑内からの作業となるため施工性が悪い。家屋近接部では、ロックボルト、アンカー工が不可のため、切梁支保を行う必要がある。	△	
概算工期(比率は案1を基準)	(2.0) 横断パイプルーフ工(約2m毎の溶接、パーティ数の制限)、導坑内からの杭打ちに工期を要する。		(1.6) パイプルーフ4パーティ 上り線掘削と下り線パイプルーフの同時施工、上下半同時掘削、杭打ち作業の省略により工期短縮可能		(1.8) 導坑内からの杭打ちに工期を要する。		
概算工費(比率は案1を基準)	(2.1)		(1.8)		(1.6)		
庄戸トンネルへの適用性	×		△		○		

(3) 周辺環境への影響を考慮した工法の検討

周辺環境への影響を考慮した低土被り工法として「地表面での作業等の極小化による施工方法」について検討を行った。

表 6.4.4 地表面での作業等の極小化の検討 (1/3)

		9案) エレメントルーフ工法	9-2案) エレメントルーフ工法・杭長短縮(11.1m⇒7.0m)
工法概要		神戸橋側からトンネル縦断方向に函体推進工法により小断面の矩形断面トンネルを床版上部に構築し、内部より支保工を建て込み、その後内部を掘削する方法。	9案) に対して、杭打作業時間の短縮を図るため縦長の導坑を掘削する案。
施工ステップ		Step 1 神戸橋側よりエレメント推進 Step 2 エレメント内ベルコン設置、杭打設 Step 3 エレメント縦断・横断方向に支保工設置 Step 4 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削) Step 5 上り線側 躯体構築および支保工撤去 Step 6 本線内土運搬路の切り替え Step 7 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削) Step 8 下り線側 躯体構築および支保工撤去	Step 1 神戸橋側よりエレメント推進 Step 2 エレメント内ベルコン設置、杭打設 Step 3 エレメント縦断・横断方向に支保工設置 Step 4 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削) Step 5 上り線側 躯体構築および支保工撤去 Step 6 本線内土運搬路の切り替え Step 7 神戸橋側より支保工を立込み、ステージを構築しながらトンネル掘削(上・下半同時掘削) Step 8 下り線側 躯体構築および支保工撤去
施工順序 市道交差部 (最小土被り) STA. 11+20			
施工条件	地上作業による影響	地上作業はない。	○ 地上作業はない。
	杭打作業による影響	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。
	掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。
施工上の問題点(本線内工事用道路)		問題なし。	○ 問題なし。
施工上の問題点(本坑)		杭打ち作業、土留め工が坑内からの作業となるため施工性が悪い。	△ 9案に対しては杭打ち作業等の施工性は向上。
概算工期(比率は案1を基準)		(1.8)	(1.7)
概算工費(比率は案1を基準)		(1.6)	(1.5)
庄戸トンネルへの適用性		○	○

表 6.4.4 地表面での作業等の極小化の検討 (2/3)

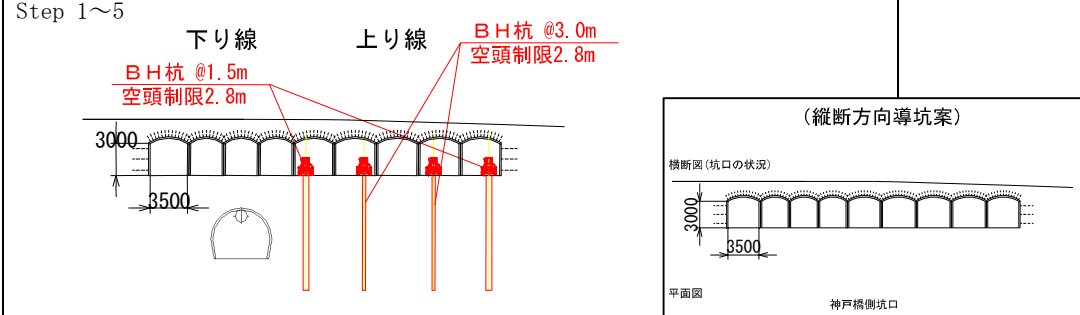
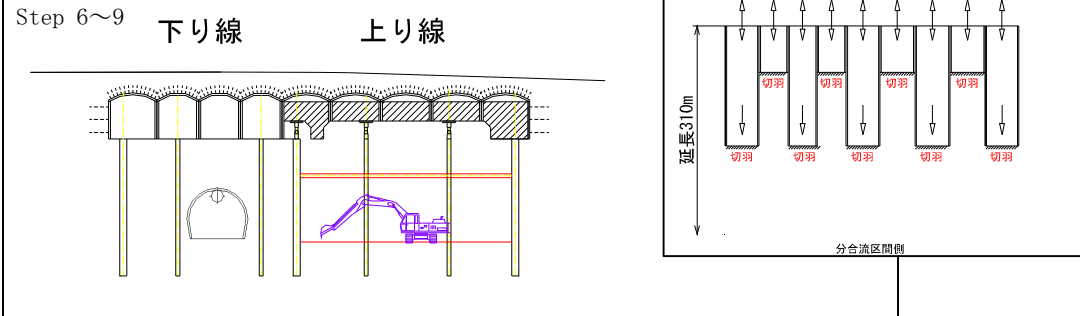
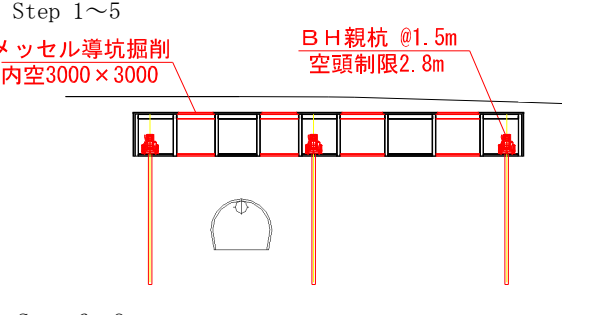
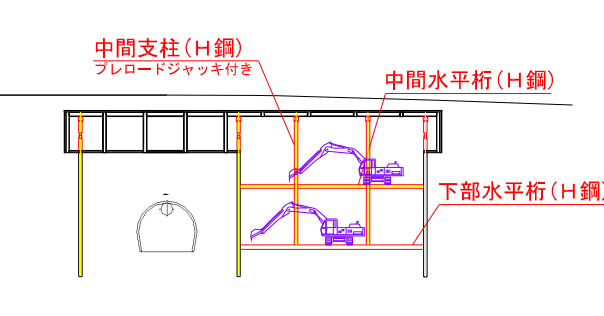
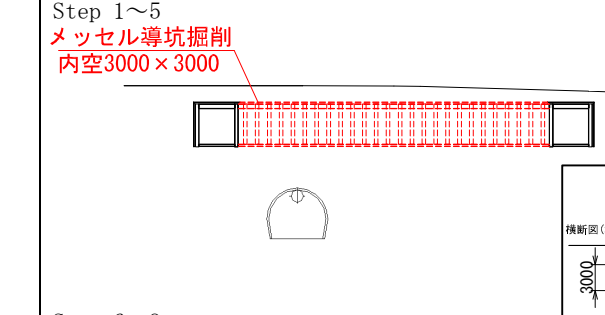
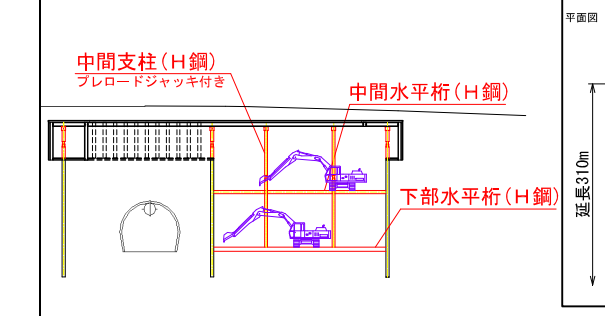
		10案) 小断面導坑分割ルーフ工法 (縦断方向の導坑)	10-2案) メッセル導坑分割ルーフ工法 (縦断方向の導坑)	10-3案) メッセル導坑分割ルーフ工法 (横断方向の導坑)
工法概要		小断面NATMで上床版を掘削し、上床版を先行構築して、下部を掘削する方法	送り矢板方式で地表面沈下を抑制しながら、支保工を設置してから、下部を掘削する方法	送り矢板方式で地表面沈下を抑制しながら、支保工を設置してから、下部を掘削する方法
施工ステップ		Step 1 本線内土運搬路施工+導坑掘削 Step 2 導坑掘削による上床盤空間の確保 Step 3 親杭+中間杭の打設 Step 4 上り線側 上床版の構築 Step 5 上り線側 掘削+支保工設置 Step 6 躯体構築 Step 7 本線内土運搬路の切替 Step 8 下り線側 掘削+支保工設置 Step 9 下り線側 躯体構築 Step 10 下り線側 支保工撤去	Step 1 本線内土運搬路施工+導坑掘削 Step 2 導坑掘削+親杭打設 Step 3 上り線側 掘削+支保工設置 Step 4 上り線側 躯体構築 Step 5 下り線側 掘削+支保工設置 Step 6 下り線側 躯体構築 Step 7 下り線側 支保工撤去	Step 1 本線内土運搬路施工+導坑掘削(縦断) Step 2 導坑掘削(横断) Step 3 親杭打設 Step 4 上り線側 掘削+支保工設置 Step 5 下り線側 躯体構築 Step 6 下り線側 掘削+支保工設置 Step 7 下り線側 躯体構築 Step 8 下り線側 支保工撤去
施工順序		Step 1~5  Step 6~9 	Step 1~5  Step 6~9 	Step 1~5  Step 6~9 
施工条件	地上作業による影響	地上作業はない。	○ 地上作業はない。	○ 地上作業はない。
	杭打作業による影響	トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内からの低空頭杭打機による作業となるため、騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。
	掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	○ トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。
施工上の問題点 (本線内工事用道路)	本線内土運搬路と中間杭の離隔に留意が必要であるが、施工可能である。	○ 本線内土運搬路と中間杭の離隔に留意が必要であるが、施工可能である。	○ 本線内土運搬路と中間杭の離隔に留意が必要であるが、施工可能である。	
施工上の問題点 (本坑)	土被りが薄い区間は、パイプルーフ工法等を併用することで、地表面沈下を防止できる。上床版を支保工により支える必要があり、上床版にひび割れの恐れがある。	△ 当該地盤でのメッセル工法は施工性に劣る。	△ 当該地盤でのメッセル工法は施工性に劣る。進入路が小断面であり、上り、下りの2箇所のため、横断方向導坑のパーティ数を導入できず、工期にメリットがない。	
概算工期 (比率は案1を基準)	(1.5)	(1.6)	(2.3)	
概算工費 (比率は案1を基準)	(1.8)	(1.3)	(1.3)	
庄戸トンネルへの適用性	○	○	○	

表 6.4.4 地表面での作業等の極小化の検討 (3/3)

		11案) 側壁・中壁導坑先進工法 (NATM)		11-2案) 側壁・中壁導坑先進工法 (メッセル導坑)	
工法概要		側壁・中壁導坑を掘削して側壁を構築したのち、上床版部の導坑を掘削して上床版を構築して、内部を掘削する方法。		側壁・中壁導坑を掘削して側壁を構築したのち、上床版部の導坑を掘削して上床版を構築して、内部を掘削する方法。	
施工順序	施工ステップ	Step 1 本線内土運搬路設置+下段側壁導坑掘削 Step 2 下段側壁構築+埋戻し Step 3 上段側壁掘削 Step 4 上段側壁構築+埋戻し Step 5 上床版導坑掘削	Step 6 上床版導坑拡張掘削 Step 7 上床版構築 Step 8 上り線側 掘削+底床構築 Step 9 下り線側 掘削+底床構築	Step 1 本線内土運搬路設置+下段側壁導坑掘削 Step 2 下段側壁構築+埋戻し Step 3 上段側壁掘削 Step 4 上段側壁構築+埋戻し Step 5 上床版導坑掘削	Step 6 上床版導坑拡張掘削 Step 7 上床版構築 Step 8 上り線側 掘削+底床構築 Step 9 下り線側 掘削+底床構築
	市道交差部 (最小土被り) STA. 11+20				
施工条件	地上作業による影響	地上作業はない。		○ 地上作業はない。	
	杭打作業による影響	杭打ち作業はない。		○ 杭打ち作業はない。	
	掘削作業による影響	トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。		○ トンネル内の掘削作業となるため、掘削時に生じる騒音・振動が坑外に漏れることはほとんどない。	
施工上の問題点 (本線内工事用道路)	本線内土運搬路と側壁導坑の隔離に留意が必要であるが、十分施工は可能である。		○ 本線内工事用道路と側壁導坑の隔離に留意が必要であるが、十分施工は可能である。		
施工上の問題点 (本坑)	土被りが薄い区間は、パイプルーフ工法(小口径)等を併用することで、地表面沈下を防止できる。		○ 当該地盤でのメッセル工法は施工性に劣る。		
概算工期 (比率は案1を基準)	(1.2)		(1.4)		
概算工費 (比率は案1を基準)	(1.4)		(1.1)		
庄戸トンネルへの適用性	◎		○		

7. トンネル基本断面の検討

7-1. 分合流区間のトンネル基本断面

(1) 検討条件

道路規格、幅員構成等について5-2. 幾何構造に基づき下記のとおり設定。(最大断面部となる下り線S.T.A. 6+00での検討例を記載。)

表 7.1.1 分合流区間の標準幅員および建築限界

	下り線		上り線	
道路規格	(本線) 第1種第3級A規格	(ランプ) 第2級A規格	(本線) 第1種第3級A規格	(ランプ) 第2級A規格
設計速度	(本線) V=80 km/h	(ランプ) V=60 km/h	(本線) V=80 km/h	(ランプ) V=60 km/h
車線数	(本線) 2車線	(ランプ) 2車線	(本線) 3車線	(ランプ) 2車線
標準幅員				
建築限界				

(2) 内空断面の検討

庄戸トンネルの断面は、最大規模として本線3車線とランプ2車線から成る超大断面で計画されている。内空断面の設定にあたっては、「第二東名・名神高速道路トンネル標準設計」を参考に、以下のとおりとする。

内空断面決定要素

- ・縦横比 : 0.65 (インバート下端~トンネル掘削天端の高さ) / (トンネル掘削幅)
- ・内空縦横比 : 0.55 (下半掘削盤~内空天端の高さ) / (トンネル内空幅)
- ・上半真円率 : 0.88 (SL~内空天端の高さ) / (トンネル内空幅 / 2)
- ・R2/R1 : 0.725
- ・インバートすり付け半径 : R5 = 2.5m
- ・インバート内空半径 : R4 = R1 × 2.5

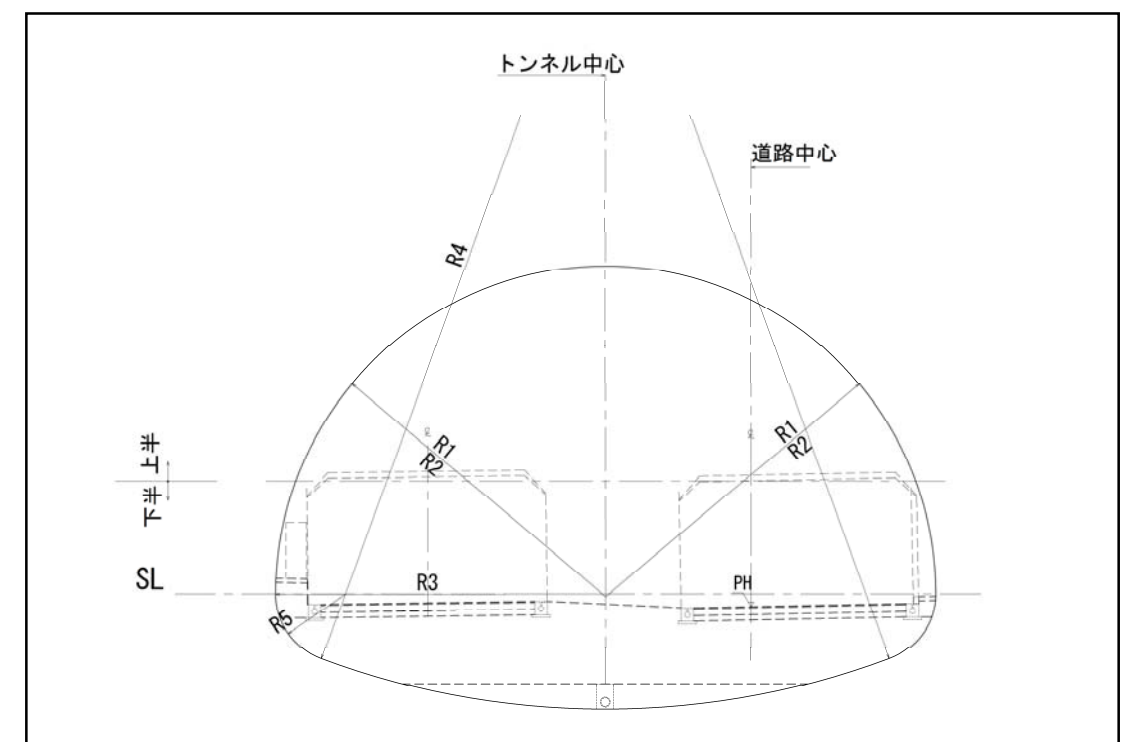


図 7.1.1 内空断面の検討イメージ (下り線 超大断面)

(3) 掘削工法の検討

6-3. 分合流区間の基本的な施工方法の検討結果に基づき、盛土部は導坑方式、基盤岩部は無導坑方式となる「側壁導坑方式+中央導坑先進拡幅工法」として以下の検討を行う。

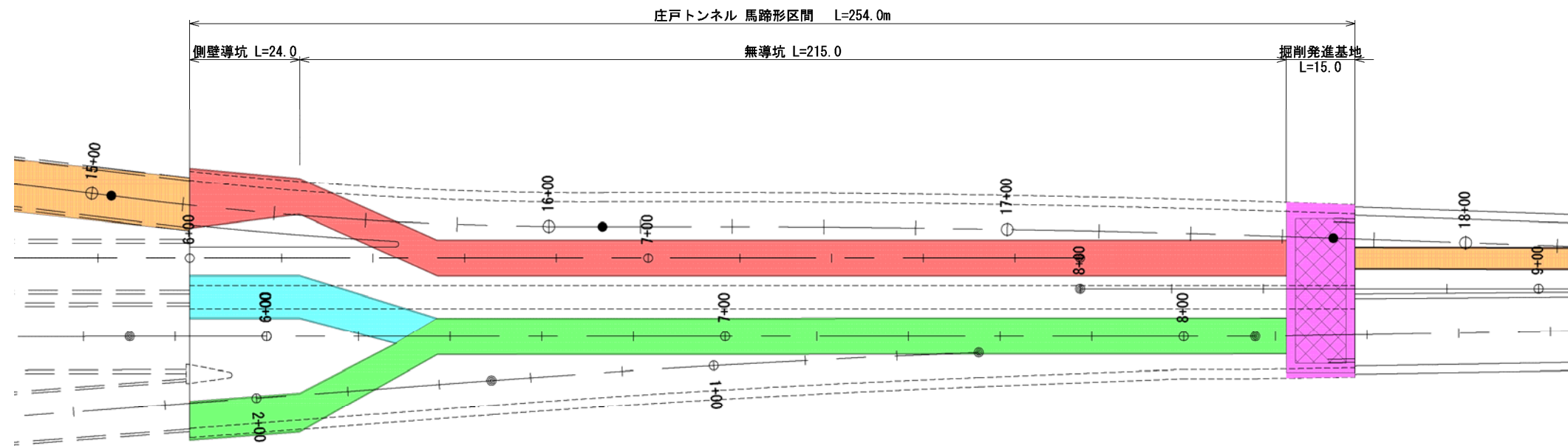


図 7.1.2 掘削工法概要図

(4) 覆工構造の検討

①設計手法

設計手法は、「はりばねモデル」用い断面力を算出し、「許容応力度設計法」にて応力照査を実施した。

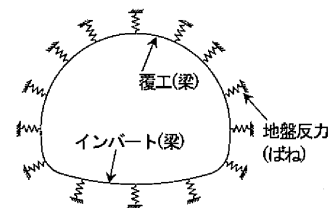


図 7.1.2 設計手法概要図

②作用荷重

覆工構造は、供用時に水圧が作用するものと仮定した検討も行う。

覆工に作用する荷重については、NATMの覆工は支保工建て込み完了後に内空変位が収束してから打設するため、「支保工が土圧を負担し、供用時に作用する荷重を覆工が負担」するCASE3を採用する。

表 7.1.2 覆工構造検討における作用荷重ケース

	CASE 1	CASE 2	CASE 3
荷重分担の考え方	全ての設計荷重を覆工のみで負担する考え方	全ての設計荷重を覆工と支保工が分担して負担する考え方	トンネル完成後に作用する設計荷重のみが覆工に負担する考え方
構造モデル	覆工のみ	覆工+支保工	覆工のみ
施工中の作用荷重 (支保工に作用)	全ての作用土圧	全ての作用土圧	全ての作用土圧
供用後の作用荷重 (覆工に作用)	自重、全ての土圧、水圧、近接荷重等	自重、支保工分担を考慮した作用土圧、水圧、近接荷重等	自重、水圧、近接荷重等

③設計条件

- ・自重としては、覆工 (RC) の構造物の重量を考慮する。
- ・作用水圧は、5-1. 地形、地質状況 (2) 地下水状況より、GL-10.0mに地下水位を設定。
- ・上載荷重として交通荷重 (活荷重) による影響は無いが、「10KN/m²」を見込む。

(5) トンネル基本断面

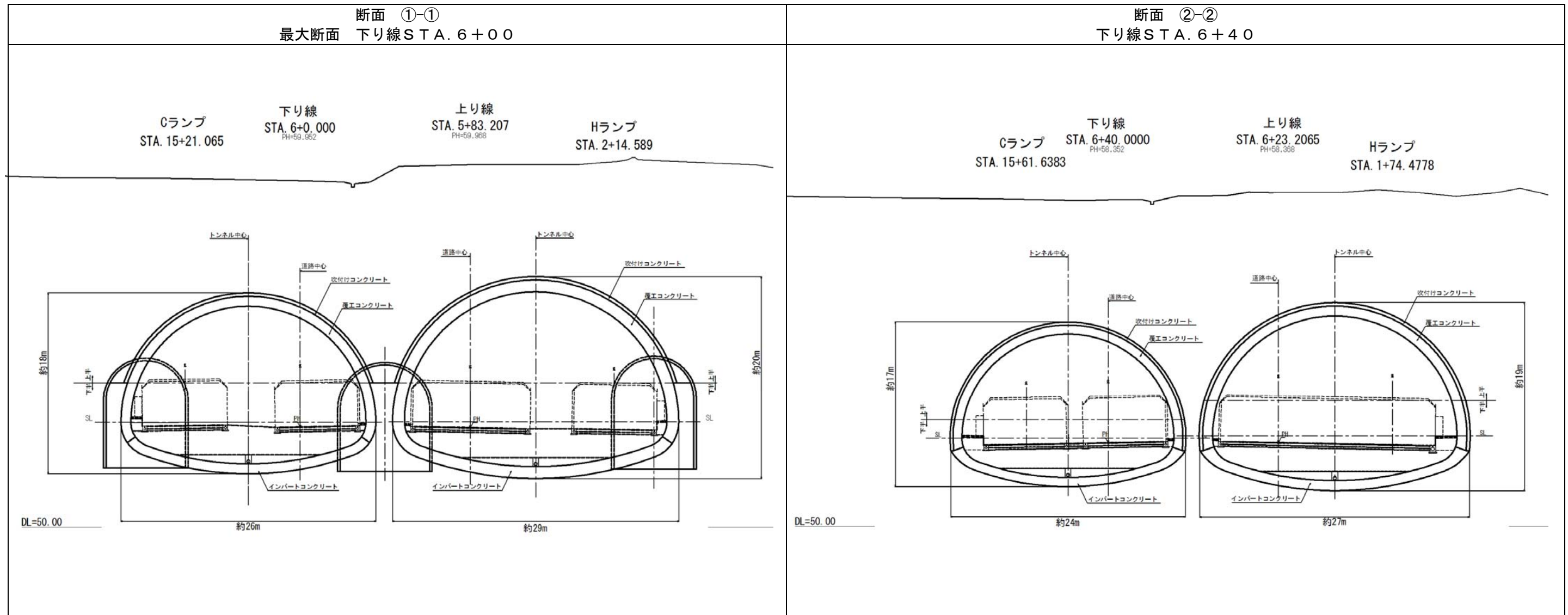
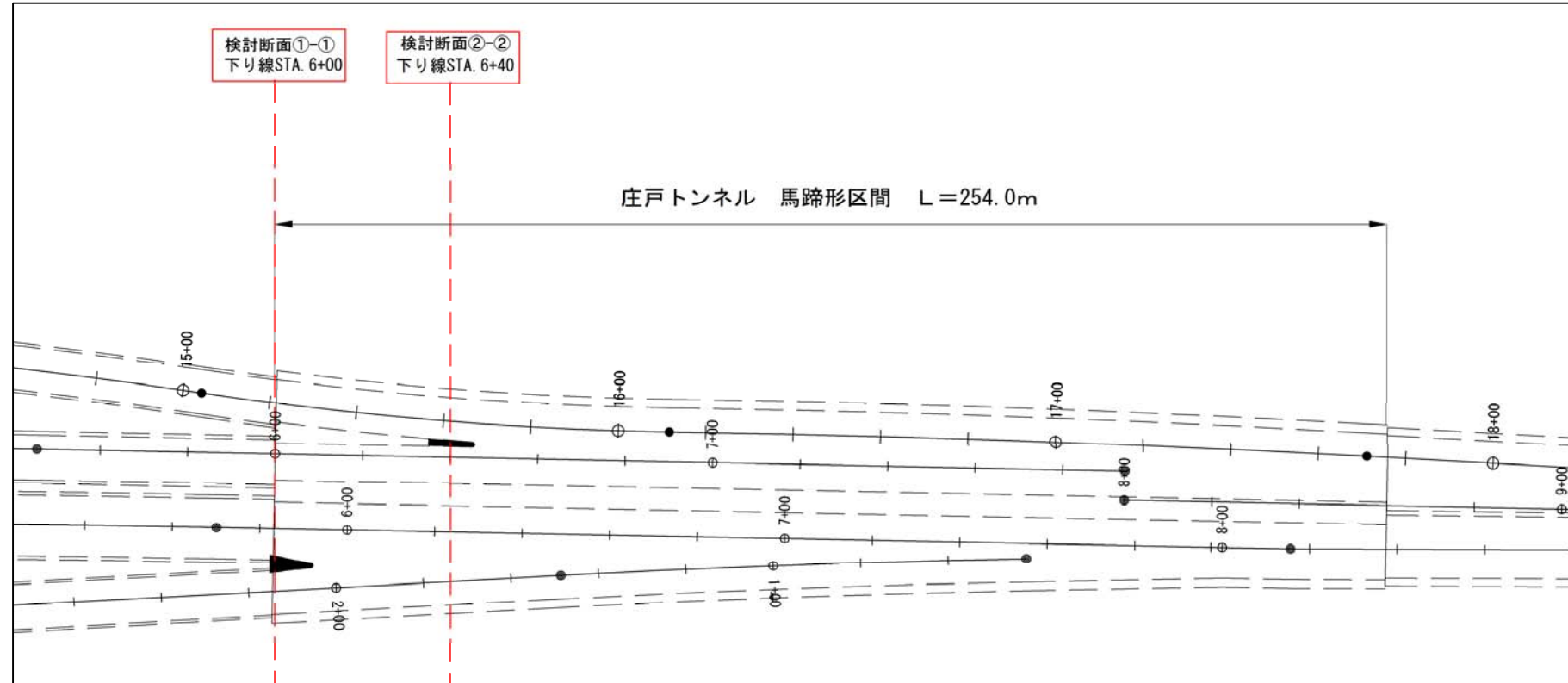


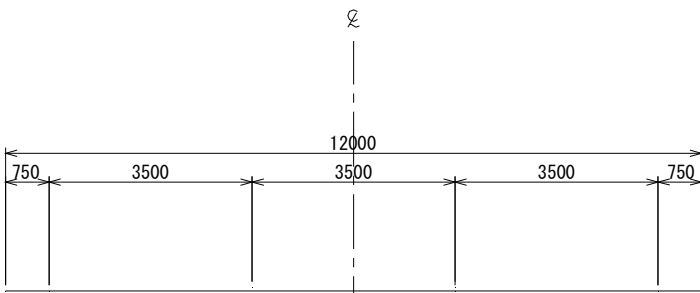
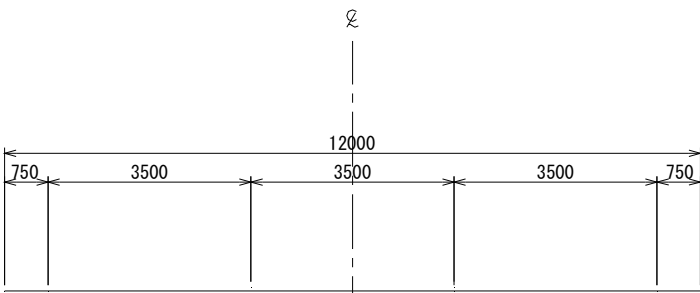
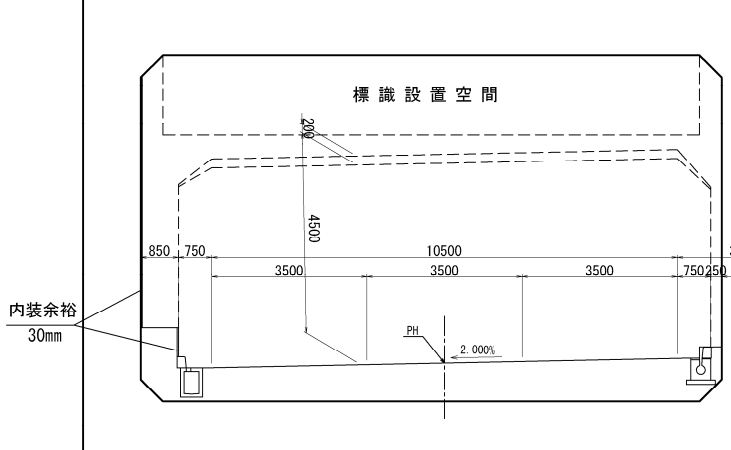
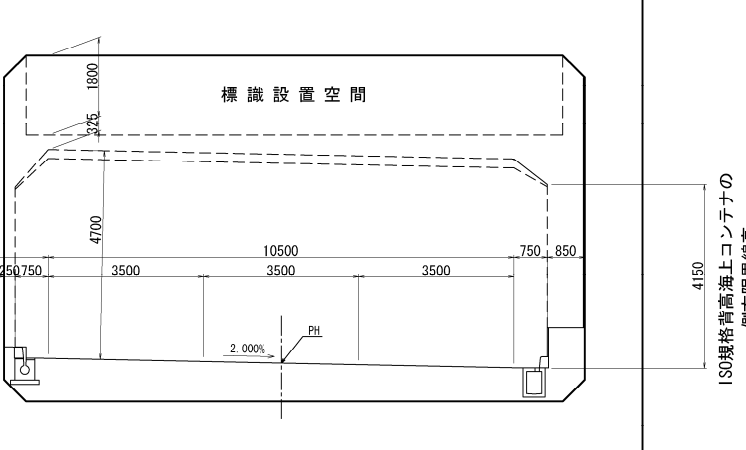
図 7.1.3 分合流区間のトンネル基本断面図

7-2. 低土被り区間のトンネル基本断面

(1) 内空断面の検討

道路規格、幅員構成等について5-2. 幾何構造に基づき下記のとおり設定。(断面変化のない標準断面部での検討例を記載。)

表 7.2.1 低土被り区間の標準幅員および建築限界

	下り線	上り線
道路規格	(本線) 第1種第3級A規格	(本線) 第1種第3級A規格
設計速度	(本線) V=80 km/h	(本線) V=80 km/h
車線数	(本線) 3車線	(本線) 3車線
標準幅員		
建築限界		

(2) 設計条件

①設計手法

大型道路ボックストンネルの設計方法について、各設計基準類の状況を踏まえ、庄戸トンネル低土被り区間の設計手法は「許容応力度法」により実施した。

表 7.2.2 設計手法の比較

設計基準類	大断面への適用	設計手法
設計要領第二集 (NEXCO)	記載なし	許容応力度法
トンネル標準示方書 (土木学会)	適用あり	限界状態法
道路土工指針 (道路協会)	適用あり	性能規定 (限界状態)
トンネル構造物設計要領 (首都高速道路)	適用あり	許容応力度法

②設計条件

- 作用水圧は、5-1. 地形、地質状況 (2) 地下水状況より、地下水位を設定。
- 市道交差部を除いた区間については、上載荷重として交通荷重 (活荷重) による影響は無いが、「10 kN/m²」を見込む。
- 設計地盤高は、トンネル上部の土地利用が未計画であるため、将来土地利用に幅広く対応できる「下り線側の現地盤高」を設定した。

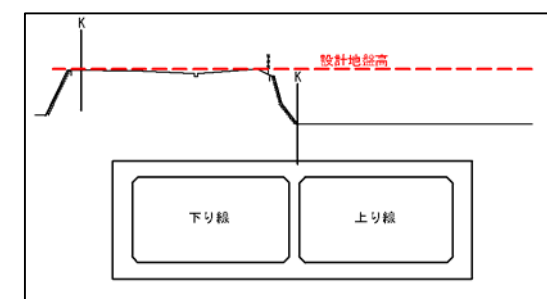


図 7.2.1 設計地盤高の設定

③ 検討断面

検討断面は以下のとおり設定した。

表 7.2.3 検討断面

断面	測点	土被り (m)	内空幅 (m)		検討条件	
			(下り線)	(上り線)		
①	STA. 8+60	12.4	17.2	14.7	馬蹄形断面接続断面	最大内空幅、最大土被り
②	STA. 8+90	1.8	15.9	14.5	拡幅断面	市道交差部、最小土被り
③	STA. 9+20	7.6	14.6	14.2	〃	拡幅断面の最大土被り
④	STA. 10+10	6.6	13.5	13.5	〃	拡幅断面の中間土被り
⑤	STA. 10+60	5.4	13.1	13.1	標準断面	標準断面の最大土被り
⑥	STA. 11+60	4.0	13.1	13.1	〃	標準断面の中間土被り

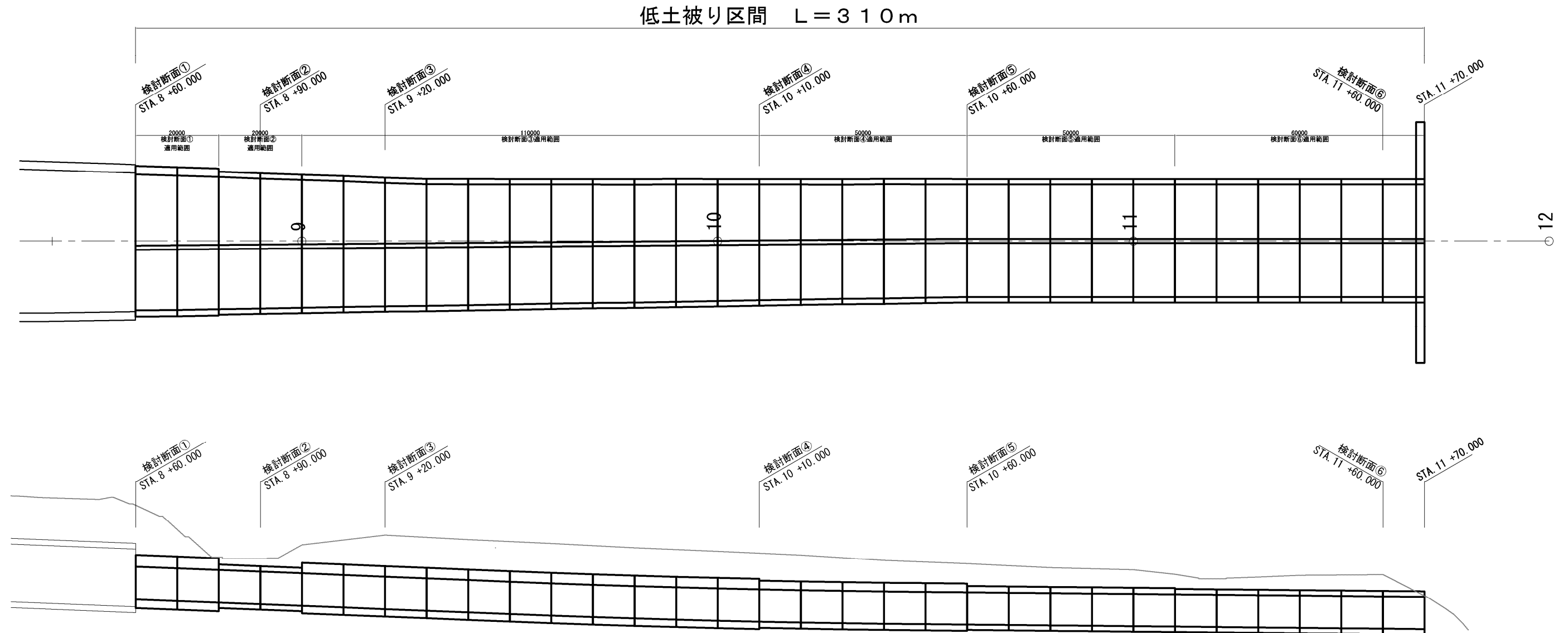


図 7.2.2 検討断面位置図

(3) トンネル基本断面

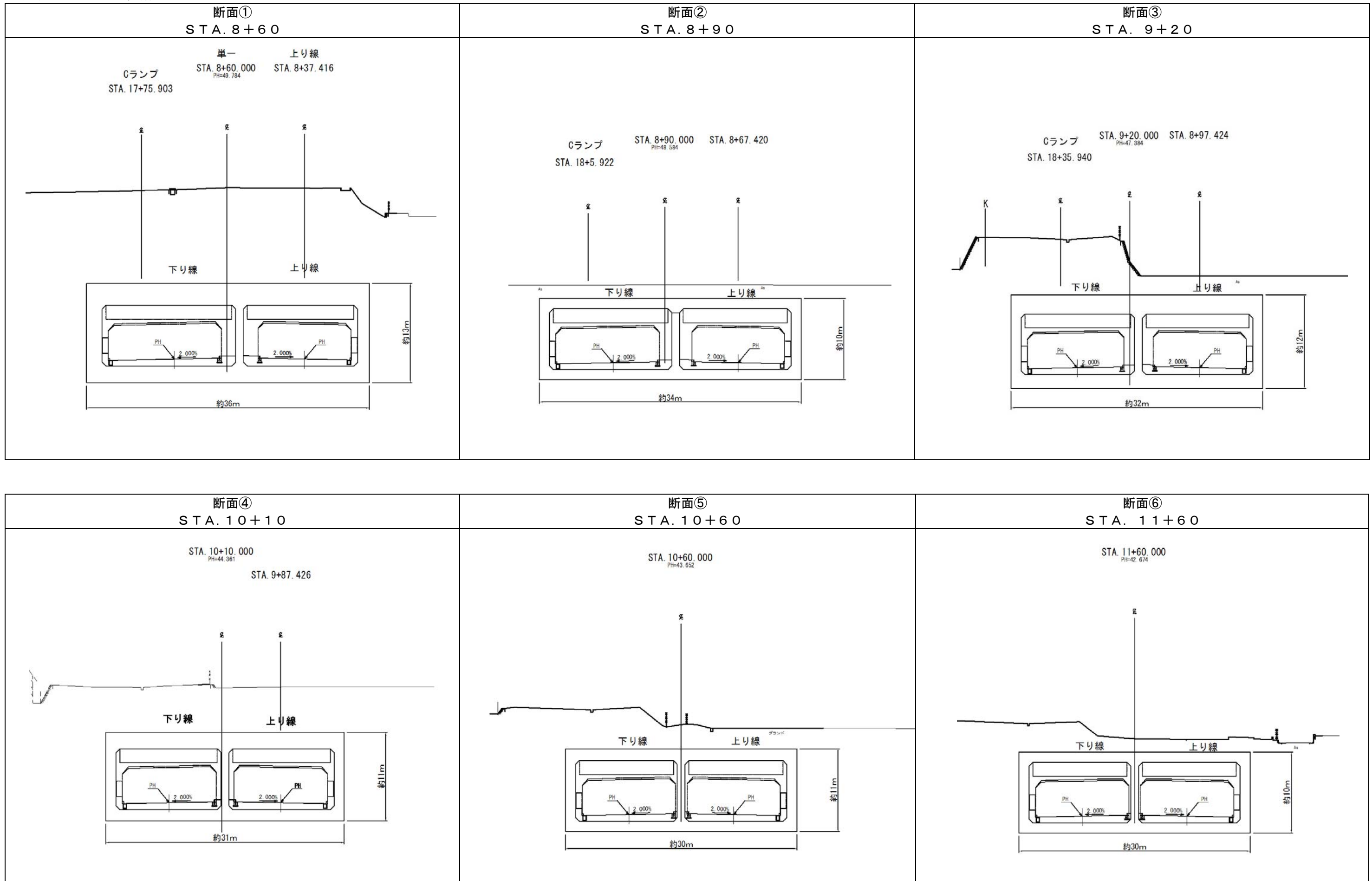


図 7.2.3 低土被り区間のトンネル基本断面図