

未固結シラス地山における道路トンネル分岐施工

-鹿児島3号新武岡トンネルの事例-

鹿児島国道事務所 工務課長 ◎ 五反田信幸
工務課 ○ 柿内 和哉
建設監督官 ● 緒方 秀敏

1. はじめに

鹿児島東西道路は、九州縦貫自動車道、南九州西回り自動車道および指宿有料道路の結節点となる鹿児島 IC と鹿児島市街地とのアクセスを強化するとともに、重要港湾鹿児島港と連結することで効率的な物流ネットワークを形成し、都市内交通の円滑化と交通渋滞の緩和を目的とした道路である（図-1、2 参照）。

鹿児島東西道路は、鹿児島 IC から建部 IC（仮称）の 2.2km について、先行して平成 25 年 12 月の暫定供用することを目指しており、新武岡トンネルは、この区間の 1.5km を占める山岳トンネルの区間に該当する。将来形では、鹿児島東西道路は、都市部の地下に延伸し、全長 3.4km の道路となる計画であることから、新武岡トンネルの中央付近では、延伸予定の本線トンネルと今回 2 車線で暫定供用するランプトンネルに分岐する。

こうした山岳トンネルの地中での分岐は、日本各地で、比較的多くの事例が報告されているが、そのほとんどが硬質な岩盤地山での事例である。今回、新武岡トンネルにおいて掘削対象地山としているシラスのような軟質地山での分岐は、過去に例がなく、極めて厳しい施工条件であるといえる。

このようなことから、今回は、新武岡トンネルの施工のうち、最も難易度の高い分岐部、すなわち、トンネル分岐のためにトンネル断面を拡大した区間と、分岐後、本線トンネルとランプトンネルを近接して掘削した区間について、設計、施工上の課題とその対応策について報告を行う。

なお、新武岡トンネルは平成 24 年 1 月に掘削工事を完了しており、現在は覆工コンクリートの打設工事を行っている。



図-1 位置図

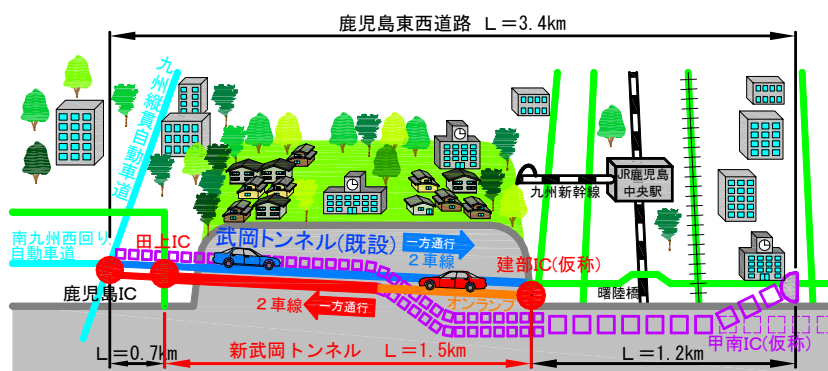


図-2 鹿児島東西道路概念図

2. 新武岡トンネルの概要

図-3 に新武岡トンネルの地質縦断図を示す。新武岡トンネルは、入戸火砕流堆積物の非溶結部であるシラスで形成されたシラス台地を掘削するもので、トンネルのほぼ全線がシラスとなる。写真-1 にシラスの露頭を示す。通常、山岳工法トンネルでは、掘削対象地山が岩盤であるのに対して、シラスは一軸圧縮強度が 0.05N/mm^2 程度と極めて軟質な地盤である。



写真-1 シラスの露頭

図-4 に新武岡トンネルの平面図を示す。新武岡トンネルは都市域に位置しており、図-4 からわかるように、トンネル上部は、住宅や学校、墓地などに平地利用されており、これらに対する影響低減対策が必要な都市N A T Mに位置付けられるトンネルである。

図-5 に新武岡トンネルのトンネル断面図を示す。通常の道路トンネルの内空断面は、一般部の1断面もしくは、一般断面に非常駐車帯断面を加えた2断面程度であることが多いが、新武岡トンネルでは、途中でトンネルを分岐するために、トンネル断面数が多くなっているのが特徴である。図-5 に示した大断面C、大断面B、大断面Aがトンネル断面を徐々に拡大し、トンネル分岐に備える区間である。

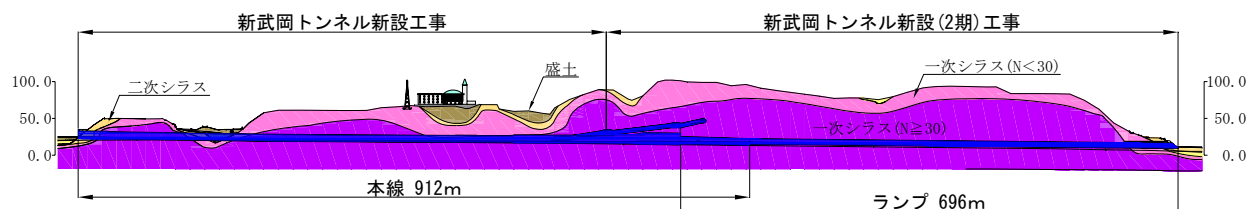


図-3 新武岡トンネル地質縦断図

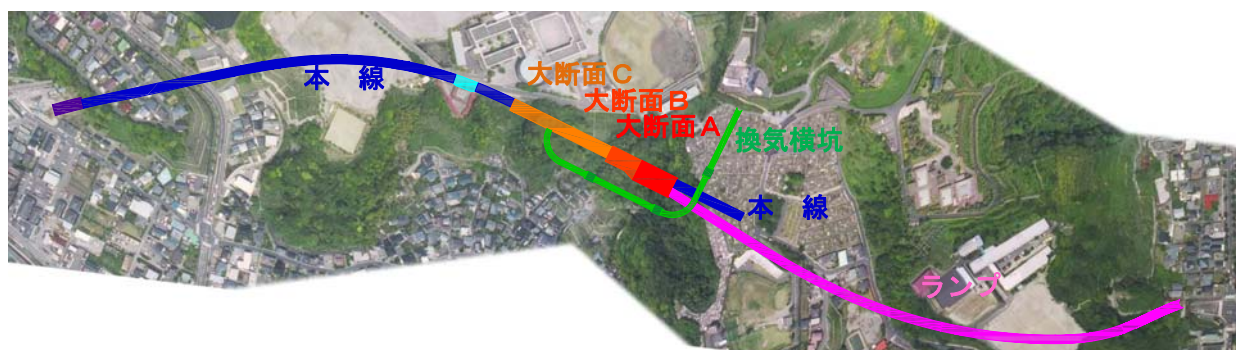


図-4 新武岡トンネル平面図

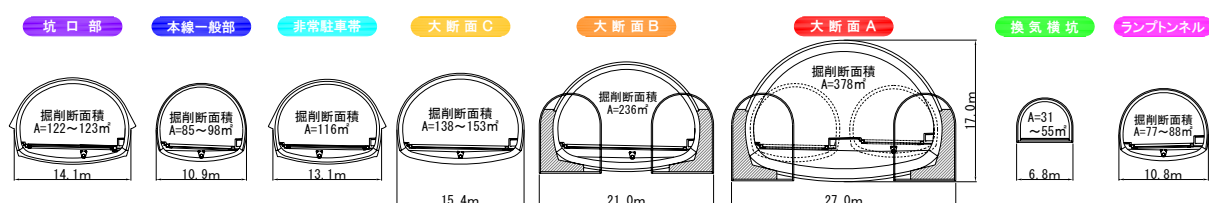


図-5 トンネル断面図

3. トンネル分岐部の施工

3. 1 トンネル分岐部の概要

図-6 にトンネル分岐部の概念図を示す。トンネルの掘削は図-6 の左側から行い、一般断面から、大断面C、大断面B、大断面Aへの3段階でトンネル断面を拡幅する。その後、大断面A区間の終端から、本線延伸部とランプトンネルの2本のトンネルを発進する。

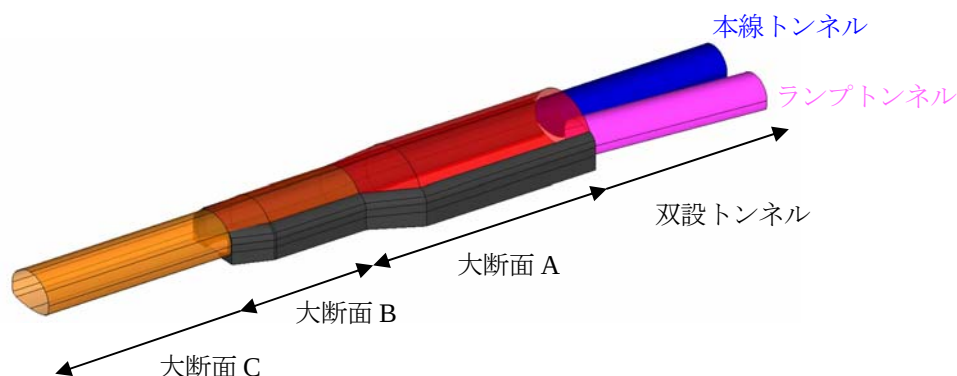


図-6 トンネル分岐部の概要図

3. 2 超大断面トンネルの概要

トンネル分岐部の手前の区間の超大断面トンネルについて、概説する。

図-7 に示すように超大断面部は、過去の第二東名などの超大断面トンネルより大きく、道路トンネルとしては、日本最大の断面積となる。さらに、掘削対象地山が軟質なシラス地山であることから、トンネルの安定性確保ため、通常の上部半断面先進工法に替えて、側壁導坑先進工法を選択した。図-8 に超大断面部の施工フローを示す。

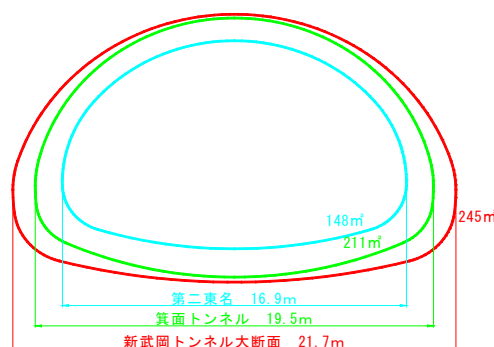


図-7 トンネル内空断面の比較

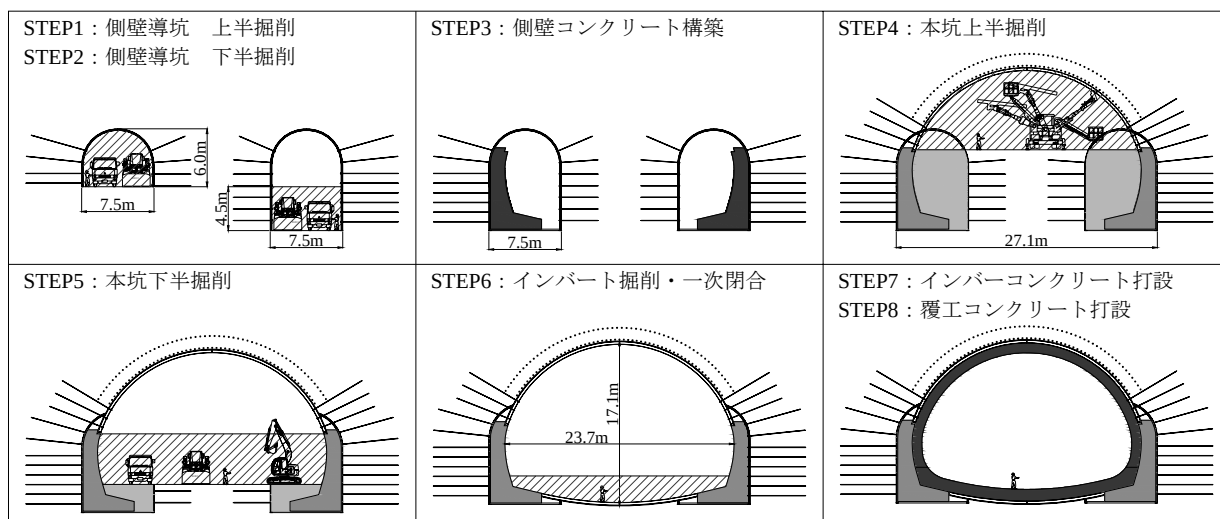


図-8 超大断面部施工フロー

3. 3 双設トンネル概要

図-9 に双設トンネル部の平面図、図-10 に横断図を示す。

起点側からみて左側の本線トンネルは、今回、約 90m 間のみの掘削を行い、将来の延伸部の施工に備える。右側のランプトンネルは建部 IC まで掘削を行っており、こちらを今回、暫定利用する。

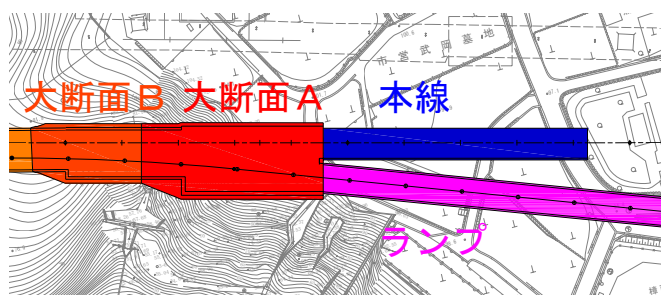


図-9 双設トンネル平面図

写真-2 に超大断面部の終点から掘削を開始した双設トンネルの状況を示す。掘削は、左の本線トンネルを先行し、右のランプトンネルを後から掘削した。掘削開始位置での、左右のトンネルの掘削外面の離隔は 0.75m で、掘削延長が伸びるに従い、徐々に 2 つのトンネルが離れていく。左右の離隔は、双設トンネル開始から 50m 地点で約 5m、90m 地点で約 10m となる。

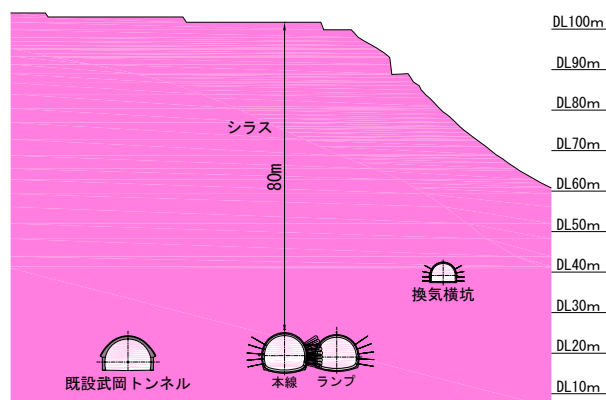


図-10 双設トンネル横断図



写真-2 双設トンネル発進部

3. 4 双設トンネルの設計・工法選定

近接した双設トンネルの施工においては、中間地山に大きな荷重が作用することから、トンネルの安定を確保するのが難しく、地形等の制約条件が厳しいケースに用いられることが多い。

そのため、以前の双設トンネルは、図-11 に示すように、荷重を確実に受けられるように、中央導坑を先進させて、基礎コンクリートを施工することが一般的であった。しかし、導坑の掘削や狭小な導坑内での基礎コンクリートの構築は、施工性が悪く、工費・工期面等においても改善が望まれた。

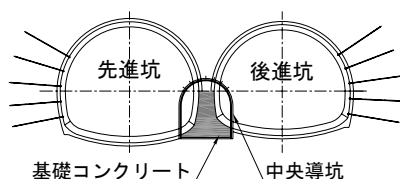


図-11 中央導坑先進

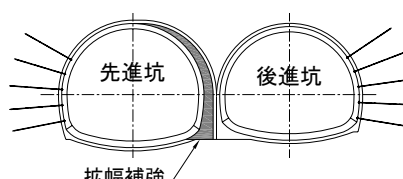


図-12 無導坑工法
(先進坑拡幅型)

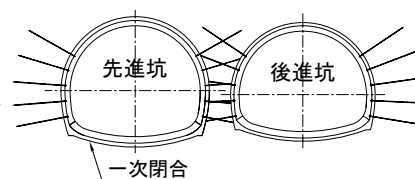


図-13 無導坑工法
(先進坑無拡幅型)

そこで、図-12 に示すように、先進坑の中間地山側の支保部材の剛性を高めることにより、中央導坑を省略する無導坑工法(先進坑拡幅型)が採用されるようになった。さらに近年では、インバートまで一次閉合することで先進坑の安定が確保できることが確認されてきており、図-13 に示すような無導坑工法(先進坑無拡幅型)の採用が主流となりつつある。

しかし、過去の双設トンネルは、坑口部付近の用地問題等によりトンネル間の離隔を小さくする必要性に迫られる場合に用いられることが多く、土被りの大きい区間での採用実績はほとんどない。このことから、土被りが 80m と大きく、地山強度比も 0.05 程度と小さい本トンネルに無導坑(先進坑無拡幅型)工法を採用するには、中間地山の安定確保方法など、十分な検討が必要となった。

そこで、本トンネルでは、中間地山に対して、先進坑(本線トンネル)内からの薬液注入による補強、ならびに後進坑(ランプトンネル)施工時にタイロッドによる2つのトンネルの緊結を行い、中間地山へ内圧を与えることにより安定を確保するものとした。

図-14 に双設トンネル部で採用した支保パターンを示す。図-15 に双設トンネル部の施工フローを示す。双設トンネル部の施工は、先進坑は、上半先進工法で上下半掘削を行った後、インバート一次閉合を実施した。後進坑は補助ベンチ付き全断面工法によるインバート一次閉合を行った(図-16 参照)。

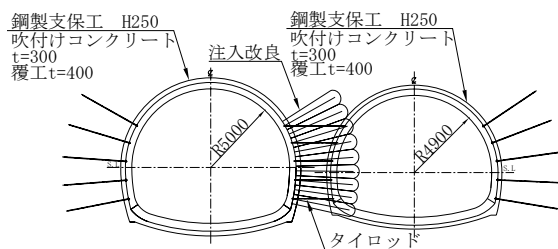


図-14 双設トンネル部支保パターン

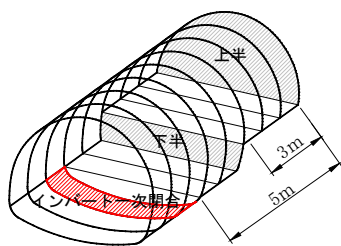


図-16 インバート一次閉合

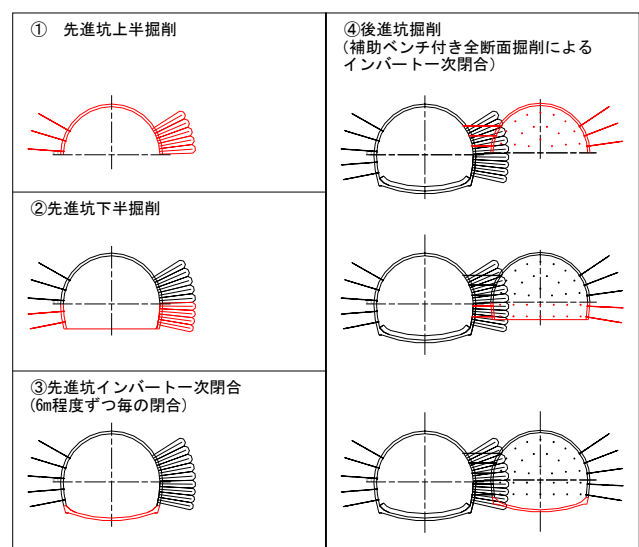


図-15 双設トンネル部施工フロー



写真-3 注入による中間地山改良



写真-4 後進トンネルの掘削



写真-5 インバート一次閉合（閉合前）



写真-6 インバート一次閉合（閉合後）

3. 3 施工結果

写真-3 に中間地山の改良状況、写真-4 に改良した中間地山部分の掘削状況を示す。写真-4 から、後進トンネル掘削時にわずかに残った中間地山が安定している状況を確認できる。

写真-5、写真-6 にインバート一次閉合の状況を示す。これらの写真からインバートを切羽の直近まで近づけて閉合している状況を確認できる。なお、このとき切羽には長尺鏡ボルトを打設して安定を確保している。

図-17 に双設トンネルの発進位置から 15m 地点（離隔 2.2m）での坑内 A 計測により計測したトンネルの沈下量を示す。先進坑は自身の進行に伴い 12mm ほど沈下が発生し、その後収束に向かうが後進坑の影響により累計 21mm まで沈下が増加している。

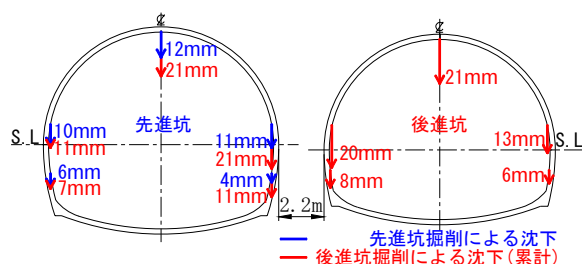
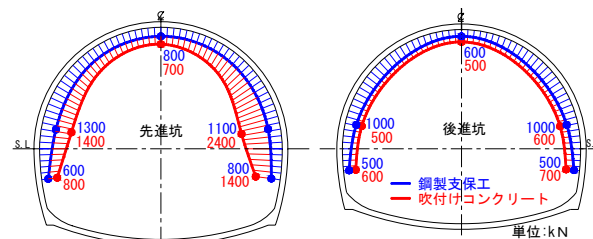


図-17 双設トンネル部沈下計測結果



	先進坑		後進坑		備考
	左脚部	右脚部	左脚部	右脚部	
軸力(N)	2,700kN	3,500kN	1,500kN	1,600kN	
換算上載荷重(w)	470 kN/m ²	610 kN/m ²	260 kN/m ²	280 kN/m ²	N/載荷幅(5.7m)
換算緩み高さ(H)	30m	39m	16m	18m	w/γ (16.0kN/m ³)

図-18 双設トンネル部B計測

次に、図-18 に同位置でのB計測による軸力および軸力から推定した換算ゆるみ高さを示す。先進坑には、後進坑の影響を受けて大きな軸力が発生していることがわかる。

このような結果から、今回、低強度、高応力下の地山で、先進坑無拡幅型無導坑工法を、過去の中央導坑先進工法や先進坑拡幅型無導坑工法に替えて採用したが、先進坑をリング閉合する効果により、トンネルの安定性が確保されることが確認できた。

4. おわりに

これまで、シラスのような低強度、高応力下の未固結地山における分岐トンネルの施工事例はなかったが、今回の施工を通じて、適切な対策工を選定することにより、トンネルの安定を確保できることを確認した。最後となるが、本トンネルの設計・施工においては、さまざまな方面の関係各位にご協力を頂いた。ここに、深甚の謝意を表する。