

山陰近畿自動車道野田川大宮道路 (仮称)第14トンネル掘削について

秋田 伸治¹

¹京都府道路公社建設事務所 建設第一課 (〒626-0003京都府宮津市字漁師1775-26)

山陰近畿自動車道野田川大宮道路における(仮称)第14トンネルは、黒雲母花崗岩を主体とする宮津花崗岩類の地山であるが、その地山は強風化した花崗岩で、掘削当初から大きな変状が発生し、レッグパイル、支保工の縫い返し等の対策工を実施しながら掘進してきている。本稿では、これら実施した対策工法を紹介するとともに、本年4月に発生した崩落事故に関して、工事安全対策検討会において究明された事故原因及び今後の安全施工に向けてとりまとめられた方針について報告を行うものである。

キーワード トンネル変状対策、脚部補強、崩落事故、貫入岩

1. はじめに

山陰近畿自動車道は鳥取市から豊岡市を経て宮津市に至る延長約120kmの地域高規格道路で、「京都縦貫自動車道」、「北近畿豊岡自動車道」及び「中国横断自動車道姫路鳥取線」の各地域高規格道路と接続し、広域的なネットワークを形成する路線である。野田川大宮道路(国道312号)は、その一部を構成する延長4.3kmの道路で、2016年度までの供用を目標に整備を進めているところである。(図-1参照)

(仮称)第14トンネルは与謝郡与謝野町と京丹後市大宮町を結ぶ延長1,964mのトンネルであり、2012年5月より掘削を開始し、2014年秋に貫通の予定である。

2. 地形・地質概要

(仮称)第14トンネルの建設地は、標高300m程度の北東-南西方向に伸びる尾根(京丹後市と与謝野町の境界)を有する丘陵地となっており、この丘陵は等高線が細かく入り組んで、小さな沢がたくさん発達している。

基盤岩は白亜紀後期に形成された宮津花崗岩類で、粒径が数mm程度の粗粒黒雲母が主体となっており、起点側の一部には閃緑岩が分布している。地表面には硬質な岩石も露出しているが、ほとんどは強風化したマサとなっている。

トンネル到達側には、山田断層がトンネルと直行して存在し、その派生断層と考えられるリニアメントも多数認められている。地質縦断図を図-2に示す。

3. 坑口部の変状対策

(1) 変状の状況及び原因

事前の調査ボーリングで、坑口から数m程度までは強風化のマサで、それ以降は風化花崗岩ではあるもののよく締まった固結状(DH級)のコアを採取していたことから、天端の崩落対策として補助工法のAGF(長尺鋼管パイプ工法)を施工し掘削を開始した。

掘削直後から切羽の進行とともに地表面沈下が増大し、坑口横の地山法面に施工した吹付けコンクリートにクラックが発生、さらには支保工の沈下が止まらず、支保工



図-1 山陰近畿自動車道整備状況

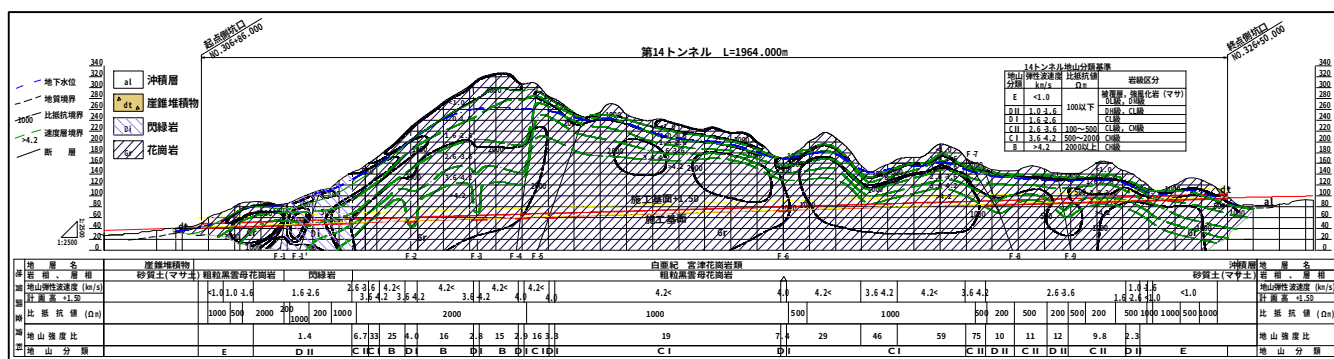


図-2 第14トンネル地質縦断面



写-1 坑口部の変状状況

15基目において、地表面沈下が最大110mm、支保工天端の沈下は70mmを越えるものとなった。(写-1)

この変状の対策工法を検討する上で、脚部地山の支持力を把握するため、坑口部の3箇所まで平板荷重試験を実施した。その結果、地盤の極限支持力は1600kN/m²、短期の許容支持力は800kN/m²となり、わずか1m強の土被り厚(上載荷重)で支保工脚部の応力が短期の許容支持力を超えることが明らかになった。

(2) 変状対策工法

この結果を基に、下半・インバートの施工に際しての対策工法を検討した。検討にあたっては、高圧噴射攪拌

工法、薬液注入工法、レッグパイル工法の3工法から補強効果・施工性・経済性などからレッグパイルによる無水削孔を選定した。(表-1 参照)

レッグパイルの打設長は、押し込み支持力が上載荷重を下回らない長さとした。

式(1)により、レッグパイルの打設長を3.5mとして押し込み支持力 R_u を計算すると、

$$R_u = U_g \sum L_i \cdot \tau_{gi} + q_d \cdot A_g \quad (1)$$

ここに、 U_g : グラウト体の周長(m)

L_i : 層厚(m)=打設長

τ_{gi} : 周面摩擦力度(kN/m²)

q_d : 杭先端の支持力度(kN/m²)

A_g : グラウト体の先端面積(m²)

$R_u=432$ kN となり、支保工1基に対し2本のレッグパイルにより、最大作用荷重737 kNを十分支持できる結果となった。

レッグパイルでは、鉛直方向からある程度の角度を持って打設せざるを得ないため、支保工脚部が受ける荷重

表-1 脚部沈下に対する工法比較表

工 法	高圧噴射攪拌工法	薬液注入工法	レッグパイル工法
概要図			
工法概要	- 専用機を用いて、削孔ロッド先端部に取付けたノズルよりセメントミルクを超高圧(200kgf/cm²)で噴射し、地山内にもミッドル改良体を作成する。 - 造形体と地山の周面摩擦および造形体先端の先端支持力により地耐力を補い上半脚部沈下を抑止する	- 支保脚部の地山に鋼製パイプを打設した後、主にウレタン系の注入材を圧入して地山の強度や支持力を増大させ、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る - 脚部下方に打設されたレッグパイルにより鉛直荷重を支持する	- 支保脚部の地山に鋼製パイプを打設した後、主にウレタン系の注入材を圧入して地山の強度や支持力を増大させ、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る - 脚部下方に打設されたレッグパイルにより鉛直荷重を支持する
工法特徴	- 超高圧で地山を強制攪拌するため、注入により確実な改良効果が期待できる - 地下水位以下での造形はできない - 砂礫土、粘性土地盤においては、噴射エネルギーが十分に行き届かず、目標改良径を下まわる場合がある - 造成にともない噴射材と地山土の混ざった泥排が発生する	- 鋼管は汎用削岩機(ドリルジャンボ)で打設可能 - 二重管削孔方式であることから、崖錘部等の孔壁が不安定な地山でも掘進が可能 - 注入設備がコンパクトな機械設備であることから機動性がよく、坑内作業での作業性に優れている - ドリルジャンボを使用した下向き削孔であるため、スライム排出等の問題があり、打設長は地山状況にもよるが3.5m~6.5m程度が望ましい	- 鋼管は専用削孔機で打設を行う - 二重管削孔方式であることから、崖錘部等の孔壁が不安定な地山でも掘進が可能 - 注入設備がコンパクトな機械設備であることから機動性がよく、坑内作業での作業性に優れている - 専用削孔機を使用した下向き削孔であり、より鉛直に近い形で削孔が可能 - 地山を乱さないエア削孔が可能
工 期	長 △	長 △	短 ○
概算工費	中 ○	高 ×	中 ○
総合評価	×	×	◎

をすべてレッグパイルで受け持つことができない。そこでレッグパイルの上端を急硬性モルタルで充填し、鉄板で塞ぎ、H 鋼による連結梁で鋼アーチ支保工と一体化させた。さらに、レッグパイルの角度に合わせ鋼アーチ支保工に筋交いを設置した。これにより、支保工に掛かる荷重をダイレクトにレッグパイルに伝達できることとなった。また、上半および下半の脚部にはウイングリップ及びコンタクトバッグを採用することで、地山との支持面積、密着度をアップさせた。(図-3、写-2)



写-2 レッグパイル施工状況

レッグパイル36本を打設し、インバートによる閉合まで実施した上で、さらに両サイドに注入ボルトを打設して支保工の縫い返しを行った。対策工実施後は地表面・支保工の沈下ともわずかな変位にとどまっております。この対策工が有効に作用したものと考えられる。

地表面、支保工沈下のA計測結果を図-4に示す。

4. 崩落事故

(1) 事故概要

2013年4月23日(火) 正午過ぎ、その日2回目の発破が終わり当たり取りの確認作業中、夜勤作業で施工済みの切羽手前左肩部分の支保工及び背面の地山(約50m³)が突然崩落し、崩落した土砂に埋まった作業員1名が亡くなる事故が発生した。

崩落した箇所は支保パターンC II-bの補助ベンチ付き

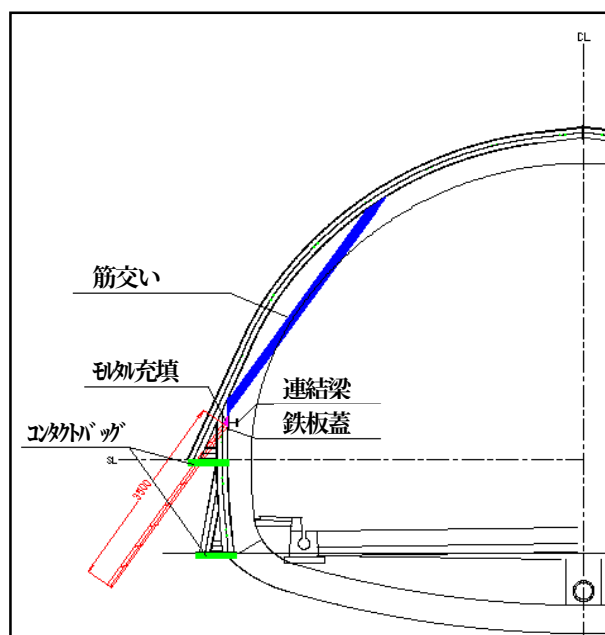


図-3 レッグパイル概要図

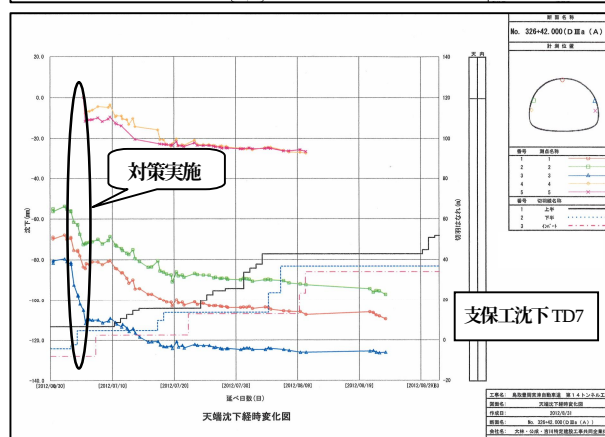
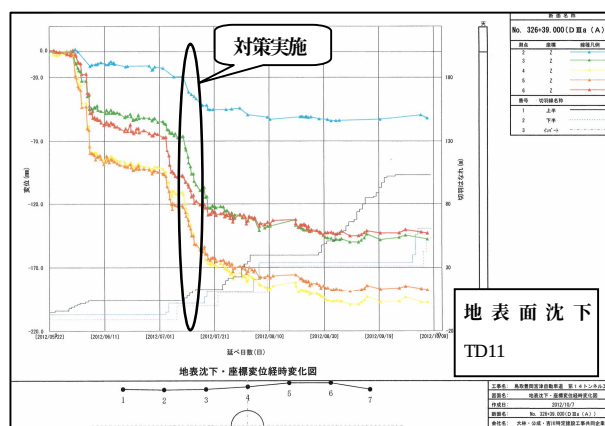


図-4 A計測結果(上:地表面, 下:支保工沈下)

全断面工法で掘削しており、朝礼後の点検でも何ら変位は確認されておらず、作業中においても異常は発見されていなかった。事故発生時の状況を図5に、崩落部の横断面図を図6に示す。

なお、ベンチは支保工3基分3.6mで施工していた。

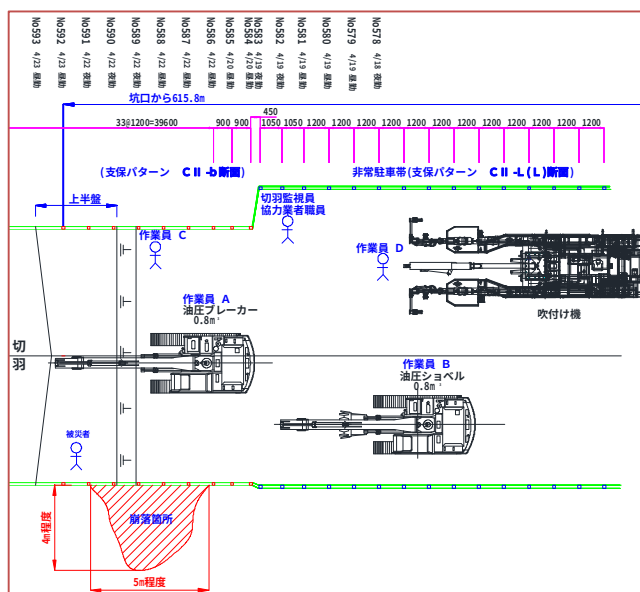


図-5 事故発生時の状況



写-3 崩落直後の状況

(2) 調査ボーリング

崩落箇所の現状確認及び原因分析に必要な基礎資料を得るため、崩落箇所に2本、反対側側面に1本の計3本水平ボーリングを実施し、孔内水平载荷試験、ポアホールスキャナー観測及び浸水崩壊度試験とX線回折の室内試験を実施した。

その結果、基盤となる花崗岩は堅硬であるが、崩落部付近でひん岩の貫入部とその周囲の花崗岩が熱水変質していることが確認できた。

このひん岩の貫入部は以下の特徴をもつ。

- ・花崗岩に貫入した際に熱水を伴っていたため、花崗岩に熱水変質を与えた。ボーリングで著しく変質しているのはカリ長石（ピンク色）である。
- ・貫入後のひん岩は急冷されて極めて破碎質になっている。
- ・脆弱な性質のひん岩貫入部は、3m弱の幅と規模が小さいため地山全体の評価を行う弾性波探査や比抵抗調査等での事前予測は困難であった。

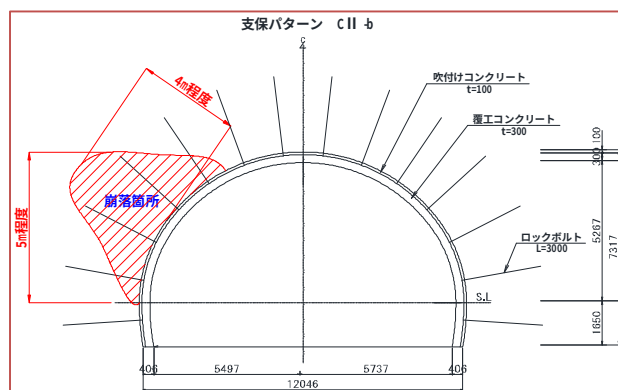


図-6 崩落部断面図

- ・貫入部の鉱物からは一部スメクタイトの含有が認められたが、含有量は小さく(4.4%)、膨張性を示す量(20~30%以上)ではなかった。地山区分はDII級以下に相当する。
- ・不連続面の卓越する走向傾斜はN7W70Eであることから、トンネル軸方向と20°程度で左から右へ交差し、急傾斜(70°)で差し目方向に現れている。ただし、貫入ひん岩部はトンネル軸方向と非常に緩い角度(5~10°程度)で交差している。

以上の分析結果と、ボーリングコアの観察から、弱層となった貫入ひん岩が図-7のような分布であったと推定される。BH1(図-8)のコアで確認された破碎質の

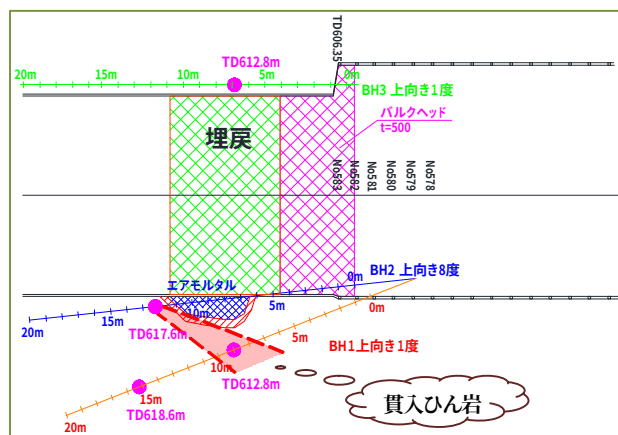


図-7 貫入ひん岩分布図(推定)

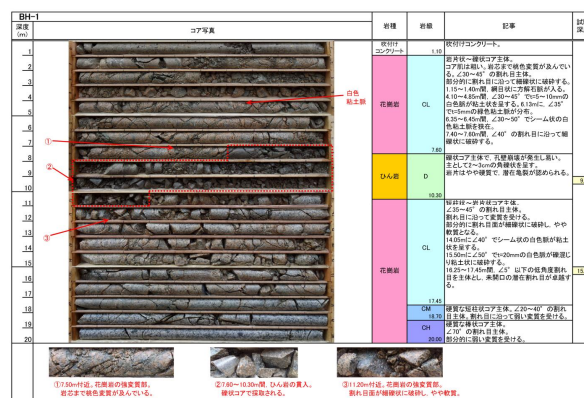


図-8 ボーリングコア写真柱状図

貫入ひん岩は、崩落部においては側壁部の背面にあり、切羽左端部および側壁面には熱水変質した破碎質の花崗岩が見えていた可能性もある。

(3) 崩落原因の推定

考えられる要因を洗い出し、崩落との関連性の検証、主原因としての分析を行った。（表-2）

その結果、崩落原因を以下のとおり推定した。

- ・貫入ひん岩とその周辺の熱水変質した花崗岩で構成される脆弱層が、トンネル左側の支保の背面に存在していることが事故後のボーリング調査により判明した。
- ・この脆弱層のうち、貫入ひん岩部はDII相当以下の地山であり（変形係数＝33～74MPa）、変質花崗岩部ではD I 相当の地山であった。（変形係数＝335MPa）
- ・脆弱層による緩んだ部分が荷重として支保工に作用し、上半施工時の段階ではその荷重に支保工が耐えていたものの、下半施工時にその大きさに支保工が耐えることができなくなり支保の破壊が生じたと考えられる。
- ・この脆弱層の存在は、層厚規模が小さいことから、弾性波探査や比抵抗調査によって事前把握することは困難であり、また切羽面でも貫入ひん岩は出現しておらず、崩落現象を事前予測することは不可能であった。
- ・今回の事象に関しては、「キープブロックの抜け落ち」、「切羽の進行に伴い増加する緩み荷重」の二点については、主原因とは考え難い。

(4) 事故の再発防止に向けて

今回の崩落箇所付近においては、既往調査で断層等を確認しておらず、地山全体の評価は問題なかった。しかし、施工済みの支保工が前兆もなく突然崩落しており、いかに脆弱層を事前に把握できるかが問題となる。

また、今回の事象では「キープブロックの抜け落ち」、「切羽の進行に伴い増加する緩み荷重」の二点について

は主原因とは考え難いが、トンネル掘削上は十分注意すべき事項であり、今後の施工には、これらの事象も含め地質状況を十分に鑑みた総合的な判断が重要である。

今後、同様の事故を防止するためには、支保パターンの選択において、地質の変化・切羽観察を今まで以上に十分認識することが重要になり、特に以下の点に留意し再発防止策を立案した。

- ① 切羽の前方左右の小規模な地山性状変化の把握（地山の硬軟判定、湧水状態、地質異常の有無）
- ② 層厚規模が小さく、事前調査では把握できていない脆弱層の出現が今後も想定されるため、削孔検層や切羽の一部に脆弱層が確認される場合、支保パターンのランクアップを含めた対策の検討
- ③ 鏡面に現れない脆弱層について、計測・観察強化による変位、変状の早期発見及び支保応力状態の把握
- ④ 前方地質調査により湧水があると判断される場合、水抜き及びロックボルトの湧水対策を検討

(5) 今後の施工方針

a) 前方地質調査

ドリルジャンボを使用した削孔検層をトンネル全延長に対して行う。切羽左右二箇所について30～50m毎に、前方および側方の状態が把握できる削孔角度を設定し（図-9参照）、地山の硬軟判定、湧水状態、地質異常の有無を把握する。

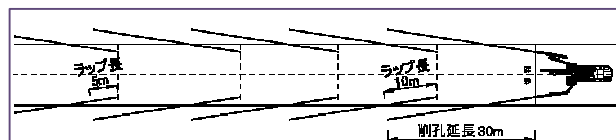


図-9 前方探査施工図

b) 測方地山情報の収集

ロックボルト削孔時ののみ下がり、削孔水の状態等

表-2 考えられる要因と分析

No.	考えられる要因	関連性	主原因としての分析	
1	キープブロックとなった岩塊が抜け落ちて、崩落のきっかけとなった	△	観察された地層の走向傾斜から、キープブロック的な崩落が主原因であるとは考え難い。	×
2	トンネル切羽の進行によって発生し増加する緩み荷重に支保工が耐えられず、崩落が生じた	△	切羽の進行に伴う緩み荷重の増加に起因するものであれば、変位計測等によりその兆候が捉えられる可能性があるが、今回は突如崩壊が生じており、緩み荷重が主原因とは考え難い。	×
3	高圧、多量の地下水が存在しており、湧水に起因して崩落が生じた	×	湧水量は少なく、支保工破壊に至るほどのものではなかった（20ℓ/分程度）	×
4	膨張性、粘土鉱物が支保工の背面地山に存在し、地山の体積膨張により、崩落が生じた	×	膨張性に関しては、急激かつ突発的な反応が起こることは考えられず、岩石試験結果からも膨張性を示す指標はなかった	×
5	局所的な脆弱層が支保工の背面地山に存在し、トンネル左側のみに支保工の耐力を上回る緩み荷重として短時間で作用した	○	今回の崩落現象を説明するにあたって、もっとも理にかなった主原因であると考えられる	○

について毎サイクル記録を残し、昼夜での申し送りを徹底する。これにより、今回のように切羽面には出現していないが、側方地山に貫入ひん岩等の極端に性状の異なる層の存在を把握できる可能性が大となる。

c) 点検，観察の強化

- ・ A 計測の間隔を 20m から 10m に増設（脆弱層が確認された場合はさらに 5m に増設）
- ・ 鋼アーチ支保工の変位を全基数記録
- ・ 鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトプレートの変状を、切羽手前 1D 区間について 1 サイクルごとに観察、記録
- ・ 切羽観察や削孔検層により地質不良箇所が確認された場合は、B 計測の実施を検討

d) 支保パターンの柔軟な対応

従来、切羽観察結果と変位計計測、支保工の変状観察結果をもとに支保パターンの選定を行っていたが、前方地質調査結果や、側方地山情報等も判断基準に加え、最適な支保パターンを選定する。

選定は、切羽観察結果の総合点での評価を原則とするが、地質の変化、切羽観察の重要性をこれまで以上に十分認識し、標準支保パターンのみではなく、ロックボルト長や吹付け厚、インバートの有無等に関して柔軟に対応する。支保パターンの選定フローを図-10に示す。

5. まとめ

(仮称)14トンネルでは、掘削当初から未固結とも言える強風化花崗岩を、種々の補助工法を採用して掘削してきた。400mを過ぎたあたりからCIIパターンの支保工で施工をしていたが、花崗岩特有の割れ目が縦横に入った状態が継続していたのは事実である。

しかし今回、支保工施工済みの区間で、前兆もなく崩落が発生したことは、誰もが想定していなかった事故であった。

事後の調査によって貫入ひん岩による脆弱部の存在が判明し、これが事故の主原因と推定された。これは花崗岩質の地山には往々にして存在するものであり、今後このような事故が起こる可能性は否定できない。

今回の事故を教訓として、トンネル掘削時には「既設支保工が崩壊することもある」ということを発信し、これが皆様の安全施工の一助になれば幸いである。

謝辞：事故発生以来、原因究明、安全施工に関して多大なる助言・御指導をいただきました工事安全対策検討会の委員の皆様深く感謝の意を表します。

最後に、事故によりお亡くなりになりました作業員の方の御冥福を心よりお祈り申し上げます。

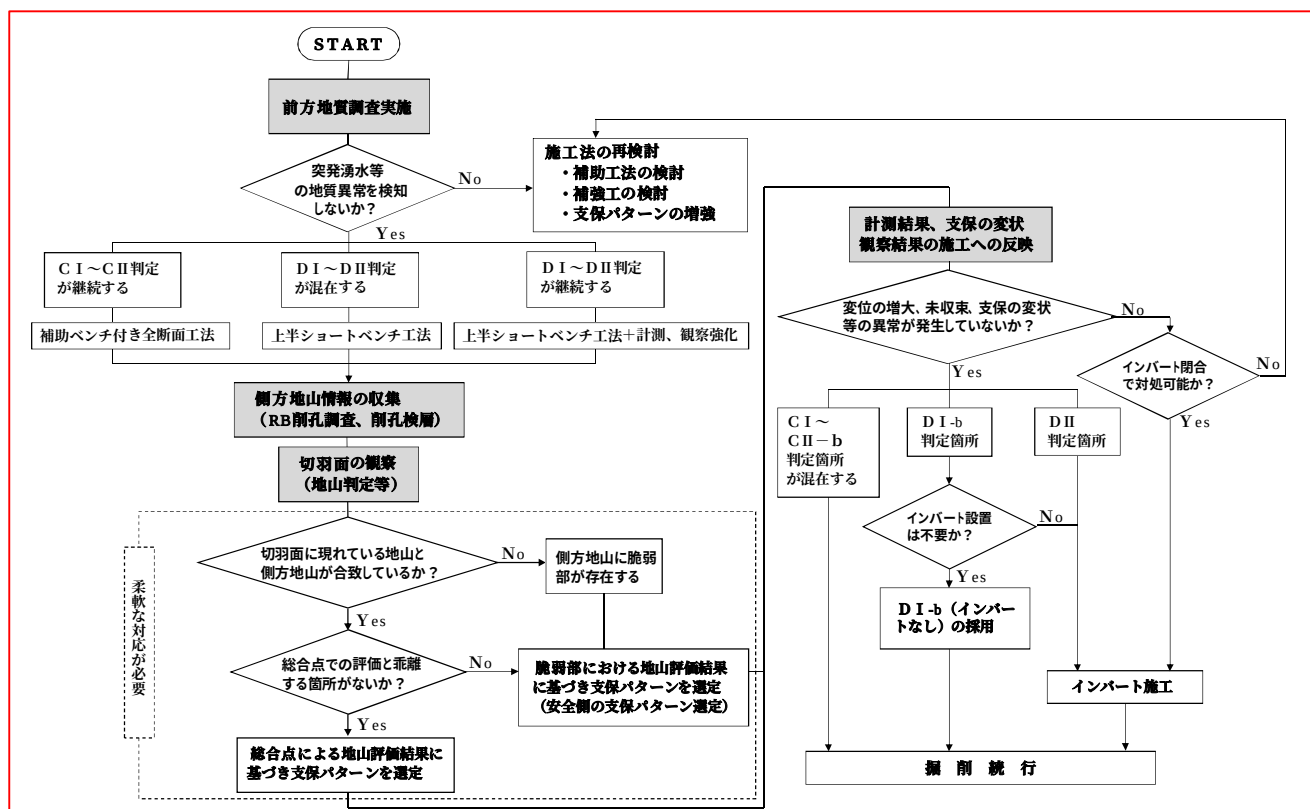


図-10 支保パターン選定フロー図