

【CO44】

樋管函体の貫通クラックから析出する錆汁とその発生要因について

川崎地質株式会社 ○奥山 貴未, 佐々木 政和

1. はじめに

河川管理施設はその多くが高度経済成長期以降集中的に建設され、今後 20 年で加速度的に寿命を迎える施設の割合が増加するといわれている。現在は維持管理の重要性が唱えられており、予防保全段階で補修することで可能な限り施設の供用年数を伸ばすとともに、限られた予算を平準化して計画的な更新を行う必要がある。

予防保全段階で効果的な補修を行うためには、発生した変状を診断する必要がある。限られた情報で正確に診断する技術が求められる。なかでも膨大なストックを抱える樋門樋管の診断を助けるべく、東北地方整備局では管内の実績を基に、点検・診断や補修に関する実施要領¹⁾、手引き(案)²⁾をまとめ、目視点検で得られる情報をもとに点検・診断・評価し、補修設計するまでの技術指針を体系的に整理されている。

一方、既設構造物であるが故に型にはまらない変状も発生する。本報告では、樋管の函体に発生した貫通クラックから発生した錆汁の発生原因を調査し、その劣化原因に対応した補修設計を実施した事例を報告する。

2. 対象樋管の概要

調査対象の樋管は、函体の内空断面1.5m×1.5m のRCボックス構造で、1978年竣工であるが、平成10年頃に川表側に函体を継足し、ゲートを前出しする改築が行われている。目視点検により函体中央部に漏水を伴う貫通クラックが複数確認され、大量の錆汁を伴う析出物が確認された(図-1)。



図-1 目視点検時状況写真

既往の資料を収集したところ、平成10年度の補修設計報告書では、漏水を伴うクラックは確認していたが、構造物への影響は少ないと判断されていた。当時の写真を見る限り、析出物はなく、漏水はあくまで清水であった(図-2)。また、改築・補修後の状況としては、平成30年度、令和2年度に樋管直上を除いて、川裏側に拡幅盛土が実施されている状況である。



図-2 平成10年頃のクラックと漏水状況

3. 調査結果

(1) 目視点検

樋管詳細点検は目視点検を原則として劣化を確認し、診断した上で補修設計に反映する。東北地整では7段階の健全度評価が設けられており、C1以上は補修するという管理水準を設定している(表-1)。本施設では函体内のクラックから錆汁を伴う析出物が大量に析出しており、目視による健全度評価では判定のランクアップを考慮してC4となった。もし内部鉄筋が腐食して構造耐力への影響が懸念されるような場合はDとなるような状況である。

表-1 健全度評価及び対策内容¹⁾

| | 健全度 | 対策区分 | 対策内容 | |
|------|-----------------|--------------------------|--|--|
| 管理水準 | A | 変状・劣化が無く健全である | — | |
| | B | 軽微な変状が発生している | 経過観察 | 軽微な変状が発生しているが、進行する可能性が低い。ため日常巡視等で観察する。 |
| | C1 | 変状が進行しているが機能低下まで至らない | 補修 | 樋門樋管の変状・劣化に対して予防保全措置を実施する。必要に応じて応急対策を実施する。 |
| | C2 | 機能低下へと進行する恐れがある | 補修 | 樋門樋管の変状・劣化に対して予防保全措置を実施する。必要に応じて応急対策を実施する。 |
| | C3 | 機能低下が生じる懸念がある | 補修 | 樋門樋管の変状・劣化に対して予防保全措置を実施する。必要に応じて応急対策を実施する。 |
| | C4 | 今後、劣化や変状の進行により機能損失の恐れがある | 補修 | 樋門樋管の変状・劣化に対して予防保全措置を実施する。必要に応じて応急対策を実施する。 |
| D | 各部分が本来の機能を失っている | 更新 | 補修で対応できない変状がある場合、または破壊している場合に、既設を撤去して新設する。必要に応じて応急対策を実施する。 | |

(2) 詳細調査

クラックからの漏水および錆汁によって懸念される項目としては、①堤体土砂の流出による堤防の空洞化、②鉄筋の腐食による断面欠損や破断、等が挙げられ、治水安全性並びにコンクリート構造物としての信頼性が損なわれる恐れがある。そこで背面空洞化の確認、クラックおよび鉄筋腐食状態の確認のため、地中レーダ探査並びにはつり調査を提案して実施した。

地中レーダ探査の結果、樋管函体内、堤防天端で空洞化の可能性のある異常信号は確認されなかったため、空洞化の発生はないと判断した。

はつり調査では、図-3のようにクラックに沿って細砂のような黒色の充填物が確認された。常時漏水も確認され、直接確認はできないものの、クラックは背面側まで貫通していると考えられる。鉄筋は腐食が進行していることが想定されていたが、はつり調査で確認した鉄筋の

状態は、破断や断面欠損は見られず、点錆程度と比較的健全なものであった。

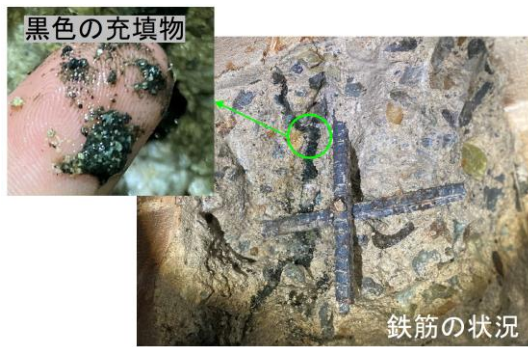


図-3 はつり調査によるクラック部の状態確認
(クラックに黒色の充填物があり、鋼材の腐食程度は軽微)

4. 錆汁の発生要因特定

詳細調査から、発生している錆汁は鉄筋腐食が直接的な原因である可能性は低いことが明らかになったため、大量の錆汁および析出物の発生原因について別のアプローチから分析した。

採取した析出物を顕微鏡で観察したところ、大量の鉄酸化細菌（鉄バクテリア）が生育していることが明らかになった（図-4）。鉄酸化細菌とは、二価鉄を三価鉄に酸化し、体内に沈積させる細菌の総称である。細菌はその時発生するエネルギーを利用して育成する³⁾。今回確認されたシデロコッカス（Siderococcus）は、地下水や湖沼の底泥に分布し、底泥表面に黄赤色の層をなして大量に繁殖し、管内や導水路の壁面に繁殖して赤水や鉄錆状のもろい沈殿物を作る性質がある。

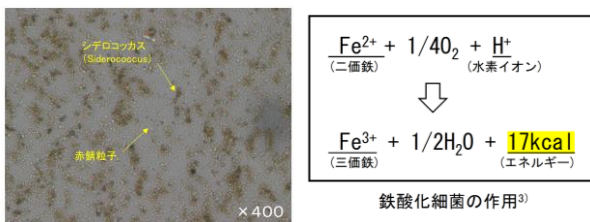


図-4 錆汁の顕微鏡写真(×400)と鉄酸化細菌の作用

錆汁は二価鉄（溶解性）を含んだ地下水がクラックから漏出し、空気に当たって酸化されて赤褐色の沈殿物を生成したものと考えられる。函体内の内部鉄筋の腐食グレードが低かったのは、鉄酸化細菌が鉄筋（Fe）を酸化するよりも、地下水に含まれる鉄イオン（Fe²⁺）を酸化させる（錆びさせる）方が効率的であったこと、クラック内部の充填物が黒色を呈していたことも、おそらく鉄酸化細菌の爆発的な繁殖により、クラック内部が還元的な環境になっており、鉄筋の腐食が抑制されていた可能性が考えられる（図-5）。

補修設計としては、鋼材の状態は悪くないものの、放置して環境の変化等によって腐食が進行する恐れもあることから、貫通クラックを補修する設計を実施した。漏

水を伴うため手引き（案）²⁾に準拠して高圧注入工法（A）を採用し、補修設計を実施した。

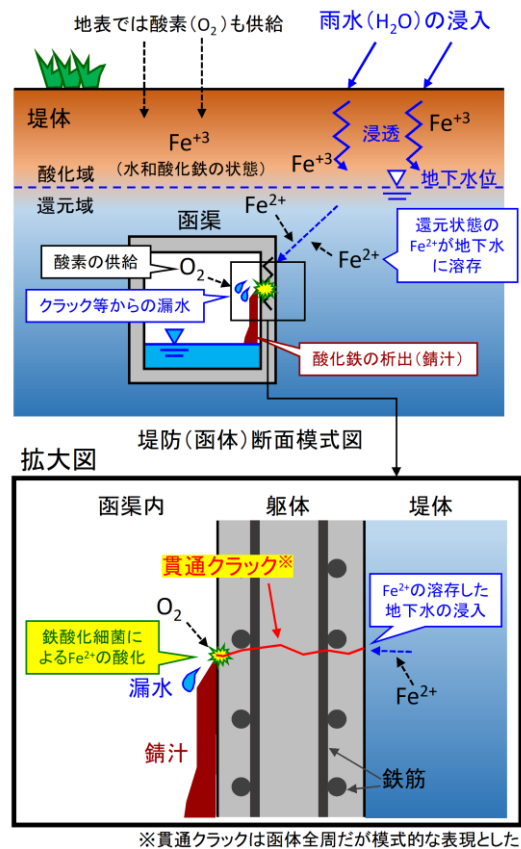


図-5 錆汁発生メカニズム

5. まとめ

本報告は、目視点検時に確認した多量の錆汁発生要因について、詳細な調査を行い発生要因の分析を行った事例である。錆汁はクラックから出る漏水に含まれていた鉄酸化細菌の爆発的な繁殖により発生したものであり、鉄筋等構造物への影響は軽微であった例である。

今回、基準書や論文等を確認したが、鉄筋コンクリート構造物の錆汁と鉄酸化細菌の関与を直接的に示す文献等は確認できなかった。本報告が診断の一助になれば幸いである。

《引用・参考文献》

- 1) 東北地方整備局河川部河川管理課（2016.3）：樋門樋管点検・診断・評価の実施要領（案），p.5-1.
- 2) 東北地方整備局河川部河川管理課東北技術事務所（2020.3）：樋門鉄筋コンクリート構造物補修の手引き（案）「ひび割れ補修編」試行版，p.3-4.
- 3) 国立研究開発法人土木研究所防災地質チーム（2019）：酸性水の自然自律型排水処理方法に関する研究，土木研究所成果報告書，No.9-3.

【CO45】

既設法枠工の変状調査と、地質調査結果を反映した補修工法の検討事例

株式会社興和 ○目黒 恒平、上松 昌勝

1. はじめに

施工から約 20 年が経過した既設法枠工に、背面空洞等の変状が認められた。対象斜面において現地踏査、調査ボーリング及び枠内の簡易動的コーン貫入試験を行い、既設対策工における変状分布と対比を行った。その結果、地質構造に規制された湧水や地表水により、枠内や枠材背後の土砂流出が生じたものと推定した。

地質の分布に応じた既設法枠工の補修・補強工法の検討を行った事例について報告する。

2. 地質・地形概要

調査地は、新潟県下越地域に位置する。対象斜面は中位段丘面と低位段丘面との間の段丘崖である。中位段丘面上には集落が位置し、低位段丘面は圃場として利用されている。調査対象斜面は、中位段丘面を頭部とした古い地すべり地形の滑落崖～側方崖に相当し、概ね 30～50° の急勾配を呈する。斜面の直上には、主要な保全対象である人家や車庫が位置する。

調査地域は、ジュラ紀の付加体である足尾帯や白亜紀後期の花崗岩類を基盤とし、新第三系の堆積岩類が北北東－南南西方向に分布する。また、一級河川の流路沿いに段丘堆積物や沖積層が堆積し、河岸段丘や沖積平野を形成する。調査地は足尾帯の分布域にあたるが、前述の地形から段丘堆積物の分布が予想された。



図-1 調査地周囲の地形¹⁾

本報告の対象となる滑落崖部分については、発生しうる崩壊と滑落崖の後退の防止を図る目的で、法面保護工が検討された。対象斜面の地質状況、湧水、斜面勾配や保全対象の位置関係を考慮し、法枠工 (F200、1200×1200) が選定され、平成12年度工事にて施工されている。

一方で、令和2年度に対象斜面の目視調査が実施され、既設法枠工の背面空洞が確認されている。

(2) 目視点検結果

対象斜面の状況把握及び既設対策工の健全度評価を目的として、目視による斜面点検を実施した。施設評価は、枠材や枠内の状況、併用構造物、周辺地盤等の区分ごとに実施した。

点検の結果、枠材に目立った損傷は認められない一方で、枠内の厚層基材、ラス網が劣化・喪失しており、枠材背面及び枠内の土砂流出が確認された。背面空洞は最大で深さが25cmに達し、一部で法枠の主アンカーが露出する。以上より、法面保護機能が低下するものと推定された。



写真-1 法枠工遠景

写真-2 変状例

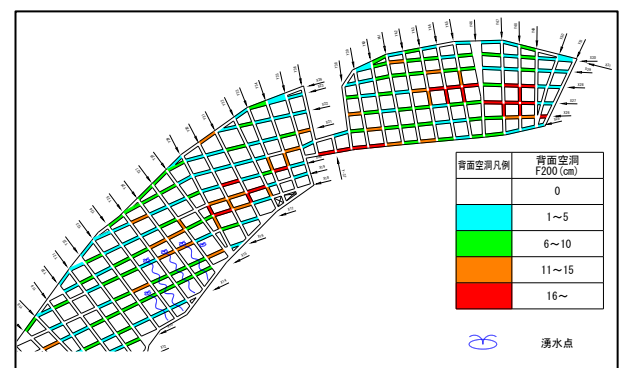


図-2 法枠工背面空洞点検結果例

3. 既存調査及び調査結果

(1) 既存資料収集

平成12年度業務では、地すべり地形及び滑落崖の地質調査及び対策工検討が実施された。その結果、地すべりブロックにおいては地下水位の上昇による地すべり発生が、滑落崖においては雨水や表流水、伏流水などの浸食作用により斜面が後退する崩壊発生機構が想定された。

(3) 地質調査結果

地層構成や崩壊の拡大傾向の有無を調査する目的でボーリング調査を実施した。また原位置試験として標準貫入試験及び簡易揚水試験を行った。

段丘面上で実施した調査ボーリングの概要を表-1に示し、ボーリング結果や現地踏査結果をもとに作成した土质地質図を図-3に示す。下位より泥岩層、段丘堆積物層、

表土を確認したが、ボーリングコア中に崩壊の拡大傾向を示すような軟質部は認められない。段丘堆積物は薄い粘性土を挟み、粘性土の上下でN値が異なる特徴を有す。この粘性土の上位には地下水の賦存が認められ、法枠内の湧水点の標高と粘性土の標高は概ね一致する。

補足調査として、枠内の緩み層厚を確認する目的で簡易動的コーン貫入試験を行った。既存調査事例²⁾では「表層崩壊のすべり面のNd値は、地質よらず10程度であることが多い」とされており、本報告もこれを踏襲しNd値が10未満の深度を地山の緩み領域とした。

補足調査の結果、粘土混じり砂礫の分布域では深度2.1mまで、砂礫の分布域では深度0.5mまでNd値10未満の層を確認した。法肩、法尻の土砂流出範囲を結んだ領域を、表層崩壊の恐れのある緩み領域として設定した。

表-1 ボーリングにより確認した地層

| 層区分 | 地質・土質 | 深度(GL-m) | N値 |
|-------|----------|-----------|-------|
| 表土・盛土 | シルト | 0~1.4 | 9 |
| | 礫混じり粘土 | | |
| 段丘堆積物 | 粘土混じり砂礫 | 1.4~9.6 | 9~36 |
| | 粘土混じりシルト | 9.6~10.6 | 7~10 |
| | 砂礫 | 10.6~19.5 | 23~50 |
| 泥岩 | 泥岩 | 19.5~ | 50 |

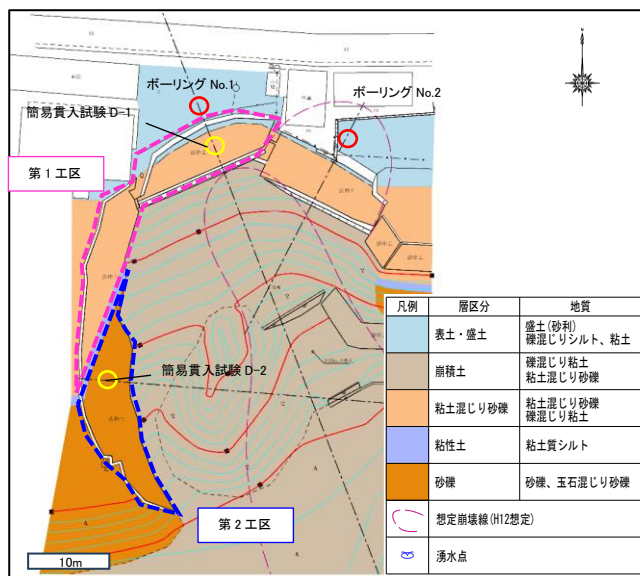


図-3 作成した土质地質図

4. 考察

調査結果から、粘土混じり砂礫の分布域を第1工区、粘土質シルト及び砂礫の分布域を第2工区に区分し、工区ごとに健全度評価を検討した。第1工区では、枠材の背面空洞化進行による法枠の機能低下、および背後地山の緩みが認められた。枠材と地山の密着不良や、背面地山の緩み進行による斜面の不安定化が予想されることから、既設法枠工の補修・補強、もしくは更新を行う方針とした。

第2工区では、地山の緩みは地表面付近に限られ、顕著な背面空洞の分布は局所的であるため、補修による機能回復を行う方針とした。

5. 工法検討

第1工区における地山の緩み深度は2.1mと大きく、表層崩壊が生じた場合「法枠工」単独では適応できない。よって、切土により安定勾配を確保するか、抑止工の併用を検討した。対策方針として①安定勾配による切土工、②法枠工+鉄筋挿入工による更新、③鉄筋挿入工+背面充填工(既設法枠工を受圧構造物として使用)の3案で比較検討を行い、③鉄筋挿入工+背面充填工を対象法面において最適な対策工法として選定した。なお、既設法枠工はF200と断面が小さいことから、可能な限り削孔径が小さい工法を選択することが望ましいと考え、削孔径φ50mmの自穿孔式鉄筋挿入工を採用した。

第1工区、第2工区の背面空洞箇所については、既存の事例³⁾を参考に、背面空洞に改良土等を吹き付けて充填し、枠内は厚層基材吹付により機能回復を図る方針とした。その他、ボーリング暗渠工による地下水排除や、水抜パイプによる枠内湧水の個別処理を提案した。

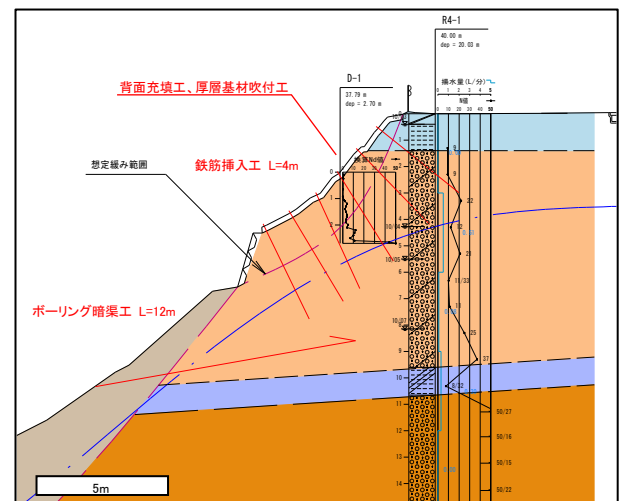


図-4 第1工区対策工断面図

6. 謝辞

新潟県村上地域振興局農林振興部には、本発表を行うにあたり多大なご協力を賜りました。心より感謝申し上げます。

《引用・参考文献》

- 1) 国土地理院地形図(に加筆)、(最終閲覧日:2024.5.30)
<https://maps.gsi.go.jp>
- 2) 小山内信智、内田太郎、曾我部匡敏、寺田秀樹、近藤浩一(2005):国総研資料 第261号 簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究
<https://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryuu/tnn/tnn0261.htm> (最新閲覧日:2024.5.30)
- 3) 林野庁(2018):治山施設長寿命化対策事例集、p.79
https://www.rinya.maff.go.jp/j/tisan/tisan/attach/pdf/con_3-58.pdf (最新閲覧日:2024.5.30)

【CO46】

施工後 20 年が経過した鉄筋挿入工の健全度調査事例

株式会社興和 ○桐生 朋、上松 昌勝、目黒 恒平、佐藤 祐亮

1. はじめに

近年、のり面対策工の長寿命化に資するため、各地で対策施設の現状把握や維持管理が行われつつある。

筆者らは、崩壊を防止することを目的にのり枠工および鉄筋挿入工が施工され、その後約 20 年が経過した調査地において、鉄筋挿入工の現状把握を行った。

本稿では、それら調査結果について報告する。

2. 調査対象のり面の概要と現状

調査対象となる鉄筋挿入工が施工されたのり面の概要を、下表に整理した。

表-1 調査地の概要

| | |
|-------------|--|
| 地形 | ・斜面高さ：約 20m ・勾配：約 60° |
| 地質 | ・段丘堆積物が堆積 ・主に粘性土層、礫層よりなる。 |
| 対策時期 | ・平成 13 年度 (2001 年) |
| 対策工種 ・規模 | ・工種：のり枠工および鉄筋挿入工 ・施工面積：A≒650 m ² |

また、鉄筋挿入工の健全度調査に合わせ、該当法面および法枠工の踏査を実施した。その結果、亀裂や段差、はらみだしなど、斜面の不安定化を示す変状は認められなかった。また、法枠工にも亀裂や破断など、著しい機能低下を示す変状は確認されなかった。

3. 鉄筋挿入工の諸元と健全度調査の方法

(1)鉄筋挿入工の諸元

設計図書や設計図を基に、現地に施工された鉄筋挿入工の諸元を整理した。

| | |
|-----------------------------|-----------------|
| ① 施工本数：205本 | ② 施工延長：L=3.0m/本 |
| ③ 穿孔方式：自穿孔 | ④ 削孔径：φ 45mm |
| ⑤ 設計引張力：12.1kN/本 | ⑥ 定着材：グラウト |
| ⑦ 受圧構造物：法枠工 F3.0m 2.0m×2.0m | |
| ⑧ 頭部保護材：頭部キャップ+防錆油 | |
| ⑨ 表面材：メッキ加工 | |

このように、一般的な考え方により設計・施工された鉄筋挿入工である。

(2)健全度調査の方法

鉄筋挿入工の健全度調査は、「斜面对策工維持管理実施要領 -点検・詳細調査編-」(一般財団法人 斜面防災対策技術協会)を参考に実施した(図-1)。各調査の詳細については上記要領を確認するとし、ここでは各調査の概要と目的を記載する。

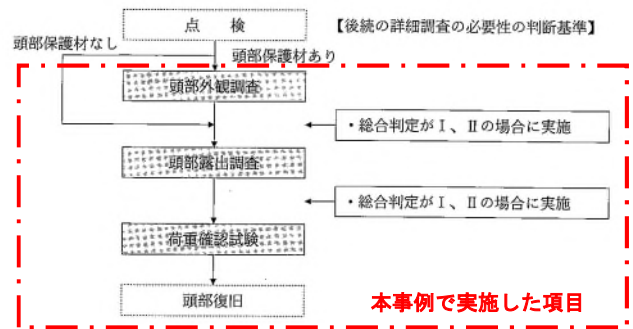
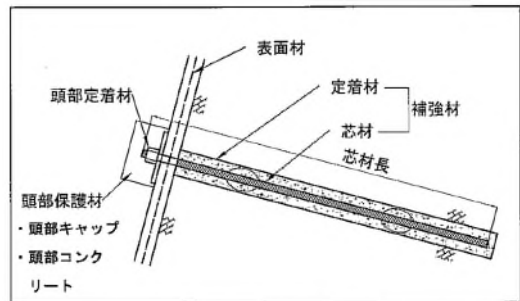


図-1 鉄筋挿入工に関する調査手順¹⁾



| 種別・構造 | 内容 | |
|-------|--|---------------------------------------|
| 補強材 | 芯材 | 鉄筋・ロックボルトなどの引張り力を発する部材 |
| | 定着材 | 芯材と地山を一体化させるため、削孔後に充填するセメントミルクなどの注入材料 |
| 表面材 | のり面・斜面の表面に設置し、補強材との相乗効果により崩壊を防止する部材 | |
| 頭部定着材 | 補強材と表面材の相互の力を伝達させる部材で、プレート・ナットなどで構成される | |
| 頭部保護材 | 定着材を被覆する部材 頭部キャップと頭部コンクリートに区分される 最近の技術基準では、無保護を標準としている | |
| 防錆材 | 頭部保護材の内部を充填し、頭部定着材の防食を図る | |

図-2 鉄筋挿入工の基本構造¹⁾

①頭部外観調査

頭部外観調査は、頭部保護材の状況を目視により確認し、変状の有無や鉄筋挿入工全体の概況を把握することを目的とした。

②頭部露出調査の結果と評価

頭部露出調査は、頭部保護材に覆われた頭部定着材や補強材、防錆油の劣化状況の確認を目的とした。

調査は、頭部定着材の露出を行った後に、目視により行った。また、必要に応じ打撃を行い、ぐらつきや緩みの有無などの定着状況の確認を行った。

③荷重確認試験

荷重確認試験は、鉄筋挿入工の残存引張力が設計引張力を満たすか確認することを目的とした。

試験は、60kN ボルトジャッキとワイヤーメーターを用い、設計引張力を計画最大荷重として実施した。

4. 試験の結果と評価

各種試験の結果とその評価について整理する。なお、結果の評価は「斜面对策工維持管理実施要領 一点検・詳細調査編-」（一般財団法人 斜面防災対策技術協会）に示す内容を参考とし、個別の鉄筋挿入工に対する「変状レベル（a～dの4段階、aを健全とする）」と、調査全体を通した「対応レベル（Ⅰ～Ⅳの4段階、Ⅰは応急対策や改修工事を要する）」の2段階で実施した。

(1) 頭部外観調査の結果と評価

調査の結果、鉄筋挿入工全体で補強材の飛び出しといった変状は確認されなかった（変状レベル a）。しかし、湧水が認められた箇所を中心に、頭部保護材の腐食（錆）が認められた（変状レベル b）。

このことから、鉄筋挿入工の機能維持に影響する劣化は認められないが、類似の要因に起因すると推定される異常が一部に集中すると判断されることから、詳細調査の実施を要する「対応レベルⅡ」として評価した。



写真-1 変状レベル b 相当の鉄筋挿入工
湧水により、頭部保護材の腐食（錆）を確認した

(2) 頭部露出調査の結果と評価

調査の結果、補強材や頭部定着材のぐらつき・抜け出しなど、抑止力の低下を推定させる変状は認められなかった（変状レベル a）。しかし、ほとんどの鉄筋挿入工において、頭部定着材の腐食と防錆油の劣化を確認した（変状レベル b～c）。特に、湧水付近ではこれらの腐食・劣化が著しく補強材の腐食も認められた（変状レベル c～d）。

このことから、鉄筋挿入工の機能維持に問題があると判断し、改修工事や応急対策の実施を要する「対応レベルⅠ」として評価した。



写真-2 変状レベル d 相当の鉄筋挿入工
著しい腐食（錆）と防錆油の劣化・流出を確認した

(3) 荷重確認試験の結果と評価

荷重確認試験の結果、補強材の引き抜けや変位量の不

安定な推移（最大荷重時でも変位が継続する、変位が直線的でないなど）は認められなかった。

このことから、当地の鉄筋挿入工は設計時の引き抜き荷重を満たす状態であると評価した。

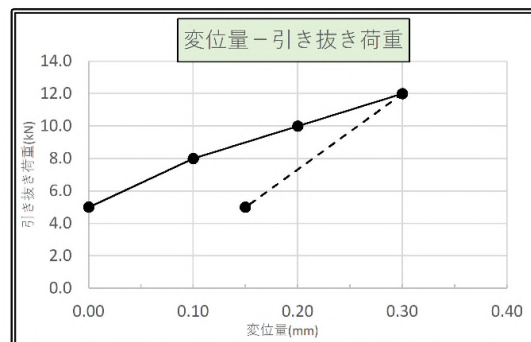


図-3 変位量-引き抜き荷重曲線

引き抜き荷重と変位量に一定の相関があり、最大計画荷重時にも補強材の引き抜けは生じなかった

(4) 総合評価

前述の要領に従い、頭部露出調査の評価である「対応レベルⅠ」を当地の鉄筋挿入工の総合的な評価とした。しかし、頭部露出調査にて認められた変状はいずれも抑止力の低下を推定させるものでないこと、頭部確認試験においても安定した変位が確認されたことから、現在も残存引張力は設計引張力を満たしていると推定される。

5. 対策方法

現在も設計引張力を得られていると推定されることから、既存の鉄筋挿入工に対する抜本的な修繕や応急対策は不要とした。しかしながら、経年劣化や湧水の影響により、頭部保護材や頭部定着材の劣化が顕著である。これらを放置することで、頭部定着材や補強材の腐食が進行し、残存引張力の低下につながると考えられる。

そこで、湧水の処理と防錆油の再注入等の腐食対策を行い、施設の長寿命化を図ることとした。

6. まとめ

本事例では、施工後約20年が経過した鉄筋挿入工の現状を調査し、現状の評価と修繕の方法について検討を行った。その結果、現在も設計引張力が得られていることが確認された。その一方で、地表に露出する部材である頭部保護材・定着材には、経年劣化や湧水の影響により著しい劣化が確認された。これらを放置することで、補強材の劣化と残存引張力の低下が懸念されることから、頭部保護材・定着材の腐食対策と湧水の処理を計画した。

<引用参考文献> 1) 「斜面对策工維持管理実施要領 一点検・詳細調査編-」（平成28年12月23日 一般財団法人 斜面防災対策技術協会 発行）

極限周面摩擦抵抗値の設定について、 地質調査結果と引き抜き試験結果の比較事例

株式会社興和 ○土屋 香織, 中村 浩, 目黒 雅也
南魚沼地域振興局農林振興部森林施設課 島田 光幸
株式会社飯塚建設 本山 義昭

1. はじめに

グラウンドアンカーを計画する際は、設計定数として極限周面摩擦抵抗値（以下 τ 値と表記）を設定する必要がある。一般的には地質調査結果から地盤状況に応じた一般値をもって推定するが、第三紀の泥岩などは地盤状況に応じた一般値よりも、実際には小さい値であることが多いとされている。本稿では地質調査結果により求められる推定値と、施工時に実施したアンカーの引き抜き試験により求められた実際の τ 値を対比した一例を紹介する。

2. 地質調査結果

(1)調査地概要

調査地は十日町市松之山地域にある斜面で、新第三紀中新世須川層の塊状泥岩の分布域である。斜面は約 45° の勾配で、斜面内には泥岩が露岩している。対象となる斜面では、雪崩予防柵工が計画されており、その基礎形式としてアンカー工が計画されていた。

ここではアンカー工打設位置の地盤状況を把握することを目的として調査ボーリングを実施した。

(2)ボーリング調査結果

調査は鉛直方向に $L=8.0m$ のオールコアボーリング、標準貫入試験を実施した。写真-1 に採取したボーリングコアを示す。

調査の結果、深度 $2.0m$ より基岩である須川層塊状泥岩が出現し、深度 $7m$ 以上では N 値 50 以上の亀裂がほぼ無く、新鮮と評価できる泥岩の分布を確認した。図-1 に推定地質断面図を示すが、調査の結果、当地に分布する地層は、表土 (T1)、強風化凝灰岩 (sw-tf)、風化泥岩 (w-Ms)、泥岩 (Ms) の4層に区分した。



写真-1 ボーリングコア写真

(3) τ 値の推定

調査の結果、表-1 に示す一般値を参考に地層区分毎に τ 値を設定し、設定した τ 値を表-3 に取りまとめる。こ

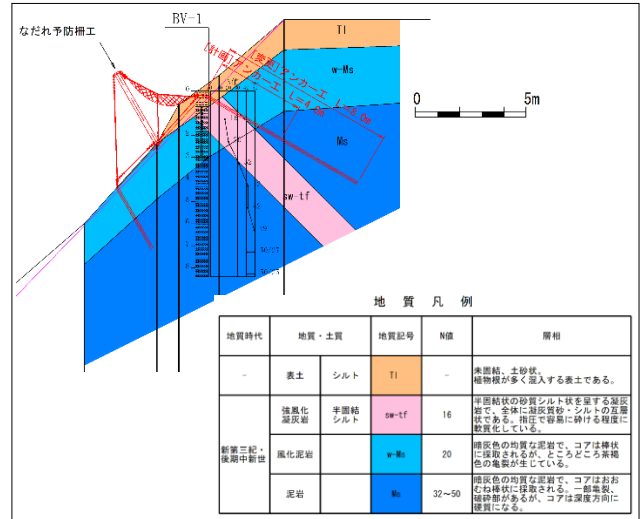


図-1 推定地質断面図

ここでは表土 (T1) 層は軟質なため周面摩擦抵抗が期待できないと判断し、設定対象から除外した。強風化凝灰岩 (sw-tf) 層、風化泥岩 (w-Ms) 層はコアの状態から半固結状の粘性土相当と判断し、 $\tau=1.0c$ (c : 粘着力) により求められる値を採用した。泥岩 (Ms) 層はコアの状態が全体に亀裂のほぼ無い棒状で採取され、 N 値も比較的大きくなるため、軟岩相当の値も考えられるが、経験的に当地のような第三紀の泥岩は τ 値が小さいと言われていることから、ここでは風化岩 ($\tau=0.6\sim 1.0N/mm^2$) 相当の最低値 $0.6N/mm^2$ を採用した。

表-1 アンカーの極限周面摩擦抵抗の一般値¹⁾

| 地盤の種類 | | 摩擦抵抗(MN/m ²) |
|-------|-----|--------------------------|
| 岩盤 | 硬岩 | 1.50~2.50 |
| | 軟岩 | 1.00~1.50 |
| | 風化岩 | 0.60~1.00 |
| | 土丹 | 0.60~1.20 |
| 砂礫 | N値 | 10 |
| | | 20 |
| | | 30 |
| | | 40 |
| | | 50 |
| 砂 | N値 | 10 |
| | | 20 |
| | | 30 |
| | | 40 |
| | | 50 |
| 粘性 | | 1.0c (cは粘着力) |

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
注3) 蛇紋岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりもさらに小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある(付録6-5参照)。

3. アンカー引き抜き試験結果

アンカーの引き抜き試験とは、施工に際し設計定数等を確認するために行う試験で、設計値と同規格の試験用アンカーを現地に打設し、「引き抜ける際の緊張力」または「設

計荷重に対して引き抜けないこと」を確認するための試験である。

当地においては、計画段階で設定されたアンカーの規格より、以下に示す試験用アンカーを使用した。試験は他サイクルで段階的に載荷していき、その際のアンカー頭部の変位量を記録する。

【基本試験用アンカー諸元】

- ・周面摩擦抵抗値: $\tau=0.60\text{N/mm}^2$ (現地状況より風化岩相当)
- ・アンカー全長 : $L=4.0\text{m}$
(自由長 2.5m, アンカー体長 1.5m)
- ・試験アンカー力: 255.0kN

表-2 基本試験結果

| 荷重段階 | (kN) | (Mp) | 各荷重段階における弾性変位量の推定値 (mm) | | | | 弾性変位量 |
|--------|-------|------|-------------------------|-------|-------|------|-------|
| | | | 上限値 | 中央値 | 下限値 | | |
| 初期荷重 | 25.5 | 2.9 | | | | | |
| 第1サイクル | 51.0 | 5.8 | 1.68 | 1.53 | 1.38 | 0.95 | |
| 第2サイクル | 76.5 | 8.7 | 3.37 | 3.06 | 2.75 | 2.40 | |
| 第3サイクル | 102.0 | 11.6 | 5.05 | 4.59 | 4.13 | 4.20 | |
| 第4サイクル | 127.5 | 14.4 | 6.73 | 6.12 | 5.51 | * | |
| 第5サイクル | 178.5 | 20.0 | 10.10 | 9.18 | 8.26 | | |
| 第6サイクル | 229.5 | 25.8 | 13.46 | 12.24 | 11.02 | | |
| 第7サイクル | 255.0 | 28.7 | 15.15 | 13.77 | 12.39 | | |

試験の結果、第4サイクルの127.5kNまで載荷した所、荷重が保持できなくなり、アンカーの引き抜けを確認した。以上より、102.0kNを本試験の定着荷重(アンカーが健全な状態を保てる値)とし、試験結果から τ 値及び本施工アンカーの定着長を算出する。

$$\tau = (\text{定着荷重} \times 1000) / (\pi \times Da \times La) \quad \dots \text{式-1}$$

$$= (102.0 \text{ kN} \times 1000) / (\pi \times 115 \text{ mm} \times 1500 \text{ mm})$$

$$= 0.19 \text{ N/mm}^2$$

ここで、 τ : 周面摩擦抵抗値 (N/mm²)
 Da : 削孔径 (mm)
 La : アンカー体長 (mm)

$$La = (Td \times Fs) / (\pi \times Da \times \tau) \quad \dots \text{式-2}$$

$$= (280.6 \text{ kN} \times 1.8) / (\pi \times 115 \text{ mm} \times 0.19 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 7.36 \text{ m} \quad \therefore \text{アンカー体長 } 8.0 \text{ m}$$

ここで、 Td : 設計荷重 (kN)
 Fs : 安全係数

試験により、アンカー定着部の τ 値は 0.19N/mm^2 、必要アンカー体長は8mと算定された。

4. 地質調査結果と引き抜き試験結果の比較

表-3に計画時、地質調査時、基本試験結果による τ 値を示す。当地においては計画から地質調査においてもアンカー一定着部の泥岩は風化岩相当の周面摩擦抵抗が期待できると評価していたが、引き抜き試験により $\tau=0.19\text{N/mm}^2$ と非常に小さい値であることが判明した。これは粘性土相当の値($\tau=0.16\text{N/mm}^2$)に近く、当地のような固結した岩盤とみられる地質状況においても実際には粘性土程度の周面摩擦抵抗しか期待できないという結果となった。また、新潟県の第三紀の地層において実施された引き抜き試験の結果を工事担当者から聞き取りし、 τ 値の実測値の一例を図-2に取りまとめた。これによると、第三紀層における τ 値は、とりわけ堆積岩層において、 $0.1\sim 0.4\text{N/mm}^2$ の範

囲に多く分布していることがわかる。さらに、図-3に地質年代と周面摩擦抵抗の関係¹⁾を示すが、これによると第三紀層における τ 値は、ほとんどが 0.6N/mm^2 以下であることがわかる。以上より、こういった第三紀層については表-1に示す周面摩擦抵抗の一般値は当てはまらず、岩盤であっても、砂礫や砂、粘性土相当の値も考慮して設定する必要があると考えられる。

表-3 τ 値一覧

| 地質名 | 設計N値 | 概略設計時 | 極限周面摩擦係数 τ (N/mm ²) | | 試験値 |
|--------|-------|-------|--------------------------------------|--|------|
| | | | 地質調査時 | | |
| 強風化凝灰岩 | sw-tf | 16 | 0.08 | 粘性土相当 $1.0 \times c$ ($c=86\text{kN/m}^2$) | - |
| 風化泥岩 | w-Ms | 20 | 0.09 | 粘性土相当 $1.0 \times c$ ($c=99\text{kN/m}^2$) | 0.19 |
| 泥岩 | Ms | 47 | 0.60 (0.16) | 風化岩相当 (参考粘性土相当 $1.0 \times c$) ($c=167\text{kN/m}^2$) | |

※粘着力cはN値相関式より算定

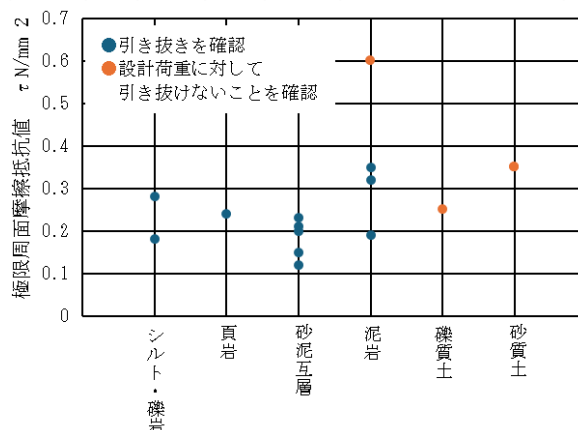


図-2 新潟県の第三紀層における周面摩擦抵抗値



図-3 地質年代と周面摩擦抵抗の関係¹⁾

5. まとめ

アンカー工計画の際、想定する τ 値が実際の値よりも小さいことで、施工時の手戻りや、予期せぬ事業費の増額につながるケースがしばしばみられる。特に第三紀層については岩盤であっても粘性土程度の周面摩擦抵抗しか期待できない場合もあるため、 τ 値を設定する際には地盤の形成年代やボーリングコアの状態に十分注意して設定する必要がある。

《引用・参考文献》

- 1) グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 (2012) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 78, 159

【CO48】

アンカー施設の頭部補修に伴う除荷・再緊張荷重の設定方法検討事例

株式会社エイト日本技術開発 井上 勇太

1. はじめに

アンカー工は、昭和 51 年（1976 年）に基準が作成され地盤補強工法として使用され始めた。導入初期に施工された施設では、施工後 20～60 年経過しているものもあり、その性能・機能の低下が確認される等、保全対象への影響が懸念される状況となっている。斜面对策施設は年々増加しており、既存対策施設の機能低下を防止し、所定の機能および性能を長期に渡り維持し続けるための長寿命化計画を策定し、これを目的とした定期点検・健全度調査等が実施されている。本発表ではアンカー付き法枠施設の健全度調査結果を基にした健全性評価・補修補強方法検討業務において、施工当時の設計資料が十分に現存しないアンカー施設について頭部部材交換に伴う除荷・再緊張荷重の設定方法を検討した事例を紹介する。

2. 課題

健全度調査の結果、本施設はテンドン余長部、定着具・支圧板に全体的に錆が認められたものの、著しく健全性を損なっている箇所は確認されなかったため、部分的な部材交換・補修対策が妥当と判断された。アンカー頭部については錆等で劣化した頭部部材を交換する頭部補修工が計画された。アンカーは引張材の一端を地盤内で定着させ、引張材に緊張力を導入し、反対側を地表で固定することで、斜面崩壊等に対して締め付け効果及び引き留め効果を期待した構造物である。よって頭部補修工ではアンカー緊張力を除荷してから頭部部材の交換作業をし、交換後に再緊張させる必要がある。ここで再緊張荷重を設定する際、一般的には施工当時のしゅん工図書や設計資料を参考にすることが本業務ではそれらが不足しており、施工時に導入した緊張力が分からないという条件があった。また全アンカー数の20%相当でリフトオフ試験を実施したところ、通常リフトオフ試験ではリラクゼーションに伴うアンカー鋼材許容値に対する荷重の低下が見られるが、本業務ではリフトオフ荷重（残存荷重）のばらつきが大きい結果となった。以上から本業務では施工時に導入した緊張力が分からない条件で再緊張定着荷重をどのように設定するかが課題であった。



図1 アンカー頭部の錆状況

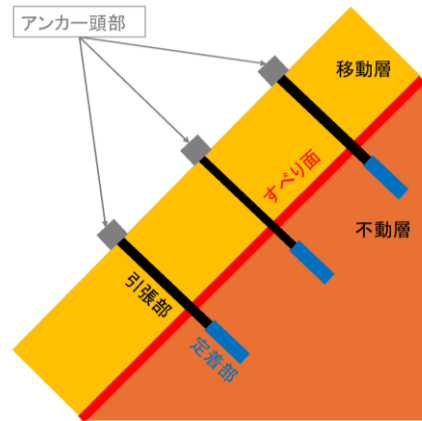


図2 グラウンドアンカー模式図

3. 再緊張荷重の設定方法

図4は「グラウンドアンカー設計施工基準・同解説」¹⁾においてアンカー定着時緊張力の設定方法について「定着時緊張力を設計アンカー力の100%に設定するケース」と「定着時緊張力を $F_s=1.1$ 程度以上となるように設定するケース」の2ケースを記述したものの抜粋である。(1) 変状が発生し、設計アンカー力の100%の荷重がかかっても保持出来るか(2) 現状の残存荷重で施設外観に変状が見られないか(3) すべり形状は再緊張荷重の低減が可能な形状をしているか(4) 地質状況は再緊張荷重の低減が可能な状況であるかを着目とし、本業務地は「定着時緊張力を $F_s=1.1$ 程度以上となるように設定するケース」に該当すると判断した。その根拠を下記の(1)～(4)に示す。

(1) 維持性能確認試験の結果

維持性能確認とは荷重と変位量の関係からテンドンの引張強さやアンカーの引抜力、拘束力が設計アンカー力以上に確保されているかなどの健全性を確認する試験である。5段階の多サイクル方式で荷重をかけ、荷重-変位曲線、弾性・塑性変位曲線を作成するものである。維持性能確認試験を実施した全アンカーで塑性変位差は正常値(6.0mm)を若干超過する値が認められたものの、最大試

表1 リフトオフ試験結果一覧表

| 行NO | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|-----|---|-------|-------|---|---|-------|------|---|-------|
| 列NO | | | | | | | | | |
| H | ? | ? | | | | | | | |
| G | ? | 109.9 | | | | | | | |
| F | ? | ? | | | | 128.2 | | | |
| E | | | | | | | 63.2 | ? | ? |
| D | | | | | | | | ? | ? |
| C | | | | | | | | ? | 134.6 |
| B | | | | | | | | | |
| A | | | 200.1 | ? | ? | ? | | | |

※ 全アンカー本数 27 本
 リフトオフ試験本数 5 本
 リフトオフ最大荷重 200.1 kN (設計荷重の 71.7%)
 リフトオフ最小荷重 63.2 kN (設計荷重の 22.6%)
 リフトオフ平均荷重 127.2 kN (設計荷重の 45.6%)
 アンカー設計荷重 279.2 kN

験荷重での荷重保持を確認でき、弾性変位曲線は理論伸び量の±10%の内の規定値に収まり、弾性変位曲線にも折れは認められず、アンカーの再緊張・定着に問題ないと評価できた。

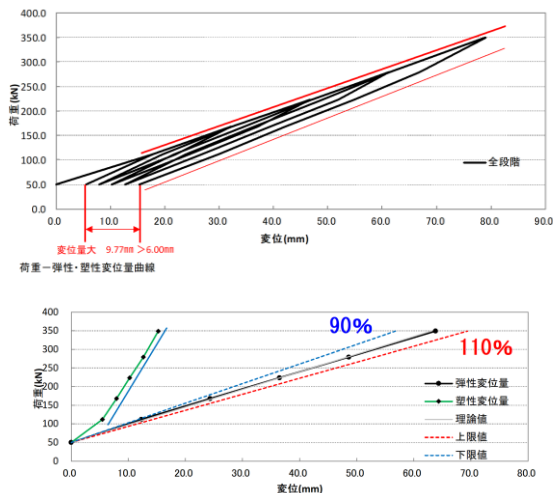


図3 維持性能試験の結果例

(2) 外観調査の結果

外観調査において地山の変動を示唆する変状は認められなかったため、リフトオフ試験で確認された現時点での引張荷重強度平均で再緊張定着荷重の低減が可能と判断した。なお表1から引張荷重強度平均は設計アンカー力の約50%であった。

(3) 想定されるアンカーの効果

図5を参考にする、すべり形状は比較的すべり勾配の緩い椅子型の形状をしていることから、主に引き留め効果を期待したアンカーであると想定される。引き留め効果は地山にある程度変状が発生してからアンカー力が作用する効果であるため、設計アンカー力に対して再緊張荷重の低減が可能と考えられる。

(4) 地質状況

図5よりアンカー自由長部は比較的軟質な火山灰質の礫層 (vwWG) ~ 風化礫岩 (wWG) の分布が想定され、アンカー頭部の地盤が塑性変形する可能性がある。またアンカー定着層も深いことから締め付け力が分散されてすべり面に伝達しない恐れがある。

- <定着時緊張力を設計アンカー力の100%に設定するケース>
- ① アンカーとすべり面のなす角 (β) が 90° に近い場合。
 - ② 破壊形態が崩壊性地盤 (表層崩壊や流盤) やトップリングの場合
 - ③ 初生すべりなどですべり面が発生することですべり面強度が大幅に低下する場合
 - ④ すべり面が明確でない場合
 - ⑤ すべりが発生することで、アンカーに過度のせん断力が作用する場合
 - ⑥ 設計上、締め付け効果だけで設計されたアンカーの場合
- <定着時緊張力を $F_s=1.1$ 程度以上となるように設定するケース>
- ① 大きな荷重を与えた場合に、アンカー頭部の地盤が塑性変形する可能性がある崩積土や強風化岩などの地すべりの場合
 - ② すべり面の位置が深く、締め付け力が分散されてすべり面に伝達されない可能性のある場合
 - ③ 地表面の凍上が想定される場合
 - ④ 設計上、引き留め効果だけで設計されたアンカーで受圧構造物の変形を抑制したい場合

図4 定着時緊張力の設定方法¹⁾

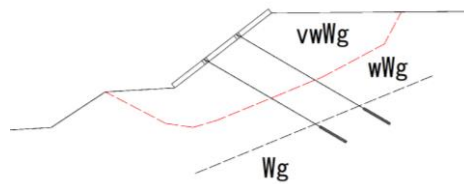


図5 アンカー工断面図(竣工図書改変)

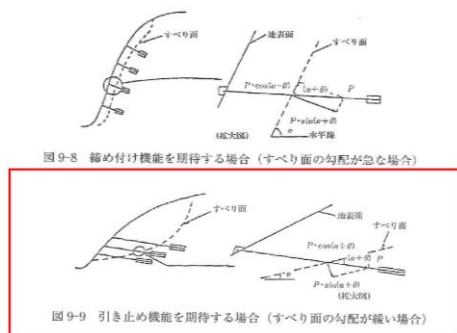


図6 アンカーの機能(締め付け・待ち受け効果)²⁾

4. まとめ

本発表ではアンカー付き法枠施設の健全度調査結果を基にした健全性評価・補修補強方法検討業務において、施工当時の設計資料が十分に現存しないアンカー施設について頭部部材交換に伴う除荷・再緊張荷重の設定方法を検討した事例を紹介した。(1)維持性能試験の結果(2)外観調査の結果(3)想定されるアンカーの効果(4)地質状況の4項目を根拠に「定着時緊張力を $F_s=1.1$ 程度以上となるように設定するケース」に相当すると判断した。また全アンカー数の20%相当でのリフトオフ試験結果であるもののリフトオフ荷重平均は設計アンカー力の約50%であった。よって対策前の安全率を $F_s=1.0$ 、対策後の計画安全率を $F_{sp}=1.2$ と仮定した場合、 $F_s=1.1$ となるアンカー緊張力=設計アンカー力 ($T_d=279.2\text{kN}$) $\times 50\%=139.6\text{kN}$ を再緊張荷重に設定した。

課題として、アンカー全本数分リフトオフ試験を実施した上で再緊張荷重を設定することが望ましいが、本業務ではリフトオフ試験を全アンカー数の20%相当で実施したのみで再緊張荷重を設定している点が挙げられる。今後の補修設計段階では全本数についてリフトオフ試験を実施することを提案し、全アンカーでのリフトオフ荷重平均を求めることで最適な再緊張荷重を設定することが望ましいと考えられる。

《引用・参考文献》

- 1) グラウンドアンカー設計施工基準・同解説 (2012) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 167.
- 2) 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 (2019) : 一般社団法人全国治水砂防協会, pp. 247-248.