

コンクリートを用いずに斜面を守り 森を再生する施工事例について

永山 裕元¹・里中 新一²

¹ 中林建設株式会社 土木部工事課 (〒556-0014 大阪府大阪市浪速区大国2-1-19)

² 中林建設株式会社 土木部工事課 (〒556-0014 大阪府大阪市浪速区大国2-1-19)

現在我国で施工されている斜面安定工法の多くは、コンクリートやモルタルによるものが大半を占めているが、降雨などの自然災害による背面水圧上昇や、経年劣化により崩壊している事例が多数みられる。またそれに加え、自然本来が持つ緑豊かな景観や森の保水力、自然の再生力が無効とされている。

本論では、景観性の向上や森の回復を背景に採用された「全天候フォレストベンチ工法」の施工事例や、現在における法面の状況、森の再生状況を報告するものである。

キーワード 森の再生、透水性、景観性、自然回復、間伐材、斜面防護、斜面の安定

1. はじめに

国土の狭い我が国では、山地や山と面した土地が大部分を占めており、道路や敷地を造成する際には、ほとんどと言っていいほど斜面や崖が発生する。その際、各現場の環境やコスト面などを踏まえた防護工法が選定されるが、従来の多くは、その対策に石積みや各種の擁壁、吹付や法枠など、コンクリートが広く使われてきた。

しかし近年では、多発する局地的豪雨、大型台風、山から湧出る伏流水などの影響により、高い水圧で軟弱化された土砂が原因となる斜面崩壊事例が増えている。そのため、遮水性が高く重量なコンクリートに代わり、透水性が高く軽量の部材による斜面安定化対策が求められるつつある。また景観保全や自然機能の回復が求められる地域では、コンクリートと草による植生を併用した工法がよく使われるが、樹木が育ちにくいこれらの工法では、完全な自然景観や森の自然回復は困難であった。

このような課題を解決する方法として開発された工法の一つに、全天候フォレストベンチ工法がある。この工法は透水性の土留柵とアンカー（鉄筋挿入工）を用いて切土斜面を安定化させるもので、階段状に造成された水平面への植樹による森の回復機能と、土留柵に設置した間伐材による自然風味な景観性が特徴である。

本論では、この全天候フォレストベンチ工法の概要と特徴を冒頭で説明した後、当工法が採用された数件の施工事例において、斜面工法に必要な安定的機能に加え、求められた景観性や森の再生による自然回復状況について、現状を報告するものである。

2. 斜面防護工法の概要

本論において論点とする全天候フォレストベンチ工法は、前述のとおり透水性土留柵とアンカー（鉄筋挿入工）により切土斜面を安定化させるもので、段切りして切り取られた斜面上に、アンカーと透水性土留柵で支えられた階段状の土砂擁壁を造成し、その土砂擁壁を幾段にも積み重ねることで斜面を安定化させるものである。また土砂擁壁により得られた階段状の水平面には、従来は植草が主であった斜面の植生に対し、当工法では中木などの植樹が可能となり、従来の工法にはない森の早期回復が可能となった。

当工法の概要を図-1に、特徴などを以降に記述する。

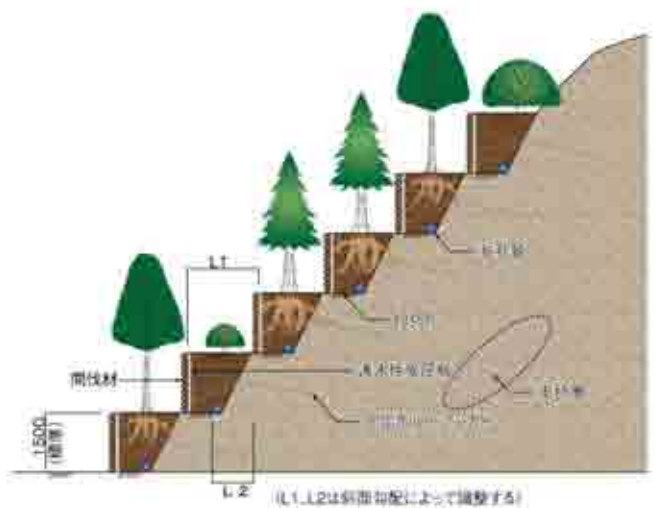


図-1 全天候フォレストベンチ工法の概要図

(1) 当工法が開発された背景

当工法は斜面の安定化と自然機能の両立に際し、以下の4点に着目して開発された。

a) コンクリートに頼らない斜面の安定化

コンクリートの無機質な景観を排除。自然素材による景観性の向上と斜面構造物の軽量化を実現。

b) 豪雨による斜面崩落や土砂災害の防止

遮水性の高いコンクリートは、豪雨の際の水圧上昇により破壊する事例が増大。透水性や通水性が斜面の安定化に重要であると考えた。

c) 斜面の安定化と緑豊かな森の回復

緑豊かな森を再生させることで、樹根の成長とともに斜面の安定度が増し、斜面の恒久的な安定を目指す。

d) 斜面保護と景観保全の両立

間伐材により表面被覆された土砂擁壁と森の再生機能により、斜面の安定性と景観性を両立させる。

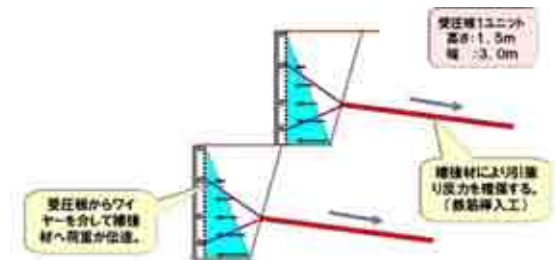


図-2 アンカーによる引張力のイメージ図

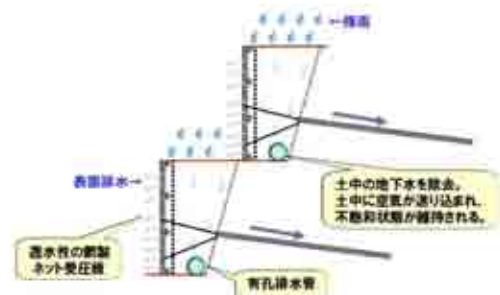


図-3 透水性土留柵のイメージ図

(2) 当工法の概要と特徴

当工法の基本構造は写真-1に示すとおり、段切りした斜面にアンカー（固定ボルト）とワイヤー、透水シート、金網、受圧板（パイプフレーム）、有孔管から構成され、間伐材を化粧材として使用する。地山と一体になるアンカー、ワイヤー、受圧板までが連結されることにより、中に埋められる土砂の器が出来上がる。土砂はそこで圧縮状態となって安定し、土砂擁壁として斜面を防護する。



写真-1 全天候フォレストベンチ工法の背面構造

また、造成された土砂擁壁は、下記に示すような6つの構造的・景観的特徴をもつこととなる。

a) 特徴-1 段切りによる斜面の階段造成

段切りした斜面の上に土砂擁壁を構築することにより、重力に対する反力を最大限受け持ち、土砂擁壁のすべりや沈下を抑制させる。

b) 特徴-2 アンカーによる引張力の確保

受圧板に作用する土圧をアンカーの引張力で支えるしくみ。重さで抵抗するのに比べ、引張力では効率的に高い反力を得ることが可能。（図-2参照）

c) 特徴-3 透水性の土留柵の使用

パイプフレームと菱形金網からなる土留柵は土砂のみを止め、常に排水されるしくみとなる。（図-3参照）

d) 特徴-4 間伐材による景観性の向上

土留壁の化粧材に間伐材を使用。景観性の向上や間伐材の地産地消、リサイクルに貢献。（写真-2参照）



写真-2 間伐材の取付状況

e) 特徴-5 階段造成で得られる水平面

水平面の造成で、樹木による植生を実現。またメンテナンス用の足場としても活用できる。（写真-3参照）



写真-3 階段状の水平面と植樹状況

f) 特徴-6 軽量でコンパクトな部材の使用

狹隘で機械が入れない斜面においても、人力での土工事、土留壁施工が可能。

(3) 施工手順

当工法の施工手順を図-4に以下に示す。

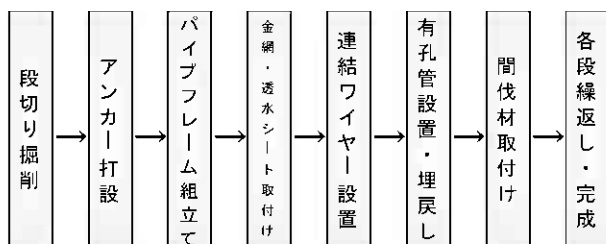


図-4 施工手順図

(4) 使用材料

表-1に当工法の主要部材の一覧を示す。

露出されるパイプフレームや菱形金網、埋設されるアンカー、ワイヤーなどの主要部材は全て金属製品であることから、適切に防錆処理が施されたものを使用する。またそれぞれが非常に軽量・コンパクトであることから、狭隘な山間地や急斜面でも、運搬・組立が容易に行なうことが可能である。

表-1 主要部材一覧表

名 称	規 格
パイプフレーム	STK400 φ48.6mm ZAMメッキ仕様
菱形金網	Z-GS3 φ3.2mm 溶融亜鉛メッキ
連結ワイヤー	φ6.3mm(6×19 G/O) メッキ仕様
アンカー	AS345メッキボルト HDZ55使用 D19mm
連結ナット	AS345用コマナット D19mm
透水シート	短繊維強化繊維系 t=10mm
有孔管	高密度ポリエチレン管 φ100mm
間伐材	国産品 φ100～200mm
連結金物	ボルトナット、間伐材取付治具等 メッキ仕様

(5) 主な適用事例

現在約90件、約30,000㎡の施工実績がある。特に当工法の特徴や優位性が認められ採用された例としては、

- 森林保護地で森の早期回復が求められる場合。
- コンクリートが不向きな景観保全区域や環境保護地。
- 寺社や古墳など、歴史的建造物周辺の斜面防護。
- 急傾斜対策が必要な狭隘な民家裏斜面。
などが挙げられる。

3. 施工事例と現状調査

本項では、過去に施工された4件の施工事例を挙げ、当工法が採用に至った経緯や、その際に着目された課題や要望に対し、当時どのように目的を達成したか、或いは、現在において目的が達成されているかどうかを調査、検証を行なった。

(1) 施工事例 A

a) 工事の概要

琵琶湖の支流・瀬田川へ注ぐ大津放水路事業において、コンクリートで補強され切り取られた斜面を、剥ぎ取って当工法に置き換えた事例。2005年2月末竣工。

表-2 工事概要（施工事例A）

工 事 名	大津放水路開削水路建設(その4)工事		
発 注 者	国土交通省 近畿地方整備局		
施工区分	切土斜面	施 工 量	4段 723㎡

b) 採用に至った経緯

約1200年の歴史を誇る滋賀県大津市の石山寺。この由緒ある寺院に隣接する里山を切り開き、大津放水路が建設された。施工中、写真-4に示されるコンクリートで覆われていた斜面であったが、石山寺の景観を守りたい御住職や地元住民の方々の要望により、元の里山や豊かな自然環境が復元できるとして、当工法が採用された。



写真-4 コンクリート吹付の現状と撤去状況

c) 目的の達成度と現在の状態（竣工後8年）

間伐材で覆われた斜面には、現地と同じ樹種の植生を施し、当地にふさわしい景観を復元。（写真-5参照）



写真-5 間伐材に覆われた完成直後

また竣工後8年経過した現在では、植樹した木々が生き茂り、色彩豊かな里山が回復している。（写真-6参照）緑豊かな景観が復元したことで、当初の目的を達成した。



写真-6 美しい里山が回復した現在

(2) 施工事例 B

a) 工事の概要

圏央道八王子ジャンクション（JCT）城跡トンネルの南坑口。当初コンクリート製の緑化ブロックの採用が計画されていたが、中木の生長を期して当工法に変更されたもの。盛土斜面への適用例である。2006年2月竣工。

表-3 工事概要（施工事例B）

工事名	圏央自動車道 八王子城跡トンネル工事		
発注者	国土交通省 関東地方整備局		
施工区分	盛土斜面	施工量	6段 930㎡

b) 採用に至った経緯

城跡トンネル周辺の里山は高尾山自然公園に対面し、緑豊かな登山コースにもなっていた。地元住民や観光関係者から、緑豊かな自然を早期に戻すことを強く要望され、当工法が採用された。（写真-7は施工当時の現況）



写真-7 自然の姿とは程遠い施工中

c) 目的の達成度と現在の状態（竣工後7年）

当事例では、植樹した木々が生長するまでの期間中は、写真-8に示す間伐材に覆われた土留柵が、自然と調和した景観を演出。また写真-9は竣工から7年が経過した現況で、樹木が生い茂り完全に元の森が回復している。木々の生長で間伐材に覆われた土留柵は殆ど視認できない状態で、斜面を森に戻す当初の目的を達成した。



写真-8 施工直後の南側坑口



写真-9 7年が経過した現在の状態

(3) 施工事例 C

a) 工事の概要

城跡トンネルに隣接した西側の斜面。ここでも高尾山の景観に配慮し当工法が採用された。この斜面の高さは約40mで、林縁部となる最上段の12mが、重要な森林回復区間と位置付けされ採用された。2005年5月竣工。

表-4 工事概要（施工事例C）

工事名	中央自動車道 八王子ジャンクション中(その3)工事		
発注者	日本道路公団 東京建設局		
施工区分	切土斜面	施工量	8段 359㎡

b) 当施工箇所の特徴

写真-10で示すとおり、高速道路本線の造成により1：1.5勾配で切土された斜面のうち、上側の12mを当工法で造成し、水平面には苗木を植樹した。また残りの下側斜面は法面整形後、客土吹付＋金網柵を利用した植樹を行い、現地の景観に配慮した緑化が施された。



写真-10 異なる2工法で植樹した西側斜面
それぞれの樹木の生長具合の違いに着目した。

c) 目的の達成度と現在の状態（竣工後8年）

写真-11の当工法では、樹高1m程度であった植樹直後の木々が、現在では樹高5m以上になり、大きく枝を張った立派な中木へと順調に生長している。また、水平面へ堆積した落葉が腐葉土を生み出すサイクルが形成されるなど、著しい自然と森の回復がみられた。一方、写真-12の従来工法で緑化された斜面では、客土への植草が多少みられるものの、立枯れなどが目立つ荒れた斜面となっており、森の再生には更に時間を要するようである。



写真-11 当工法の現況



写真-12 従来工法の現況

またこれら状況は、対面する高尾山展望台からの景色（写真-13）をみると更に顕著であり、当工法において森を早期回復させるという目的を達成したと思われる。



写真-13 顕著に表れた森の再生度合の違い

(4) 施工事例 D

a) 工事の概要

八王子JCTの最も西側の斜面で、最大高さ30m、平均幅が60mもの長大法面に採用された事例。前述の事例B・C工事において、森の回復力が評価され、当JCT最大の切土斜面においても採用された。2007年6月竣工。

表-5 工事概要（施工事例D）

工事名	中央自動車道 八王子ジャンクション西工事		
発注者	中日本高速道路(株) 横浜支社		
施工区分	切土斜面	施工量	20段 1511㎡

b) 採用に至った経緯

当斜面は、前述の事例B、Cと同様、高尾山自然公園に位置し、工法選定には景観への配慮と森の早期回復が求められた。また当斜面は写真-14のような岩盤が大部分を占める硬質な地山であったため、通常の植樹では木々が育たず、森の回復が見込めない土質であった。そのため、土砂擁壁による階段状の水平面が造成される当工法が、特に効果を発揮するものされ、採用に至った。



写真-14 硬質な岩盤 写真-15 植樹可能となった斜面

c) 目的の達成度と現在の状態（竣工後6年）

樹木が育ちにくい硬質な斜面においても、土砂擁壁に植樹された木々は現在でも順調に生長を続けている。その状況を写真-16及び写真-17に示す。ミシュラン三つ星観光地に選ばられるほどの景観地である高尾山の森を、早期に元の姿に戻すことで当工事の目的は達成された。



写真-16 順調に生長した竣工後3年と6年後



写真-17 完成直後と現在の西側斜面の状況

4. 今後の課題と調査

(1) 金属製の土留柵の耐用年数の調査

当工法は樹木の生長と共に、土中に張られた根が、生長するに従ってさらに斜面の耐久性を増していく「育つ土留柵」が特徴である。木々の根が育つまで、アンカーで支えられた土留柵が斜面の防護を受持つしくみをもつ。樹根の生長は立地や方角で様々であるが、金属製の土留柵の耐用年数は現在、約30年を目安としている。

写真-18の土留柵は約10年が経過したものである。まだ特に目立った劣化や錆は見られないが、腐植が進んだ際の樹根の効果は明確には未だ解明されておらず、今後も継続して調査を進めていく必要がある。



写真-18 10年が経過した金属製の土留柵

(2) 間伐材の耐用年数の調査

当初から約10年を見込んでいた間伐材の耐用年数だが、竣工後数年が経過した2事例において、調査を実施した。

a) 施工事例A（竣工から約8年が経過）

表面の間伐材は縦材がφ150mm半割材、横材がφ100mmの丸太材を使用。乾燥による若干の木ヤセがみられるが、元の状態を維持しており健全であった。（写真-19を参照）当事例では10年以上の耐用が可能だと考えられる。



写真-19 施工事例Aの間伐材の状態

b) 施工事例D（竣工から約6年が経過）

間伐材は縦材がφ200mm半割材、横材がφ100mmの半割材を使用。上記同様に若干の木ヤセが確認されたほか、上段の横材で腐食がみられ、一部で剥落している箇所があった。これは使用した横材が半割材であったため、木ヤセした際に形状を維持できなかったためと思われる。切断面が多い半割材を使用した横材は、丸太材に比べ腐食が早いようであった。（写真-20を参照）

当事例では、10年程度か10年を下回ることも考えられる。



写真-20 施工事例Dの間伐材の状態

間伐材が腐食して劣化した場合、

- ・ 樹木が生い茂る箇所では、取替えは特に不要。
- ・ 間伐材の取り換えは容易なため、道路際などでは定期的なメンテナンスを行なうとよいと考えられる。

c) その他の事例

間伐材の耐用年数を延ばすため、写真-21に示すような防腐処理剤を塗布したものを2010年より使用している。



写真-21 防腐処理剤を塗布した間伐材

これにより現行の10年から15年程度の耐用が見込まれ

ており、現在、数件の事例で実施・調査中である。

5. まとめ

「切り取られた斜面を本来の森に早期に復元させる」当工法のもつ自然回復機能が十分に発揮された結果、本論で紹介した4つの事例の全てにおいて、斜面を元の森に回復させ、当初の目的を達成していたと思われる。また景観性の確保という点についても、樹木が成長し森の姿を取り戻すまでの期間中、間伐材による表面被覆により、従来のコンクリートでは得られなかった自然に近い風合いを表現できたように評価する。

また、全事例が施工直後と変わらず斜面を防護していることから、必要な安全性も十分有していると言える。

斜面を一時的に支える鋼製部材が、耐用年数を迎え土に帰ったとき、土砂擁壁に植えられた木々の根が斜面の安定化を肩代わりし、元の自然を取り戻した斜面は恒久的に安定する。本当の意味でのメンテナンスフリーを実現することを、この全天候フォレストベンチ工法に期待する。今後も様々な施工事例を追跡調査しながら、木工法の積極的な活用と展開を図っていく所存である。

6. あとがき

高度成長期に作られた社会資本の高齢化は今、土木を担う我々に大きな課題を与え、転機を促している。橋梁やトンネルなど従来の暮らしを大きく改善してくれた社会資本が、ほぼ半世紀を過ぎて人々の暮らしを危険に陥れ、更に少子高齢化で税収減少に悩む次世代に、大きな負担増を強いていく恐れがあるからである。

本論では時間の経過と共に強度を増し、安定を高める斜面防護工法の存在を紹介した。森を育てる土砂擁壁こと、「全天候フォレストベンチ工法」は、コンクリートを用いずに、鋼材の引張力とたわみによって土砂擁壁の直立を図り、森が育った後は根の引張力で鋼材に置き換わるしくみである。鋼材が耐用年数を過ぎる頃には、森が大きく育って鋼材は不要となる。山が森によって守られ、棚田が稲作斜面を7千年もの間、保全してきた歴史と実績に倣って開発された技術である。

緑の増加は景観の保全やCO₂の制御だけでなく、そこに暮らす人々に安心と癒しを与え、地球本来の財産を増やすことに貢献する。繁栄を続けながら子孫に残すべき地球創造のため、我々土木従事者は、生命や加齢と共存できないコンクリートを始めとした消耗品をできる限り減らし、木工法を始めとした生命を育てることのできる斜面防護工法への切換えが必要であると考え、

既設吹付のり面補修補強工法の適用事例について

川添 英生

ライト工業株式会社 西日本支社 営業企画室 (〒637-0071奈良県五條市二見7-5-44-501)

高度成長期に建設された社会資本(インフラ)は、建設後30年以上経過し、施設の老朽化は近年多発する災害やインフラ事故という形で表面化してきている。しかしながら、大量の施設を定期的に維持管理するための費用は莫大であり、適切な点検や維持修繕作業が適期に行われていないのが現状である。この状況は、のり面防災施設である既設吹付のり面（モルタルやコンクリート）においても同様であり、保全対象物に直接被害が出る事例が散見されている。

キーワード 維持補修， 更新， 既設吹付のり面， 老朽モルタル， 長寿命化

1. これまでの対策と新技術について

(1) これまでの対策工

これまで構造物の更新は、定期点検のほか災害時などに実施する緊急点検によって異常が発見された箇所を補修するという対処療法的な方法が主であった。しかし近年多発する集中豪雨や地震によって道路のり面が崩壊するといった災害も発生しており、各種インフラ保全に対する維持管理対策の必要性が高まっている。

道路施設では、付随する斜面对策として、切土、あるいは自然斜面の風化浸食による脆弱化を防ぐためモルタル（コンクリート含，以降、モルタルと表現する）による吹付けが多く採用されてきた。

モルタル吹付けは、1955年頃から導入され、近年減少傾向にあるとされるが、いまだ年間数百万m²程度施工されていると言われており、その全国累計は膨大であることは容易に想像できる。¹⁾

(2) 工法の特長

モルタル吹付けは、岩盤面に適用されることが基本とされており、モルタルを圧縮空気により施工面まで圧送し、圧密し構造物を造成することで地山表面の浸食や風化を防ぐ工法である。特長として、植生工の適用できない急峻かつ硬質な地山などで比較的安価かつ中長期的な保護効果が得られることにある。反面、コンクリート構造物としては薄層かつ密閉型構造であるため、地山の風化程度や背面からの湧水、周辺環境（寒暖差や日照）による影響を受けやすく、風化侵食が著しく進行する場合もある。

(3) 従来の維持管理手法

施工されたモルタル吹付けのり面における維持管理手法としては、吹付けモルタルを撤去後、新設モルタルを吹付ける更新作業が主であった。しかしこの手法は、既設モルタルを取り壊す際、道路などの通行規制、人力作業（ロープ足場）による安全性や取り壊しコスト、その際に発生する大量の産業廃棄物など、多くの問題が伴う。

これらの問題を解決すべく、有識者による既設モルタルのり面の調査診断手法の整理や、従来工法の応用や組合せ、新素材導入による新技術などが多数提案・開発されてきた。¹⁾

(4) 新技術の開発

本稿では、既設モルタルのり面の補強や景観の向上を目的とした増厚吹付工、背面地盤と既設モルタル背面の密着性を高める空隙充填工、地盤の強化を目的とした地盤注入工を組み合わせ、既設モルタルのり面を補修補強する「のリフレッシュ工法」（以降、本工法と略す）を紹介し、豊富なバリエーションをもつ工法の特長と施工事例について報告する。従来工法と本工法との施工フローを図1.1に示す。

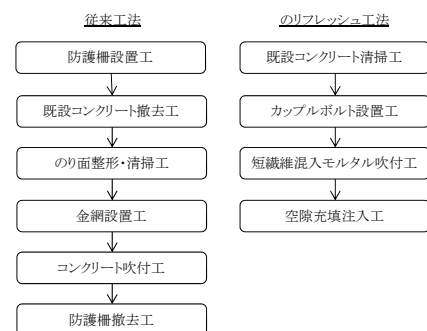


図1.1 施工フロー

2. 工法の特長

本工法の特長を以下に示す。²⁾

(1) はつり作業と建設廃棄物の大幅低減

従来工法では、既設モルタルの撤去が必要であり、はつりやカッター作業など一連の作業を斜面上で行うため地上での作業に比べ効率が悪く、作業時間も長いためコストがかかっていた。これに対し本工法では事前の熱赤外線診断や目視・打音調査などの調査診断により、健全程度を推定し、対策の“程度”を分けることでモルタル撤去を必要最小限とし、健全部あるいは比較的健全部は増厚吹付で対応することとした。これにより、従来廃棄されていたモルタル殻が大幅に低減され、環境影響が低減し、経済性が向上する。

(2) 規制の縮減と安全性向上

従来工法では、はつり作業期間中に供用中の道路などを規制することで落下物による第三者災害の防止を行っていた。これに対し本工法では、はつり作業自体が少なくなり、作業中の安全性が向上し、規制の規模や期間を大幅に縮減することが可能となる。

(3) 短繊維混入モルタルによる耐久性の向上

増厚工の吹付材料に短繊維（ポリプロピレン）を混入することで、高い曲げ靱性係数を有する吹付モルタルが造成可能となり、モルタル表面の亀裂の発生が低減できる。本工法に用いる短繊維入りモルタルは、従来工法に用いるラス金網入と比べ曲げ靱性係数で約1.8倍、曲げ強度で約3倍の向上が自社試験により確認されている。図2.1に曲げ靱性試験結果を示す。³⁾

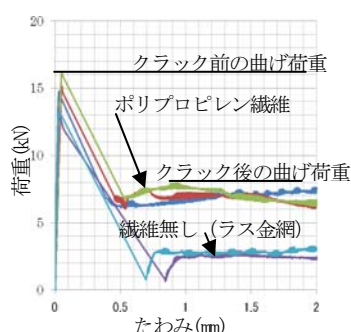


図2.1 荷重たわみ効果



写真2.1 曲げ靱性試験状況

工法の特長を表2.1にまとめた。本工法は、従来工法に比べ仮設規模が小さく、周辺に与える影響も少ないため工期も短い。材料面でも短繊維や、せん断補強アンカーにより従来よりも品質や強度、長期耐久性も高まる。

さらに背面空隙充填や風化層の改良も可能であり、のり面の規模や風化程度に応じ、工法の最適化が可能であることがわかる。

表2.1 従来工法と本工法の比較

	のリフレッシュ工法	従来工法
防護柵	簡易	大規模
はつり作業	少	多
交通規制	短期・小規模	長期・大規模
工期	短	長
グラントヤード	中	中
吹付システム	湿式方式	湿式方式
材料	短繊維補強モルタル	モルタル及びCo
せん断補強	有	無
空隙充填	可能	不可能
風化層改良	可能	不可能

3. 工法のバリエーション

既設モルタルのり面の老朽化は、複数の要因が重なり現象として現れる。本工法は、劣化程度が異なり様でないのり面に対し、最適コストとするため、工法を5種のタイプに分け、必要とされる機能と補修補強の回復レベルに応じた組み合わせを実現することを可能としている。図3.1に工法種別を示し、図3.2に現場条件による工法選定フローを示す。また、各タイプの概念図を、図3.3から図3.7に示す。²⁾

タイプ1

【地山風化なし、背面空隙なし】
アンカーボルト仕様

タイプ2

【地山風化なし、背面空隙あり】
アンカーボルト仕様＋空洞充填

タイプ3

【地山風化あり、空隙0.5m以下、地山自立する】
グラウチングボルト仕様

タイプ4

【地山風化あり、空隙0.5m以下、地山自立しない】
自穿孔グラウチングボルト仕様

タイプ5

【背面風化0.5m以上、地山自立しない】
2重管自穿孔ロックボルト仕様

図3.1 工法種別

本工法の特長はこれらタイプ分けによる工法の最適化であるが、工法のグレードとして、空隙の充填だけでなく脆弱化した背面地盤をグラウト注入により改良できる点も大きな特長である。

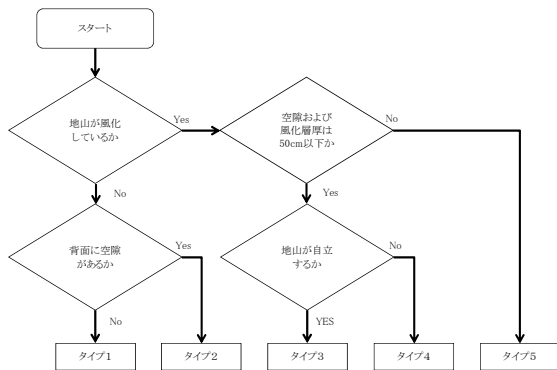


図3.2 工法選定フロー

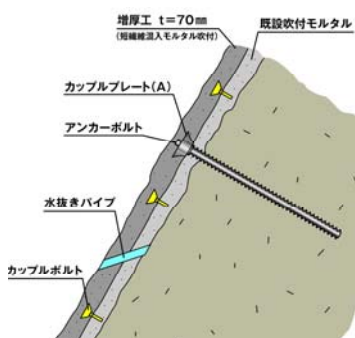


図3.3 工法概念図（タイプ1）

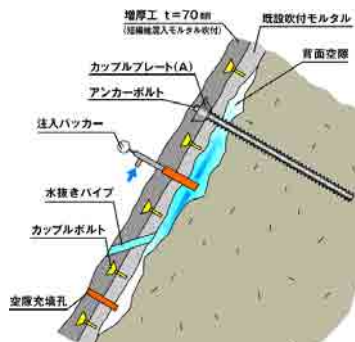


図3.4 工法概念図（タイプ2）

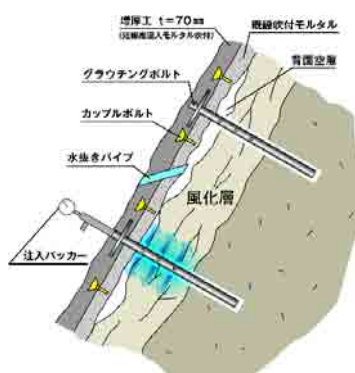


図3.5 工法概念図（タイプ3）

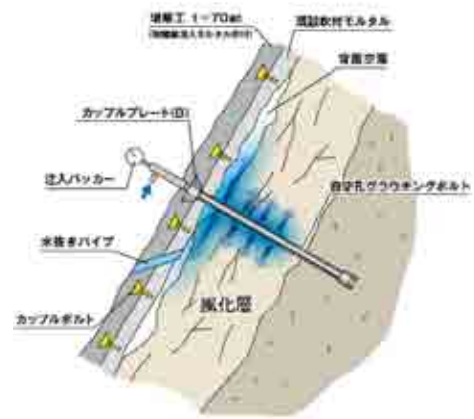


図3.6 工法概念図（タイプ4）



図3.7 工法概念図（タイプ5）

4. 施工事例

(1) 事例1

工事名：小浜綾部線地域経済活性化臨時交付金工事

施工場所：京都府京都府綾部市内

発注者：京都府中丹東土木事務所

工期：2010年10月～2012年3月

当初は既設吹付けモルタルのり面を撤去したのち新設の吹付を実施する計画であった。熱赤外線画像診断による現況調査や道路占有低減、繊維混入モルタルによる耐久性向上や工期短縮等の優位性などが認められ本工法の採用に至った。

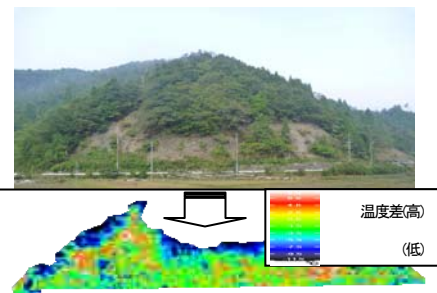


写真 4.1 事例1 着工前～熱赤外線調査画像



写真4.2 事例1 施工完了

(2) 事例2

工事名称：池辺京田線地方道路交付金工事

施工場所：京都府舞鶴市内

発注者：京都府中丹東土木事務所

工期：2012年9月～2013年3月

既設吹付けモルタルのり面には、亀裂や剥離が多数発生しており、当初はモルタルの更新（撤去新設）であった。当社にて熱赤外線画像診断を実施し、小規模仮設や道路占有の制約、繊維混入モルタルによる耐久性向上、工期短縮等について説明し、優位性を認められ承諾された。



写真4.3 事例2 空隙充填状況



写真4.4 事例2 施工完了

(3) 事例3

工事名称：上佐曾利木器線道路災害防除工事

施工場所：兵庫県三田市波豆川

発注者：兵庫県阪神北県民局宝塚土木事務所

工期：2011年12月～2012年3月

既設吹付けモルタルのり面に、亀裂や剥離が多く、事前の調査によりモルタル背面の空隙と地山の風化が確認されていたため、設計段階からグラウチングボルト（タイプ3）による、風化層改良が計画された。



写真4.5 事例3 背面風化状況



写真4.6 事例3 カップルボルト(上)とグラウチングボルト(下)

(4) 事例4

工事名称：一般国道168号道路(中略)災害防除工事

施工場所：奈良県吉野郡十津川村桑畑

発注者：奈良県五條土木事務所

工期：2011年11月～2012年6月

当初はグラウンドアンカーと現場吹付法枠による抑止工であったが、供用道路に対する安全性確保や空隙充填、風化層改良効果が評価され、2重管自穿孔ロックボルト（タイプ5）による設計変更により施工された。



写真4.7 事例4 注入状況



写真4.8 事例4 施工完了

5. 既設吹付のり面の長寿命化の試み

冒頭、膨大な吹付モルタル面の維持管理には莫大なコストがかかることを述べた。本工法では既存の対策工に加え、簡易かつ低コストなバリエーションとして、健全度の高いモルタル面の長寿命化手法を開発した。

これは、既設モルタルのり面の防水性向上やモルタルの中和反応抑制が可能な新材料の開発によるものであり今後、既設モルタルのり面自体の性能が向上し、長寿命化することで、ライフサイクルコストの改善に寄与することが期待される手法である。⁴⁾

6. まとめ

既設モルタルのり面の現状と対策、施工例について述べた。現存する大量の社会資本をいかにして高耐久、長寿命化するかが今後の課題である。

本工法においてもこの状況を念頭に、施工実績を重ね更なるコスト縮減となる工法開発に努め、社会に寄与できればと考える。本稿が今後の類似ケースにおいて参考になれば幸いである。

謝辞： 本工法にご理解をいただき、熱心なご指導を賜りました京都府中丹東土木事務所様、兵庫県阪神北県民局宝塚土木事務所三田業務所様、奈良県五條土木事務所工務二課様の皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 老朽吹付け法面の調査・対策の手引き：2006年9月 社団法人 物理探査学会
- 2) のリフレッシュ工法 技術資料：2012年2月 ライト工業株式会社
- 3) ポリプロピレン短繊維混入吹付けモルタルの曲げじん性特性：別府ほか 土木学会第67回年次学術講演会
- 4) けい酸塩系表面含浸材の塗布がのり面吹付モルタルの耐久性に及ぼす影響：黒岩ほか 日本材料学会 第62期学術講演会

足場用ゴンドラの安全性について

那俄性文人

基礎建販株式会社 営業部 (〒554-0012 大阪市此花区西九条 4-3-39)

仮橋・仮栈橋工事や作業構台工事における、架設作業（桁受材・縦横断垂直ブレース・水平材等）で、足場用ゴンドラを使用した場合の架設作業の安全性について報告を行う。

キーワード 仮栈橋工、新技術、安全性、省力化、

1. はじめに

現在、大規模に建設が行われている高速道路建設や主要幹線道路建設に於いた、山間部を経由する路線が建設されることが多く、施工技術の向上はもとより安全対策や自然環境への配慮が、以前に増して高いレベルで要求されている。

足場用ゴンドラ（KOSMOS ギンドラ）は険しい急傾斜地や低位置の河川や溪谷を高い位置で通過して仮栈橋を設置するときに活用されている。

使用方法としては、シンプルで仮栈橋・作業構台の支持杭に各々1基の昇降用ゴンドラを取り付け、そのゴンドラ上で架設作業（ボルト締め等）を行うものである。従来の簡易足場使用での作業とは特段に安全面において優れた工法であります。以下に足場用ゴンドラ（KOSMOS ギンドラ）について説明をおこないます。

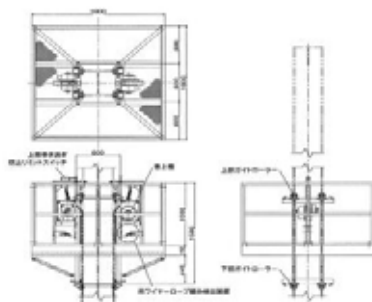


図-1 架設用ゴンドラ概略図

2. 仮橋・仮栈橋工、作業構台について

現在、建設が進められている新名神高速道路、新東名高速道路、中部横断自動車道、丹波綾部道路、紀北東・西道路など、全国の山間部で同様の工事が行われている。

山間部の橋脚は高層橋脚（ハイピア）で計画される場合が多く、必然的に仮橋・仮栈橋工や作業構台工も高層になる場合が多い。

高層橋脚を施工する際に多くの場合は、仮橋・仮栈橋や作業構台の設置を行う。橋脚や橋げたを施工する際に必要な建設重機・運搬車両等の運用・配置をする為である。仮栈橋等の仕様は施工場所に応じて様々な仕様となるが、一般的には「手延べ栈橋」といわれる方式が採用される。

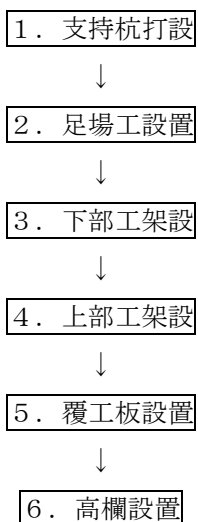


写真-1 山間部道路イメージ



写真-2 仮栈橋工事

写真-2のように仮栈橋工は、最前列にクレーンが配置され施工する、施工フローとしては以下となる。



施工の手順としては、1. 支持杭の打設、2. 足場工の設置、3. 下部工・縦横断垂直ブレース材・水平材架設、4. 上部工・主桁及び横桁の架設、5. 覆工板の設置、6. 高欄（手摺）設置となり、新たに設置された覆工板の上にクレーンが前進して設置、次のスパンの支持杭の打設から手順を繰り返して仮栈橋の施工を行う。

仮栈橋の高さや設置の距離・幅（覆工板の面積）、垂直ブレース材・水平材の段数や設置間隔により、施工の難易度や危険度が増し、より安全性が要求される。

そのような、要求にこたえられる施工方法が、今求められている。

3. 従来の仮栈橋施工について

従来の足場工（作業床）は、単管と鋼製足場板、単管クランプにより構成された簡易な枠組み足場や手摺先行型枠組足場などである。その際に垂直ブレース材や水平材を施工する段数と同数の作業床を設置する必要があり、仮設工事（付帯工事）としては非常に手間が掛ると同時に、この作業床を設置する作業自体も高所作業となり、墜落・転落災害の発生の危険性が非常に高い作業となる。

また、各段毎に架設作業が終了するとその作業床を撤去する必要があり、この作業にも危険作業が伴う、すなわち仮栈橋工事に於いて、従来方式の枠組足場や簡易単管足場等での、架設作業は墜落・転落災害の発生を起こす危険が潜在している。



写真-3 従来方式の足場（作業床）



写真-4 作業員の昇降作業

4. 足場用ゴンドラ（KOSMOSゴンドラ）による仮栈橋施工について



写真-5 足場用ゴンドラ作業風景

写真-5は、KOSMOSゴンドラを使用して「垂直ブレース材・水平材の設置作業」を行っている状況です。打設した支持杭に足場兼昇降設備である「KOSMOSゴンドラ」を設置し、作業員はゴンドラに乗りして架設作業をおこなう事ができる。

KOSMOSゴンドラ工法は、従来工法に比べて優位な特徴を持っています、一つは足場工(作業床)の設置・撤去が短時間で行える、架設段数が増せばその優位性はさらに高くなる。

作業員の作業の単純化及び作業量の軽減が図れる、写真-4のように、従来工法では作業員自身が施工ヶ所に於いて上下移動を行っているのに対して、KOSMOSゴンドラの上下移動は作業員が乗車したまま、手元のボタン操作のみで昇降作業が可能である。作業員は、ゴンドラ内でボルトの締め付け作業や溶接作業などの「架設作業全般」を行うことが可能である。

これは作業員の作業全般に掛る体力消耗等を軽減できることにより、本作業と安全対策に作業員が集中できる環境を与える要因になると判断します。

KOSMOSゴンドラは作業床の上に約900mm程度の手摺が設けられており、作業員はその手摺に安全帯を取り付け作業を行う。その為高所からの転落災害の危険性が大幅に低減でき、KOSMOSゴンドラを開発以来現在まで（平成25年3月現在）災害は発生していない。



写真-6 足場用ゴンドラ撤去作業

研究会の会員各社の作業員の皆様からも施工では、作業量の軽減及び安全面では従来工法の作業より安全であると、またゼネコン各社様からは従来工法とは比較にならない程、安全性が確保されていると高く評価されている。

5. KOSMOSゴンドラ工法の施工実績

KOSMOSゴンドラ工法は、複数の主要な大型工事で採用されています。

以下は、主な現場名です。

1. さがみ縦貫相模川橋下部（その2）／国土交通省関東地方整備局発注。
2. 山梨リニア実験線安寺地区新設工事／東海旅客鉄道㈱・（J R東海）発注。
3. 新名神高速道路・下音羽工事／西日本高速道路株式会社・関西支社発注。
4. 舞鶴若狭自動車道・笙の川橋工事／中日本高速道路㈱・名古屋支社発注。
5. 国道42号線大泊下部工事／国土交通省中部地方整備局発注。
6. 駒馳山バイパス塩見川橋工事／国土交通省中国地方整備局発注。
7. 東急ハートクラブ熱海新築工事／東急不動産株式会社発注。
8. 中部横断自動車道上野橋下部工事／国土交通省関東地方整備局発注。

9. 中部横断自動車道吉原高架橋他 1 橋（下部工）
工事／中日本高速道路㈱東京社発注。

（現在施工中です）。

10. その他、8 件の施工実績があります。

11. 旧名称：SBS 工法で、22 件の施工実績があります。

上記の施工実績からも、KOSMOS ギンドラ工法が山間部での仮棧橋工事に適し、安全性が高い評価を得て採用されている結果と判断します。

尚、現在施工中の「中部横断道・吉原高架橋工事」は、支持杭長が最大 65m で設計されています、さらに架設段数は 16 段で設計されている。このような長大な仮棧橋工事では従来工法での施工では、施工性及び安全性の確保は困難と思われます。



写真－7 2005 年施工・ワルミ大橋

6. おわりに

今後も、仮棧橋工事につきまとう高所作業の危険性を考えると、高所作業を施工するうえで安全第一を最優先に考え、墜落・転落災害の撲滅を前提とする施工方法を計画することが非常に重要である。

KOSMOS ギンドラ工法は、国土交通省で整備されている「新技術情報提供システム・NETIS」に登録されている。

行政官庁による、ギンドラ製造認可並びにギンドラ設置届及びギンドラ検査証（年次検査）を備えた設備です。

安全な昇降設備ではありますが、作業員の高所作業には変わりなく、安全帯・セーフティーロック等を必ず装着し作業を行うことは当然のことである。作業員の作業量の軽減を図り、安全意識を持続させることも、災害を未然に防止することも重要な点と判断いたします。

最後に、KOSMOS ギンドラ工法研究会では、安全面及び施工面で改良を加え、高品質で安心できる工事設備が供給できるように日々活動が続けてまいります。

（写真・8,9 は、株式会社銭高組 ホームページより引用）



写真－8 仮棧橋上での見学会風景

一部仮棧橋が残存している。



写真－9 ワルミ大橋工事中の全景

戸建住宅基礎地盤にタイヤチップを用いた場合の地震被害（液状化・応答）低減効果について

近者 淳史¹・兵動 正幸²

¹報国エンジニアリング株式会社 本社 技術部 （〒561-0827大阪府豊中市大黒町3-5-26）

²山口大学大学院 理工学研究科 （〒755-8611 山口県宇部市常磐台2-16-1）

2011年東北地方大平洋沖地震による戸建住宅等の甚大な液状化被害の発生以降、こういった宅地における液状化被害の低減を目的とした工法に関心が集まっている。しかし現時点において、確固たる経済的で有効な対策技術・工法が無いのが実情である。そこで本研究では、リサイクル材であるタイヤチップを用いた地盤改良を住宅基礎下に用いることを提案し、液状化ならびに応答の低減効果をオンライン地震応答実験により確認したので報告する。またタイヤチップのせん断特性については、矢島¹⁾らの研究成果があるが、その力学特性に不明な点も多いので本研究では、タイヤチップの圧縮とせん断による体積変化挙動を明確にした。

キーワード タイヤチップ、液状化低減、地震応答低減

1. はじめに

2011年3月11日東北地方大平洋沖地震では、戸建住宅の液状化被害が続出し、国土交通省によると埋立宅地面積が大きい千葉県東京湾エリアの中でも、千葉県浦安市においては、8,700棟が不同沈下などの甚大な被害を受けたことを報告している。こういった状況下、液状化を防いだり、被害を軽減する対策工法に関心が集まっているが、経済的で有効な対策技術・工法が無いのが実情である。そこで本論文では、住宅基礎下にリサイクル材であるタイヤチップを用いた地盤改良を提案し、日本建築学会・小規模建築物基礎設計指針の簡易判定²⁾に標されている液状化の影響が地表面に及ぼす影響が小さくなるとされる地表面下の非液状化層圧2～3mを人工的に構築できたことならびに応答低減効果もあることを、オンライン地震応答実験により評価・確認したので報告する。また、タイヤチップのせん断特性については、矢島¹⁾らの研究成果があるが、その力学特性にはまだ不明な点が多いので、本研究では、タイヤチップの液状化抑制材料としての有効利用を考え、タイヤチップの圧縮とせん断による体積変化挙動を明確にし、さらに間隙水圧の発生機構を調べるため、タイヤチップ供試体に対し三軸試験機を用いて等方圧縮除荷試験およびCU、CD条件でのせん断載荷および除荷試験と平均主応力一定せん断試験をそれぞれ実施し、そして非排水繰返し三軸試験も実施し、液状化には至らないが若干発生する過剰間隙水圧について調べ、単調せん断との対応で考察を行った。

2. オンライン地震応答実験

(1) 実験概要と実験用地盤モデル

オンライン応答実験の概要と地盤モデルを図-1、図-2に示す。オンライン応答実験は、実験対象地盤を質点系にモデル化し、地震応答実験と要素試験としての単純せん断試験を同時に実施し、時々刻々に変化する地盤の非線形な復元力を要素試験の供試体から直接求め、それをオンラインで応答解析に結び付けて地震時の地盤挙動をシミュレートするものである。本手法によれば、複雑な土の構成式に頼らず、加速度、過剰間隙水圧時刻歴や有効応力経路などの実際の地盤の動的な液状化挙動の状態を評価することが可能となる。但し、多層からなる地

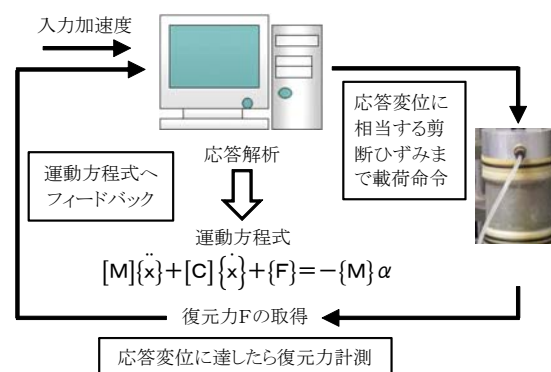


図-1 オンライン地震応答実験の概要

盤の全てをオンライン層にすることは、システムが高価になるばかりでなく作業も煩雑化するので、液状化が予想される地表面付近の3層(S1, S2, S3)のみオンライン層にして要素試験で復元力を求め、他の層は修正R-Oモデルで復元力を求めるサブストラクチャ法を採用している。なお、要素試験部分は、図-3に示す日下部³⁾によって作成された単純せん断試験装置を用いた。

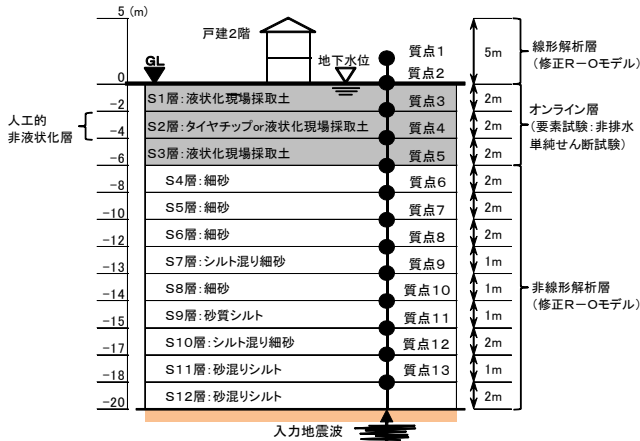


図-2 実験用地盤モデル

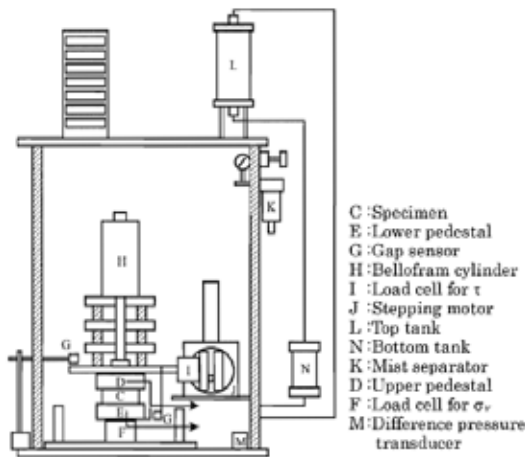


図-3 簡易単純せん断試験装置

(2) 試料および実験条件

実験試料には、千葉県浦安市今川地区の液状化被害宅地から砂質土を採取し用いた。タイヤチップに関しては、大型トラックの廃タイヤを粉状に細かく裁断した粒径1mm以下のタイヤチップを用いた。この粒径のタイヤチップを使った理由は、大きな粒径のタイヤチップにはワイヤーを抜いた小穴があり、粒子そのものの圧縮性がせん断特性に影響を与えることを避けるためである。表-1には試料の物理的性質を、図-4には試料の粒度分布を比較のため豊浦砂や日本港湾協会・港湾の施設の技術上の基準・同解説より、均等係数 U_c による特に液状化の可能性のある粒度分布範囲を共にそれぞれ示す。

実験ケースは表-2に示す2ケースであり、地下水位は実事象を勘案し地表面位置としている。また入力加速度は、図-5に示すNET 浦安(CHB008)地表面観測波を用いた。供試体は、直径6cm、高さ4cmで、採取試料の細粒分含有率 F_c が高く、飛散するので水中落下法にて作成し、相対密度 $D_r=50\%$ の飽和状態とした。

表-1 試料の物理的性質

試料	細粒分含有率 $F_c(\%)$	粒子密度 $\rho_s(g/cm^3)$	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	均等係数 U_c
今川地区砂系採取土	42	2.525	1.480	0.800	6.00
タイヤチップ	0	1.178	2.658	1.583	3.04
(豊浦標準砂)	0	2.635	0.973	0.635	1.32

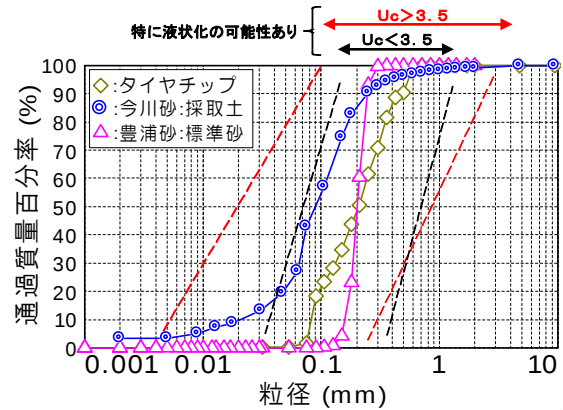


図-4 試料の粒径加積曲線

表-2 試料の物理的性質

層分割	実験ケース	
	未改良地盤モデル	改良地盤モデル
S1	液状化今川地区砂系採取土	液状化今川地区砂系採取土
S2	液状化今川地区砂系採取土	タイヤチップ
S3	液状化今川地区砂系採取土	液状化今川地区砂系採取土
S4~S12	飽和解析層	飽和解析層

オンライン層

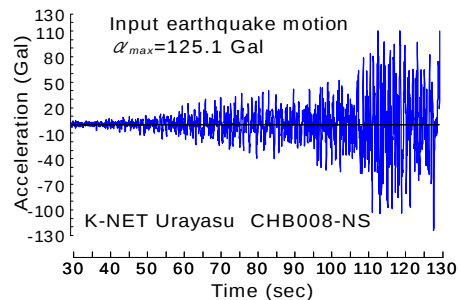


図-5 入力加速度波形

(3) 実験結果と考察

a) 有効応力経路およびせん断力—せん断ひずみ関係

図-6はオンライン層(S1, S2, S3)における有効応力経路を、未改良地盤モデルと改良地盤モデルの両ケースにつ

いて示し、同様のケースについてのせん断力—せん断ひずみ関係を示したものが、図-7である。

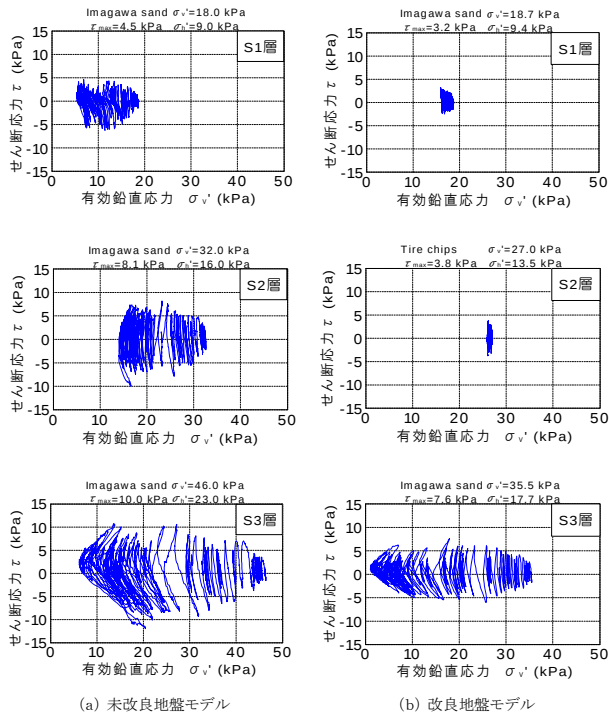


図-6 有効応力経路

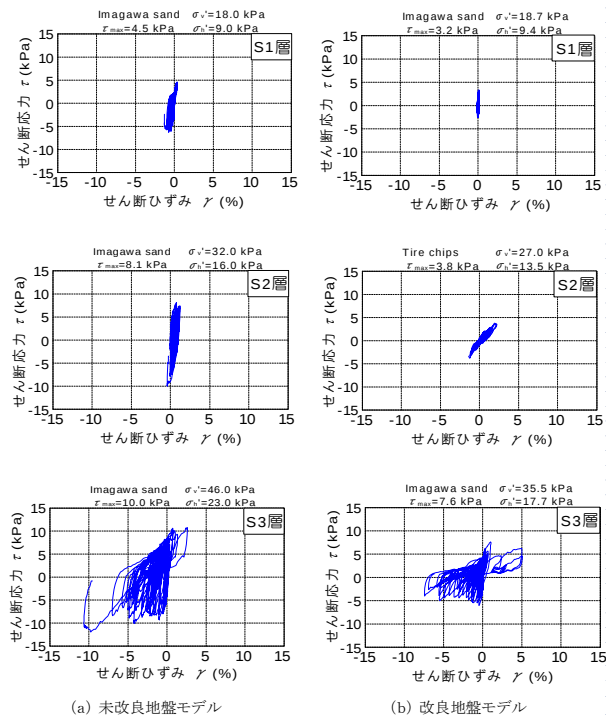


図-7 せん断応力—せん断ひずみ関係

3層は両ケースと大きく有効応力が減少し、せん断抵抗（剛性）の低下およびひずみの増大が著しく、いずれのモデル地盤もほぼ液状化に至っていることが確認できる。未改良地盤モデルの場合、下層であるS3層の液状化

により、地震動が伝搬しずらくなりS2層では完全に液状化に至っていないこと、S1層はS3層まではいかないが、液状化があることが見て取れる。一方改良地盤モデルの場合、タイヤチップ層であるS2層とその上層であるS1層においてもほとんど有効応力の減少は無く、せん断応力—せん断ひずみ関係もS2層、S1層ともに剛性は保たれ、ひずみの非線形性増大も無くほぼ線形のループを描いており、全く液状化が生じていないことが判る。また、タイヤチップは剛性が低く、粘弾性的な変形特性を持っていることも見て取れる。

b) 過剰間隙水圧時刻歴

図-8は100秒間、加振した際の過剰間隙水圧比の時刻歴を示している。過剰間隙水圧比の増加は、有効応力の減少を反映するが、図-6の有効応力経路と見比べるとリンクしていることが判る。未改良地盤モデルの場合、今川地区現場採取試料土であるS1, S2, S3の各層において、過剰間隙水圧比は0.9までは至っていないが、100秒間に大きく増加し液状化兆候が見て取れる。改良地盤モデルの場合、改良層直下の今川地区現場採取試料土であるS3層では、過剰間隙水圧比が0.97まで至っているにも関わらず、改良層であるS2層のタイヤチップ層では、過剰間隙水圧比が0.04とほとんど増加していない。また、この上層の今川地区現場採取試料土であるS1層でも、過剰間隙水圧比は0.14となっており、わずかに増加するに留まっている。

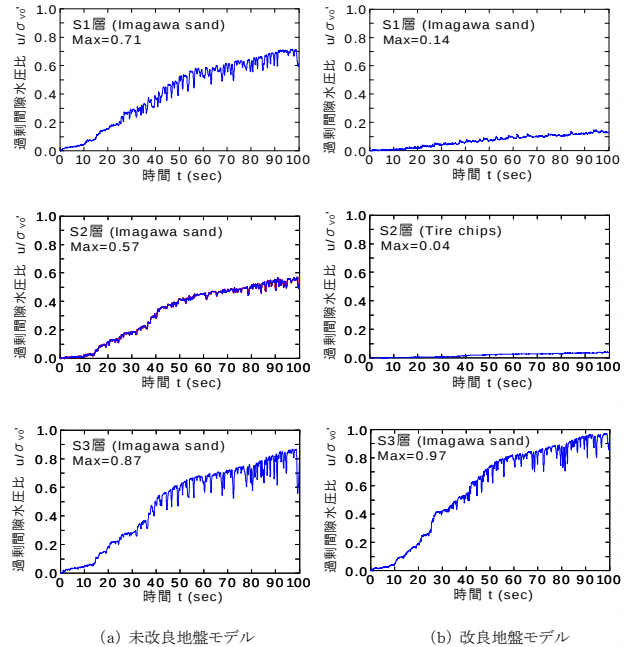


図-8 過剰間隙水圧比時刻歴

c) 加速度時刻歴および加速度フーリエスペクトル

図-9は図-2に示す地盤モデルにおいて、図-5に示す入力加速度波で100秒間オンライン地震応答実験を実施した際の家屋（質点1）における応答加速度時刻歴と加速

度フーリエスペクトルを示す。

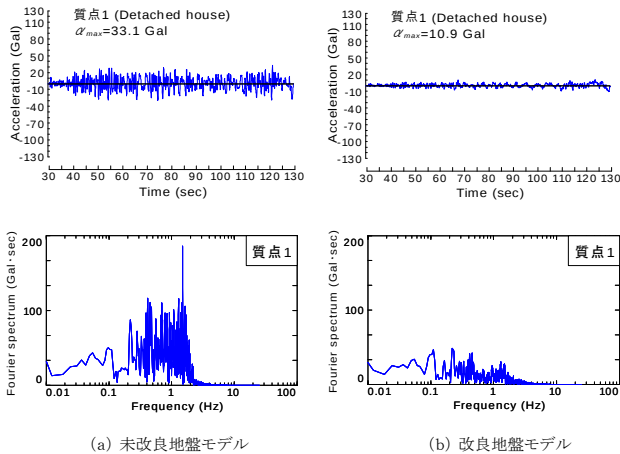


図-9 家屋（質点1）での応答
（加速度時刻歴とフーリエスペクトル）

この結果より、未改良地盤モデルと改良地盤モデルを比較すると、S2層をタイヤチップにより置換した場合、家屋の水平方向固有振動成分を含む0.1～5Hz間の周波数成分が低減されていることが見て取れ、この事象が起因し、家屋（質点1）における応答加速度のオールパス値の時系列データの最大値が、未改良の場合は33.1galで、改良の場合は10.9galとなり、家屋への伝搬加速度は1/3以下になったことを確認した。この応答振動低減事象は、S波がせん断抵抗のない液体中を伝搬しないことと同様に、タイヤチップはせん断抵抗が極めて低く、S波を伝え難い材料であることに起因するものと考えられる。なお、金子⁴⁾らの研究成果によると、タイヤチップの動的変形特性（せん断剛性、減衰比のひずみ依存性： $G_{eq}/G_0 \sim \gamma$ および $h \sim \gamma$ 関係）が50kPa、100kPa、150kPaの範囲において有効拘束圧の影響を受けないことや、タイヤチップのせん断剛性は極めて小さくそれぞれの有効拘束圧において、砂の約0.01倍の値であることを確認している。

3. タイヤチップの圧縮およびせん断特性実験

(1) 実験概要

タイヤチップに対して、三軸圧縮試験により圧密非排水（CU）、圧密排水（CD）条件下で、平均主応力一定せん断試験、側圧一定せん断載荷および除荷試験、等方圧縮除荷試験をそれぞれ行った。三軸試験供試体は、直径5cm、高さ10cmであり、突固め法により13層に分けて突固めて作成した。その際、相対密度 $Dr=170\%$ を目標に突固めた。しかし、材料が非常に軽量で細かいことから供試体作成段階で試料が飛散してしまい相対密度を調整するのに困難を要したため数回試行錯誤の上供試体を作成した。飽和供試体作成のために、 CO_2 ガスを注入し、

その後、所定の拘束圧で圧密を行い、軸ひずみ速度0.1%/minでせん断を行った。さらに、軸ひずみが $\varepsilon_a=20\%$ に達した後に除荷を行った。なお、実験に用いたタイヤチップは、オンライン地震応答実験時と同様に表-1に示す物理的特性で、図-4に示す粒度分布のものである。

(2) 実験結果と考察

a) CU、CD条件での単調せん断試験および除荷試験

図-10に側圧一定排水単調せん断試験による軸差応力一軸ひずみ関係を示す。実験は拘束圧50kPa、100kPa、200kPaにおいて実施し、試料の圧密前の相対密度はそれぞれ $Dr=176.24\%$ 、 169.89% 、 165.61% であった。なお、図中実線は荷載時を、破線は除荷時を示す。図より、い

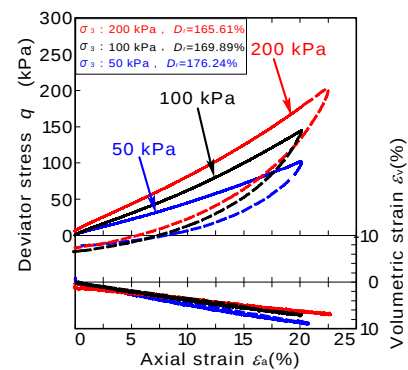


図-10 排水単調せん断試験軸差応力一軸ひずみ関係

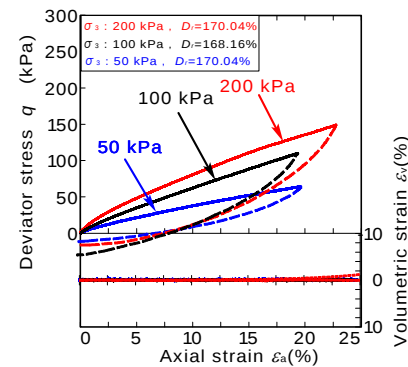


図-11 非排水単調せん断試験軸差応力一軸ひずみ関係

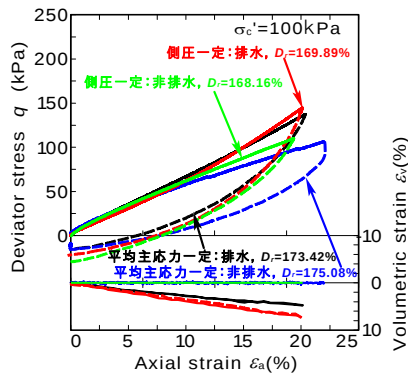
ずれの拘束圧条件においてもやや逆反りのひずみ硬化傾向を示し、体積変化も圧縮側に線形的に増加している様子が見て取れる。除荷試験時の軸差応力一軸ひずみ関係は、全体的に非線形弾性的挙動を示すが、 $q=0 \text{ kPa}$ のとき数%の塑性軸ひずみを残すが、体積変化は除荷時も載荷時と同様、線形的挙動を示すことが明らかである。

図-11は側圧一定非排水単調せん断試験による軸差応力一軸ひずみ関係を示す。拘束圧、相対密度はそれぞれ、50kPaで $Dr=173.50\%$ 、100kPaで $Dr=168.16\%$ 、200kPaでは $Dr=170.04\%$ である。いずれの拘束圧においてもピークは現れず線形的挙動を示し、図-10の排水試験時のような逆反りのひずみ硬化傾向は示さないが、非排水条件下に

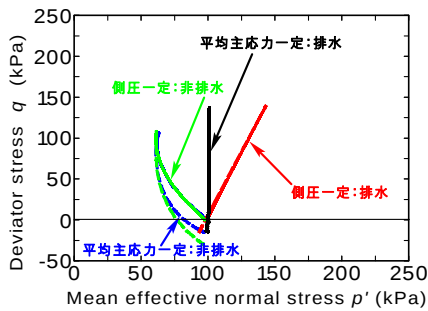
おけるせん断载荷により、過剰間隙水圧が発生し有効応力が低下したことに起因するものと考える。また除荷時には、排水単調せん断試験と同様な非線形弾性的挙動を示している。

b) 平均主応力一定せん断試験と等方圧縮除荷試験

図-12は(a)に拘束圧 100kPaにおける平均主応力一定せん断試験の軸差応力-軸ひずみ関係を、(b)にその有効応力経路を示し、比較のために側圧一定試験の結果も併せて表現した図となっている。平均主応力一定せん断試験における体積ひずみは通常の土ではダイレイタンスーによるものであるが、タイヤチップにおいてもそうなのか否かを調べた。また、図-13には等方圧縮・除荷試験による体積ひずみと有効応力の関係を示している。なお、図-12、図-13において実線は荷載時を、破線は除荷時を示す。



(a) 軸差応力-軸ひずみ関係



(b) 有効応力経路

図-12 平均主応力一定試験結果と側圧一定試験結果 ($\sigma'_c=100\text{kPa}$)

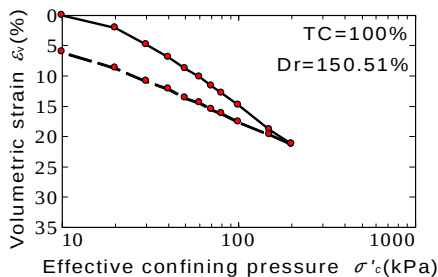
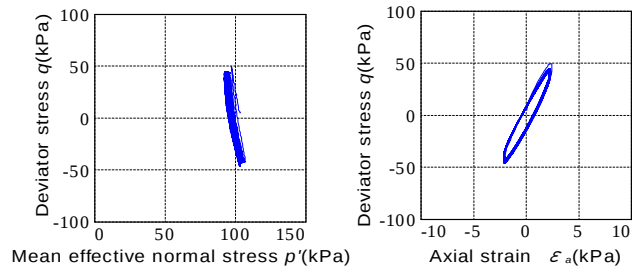


図-13 等方圧縮除荷試験結果

図-12 (a) より、平均主応力一定と側圧一定のいずれの試験の排水、非排水条件下においても、荷載時は $\varepsilon_a=20\%$ に至ってもピークは現れず線形的増加傾向を示し、限界状態に達していない。また排水試験では、体積変化も圧縮側にほぼ直線的な増加傾向を示している。そして、排水条件下での平均主応力一定試験と側圧一定試験結果での $\varepsilon_a=20\%$ 時点では、体積変化の差が約2%であるのに対し、 $\varepsilon_a=20\%$ 時点の q とこの q に対する側圧一定試験における平均主応力 p' を図-12 (b) から読取ると $p' \approx 140 \text{ kPa}$ となり、図-13より、拘束圧 100kPa と 140 kPa の体積ひずみ差が約4%と読取れ、差異があり、土の排水せん断時の体積変化のように、平均主応力増分とダイレイタンスーに起因するものの重ね合わせが成り立たないことが見て取れる。また、せん断除荷により体積変化が元に戻っている。さらに、図-12 (b) から非排水条件下の平均主応力一定試験ならびに側圧一定試験の結果より、荷載時に間隙水圧が発生し、除荷時にはこの間隙水圧も消失することが見て取れ、間隙水圧発生も弾性的体積ひずみによるものと考えられる。以上より、タイヤチップのせん断载荷による体積変化は、粒子移動を伴う非可逆的なダイレイタンスーによるものではなく、タイヤチップ粒子の弾性変形による可逆的な事象であると考えられる。

c) 繰返し三軸試験結果

図-14は (a), (b) に応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c=0.23$, $\sigma'_c=100\text{kPa}$ での非排水繰返し三軸試験結果による有効応力経路と q - ε_a 関係を示す。



(a) 有効応力経路

(b) 軸差応力-軸ひずみ関係

図-14 非排水繰返し三軸試験結果

図-14 (a) より、繰返し回数の増加に伴い間隙水圧がわずかに増加してこと、また図-14 (b) より、初期载荷で大きな軸ひずみが発生するが、その後も繰返し载荷による軸ひずみの振幅の発達はなく同じヒステリシスループを描いていることが見て取れ、タイヤチップは液状化を生じる材料ではないことが明らかであることが判る。

4. おわりに

本研究では、リサイクル材であるタイヤチップを戸建

住宅基礎下の地盤改良に用いることにより、地震被害（液状化・応答）低減効果をオンライン地震応答実験で確認し、タイヤチップの不明な力学的特性について三軸試験機を用いてCU、CD条件下で、平均主応力一定せん断と側圧一定せん断の載荷・除荷試験および等方圧縮除荷試験をそれぞれ実施し、タイヤチップの圧縮とせん断による体積変化挙動を明確にした。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) タイヤチップを地盤モデルS2層(GL-2～-4m)に施した場合、その上層の未改良層S1層(GL-0～-2m)の過剰間隙水圧の発生も低く抑え、結果的に日本建築学会・小規模建築物基礎設計指針に標されている非液状化層を人工的に地表面から4m構築することができた。（この指針による簡易判定によると、地表面水平加速度が 200gal 程度の場合、地表面から非液状化層が3m以上存在する場合、液状化の影響が地表面に及ぶ影響は小となる。）
- (2) タイヤチップの低い剛性と弾性的変形特性が、応答加速度の低減に寄与し、改良地盤モデルは未改良地盤モデルと比較し、家屋の水平方向固有振動成分を含む0.1～5Hz間の周波数成分が低減され結果的に、家屋への伝搬加速度は1/3以下になったことを確認した。
- (3) CU、CD条件下でのせん断載荷・除荷試験結果より、軸差応力-軸ひずみ関係は非線形弾性挙動をとり、 $\varepsilon_a=20\%$ まで載荷しても限界状態に達しない。
- (4) 平均主応力一定せん断試験を実施し、発生した体積変化・間隙水圧も除荷試験を行うことで限りなく0%に戻ることで、タイヤチップのせん断による体積変化は、粒子移動を伴う非可逆的なダイレイタンスーによるものではなく、タイヤチップ粒子の変形による可逆的なものであると考えられる。

- (5) 繰返し三軸試験結果より、有効応力の低下はわずかで、軸差応力-軸ひずみ関係は粘弾性的な挙動を示し、初期載荷で大きな軸ひずみが発生するが、その後も同じヒステリシスループを描き、タイヤチップは液状化が生じる材料ではないことが判る。

本研究により、液状化に対し、地下水が地表面に存在したり、タイヤチップが細粒化するなど、悪条件が重なってもタイヤチップは、地盤改良材としてのポテンシャルを有していることを確認した。しかし、オンライン地震応答実験では、1次元の条件で実施されていることより、実地盤では周囲にタイヤチップ以外に地盤が存在していることや、タイヤチップ層の低い剛性に伴う水平・鉛直変形が加味されていない。実地盤におけるタイヤチップのより効果的な利用を検討するためには、2次元および3次元的な視野からの評価を実施してく必要があり、検討を続ける予定である。

謝辞：最後に本研究は、山口大学大学院生の今田光一氏、野田翔兵氏の協力によって実施しており、ここに記して、感謝する次第である。

参考文献

- 1) 矢島寿一，小倉一利，山田忠幸，小林展誠，丸井祐司，竹内基樹：タイヤチップのせん断特性と液状化特性，地盤工学ジャーナル，Vol.4，No.1，pp.81-90，2009
- 2) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，ISBN978-4-8189-0574-0 C3052，丸善株式会社，pp.88-92，2008
- 3) 日下部伸，森尾敏，岡林功，藤井照久，兵動正幸：簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用，土木学会論文集，No.617/III-46，pp.299-304，1999
- 4) 金子崇，兵動正幸，中田幸男，吉本憲正，Hemanta HAZARIKA：タイヤチップおよびその砂との混合土の動的変形特性および地震応答特性，土木学会論文集C，Vol.69，No.1，pp.91-107，2013

凍結工による既設地下変電所への 管路の接続について

戸田 哲哉¹・小松 隆晴²

¹大成建設・五洋建設共同企業体（〒542-0081大阪府大阪市中央区南船場1-14-10）

²関西電力㈱ 電力システム技術センター（〒530-6691大阪府大阪市北区中之島6-2-27）

本報文は、道路幅員等の制約から直接シールド機を既設変電所に接続できない施工条件のもと、管路と既設変電所を繋ぐ接続部（ボックスカルバート構造）の構築を、稼働中の変電所構内から非開削で施工した事例について報告する。

接続部防護工として採用した凍結工法，造成された凍土内の閉鎖された空間での構造物構築の計画から施工について主に記す。

キーワード 管路，接続，非開削，凍結工法，セグメント切開き

1. はじめに

(1) 概要

本工事は、将来の電力需要に対応すべく、関西電力㈱が整備している送電事業の一環で、国土交通省が整備中である御堂筋共同溝の分岐立坑と、大阪市内の既設変電所を繋ぐ分岐管路を構築する工事である（図-1）。

管路は延長約200mで、管路外径1,800mmの泥土圧シールド工法で構築する。構築する管路内には電力ケーブル用配管を20孔配管する。

本工事では、管路到達部の道路幅員等の制約から新設管路を既設変電所に直接接続ができないため、新設管路と既設変電所を繋ぐ接続部（ボックスカルバート構造）を、稼働中である既設変電所構内から非開削で施工を行った。本報文は、接続部の防護工として採用した凍結工法，及び凍結工法施工下における構築工までの計画と施工について報告する。

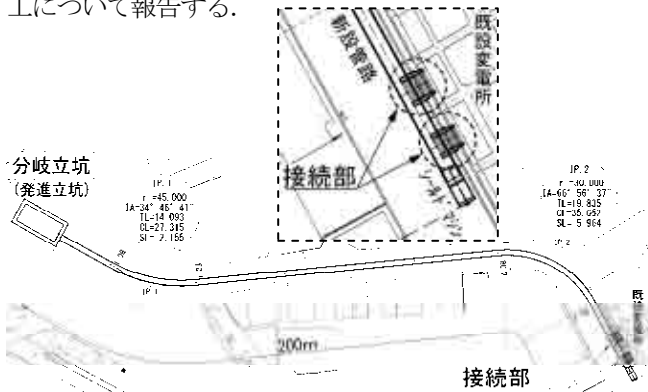


図-1 線形平面図

(2) 工事数量

- ・シールド機 : 1基（泥土圧シールド）
- ・一次覆工 : 200m（内径1,644mm）
- ・セグメント : 432R（スチールセグメント）
- ・発生土処理 : 741m³
- ・接続部防護工 : 1式（凍結工法，対象土量160m³）
- ・接続部構築 : 2箇所（ボックスカルバート構造）
- ・管内配管工 : 184m
- ・管内充填工 : 404m³

2. 施工箇所概要

(1) 接続部地上部

接続部構築箇所は、交通量の多い道路幅員約8.7mの市道直下に位置し、直上にはΦ1,060mm下水道管，Φ150mmガス管等の種々の埋設管が存在する（図-2）。

計画当初，既設変電所接続箇所へはシールド機を直接到達させる計画であったが，道路幅員が狭く変電所接続箇所に直角に接続する線形が確保できず，また線形を確保して斜めに接続させる際は，接続箇所の開口補強工が過大になり稼働中の変電所構内での施工に支障が生じる恐れがあった。

そのため，今回は管路を接続箇所に平行に構築し，管路途中の接続箇所のスチールセグメントを切開き，管路と既設変電所を繋ぐ接続部（ボックスカルバート構造）を現場打ちで構築した。



図-2 接続部地上部平面図

(2) 地質条件

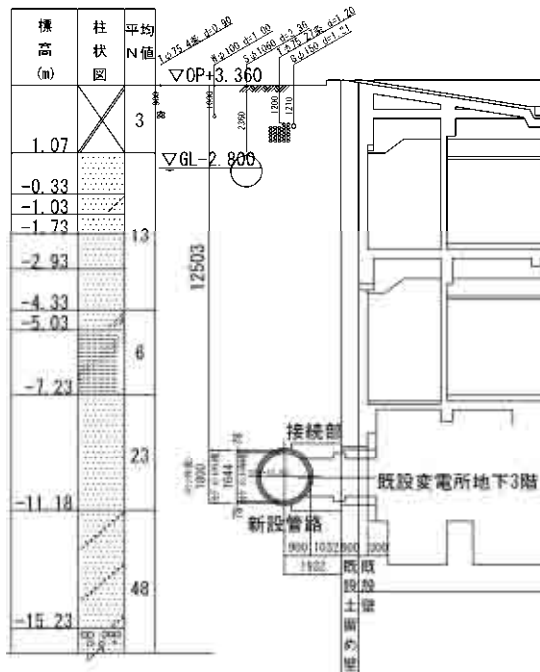


図-3 地質柱状図

接続部構築箇所の地質柱状図を図-3に示す。

接続部の土被りは12.5mであり、第二沖積砂質土層（As2槽、N値23程度）に位置する。設計で設定した土質条件は表-1に示す通りである。

表-1 接続部地質条件

地層区分	平均N値	γ [kN/m ³]	C [kN/m ²]	ϕ °	λ	k [kN/m ³]
B	3	20	0	30	0.55	4700
As1	15	18	0	34	0.55	7300
Ac1	6	18	58	0	0.60	7500
As2-1	23	20	0	36	0.50	28000
As2	48	20	0	40	0.40	50000
Ac3	9	17.5	141	0	0.55	11200
As3	33	20	0	40	0.35	50000
Ac3	12	17.5	141	0	0.55	11200
Dg1	60	21	0	40	0.35	50000

3. 接続部構造概要

(1) 接続部形状寸法

接続部の形状は、将来引き込まれる電力ケーブルの最小曲げ半径と、通路幅を考慮して必要内空寸法を決め、構造計算の結果、図-4、5に示す形状に決定した。尚、引き込まれる電力ケーブルの本数、最小曲げ半径より、接続部は2箇所構築した。

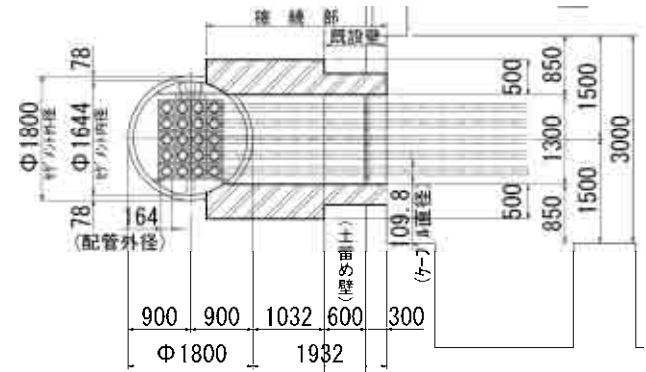


図-4 接続部側面図

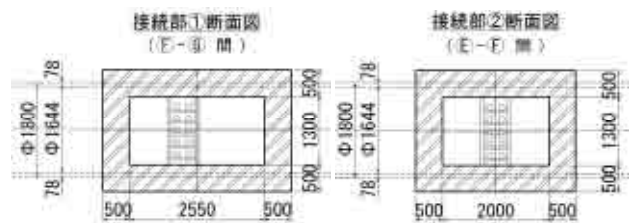


図-5 接続部断面図

(2) 接続部セグメント切開き部構造検討

接続部セグメント切開き部の発生断面力は、切開き後Cリングモデルの支点条件を固定端として検討した。端部に発生する断面力を図-6に示す。

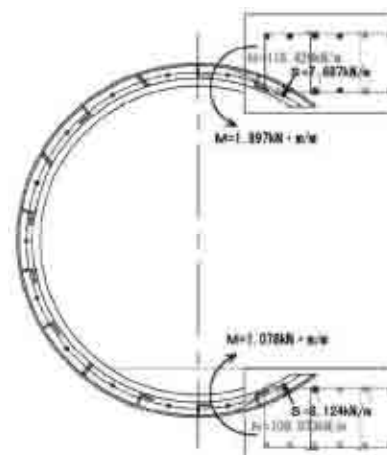


図-6 セグメント切開き部発生断面力

セグメントに作用する軸力をコンクリートに伝達するシアコネクタとして、セグメントの縦リブ（または主桁）を50mm残置する構造とした。1m当たりの軸力を6

枚のシアコネクタ（3リング分）で負担させた。また、端部に発生する曲げモーメントとせん断力に対する補強として、U字鉄筋を配置した（図-7）。

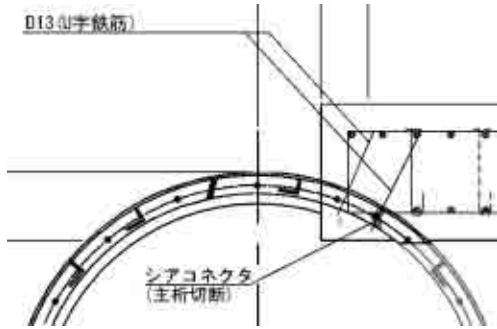


図-7 端部補強U字鉄筋

4. 接続部防護工

(1) 防護工工法選定

接続部地上部は、交通量の多い幅員の狭い市道で、且つ、埋設管が多く存在するため、防護工の施工も稼働中の既設変電所構内から施工でき、地盤強度が確保できる工法として、MJS工法（高圧噴射攪拌工法）と凍結工法を候補とした。

施工箇所となる既設変電所は大阪繁華街の電気を供給する重要な変電所であることから、止水性の信頼性が高く、高い地盤強度を確保できる工法として凍結工法を採用した。接続部の土被りは12.5mであるが、構築する接続部は砂層に位置することから、凍結に伴う膨張圧の発生による凍上や解凍沈下等による既設変電所、路上に与える影響も軽減できると判断した。

(2) 凍結範囲の決定

図-8に凍結工計画図を示す。

凍結範囲は、変電所壁と管路セグメントとで固定された両端固定梁と考え、必要凍土厚を算出し決定した。尚、設計で用いた凍土（砂質土）の強度は、塩分濃度0%、凍土平均温度-10℃の時の値として、表-2に示す値を使用した。

表-2 凍土の設計強度

	σ_u
圧縮強度 σ_{uc} (kN/m^2)	4,500
曲げ強度 σ_{ub} (kN/m^2)	2,700
剪断強度 σ_{us} (kN/m^2)	1,800

凍結管の配置は、熱的条件等を考慮して掘削面より40cm離れた外側に80cm間隔で埋設することを基本とし、掘削面から壁厚12mの凍土を造成できるよう配列した。

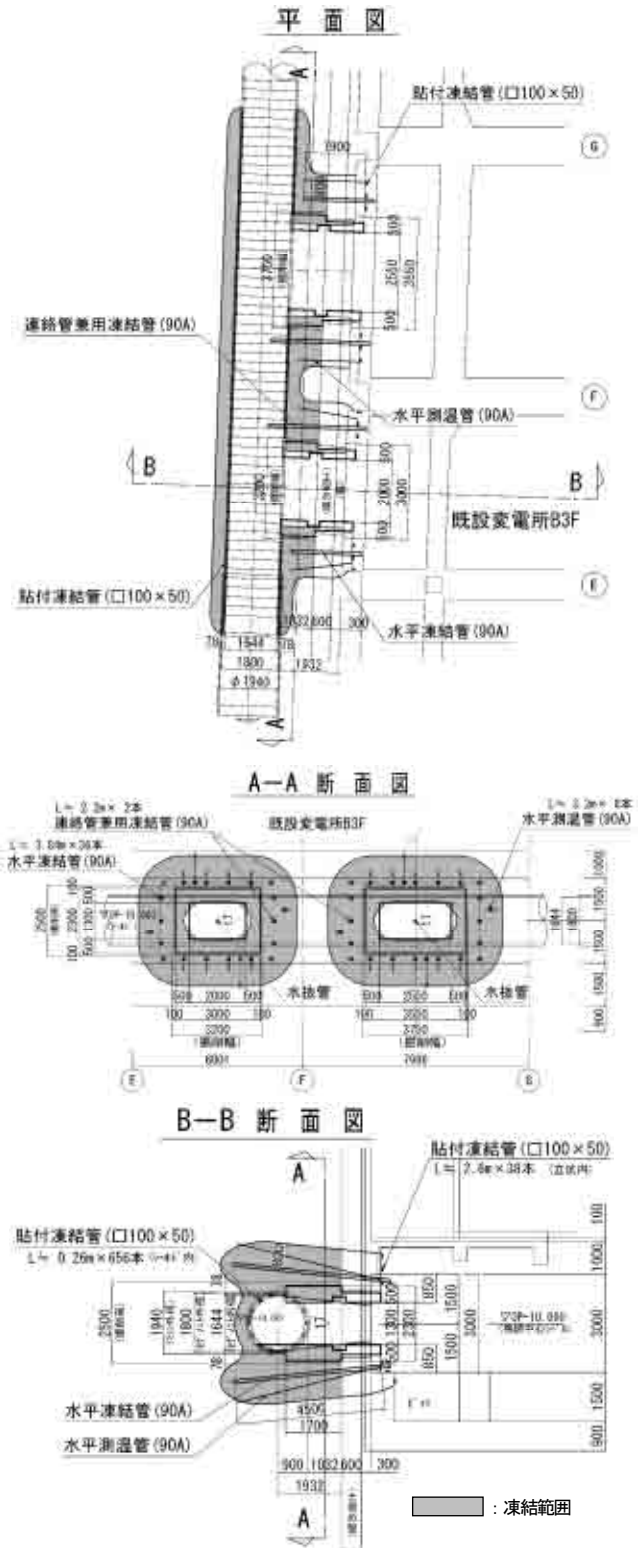


図-8 凍結工計画図

掘削部の上・下部は、埋設位置の制限から掘削面からの離れを最小となる位置で20cm、管路部中心位置で40cmとなるように斜めに凍結管を埋設し、掘削面から最小壁厚1.0mの凍土を造成できるよう配列した。また、接続部外周に造成する凍土壁と、既設変電所及び管路との凍着は、既設変電所内面、管路内に設置した貼付凍結管により確保した。

(2) 凍結工数量及び諸元

- ・水平凍結管 (90A, L≒3.84m) ×36本
- ・水平凍結管 (90A, L=2.2m, 連絡管兼用) ×2本
- ・貼付凍結管 (□100×50, 管路内) 168m
- ・貼付凍結管 (□100×50, 変電所内) 99m
- ・測温管 (90A, L≒3.2m) ×8本 (測温点3点/本)
- ・水抜き管 (90A) ×2本
- ・凍結装置 100型 (75kW) 凍結ユニット×1台
- ・運転日数 造成27日+維持60日=87日
- ・凍結土量 凍土造成完了時 約160m³
- ・強制解凍 7日間
- ・コンクリート養生 断熱材 (t=50mm) 41m²
- ・コンクリート養生 温床線 (500W) 280m
- ・コンクリート養生 温水管 (20A) 125m

(3) 凍結管理

a) 地中温度計測管理

耐力壁として凍土厚の安全率が2.0を下回らないよう地中温度を設定し、測温管に設置した測温素子の温度を計測し、設定値との比較を行い管理した。地中温度計測結果の一例を図-9に示す。

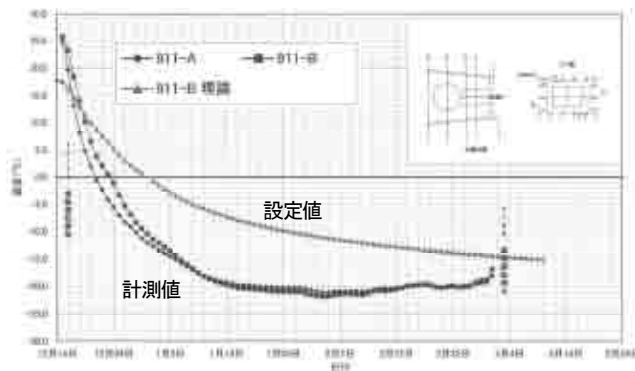


図-9 地中温度計測結果 (一例)

b) 凍着部温度管理

既設変電所壁面と凍土、新設管路と凍土と接触面の温度を計測し管理した。

c) 凍土面目視管理

造成完了後、露出した凍土面は外気や管路内の換気の熱により肌落ち等が生じるため、目視で確認し管理した。

d) 地表面計測

凍結運転開始後は、定期的に地表面の変状確認のため水準測量を実施した。

e) 管路内変位計測

凍土造成に伴う膨張圧の発生による管路の変形を確認するため、管路坑内の内空変位を計測し管理した。2箇所ある接続部のそれぞれセンターに位置する箇所はレーザー距離計を用いた自動計測を行い、他の測点については手動で内空を測定した。内空変位計測は、接続部構築に伴うセグメント切開き時にも計測値を用い管理した。測点位置を図-10に示す。

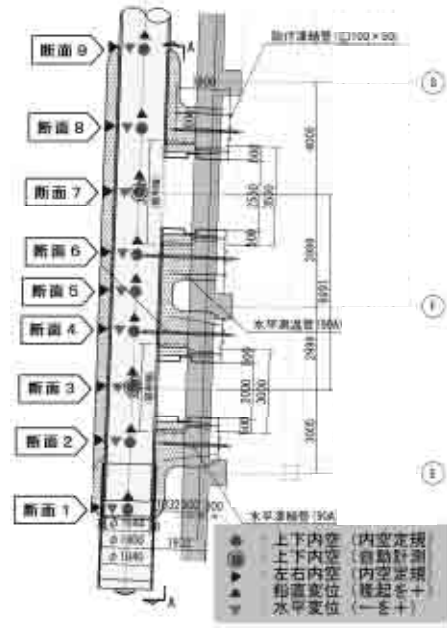


図-10 管路内空測定測点位置図

(4) 凍結プラント配置

凍結工のプラントは、地上部は交通量の多い市道部は道路使用による交通影響が懸念されたため使用せず、関西電力株敷地の一部に受電設備とクーリングタワーを配置し、冷凍機他の設備は全て接続部施工箇所となる既設変電所地下3階に配置した。

6. 接続部構築

(1) 接続部構築施工フロー

接続部構築の施工フローを図-11に示す。

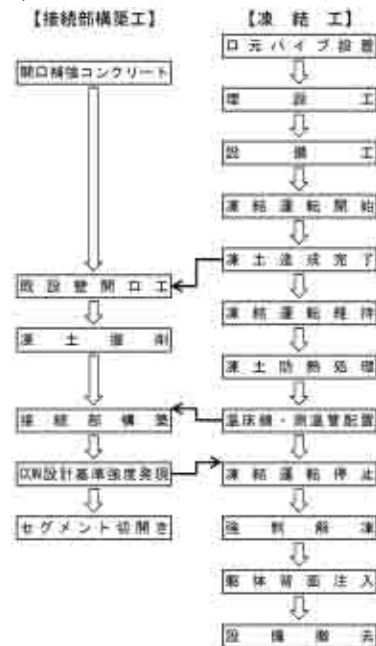


図-11 接続部構築施工フロー

尚、凍土の掘削は、ブレーカ、エアチッパーを使用した人力掘削を行った（写真-1）。



写真-1 凍土掘削

(2) コンクリート配合の決定

a) コンクリート打設リフトの決定

稼働中の変電所構内におけるコンクリート打設となるため、打設回数減らすため底版部と側壁・頂版部の2回に分けるリフト割りとした。

b) 高流動コンクリートの選定

接続部側壁・頂版部は凍土で覆われた閉鎖された空間におけるコンクリート打設となること、セグメント切開き部のため過密配筋になることから、振動締め作業ができない。そのため、振動締めを行わなくても、材料分離を生じさせることなくコンクリートを型枠の隅々まで充填させることができる自己充填性を有する高流動コンクリートを選定した。

高流動コンクリートは、試験練りを行い、流動性確認のためのスランプフロー試験（設計値60cm、実測値62.0*60.4cm）、U形充填装置を用いた間隙通過性試験（実測値349mm）を実施した（写真-2、3）。表-3に本工事で使用した高流動コンクリートの配合を示す。凍害防止としてのセメントの発熱を期待し、普通セメントを使用した。



写真-2 間隙通過性試験



写真-3 スランプフロー試験

表-3 高流動コンクリート配合

セメント種類	呼び強度 N/mm ²	水セメント比 W/C %	単位量 kg/m ³				
			水	セメント	細骨材		粗骨材
普通	36	44.0	175	398	海砂	砕砂	石灰石砕砂
					264	264	367
							839

※混和剤にグレンコウム6500(高性能AE減水剤)を使用

c) 温度応力解析

コンクリートの配合決定後、凍土に接してのコンクリート打設となるため、コンクリートの温度応力解析を行った。解析モデルを図-12に示す。

解析での凍土条件は、凍土を設定するのに断熱材から0.5m離れた位置で-15℃に固定し、打設前における断熱

材表面の温度を0℃、背面を-6℃とした。またコンクリート打設後1週間で固定を解除することとした。解析結果を表-4及び図-13、14に示す。表-4に示す通り、底版部、側壁・頂版部共にひび割れ確率5%以下の結果を得た。

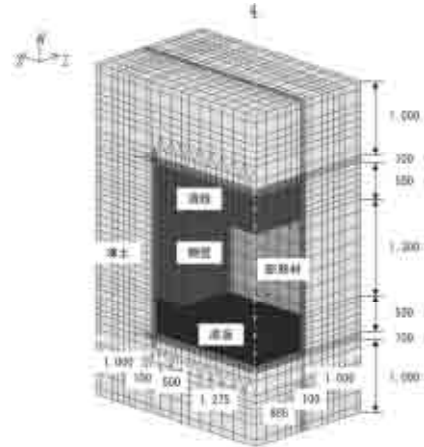


図-12 温度応力解析モデル

表-4 応力解析結果

部位	セメント 種類	打設 温度 (℃)	環境 温度 (℃)	材料 (日)	最大ひび 割れ長さ (mm)	応力 (N/mm ²)	ひび割れ 発生確率 (%)
底版	N	11.3	42.9	1.8	5.18	0.69	32.3
側壁+頂版	N	11.8	34.2	1.5	3.82	1.13	65.0

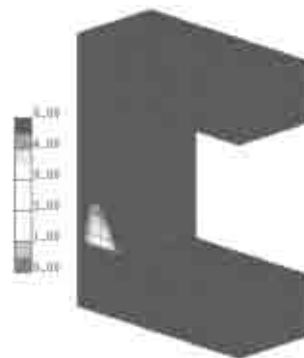


図-13 ひび割れ指数分布図

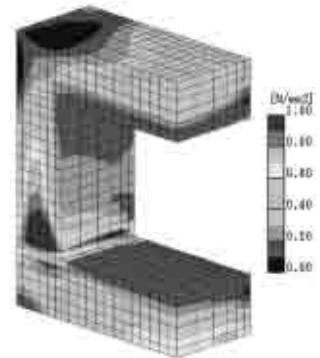


図-14 応力 (σ1) 分布図

(3) 止水対策

接続部構築に当たり、想定した漏水経路と止水対策を図-15に示す。

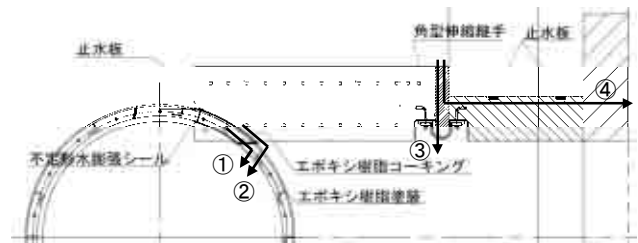


図-15 想定漏水経路と止水対策

セグメントリング継手面からの漏水（図中①）に対しては、管路構築時にセグメント切開き部を定め、予め端部にセグメントシーンを法線方向に貼り付け止水対策と

した。セグメント外周から回り込む漏水（図中①），及び既設変電所躯体と接続部の水平打継ぎ部からの漏水（図中④）は，水膨張性の止水板を設置した。また，既設変電所壁と接続部の鉛直打継ぎ部からの漏水（図中③）は，角型伸縮継手（可とう継手）により止水した。

(4) コンクリート凍害対策

接続部コンクリートは凍土で覆われた箇所でのコンクリート打設となるため，凍土熱によるコンクリートの凍害対策として次の対策を行った。

a) 既成品コンクリート板の使用

凍土上での均しコンクリートは厚みも薄く氷結してしまうことが懸念された。また凍害防止として断熱材（グラスウール）を設置すると，軟質なため上部にコンクリート自重が载荷された際に沈下が生じる。そのため，均しコンクリート代替として，既製品コンクリート板（ $t=45\text{mm}$ ， $\sigma=24\text{N/mm}^2$ ）を使用した。

b) 温床線の設置

コンクリートの初期凍害を防止するため，凍土面に接する側部，頂部は断熱材を設置すると共に，断熱材前面に温床線を配線した。底部の既製品コンクリート板上も同様に温床線を配線した。温床線の配列は，コンクリートの養生温度を7日間 5°C 以上確保できるよう施工条件に応じた熱計算を行い， 30W/m の温床線を 40cm 間隔以下で配線した（図-16，写真-4）。

c) 温水管の設置

既設変電所壁開口箇所は凍害対策として温水管を配管した（図-16，写真-5）。コンクリート温度を7日間 5°C 以上確保できるよう熱計算を行い，打設するコンクリート内面から 25cm の位置に， 20cm 間隔で温水管（20A）を配管し， 20°C 以上の温水を循環した。

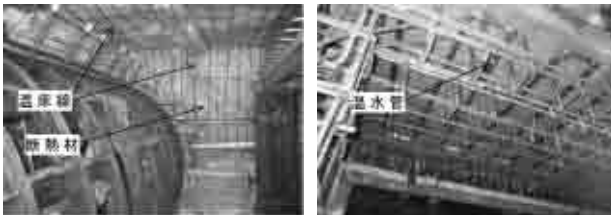


写真4 温床線

写真5 温水管

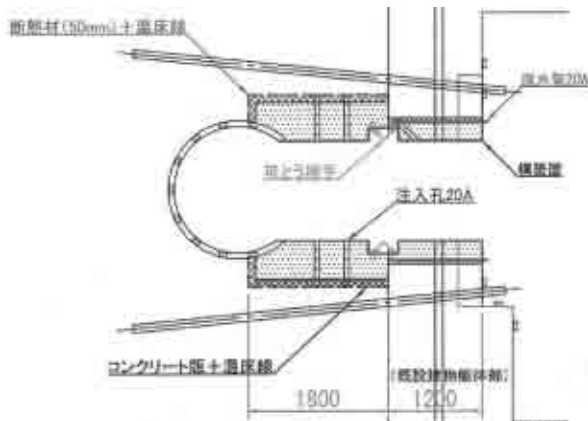


図-16 コンクリート養生概要図

(5) 強制解凍，背面注入

接続部コンクリートの設計基準強度確認後，躯体周りの空隙を可能な限りなくすため，強制解凍を行った。強制解凍は凍結造成時に使用した凍結管を温水管として転用し，約 60°C の温水を7日間連続して循環した。

強制解凍施工後，解凍により生じる躯体外周の空隙を充填するため，背面注入を行った。背面注入は，構築時に底版，側壁，頂版に予め設置した注入孔（20A）から，強度を確保でき，流動性を持った材料を注入した。

7. まとめ（施工結果）

(1) 地表面計測結果

凍結工施工開始前から接続部構築完了後2ヶ月の間，施工箇所直上部の地表面沈下計測を実施した結果，各施工段階での急激な変状はなく，20測点の最終計測結果は -1mm から $+2\text{mm}$ の範囲で，凍結工による地上の変状はほぼ生じることなく施工できた。

(2) 管路内内空計測結果

凍土造成中の膨張圧，セグメント切開き時のセグメントの変状を確認するため，管路内の内空変位計測を実施した結果，凍土造成中，セグメント切開き時ともに内空変位は最大で 2mm 程度であった。

(3) 止水性確認

構築完了1ヶ月後の時点で，構築した接続部コンクリートからの漏水はなく，漏水対策として施工した止水の効果を確認できた。写真-6，7に確認時点の接続部状況を示す。



写真6 接続部（変電所側）



写真7 接続部（管路側）

謝辞：万が一でも出水，陥没を生じさせてしまうと，大阪の繁華街の電力供給に支障を及ぼし，多大な社会的損害に直結する重要な変電所構内で施工した本工事にに対し，計画段階から多大なご指導とご協力を賜った関西電力（株）関係者の皆様，計画・施工に尽力して頂いた専門工事業者関係者各位に心より感謝を申し上げる次第である。

災害現場を I P で結ぶ (次世代衛星通信システムの導入について)

嶋田 幸平¹・湯浅 武²

¹近畿地方整備局 企画部 情報通信技術課 (〒540-8586 大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

²紀南河川国道事務所 道路管理課 (〒646-0003 和歌山県田辺市中万呂142)

国土交通省では従来より、災害現場からの音声及び画像を整備局、本省、内閣府等へ伝送する手段として、衛星通信車、Ku-SAT、ヘリコプタテレビ伝送システムなどを構築し、活用してきた。しかしながら、災害対応における問題点として電子メールが使用できないこと、端末電話機の接続台数が少ない、ヘリコプタテレビ伝送システムにおいては、被災現場に近づき画像を撮影しても、山陰等により伝送が出来ないといったことがあげられる。また、既設の各種設備については、設置後18年以上経過しており、障害も多発しているところから、これらの問題点への対処及び老朽化対策のため、平成24年度より次世代衛星通信システムの導入を開始した。

キーワード 衛星回線 I P 化、衛星通信車、Ku-SAT、ヘリサット

1. はじめに

近年、東日本大震災を引き起こした巨大地震、台風、爆弾低気圧による土砂災害や洪水被害などの自然災害が多発している。

衛星通信回線は、災害時の初動体制の一つとして、被災現場状況の把握、被災現場との通信手段を確保し、管理事務所、地方整備局、国土交通本省との緊密な連絡などを行うためのツールとして、現在運用している。

しかしながら、近年のデジタル情報化社会への対応や、既存システムの問題を解消するため、今年度から本格導入する次世代衛星通信システムを紹介する。

2. 衛星通信とは

国土交通省で利用している衛星通信は、地上36,000km南東方向(東経154°)の静止衛星を介して地上から地上への通信を行っている。

地上の光ケーブル、無線ネットワーク網から独立し、地震などの地上災害の影響を受けないよう、国土交通本省と近畿地方整備局にて衛星通信回線の接続設定及び映像、電話回線の回線設定をおこない、安定した通信回線ができる。衛星通信車、Ku-SATは移動及び可搬ができるため、地上回線で通信が困難な災害現場でも回線構築ができる。

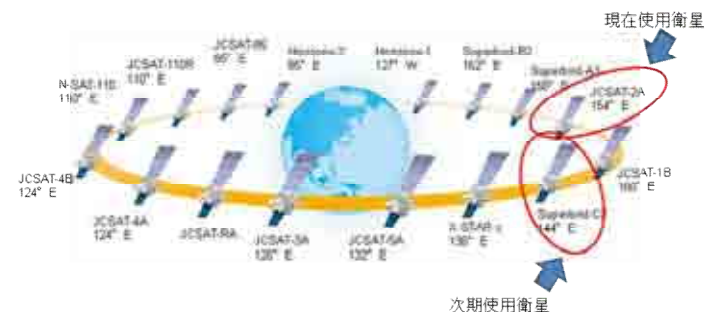


図 静止衛星一覧

3. これまでの衛星通信設備の派遣について

これまでも衛星通信設備は、発災時において、災害現場の映像収集を行ってきた。

平成7年1月の阪神淡路大震災で現場災害対策車との連絡手段として、電話、FAXの設置を行い相互連絡を行った。

平成16年10月の台風23号による円山川、由良川の堤防決壊時の監視、平成21年9月の台風9号による佐用町の豪雨被害状況を衛星通信設備にて監視を行った。

自治体への支援としては、平成9年1月に発生したロシア船籍「ナホトカ号」座礁による重油流出事故の映像を福井県に提供した。

平成 23 年 3 月発生の東北大震災、及びその後の津波被害では、一般の通信回線が途絶された。被災地へ近畿から衛星通信車 2 台が出動し、のべ 101 日の支援を実施、被災役場等への電話回線提供などを行った。

平成 23 年 9 月の台風 12 号では、土砂崩落による道路通行止め箇所、河道閉塞箇所の監視をおこなうため、全国から衛星通信車 8 台（のべ 102 日）、Ku-SAT 23 台（のべ 603 日）の派遣を行い電話回線の提供や、河道閉塞箇所の映像を、役場、県土木事務所へ配信、また、ホームページにて住民への映像提供を行っている。



4. 既存衛星通信車等の課題と対応

4. 1 衛星通信車、Ku-SAT

衛星通信機器は近畿管内に衛星通信車 7 台、Ku-SAT 28 台が導入されており、直轄区間や、自治体管理区間の被災時等に現場状況の把握、連絡体制の構築のため、活用しているところである。



しかしながら、衛星機器派遣先では映像送信、電話やファクシミリは使用できるが、昨今、通信の主流になってきているパソコン端末等を使用した電子メール、業務システム、共有ファイルの利用もしたいという要望が TEC-FORCE 隊員、現地派遣リエゾンから多く上がっている。

衛星通信車、Ku-SAT は先述した課題を解決するため、衛星通信回線を IP 化（Internet Protocol: 現在インターネットで専ら使用されている伝送手順）し派遣先である災害現場、被災した自治体に対し、電話・ファクシミリだけでなく、パソコンを接続することができれば、電子メール、業務システム、共有ファイル、インターネット

接続閲覧等が可能となり、その利便性は大きく向上することとなる。

また、衛星通信車の設営・運用においては、無線従事者の資格保持者（電気通信担当職員）が操作を行い、常時監視しなければならない。しかしながら、電気通信職員の暫減もあり、長期派遣時には要員確保が困難な状況となっている。

新衛星通信車の運用に関しては、設備の技術的操作をリモートアクセスにて実施することとし、無線従事者資格保持者でなくても運用できるようにする。

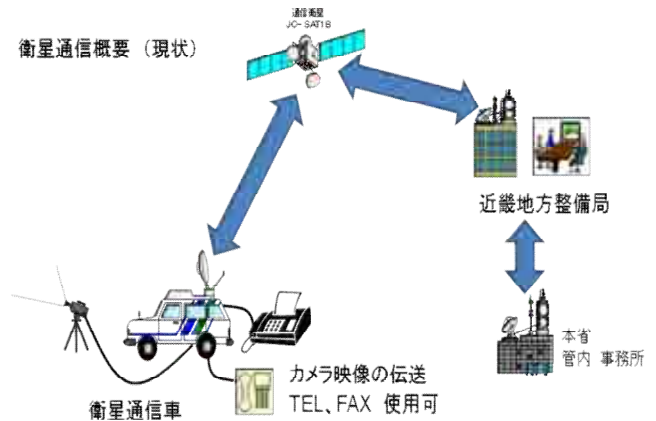


図 衛星通信車の概要（現状）

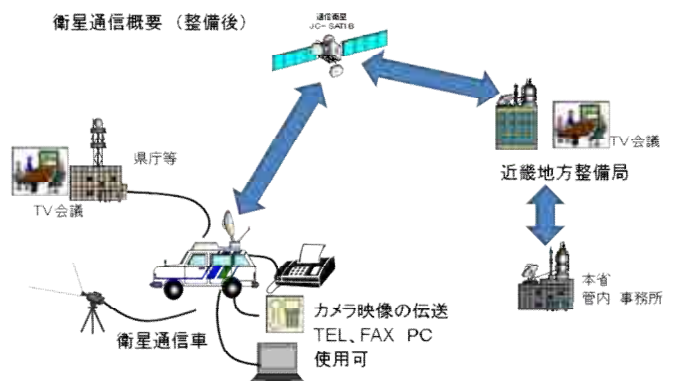


図 衛星通信車の概要（整備後）

4. 2 ヘリコプタ画像伝送装置

ヘリコプタ画像伝送システムとは、ヘリコプタにより上空より撮影した画像を山上無線中継所を介して地方整備局等へリアルタイムで映像伝送するシステムである。

既存設備は運用上の問題点として、山地、渓谷地域や低空飛行を行った際に山上無線中継所から山陰となり、リアルタイムでの画像伝送が途切れ、連続して画像を取得することが出来なかった。

また、山上無線中継所では、ヘリコプタからの映像はパラボラアンテナをヘリコプタの方向へ回転させ受信するため 1 映像しか受信できない。東日本大震災時のように複数のヘリコプタが同一山上無線中継所エリア内を飛行した場合、ヘリコプタ映像は 1 画像しか受信できないといったことが生じた。

このような課題を改善するため、新ヘリコプタ画像伝送方式（ヘリサット）においては、災害現場の映像、ヘリコプタからの音声レポート、災害対策室からの音声指示を衛星通信回線にて伝送することにより、山地、溪谷や低空飛行時でも連続したリアルタイム映像伝送が可能となる。

また、複数のヘリコプタが飛行した場合でも、山上中継所では1画像しか受信できなかったが、衛星通信回線を利用すれば、複数画像が同時に受信出来るようになる。

ヘリコプタによるリアルタイム映像提供は、初動体制時に非常に有効な手段であり、迅速かつ的確に被害状況を把握することが出来る。逆にリアルタイムで現地映像の確認ができないことは、災害体制の遅れにもつながるため、ヘリコプタによるリアルタイムでの映像収集は不可欠な課題である。

5. 導入への効果

5. 1 操作性の効果

衛星通信車については、ボタン一つで衛星を補足し従来必要であった設営時の現地での機器調整が不要となり、早期の回線構築、映像伝送が可能となる。さらに無線従事者資格保持者以外のものでも操作が可能となるため現地派遣上の制約が緩和される。



Ku-SAT については、アンテナの小型化による重量軽減により、運搬が容易になる。また、アンテナ方向調整の簡素化がはかられ回線構築までの時間が短縮できる。



新ヘリコプタ画像伝送装置（ヘリサット）については、ヘリコプタからの撮影画像を通信衛星へ伝送するため、山地、溪谷、低空飛行時においても電波遮蔽がなく、安定した映像伝送が可能となる。また、複数ヘリが飛行した場合でも、衛星通信回線にて伝送することにより、複数画像が同時に受信できる。

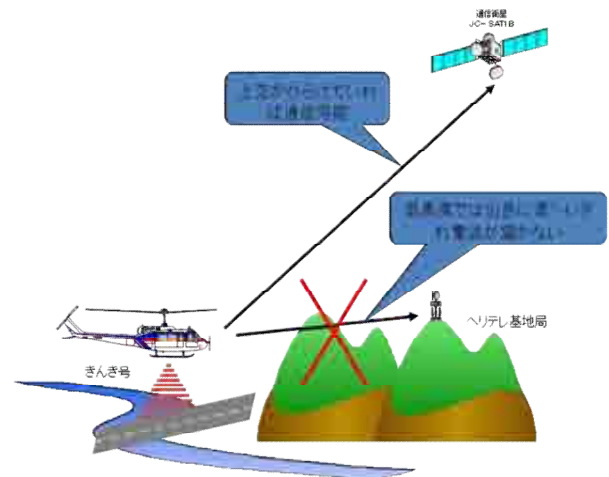


図 ヘリサット概要図

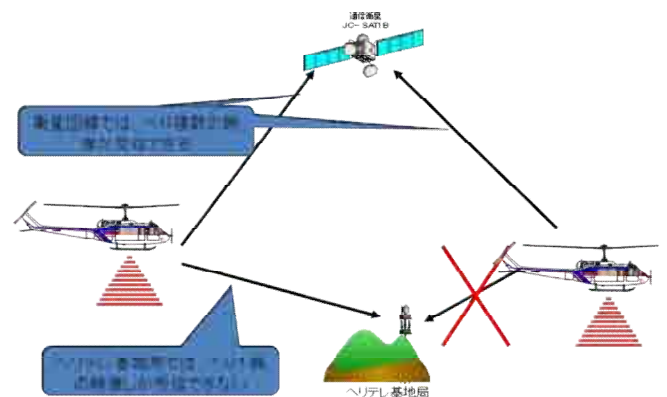


図 同地域飛行時の映像伝送

実際にヘリコプタから衛星回線を使用した画像伝送を行うとすると、アンテナをメインロータの下にしか設置できないため、メインロータ自体が通信衛星との通信を遮断することとなる。このため、回転するロータのブレード（羽根）の隙間を狙って圧縮された映像・データを通信衛星へ送信し、地上の受信局にて圧縮された映像、音声をつないで再生する方法で、高画質な映像をリアルタイムに地上へ伝送することを可能とした。音声連絡についてもリアルタイムに相互連絡が可能となる。



(写真は京都市消防局所有)

図 ヘリサット外観

これにより日本全国のどの地域が被災しても被災地の災害対策本部からヘリコプタへ撮影指示もできるように

なり、国土交通本省、地方整備局、管理事務所等へ災害画像を伝送することが可能となる。

5. 2 情報共有の効果

次世代 Ku-SAT、衛星通信車は回線が I P 化されるため、パソコン端末が接続可能となる。これにより、カメラ撮影作業員が既存の「映像共有化システム（国土交通省の取得するすべての映像情報を一元的に共有できるシステム）」を利用し、自らが配信している映像の確認ができ、電子メールにて写真を用いた詳細な状況報告、共有ファイルを利用した同報性のある情報共有が可能となる。

インターネットの閲覧が可能となり、気象状況、道路情報等の情報が得られ被災現場での作業に役立つものと思われる。

5. 3 今後考えられる拡張機能

一昨年より実施している紀伊半島大水害での河道閉塞箇所の監視システムは、現在映像を衛星通信回線にて配信している箇所があるが、カメラの旋回、ズーム等遠隔制御ができない状況である。

今回の I P 回線での衛星通信回線を用いれば、カメラの旋回、ズーム等遠隔制御することにより、高度な監視が可能となる。たとえば、新たな土砂崩落箇所が発生してもカメラを遠隔制御にて旋回させれば該当箇所の監視が可能となる。

また、河道閉塞により形成された湛水池の水位計データ等を伝送することができ、カメラによる目視、データによる定量的な監視が可能となる。

災害により被災し通信手段がなくなった地域に対しては、次世代 Ku-SAT を設置することにより衛星回線を通じて、被災地のヘリ映像の配信、小型のカメラ、マイクを接続し整備局災害対策本部等とのテレビ会議の実施や連絡用電話機を複数台設置して通信手段の確保、情報提供ができるようになる。

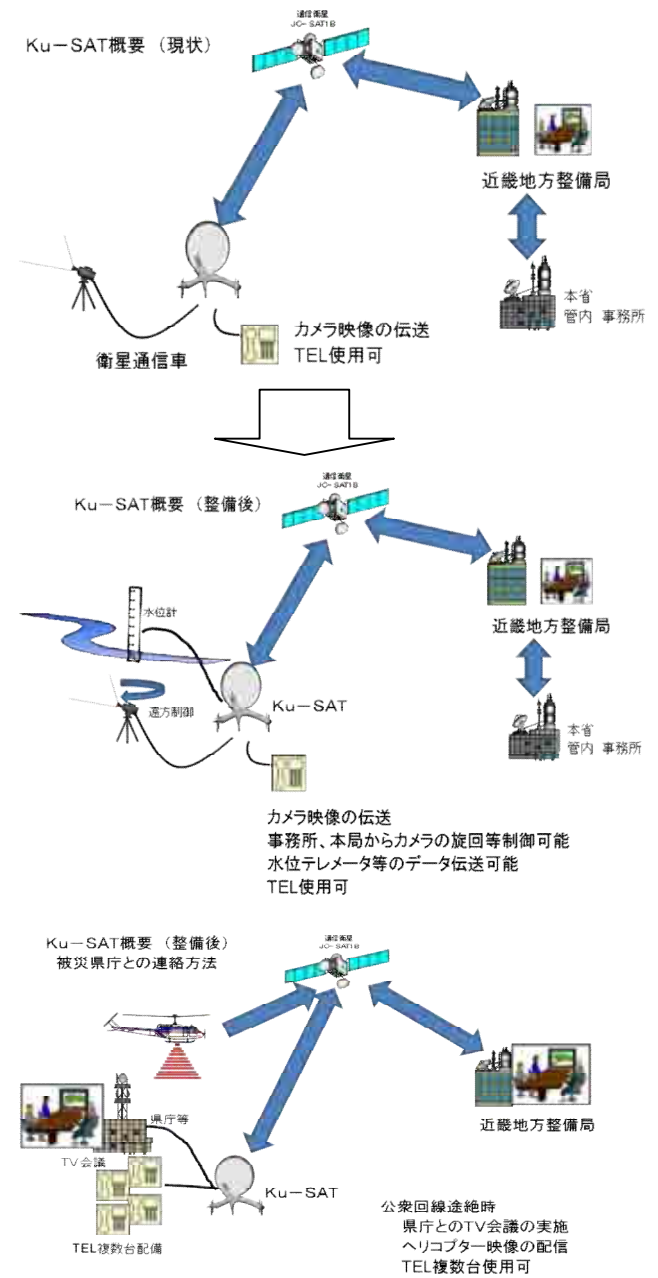


図 今後可能な拡張機能

新旧Ku-SATの比較

	現状 Ku-SAT	次期 Ku-SAT
使用用途	災害時初期対応から中期的対応	災害時初期対応から中期的対応
伝送容量	64kbps	2M~128kbps (可変)
画質	コマ送り	ハイビジョンへコマ送り (可変)
設置時間	30~40分程度	10分程度
設置作業可能者	誰でもOK	誰でもOK
同時使用可能チャンネル	24ch	30ch (衛星通信車とあわせて)
接続端末	電話機1台、カメラ1台	電話機数台、カメラ1台、PC
重量	90kg	50kg

新旧衛星通信車の比較

	現状 衛星通信車	次期 衛星通信車
使用用途	災害時初期対応	災害時初期対応
伝送容量	1.5Mbps	2M~128kbps (可変)
画質	準動画	ハイビジョンへコマ送り (可変)
設置時間	30分程度	10分程度
設置作業可能者	無線資格従事者 (送信出力が大きく、設定変更により周波数、出力が変更できるため)	誰でもOK (出力をあげなければならないときは、無線資格従事者が必要)
同時使用可能チャンネル	6ch	30ch (Ku-SATとあわせて)
接続端末	電話機 4~7台、カメラ1台	電話機数台、カメラ1台、PC

6. 導入時の留意点

近畿管内の直轄区間に派遣するのに衛星通信車ではおよそ2時間、Ku-SAT ではおよそ3時間に到着できるように配備を行う。初動体制においては、短時間での設置が可能な衛星通信車、その後、長期的運用が必要な場合には、Ku-SAT といった使用を想定しています。



図 新Ku-SAT・新衛星通信車配備図（案）

災害がいつ発生するのかわからないため、既存設備を運用しつつ、新システムを順次整備していき、新旧両方のシステムが機能する状態で、旧システムの廃止の計画を立てる必要がある。

	使用衛星	H24年度		H25年度		H26年度		移行手順
		4月	3月	4月	3月	4月	3月	
関東地整 (制御局)	旧アナログ衛星 (現行Ku-SAT回線)	→		→		→		全国の現行Ku-SAT、衛星通信車廃止に伴い新IP衛星へ移行
本省 (制御局)	旧アナログ衛星 (旧衛星通信車回線)	→		→		→		
	新IP衛星 (新Ku-SAT、新衛星通信車回線)	→		→		→		
	近畿地整 (制御局)	旧アナログ衛星 (現行Ku-SAT回線)	→		→		→	
近畿地整 (制御局)	旧アナログ衛星 (現行衛星通信車回線)	→		→		→		全国の現行Ku-SAT廃止に伴い新IP衛星へ移行
	新IP衛星 (新Ku-SAT、新衛星通信車回線)	→		→		→		
	近畿地整 (可搬局)	現行Ku-SAT(可搬局)	→		→		→	
近畿地整 (可搬局)	新Ku-SAT(可搬局)	→		→		→		近畿地整の制御局が更新完了していない場合は、本省設備にて通信が可能
	現行衛星通信車(可搬局)	→		→		→		
	新衛星通信車(可搬局)	→		→		→		
新衛星回線への 帯域移行	現行Ku-SAT	17.52MHz		15.20MHz		15.0MHz		全国での利用帯域
	現行衛星通信車回線	17.52MHz		15.20MHz		15.0MHz		
	新Ku-SAT 新衛星通信車回線	3.0MHz		3.0MHz		3.0MHz		

表 移行スケジュール（案）

現在、現場設備から衛星を経由して地上設備（衛星固定地球局）にて回線を構築しているが、全国で衛星固定地球局を本省（運用中）と近畿地整に配置し、どちらか

が被災しても運用断にならないように整備をしていきます。

現在の画像チャンネル数を確保するため、衛星回線の帯域を順次新衛星回線に切り替えていき、災害対応がはかれるよう移行をしていく。

また、ヘリコプタ画像伝送システム（ヘリサット）については、ヘリコプタに搭載されている既設の通信機器を撤去、衛星通信設備を搭載し、航空検査等を受ける必要があり、検査等で稼働を一時停止しなければならない期間については他地整のヘリコプタでの応援が受けられるよう調整する必要がある。

このため、全国のヘリコプタのヘリサットへの改修については、スケジュールを調整しつつ実施してゆくこととなる。

柔構造斜面崩壊対策待受け工の開発について

有間 美加¹・栗澤 尚也

¹東亜グラウト工業株式会社 技術開発部 (〒160-0004東京都新宿区四谷2丁目10-3)

従来から待受け工として多用されてきたコンクリート擁壁は、崩壊土石等の衝撃力と堆積土圧に対する大きな抵抗力と所定の捕捉容量を得るため、構造が大型化してきています。そのため、保全対象物と斜面が近接している場合や、景観・土地利用上の規制に対応できない等の問題が発生してきました。このようなケースに対応するため、狭小な範囲に適用でき、かつ大きな衝撃に耐えることができる待受け工として、柔構造斜面崩壊対策待受け工を開発しました。実物大実験と数値シミュレーションの結果、最大衝撃力 150 kN/m^2 、落石衝突エネルギー $1,100 \text{ kJ}$ まで対応可能であることが確認され、国内の多くの斜面で適用が可能と考えます。

キーワード 斜面防災，新技術，実物大実験，斜面崩壊対策

1. はじめに

従来は、土砂災害の防止を目的とする待受け対策は、コンクリート製の剛な構造物によるものが主流でした。土砂災害防止法の施行に伴い、待受け工の設計条件が明確化されたことで、衝撃力と崩壊土砂量を考慮した設計手法に対し、従来から多用されてきた待受け擁壁では大きな抵抗力と所定の捕捉容量を得るため、構造が大型化する傾向があります。

特に保全対象物と斜面が近接している場合では、待受け擁壁では規模が著しく大きくなることで、斜面に切土が必要となり、新たに斜面安定化対策工が発生したり、適用が困難になるケースがあります。さらにコンクリート擁壁では地山改変量が大きくなるため、景観上の規制や土地利用上の制約に対応できない等の問題が発生してきました。



写真－1 柔構造斜面崩壊対策待受け工設置事例

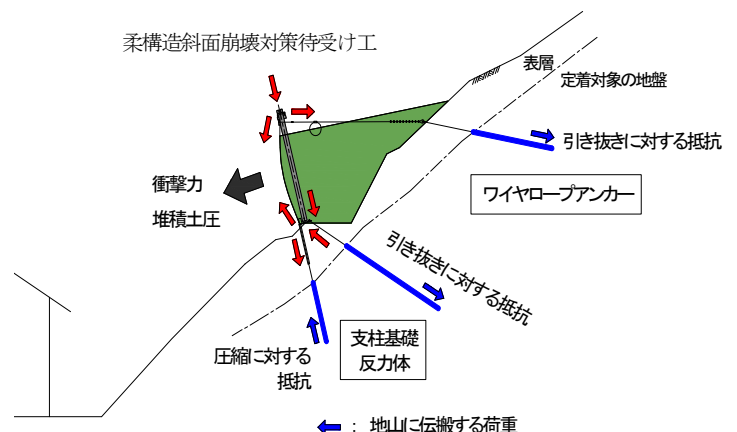
このようなケースに対応するため、狭小な範囲に適用でき、かつ土砂災害防止法に対応した大きな衝撃に耐えることができる待受け工として、柔構造斜面崩壊対策待受け工を開発しました。

2. 柔構造斜面崩壊対策待受け工の概要

柔構造斜面崩壊対策待受け工は、従来、落石対策工として適用されてきた高エネルギー吸収型落石防護柵を応用し、崩壊土砂捕捉用に改良した待受け工です。

柔構造斜面崩壊対策待受け工は、衝撃力に対し部材がバランスよく変形することで高い運動エネルギーを吸収し、安全に崩壊土砂を捕捉することができます。

構造はネットに作用した衝撃力等が、特殊な素線をリング状にして編んだ柔構造ネットと、ワイヤーロープに



図－1 柔構造斜面崩壊対策待受け工概念図

接続された衝撃緩衝部材の変形で軽減され、最終的にはアンカー材の引き抜き・圧縮抵抗で対抗させるものです。

3. 開発手順

従来、高エネルギー対応の落石防護柵は、落石の運動エネルギーを対象として開発・設計がなされてきた反面、崩壊土石等に対しては衝撃力・堆積土圧といった力で設計することが必要となりました。

そこで、部材の変形バランス・部材に作用する力のつり合いを考慮した設計方法を考案し、実物大実験を行い、安全性を検証しました。このような方法を考えた理由は、待ち受け工設計条件として、衝撃力・堆積土圧が与えられることから、これらに対応すべく、明解な設計方法を作成する必要があったことです。

また、崩壊土砂に加えて、落石捕捉への需要も高くなってきたことから、重錘衝突実験を行い、落石に対する性能の確認も行いました。

(1) 開発目標

設計の汎用性に加え、待ち受け工としての要求性能を満たすため、以下の目標を設定しました。

①崩壊土石等に対する荷重抵抗性能

崩壊土石等の衝撃力および堆積土圧に対して、構造設計（許容応力度法）を行い、標準部材による部材構成が可能であり、現地実験等を通じて構造の安全性が確認できること。

②崩壊土石等の捕捉容量確保に対する性能

崩壊土石等の捕捉による柵の変形後も所定の捕捉容量を確保でき、保全対象物の安全を確保できること。

(2) 構造設計計算による部材構成

崩壊土石等に対する荷重抵抗性能の構造設計は、下記の方法で設定しました。

①崩壊土石等の衝撃力および堆積土圧は、国土交通省告示 F_{sm} 式および F_{sa} 式を使用し、許容応力度法により部材設計を行う。

②部材の安全率は、実験結果や類似の柔構造物工法の崩壊土石等捕捉結果を踏まえて安全側に設定する。

また、崩壊土石等の捕捉容量確保に対する性能は、下記のように設定しました。

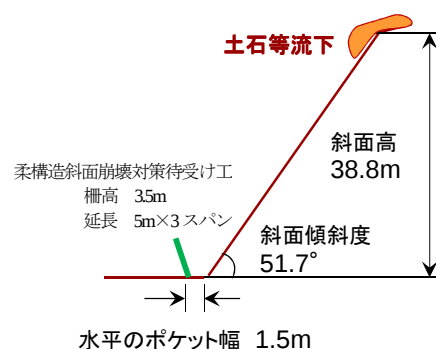
・崩壊土石等の捕捉による柵の変形後も所定の容量を確保できるよう、柵高を決定する。

設計計算結果から、目標とする荷重作用時の許容応力度法による構造計算により、標準部材による部材構成が可能であることがわかりました。また、部材に作用する力を求めるため必要な変形量などは実物大実験によることとしました。

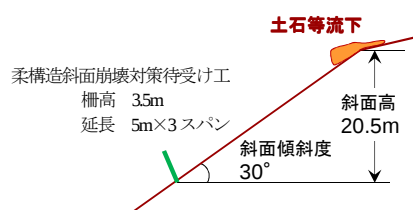
(3) 実物大実験

実物大実験は、斜面形状と柵設置位置の異なる2か所の実験施設で実施し、柵の安全性、変形性能、土石等捕捉性能の検証を行いました。

実物大実験 (A)
スイス セントレオナルド



実物大実験 (B)
スイス フェルタイム



図ー2 実物大実験の施設概要

斜面上部に設置した流出装置から土砂を流下させ、斜

面下端部に設置した柔構造柵で捕捉させる構造となっています。

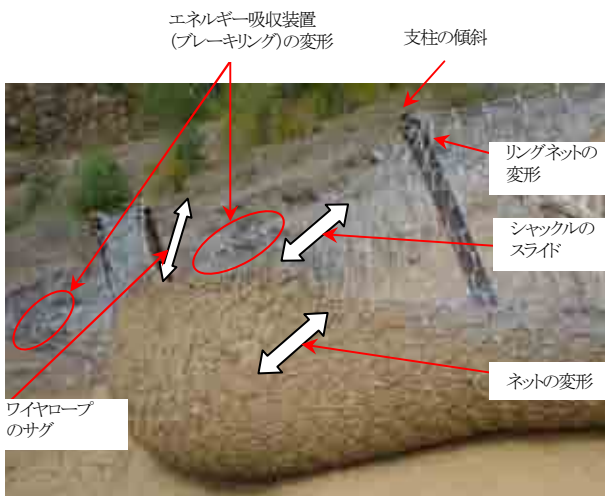
実物大実験（A）の流下装置には 50 m³ の実験材料を満載しました。使用した実験材料は礫、砂、シルトと水を混ぜ合わせ、最大粒子径は 10 cm としました。数回に分けて土砂を流下させ、満砂状態にして柵の安定を確認しました。観測事項を以下に示します。

- ①土砂衝突時に部材にかかる引張荷重を荷重計で計測。
- ②土石等の移動の速度（V）および移動の高さ（h_m）を実験ビデオより推定し、国土交通省告示式により衝撃力を推定した。部材に作用する荷重を上記計算より推定した。
- ③実験で観測された荷重と計算値を比較した。
- ④支柱設置部分及び支柱間において土砂の堆積状況と支柱の傾きをスケールで計測し、土砂の堆積状況を計測した。

これにより、以下のことが確認されました。

- ①最大衝撃力 150 kN/m² に対応できる。
- ②実験で計測された荷重と許容応力度法による構造計算の荷重は、後者の方が安全側となる。
- ③柵の最大変形量（斜面平衡方向）は支柱高となる。

現地実験では、リテイニングロープおよび支柱に流下土石等が直接作用したが、構造に支障を及ぼす程度の変形は確認されませんでした。



図ー3 実物大実験における柵の変形

現地実験では 3.5 m の柵高で検証しましたが、目標とする最大柵高 5.5 m の場合において、許容応力度法により計算を行いました。さらに、同条件で有限要素法による数値シミュレーションを行い、部材の安全性を確認しました。

これらにより、最大衝撃力150kN/m²の崩壊土石に対応でき、この場合、保全対象物との離隔は支柱高以上必要であることがわかりました。

柔構造斜面崩壊対策待受け工はネット構造であるため、細粒分土砂や水分が透過することがあります。実物大実

験（A）においては、支柱基礎と地盤部に間隙があったため土砂が流出したため、以降の仕様において、ワイヤメッシュを巻き込むことで流出しないよう改善しました。ネット面から透過する細粒分土砂は、保全対象物にほぼ影響のない範囲であると考えます。

(4) 落石に対する性能

落石に対する性能を確認するためには、部材の変形・力のバランスや伝搬が崩壊土石等とは異なるため、新たに実物大実験を行って捕捉性能を確認することとしました。

実験の仕様・方法については、従前の設計事例等から頻度の高い崩壊土石等の衝撃力・落石の運動エネルギーを対象として下記のように設定しました。

実験仕様柵	柵高4.0m（鉛直設置）
	延長5.0m×3スパン＝ 15.0m
	対象とする衝撃力 F=118 kN/m ²
実験方法	重錘衝突方向 水平
	重錘質量 3.2t
	重錘速度 22.9 m/s
	重錘の運動エネルギー 850kJ
	重錘を台車に載せて移動させ、台車を急止させる



写真ー2 実験柵

当実験の結果、以下のことがわかりました。

- ①前記仕様の柵で、構造に支障を及ぼす程度の変形を生じないで、850 kJ の重錘を捕捉できた。
- ②柵（ネット）の最大変形量は 5.2 m で、土砂捕捉時のそれと比べると、約 13 倍となった。
- ③ワイヤロープに接続されたエネルギー吸収装置（ブレーキリング）は土砂捕捉時に比較して均等に作動した。
- ④運動エネルギーの約半分がブレーキリングの変形により吸収された。
- ⑤水平方向の重錘衝突では主にリングネットの弾性により、重錘がほぼ柵位置まで戻って停止し、ほとん

どのリングネットは弾性変形内であった。塑性変形の大きかった部分は、重錘衝突個所と支柱とリングネット接続部分であった。

実物大実験により、対象衝撃力 118 kN/m^2 仕様の防護柵に対し、運動エネルギー 850 kJ が対応可能であることがわかりました。そこで、対象衝撃力 150 kN/m^2 仕様の柵に対し、許容応力度法で計算を行いました。また、同条件でシミュレーションを行った結果、最大運動エネルギー $1,100 \text{ kJ}$ まで対応可能であることがわかりました。



①重錘衝突の約2m手前



②変形開始



③最大変形時



④落石停止時

図-4 実物大実験による重錘捕捉状況

4. 結論と今後の課題

(1) 実験結果からの結論

柔構造斜面崩壊対策待受け工は、実物大実験と数値シミュレーションの結果、最大衝撃力 150 kN/m^2 までの崩壊土石等の衝撃力に対応できる待ち受け工として、設計条件に応じて固有の仕様が決定され、変形後も所定の捕捉容量を確保するための柵高設定が可能であること、さらに、落石に対する捕捉性能も $1,100 \text{ kJ}$ まで対応可能であることが確認されました。

高エネルギー吸収型落石防護柵は、多くの実物大実験に基づいて、 $250 \sim 3,000 \text{ kJ}$ 間 6 段階の仕様が決定されています。

柔構造斜面対策待受け工は、崩壊土石等の捕捉容量の確保を目的として、土石捕捉後の柵高減少を少なくするため、部材に工夫を加えています。そのため、落石の捕捉性能に違いが生じることとなりました。したがって、落石と斜面表層崩壊土石等の両方の防護を前提に工法選定を行う場合、主対象とする対策によって使い分けることで、国内の多くの斜面で適用が可能と考えます。

(2) 今後の課題

崩壊土砂がネット面に作用した場合、衝撃による作用力がネット端部に集中する傾向があります。応力が集中する部分のリングネットを強化することで、さらに大きな衝撃に対応できるものと考えられます。

また、施工実績が増えてきたことで、実際に崩壊土石等を捕捉する事例も増えてきました。現場施工と衝撃力を受けた実態調査と、維持管理工事の追跡調査を行い、維持管理手法の検証と、さらなる改良の必要性があると考えます。



写真-3 土砂を捕捉した例

参考文献

- 1)建設技術審査証明（砂防技術）報告書
- 2)土木施工：崩壊土砂・落石捕捉から津波による漂流物対策への応用柔構造物インパクトバリア工法の開発と今後の展開

もんたに 門谷（紀伊半島大水害被害箇所） における仮設対策について

中西 達也¹・村田 義和²

¹和歌山県 県土整備部 河川・下水道局 砂防課（〒640-8585和歌山県和歌山市小松原通1丁目1番地）

²和歌山県 西牟婁振興局建設部 河港課（〒640-8580和歌山県田辺市朝日ヶ丘23-1）。

2011年9月台風12号により、紀伊半島南西部に位置する和歌山県田辺市中辺路町真砂の二級河川富田川支川門谷で、大規模な斜面崩壊が発生し、土石流となって下流へ流出し、下流部の国道311号はもとより富田川に大量の土砂・流木が堆積し、河道埋塞する大規模な災害が発生した。

本発表では、新技術を用いた砂防えん堤工事中の安全対策にかかる仮設対策について報告するものである。

キーワード 河道閉塞、応急対策、仮設対策

1. はじめに

平成23年台風12号はゆっくりとした速度で四国から中国地方を北上し、8月30日から9月4日にかけて紀伊半島の広い範囲で総降水量が1,000mmを超える記録的な大雨となった。このため、河川の氾濫や土砂災害等により和歌山県内では死者56名（うち災害関連死6名）、行方不明者5名の人的被害をはじめ県が管理する河川や道路等の公共土木施設においても1,181件、約369億の被害が発生した。また、土砂災害が96件発生し、河道閉塞が4箇所形成された。

田辺市中辺路町真砂の富田川支川門谷では、降り始めからの総降雨量が1,067mmの観測史上最大（近傍の栗栖川観測所）の大雨となり、大規模な斜面崩壊が発生し、土石流となり下流の国道311号および富田川本川を約12万m³もの土砂が覆いつくした。土石流発生災害の位置を図-1に示す。



図-1 門谷土石流災害発生位置図

これにより、富田川では、延長約240m、河床から約17mも土砂で閉塞し、上流人家3戸、公共施設1箇所が浸水被害を受けた。被害状況を写真-1に示す。



写真-1 被害状況写真

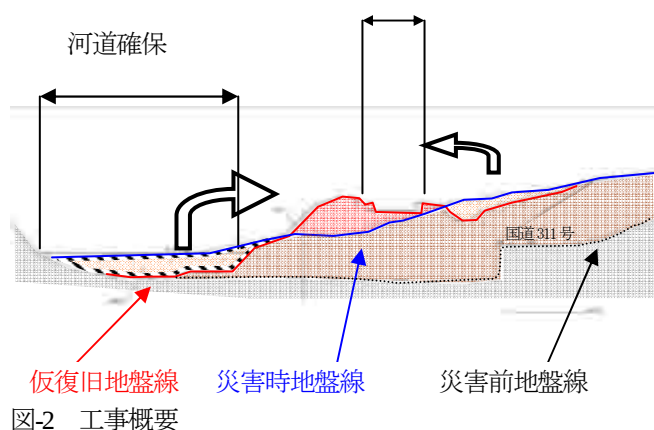
2. 河道閉塞の解消と国道311号の仮復旧

国道311号は田辺市街地から同市本宮町を結ぶ幹線道路であり第1次緊急輸送道路にもなっている。また、迂回路の幅員は2.5～3.0mと非常に狭く雨天時には土砂崩れの危険性も高い道路であったため、早期の復旧が望まれていた。

一方、河道閉塞の解消についても早急に実施する必要があったが、いたる所で道路災害が発生しダンプトラックで土砂を運搬する満足な経路はなく、搬出には相当な期間を要する状況であった。このため、応急対策として河川内に盛土し、そこに国道311号を仮復旧することとした。

河道掘削には、9月12日から0.7m³バックホウ8台、大型ブレーカー1台、岩盤破碎机1台タイヤショベル1台、10tダンプトラック5台、さらに1週間後に1.4m³バックホウ1台投入し午前7時から午後7時まで工事を行い、災害発生から1ヶ月後の10月3日に仮復旧することができた。工事概要を図-2、工事状況を写真-2に、仮復旧後の車両通行状況を写真-3に示す。

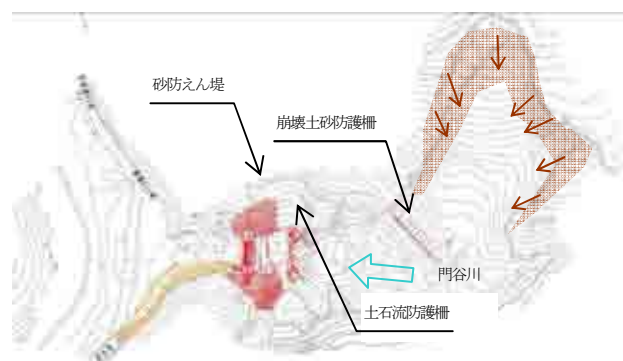
国道 311 号の仮復旧



3. 土砂災害対策と仮設対策工

(1) 災害関連緊急砂防事業の内容

河道閉塞の解消と国道311号の仮復旧が進む一方、崩壊斜面や溪流には多量の不安定土塊が存在したままとなっている。今後の降雨により土石流となり下流の国道311号や人家に被害が発生するおそれがあるため、砂防えん堤(H=14.5m)1基を計画し、災害関連緊急砂防事業の申請を行った。門谷災害関連緊急砂防事業の内容を図-3に示す。



(2) 事業実施における課題

崩壊斜面や渓流には多量の不安定土塊が堆積し、災害発生以来わずかな降雨でも小規模な崩壊が発生するため、このままの状態では砂防えん堤工事に着手すると、工事作業員の安全が確保されず、非常に危険な状態であった。渓流の不安定土塊の状況を写真-4に示す。



写真-4 溪流の状況

(3) 仮設防護柵工の概要

溪流部については、斜面崩壊により発生した不安定土塊が多量に堆積し、降雨時には上流からの流水により土石流の発生の危険が高く、土石流に対応した土石流防護柵を計画砂防えん堤の上流側に配置した。

また、崩壊斜面部については、表層1m程度の崩壊を想定し、不安定土塊の下端付近に崩壊斜面防護柵を配置した。斜面の不安定土塊の状況を写真-5に示す。



写真-5 崩壊斜面の状況

両工法とも構造的には、ほぼ同様であり防護柵が土石流等を捕捉した際に部材が変形することにより衝撃力を吸収する構造となっている。

土石流防護柵は、捕捉対象を土石流とし流体力に対して設計を行っている。一方、崩壊土砂防護柵については、捕捉対象を崩壊土砂とし衝撃力に対して設計をおこなっている。

一定量捕捉することにより、工事作業員が退避できる時間を確保することができる。

現場は斜面勾配が急で、大型重機の搬入が難しい箇所であるが、構造部材が軽量なため大型重機が必要なく、現地搬入と設置が容易にできた。

(4) 斜面の監視体制

崩壊斜面頭部に地盤伸縮計7基、溪流沿いに土石流センサー3基を設置し観測を行った。また、警備員6名による斜面の監視を行った。

観測機器が異常値を観測すると、仮復旧道路の起終点2箇所に設置している回転灯が点灯、職員の携帯に警戒情報を配信するようにし、道路の規制を行った。配置図を図-4に示す。

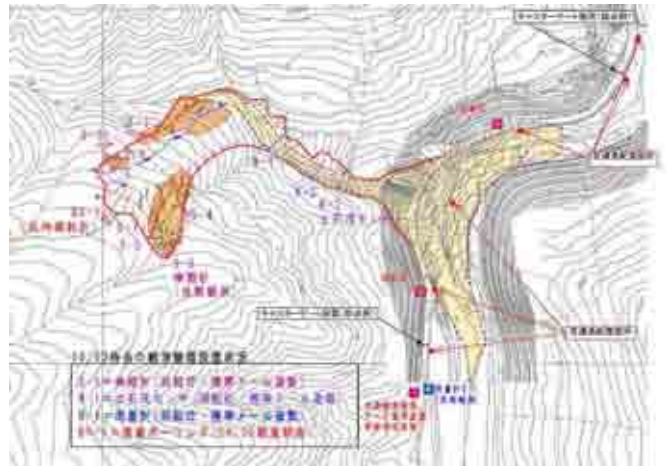


図-4 観測機器および監視配置図

4. 防護柵工事について

防護柵工事は、上流側に位置する崩壊土砂防護柵からとりかかり、完了後、土石流防護柵に取りかかることとした。工事手順についてはほぼ同じであることより、ここでは土石流防護柵を中心に述べることとする。

(1) 着手にあたり

現地は不安定な巨石が至るところに存在しており、降雨による影響を考慮し、規制基準に達した時点で工事作業を中止することとした。また現場に監視員を配置し、常に斜面状況を監視し工事を進めることとした。土石流防護柵の計画を図-5に示す。

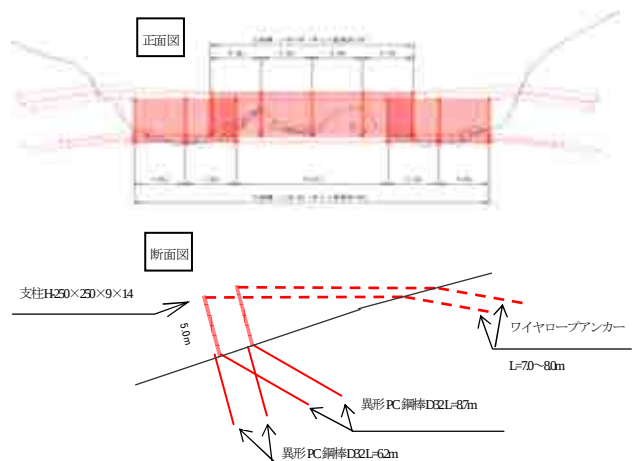


図-5 土石流防護柵正面図と断面図

(2) 仮設工の設置

防護柵資材等の運搬用に1t用のモノレールを設置した。足場については通常必要な足場面積の他、土石流等の発生時の避難も考慮した足場を設置した。足場設置状況を写真-6に示す。



写真-6 足場設置状況

(3) アンカー打設

ネット支柱を支える異形PC綱棒、支柱先端をロープで引張るためのロープアンカーの打設を行った。打設は所定の長さを岩盤へ貫入させるため、削孔時に、岩盤層(厚み)の確認を行い、アンカー材の挿入を行った。アンカー数は土石流防護柵で82本、崩壊土砂防護柵で32本で相当量あったが、土石流防護柵についてはボーリングマシンを2台投入し工期短縮に努めた。

(4) 支柱・リングネット設置

支柱を建て込み、リングネットを設置した。リングネット取付状況を写真-7に示す。



写真-7 リングネット取付状況

(5) 完成

2012年5月7日に現地着手したのち、崩壊土砂防護柵が2012年7月2日完成し、さらに土石流防護柵は2012年9月19日に完成した。土石流発生箇所での作業であるため、工事現場においては土石流等発生時の避難訓練等の実施を行い、安全を最優先させ工事を進めた。

また、工事期間が出水期(6月～10月)にあたることから、工事の遅延も懸念されたが、幸いにも例年に比較し雨も少なく、現地2次災害もなく計画工程より早く工事を完成させることができた。工事完成を写真-8に示す。



写真-8 工事完成

5. 防護柵工事完了後の効果

(1) 規制基準の大幅な緩和

崩壊土砂防護柵の完成時に、2011年10月20日に定めた国道311号仮設道路の規制基準を大幅に見直し緩和することとした。また、斜面監視は、観測機器によるものは継続し、警備員による監視は廃止した。緩和基準を表-1に示す。

表-1 規制基準の大幅緩和

2011年10月20日 防護柵完成前	時間雨量10mm
	24時間雨量50mm
	田辺市に大雨警報が発令
	田辺市で震度4以上の地震 観測計に異常が生じた場合
2012年 7月4日 防護柵完成後	田辺市に大雨警報が発表され、 土砂災害の危険性が高いと判断 される場合 (連続雨量200mm以上又は時間雨量 20mm以上となった場合を目安)
	田辺市で震度4以上の地震
	観測計に異常が生じた場合

規制緩和前は、14回の通行止めを行ったが、この規制緩和後2012年10月1日に国道311号仮設道が、土石流の影響が直接及ばない富田川対岸へ切り替わるまで、通行止めすることがなかった。

(2) 防護柵の効果

土石流防護柵設置後の2012年9月21日、大きさ約1.5m角の巨石が転がり落ちたが、防護柵により下流への被害をくい止めることができた。上流には、同程度の大きさの巨石が至るところにあることから、今後の砂防えん堤建設時の安全確保に大きく寄与するものと思われる。巨石落下時の写真を写真-9示す。



写真-9 防護柵の効果

謝辞

2011年の台風12号では、和歌山県では記録的な豪雨となり、いくつもの河川で氾濫し、多くの地域で浸水被害が生じ、また土砂災害も多数発生し、各地で道路も寸断された。これら大災害に対し、災害復旧への取り組みで、地元建設業者、コンサルタントの協力や国、他府県からの派遣職員の応援により早急に災害復旧に取り組むことができた。この場をお借りし感謝の意を表します。

6. おわりに

門谷での2箇所の仮設防護柵は、工期が比較的短く施工することができ、田辺市街地と同市本宮町を結ぶ幹線道路の国道311号仮設道路の通行安全確保におおきな役割を果たした。またこれらの仮設防護柵と崩壊斜面の観測により、以降の砂防工事に安心して取りかかることが出来ている。現在は、砂防えん堤の掘削に着手し、写真-10は法面对策工（逆巻き施工）を施工している状況であり、一刻も早い復旧に向けて全力で取り組んでいるところである。



写真-10 現在の工事状況

越前廃瓦を粗骨材に利用した護岸ブロックの研究開発

久保 光¹・青山宏昭²

¹福井県丹南土木事務所鯖江丹生土木部 道路保全課（〒916-0133福井県丹生郡越前町気比庄3-17）

²株式会社ミルコン 技術開発室（〒910-8560福井県井市長本町202）

福井県は、越前瓦の産地であり廃瓦の有効利用は重要な課題となっている。そこで、廃瓦の粒度および成分を分析し、これらの特長を最大に活かしたポーラス状の護岸ブロックの開発を試みた。その結果、廃瓦を護岸ブロックの粗骨材の代替材として利用できることがわかった。具体的には単位セメント量 380kg/m^3 において粗骨材に対する廃瓦の質量置換率 50%で圧縮強度 18N/mm^2 、空隙率 18%以上を満足した。また、凍結融解試験を行った結果、廃瓦置換率 50%においても凍結融解抵抗性を有していることを確認した。

キーワード 瓦，粗骨材，ポーラスコンクリート

1. はじめに

従来、我が国は、建設資材を大量生産し大量廃棄してきた。その後、建設リサイクル法の施行やゼロエミッションの推進などにより、福井県においても、種々の廃棄物や越前廃瓦（以下、廃瓦という）の有効利用の研究を行い再資源化を図ってきた（街路樹の根上がり対策のための根系誘導耐圧基盤【写真-1】、雑草対策【写真-2】等）。しかし、最終処分場の残余容量がわずかになり、更なる改善を行い循環型社会への転換が急務である。そのため、コンクリートに使用する材料においても、廃瓦の再利用の拡大が早急に求められている。

ところで、河川護岸整備においては、治水安全度の確保のみならず「多自然川づくり」の一環として河川環境の保全にも十分配慮することが重要であり、これまでに多くの多自然型河川護岸工法が開発されている。しかしながら、空隙のほとんどない従来の河川護岸用コンクリート（プレキャストブロック製品）と比較して高価なことから利用が進んでいない。

そこで本研究では、従来の河川護岸コンクリートと同等の費用で河川護岸用ポーラスコンクリートを開発することを目標とした。開発の第一段階として、河川護岸用ポーラスコンクリートに用いる粗骨材の代替として廃瓦が利用できないか検討したので報告する。

2. ポーラスコンクリートの概要¹⁾²⁾

ポーラスコンクリートは、一般に細骨材を用いず、単粒度の粗骨材と結合材により多くの連続した空隙を有するコンクリートである。このポーラスコンクリートの特性を利用し、護岸としての必要な強度を確保するとともに、連続した空隙に植物の生育に必要な水分、養分などを有した植生基盤を形成しようとするものである。なお、河川護岸用ポーラスコンクリートにはプレキャストブロック製品と現場打ちのものの2種類がある。本研究では、廃瓦を粗骨材に利用したポーラス状のプレキャストブロック製品を開発を目的とする。



写真-1 廃瓦を利用した根の生育空間の確保



写真-2 雑草繁茂防止対策に廃瓦を敷設

3. 実験方法および評価方法

表-1は、試験項目および試験方法を示す。圧縮強度試験は、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠した¹⁾。空隙率試験は、「ポーラスコンクリート河川護岸工の手引き」連続空隙率(容積法を用いた場合)に準拠した¹⁾。コンクリートの練混ぜは、簡易試験練り機を使用し、1バッチの練り混ぜ量は6リットルとした。練り混ぜ方法は、粗骨材とセメントを投入後30秒練り混ぜ、水と混和材を投入し60秒練り混ぜ、掻き落とし後60秒練り混ぜた。供試体は、各配合表から換算した質量分のコンクリートを表面振動機にて締固めた。

また、各配合毎に円柱供試体(φ10×h2cm)を3本製作した(写真-3)。円柱供試体は、実製品の強度を確認するため、気中養生とした。圧縮強度試験および空隙率試験は、同一供試体を用いて実施した(材齢14日)。凍結融解試験は、気中凍結・水中融解のB法で行った。

表-2は、圧縮強度および空隙率、相対動弾性係数の目標値を示す。この目標値を評価基準とした。

表-1 試験項目および試験方法

試験項目	試験方法
圧縮強度試験	JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」に準拠。
空隙率試験	「ポーラスコンクリート河川護岸工の手引き」p117 連続空隙率(容積法を用いた場合)に準拠。
凍結融解試験	JIS A 1148「コンクリートの凍結融解試験方法」に準拠。気中凍結・水中融解のB

表-2 目標値

タイプ	圧縮強度	空隙率	相対動弾性係数
強度重視護岸タイプ	18N/mm ² (材齢14日)	18%	85%以上



写真-3 円柱供試体作製状況

4. 使用材料および試験ケース

表-3は、使用材料を示す。セメントは、太平洋セメント社製普通ポルトランドセメントを使用した。廃瓦は、写真-3のように中間処理施設に集められたものを破砕機にて粒径5~15mmに調整したものをを使用した。粗骨材は、粒径の違いによる圧縮強度および空隙率の比較を行うため2種類の粗骨材を使用した。混和剤は、竹本油脂社製高性能減水剤(I種)「チューボールNV-G5」を使用した。

表-4は、2種類の粗骨材の粒径の違いが圧縮強度試験および空隙率試験に及ぼす影響を検討するための試験ケースを示す。すべての試験ケースにおいて単位セメント量は380kg/m³、水セメント比は20%とした。試験No.①~④は、粗骨材(碎石)の最大寸法15mmとし、廃瓦の置換率を変化させた。試験No.⑤~⑧は、粗骨材(碎石)の最大寸法20mmとし、廃瓦の置換率を変化させた。

表-5は、廃瓦量の違いおよび単位セメント量の違いが凍結融解試験試験に及ぼす影響を検討するための試験ケースを示す。なお、粗骨材は、粒径5~15mmに調整したものをを使用した。

環境負荷低減効果を高めるため、できるだけ高い置換率の適用を目指した。したがって、エコマーク認定となる50%を最大とし、40% (福井県リサイクル認定基準)、25%、0%の4つの比較を行った。置換率50%においては、所定の品質が得られるように単位セメント量および水セメント比を増減させ、比較検討を行った。

表-3 使用材料

材料(記号)	メーカー、粒径、密度
セメント(C)	太平洋セメント社製 普通ポルトランドセメント 密度 3.16g/cm ³
廃瓦(G1)	粒径5~15mm 密度 2.17g/cm ³ 吸水率 10.95%
粗骨材(G2)	粒径5~15mm 密度 2.64g/cm ³ 吸水率 0.80%
粗骨材(G3)	粒径15~20mm 密度 2.64g/cm ³ 吸水率 0.80%
混和剤(Ad)	竹本油脂社製 高性能減水剤(I種)「チューボールNV-G5」
水(W)	地下水



写真-4 中間処理施設に集められた廃瓦

表-4 試験ケース (圧縮強度, 空隙率)

試験No.	試験名	粗骨材 最大寸法	粗骨材比(質量比)		単位 セメント量 (kg/m ³)	水セメント比 (%)
			廃瓦 (%)	碎石 (%)		
①	瓦0-C38(20)G15	15	0	100	380	20
②	瓦25-C38(20)G15		25	75		
③	瓦40-C38(20)G15		40	60		
④	瓦50-C38(20)G15		50	50		
⑤	瓦0-C38(20)G20	20	0	100		
⑥	瓦25-C38(20)G20		25	75		
⑦	瓦40-C38(20)G20		40	60		
⑧	瓦50-C38(20)G20		50	50		

表-5 試験ケース（凍結融解試験）

試験No.	試験名	粗骨材比(質量比)		単位 セメント量 (kg/m ³)	水セメ ント比 (%)
		廃 瓦 (%)	砕 石 (%)		
①	瓦0-C38(20)	0	100	380	20
②	瓦25-C38(20)	25	75		
③	瓦40-C38(20)	40	60		
④	瓦50-C38(20)	50	50		
⑤	瓦50-C41(22)			410	22
⑥	瓦50-C41(20)				20
⑦	瓦50-C32(23)			320	23

表-7 凍結融解試験の結果（相対動弾性係数）

試験No.	試験名	300サイクル終了時の 相対動弾性係数(%)	目標値	判定
①	瓦0-C38(20)	93	85% 以上	OK
②	瓦25-C38(20)	86		OK
③	瓦40-C38(20)	97		OK
④	瓦50-C38(20)	100		OK
⑤	瓦50-C41(22)	100		OK
⑥	瓦50-C41(20)	100		OK
⑦	瓦50-C32(23)	97		OK

5. 試験結果および考察

表-6は、圧縮強度および空隙率の試験結果を示す。試験No.⑤～⑧は、目標値を満足した。置換率の最も高い試験No.⑧が廃瓦の有効利用の観点から最も良いと考える。試験No.①～④は、圧縮強度の目標値は満足したが、空隙率はすべて満足しなかった。この原因は、粗骨材の最大寸法が小さかったことによると考えられる。

図-1は、圧縮強度と空隙率の関係を示す。圧縮強度と連続空隙率の寄与率は0.86と高く、相関関係にあることがわかった。

表-7は、凍結融解試験の300サイクル終了時における相対動弾性係数を示す。すべての試験ケースにおいて、目標値の85%以上を満足した。

図-2は、凍結融解試験におけるサイクル数と質量減少率の関係を示す。サイクル数60回と210回で質量減少している。この原因は、供試体作成時のキャッピングに用いる硫黄の損傷などにあると考える。

写真-6～13は、廃瓦置換率50%の試験ケースの凍結融解試験前と凍結融解試験後の供試体状況を示す。いずれの試験ケースも劣化している状況は確認されなかった。

表-6 圧縮強度および空隙率の試験結果

試験No.	試験名	圧縮強度 (N/mm ²)		空隙率 (%)		判定
		目標値	試験結果	目標値	試験結果	
①	瓦0-C38(20)G15	18.0	23.6	18.0	14.0	×
②	瓦25-C38(20)G15		26.0		13.6	×
③	瓦40-C38(20)G15		25.7		13.1	×
④	瓦50-C38(20)G15		25.3		12.4	×
⑤	瓦0-C38(20)G20		19.9		22.5	○
⑥	瓦25-C38(20)G20		22.4		18.5	○
⑦	瓦40-C38(20)G20		18.9		21.9	○
⑧	瓦50-C38(20)G20		20.1		20.3	○

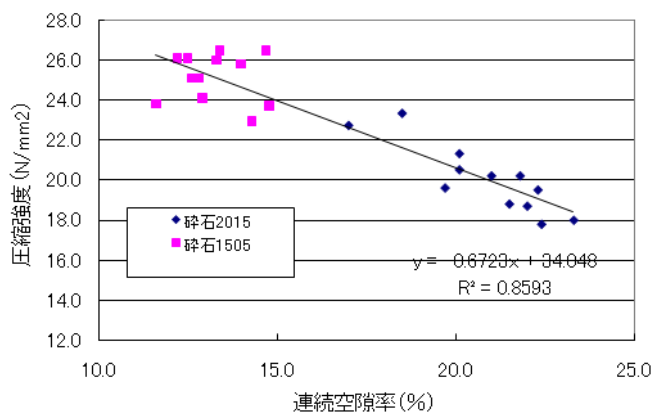


図-1 圧縮強度と空隙率の関係

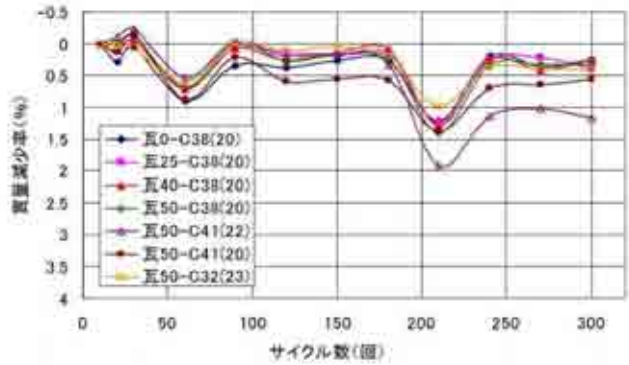


図-2 凍結融解試験結果（質量減少率）



写真-6 凍結融解試験前（No.④ 瓦50-C38(20)）



写真-7 凍結融解試験後（No.④ 瓦50-C38(20)）



写真-8 凍結融解試験前 (No.⑤ 瓦50-C41(22))



写真-12 凍結融解試験前 (No.⑦ 瓦50-C32(23))



写真-9 凍結融解試験後 (No.⑤ 瓦50-C41(22))



写真-13 凍結融解試験後 (No.⑦ 瓦50-C32(23))



写真-10 凍結融解試験前(No.⑥ 瓦50-C41(20))



写真-11 凍結融解試験後 (No.⑥ 瓦50-C41(20))

6. おわりに

ポーラスコンクリートの目標とする基準を満足させるため、骨材の選定、廃瓦の配合試験を行った結果、廃瓦をポーラス状のプレキャストブロック製品の粗骨材の代替材として利用できることがわかった。具体的には、単位セメント量 380kg/m^3 において粗骨材に対する廃瓦の質量置換率 50%で圧縮強度 18N/mm^2 、空隙率 18%以上を満足した。また、廃瓦置換率 50%においても凍結融解抵抗性を有していることを確認した。

今後、今回の実験で得られた知見を基に、プレキャストブロック製品を製作し、河川現場での植生試験や水質浄化試験等を行っていきたい。

謝辞：本研究を行うにあたり、株式会社ミルコン 林久夫氏、市村幸彦氏、村田工業株式会社 村田浩行氏、福井県工業技術センター 真木教雄氏、笹原一起氏、福井県建設技術研究センター 三田村文寛氏、流守博氏にご協力いただきました。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) ポーラスコンクリート河川護岸工法の手引き：財団法人先端建設技術センター(2001)、山海堂、138pp.
- 2) 松江正彦：ポーラスコンクリートを用いた水辺植栽技術(1997)、公開シンポジウム「多自然型川づくりを考える」、日本緑化工学会。

3Dレーザスキャナー一体型カメラを用いた ダム堤体挙動や水位の観測に関する一考察

山崎 健司¹・中村 健二²

¹近畿地方整備局 大戸川ダム工事事務所 工務課 (〒520-2144 滋賀県大津市大萱1-19-32)

²大阪経済大学 情報社会学部 (〒533-8533 大阪市東淀川区大隅2-2-8)

ダム管理者は、少人数でダム施設を管理しなければならず、ダム施設の維持管理の省力化・高度化を図る方策が求められている。その一方策として、ダム堤体挙動の定期的な定点観測を補完あるいは代替する手法の確立が挙げられる。ダム堤体の全体を対象に日々の挙動の計測ができれば、既知に無い知見の獲得が期待できる。また、河川管理者は、日々の管理のみならず、近年の異常気象などの不測の事態に対しても機動的に対処することが求められ、河川水位上昇などのきめ細かな情報の収集と国民への提供が重要となっている。

本研究では、従前の監視カメラを用いた映像監視に加えて、3Dレーザスキャナーで計測した点群座標データも活用し、データ計測実験の結果に基づいて、ダム堤体の全体を対象にした挙動の常時観測や河川水位の簡易観測の適用可能性を考察する。

キーワード 堤体挙動, 水位計測, 3Dレーザスキャナー一体型カメラ

1. はじめに

ダムや河川堤防といった公共構造物は、施設の維持管理と環境保全のため、日々の監視が必要である。

ダム施設の維持管理の現場では、定期的にダム堤体の挙動の監視をレベル等による直接計測やプラムラインの変位計測により行っている。これらの計測はいずれも「点」および「線」の計測であり、面的な変化が把握できない。そのため、定点以外での異常の発見が難しく、堤体の損傷などの大きな被害につながる可能性がある。ダム施設の維持管理の高度化を図る一方策として、ダム堤体挙動の定期的な定点観測を補完あるいは代替する手法の確立が求められ、様々な研究¹⁾³⁾がなされている。ダム堤体全体の日々の挙動を面的に計測ができれば、既知にない知見の獲得が期待できる。

一方、河川管理の現場では、日々の管理のみならず、近年の異常気象などの不測の事態に対しても機動的に対処することが求められている。そのため、水位計や量水標による計測やCCTVでの監視を行っている。しかし、これらは別々の場所に設置されていることもあり、例えばCCTVで異常を発見した場合に、その後、水位計など、様々な情報を統合して確認する必要がある。これらの情報を一つの機器で、一括して確認する環境が構築できれば、より機動的に対処することが可能となる。

本研究では、3Dレーザスキャナー一体型カメラを用い

て、ダム施設の維持管理の高度化と河川管理の支援技術の確立を目指し、ダム堤体全体の常時観測と河川水位の簡易観測の実現可能性を検証する。

2. 研究の概要

(1) 研究の目的

本研究では、高精度・高価な3Dレーザスキャナーを利用せず、安価な3Dレーザスキャナー一体型カメラ（以下、「実験機」という）を用いて、公共構造物の維持管理の支援が可能であるかを検証する。具体的には、ダムの維持管理と河川管理を想定した次に示す2つのシーンを対象に、実験機で計測した点群座標データの活用方策を検討する。なお、ダムのデータ観測は九頭竜川水系の九頭竜ダムおよび真名川ダム、河川のデータ観測は九頭竜川水系真名川を対象として実施する。

- ・ロックフィルダムおよびコンクリートダムの堤体挙動観測
- ・河川の水位観測

(2) 実験機の概要

実験機は、表-1に示す通りCCTVに3Dレーザスキャナー機能を搭載し、CCTVと同等以下の価格で現場状況の把握が可能である。表-1での比較のとおり、3Dレーザスキャナーやトータルステーション（以下、「TS」という）

表-1 実験機仕様・比較表

	実験機	3D レーザスキャナ	トータルステーション
外観・写真		 リーグル社 地上型 3D レーザスキャナ 製品写真は HP より参照	 ソキア社 トータルステーション 製品写真は HP より参照
用途	監視カメラに対して3Dレーザスキャナ機能を搭載し、河川・ダムなどの定点観測を行い、映像と郷里情報の融合により管理運用支援を行うもの。	大型構造物（道路・トンネル・橋、ビル、建造物、災害現場）などの三次元測量、点群データ・マッピングを行うもの。	建築現場等における構造物の高精度な測距を行うもの。
レーザ安全規格	クラス 1	クラス 1	クラス 3R
測距範囲	250m（反射率 20%以上）	600m（反射率 90%以上） 280m（反射率 20%以上）	1000m（ノンプリズム、白色 90%ターゲット時） 2500m（ミニプリズム）
測距精度	±100mm	5mm	±2mm +2ppm×D（D:200m）
測距時間	最大 4,000 点/秒、 1 画面あたり約 1 分間	42,000 点/秒	1 点/秒（条件による）
旋回性能	最小ステップ制御 0.01° スキャニング 0.01°/秒～15°/秒	最小ステップ制御 0.0024° スキャニング 0°/秒～60°/秒（水平）	測角機能 5"（0.0014°） 20°/秒（追尾）
構造	屋外常設設置 防噴流型 IP65	屋外可搬型 防滴 IP64	屋外可搬型 防噴流 IP65
測距確認	ハイビジョン監視カメラを搭載。昼夜監視が可能。MJPEG-IP 画像伝送も搭載しブラウザで動画監視が可能	点群データ彩色用として、一眼レフ・デジタルカメラを搭載可能	望遠鏡スコープ 30 倍により現場にて手動で直接確認設定
参考価格	約 200 万円	約 2,000～3,000 万円	約 150 万円

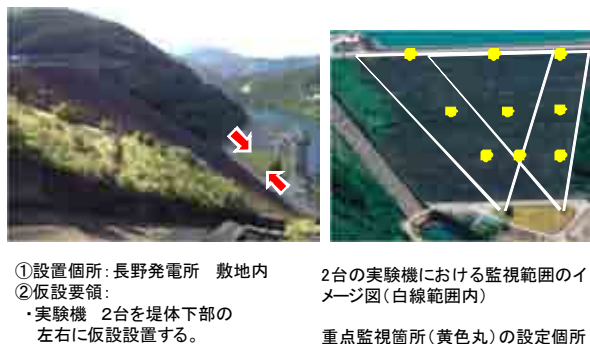


図-1 九頭竜ダムにおける機器設置



図-2 真名川ダムにおける機器設置箇所

より計測精度は劣るものの、屋外常設設置が可能などの汎用性に優れているという特長がある。ダムや河川堤防など現地状況を遠隔地から映像確認できるだけでなく、予め設定したスケジュールで3Dレーザスキャナによる定点観測を行い、静止画と3D点群情報（距離情報）を本体内部に蓄積保存し、IPネットワーク経由で監視制御することができる。

3. ロックフィルダムおよびコンクリートダムの堤体挙動観測への適用可能性の検証

(1)実験概要

ダムの常時監視による堤体挙動把握の一方策として、

実験機の適用可能性を検証する。検証の着眼点を次に示す。

- ・堤体挙動は九頭竜ダムでは約2cm/年、真名川ダムでは約5cm/年と数cm程度のため、挙動把握には数mm単位の精度確保が望ましい。しかし、実験機の測距精度は±100mmであり、挙動把握が困難なため、精度向上の補正方法を検討しつつ、適用の是非を明らかにする。
- ・堤体の面的把握として2つのモード（堤体全体を測距して把握するモード、複数の定点を設定してポイントを把握するモード）の有用性を検証する。
- ・雨天や積雪などの天候の変化に伴う反射率の低下に起因する測距精度への影響などを検証する。

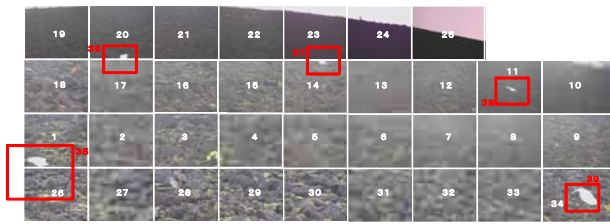


図-3 視野設定と重点監視箇所

表-2 九頭竜ダムのレーザ測距結果

プリセット	測距データ (平均)	輝度値	測距間誤差 (5回・差分)	TS測量 結果	TSとの 差異
No.35	53.557m	631	13mm	53.584m	27mm
No.36	125.196m	473	38mm	125.170m	26mm
No.37	111.305m	565	26mm	111.382m	83mm
No.38	110.606m	539	12mm	110.583m	23mm
No.39	45.240m	677	11mm	45.313m	73mm

(2) 実験箇所と実験手順

a) 実験箇所および実験機設置位置

本研究では、フィルダムの一つであるロックフィルダムとして九頭竜ダム（福井県大野市）、コンクリートダムの一つであるアーチ式コンクリートダムとして真名川ダム（福井県大野市）を実験の対象とする。それぞれのダムでの機器設置箇所は、図-1、図-2に示すとおりである。なお、本実験では、ダム堤体挙動の継続的な監視の可能性を検証するため、2012年11月14日から12月2日に九頭竜ダム、2012年12月4日から12月19日に真名川ダムのデータ計測を実施する。

b) 九頭竜ダムにおける実験手順

実験機におけるレーザ測距エリアはカメラ映像の視野範囲と連携している。そのため、視野範囲を34箇所（図-3）登録し、自動スケジュール動作により毎日4回（6時間毎）、3Dスキャニングを実施してデータを取得する。

また、重点監視箇所として白シート5か所（図-3のNo.35からNo.39）を設定し、毎日4回（×各5回）3Dスキャニングを実施してデータを取得する。そして、これらの計測結果とTS測量結果と比較する。

c) 真名川ダムにおける実験手順

真名川ダムにおいても、視野範囲を堤体の上流面22箇所及び下流面で27箇所登録し、自動スケジュール動作により毎日4回（6時間毎）、3Dスキャニングを実施してデータを取得する。

(3) 実験結果と考察

a) 測距精度

九頭竜ダムの重点監視箇所（白シート部）のレーザ測距結果を表-2に示す。

- 表-2を確認すると、本体性能の $\pm 100\text{mm}$ 精度に対して、近距離であることから、測距間誤差は小さかった。しかし、精度確認のために行ったTS測量結果との差異は、最大83mmとなり、堤体の変位量で

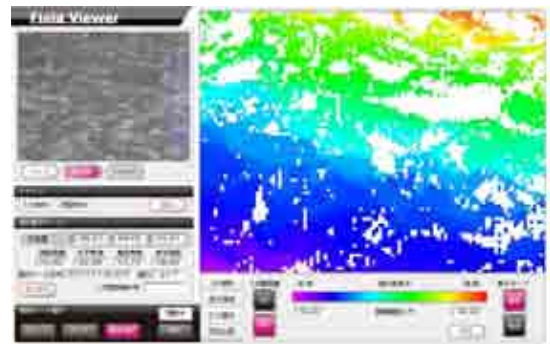


図-4 降雪時のデータ取得状況(白色が測距エラー)



図-5 降雪で視程が著しく低下している場合



図-6 コンクリートが黒色化している場合

ある数cm程度よりも大きかった。

- No.35, 36, 38を確認すると、100m範囲のターゲットは、測定手法を考慮することにより、TS測量結果との差異を30mm以内に抑えて、測距できることがわかった。
- No.37, 39を確認すると、TS測量結果との差異が大きくなっていることがわかる。これは、各手法での測定箇所が、ロックフィルに被せた白シート中央部で凹凸もあるため、各手法の測定箇所のズレに起因すると考えられる。

b) 堤体の面的把握

九頭竜ダムの図-3に示した視野範囲及び真名川ダムで設定した視野範囲いづれにおいても、全て測距できていたことから、堤体全体の状況を面的に把握できることがわかった。

c) 天候による影響

図-4から、降雪は粒子が大きく測距エラー影響が受けやすいことがわかる。これは、データ処理測定点数を増加させることで対処可能と推測される。ただし、図-5の

ように、降雪で視程が著しく低下している場合は、測距ができないことがわかった。

d) 堤体の性状による影響

図-6に示すとおり、コンクリート等が黒色化した箇所（凍結部等）は、測距エラーが発生しやすいことがわかった。

(4) 精度向上の可能性の検討

両ダムでの実験の結果を踏まえ、実験機のレーザ測距機能の精度向上の可能性を検討する。本検討では、同一ターゲットに対して複数回レーザ測距計測を行うことで、微小な距離変位の検出可能性を検証した。実験機本体から予め設定した距離に対して図-7のようなターゲットを10mm単位で移動させて、複数回（10回）レーザ測距計



図-7 機器配置

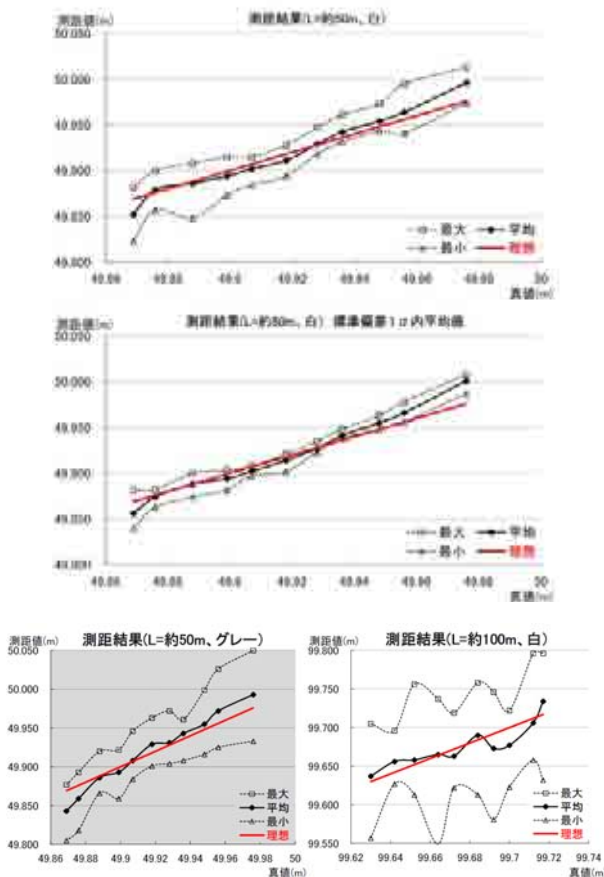


図-8 レーザ測距結果

測を行った。

結果は図-8のとおりで、個々の結果ではバラツキが発生しているものの複数回（10回）測距した平均値では、ターゲットが白い（反射率90%）場合に10mm変位の傾向をつかむことができた。また、10回程度の計測であるが標準偏差1σ内での平均値を算出して精度向上が行えるか検証した結果、50m程度の距離であれば、10mm単位での変位を検出できることがわかった。

ただし、ターゲットの反射率が低い場合や、ターゲットまでの距離が長くなると、誤差が大きくなった。

(5) 結論

ダム堤体に基準点を設置してデータ計測を1ヶ月実施し、日々の計測データの差分（データの補正方法の検討含む）からダム堤体挙動を確認したが、通常の堤体挙動を把握するために必要なmm単位の精度を得ることはできなかった。この結果を踏まえ、精度向上に向けた改良を実施した結果、50m程度の距離であれば、10mm単位での変位を検出できることが明らかになった。

このことから、本手法は、ダム堤体全体を面的に捉えた状況把握に有効であり、CCTV機能と併せた、地震時の異常な変位の確認や、河道閉塞による天然ダムや砂防ダムなどの変位監視など概略状況の把握への有効活用等が期待できると考えられる。

4. 河川水位観測への適用可能性の検証

(1) 実験概要

実験機のレーザ測距機能の河川水位計測への適用可



図-9 機器設置箇所



図-10 倍率毎の視野範囲

能性について、フィールド実験の結果を踏まえて検証する。検証の着眼点を次に示す。

- ・実験機にて計測した場合、水面はレーザ測距エラーが発生するため、この特性を用いることで、喫水線の把握が可能であるかを明らかにする。
- ・エリア測距の結果を解析することで、水位計測に活用可能であるかを明らかにする。また、活用可能な場合は、水位計測の精度も併せて検証する。

(2) 実験箇所と実験手順

a) 実験箇所および実験機設置位置

フィールド実験は、福井県大野市の真名川（佐開橋周辺）にて実施する。（図-9）

b) 実験手順

実験機におけるレーザ測距エリア及び測距点数は、カメラ映像の視野範囲と連携している。そのため、レーザ測距の高精細化は、図-10のとおり視野範囲をクローズアップ（標準～×16倍）して概略から詳細までの水位観測を行う。

(3) 実験結果と考察

a) レーザ測距

実験機によるカメラ映像の視野範囲と連携したエリア

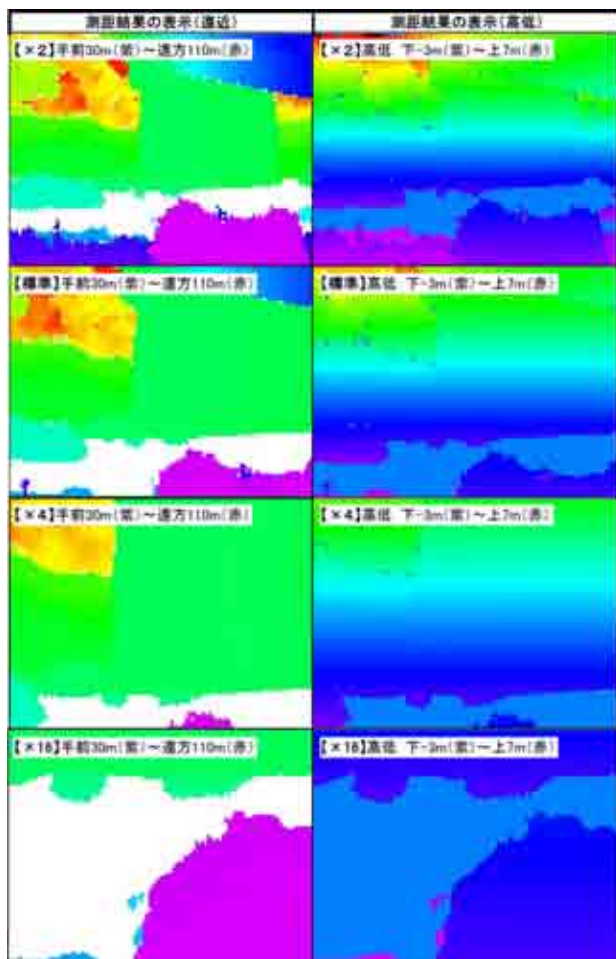


図-11 倍率毎の測距結果

測距の結果を図-11に示す。エリア測距の結果から、水面はレーザ測距エラー等（左図は白色、右図は濃い青色の下の水色箇所）になるため、橋脚部と水面の喫水線が確認できることがわかった。

b) 水位計測

エリア測距の結果から、水面と橋梁部との喫水線を算出し、河川水位計測の精度確認を行った。×16モードにてエリア測距を行った際の水面付近の測距状況とその結果をそれぞれ図-12と表-3に示す。

また、各種測距モード、ターゲット距離（図-13）と水位計測間隔（精度）の関係を表-4に示す。橋脚までの



図-12 橋脚の水面付近の測距状況

表-3 橋脚の水面付近の測距結果

	高さ (Y) m	ライン間隔 (Y) m
①ライン (上部)	-1.202	
②ライン	-1.172	0.030
③ライン	-1.142	0.030
④ライン (下部)	-1.110	0.032

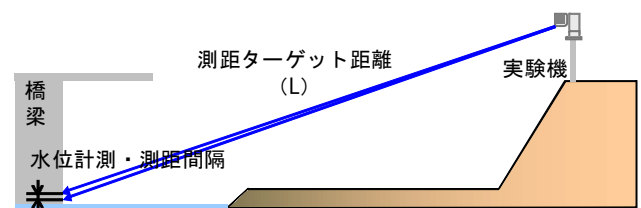


図-13 水位計測・測距間隔等の関係図

表-4 測距モードと水位計測・測距間隔との関係

測距モード	測距間隔	水位計測・測距間隔m
標準	0.100°	L×1.744mrad
×2	0.075°	L×1.308mrad
×4	0.005°	L×0.872mrad
×16 (詳細)	0.025°	L×0.436mrad

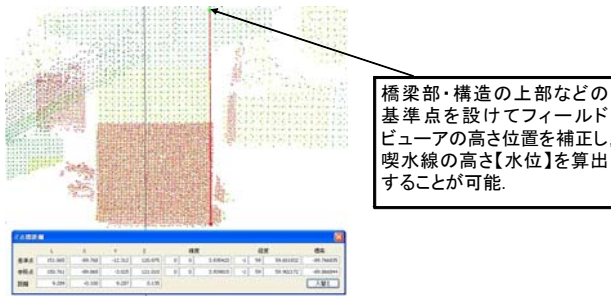


図-14 構造物への基準点設置例

測距距離は76mあり、橋脚箇所を×16モードで測距した場合、高さ(Y)の測距間隔は33mmとなる。

表-3の測距結果のラインの間隔とほぼ合致していることがわかり、高精度に水位計測が行えることがわかった。

(4) 結論

a) 河川水位観測

実験機にて河川水位観測を行うには、レーザ測距結果の距離情報を使用して算出するのではなく、橋梁部の垂直方向でのスキャニング結果の有無を判定することで測距間隔から水位を算出でき、複数回測距したデータと橋梁部の隣接データとを用いることで水位計測が可能であることが明らかとなった。

また、本手法はレーザ測距であるため、昼夜を問わず同様の精度で水位計測でき、誤差が少ないという特長がある。

なお、実験機を活用した水位計測は、図-14に示すように、現地での水面高さを予め測量する必要はなく、3Dスキャニングでの橋梁部の構造等から水面高さを推定することも可能であり、現地での作業を大幅に軽減できる。また、この手法は、鉛直構造物である橋梁だけでなく、堤防などの水位計測が難しい箇所や水位計測作業が困難な高水位時にも有効となると考えられる。

b) 河川管理への適用可能性

実験機は、昼夜を問わず常設設置でのカメラ映像監視が可能である。その監視カメラの高度利用として、カメラ映像と3Dレーザスキャナデータを連携させた映像と距離の融合が可能となる。

具体例として、予め取得していた3D点群データと現時点のカメラ映像とを重ね合わせて表示し、カメラ映像の喫水線箇所をクリックすることで水位の確認が可能となる。また、カメラ映像にグラフィック量水板を重畳表示することも可能であり、映像と数値の合併表示による現場での判断力の向上や管理運用支援が期待できる。さらに、監視カメラの性能は、ハイビジョン化にも対応しており、放送局などへの情報提供の高度化も期待できるなど、既存監視カメラの更新時における代替候補としての適用にも十分に期待できると考えられる。

5. おわりに

本研究では、安価な3Dレーザスキャナー一体型カメラを用いて、公共構造物の維持管理の支援が可能であるかを検証した。具体的には、ダム の維持管理と河川管理を想定し、3Dレーザスキャナー一体型カメラの「ロックフィルダムおよびコンクリートダムの堤体挙動観測」および「河川の水位観測」への適用可能性を検証した。その結果、ダムの平常時の堤体挙動観測への適用は要求精度を満たすことができないことから困難であった。この結果を踏まえ、精度向上に向けた改良を実施した結果、50m程度の距離であれば、10mm単位での変位を検出できることが明らかになった。また、河川の水位観測は、十分な精度を確保できており、実環境へ適用可能であることが明らかとなった。

本研究で用いた実験機は、昼夜を問わず常設設置でのカメラ映像監視ができ、その監視カメラの高度利用として、カメラ映像と3Dレーザスキャナデータを連携させた映像と距離の融合が可能となる。今後は、映像と距離の融合による河川管理の高度化の可能性を検討する予定である。

謝辞：本論文を遂行するにあたり、関西大学総合情報学部 田中成典教授、国土交通省近畿地方整備局九頭竜川ダム統合管理事務所 下野公仁所長、近畿地方整備局河川部河川工事課 吉村光司氏、国土技術政策総合研究所高度情報化研究センター情報基盤研究室 今井龍一氏には貴重なご意見を賜った。三菱電機エンジニアリング(株)の平謙二氏、国土技術政策総合研究所高度情報化研究センター情報基盤研究室 佐々木洋一氏には、実験データの計測や分析でご協力を賜った。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 曾田英揮, 佐藤信光, 自閑茂治, 岩崎智治 : GPS計測を用いたフィルダムの堤体計測の高度化の検討, ダム技術, Vol.282, No.3, pp.4-16, 2010
- 2) 岩崎智治, 小堀俊秀, 増成友広, 清水則一 : フィルダム堤体計測のためのGPS自動計測システムの開発, ダムの安全管理・点検のための最新計測技術のためのシンポジウム講演論文集, 土木研究所資料, Vol.4185, pp.55-62, 2010
- 3) 吉田武司, 加登住誠, 大江和正, 山口修平 : 3次元によるダム情報管理への取り組み, ダム工学, ダム工学会, Vol.20, No.4, pp.233-238, 2010

氷点下でも施工可能な変性ポリウレア樹脂を用いた新規はく落防止工法

堀井 久一¹・濱口 敬三²

¹コニシ株式会社 浦和研究所 研究開発第4部 (〒338-0832埼玉県さいたま市桜区西堀5-3-35)

²コニシ株式会社 大阪本社 土木開発事業部 (〒541-0045大阪府大阪市中央区道修町1-7-1)

コンクリート片のはく落防止工法で使用されているエポキシ樹脂系接着剤は、硬質で高強度な硬化物のため、優れたはく落防止性能が確認されているが、施工可能温度が5℃以上に制限されており、低温時の施工管理が煩雑になっている。最近では、吹き付けのポリウレア樹脂によるはく落防止工法も開発され、冬季施工が可能であるが、大がかりな専用機材が必要であり、幅広く使用できるものではない。これらの従来工法の施工環境温度に関する課題を、変性ポリウレア樹脂を繊維シートの含浸接着樹脂に用いることにより解決できることを確認したので、その性能評価結果について報告する。

キーワード 新技術、はく落防止、コンクリート保護

1. はじめに

橋梁やトンネルなどのコンクリート構造物は、塩分や二酸化炭素などの環境的な劣化因子や交通荷重や地震などの外力により、ひび割れやはく落などの劣化を受けている。それらの劣化現象は、耐荷性能や耐久性といった構造物の基本性能に影響を与えるだけでなく、更なる劣化進行を加速するといった問題も抱えている。また、コンクリート片のはく落は、第三者影響度が高いため、その防止を目的に、はく落防止工法が行われている。

従来のはく落防止工法では、ガラス繊維クロスをエポキシ樹脂系接着剤で含浸接着することが一般的である。エポキシ樹脂系接着剤は、硬質で高強度な硬化物物性を有しており、優れたはく落防止性能が確認されているが、施工可能温度が5℃以上に制限されており、低温時の施工管理が煩雑になっている。5℃を下回れば、施工中止となり、冬季は常に工事が遅れることが懸念されている。

最近では、吹き付けタイプのポリウレア樹脂によるはく落防止工法も開発されており、冬季施工も可能であるが、大がかりな専用機材が必要となっており、誰でもが幅広く使用できるものではない。

従来工法のこのような施工環境温度に関する課題に対して、幅広い温度範囲で施工可能な含浸接着樹脂に低温硬化性に優れた変性ポリウレア樹脂を利用した新規はく落防止工法を開発した。ここでは、新工法のはく落防止工法として補修効果や作業性、耐久性について実施した各種試験結果について報告する。

2. 新規はく落防止工法の概要

(1) 使用材料と施工仕様

新規はく落防止工法（ボンドKEEPメンテ工法 VM-3）の使用材料と施工仕様を表-1に示す。

表-1 ボンドKEEPメンテ工法 VM-3の使用材料

材料種	材料名（配合比）	主成分	標準塗布量	塗布方法
プライマー	ボンドVMプライマー（1液型）	無溶剤形エポキシ樹脂	0.10 kg/m ²	ローラー 刷毛
含浸接着樹脂	ボンドVM-3中塗り（主剤：硬化剤=5：4）	無溶剤形変性ポリウレア樹脂	下塗り：0.50 kg/m ² 上塗り：0.70 kg/m ²	コテ ヘラ
繊維シート	トリネオTSS-1810Y	3軸ビニロン繊維	1.1m/m ²	—
仕上げ材	ボンドUコートF（主剤：硬化剤=8：1）	溶剤形アクリルウレタン樹脂	0.15 kg/m ²	ローラー 刷毛

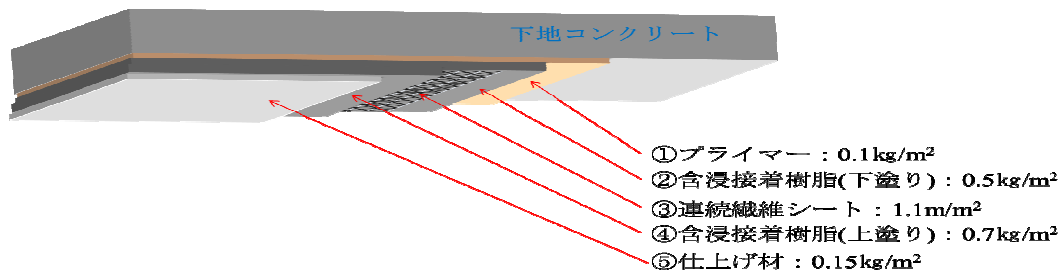


図-1 施工仕様の断面図

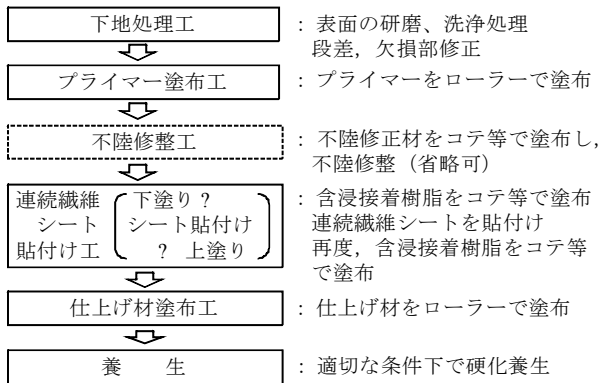


図-2 施工フロー

表-2 押し抜き試験の試験条件

項目	内容
下地条件	JIS A 5372付属書5に規定する上ぶた式U形側溝(ふた)の1種呼び名300(400×600×60mm) (以下「U形ふた」という)裏面中央部をφ100mmの形状でコア抜き
作製前条件	ディスクサンダーにて表面処理 23℃水中に24時間以上浸漬
試験体作製条件	23℃雰囲気下 表面の水分を拭き取り、5分以内にプライマーを塗布
養生条件	23℃7日、半水中浸漬
試験温度	-30℃、23℃、または60℃

また、施工仕様の断面図を図-1に示す。

(2) 施工手順

本工法の施工手順をフローにて図-2に示す。

(3) 新規はく落防止工法の特長

本工法では、ポリイソシアネートと変性ポリアミンを反応硬化させる変性ポリウレア樹脂を、ビニロン製3軸ネットの含浸接着剤に用いていることが特徴の一つである。一般的に、ポリウレア樹脂は、イソシアネートとポリアミンの化学反応が速すぎるためにコテ作業可能な硬化速度に設計できないので、専用機械による塗布となる。大掛かりな設備が必要となること、また、その極めて速い硬化性が原因となり、所定の接着性や物性が発揮できないことが問題となっている。そのため、著者らは、イソシアネートとの反応性を制御し、一定の可使時間を確保しつつ、低温硬化性を保持するような化学構造に変性した変性ポリアミンを開発した。

本工法の含浸接着樹脂は、ネットを含浸接着するのに十分な可使時間を有しながら、低温硬化性が優れているという特長を有しており、-5℃から40℃という幅広い温度範囲で施工可能である。また、従来工法のエポキシ樹脂に比べると、温度による作業性の影響が少なく、広い温度範囲で優れたコテ作業性を有している。

プライマーに1液湿気硬化型含浸補強用プライマーを使用していることも特徴の一つである。はく落防止工法におけるプライマーの主目的は、下地と含浸接着樹脂の接着性を確保することと水分など外的劣化因子の移動を妨ぐことである。本工法における含浸補強用プライマー

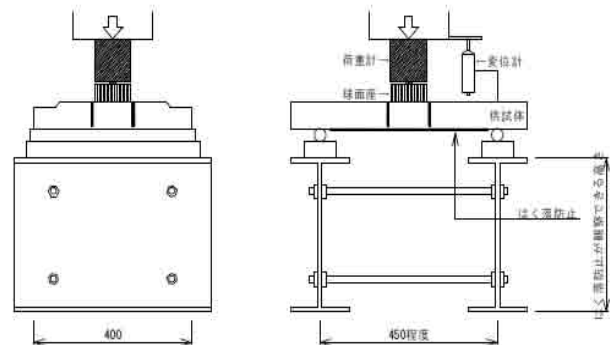


図-3 試験方法の模式図

は、下地のコンクリート表面の脆弱部に含浸し、補強することが期待できる材料¹⁾であり、従来プライマーの性能に加えて、脆弱層が低減されることによる接着力の向上と含浸補強層にも外的劣化因子の侵入抑制の働きがあることが特徴である。

本工法における特徴について、次章にて各種性能確認試験の試験結果をもって、説明する。

3. 性能確認試験

(1) 幅広い温度範囲でのはく落防止性能の確認

はく落防止性能について、JSCE-K 533に準拠し、押し抜き試験を実施した。試験温度条件としては、-30～60℃の温度範囲で性能確認を行った。試験条件を表-2に、試験方法の模式図を図-3に示す。

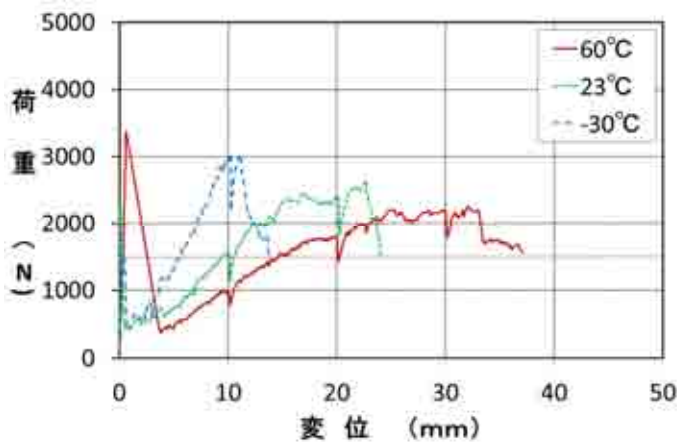


図4 試験結果（温度と押し抜き強度の関係）



写真-1 試験状況例（60°C・10mm変位時）

表-3 低温環境下の試験条件

項目	内容
下地条件	U形ふた 裏面中央部をφ100mmの形状でコア抜き
作製前条件	ディスクサンダーにて表面処理 5°C：5°C水中に24時間以上浸漬 -5°C：-5°Cに24時間以上
試験体作製条件	5°C：5°C雰囲気下で、表面の水分を拭き取り、5分以内にプライマーを塗布 -5°C：-5°C雰囲気下
養生条件	5°C：5°C7日、半水中浸漬 -5°C：-5°C14日
試験温度	5°C：5°C -5°C：-5°C

各試験条件の試験結果を図-4に、試験温度60°Cの試験中の状況を写真-1に示す。

図-4から、いずれの試験条件においても、最大強度が1.5kN以上となることが確認できた。一般的に、有機系材料は高温になると柔らかくなり、低温になると硬くなる傾向がある。つまり、低温条件下では、押し抜き試験時の変位量が少なくことが予想され、コンクリート片がはく離して変状が生じた場合に、その変状が目視点検時に見落とされるおそれが懸念される。しかし、-30°Cの試験結果では、変位量10mm以上の範囲でも1.5kN以上の強度を維持しており、変状を気付くのに十分な変位量があることが分かる。反対に、高温条件下では、十分な強度がないことが懸念される。しかし、写真-1から、変性ポリウレア樹脂のビニロン繊維シートへの優れた付着性と高温条件下においても強靱な硬化被膜を維持していることが確認できる。

以上の試験結果から、-30～60°Cという幅広い温度範囲において、本工法は優れたはく落防止性能を有することを確認した。

(2) 低温環境下での施工性能、はく落防止性能の向上

低温環境下で本工法の施工を行った場合の施工性能とはく落防止性能を確認するために、-5°C、5°Cの雰囲気

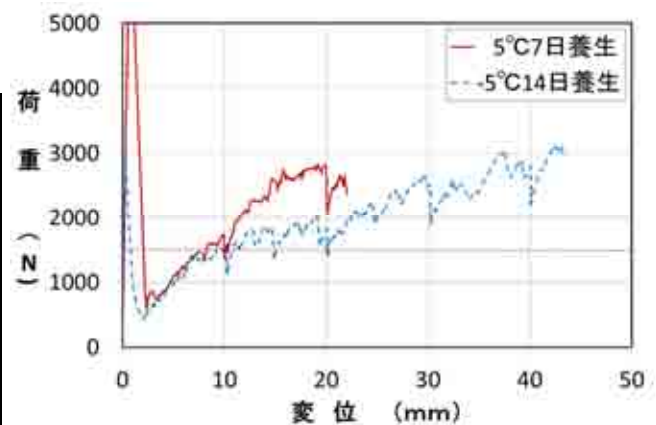


図-5 試験結果（低温養生での押し抜き強度）

下で押し抜き試験の試験体の作製と養生を行い、養生中の硬化性確認と押し抜き試験を実施した。試験方法等は、前節と同様とし、実施した試験条件を表-3に示し、押し抜き試験の試験結果を図-5に示す。

従来工法のエポキシ樹脂系含浸接着樹脂は、5°Cの場合、1日後には仕上げ材を塗布できるところまで硬化しているものの、-5°Cの場合には、2日後では未硬化であり、仕上げ工程に移ることはできなかった。それに対して、表-3に示した施工条件で、本工法で用いる変性ポリウレア樹脂系含浸接着樹脂の硬化性を確認したところ、-5°Cで1日後には硬化しているため、仕上げ材を塗布することが可能であり、-5°Cの環境下でも施工可能であることを確認した。

低温養生の場合のはく落防止性能については、図-5から、5°C7日後、および-5°C14日の押し抜き強度は、いずれも1.5kN以上となっており、十分なはく落防止性能を有していることを確認した。ただし、-5°C14日の養生条件の場合には、変位量の増加に伴い、押し抜き強度も増加し続ける変位—荷重曲線となっており、5°C以上の養生条件の場合と異なった曲線である。そのため、最大荷重に達する変位量が大きくなっている。これは、14日養生時点では、変性ポリウレア樹脂系含浸接着樹脂が完全硬化には至っていないために、その硬化被膜はまだ柔らかい状態であると思われる。しかし、コアにより押し出

表-4 低温環境での施工事例

施工現場			北海道小樽市		静岡県御殿場市		北海道滝川市		
プライマー塗布工			施工日	2010/11/13	気温：8～10℃	2012/1/24	気温：0～4℃	2012/11/26	気温：1～3℃
			養生期間	2日間隔	気温：1～13℃	3日間隔	気温：-5～6℃	5日間隔	気温：-7～4℃
連続繊維シート貼付け工	下塗り / シート接着	施工日	2010/11/15	気温：1～4℃	2012/1/27	気温：1～5℃	2012/12/1	気温：-5～4℃	
		養生期間			1日間隔	気温：-5～3℃			
	上塗り	施工日			2012/1/28	気温：0～3℃			
		養生期間	2日間隔	気温：0～4℃	3日間隔	気温：-6～5℃	1日間隔	気温：-13～-5℃	
仕上げ材塗布工			施工日	2010/11/17	気温：5～8℃	2012/1/31	気温：-1～5℃	2012/12/2	気温：-5～-3℃

されていく3軸ネットを下地に保持する性能としては、要求されているはく落防止性能（1.5kN以上）を満たすことができる硬化被膜まで硬化が進行しているためであると考えられる。そして、-5℃14日養生後に、さらに、23℃2日間、または5℃7日間追加養生すると、押し抜き強度にはほとんど変化がなく、1.5kN以上の押し抜き強度を維持しており、最大荷重に達する変位量は小さくなることがわかった。それらの変位－荷重曲線は、23℃7日のものとほぼ同じ曲線となっており、氷点下で施工した場合でも、本工法は優れたはく落防止性能を有していることを確認した。

従来のエポキシ樹脂系含浸接着樹脂を用いたはく落防止工法では施工することができなかった5℃以下の温度条件下での施工事例の一例を表-4に示す。いずれの現場においても、施工上の大きな問題もなく、表-4に示した施工間隔で施工することができ、実構造物での施工における施工性に問題ないことを確認した。

以上の試験結果から、従来工法では施工が困難であった、-5～5℃の施工温度条件下においても、本工法は十分な低温硬化性を有し、標準的な養生期間で高いはく落防止性能を発揮できることを確認した。

(3) コンクリートの表面保護性能の確認

はく落防止工法は、コンクリート構造物の劣化に伴う第三者影響度の性能低下を抑制することが主たる目的であるが、コンクリート構造物の劣化進行の抑制も求められている。本工法で使用する変性ポリウレタ樹脂は、新規材料であること、柔軟形の硬化物であることを考慮し、コンクリートの表面保護性能を評価した。一般的に、エポキシ樹脂のような硬質樹脂に比べて、柔軟形樹脂は、立体構造の架橋点が少なく、架橋点間が長いこと、外的劣化因子のコンクリート内部への透過性が高いことが懸念される。ここでは、外的劣化因子として、塩害の促進が懸念される水分、塩化物イオン、酸素および二酸化炭素の各透過阻止性を測定した。試験方法と試験結果を表-5に示す。

表-5には、従来工法の測定値例も併記したが、従来工

表-5 気体透過阻止性の試験結果

試験項目 試験方法	試験結果		NEXCO 規格値
	本工法	従来工法	
水蒸気透過阻止性 ($\text{mg}/\text{cm}^2 \cdot \text{日}$)	0.9	0.1	5.0以下
しゃ塩性 ($\text{mg}/\text{cm}^2 \cdot \text{日}$)	定量限界 (0.7×10^3) 以下	定量限界 (0.7×10^3) 以下	5.0×10^3 以下
酸素透過阻止性 ($\text{mg}/\text{cm}^2 \cdot \text{日}$)	1.3×10^2	定量限界 (3.6×10^4) 以下	5.0×10^2 以下
中性化阻止性 (mm)	0	0	1以下

従来工法：溶剤系柔軟形エポキシ樹脂系表面保護工法

表-6 ひび割れ追従性の試験結果

試験条件		ひび割れ 追従性	試験方法
養生条件	試験温度		
標準養生 (23℃28日)	23℃	3.4mm	JSCE K 532
	-20℃	2.0mm	
標準養生後に、 促進耐候試験700時間	23℃	2.7mm	

促進耐候試験：サンシャインウェザオメータに暴露

法の柔軟形エポキシ樹脂と比べると、しゃ塩性と中性化阻止性は同等であり、酸素透過阻止性が高く、水蒸気透過阻止性が若干高くなっていることが分かった。しかし、本工法の試験結果は、表-5に併記したNEXCO表面保護工法の規格値をいずれも満足しており、各外的劣化因子の透過阻止性は問題ないものと考えられる。

また、コンクリート構造物にひび割れが発生すると、ひび割れを介して外的劣化因子の侵入が容易になり、鉄筋腐食速度が大幅に増加する³⁾ため、劣化が加速度的に進行することが懸念される。変性ポリウレタ樹脂は柔軟形であるため、ひび割れが発生しても塗膜が切れずに表面を保護することが期待できるため、ひび割れ追従性能の評価も行った。ひび割れ追従性試験の試験結果を表-6に示す。

表-6から、塗膜が最も固くなると考えられる-20℃の試験結果が2.0mmの変位となっており、良好なひび割れ

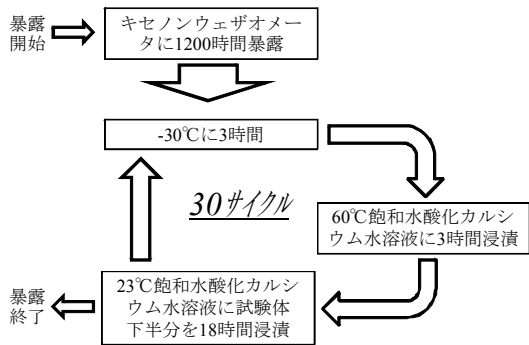


図-6 環境負荷条件

表-8 実暴露試験の試験条件

項 目	内 容
下地条件	歩道用コンクリート平板 (JIS A 5371) 裏面中央部をφ100mmの形状でコア抜き
施工前条件	ディスクサンダーにて表面処理
施工条件	施工面積：300×260mm
施工場所 施工日	ボンドエンジニアリング(株) 東京支店 2010.3.30～31
暴露条件	ボンドエンジニアリング(株) 2010.4.1～2011.3.31 ユニシ(株) 浦和研究所 2011.4.1～

追従性を有することが分かる。変性ポリウレア樹脂を用いることにより、ひび割れなどの下地の変形に対しても外的劣化因子の侵入を抑制できることが確認できた。

(4) 耐久性能の確認

本工法を施工仕様に従い作製した試験体を、図-6に示す環境負荷条件に供して、本工法の促進耐久性の確認試験を実施した。評価項目は、付着性能、ひび割れ追従性能と塩化物イオン透過阻止性能とし、それらの環境負荷前後の試験結果を表-7に示す。

表-7から、付着強度は、値が低いものの、環境負荷前後の付着強度にほとんど差がなく、かつ、破壊状態が含浸接着樹脂の凝集破壊となっていることから、安定した付着性能を有していることが分かる。付着強度が低いことは、含浸接着樹脂は硬化塗膜が柔軟であるためであると考えられるが、環境負荷前後で強度にほとんど変化がないことから、環境負荷後のはく落防止性能も環境負荷前と同等であると推測される。次に、ひび割れ追従性は、環境負荷後に伸びの値は低下しているものの、その低下率は低く、ひび割れが発生した場合の外的劣化因子の侵入を防ぐことができるものと思われる。また、はく落防止性能に大きく寄与している繊維シートも、含浸接着樹脂に保護され、ほとんど劣化していないものと推測される。最後に、環境暴露後の塗膜自体の塩化物イオン透過性も測定限界値以下となっており、優れた塩化物イオン透過阻止性、つまり塩害防止効果を維持しているものと思われる。

以上の試験結果から、本工法は、優れた促進耐久性を有していることを確認できたが、変性ポリウレア樹脂と

表-7 促進耐久性の試験

		環境負荷前	環境負荷後
試験方法、および 環境負荷方法		NEXCO試験方法 試験法425	
付着強度 (N/mm ²)	50℃	1.02, C	1.13, C
	23℃	0.50, C	0.51, C
	-30℃	0.45, C	0.43, C
ひび割れ追従性 (mm)	50℃	4.2	3.6
	23℃	3.9	3.0
	-30℃	1.7	1.2
塩化物イオン透過性 (g/m ²)		測定限界値 (0.005)以下	測定限界値 (0.005)以下

破壊状態 C；含浸接着樹脂の凝集破壊

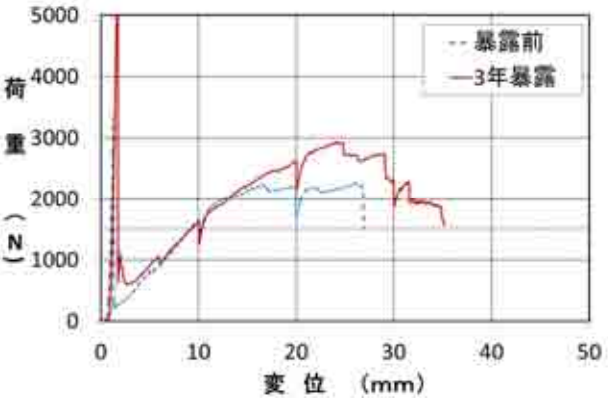


図-7 実暴露試験の試験結果

いう新規材料を用いているため、はく落防止性能に関して、実暴露での耐久性試験を開始した。現在、3年までの暴露試験結果が得られているため、その暴露条件等の試験条件を表-8に示す。

暴露前と3年暴露後の押し抜き試験の試験結果を図-7に示す。

図-7から、3年暴露後の試験体は、押し抜き強度1.5kN以上を維持しており、優れたはく落防止性を維持していることが分かった。気候が普通の地方における3年間の実暴露試験では、はく落防止性能は低下していないことが確認できた。

本実暴露試験では、暴露スペースを考慮して、JSCE-K 533で規定されているU形ふたよりもサイズの小さい歩道平板を試験体を使用しているため、試験結果が異なることが懸念された。暴露前の試験結果と図-4中の23℃試験結果と比較すると、若干差があったが、これは、施工面積が狭くなっているために、押し抜き試験の最終段階で変位－荷重曲線の挙動が異なったものと思われる。そのため、歩道平板を用いた押し抜き試験は、最大荷重を低く評価してしまう可能性があるものの、暴露試験の試験体として特に問題ないものと考ええる。

表-9 最短時間で施工可能な施工仕様と施工例

施工工程	本工法		従来工法	
	次工程までの最短施工間隔 (23℃)	実施工での施工例 埼玉県加須市 (5~10℃)	施工日数	施工日数
プライマー	2時間	9:00~10:00	↓ 1日目	↓ 1日目
連続繊維シート貼付け	直後	11:00~14:00		↓ 2日目
	直後	11:15~14:15		
	6時間	13:00~17:00		
仕上げ材	—	9:00~10:00	↓ 2日目	↓ 3日目
最短施工日数			2日	3日

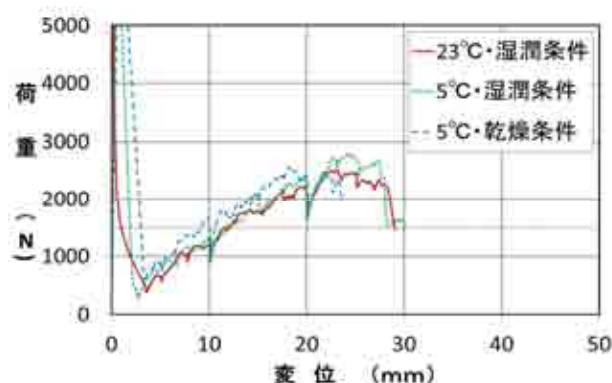


図-8 最短時間で施工した場合の試験結果

(5) 最短時間で施工した場合の性能評価

本工法で使用するプライマーは、1液湿気硬化型エポキシ樹脂であり、計量ミスや混合不良などによる硬化不良や接着不良が起こらないという長所を有している。そのため、一定の養生時間を設ければ、硬化状態を確認することなく、次工程に進むことが可能であると考えた。また、変性ポリウレア樹脂は、速硬化性を有しているため、本工法では、プライマー工から連続繊維シート貼付け工までを1日で施工して、翌日に仕上げ材塗布工を行う、最短2日間の施工仕様が可能であると考えた。最短時間で施工する場合の施工仕様の最短施工間隔を表-9に示し、その施工仕様のはく落防止性能の評価試験（養生条件：23℃7日、5℃14日）の試験結果を図-8に示す。

図-8から、いずれの試験条件においても、最大強度が1.5kN以上となることが確認できた。1液湿気硬化型エポキシ樹脂は、下地および空気中の水分で硬化反応が開始するため、5℃・乾燥条件(相対湿度30~50%)も評価したが、特に問題ないことが分かった。また、表-9には実施工での施工時間の確認試験の結果も併記しているが、施工性においても特に問題ないことを確認した。

以上の試験結果から、移動足場での施工など、時間的制約がある場合の対策として、最短2日間で施工を完了できる施工仕様を提案する。

低温環境下で養生した場合でも優れたはく落防止性能を維持していることと実施工においても特に問題なく施工できること

- ③表面保護工として、劣化因子の遮断性能が高いこと
- ④従来のエポキシ樹脂では満足できなかったひび割れ追従性が高いこと
- ⑤付着性能は、柔軟形のために強度は低いものの、安定した付着性能を有していること
- ⑥促進試験、及び3年間の実暴露では、良好な耐久性を示すこと
- ⑦実施工において、施工工程の簡略化と施工日数の短縮が可能であること

最後に、本工法に用いる変性ポリウレア樹脂は、はく落防止工法に用いる繊維シート含浸接着樹脂として、バランスのとれた材料であることが確認できたが、新しい料であるため、実暴露による耐久性の評価が今後の課題と考える。実暴露による耐久性試験に関して、現在、気候が普通の地方における3年間の試験結果が得られた段階である。引き続き、はく落防止性能の耐久性の評価について継続したいと考える。また、特に寒冷な地方や特に温暖な地方での暴露試験を行い、実暴露試験によるはく落防止性能の確認を行いたいと考える。

謝辞：本工法の開発研究に当たり、京都大学 木村 亮教授にご助言を賜りました。ここに感謝の意を表します。

4. まとめ

新たに開発した変性ポリアミンを利用した変性ポリウレア樹脂をビニロン製3軸ネットの含浸接着剤に用いた新規はく落防止工法は、以下の特長を有することが確認できた。

- ① -30~60℃における押抜き試験で1.5 kN以上の押抜き強度と十分な変形性能を有しており、優れたはく落防止性能を有すること
- ② -5~5℃の低温環境下での施工性、硬化性に優れ、

参考文献

- 1) 奥野喜久・堀井久一・高谷 哲・山本 貴士：1 液型無溶剤エポキシ樹脂プライマーを適用したコンクリートの腐食ひび割れ特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 1，pp1613-1618，2011
- 2) 日本道路協会：道路橋方書・同解説 I 共通編，丸善，pp63-67，2012
- 3) 魚本健人監修：コンクリート構造物のマテリアルデザイン，オーム社，pp140，2007

水制工による砂州のコントロール と新たな環境創出について

長谷川 稔¹・鷺見 崇²¹近畿地方整備局 姫路河川国道事務所 龍野出張所 (〒679-4167兵庫県たつの市龍野町富永1005-47)²(株)日水コン 河川事業部 (〒564-0063大阪府吹田市江坂町1丁目23番101号大同生命江坂ビル)

河川における水環境の多様化のためのワンドの創出、航路確保、水利用への寄与を目的として、河床変動解析により水制工配置計画検討を行った。最初に目標を設定した上で、予測精度向上のため解析メッシュを10m×20m程度とし、浅水域での3次元測深技術システムにより1mメッシュの詳細地形把握を実施し、平面2次元河床変動解析により予測を行った。また、予測条件と実現象の違い等の不確実性に対応するため、水制工頭部を増減できる構造とし順応的に管理する方法をとった。さらに、物理環境の予測・評価を行った結果、河床地形や流れ・底質粒径の多様化が予測され、生物生息環境の多様性が期待できる結果となった。本水制工は2013年3月完成し今後、2015年に効果を検証する予定である。

キーワード 水制工、平面2次元河床変動、モニタリング、環境多様性

1. はじめに

淀川には明治時代より舟運機能の維持のため多くの連続水制が設置されるとともに、水制間にワンドと呼ばれている低流速域や水陸移行帯(水域から陸域へと緩やかに移行する河川環境)が形成された。これらの物理環境(水深・流速・底質等)は、主流部あるいは各ワンド毎に異なるといった多様性を形成しており、この多様性が良好な生物環境の創出に寄与していたと考えられている。しかし、流下能力の確保を目的とした低水路拡幅等の河川改修に伴い、このような多様性のある物理環境が減少に転じていた。そこで近年、自然再生事業として良好な生物環境再生を目指したワンド造成の取り組みを実施している。現在、淀川中流部にあたる前島下流地区(図-1参照)にはワンドが存在しないため、当該地区に水制工を設置することにより、水陸移行帯、ワンドなど河川環境の改善が期待できる。

また、阪神淡路大震災以降、大震災などが発生して陸上の交通手段が機能しなくなった場合の代替交通手段として、河川の舟運への期待が高まっている。当該地域周辺では河道内砂州が発達し、航路が確保できていない箇所が存在することから、水制工設置による航路確保が必要である。

さらに当該地域周辺では砂州の形状の変化により水利用が困難となっている箇所があり、早急かつ確実に砂州をコントロールする必要がある。

以上の背景から、ワンドの創出、航路確保、水利用へ

の寄与を目的とした水制工設置を行った(図-2参照)。

本報は、水制工設置の検討概要を報告するものである。まず、各目的を達成するための目標を設定し、土砂移動を促す水制工配置計画検討を平面2次元河床変動解析により行った。検討に際して予測精度向上のため詳細地形把握を行い、予測条件と実現象が異なる(将来流況等)と予測結果と実際の効果が異なるため、この不確実性にも対応し確実に効果を発現させるための順応的管理手法を検討した。また、生物生息環境の多様性再生に関連する物理環境の変化について予測評価を行った。



図-1 水制設置箇所

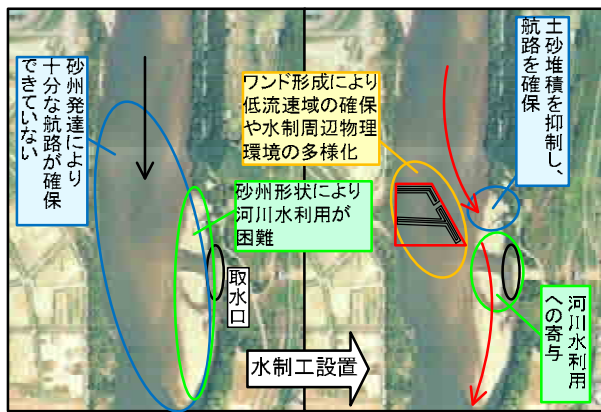


図-2 水制工設置による効果

2. 水制工設置の目標の設定

水制工諸元の検討にあたっては、まず水制工により達成すべき目標を設定した(図-3参照)。

目標は課題として挙げられる舟運・環境・水利用の3つの観点から設定した。舟運に関しては検討箇所周辺は、浅瀬となっているため通航が困難であることから、航路として十分な水深(1.5m)と幅(水面幅100m、水深1.5mが確保できる幅70m)の確保を目標とした。環境に関しては多様な流れ環境や底質環境の形成を目標とした。また、水利利用に関しては取水口前面の砂州を減退させ河川水利利用が可能な河床形状を確保することを目標とした。水制工の形状検討にあたってはこれらの目標の達成状況を総合的に勘案し形状を設定した。なおこの時、基本的な制約条件として構造物や治水への影響(水位・流速・河床高の予測結果から評価)も検討した。

水制の形状は、図-4・図-5に示す通りであり、上流からの流れをスムーズに左岸に誘導するため、上流側の水制の横断距離は短く、下流側の水制の横断距離は長くした。また、上流側の水制は下流に向けたL型水制、下流側の水制はT型水制とし、両水制間にワンド域が形成されるようにした。構造は、移設可能な大型土のうと安定性に優れた袋詰玉石(周囲に配置)を採用した。また、袋詰玉石に漁礁としての効果を期待するため、袋体内部に魚類が移動しやすいよう袋体の網目を通常(25mm)よりも大きい75mmとした。

また、予測結果を踏まえた形状に加えて、予測の不確実性を考慮し対応するためのモニタリング・順応的管理を検討し、順応的管理が可能な配置計画を検討した。

3. 水制工の配置計画検討

(1)モデル構築に際しての課題

通常の河床変動解析では、縦断的河床高やみお筋の変化を予測し、それらの変化傾向に施策が与える影響等を検討する場合が多い。この場合、比較的大きなスケール

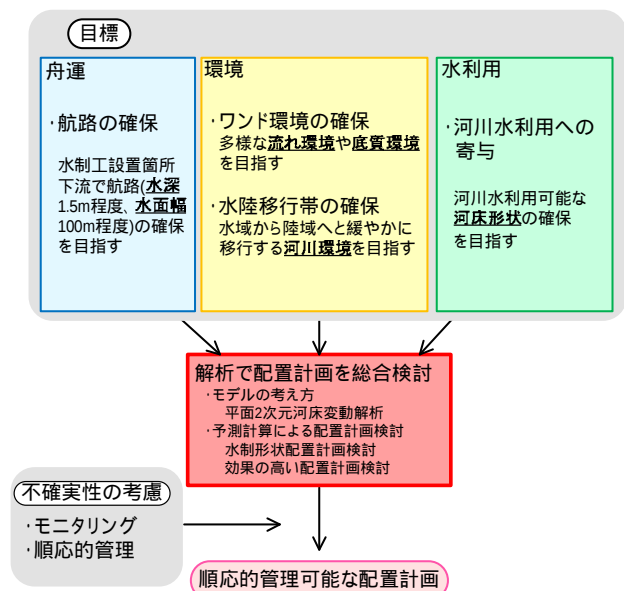


図-3 水制工設置の目標と検討フロー

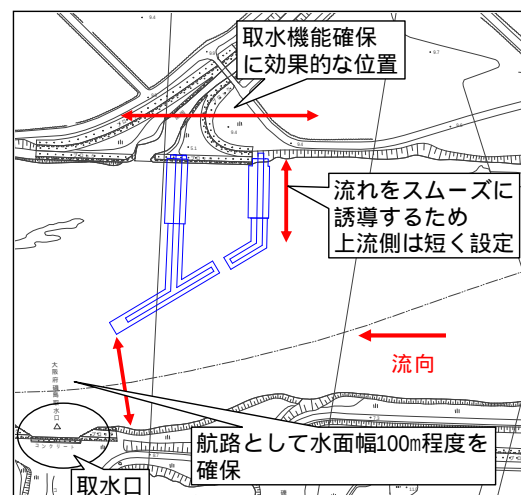


図-4 水制工の形状(平面図)

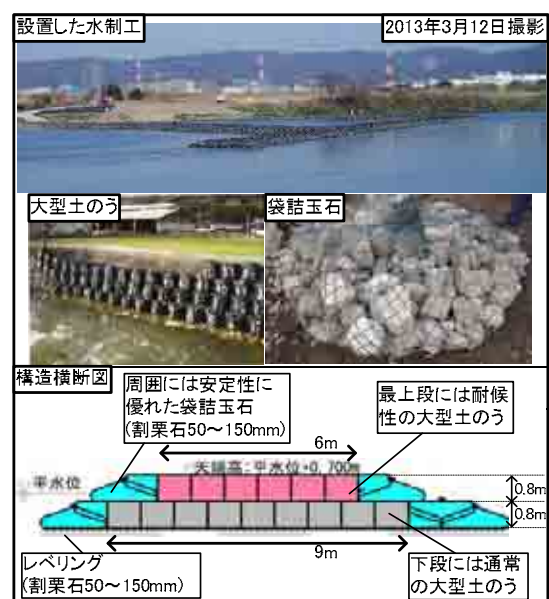


図-5 水制工の構造

での河床変動傾向を予測できる精度があればモデルとして十分といえる。

一方で本検討では取水口周辺の微地形を変化させることも含めた水制工の検討であり、詳細の位置・形状を検討する必要がある。そのためには通常のスケールよりも詳細な精度のモデル構築が必要である。

そこで、以下に示す解析メッシュを20m×10m程度とし、また浅水域での3次元測深技術システムによる1mメッシュの詳細地形把握を行った。

(2)モデルの概要

検討にあたっては水制工設置による流れと土砂動態の変化を平面的に予測・評価できる平面2次元河床変動解析を用いた(様々な粒径を考慮・掃流砂浮遊砂考慮)。詳細な調査データが存在する2010年度末から2012年度までを対象に現況再現を行い、水制工形状を変えた予測計算は2012年度を初期として5年間(2007～2011年の実績流量データを採用)実施し、予測結果に応じて最適な水制工を検討した(図-6参照)。

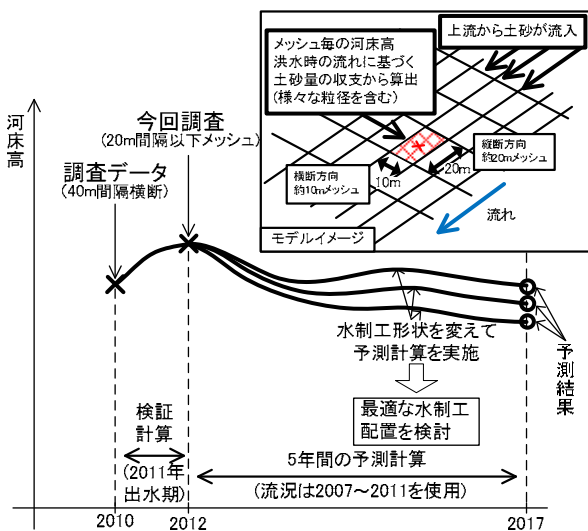


図-6 計算・検討のイメージ

(3) 詳細地形の把握・モデル化

計算範囲は、枚方大橋下流(23km地点)から高浜地点(33km地点)とし、水制が設置される28km付近の26km～29kmの区間は、取水口周辺の微地形把握のため流下方向に約20m、横断方向に約10mの細かい解析格子を設定している(図-7参照)。モデルの検証は、2011年1月から2011年12月までの1年間の計算により行い、図-8に示すハイドログラフの最後の1年間を用いた。

初期河床形状は、2010年度の河川横断測量の結果に、別途40m間隔の横断測量を行った結果を加えたものを使用した。検証用(かつ予測時の初期値)の河床高データは、本検討時(2012年度)に1mメッシュのマルチビーム測量を実施し用いた。該当箇所は平均水深が約1mの浅水域となっている。通常マルチビーム測量は水深に比例した範

囲を面的に把握できる方法であるため、本検討対象範囲のような浅水域には適していない。しかし、本検討ではソナー部を浅く水平に近い形で配置できる3次元測深技術システムの採用により水深30cmの範囲まで高精度に計測を行うことで、精度の高い地形モデル構築を可能とした(図-9参照)。

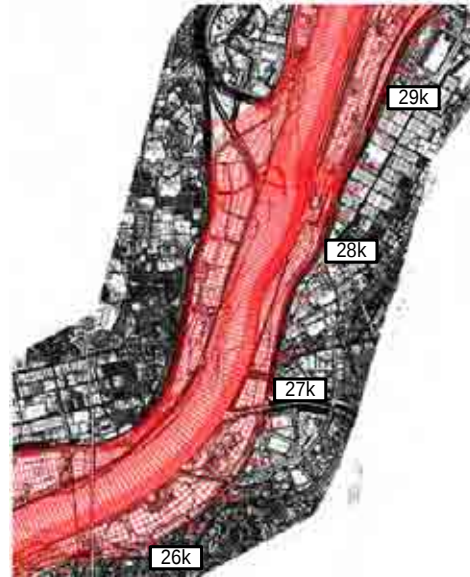


図-7 計算メッシュ

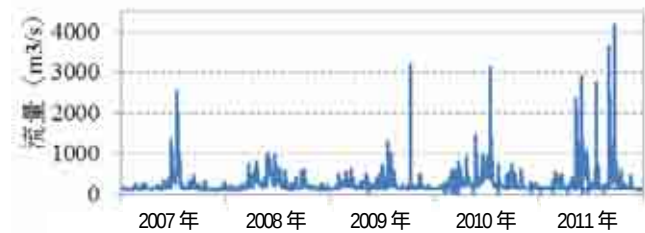


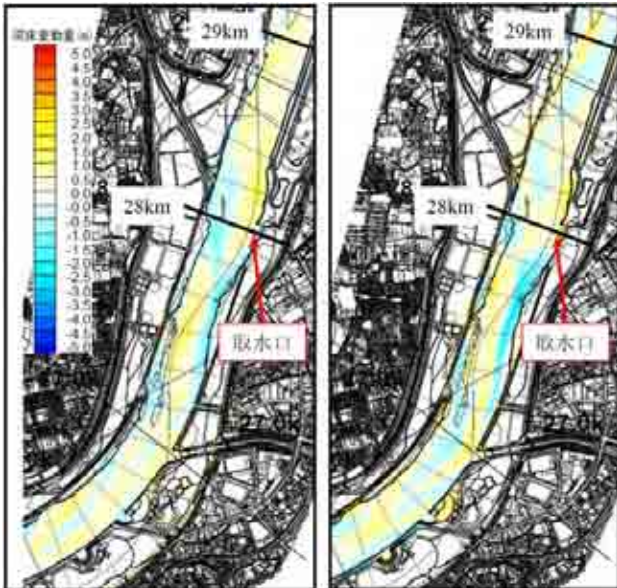
図-8 ハイドログラフ(高浜地点)



図-9 浅水域での3次元測深技術のイメージ

(4) 現況再現

図-10に、2011年度の実績河床変動量と計算によって得られた河床変動量を示す。磯島取水口付近の砂州の形成、28km断面よりも下流域の浸食・堆積傾向と河床変動量も良く再現出来ており、本検討を行うに十分な解析精度を有していると考えられる。



(a) 実測値(2012年) (b) 数値解析(2012年)
図-10 実測値と数値解析による河床変動量の比較

(5) 水制工形状の設定

構築した平面2次元河床変動解析モデルにより水制工の配置計画検討を行い水制工の位置と形状を設定した。図-11に示す河床変動計算結果から、水制工設置によるワンドの創出、左岸側での航路確保、左岸側流路確保による水利用への寄与について効果が発現していることが確認できた。

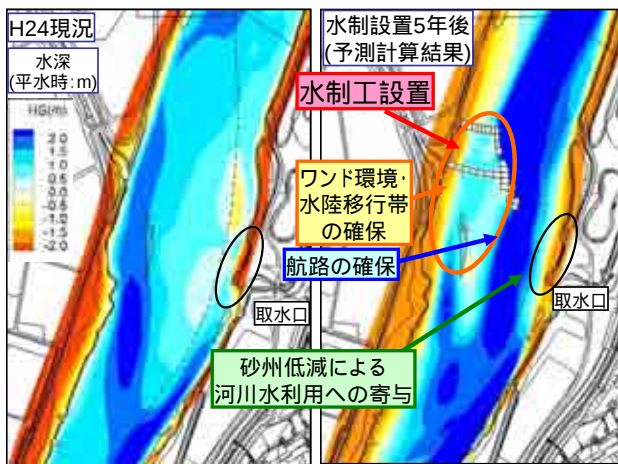


図-11 水制工設置後の河床形状予測結果

4. 不確実性に対応した順応的管理

(1) モニタリング・順応的管理の必要性

目標を達成する水制工を設置しても、様々な不確実性により実際の効果が予測結果と異なる可能性がある。予測評価の際には将来流況は過去の実績水理データを用いるが、将来流況は過去の実績とは異なるため、将来流況の変化により効果にも増減が生じることとなる。

このような不確実性に対応し、より確実に効果を発現させていくためには、モニタリング・順応的管理(調査・再評価・水制形状の調整)を行っていく必要がある。そこで、水制工設置後河床が安定するまでの間(牧野・前島地区での実績に基づき概ね5年間)を対象にモニタリング計画を作成した。水制による効果の発現状況把握およびモデル検証を行うための調査、及び調査結果を受けたモデル検証・予測再評価、そして再評価結果を踏まえた水制工形状の調整(表-1参照)を行う工程とした。また調整が可能となるよう構造に大型土のうや袋詰玉石を採用したり、水制工本体に運搬路としての機能を持たせたり、後から水制工の延伸が可能となるよう下部工のみの整備を行うといった工夫を行っている。

表-1 モニタリングの実施時期

調査実施箇所		H24年度 設置	H25年度 1年後	H26年度 2年後	H27年度 3年後	H28年度 4年後	H29年度 5年後
調査	定期横断測線(200m間隔)	○	-	○	-	○	-
	磯島取水口前	○	-	○	-	○	-
	詳細調査	○	-	○	-	-	-
	底質	-	-	○	-	-	-
検討	モデルの検証・5年後予測の再評価	-	-	○	-	-	-
	最終評価	-	-	-	-	-	○
管理	水制の調整(必要な場合)	-	-	○	-	-	○

(2) モニタリング調査

調査は舟運・取水機能・構造物の視点から河床高調査・底質調査を行う必要がある。調査の実施は、定期測量を活用するため2年毎に実施する。また、水制設置後2年間で概ね河床が安定するとみられることから、2年後(平成26年度予定)の定期測量と合わせて詳細調査(河床高測量と底質調査)を実施する予定としている。

(3) モデル検証と予測再評価

調査結果に基づきモデルの検証を行い必要に応じてモデルの精度向上を図り、その後再評価を行う予定としている。また水制工形状の調整が必要となる場合は調整方法毎の予測計算を行い、予測結果に基づき望ましい結果となるよう調整を行う(図-12参照)。

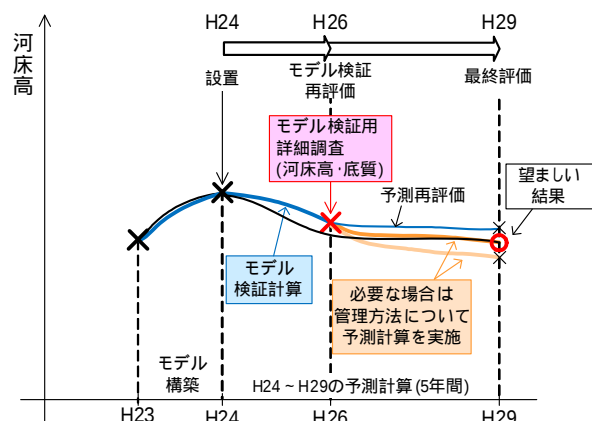


図-12 モデル検証と予測再評価イメージ

(4) 水制工形状の調整

調整方法としては表-2に示す通りである。舟運の観点では、航路が確保できていない場合(河床低下が小さい場合)には下流側水制工の下流型頭部工を延伸する方法をとる。また、水利用の観点では、機能確保が十分でない場合(河床低下が小さい場合)は頭部工を延伸、逆に施設安定性への影響が懸念される場合(河床低下が大きい場合)は頭部工を短縮させるものとする(図-13参照)。また、各効果への影響が大きい水制工頭部工の沈下がみられ、それにより機能が低下しているとみられる場合にはその袋詰玉石を含めて水制工を当初の形状に復元することを想定している。

表-2 水制工形状の調整方針

視点	調査	指標	基準
舟運	河床高	航路確保	・航路水深1.5m ・横断幅50m以上
水利用	河床高	取水口周辺の最深河床高	上限値 O.P.+1.598m 下限値 O.P.-0.402m
構造物(水制)	河床高	水制頭部工の沈下量	0.3m以下

環境については評価指標や評価の時間軸等現時点では不明な点が多いことから、今後知見の収集および監視を継続していく。

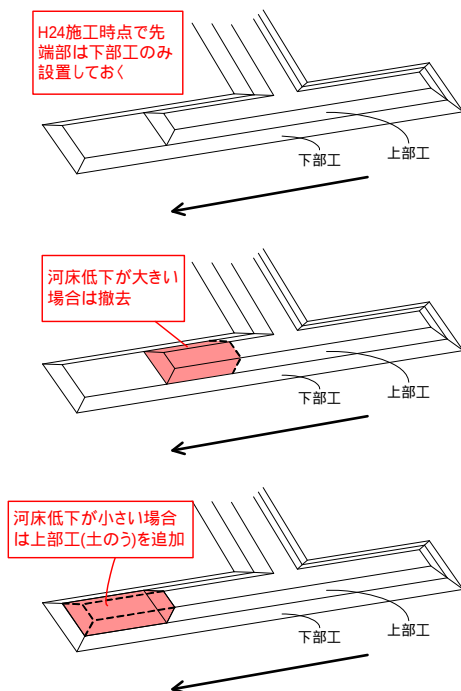


図-13 水制工の延伸・短縮イメージ

5. 物理環境の予測・評価

環境に関して底質、流れ環境、緩やかな水陸移行帯についての評価を行った。底質環境に関して、水制工なしのケースと水制工ありのケース(各々5年後の底質平均粒径)を比較すると、水制工ありのケースでは底質粒径が

1mm以下から5mm以上まで幅広く分布している(図-14参照)。流れ環境に関しても瀬田川洗堰全開放流規模(800m³/s)で水制工周辺の流速は0.7m/s以下から1.5m/s以上と幅広く分布している(図-15左参照)。以上から、水制工設置により周辺の底質環境や流れ環境に多様性が確保されていることが確認できる。また、水制工周辺の河床地形から、水制間、またその周辺に水陸移行帯(緩やかな浅瀬)の形成が確認できる(図-15中央参照)。さらに、水制工周辺の無次元掃流力が草本類かく乱の目安となる0.1¹⁾を上回っていることから、堆積箇所の植生の樹林化等は起こりにくく、このような良好な環境が維持されやすいと考えられる(図-15右参照)。

さらに、効果発現までの時間を評価するため、図-16右のように、水制周辺を6つの領域に分割して、それぞれの領域の物理環境の時間的な変化を整理した。図-16(左上下・中央上下)に水制を設置していない場合と水制を設置した場合の計算で得られた河床材料の平均粒径と流速の領域内平均値の時間変化を示す。なお、流速は平水時におけるものを示している。図-16左上下の河床材料の平均粒径の時間的な変化を見ると、水制無しの場合に比べて、水制有りの方が平均粒径の空間的な分布の幅が水制設置1年後時点からすでに大きくなっていることが分かる。図-16中央上下の平水時流速の時間的な変化を見ると、水制を設置した場合は、水制を設置していない場合と比較して、領域のワンド域において、流速がほぼゼロの水理条件が形成される一方で、領域や領域の左岸域において流速が大きくなっており、流速が空間的に大きく変化していることがわかる。これらの空間的な変化も、設置1年後には既に大きくなっている。このように水制設定により水制周辺の物理環境の多様化が比較的早期の時点で期待できる。

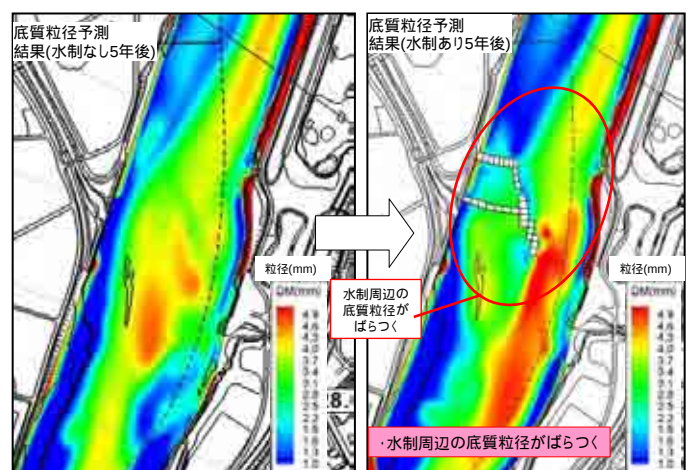


図-14 環境面での評価結果(底質)

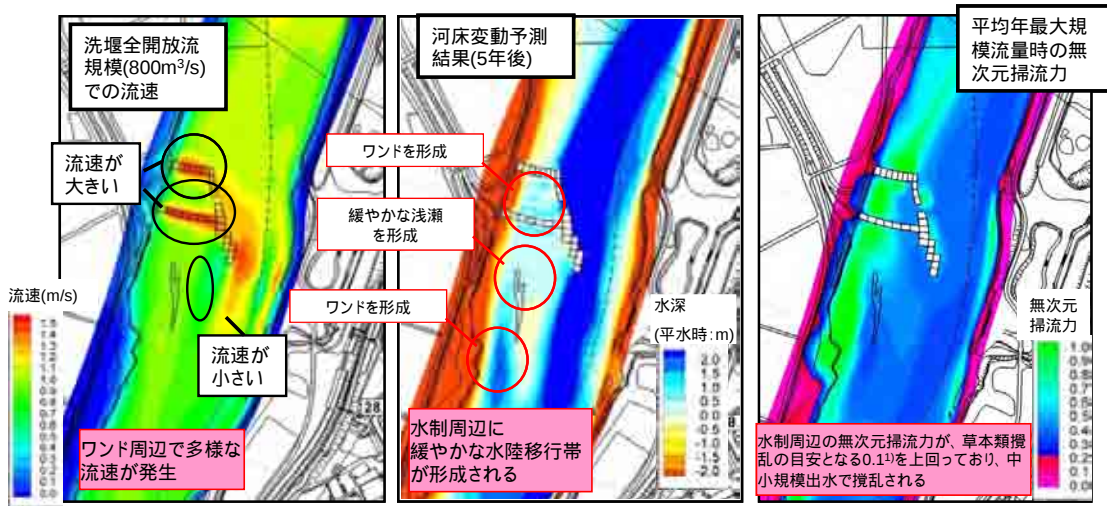


図-15 環境面での評価結果(流れ、河床地形、攪乱)

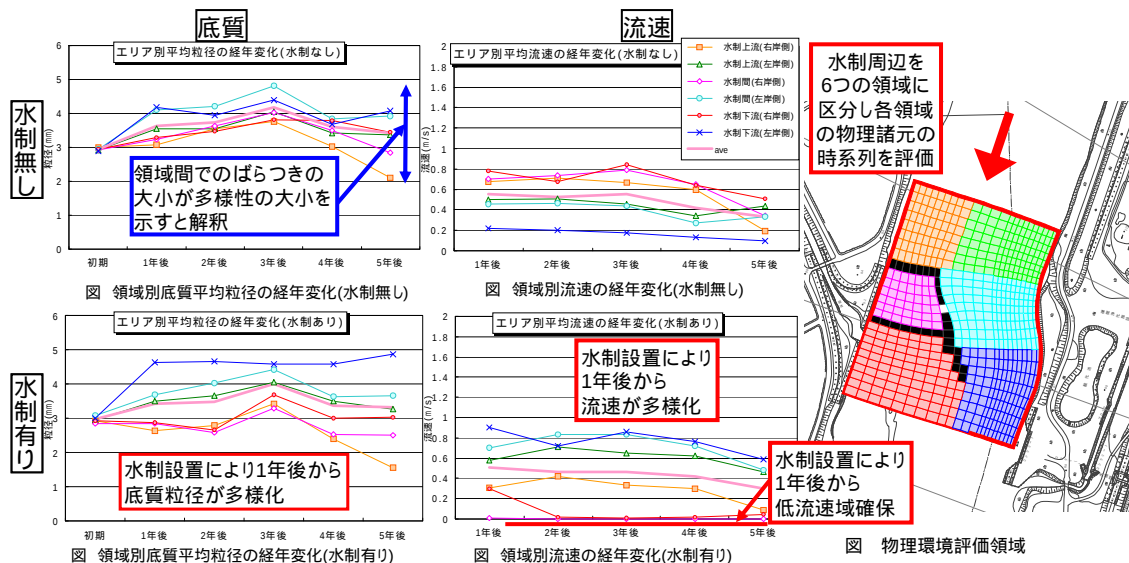


図-16 環境面での評価結果(底質・流れの時間変化)

6. まとめ

本報は、淀川前島下流地区における水制工設置検討事例についての報告であり、主は結論は以下の通りである。

- ・ 水制工の設置により、単純化された土砂環境(地形、流れ底質)の多様化が期待できる。
- ・ 水制工頭部の長さを増減することができる構造とすることで、将来の不確実性にも対応できる。

7. 他河川への適用の際の留意点

本事例は淀川当該地区の特性を把握した上で設置目的に応じたモデル構築・解析・検討を行っている。前述の通り、詳細な精度のモデルを構築する必要があったため当該地区の河道幅・流況等に基づき適切なメッシュ配

置として20m×10mを採用した。また、浅水域での1mメッシュでの詳細地形把握のために3次元測深技術システムを用いた。

他河川への適用の際には、対象河川の水文特性や河道特性といった流域特性を十分に把握した上で設置目的に応じたモデル構築・解析・検討を行い適切に設置する必要がある。

謝辞：本検討にあたって、淀川環境委員会の委員の皆様には様々な観点からご指導を頂きました。特に京都大学竹林洋史准教授には土砂水理学的観点から多大なご指導を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 瀬崎智之，服部敦，近藤和仁，徳田真，藤田光一，吉田昌樹：礫州上草本植生の流失機構に関する現地観測と考察，水工学論文集，第44巻，pp.825-830，2000

直立浮上式津波防波堤の実証実験工事から得られた課題と今後の対応について

杉田 徹¹・三村 正樹²

¹近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 海岸課 (〒640-8404 和歌山市湊薬種畑の坪1334)

²近畿地方整備局 和歌山港湾事務所 工務課 (〒640-8404 和歌山市湊薬種畑の坪1334)

和歌山県の海南市沿岸部は、東南海・南海地震等が発生した場合、津波浸水想定区域の中に行政・防災中枢機能や高付加価値製品製造企業が集中しており、甚大な被害が危惧されている。当地区の人命、財産を守るため、湾口を塞ぎ津波の侵入を防ぐ計画で津波対策事業を進めているが、湾口部には航路があるため、航路利用と非常時津波の侵入を防ぐ両方を満足する整備が求められている。よって、航路部においては平常時は海底に格納し、津波来襲時に可動させる世界初の構造形式である、直立浮上式津波防波堤を計画している。本稿では、高い精度の施工を行った実証実験工事の経過及びそこから得られた課題と今後の対応について報告する。

キーワード 津波対策, 新技術

1. はじめに

紀伊半島に位置する和歌山県においては、今後 30 年以内に 60～80%の確率で発生するとされている東南海・南海地震等が発生した場合に、甚大な被害が危惧されている。和歌山県北部に位置する海南市は、紀伊水道に面したリアス式海岸の湾奥にあり、その地形的特性から、これまで昭和南海地震やチリ地震等による津波浸水被害を受けている。東海・東南海・南海地震が同時発生した場合、当市には最大津波水位 T.P+5.9mの津波が来襲すると予測され、被害は県下で最大規模である 5,000 億円と試算されている。

このため、近畿地方整備局和歌山港湾事務所では、当地区の人命、財産を守るため津波対策事業を進めている。

には幅200mの航路があるため、通常の防波堤では航路を塞ぐことになり船舶が航行できなくなる。よって航路部においては、平常時には航行船舶の障害とならず、地震時には津波に対して機能する構造形式を検討した。その結果、平常時は鋼管を海底に格納し、津波来襲時に海面に浮上させる、世界に類のない直立浮上式津波防波堤を採用している。(図-1,2)



図-1. 和歌山下津港海岸(海南地区)位置図

2. 津波対策事業について

当該津波対策事業は、総事業費約250億円、事業期間は2009年度～2019年度の計画で整備を進めている。当該地区については、民家や学校を始め、企業や病院、他にも行政機関などの中枢機能が集中しており、津波の来襲時には甚大な被害が危惧されている。そのなかで、津波浸水対策を行うに当たっては、臨海部に企業が立地しているため、従来の沿岸部既設護岸を嵩上げる対策を行った場合、船舶荷役など背後利用への支障が大きい。このため、当地区については湾口を塞ぎ津波浸水想定区域前面で防護ラインを形成する計画としているが、湾口部



図-2. 和歌山下津港海南地区全体図

3. 実証実験工事の概要と防波堤の構造

(1) 直立浮上式津波防波堤の構造と特徴

直立浮上式津波防波堤は、海底に設置された直径3mの下部鋼管と、その内側に挿入された浮上・沈降可能な直径2.8mの上部鋼管（可動鋼管）からなる二重管の構造である。津波来襲時には、送気管を介して上部鋼管内部に空気を送り込み、浮力で上部鋼管が海面上に浮上する仕組みとなっている。浮上させた際に壁を形成するよう、鋼管を防護ライン上に連続で配置することとしているが、隣り合う上部鋼管との間は下部鋼管の板厚等の関係から数センチの隙間が生じるため、防波堤の延長に対して微少な開口部を有することになる。このため、炭素繊維強化プラスチック（CFRP）製の副管を設置することで、押し波時には開口部の一部をこれで塞ぐ構造となっている。（図-3,4,5）

海底に固定されている下部鋼管には、陸上の送気設備とつながる送気管が設置されており、上部鋼管を浮上させる際にはそれを介して下端から上部鋼管内に空気を送る。空気による浮力が上部鋼管内の水中有効重量を上回ると浮上を開始し、下部鋼管に設置したストッパーにより所定の高さで停止するようになっている。

津波終息後の上部鋼管の沈降については、上部鋼管内に取り付けられた排気バルブを開放し、上部鋼管内の空気を排出する構造となっている。排気バルブの操作は、無線通信により作動させる。

本体構造は上部鋼管 3本を 1 セットとしており、3 本の内、中央の管だけに空気を送り込み浮力を与え 3 本の上部鋼管を浮上させる構造となっている。

これは、予め側管に空気室を設置し、浮上に必要な浮力の約95%の浮力を与えておき、残り約5%の浮力を中央管に空気を送り込み与えることにより、所定の時間内に浮上させられる構造としている。

(2) 工事概要

本工事は、和歌山下津港海岸（海南地区）において計画されている直立浮上式津波防波堤について、世界初の試みであることから、航路に隣接する箇所において実証実験管3本についてを施工することで、施工精度や浮上制御システム等の確認を行うことを目的に実証実験工事を行った。

施工にあたっては、鋼管等を打設する本体工、浮上制御システム等を設置する機械設備工、浮上に関わる一連の動作が正常に行えるかの確認を行う浮上動作確認工等を実施するものである。（図-6）

工事内容：施工延長約9m、可動鋼管3本（下部鋼管（直径3m、長さ29.45m、厚さ30~45mm）打設3本、上部鋼管（直径2.8m、長さ28.45m、厚さ28~32mm）挿入3本）、可動設備 1式、動作確認試験 1式

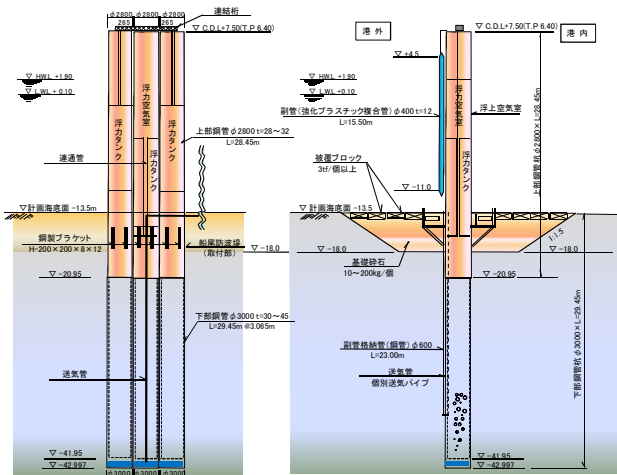


図-3 直立浮上式津波防波堤の構造

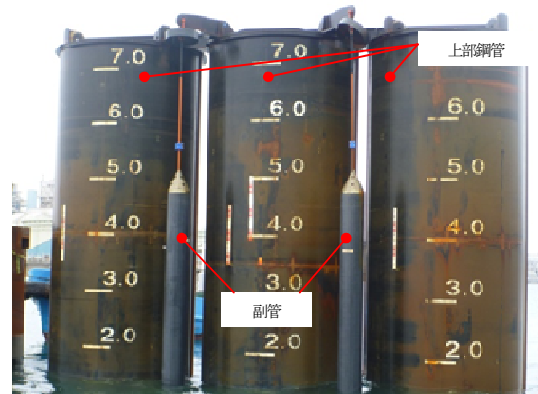


図-4 開口部を塞ぐ副管

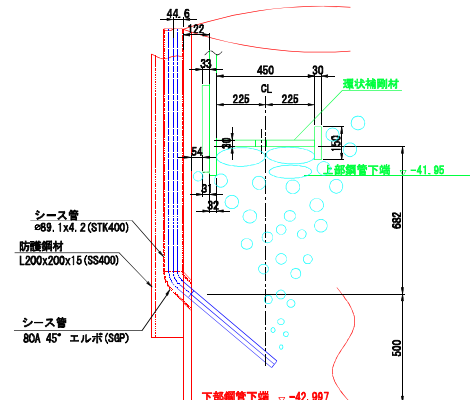


図-5 下部鋼管下端からの送気



図-6 実証実験工事の位置

(3) 実証実験工事の内容

直立浮上式津波防波堤は、下部鋼管が直径3mの大口径の鋼管であり、これまで国内における海上打設の実績が無かった。更に、その構造が上部・下部鋼管からなる二重管構造であるため、下部鋼管の打設精度によっては上部鋼管の浮上及び上部鋼管を挿入に支障が生じるため、下部鋼管鋼管の打設には鉛直性及び真円度について、非常に高い施工精度が求められた。

このため、鋼管製作においては高い品質管理を行うとともに、下部鋼管の海上施工においても専用の打設装置、管理システムを使って施工を行った。また、世界で初めての構造物の施工であったため、新たに施工管理基準を設定する必要があったため、有識者等からなる委員会での意見を踏まえて「施工管理マニュアル(案)」を作成し施工管理を行った。

施工ステップは、上部・下部鋼管を工場にて製作を行い、現地まで海上運搬後、ウォータージェット併用2連動パイプロハンマにより、下部鋼管を海底に打設を行った。その後、下部鋼管内の土をハンマーグラブを使って中掘した後、鋼管内の洗浄を行った。下部鋼管周辺の基礎及び送気配管を格納する共同溝等を施工した後、上部鋼管を挿入し、浮上に必要な設備工事を行った(図-7)。各工種毎の詳細については以下に示す。

a) 鋼管製作

鋼管の製作にあたっては、鋼管が大口径であることや上部鋼管には浮上のための空気室を設ける構造のため、一般的な製作方法であるスパイラルでは製作できない。このため、板厚30mm～45mm、長さ2.5m～4mの溶接構造用圧延鋼材を専用の機械で板巻きして鋼管状にしたものをつなぎ合わせ鋼管を製作した。(図-8,9,10)

下部鋼管と上部鋼管の打設後、隙間が一番狭い箇所である46mmとクリアランスが少ないため、鋼管の真円度を製作時に0.5%以下、下部鋼管については打設後で1%以下と規定した。

鋼管製作について非常に高い精度が要求され、工場での製作においては、施工途中の曲げ精度確認を行うとともに、1mピッチで測定を行うなど厳しい施工管理を行った。また、上部鋼管については、浮上空気室及び浮力タンクを設ける構造となっているため、厳しい水密性が求められた。このため、溶接部の非破壊検査として、超音波探傷試験及び浸透探傷試験を行うと共に、気密試験を実施するなど通常の鋼管製作の管理よりも厳しい基準で品質管理を行った。

b) 下部鋼管打設

下部鋼管の打設は、大型起重機船により、下部鋼管及び打設のための専用機材を吊り上げ、ウォータージェット併用2連動パイプロハンマを使用した。(図-11,12)

打設に当たっては、鋼管の鉛直精度を確保するため、

水中部で鋼管を保持出来るパイルキーパーという専用の打設装置を使用した。また、以下に示す計測管理システムにて打設精度の確認を行った。(図-13,14,15)



図-7. 施工フロー図



図-8. 鋼管製作フロー図



図-9. 鋼材の板巻き



図-10. 鋼管のつなぎ合わせ

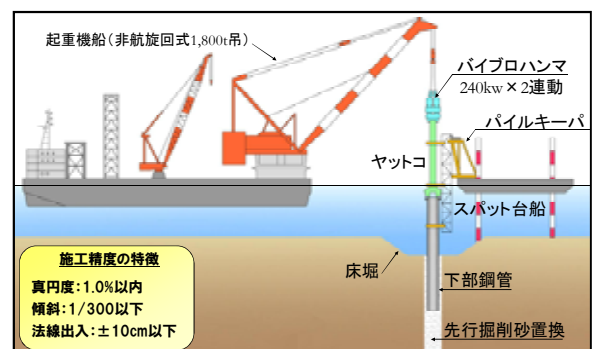


図-11. 下部鋼管打設イメージ図

① 鋼管打設位置の確認

パイルキーパー台船の位置決めについては、施工箇所に隣接した位置に設置した2台の「自動追尾式トータルステーション」にて、パイルキーパーで保持した「ヤットコ（上端部）」と「下部鋼管（天端部）」に取り付けた「反射プリズム」を視準することで所定の位置まで誘導し、正確な打設位置決めを行った。また、プリズムの位置データを計測管理システムで即時解析することにより、鋼管の位置座標をリアルタイムで把握した。

② 鉛直精度確認

鋼管の打設精度について、通常の鋼管打設の許容範囲が 1/100 以内に対して今回は 1/300 以内と非常に高い鉛直精度が求められた。

下部鋼管の打設の際には、パイルキーパーに設置させた3対のキーパーアームにて鋼管を把持し、打設精度の管理を行った。キーパーアーム上の可変式ガイドローラ部に装備したストロークセンサーにより、各キーパー部における下部鋼管（及びヤットコ）軸の中心位置の水平方向偏芯量を計測するとともに、パイルキーパーのリーダー一部に設置した傾斜計で傾斜度の計測を行った。

c) 下部鋼管手順の検討

下部鋼管については上部鋼管を挿入するため内部を中掘・洗浄する必要があるが、今後航路部に展開していくに当たっては、中掘・洗浄した中空の鋼管の横に鋼管を打設していくことになるため、鋼管打設による既設の中空鋼管への変形等の影響が懸念された。このため、中央

の下部鋼管打設後に先に中掘・洗浄を行った後、航路側の下部鋼管を打設することで、隣接管への影響を調べることにした。

先に中掘・洗浄を行う中央の下部鋼管について中掘・洗浄後に真円度計測を行い、航路側の下部鋼管打設後に、再度真円度計測を行い比較することで影響を調べた。

打設前後の真円度の比較を行ったところ真円度の計測結果に差はなく、隣接管打設による影響は生じないことが確認できた。

d) 下部鋼管中掘・洗浄時期の検討

今回の工事では、別件工事で先行掘削砂置換を行った地盤に対してウォータージェットとバイブロハンマを使用して打設を行った。ウォータージェット等を使用したことにより、周辺の置き換え砂が乱されたために一時的に地盤強度の低下が見受けられた。

よって、実証実験工事という位置づけから、ウォータージェットとバイブロハンマの出力を考慮しながら打設を行い、打設後には現地にてボーリングを実施し、地盤強度の回復状況の確認を行った。このような試行錯誤の結果、中掘・洗浄後も鋼管の鉛直精度等について所定の許容範囲内におさまった。

e) 上部鋼管の挿入

上部鋼管の挿入については、台船にて現地まで運搬してきた上部鋼管を2隻の起重機船で相吊りにて建て起しを行った。下部鋼管が設置されている位置までの誘導については潜水士により行った。（図-16）



図-12. 下部鋼管打設の様子

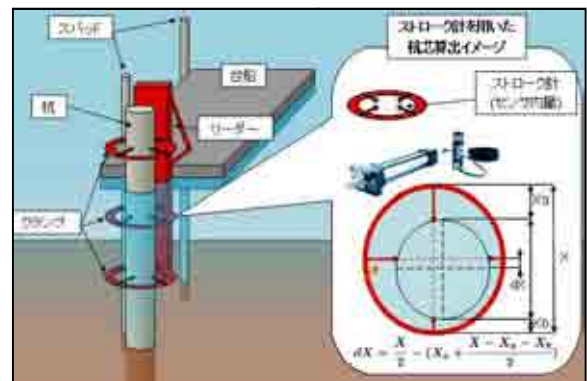


図-14. パイルキーパーイメージ図



図-13. パイルキーパーと反射プリズム



図-15. 計測管理システムイメージ図

さらに、通常の鋼管打設等では建て起しのために予め鋼管に吊筋を設置しているが、上部鋼管については下部鋼管に挿入できなくなるため、吊筋の設置ができなかった。よって上部鋼管を吊るための専用の治具を用いて建て起しを行った。

4. 実証実験工事にて得られた知見と今後の対応について

今回の実証実験工事から以下の知見と課題を確認することができた。今後の課題について以下に示す。

(1) 下部鋼管打設による隣接鋼管への影響

下部鋼管打設による隣接管への影響を把握するため、打設手順を工夫して実施した結果、隣接鋼管打設による影響はないものとする。

(2) 下部鋼管後の次施工への判断基準

今回の実証実験工事において、途中、下部鋼管周辺地盤強度の低下が見受けられた。このことから、打設後の中掘・洗浄の作業に進める判断には、下部鋼管周辺地盤（置換砂）の摩擦力の回復状況を適切に把握する必要があると考える。これについては、今後、航路部の施工への展開も鑑み、簡易かつ適切な調査方法を検討する必要がある。

(3) 「施工管理マニュアル」への反映

今回の実証実験工事を行うに当たって、新たに施工管理基準を設定していたが、実証実験工事を踏まえて、「施工管理マニュアル」等に反映すべき点について述べる。

a) 鋼管製作時の管理基準の見直し

鋼管製作は、下部鋼管が設計値より全体的に小さめに製作されており、上部鋼管との整合性から挿入に際して厳しい条件となっていた。このことから、製作時の許容値の設定見直しを検討することが望ましい。



図-16. 起重機船2隻による上部鋼管建て起し

b) 鋼管打設計画書の策定

今後の下部鋼管打設に当たっては、地盤調査結果を基に、ジェット配管数、ジェット圧管理、パイプロハンマ出力管理等を含めた鋼管打設の計画書策定を定めることなどを「施工管理マニュアル」に位置づけることが望ましいと考える。

c) 情報化施工の検討

本構造形式を踏まえると打設中の「傾斜」、「曲がり」、打設後の「真円度」を測定することが必要であるが、その計測方法については今後検討が必要である。

例えば、曲がり、傾斜については打設中に連続的に計測できるようにウォータージェット配管等を利用して打設前に簡易な傾斜計測計の設置が可能かどうか等、情報化施工に関する検討が必要である。

(4) 設計に関する留意事項

今回施工した鋼管の鉛直精度は、浮上機能を勘案して許容値 1/300 と定めていた。今回はこの許容値内で施工ができたものの現地においては非常に厳しい施工であった。

今後の施工が航路部へ展開することを考えると、上部鋼管の浮上に支障がない範囲で鉛直精度の許容値を見直し、現地での施工性を向上させる方向で設計を検討することが望ましいと考える。

また、打設後の真円度計測の結果（歪み等）をみると、傾向として肉厚の薄い部分の真円度誤差が大きかった。このため、鋼管径と肉厚の関係を念頭において、コスト面の比較とともに、施工面を考慮した鋼管の肉厚を設定することが望ましいと考える。

5. おわりに

今回の実証実験工事は、世界初の試みであることから現地での施工精度の確認や浮上制御システム等の確認を行うとともに、今回の工事を踏まえて新たな課題も把握することができた。今後は、これらの課題解決に向けて検討を進めていくこととする。

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震を踏まえて、昨年 8 月末に内閣府より新たな津波想定が内閣府から発表されたことから、直立浮上式津波防波堤についても、実証実験工事で得られた知見なども活かしながら、さらに必要な検討や検証を進めているところである。

また、地元からは当津波対策事業について早期の完成を望まれており、これらに応えられよう進めていきたいと考えている。

最後に、実証実験工事の施工に当たっては、有識者からなる検討部会において貴重な意見を頂いたものであることをここに付記しておく。

市道北古世西川線における床版橋の 架け替えについて

中西 孝臣¹

¹ 亀岡市 まちづくり推進部 桂川・道路整備課 (〒621-8501 京都府亀岡市安町野々神8番地)

市道北古世西川線はJ R 亀岡駅周辺の中心都市核とJ R 馬堀駅周辺の東部都市核を結ぶ重要な路線として位置づけており、道路新設改良事業において既設床版橋の架け替え工事を実施した。施工箇所周辺には家屋及びJ R 山陰本線が隣接しており、施工時の影響範囲を最小限にするべく工法検討を行った結果、イーゼースラブラーメン橋を採用し施工したものであり、本論文では施工事例を紹介する。

キーワード 床版橋、イーゼースラブラーメン橋、狭小施工範囲、工期短縮

1. はじめに

亀岡市では、広域的な交流結節点である亀岡駅と、その南側の亀山城を中心とした城下町から構成される亀岡駅周辺地区において、平成17年度から“好きです・かめおか〜川下り・京野菜・鉾を楽しめ にぎわうまち〜”を目標に、地区内の道路、公園の修景整備や回遊性を高めるサイン整備などを「まちづくり交付金」を活用した事業として進めてきた。

その中の整備方針のひとつであり「にぎわいづくり」を具現化するものである市道北古世西川線は、J R 亀岡駅周辺の中心都市核とJ R 馬堀駅周辺の東部都市核を結ぶ重要路線（図-1）であるが、民間住宅開発で整備された道路が点在している状態で断続的な道路となっており、道路網として機能していない。

そこで本路線を整備することにより、歩行者及び車両の円滑な通行が確保され、現在地域間連絡の機能を果たしている府道王子並河線及び市道クニッテルフェルド通の慢性的な渋滞解消を図るものである。

その中で、本橋梁は亀岡市三宅町地内に存在しており、市道八田三宅線と市道北古世西川線の交差部に架かる橋であり（図-2）、昭和49年頃の周辺の住



図-1 位置図

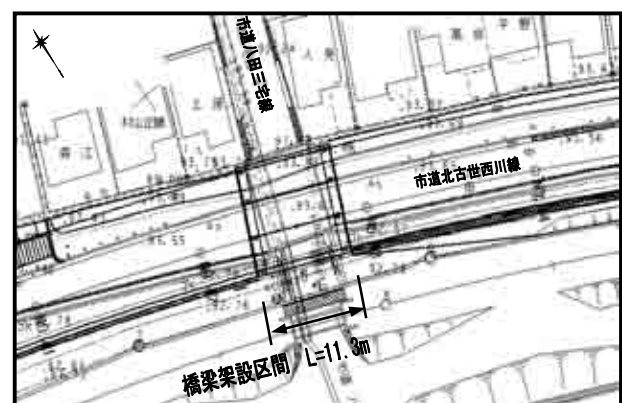


図-2 平面図

宅開発時に設置されたものであると推測された。

今回の事業に伴い、橋梁下部工の構造が不明である

こと、また上部工の状況から判断すれば、下部構造も現行の基準に耐えうる構造でないと推測されることから、現況橋梁の利用や上部工のみの架け替えを行うことは困難であると判断し、新設橋梁を設置することとした。

2. 橋梁形式の比較検討

本橋梁の形式を検討するための条件としては下記のとおり。

- ・本橋梁は市道との交差部であり、桁下高さを現況と同程度の約1.8m確保する必要がある
- ・J R 山陰本線と隣接していることから工法によっては、下部工施工に伴う掘削時において土留め等の仮設工が必要
- ・民家と隣接しており、施工範囲によっては家屋補償が生じる
- ・市道八田三宅線に地下埋設物があり、工法により移設工が必要

通常、橋長10m程度、橋台高5m程度であれば、「(1)ボックスカルバート」や「(2)PCプレテンション方式単純床版橋」が有力視される。今回の施工については新設でなく架け替えであることから、旧橋台を撤去するリスク及び既設埋設管の移設等の条件を考慮し、「(3)イーリースラブラーメン橋」を含めた3案について、比較検討を行った。

(1) ボックスカルバート案 (図-3)

a) 利点

- ・プレキャスト製品のため、据え付け等の現場作業を大幅に省略化することができ、施工の迅速化が図れる
- ・経済性に最も優れる

b) 課題

- ・隣接する家屋や鉄道敷地での仮設土留が発生する
- ・必要土被り ≥ 300 mmであり、路面を現況より高く設定する必要がある
- ・既設埋設管の移設が必要

c) 概算費用

34,200 千円

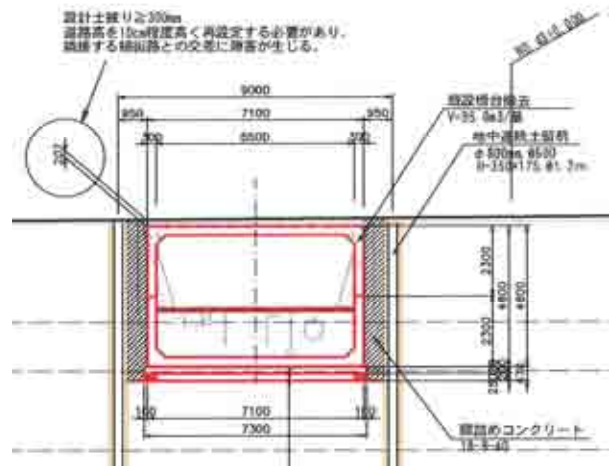


図-3 ボックスカルバート案

(2) PC 床版橋案 (図-4)

a) 利点

- ・上部工は工場製品であるため、高品質であり、安定した品質が確保できる

b) 課題

- ・隣接する家屋や鉄道敷地での仮設土留が発生する
- ・橋台の施工に時間を要し、経済性に劣る
- ・既設埋設管の移設が必要

c) 概算費用

45,100 千円

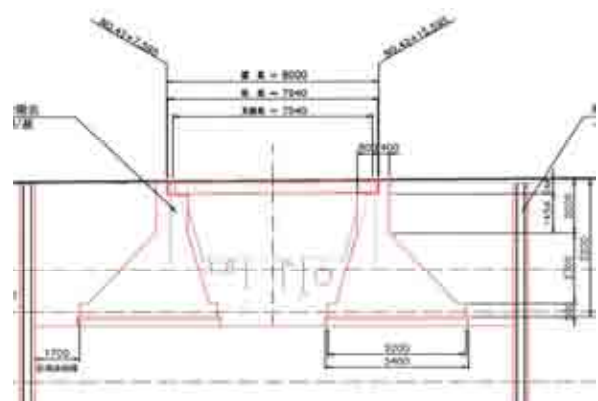


図-4 PC 床版橋案

(3) イーリースラブラーメン橋案 (図-5)

a) 利点

- ・周辺家屋や鉄道敷地への影響が他案より圧倒的に

少ない

- ・既設埋設管の移設など発生しない
- ・旧橋台を残したまま施工が可能
- ・仮設土留が必要なく工期の短縮が図れる

b) 課題

- ・旧橋よりも床版がやや厚くなるため、路面高さを10cm程度上げる必要がある
- ・施工実績が他案よりも少ない

c) 概算費用

34,800 千円

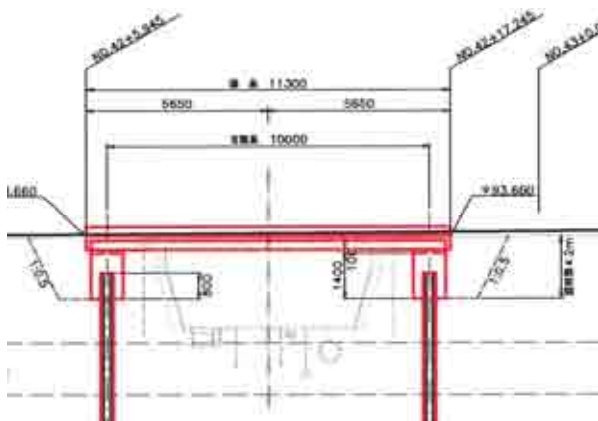


図-5 イージースラブラーメン橋案

以上の比較検討から仮設土留工の必要がなく、周辺家屋や鉄道敷地への影響が最も少なく工期の短縮が図れることから、施工性、経済性に優れる「(3)イージースラブラーメン橋」を採用することとした。

3. イージースラブラーメン橋の概要

イージースラブラーメン橋とはイージースラブ橋構造を採用した橋梁上部工と橋梁下部工と剛結合し、上下部一体構造とした複合門型ラーメン橋のことである。

上部工のイージースラブの構造は、簡単な加工（穴あけ）を施したH形鋼を並べて架設し、下フランジ間に桁下面型枠を設置し、腹板に設けた孔に横繫鉄筋を通してその両端をナットで留め、桁上面鉄筋等を配置して桁間にコンクリートを打設して橋体を築造する複合構造の橋梁である。

(1) 上部工構造の特徴（図-6）

- ・単純な構造…橋軸方向はH鋼桁断面を鉄筋断面に換算し、RC断面として考えて設計しているため構造が単純
- ・底桁高さを低コストで実現…低桁高の橋梁を実現できるため、都市部での橋梁に適している
- ・短い現場工期…現場打ち形式の橋梁ですが、支保工が不要なため、施工が短期間
- ・狭小箇所での施工…H鋼を主桁としていることから、桁重量が軽量であり、桁の取り扱いが容易
- ・高い耐久性…現場での主桁の溶接は一切行っていないので、疲労による鋼材損傷（亀裂）の問題も少なく耐久性が高く、安全性も充分にある構造

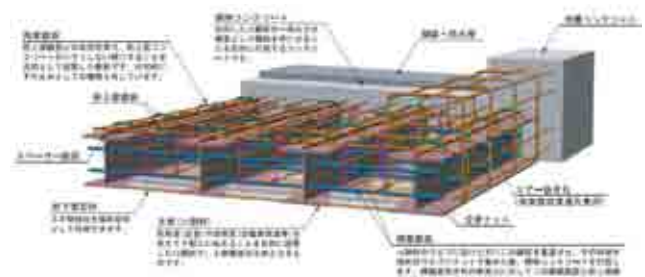


図-6 上部構造イメージ図¹⁾

(2) ラーメン構造の特徴（図-7）

- ・下部工サイズの縮小…上下部一体構造にすることにより、基礎杭本数の低減や下部工サイズを縮小することが可能
- ・支承、伸縮装置、落橋防止装置等が不要…建設コストや維持管理コストの低減が可能

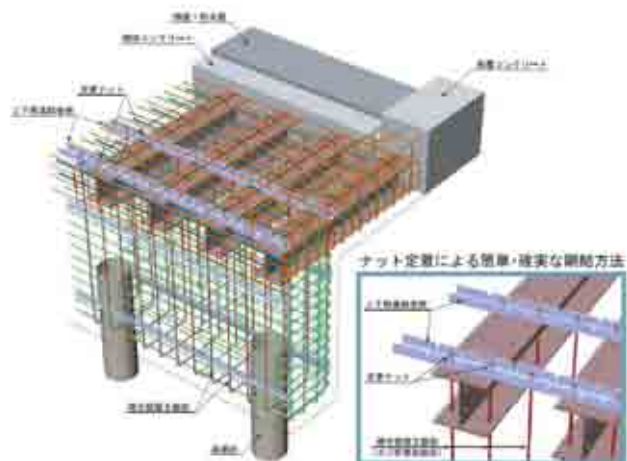


図-7 ラーメン構造イメージ図²⁾

4. 橋梁概要

本橋梁は、橋長 11.3m の全幅員 11.5m の市道橋であり、供用開始時点では大型交通量が比較的少ないが、将来的には補助幹線道路として機能し、国道や府道との幹線的な道路網も形成することを想定しています。下記に橋梁一般図及び橋梁概要を示す。(図-8)、(表-1)

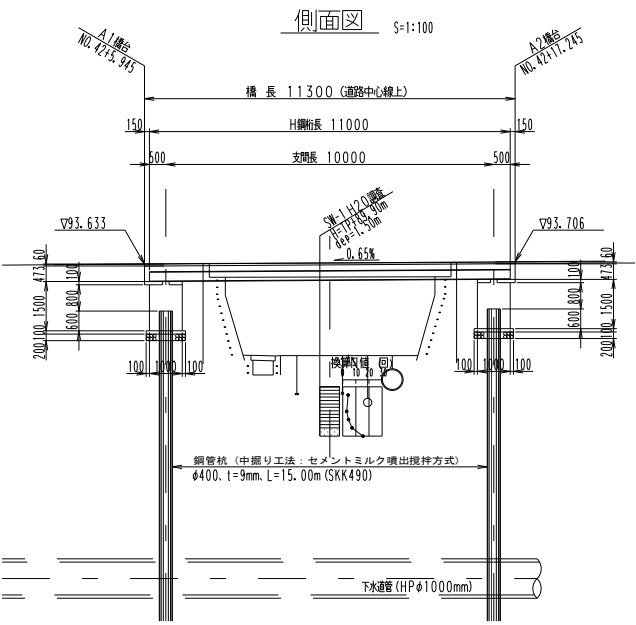


図-8 橋梁一般図 (側面図)

表-1 橋梁概要

道路規格	第 4 種 第 3 級	
荷 重	B 活 荷 重	
橋梁形式	上 部 工	イージースラブ ラーメン橋
	下 部 工	R C 壁式
	基 礎	鋼管杭基礎 (φ 400) L = 15.0 m
橋長 (支間長)	11.3 m (10.0 m)	
有効幅員	車道部 7.0 m 歩道部 3.0 m	

5. 施工状況

(1) 着手前状況 (写真-1)

床板橋下を通る市道八田三宅線との手前に設置されている通行制限高さは 1.8 m であり、基本的には農耕車両が利用。



写真-1 着手前 (既設床版橋の状況)

(2) 基礎工 (写真-2)

鋼管杭 (φ 400 L=15.0m N=8 本) 打設時において、地下埋設の障害物が発生し、打設を途中で中断し、障害物撤去を行った。



写真-2 基礎工 (鋼管杭基礎打設状況)

(3) 下部工

a) 下部工均しコンクリート打設状況 (写真-3)

杭の打設間隔が不均等なのは、下水道の幹線 (φ 1000) が埋設されているため。

b) 下部工完成 (写真-4)

ラーメン橋であることから、下部工が一般的な橋梁の下部工よりもコンパクトに仕上がっており、一部

取壊しを行ったが、既設床版橋の下部工も残したまま施工が可能であった。



写真-3 下部工均しコンクリート打設状況



写真-4 下部工完成



写真-5 桁架設状況

(4) 上部工

a) 桁架設状況 (写真-5)

H鋼が主桁であることから施工ヤードの確保にも

特に問題なく、スムーズに作業を行うことができた。施工管理の留意点としてH鋼桁フランジ部に下部工主鉄筋貫通用の孔をあけていることから、下部工主鉄筋の座標管理が必要である。

b) 上下連結金具設置状況 (写真-6)

下部工の主鉄筋と主桁との連結状況であり、下部主鉄筋を定着ナットにて固定することから、下部主鉄筋の水平位置だけでなく高さ管理も重要な項目の一つとなる。



写真-6 上下連結金具設置状況

c) 鉄筋組立状況 (写真-7)

一見複雑な配筋状況のように見えるが、あらかじめH鋼に鉄筋を通すために削孔してあることから、鉄筋不足等があれば一目でわかるという利点がある。



写真-7 鉄筋組立状況

(5) 完成 (写真-8)

着手前と比べても、桁下面の高さはほとんど変わ

らずに施工が行えた。



写真-8 完成

6. おわりに

本橋梁は一般的な橋梁からみれば橋長も約 10m程度と小規模な橋梁であるにもかかわらず、橋梁設置箇所、施工条件等を鑑みると橋梁の規模以上に検討

事項が多い橋梁であった。今回採用した工法は、都市部における施工ヤードの確保及び施工性という面からみれば非常に有効な工法である。

現在、橋梁長寿命化修繕計画が策定されている中で、架け替えが必要と判断されるケースが生じた場合、制約条件によっては今回の工法がスムーズな事業進捗の一端を担うことができれば幸いである。

謝辞：本論文作成に際して、本工事関係者から情報提供をいただき、ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) イージースラブ橋, 一般社団法人イージースラブ橋協会. <http://www.esb-jp.com/esb.html>, (参照 2013. 6. 12)
- 2) イージーラーメン橋, 一般社団法人イージースラブ橋協会. <http://www.esb-jp.com/erb.html>, (参照 2013. 6. 12)

繊維ロープ製車両用防護柵の開発

三田村 文寛¹

¹福井県建設技術研究センター（〒918-8108福井県福井市春日3丁目303）

車両衝突時の安全性の確保や維持補修費の縮減を目的として繊維ロープを鋼製ケーブルの代わりに用いたケーブル型車両用防護柵の研究を積み重ねてきた。実用化にあたって、実際の車両用防護柵を設置して車両による衝突試験を実施し性能確認を行った。衝突試験の結果、繊維ロープ製車両用防護柵の性能（防護柵の強度性能、防護柵の変形性能、乗員の安全性能、構成部材の飛散防止性能）を確認することができた。繊維ロープ製車両用防護柵は鋼製のガードレールや鋼製のケーブル型防護柵（ガードケーブル）と比較して衝突時の車両の加速度が小さいことが分かり、乗員の安全性能が優れていることが明らかとなった。

キーワード 繊維ロープ、車両用防護柵、性能確認試験

1. はじめに

一般的に設置されている鋼製のガードレールは、車両衝突時に破損したレールが車内に突き刺さることによる等の死亡事故は毎年繰り返され、安全性の確保が課題となっている。また、積雪地域で多く用いられる鋼製のガードケーブルは視認性が悪く、夏期にはケーブルが気温上昇により伸び、再緊張が必要になる等の欠点がある。その他、ガードケーブルの端部にかかる負荷が大きいため鋼製ケーブルが端部で抜ける損傷事例が多く見られる。繊維ロープを鋼製ケーブルの代替に用いた車両用防護柵（以下では繊維ロープ製車両用防護柵と称する）は、車両衝突時に部材が車内に突き刺さることがなく、繊維ロープの弾性領域の伸度は鋼製レール・鋼製ケーブルに比べ大きい。そのため、車両衝突時の乗員が受ける衝撃度は緩和されると考えられる。繊維ロープは容易に外皮を設けることが可能で、外皮を明色にすることにより視認性を改善することが可能である。また、繊維ロープは熱伝導率が低いいため気温による伸縮はほとんどない。そのため、通年ロープ長の調整は必要なく、繊維ロープの伸度で衝撃度を吸収するためガードケーブルの端部にかかる負荷は小さい。以上のことにより前述の課題・欠点を解消できるため、繊維ロープ製車両用防護柵の研究を積み重ねてきた。車両用防護柵の実用化にあたっては、実際の車両用防護柵を設置して車両による衝突試験（「車両用防護柵性能確認試験方法について」（平成10年11月5日付け建設省道路局道路環境課長験通達）を実施し性能確認を行う必要がある。今回は、路側用B種（車両衝突速度60km/h）¹⁾の車両用防護柵を対象に以下1)繊維ロープ1本当たりの目標とする引張破断強度の設定、2)引張試験によ

る目標の引張破断強度の確認、3)車両による衝突試験、4)試験結果の解析による性能確認の検討を行う。

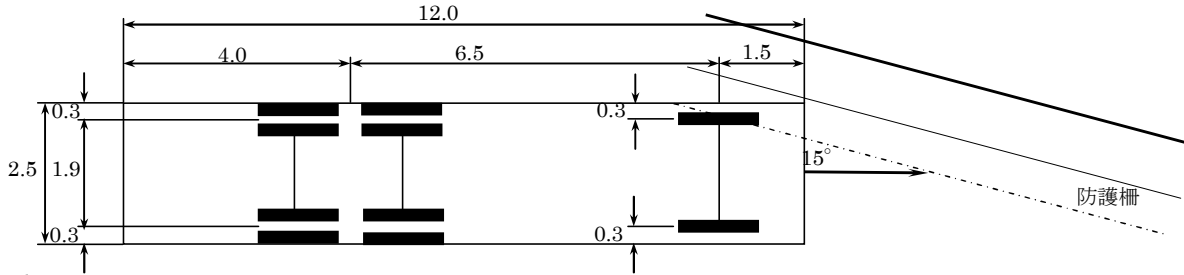
2. 繊維ロープの目標の引張破断強度

(1) 目標の引張破断強度の設定

繊維材料は経済性、強度及びリサイクル性に優れた高強度ポリエステルを選択した。繊維ロープの目標とする引張破断強度は次のとおり定めた。1)路側用B種の車両用防護柵の衝撃度60kJ以上¹⁾を想定し使用する繊維ロープ4本で衝撃度を受け持つものと仮定する、2)繊維ロープ製車両用防護柵の中間支柱間隔8mとし、衝突時に道路構造令²⁾に規定される設計車両のタイヤが道路から逸脱しないため、繊維ロープの原位置からの許容の道路直角方向変位量を0.95m以内とする（図-1参照）、3)繊維ロープの張力と伸度が比例する（直線性を示す）ように設置時の繊維ロープに緊張力30kNを入れた。1)の条件で2)の条件を満足するよう逆解析した結果、目標とする繊維ロープの引張破断強度は230kNであった。

(2) 目標の引張破断強度の確認

繊維ロープの引張試験はJIS「L 2707 ポリエステルロープ」に準じて行った。試料は呼称太さ30mm、主材ロープはストランド（糸の束を数本～数十本集めて撚りをかけた大きい束）数12本、リード数（L/D、単位：倍、図-2参照）8倍、被覆材ロープはストランド数16×2本、リード数5倍を用い、試料数は3で行った。試験の結果、繊維ロープの引張破断強度は平均237kN（最低233kNであり目標の引張破断強度を満足した（図-3参照）。



車両の防護柵に対する進入角度 15°，防護柵から道路端部までの余裕 0.3m として，タイヤが逸脱しないためには許容の道路直角方向変位量 $1.5\text{m} \times \sin 15^\circ + 0.3\text{m} \times \cos 15^\circ + 0.3\text{m} \div 0.95\text{m}$

図-1 繊維ロープの許容の道路直角方向変位量

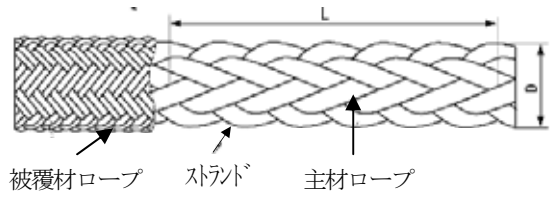


図-2 合成繊維ロープの概念図

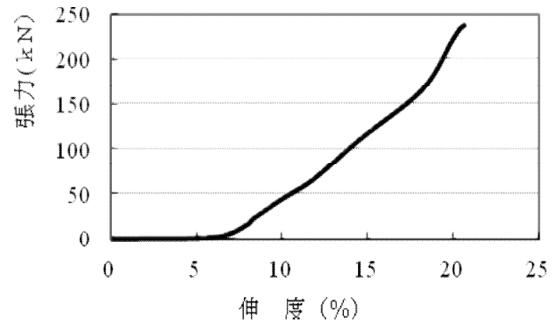


図-3 繊維ロープの張力-伸度曲線

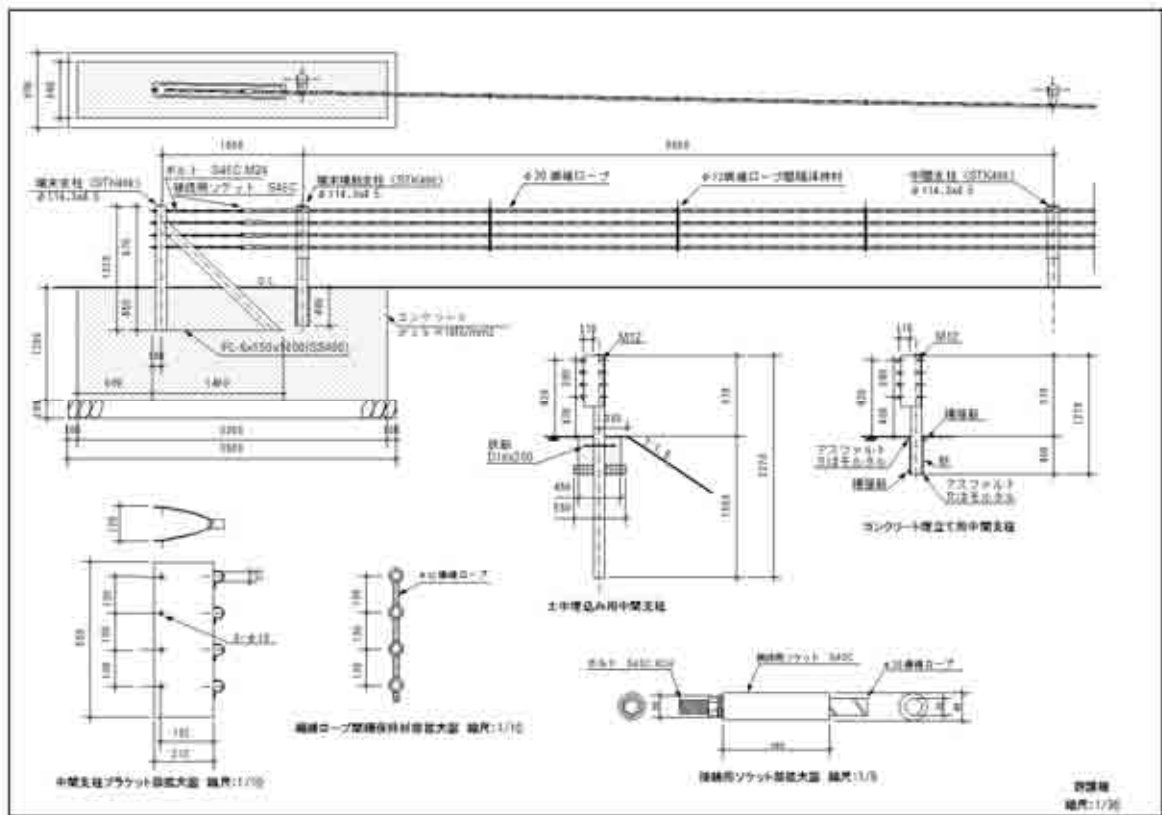


図4 繊維ロープ製車両用防護柵構造図

表-1 試験に使用した車両の諸元

車 両	質量(t)	重心高さ(m)
乗用車 1	1.46	0.7
乗用車 2	1.85	0.85
乗用車 3	1.66	0.65
大型貨物車	25.01	1.6

(3) 繊維ロープ製車両用防護柵の構造

路側用B種種別の繊維ロープ製車両用防護柵の構造図を図4に示す。ただし、耐雪型構造¹⁾を図示した。ガードケーブル(Gc-B-6E)³⁾を基本にしているが、以下 1) 繊維ロープの端末支柱に取り付け専用の固定具、2) ブラケットのロープ固定部、3) 繊維ロープ製の間隔保持材の点が異なる。

3. 性能確認試験

(1) 繊維ロープ製車両用防護柵の設置

供試体として起点(衝突車両のスタート側)と終点に端末支柱を設置した延長24.0mの実物大の繊維ロープ製車両用防護柵を設置する。起点側端末支柱から2.0m離れたA点と、A点から6.0、7.0、8.0m(各中間支柱間隔で試験を行う)離れたB点に中間支柱を設置し、A-B点(中間支柱)間に車両を衝突させる。間隔保持材は設置しなかった。中間支柱は土中埋め込みで衝突試験終了ごとに交換する。

(2) 標準の衝突条件と衝突方法

衝突条件はA条件とB条件があり次に標準の条件を示す¹⁾。1) 衝突条件A：路面から重心までの高さが1.4mの大型貨物車による60kJ以上の衝撃度による衝突でその際の衝突角度は15°とする。2) 衝突条件B：質量1トンの乗用車による衝突でその際の衝突角度は20°とする。今回の試験はテストドライバーの運転により行うので、衝突角度や衝突速度にばらつきが出ることが予想されることから、衝突時の衝撃度で標準の条件との比較・評価を行う。試験に使用する車両の諸元を表-1に示す。衝突回数は乗用車と大型貨物車でA-B点間(中間支柱間)、6.0、7.0、8.0mに衝突させるので合計6回行う。乗用車の質量は全て標準の条件より大きい、大型貨物車の重心高さ1.6mと標準の条件より高いので性能評価時に衝撃度の補正を次の式(1a)で行う。

$$I_s' = I_s \cdot (1.4 - h) / (H - h) \quad (1a)$$

$$= I_s \cdot (1.4 - 0.625) / (1.6 - 0.625)$$

$$= 0.795 I_s$$

補正後の衝撃度(kJ), I_s : 衝撃度(kJ), h : 繊維ロープの重



写真-1 試験状況(衝突条件A)

心高さ(m), H : 衝突車両の重心高さ(m)である。

(3) 計測方法

前述の通達の「車両用防護柵性能確認試験方法について」に準じて行う。衝突速度、衝突角度、車両の最大進入行程、離脱速度と離脱角度は高速度カメラ画像の解析により測定する。

(4) 試験結果と考察

試験結果を表-2に示す。参考までに標準値及び基準値¹⁾を示す。標準値及び基準値を満足しない値を網かけで示す。衝突条件Aの中間支柱間6mのケースで衝突角度が小さくなり衝撃度が満たなかったが他は満足している。中間支柱間が最も狭い6mのケースが車両用防護柵全体の剛性上不利になるので性能確認の上では問題はない。以下、確認性能について結果を示し考察する。

a) 防護柵の損傷

繊維ロープは衝突条件に拘らず、被覆材ロープの損傷のみであった。衝突条件Aのケースでは衝撃度が60kJに満たなかった中間支柱間6mのケースではほとんど損傷がなかったが、中間支柱間7mのケースでは地表面で約10°に曲がり、8mのケースでは同じく地表面で約20°に曲がった。衝突条件Bのケースでは中間支柱間隔に拘らず、中間支柱の損傷はほとんどなかった。

b) 車両の最大進入行程

表-3に示す通り、基準値以下であったが、ガードケーブル(Gc-B-6E)は0.25m、ガードレール(Gr-B-4E)は0.17mであり³⁾数値は大きかった。

c) 車両重心加速度

衝突条件Bで評価を行う。中間支柱間隔に拘らず、基準値以下であったガードケーブル(Gc-B-6E)は48m/s²/10ms、ガードレール(Gr-B-4E)は44m/s²/10msであり³⁾、約25%小さくなっている。

d) 車両の挙動

衝突条件及び中間支柱間隔に拘らず、車両はスムー

表-3 性能確認試験結果

中間支柱間 (A-B点間) (m)	衝突 条件	車両質量 (t)	衝突速度 (km/h)	衝突角度 (deg)	衝撃度 (kJ)	離脱速度 (km/h)	離脱角度 (deg)	車両の最大 進入行程(m)	繊維ロープ の道路直角 方向変位量(m)	加速度 (注3)
6	A	25.01	31.0	13.5	40.1	29.2	5.4	0.48	0.48	24.5
7			31.3	18.2	73.3	30.5	1.9	0.59	0.59	22.9
8			36.4	15.8	75.4	35.2	3.8	0.89	0.89	43.6
標準・基準値		25.00	30.0	15.0	約 60.0	(注1)	(注2)	1.10	0.95	—
6	B	1.46	61.2	23.1	26.7	14.7	11.2	—	—	34.4
7		1.85	43.6	28.0	23.7	22.0	7.6			36.1
8		1.66	48.3	29.1	28.0	29.5	6.2			35.7
標準・基準値		1.00	60.0	20.0	16.2	(注1)	(注2)			90.0

注1)衝突速度の60%以上, (注2)衝突角度の60%以下, (注3)加速度 ($\text{m/s}^2/10\text{ms}$) は車両重心における水平2方向加速度計による合成加速度の10ms移動平均の最大値

表-4 経済性の比較

(単位：円/m)

	繊維ロープ製 車両用防護柵	ガードケーブル
イニシャルコスト	15,500	13,000
ランニングコスト (20年)	1,200	7,000
ライフサイクルコスト	16,700	20,000

ズに方向を変え、特に異常は認められなかった。

e)離脱速度

衝突条件Bの中間支柱間6.7mのケースで基準値を下回った。繊維ロープの下2本に小型自動車の先端が潜ったためであり、繊維ロープに間隔保持材を取り付けることで改善できると考えられる。その他は全ての基準を満足した。

f)離脱角度

全て基準値を満足した。

g)部材の飛散状況

部材の飛散はなかった。

h) 道路直角方向変位量

車両の最大進入行程と同じ値であり、全て基準値を満足した。

以上、今回の性能確認試験において、繊維ロープ製車両用防護柵の性能は確認できたと考えられる。

4. まとめ

車両用防護柵用の繊維ロープを開発し、これを用いた路側用B種のケーブル型防護柵の性能を実車衝突試験により確認した。得られた知見は次のとおりである。

- 1)高強度ポリエステル(呼称太さ30mm)ロープで引張破断強度230kNを確保した。
- 2)車両用防護柵全体で最も剛性の小さい中間支柱間8mのケースで性能を確認することができた。
- 3)繊維ロープは衝突条件に拘らず、被覆材ロープの損傷

表-5 CO₂の排出量の比較

	繊維ロープ	鋼製ケーブル
素材(kg CO ₂ /t)A	1,500 *1	1,300 *1
製造(kg CO ₂ /t)B	1,239 *2	1,040 *3
材料(kg CO ₂ /t)A+B	2,739	2,340
延長1km当たり重量(t)	3.250	5.500
延長1km当たり 排出量 (kg CO ₂)	8.90	12.87

出典：(社)環境情報センター*1、企業聞き取り調査*2、推計(製造×0.8)*3

のみであった。衝突条件Aでは中間支柱の損傷が見られたが、衝突条件Bでは中間支柱の損傷はほとんどなかった。

- 4)車両の最大進入行程はガードケーブル(Gc-B-6E)及びガードレール(Gr-B-4E)より大きかった。
- 5)車両重心加速度は衝突条件Bで基準値以下であり、ガードケーブル(Gc-B-6E)やガードレール(Gr-B-4E)と比較して約25%小さくなっている。
- 6)部材の飛散はほとんど見られなかった。

以上の結果、繊維ロープ製車両用防護柵は衝突事故時の乗員や周辺の人々に対する安全性が確認できた。コスト比較を表-4に示す。ライフサイクルコストで経済性に優れる。また、CO₂の削減効果は表-5のとおり約30%であり普及が望まれる。

参考文献

- 1) 防護柵の設置基準・同解説(平成20年1月(社)日本道路協会)pp.13-15pp.93-95, pp.127-128
- 2) 道路構造令の解説と運用(平成16年2月(社)日本道路協会)pp.154-164
- 3) 車両用防護柵標準仕様・同解説(平成16年3月(社)日本道路協会)p.2p.23

校庭を活用した流出抑制への取り組み ～武庫川での先導的事例～

矢尾 哲雄¹・首藤 充良²

¹兵庫県 阪神北県民局 宝塚土木事務所 武庫川対策室 河川砂防課（〒665-8567兵庫県宝塚市旭町2-4-15）

²兵庫県 県土整備部 土木局 総合治水課武庫川総合治水室（〒650-8567兵庫県神戸市中央区下山手通5-10-1）。

本論文は、兵庫県における総合治水条例の制定を踏まえ、流域対策として先導的に整備した校庭貯留施設の2つの事例を通して得られた経験や知見について報告するとともに、貯留施設整備の課題とその解決方策を提示し、今後の総合治水のあり方について考察するものである。

キーワード 総合治水，流出抑制，雨水貯留，流域対策，減災対策

1. はじめに

近年、都市化の進展に伴い、流域の保水機能が低下して雨水の流出形態が変化していることや、各地で頻発する記録的な豪雨などにより河川への負担が増大している。

河川管理者は、洪水から住民の生命と財産を守るため、洪水を河道内で安全に流下させることを目的として河川改修に取り組んできた。しかしながら、河床掘削では橋梁や井堰の改築に伴い多額の費用と時間を要して改修が進まないうえ、沿川には密集市街地が形成され河川の拡幅にも限界があること等から、河川対策だけで洪水に対応することは困難な状況となっている。

このような状況を踏まえ、兵庫県では2012年4月に「総合治水条例（以下、条例という）」を施行し、従来の「河川対策」に加え、河川区域外である校庭や公園等に一時的に雨水を貯留し河川への流出抑制を図る「流域対策」や、浸水被害が発生した場合でも被害を小さくする「減災対策」について、県民の総意のもと県下全域で

取り組むこととしている。兵庫県における総合治水のトップランナーである武庫川では、総合的な治水対策を河川整備基本方針や河川整備計画に位置づけ、流域内の市や県民との協働により、浸水被害の回避・軽減を図る具体的な取り組みを積極的に推進している。

本論文は、県施行の流域対策として先導的に整備した県立の宝塚東高校及び阪神昆陽（はんしんこや）高校の校庭貯留施設において、①整備[PDCAサイクルのPlan, Do段階]において得られた経験や知見を報告するとともに、②整備の成果及び今後の課題について整理し[Check段階]、③その解決方策を提案する[Action段階]ことにより、条例の制定を踏まえた今後の総合治水のあり方について考察するものである。

2. 整備概要

整備した両校の位置、施設概要、及び施設概略図面は、それぞれ図-1、表-1、図-2のとおりである。

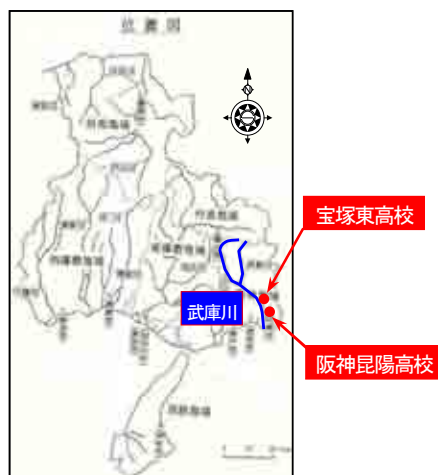


図-1 位置図

表-1 施設概要

項 目	宝塚東高校 (宝塚市中山五月台)	阪神昆陽高校 (伊丹市池尻)
工事概要	周囲堤:523m、水路:234m、 オリフィス:3箇所	周囲堤:294m、水路:190m、 オリフィス:1箇所
対象降雨	・1/30計画降雨 ・S36.6実績降雨(武庫川流域での戦後最大降雨)	
集水面積	約3.1ha 【オフサイト方式】	約1.1ha 【オンサイト方式】
貯留面積	約1.7ha	約1.1ha
最大貯留量	約2,270m ³ ※	約1,135m ³ ※
最大貯留水深	35cm ※	36cm ※
最大地先効果量 (m ³ /s)	約1.0(流入1.14、流出0.11) ※	約0.4(流入0.46、流出0.03) ※
最大湛水時間	約6時間 ※	約10時間 ※
事業年度	H21～H24年度	H23～H24年度

※ 1/30計画降雨時の数値

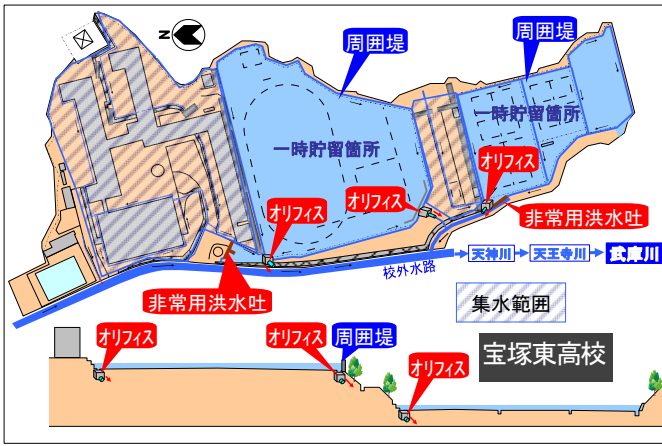


図-2 施設概略図



3. 整備を通して得られた知見 [Plan, Do段階]

本章では、両校での(1)事前協議、(2)設計、(3)施工、(4)施工後において得られた経験や知見について報告する。

(1) 事前協議

県下の県立施設では前例のない施設整備であったため、事業化に対する学校側の理解を取り付けることは相当困難であった。「河川管理者の責務を学校に押しつけることには納得できない」、「学校側のメリットが一つもなく迷惑施設でしかない」等の反対意見が噴出し、事業化を断念した高校が存在したことも事実である。

事業着手の理解を得るため、事業の目的や効果に加え、県外事例を参考にした整備イメージや予定する貯留規模等についても丁寧に説明して学校側の不安払拭に努めたところ、両校は総合治水の取り組みに共感し、事業着手の理解を得ることができた。

(2) 設計

a) オリフィス径の設定（湛水許容時間）

水文設計では、測量等により集水範囲を決定し、治水効果量(ピークカット量)、安全性、利用者への影響等を考慮してオリフィス径等を設定する(図-3)。

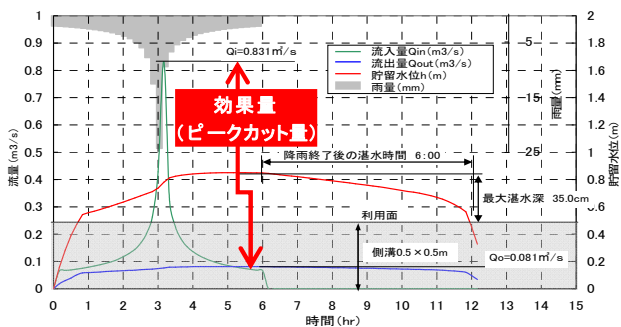


図-3 水文設計の例（宝塚東高校）

このうち、オリフィス径は以下の3要件を全て満足するように設定した。

- 要件①：最大湛水深 < 貯留限界水深
- 要件②：最大放流量 < 下流水路等の許容放流量
- 要件③：最大湛水時間 < 湛水許容時間

このうち、要件①は貯留限界水深が大きい(高校においては50cm)こと、要件②は流出抑制後の最大放流量は下流水路等の断面内で流すことができるためクリアされた。よって、要件③の湛水許容時間——すなわち、「降雨終了後にグラウンド使用ができない時間」を学校側がどこまで許容できるか——によって、オリフィス径及び我々が最大限確保したい治水効果量が定まることが判明した。

この湛水許容時間と治水効果量はトレードオフの関係にあり、宝塚東高校ではグラウンドの使用制限を最小化したい意向であったため、互いに合意できる妥結点を見出す必要が生じた。

そこで、施設整備がグラウンド使用に与える影響を学校側に的確に示すことが必要と考え、最大湛水深を10mメッシュで色分けした図面(図-4)や、湛水深の経時変化を表すグラフを用いて説明し、理解を求めた。

その結果、生徒が主に使用するグラウンド中央部への影響は限定的であることが理解され、湛水許容時間を6時間とすることで学校側と合意に至った。

このメッシュ図は、水文設計を実施するために作成していた貯留計算結果を活用すれば作成でき、学校側にも判りやすいと好評であったことから、合意形成を図る上での有効な資料になると考える。



図-4 最大湛水深のメッシュ図(宝塚東高校)

b) 維持管理がしやすい構造

各施設の構造検討では、将来に渡って貯留機能を確保するため、オリフィスや側溝の清掃といった維持管理が容易な構造を採用することが求められた。

このため、①作業回数を減らす、②作業1回当たりの労力を減らす観点から検討した構造を学校側へ提案し、意見交換を重ねた結果、主に表-2のとおり工夫することとした。このような学校側との意思疎通を図る取り組みは、後述する維持管理体制の構築においても効果があつたと感じており、維持管理者側の立場に立った構造の検討・提示・意見交換は不可欠だと考えている。

表-2 構造面での工夫

作業回数を減らす	グレーチングの構造：落ち葉等の進入防止のため細目タイプを採用 側溝蓋の選定：側溝への土砂流入が懸念される箇所では縞鋼板(穴開け加工)を採用
作業1回当たりの労力を減らす	グレーチングの重量：1人でも持ち上げられる30(kg/枚)以下 柵の寸法：深さが1m以上の柵は、柵内から土砂上げできるよう内空断面を拡大

(3) 施工

施工段階における大きな課題は、①教育活動(通常授業・体育の授業・クラブ活動)への影響の最小化、②生徒に対する安全確保の2点であった。このため、学校側と施工計画の入念な摺り合わせを実施した。

具体的には、施工範囲を小ブロックに分割した図面(図-5)、及びブロック番号を付した工程案を学校側に提示し、意見交換を行うことで、グラウンドの使用不能面積の縮小(例：ブロック⑩は2分割施工して影響範囲を縮減)と、施工手順のきめ細やかな組替え(例：騒音の大きい作業を行うブロックは休日に集約)を図った。これら一連の協議が、教育活動への影響の最小化、必要な安全対策の事前確認、工期の短縮等に大きく寄与した。



図-5 施工ブロック分割図(宝塚東高校)

(4) 施工後(維持管理)

a) 管理協定の締結

両校とも2012年7月に整備が完了し、施設の引き渡しに併せて学校側と管理協定を締結して、貯留機能を適切に維持していくこととした。協定内容の決定に当たって

は、以下に示す2点を踏まえ、本庁レベル(県土整備部と教育委員会事務局)の協議を経て管理にかかる役割分担の考え方を整理し、認識を共有することに注力した。

- ① 条例において、雨水貯留浸透機能を備え、維持することが「土地所有者の責務」として規定されたこと
- ② 今後、貯留施設の整備を全県展開していくこと

その結果、国の標準協定案に準拠しつつ、「貯留機能の維持保全は土地所有者が担う」という条例の思想を踏まえ、一部変更することとした(表-3)。学校側との適切な役割分担のあり方を検討する上で、条例は判断の拠り所として大きな役割を果たした。

表-3 協定内容の整理

項目	内 容		採用理由
	国の標準協定案	採 用 案	
維持管理	学校：通常の点検・清掃 土木：上記以外	学校	条例で規定された所有者の責務を考慮
修繕・改築	土木	土木	学校では実施困難だと考えられる為
機能の周知	学校：県と協力して周知に努める	学校：周知に努める 土木：学校の行う周知に協力する	役割分担をより明確にする為
施設の帰属	記載なし ※通知文書では学校	学校 ※協定書に明記	施設の所有者を明確にしておく為

なお、施工後の運用に際しては、以下b) c)のような課題も確認された。

b) オリフィスの閉塞(落葉・土砂等の流入)

宝塚東高校では、オリフィス前面に設置したスクリーンに流入物(落葉と土砂の混合物)が張り付いて目詰まりが発生し、排水できない事態が生じた。現地確認を行ったところ、この原因は以下に示す流入物の特性を十分に考慮したスクリーンの構造設定ができていなかったことにあると推定された。

- 特性①：グラウンドの土質は、比較的細粒分が多く高粘度である
特性②：グラウンド周囲に落葉樹が多く、落葉の流入量が多い

他方、阪神昆陽高校では、宝塚東高校と類似した条件下にあるものの、①柵に切っておいた溝にスクリーンを落とし込む構造としたため通水面積が大きく、②スクリーンの目を粗く設定したため、このような事態は生じていない。今後、スクリーンの設計においては、阪神昆陽高校で採用した構造(図-6)をベースに、グラウンドの土質や樹木の種類・量等の特性を勘案して目の細かさ等の仕様を設定する必要がある。

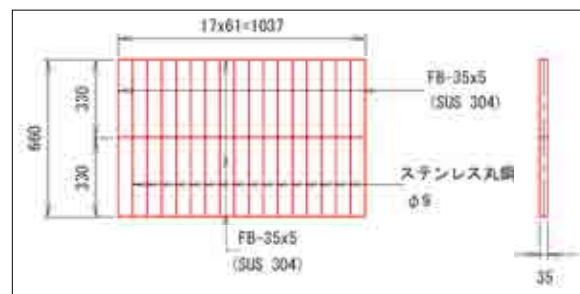


図-6 スクリーン構造図(阪神昆陽高校)

c) 側溝への土砂流入

既設側溝が埋塞により機能不全となっていたため、施設整備に併せて側溝清掃を実施した。しかし、降雨の度にグラウンドの土砂が大量に側溝へ流入し、再度埋塞するという事態が生じた。これに対し、図-7のように、グラウンドの勾配が側溝付近で急勾配となっている箇所の表土を鋤取ったところ、土砂の流入は大幅に減少し、その後埋塞は発生していない。

今後は、設計段階での踏査によりグラウンドの勾配が急な箇所を予め確認しておき、学校との協議を経て、施設整備時に鋤取っておくと効果的である。

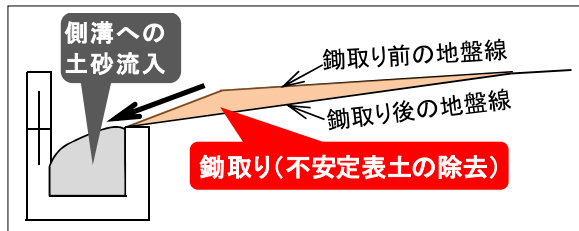


図-7 表土の鋤取り（模式横断面図）

4. 成果と課題【Check段階】

本章では、両校における整備の成果、及び今後の貯留施設整備を展開していく上での課題について整理する。

(1) 先導的整備としての成果

両校における整備は、以下 a)～d) に示す 4 つの観点から、県施行による先導的整備事例として一定の成果が得られたと言える。

a) 整備事例の早期提示

両校では、条例の制定前から学校側の理解を得て事業着手し、条例制定の 3 ヶ月後には整備を完了させた。その後、宝塚土木事務所の広報誌「MY TOWN」等を活用して広報に努めたところ、新聞記事にも掲載された(図-8)。

これらのことから、県民や施設所有者等に対してモデル的な整備事例をいち早く提示し、県が総合治水に率先して取り組む姿勢を示すことができたと言える。



図-8 新聞記事

b) 治水効果の発現

宝塚東高校では、2012 年 7 月 24 日に 34mm/hr(ピーク時 11mm/10min)の降雨をグラウンドで貯留し(写真-1)、

阪神昆陽高校でも湛水の痕跡が確認されたことから、両校とも設計上想定した流出抑制効果を発揮した。



写真-1 貯留状況（宝塚東高校）

c) 学校との協力体制の構築

施設の維持管理では、所有者が管理の責務を担うという条例の思想を踏まえた役割分担について協議した結果、国の標準案から一步踏み込んだ内容により協定を締結し、学校との協力体制を構築することができた。

d) 現地視察の受け入れとその効果

先導的整備事例として積極的なPRに努めた結果、県内外の自治体から視察や資料請求が相次いだ。視察の受け入れにあたっては、当該施設の特徴や工夫した点のみならず留意事項や改善すべきことなどの説明を心がけた。

視察を終えた一部の自治体では校庭貯留が事業化され、設計に着手しているとのことであり、両校の先行整備が他箇所での事業化に大きく貢献した。

(2) 今後の課題

a) 整備の必要性に対する理解の促進【課題①】

本県では、条例の施行を踏まえ、学校関係者等が総合治水の一翼を担っている施設の所有者であることを十分に理解した上で、積極的に貯留施設の「整備」や「維持」に取り組んでいくことが求められている。

しかしながら、現状では「学校は治水に無関係」であり、「治水事業は河川管理者が実施するもの」との認識が根底にあり、学校側の積極的な参画による事業展開には至っていない。

このようなギャップが生じる大きな要因として、総合治水の理念が学校関係者に十分に浸透していないことが挙げられる。このため、今後は条例の普及啓発をより効果的に展開し、貯留施設整備の必要性について理解を深めていく必要がある。

b) より管理しやすい施設の実現【課題②】

施設整備後は、施設を既存ストックとして活用していく段階へと移行することから、将来に渡って機能を維持させていくことが重要となる。

維持管理における最大のポイントは、大量に発生する落葉や土砂等への対応であるが、学校職員も減少傾向にある中、施設の機能を維持していくためには、学校側の負担軽減が不可欠である。このため、よりメンテナンスを要しない施設の実現に向け、更なる知見の蓄積と構造面での改良を重ねていく必要がある。

c) 事後評価と課題の再整理【課題③】

現時点では、評価データが少なく、評価手法も十分に確立されていないため、定量的・包括的・客観的な評価は困難である。

よって、必要なデータの選定・収集や評価手法の検討を行った上で、数年後に事後評価を実施するとともに、全県展開に向けた課題を整理する必要がある。

5. 課題に対する解決策 [Action段階]

本章では、前章で整理した今後の課題に対する解決策について論述する。各課題と各解決策の関係を図-9に示す。

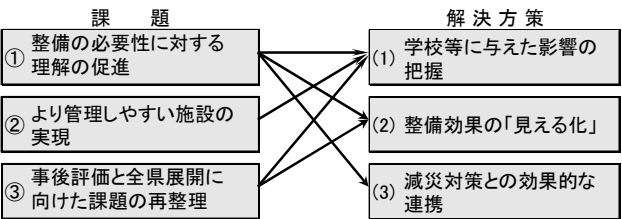


図-9 課題と解決策の関係

(1) 学校等に与えた影響の把握

課題①②③を解決する上では、施設整備が学校や地域住民に与えた影響を的確に把握することが不可欠であるため、表-4に示す内容等について、学校や地域住民へのヒアリングやアンケート調査を行う。

表-4 調査内容

調査内容	活用例
ア. 施工中・施工後に教育活動等へ与えた影響	設計や施工方法の評価・改善 事前協議での説明(不安払拭)
イ. 維持管理に関する学校の負担実態・改善すべき点	採用した構造の評価・改善 管理体制の改善
ウ. 総合治水に対する理解レベル	施設有無別の比較分析 経年変化分析

(2) 整備効果の「見える化」

課題①③の解決に向け、貯留施設の整備は、本川でのピークカット効果以外にも多面的な効果が期待できることを踏まえ、施設の直下流部（以下、地先という）での治水効果や減災対策への波及効果等についても、県民が直感的に分かりやすい指標等を用いて示す手法（効果の「見える化」）の検討を進め、整備効果を積極的に発信していく。

このような検討により得られた結果は、貯留施設に対する関係者の理解を深める上での有効なツールとなり、より円滑な事業推進を図ることができる。

また、流域対策はみんなで取り組むことで効果がさらに高まるという特徴を有しているため、施設整備と併せて検討結果を広く県民に発信していくことで、近隣の校庭・公園での貯留や各戸貯留等の取り組みを促し、地域における治水安全度の更なる向上につながっていくことが期待できる。

具体例として、地先での内水被害軽減効果を示すため、以下a) b)のような検討を進めている。

a) 内水被害発生エリアの縮小効果

施設整備により、地先における内水被害の発生エリアが縮小する効果を具体的な数値で示すために、武庫川流域で予定している平均的な施設を用いたケーススタディを実施した。

その結果、30年確率規模の降雨により浸水が発生する区域において校庭貯留施設を1箇所整備すれば、浸水エリアの縮小とともに施設の下流450mまでは内水被害が解消されるという検討結果が得られた（図-10）。

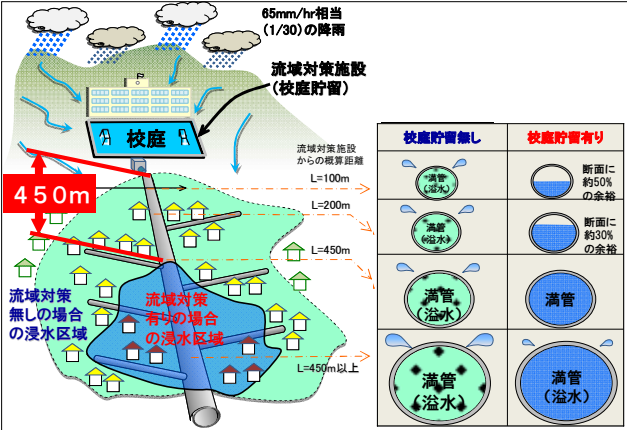


図-10 浸水エリアの縮小イメージ

b) 放流先下水道等の水位低下効果

校庭貯留では、ゲート操作を要しない自然流下方式を採用するため、設計段階で構築した貯留計算モデルを活用すれば、任意の降雨に対して貯留量やピークカット流量等が算出できる。

このことに着目し、雨量データを入力すれば、洪水調節量や放流先下水道等における水位低下量等をグラフや図を用いて視覚的に表現できるプログラムを作成した。例えば、阪神昆陽高校において100年確率規模の計画降雨を入力して計算すると、「25mプール約2.4杯分に相当する約1,353m³の洪水調節を行い、放流先下水道の水位低下により内水氾濫を防止する効果が発現」という結果が図-11(次項)のような表現で自動的に出力される。

今後、学校・地域住民へのPRや大規模降雨後における整備効果の速やかな発信など、このプログラムを様々な用途で活用していきたい。

(3) 減災対策との効果的な連携

宝塚東高校では、貯留時にその状況を一目見ようとグラウンド周辺に生徒が集まって関心を寄せているなど、生徒にとって校庭貯留の必要性や役割について考える契機となった様子が見受けられた。このように、貯留施設の整備は、災害経験がなく、洪水被害を身近に感じられなくなった住民(例：武庫川下流部)に対しても、総合治水について考える機会を提供でき、減災対策への取り組みを促すという波及効果も期待できる。

このことを踏まえ、整備後の施設を効果的に活用しつつ、総合治水に関する知識の普及や学習の支援を積極的に推進するため、校内・外に啓発看板等を設置するとともに、学校での防災教育や生涯学習の機会を捉えて現地学習会や県政出前講座等の実施に取り組んでいく。

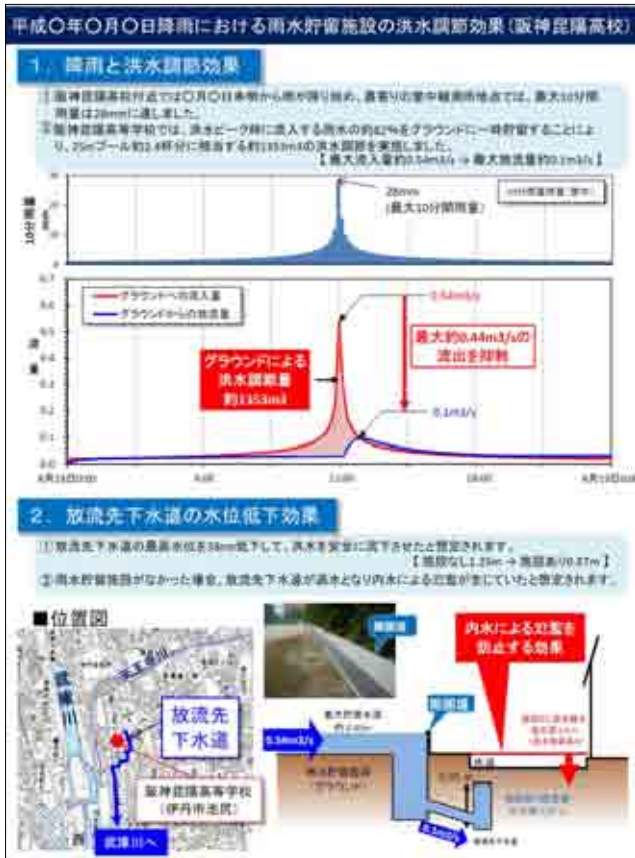


図-11 事業効果の出カイメージ (阪神昆陽高校)

6. おわりに (総合治水の全県展開に向けて)

本年4月には両校の同意を得て、条例に規定する「雨水貯留施設」の指定告示を行った。指定を受けた学校側には貯留機能を維持することについての義務が発生することから、永続的に貯留機能を確保できる仕組みが産声を上げて歩みを始めたと言える。

今後、校庭貯留を県下全域へ展開していくためには、①「学校は地域の浸水軽減に貢献している」ことを河川管理者からも積極的にPRすること、②貯留施設の維持に対する表彰、顕彰制度による学校側の意識高揚、③整備した貯留施設を防災教育の実践の場として有効活用するなど、学校側にもメリットが享受できる仕組みをつくり、河川管理者と学校側で「Win-Win」の関係を構築していくことが不可欠である。

本県では、2008年の都賀川における水難事故、2009年の佐用町の被害など、相次いで想定を超える降雨による被害を受けており、河川対策に加え、流域対策や減災対策を推進することは急務である。「総合治水」とは、河川管理者、施設所有者、地域住民が必要性と意義を共有し、「相」「互」に「知」恵を出し合って地域の「水」害を回避・軽減する仕組みであり、この仕組みの構築に向けた旗振り役・舵取り役は、我々河川管理者が遂行すべき使命である。

本論で述べた事例が参考となり、兵庫県が目指す「県民総意で取り組む総合治水」の実現に向けての一助になれば幸いである。

防護柵基部が腐食した支柱の補強対策について

山戸 隆秀¹・山本 佳顕²

¹西日本高速道路(株) 関西支社 福岡高速道路事務所（〒679-2204兵庫県神崎郡福崎町南田原2045）

²ケイコン(株) 本社 高速道路部（〒613-0903京都府京都市伏見区淀本町225）。

高速道路3会社が管理する高速道路は、総延長約8,700Kmが供用されている。そのうち、約3,200Kmが供用30年を経過しており、高速構造物の老朽化や劣化対策が重要課題となっている。そこで、本文では防護柵基部の老朽化対策を取上げ、支柱を更新することなく、防護柵を復元し、経済的かつ簡単に施工でき、車両の路外への逸脱防止となる、新たな工法を開発したので報告する。

キーワード 道路構造物、老朽化対策、劣化対策、防護柵更新、新工法

1. 福岡高速道路事務所の現況

福岡高速道路事務所の管理区間は、中国自動車道の吉川 IC から佐用 IC 間 75.5Km と鳥取自動車道の佐用 JCT から佐用本線料金所間 1.0Km の合計 76.5Km を管理している。

中国自動車道は、開通後 38 年から 39 年を経過している、古い路線である。

特に、福岡 IC から佐用 IC 間については、冬用タイヤ指導区間であり、標高約 270mの切窓峠を通過することから、凍結防止剤の散布と除雪を毎年頻繁に行っている、重雪害対策区間である。

管内のガードレールに目を向けてみると、表-1 のように損傷比率は約 10%であるが、大半の中央分離帯の土工部は、ほぼ健全である。しかし、路肩と中央分離帯の橋梁部においては、一部の防護柵基部の腐食が著しく進行しており、衝突時の安全性が懸念される。

また、ガードケーブルについては、今後ガードレールに更新する予定である。

防護柵種別	延 長	本 数
ガードケーブル・コンクリート防護柵	約 65.3Km	約 6,600 本
ガードレール	約 169.3Km	約 60,500 本
ガードレール損傷延長	約 16.2Km	約 7,500 本
合 計	約 234.6km	約 74,600 本

表-1 管内の防護柵調書

2. 防護柵の老朽化の特徴と更新工事の課題

設置後の経過年数が長く、老朽化している管内の防護柵の状況を下記に示す。

(1) ビーム

表面に錆の発生は見られるが、深部への進行は見られない。

(2) 土工部の支柱

土工部の地表面や排水溝付近の支柱基部は、腐食が著しく進行しており、断面欠損しているものが見られ状況である。しかし、地表面から離れるに従い、表面は錆びているが深部への進行（断面欠損）はしていない。

このことは、交通事故復旧工事の際に、抜き取った支柱を見ると地中部では、あまり腐食の進行は見られないことから確認できた。



写真-1 土工部損傷状況

(3) 橋梁部の支柱

橋梁部は、土工部同様、支柱基部や固定してあるボルトナットも腐食が著しく進行しているが、その他の部分は、比較的健全なものが多い状況である。原因として、凍結防止剤の散布回数が、土工部より橋梁部が多いことや、支柱基部に水が溜まりやすい構造となっていることが考えられる。



写真-2 橋梁部損傷状況

(4) 更新工事の課題

コンクリート基礎埋込み、土中打込みを問わず、腐食が著しいと引抜きが困難で、一本でも引抜けられない支柱があると、その区間の防護柵工事がストップしてしまうため、最悪を想定した施工方法で、現場に当たることが必要となり、工事としてのリスクが高い。

このため、橋梁地覆タイプでは、ベースプレート付きの支柱を設置するが、製作と設置に多額の費用がかかる。さらに土工部でも、支柱とビームをともに更新することが多いが、腐食しているのは支柱だけで、両方更新するのは不経済であり、橋梁地覆タイプ同様、多額の費用がかかる課題がある。

3. 老朽化対策の方針

管内の防護柵の現状調査に基づき、老朽化対策の方針を立案した。

(1) ビーム

安全性というより、景観対策として考え、錆を押える腐食塗装を行う。

(2) 支柱

更新工事の課題の他、支柱取替えのためには、埋設物（光ケーブル・通信ケーブル等）の調査や立会確認が必要となることから、断面腐食部を補強して、新品と同等な強度を回復する。

いわゆる、「もったいない」の精神からの発想である。

4. 対策の具体化

支柱断面欠損部の補強工法について、下記の工法を検討した。

①支柱より太い鋼管を外側からかぶせる。

②支柱の内部を鉄筋モルタルで充填し、鋼管との複合構造とする。

①②の工法を検討すると、①では断面欠損部より下部を掘り出す必要があり、橋梁部では不可能であることから、②の方法を検討することにした。

鉄筋モルタルに必要な、鉄筋の配置・固定を行うため、支柱蓋を取り出すと支柱内部には、ブラケット固定用のボルトが貫通しており、ビームを取り外さないとボルトが抜けにくい構造となっている。要するに、鉄筋を配置・固定しようにも手が入らず、スペーサーの取り付けも出来ないことが判明した。

これに対処するため、二つの補強鉄筋を鉄線で連結して、U字型に加工したものを、U字型の脚部を挟めながら、ブラケット固定用ボルトを跨いで、挿入することにした。

この方法を行うことにより、U字型鉄線のばね効果により補強鉄筋は、支柱内部に固定され、深さ方向についても、ブラケット固定ボルトに支持されたU字型鉄線の長さにより、適正な位置に補強鉄筋を配置することができ、モルタル投入によっても、補強鉄筋がずれることがなかった。

さらに、鉄筋モルタルの長さについては、橋梁部の埋込み長 25 cm を前提に、その 2 倍の長さ 50 cm とした。

次に、補強のイメージ図、Uガード補強の材料表及び作業手順を示す。

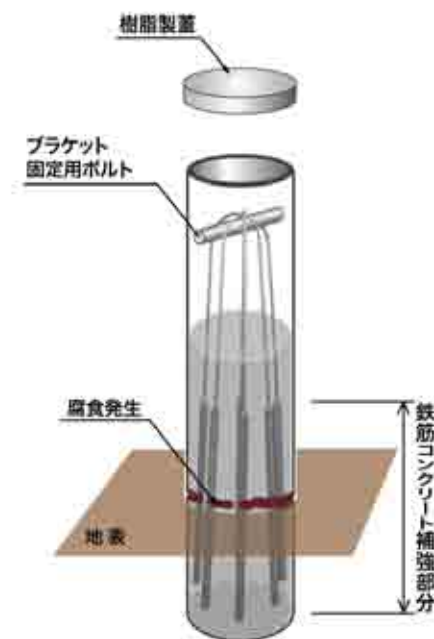


図-1 補強のイメージ図



名称	内容
① U字型補強鉄筋	Φ19mm, L=500mm (亜鉛メッキ)を鉄線でU字型に連結したもの3セット
② 混和剤	高性能減水剤
③ プレミックスモルタル	水2.5ℓを加えたものが、支柱1本分のモルタル(ock=34N/mm ²)
④ 樹脂キャップ	ポリプロピレン
⑤ 説明書	1枚

表-2 Uガード補強の材料表



写真-3 作業手順

5. 強度試験確認

支柱の補強とはいえ、車両の路外への逸脱を防止する効果が確認できなければ、容易に採用することができない。このため、高速道路総合研究所交通研究室にも相談して、強度確認試験を実施した。

(1) 試験の目的と概要

強度確認試験の目的は、新品支柱とUガード補強した支柱（以下「補強支柱」という。）の強度を比較し、補強支柱が新品支柱と同程度以上の強度を有しているか確認することであり、静的試験と衝撃試験の二種類行うこととした。

なお、各試験に使用する供試体としては、路肩用のφ139.8mmと中央分離帯用のφ114.3mmの支柱とし、それぞれ新品支柱と補強支柱の地表部が、断面欠損していることを想定して、地表から50mm鋼管を切除した四本を準備した。

それから、支柱固定方法としては、断面欠損部の曲げモーメントが大きく出る橋梁部を想定し、コンクリートスラブのボイドに、木栓で固定することとした。

(2) 静的試験

静的試験とは、コンクリートスラブに固定した支柱に、コンクリートスラブ面から高さ60cmの位置で、油圧ジャッキを使用し水平载荷を行い、荷重変位曲線を得るもので、定量的な強度比較とたわみ性の確認を行った。

φ114.3mmについては、新品支柱、補強支柱とも近似の荷重－変位曲線を描いており、静的荷重に対して良好な補強効果が確認できた。

また、φ139.8mmについては、初動において鋼管内部とグラウトとの付着不良と見られるズレが発生しているが、その後において補強支柱は、新品支柱を上回る強度を発揮し、なおかつ荷重－変位曲線の勾配が近似していることから、補強支柱は、静的な荷重に対しやや丈夫になったが、しなやかさは、同等の特性を持っているということが確認できた。次に、補強支柱補強図、試験・破壊状況及び試験結果を示す。

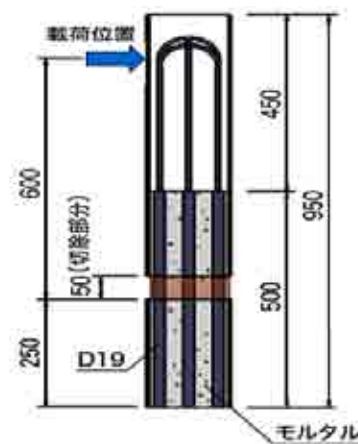


図-2 補強支柱詳細図

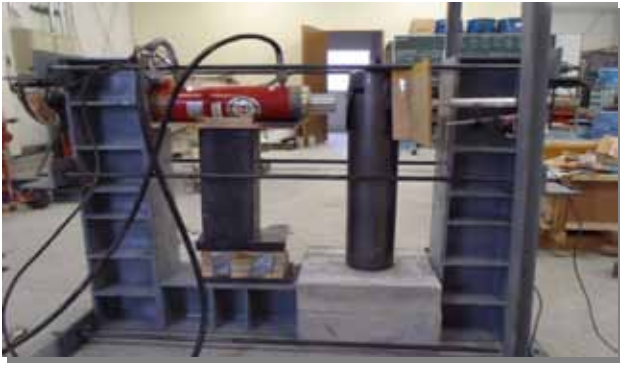


写真-4 静的試験状況



写真-5 補強支柱の破壊状況

(3) 衝撃試験

衝撃試験とは、車両衝突時のような衝撃荷重を受けたときの破壊性状を、定性的に比較することを目的に行った。衝突荷重としては、10kNの重錘を6m振り下げ長で、門型クレーンから吊り下げ、0.35mの高さから落下させてコンクリートスラブに固定した、供試体に衝突させた。

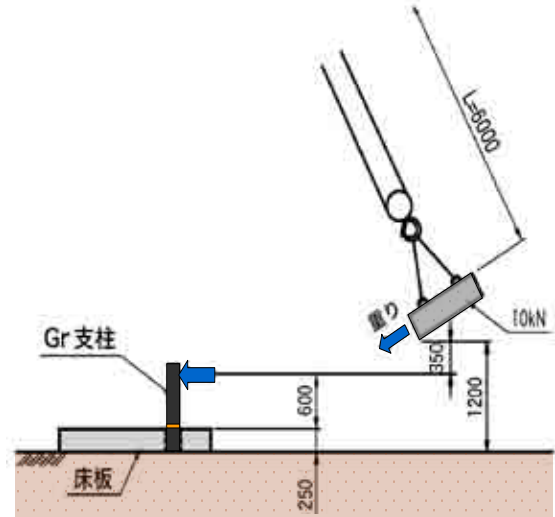


図-5 衝撃試験詳細図

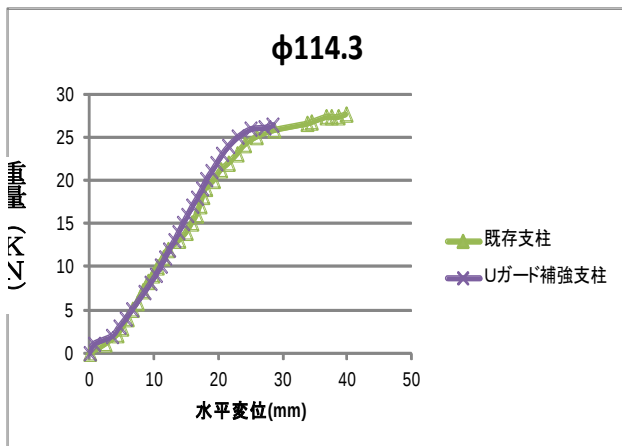


図-3 荷重変位曲線 (φ114.3 中央分離帯用)



写真-6 10kNの重錘を0.35m引き上げた状況

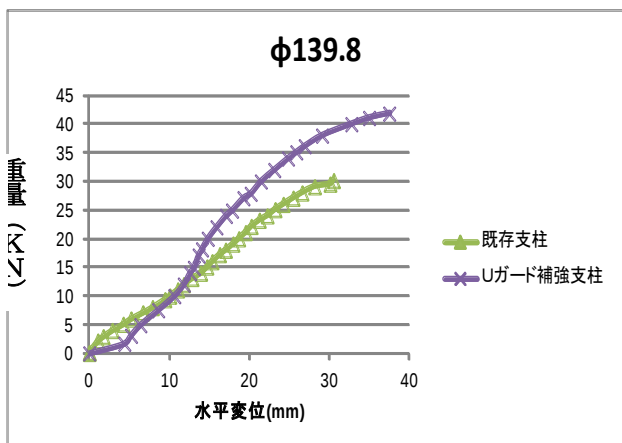


図-4 荷重変位曲線 (φ139.8、路肩用)



写真-7 重錘を鋼管支柱に衝突させた状況

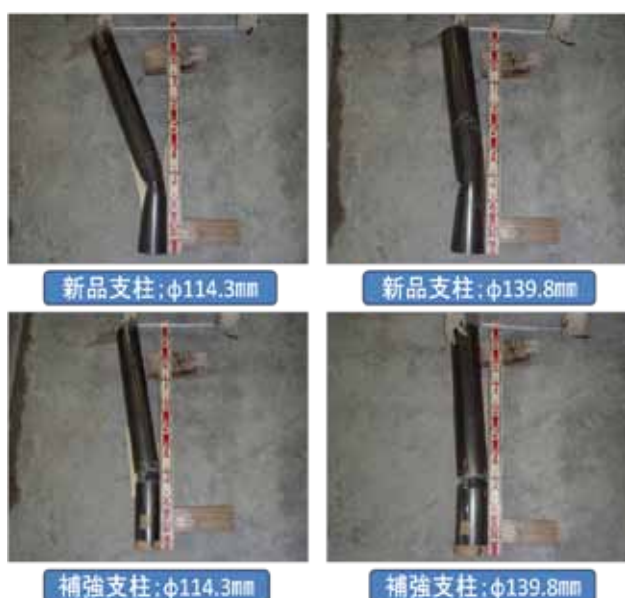


写真-8 衝撃試験の結果

下記に、各支柱の折れ曲がり角度、切込み部（実験前50mm）の長さの結果等を示す。

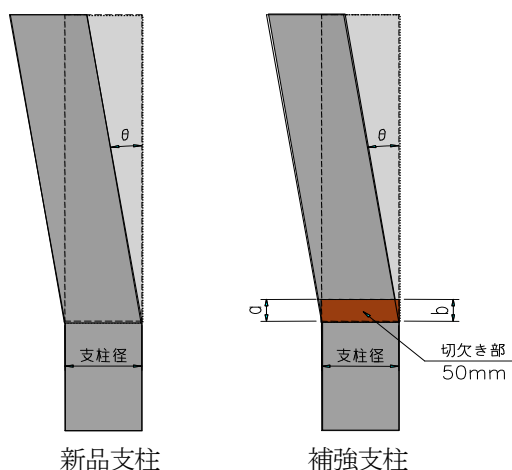


図-6 測定位置図

		$\theta (^{\circ})$	a(mm)	b(mm)
φ 114.3 中央 分離帯用	既存支柱	21	—	—
	補強支柱	9	40	59
φ 139.8 路肩用	既存支柱	8	—	—
	補強支柱	4	45	57

表-3 測定結果

これによると衝突荷重を受けた場合、補強支柱は新品支柱に比べ、半分程度の曲がりを示し、粘り強さの向上が確認できた。

さらに、鋼管切除部のモルタルの破砕状況は、圧縮側（a）が破砕されているが、細かい破片が20～50cm程度飛散した程度で、破片による二次災害の恐れはないと考えられる。

6. 試験施工

本工法の現場への適応性を見るために、中国自動車道の福崎 IC から山崎 IC 間（下り線）の KP90 付近において、2011 年 12 月に試験施工を行った。

試験施工の目的は、施工性と経済性の評価及び作業内容の確認である。

(1) 施工性・経済性の確認

施工性は、2 日間で 30 本の施工を行ったが、慣れれば 1 日 30 本程度の施工は、可能と思われる。また経済性は、更新工事に比べ直工費で約半分程度であり、経済的となることが確認できた。

(2) 作業内容

新設時の支柱内への打込み土砂の上昇は、地表下 70 cm 程度までであり、砂を投入して底上げが必要な場合が多いことが、支柱蓋を外すと確認できた。



写真-9 完成状況

7. おわりに

本工法は、補強鉄筋をU字型に加工し、鋼管上部から挿入固定し、モルタルを投入し補強完成という「Uガード」は、非常に簡単な工法であり、熟練な作業員を必要としないもので、経済性・施工性に優れ、かつ防護柵支柱の更新工事を行うことなく、補強が可能となった。

Uガードは、点検で発見した防護柵支柱の腐食部を直ちに補強することができ、お客様への安全性の向上に貢献できるものと思われる。

以 上

チェーンを補強材に用いた補強土壁の 原位置試験による安全性の確認について

北村 明洋¹・木村 亮²

¹昭和機械商事 株式会社 補強土グループ （〒559-0011大阪市住之江区北加賀屋1-3-23）

²京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 （〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

チェーンを補強材に用いた補強土壁工法は、チェーンの大きな引抜き抵抗力を利用している点や、運搬、施工が容易な点などに特徴があり、現在40例の施工実績がある。補強土壁は構造上ある程度の変形を許容する土構造物であるが、施工に適さない盛土材を使用すると、許容値以上の過大な変形を生じることがある。また、補強材の引抜き抵抗力は、盛土の土質および締固め状態により大きく異なるため、設計時に想定した引抜き抵抗力が確保されているのかが、補強土壁の安定に対して重要なポイントとなる。本報告では、補強土壁における壁面変位を把握するためのデジタル写真測量および、補強材の原位置引抜き試験を行った事例を紹介する。

キーワード 補強土壁，チェーン，デジタル写真測量，原位置引抜き試験

1. はじめに

近年、我が国では経済的な観点から用地買収が少なく、直壁に近い構造物が積極的に施工されている。その中でも従来型のコンクリート擁壁と比較して力学的に有利であることから補強土壁の開発、施工がなされてきた。補強土壁とは盛土中に土粒子とは異なる物質を補強材として設置することによって、補強材と土粒子との摩擦力や支圧抵抗力によって安定化させた土構造物の一種である。

現在、代表的な補強土壁工法としては補強材として帯鋼を利用したテールアルメ工法、ジオグリッドなどの高分子材料を補強材としたジオテキスタイル工法、アンカーの支圧抵抗力を期待した多数アンカー工法の3つが挙げられるが、これらの工法以外の補強土壁工法の開発も

盛んである。

チェーンを補強材に用いた補強土壁工法（以下チェーンウォール工法：NETS登録番号KK-060029-V）は、チェーンの持つ特性を利用した工法である。図-1に本工法の構造概略図を示した。チェーンは、一つ一つのチェーンリンクが接合部ではヒンジ構造であり、モーメントが作用しない構造となっている。さらには各リンクが各々90度の角度をもって構成されているため、地盤中ではその物理的形状により大きな摩擦力を期待できる構造部材となる。また、チェーンウォール工法ではチェーンの端末に支圧板を取り付け、支圧板のアンカー力による高い引抜き抵抗を期待している。本工法の施工上の特徴としては、部材が軽量であるため人力により運搬、組立できることや、安全性が高いことなどが挙げられる。

写真-1は、NETISの発注者指定型により施工された

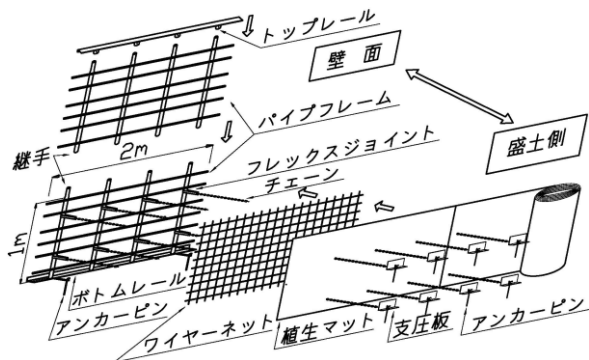


図-1 チェーンウォール工法構造概略図



写真-1 チェーンウォール工法外観

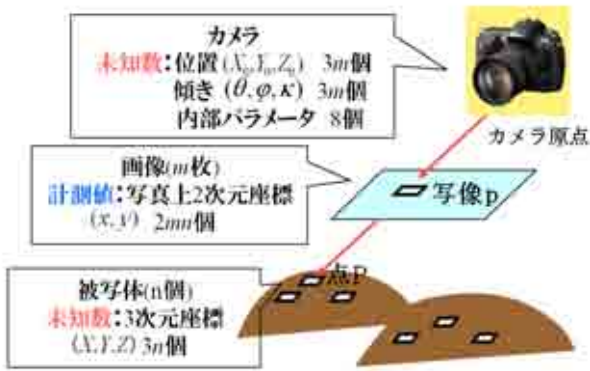


図-2 デジタル写真測量の原理

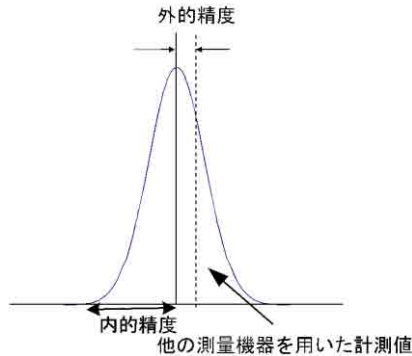


図-3 デジタル写真測量における精度

「東九州道（清武～北郷間）猪八重トンネル北第三工事用道路」の事例である。

2. デジタル写真測量

(1) デジタル写真測量の概要

デジタル写真測量¹⁾²⁾とは、市販のパソコンとデジタルカメラを用いて対象点の3次元座標を求める手法である。対象物の寸法・形状を低コストで簡便に計測できること、特に多数の計測点を同時に迅速に計測できるという点に強みを有している。

デジタル写真測量は写真上の二次元座標 (x, y) から、カメラの撮影位置 (X_0, Y_0, Z_0) と姿勢 (θ, ϕ, κ) および計測点三次元座標 (X, Y, Z) を算出する手法である。デジタル写真測量の基礎理論は、カメラレンズの中央と写真上に写った対象点、そして実際の対象点が一直線上にあるという条件、共線条件式である。複数の写真、全対象点において共線条件式をたてたのち初期値の周りでテラー展開により線形化し、連立方程式を作ったのち繰り返し最少二乗法を用いて解を算出する。

$$\begin{aligned} x + \Delta x &= -c \frac{m_{11}(X - X_0) + m_{12}(Y - Y_0) + m_{13}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \\ y + \Delta y &= -c \frac{m_{21}(X - X_0) + m_{22}(Y - Y_0) + m_{23}(Z - Z_0)}{m_{31}(X - X_0) + m_{32}(Y - Y_0) + m_{33}(Z - Z_0)} \end{aligned} \quad (1)$$

表-1 18mmレンズ利用時の撮影距離と推定精度の関係

撮影距離	$L \leq 10\text{ m}$	$10\text{ m} < L \leq 17\text{ m}$	$L > 17\text{ m}$
推定精度	0.5 mm	1.0 mm	2.0 mm



写真-2 ターゲットと台座

ここで、 c はレンズの焦点距離、 m_{ij} はカメラ回転列、 Δx 、 Δy はレンズひずみ補正項である。デジタル写真測量の簡単な原理を図-2に示す。

また、デジタル写真測量における正確さを表す指標として2種類の精度があり、図-3にあるように内的精度と外的精度として定義されている。

ここで、内的精度とは収束計算における標準偏差であり、外的精度とはノギスなどの他の測量機器で検出した変位量とデジタル写真測量で検出した変位量との差である。外的精度はカメラレンズの焦点距離と計測距離との相関関係からある程度の推定が可能となっており、焦点距離が18 mmのレンズに関しては撮影距離との関係が表-1のように表されている。

(2) デジタル写真測量の補強土壁への適用

デジタル写真測量は、過去にトンネルの内空変位³⁾や高速道路の法面⁴⁾、長大斜面⁵⁾などに適用されてきたが、急傾斜斜面である補強土壁の現場に適用された例は少ない。これは補強土壁の現場の多くが急傾斜地であり、計測対象物に対して正面からの撮影が困難なことによる。さらに、本工法は壁面緑化工法であるため壁面に直接ターゲットを取付けることができないので、写真-2に示すターゲット台座を用いた。ターゲット台座は約20 cm前方にターゲットを取付ける構造になっており、側方および直下からの撮影が可能である。

デジタル写真測量をおこなった現場は、元々道路盛土の壁面が重力式コンクリート擁壁であった現場であったが、コンクリートの打ち打ち継ぎ目の上部からはらみだし方向の変位が発生したため、擁壁の上部を取り除き、取り除いた箇所にチェーンウォール工法を採用した。写真-3に施工前の本現場の概要を示した。また、補強土

壁の概略図を図-4に示した。

図-4にあるように補強土前面は約5 mなだらかな斜面が続いた後に、崖となっており正面からの撮影は困難な撮影条件であり、横からの撮影を行った。その際に、図-4においてなだらかな斜面となっている箇所、補強土壁上部の道路上から撮影を行った。また、本補強土壁は、壁高さ3.5 m、壁面勾配が1.5 分となっている。

本現場における変位計測では写真-2に示したターゲット台座を21 個、各計測結果の重ね合わせを行う際に固定されていると仮定する固定点を6 個設置した。図-5に本現場におけるターゲットの配置図を示した。また、写真-4にターゲットの設置状況を示した。

本現場における補強土壁では2010 年5 月にターゲットを設置しており、計測期間を3ヶ月ごとと設定した。本研究では計測回数を2 回とし、それぞれの計測結果から変位を検出した。この計測時期は2010 年5 月、8 月の2回の計測となっている。

(3) 写真測量結果

各計測時における、内的精度を表-2,3に示す。表にあるように内的精度は各計測時共に、はらみだし方向の内的精度が1 mmを下回っており、非常に精度よく計測が行えたと考えられる。また、本計測においては焦点距離18 mmのレンズを使用しており、1, 2回目の計測の際の

撮影距離はそれぞれ17 m, 16 mとなっており表-1から外的精度は1 mmと推定される。重ねあわせを行った際の精度は外的精度と内的精度の和で表すため本計測のはらみだし方向の精度は1.36 mmとなる。

図-6に各計測時の結果から求めたはらみだし方向の変位量を示した。また、図には本計測の精度である ± 1.36 mmのポイントも載せている。この図で丸で囲んだ箇所からも明らかなように、Line 5, Line 7を除いた各ラインにおいて一番下部、コンクリート擁壁に近い箇所が最も変位しており、本補強土壁のはらみだしの変形モードは壁面下部からのはらみだしであると考えられる。しかしながら、変形の絶対量は最大値で5.1 mmとなっており、補強土壁の許容安全基準である壁高の3 %である10 cmと比較するとほとんど変位していないことが分かる。

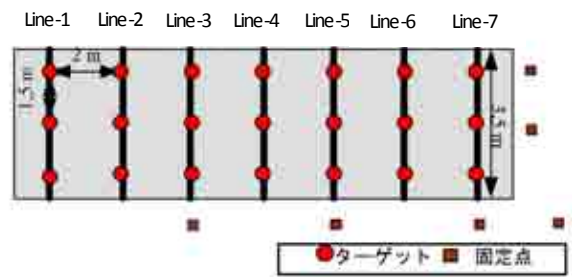


図-5 ターゲット配置図



写真-3 施工前の本現場の外観



写真-4 補強土壁のターゲット設置状況

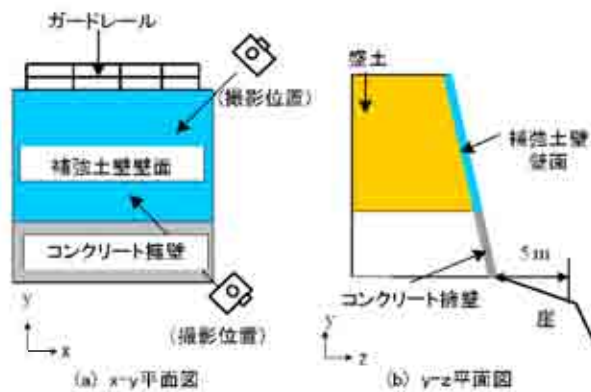


図-4 本現場の概略図と撮影位置

表-2 1回目の計測の内的精度 (mm)

x方向（補強土壁面方向）	± 3.14
y方向（上下方向）	± 0.54
z方向（はらみだし方向）	± 0.26

表-3 2回目の計測の内的精度 (mm)

x方向（補強土壁面方向）	± 2.78
y方向（上下方向）	± 0.54
z方向（はらみだし方向）	± 0.36

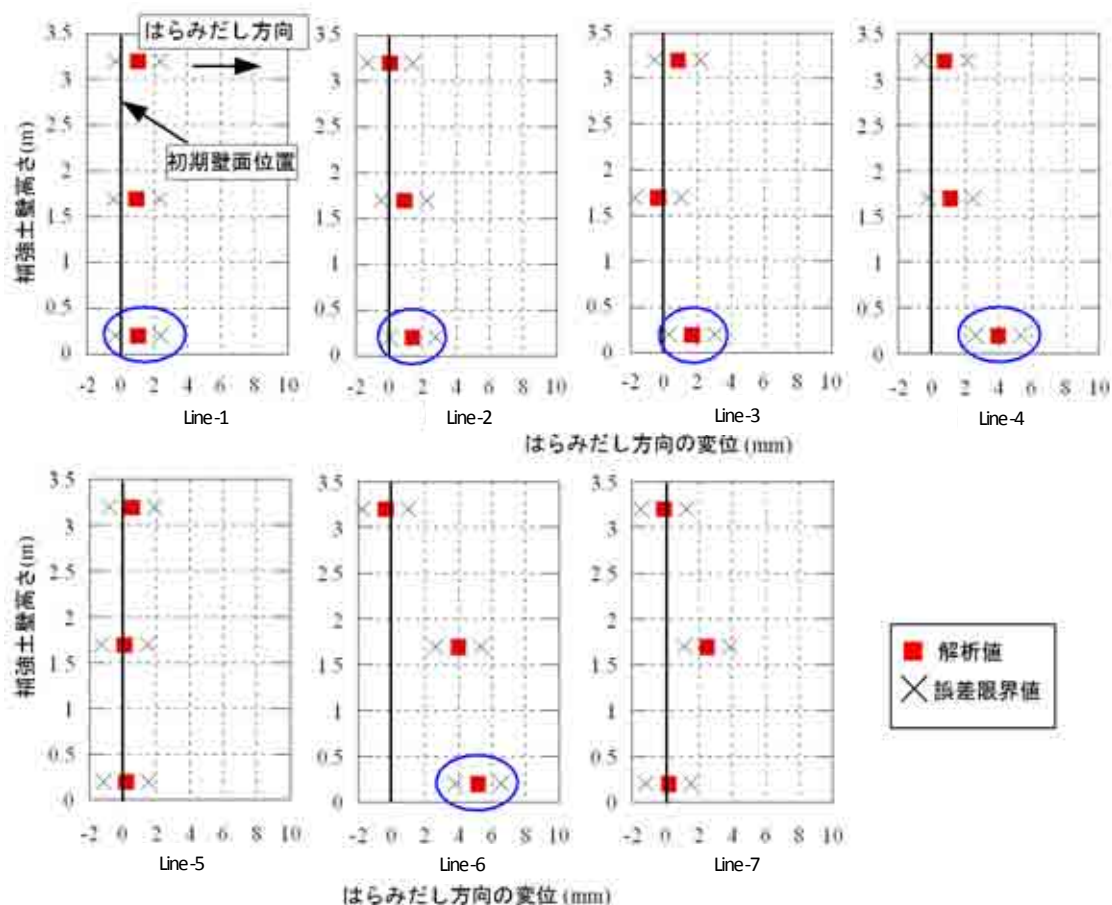


図-6 はらみだし方向の変位

3. 原位置引抜き試験

(1) 原位置引抜き試験の概要

補強材の引抜き抵抗力は、盛土の土質および締固め状態により大きく異なるため、設計時に想定した引抜き抵抗力が確保されているのかが、補強土壁の安定に対して重要なポイントとなる。よって、チェーンウォール工法の安全性確認のため、本設用チェーンと別に引抜き試験用のチェーンおよび支圧板を設置して補強材の引抜き試験を行った。

図-7に試験体の設置位置断面を示す。試験体はチェーン単体およびチェーン + 支圧板を各々3本設置し、深度は路面よりチェーン単体を2.8 mの深さに、チェーン + 支圧板を3.0 mの深さに設置した。試験体には、壁面の影響を考慮して壁面から0.50 m区間の土とチェーンを縁切りするためにシース管を入れている。チェーンの有効長は1.0 mとし、土中にチェーンが直接埋設されている部分の長さを表す。試験体設置の詳細を表-4に、設置時の状況を写真-5に示した。

引抜き試験は、写真-6に示すように反力版を壁面に取付け、油圧ジャッキを用いて変位速度を1 mm/min一定に制御しながら行い、引抜き変位量および引抜き荷重を測定した。

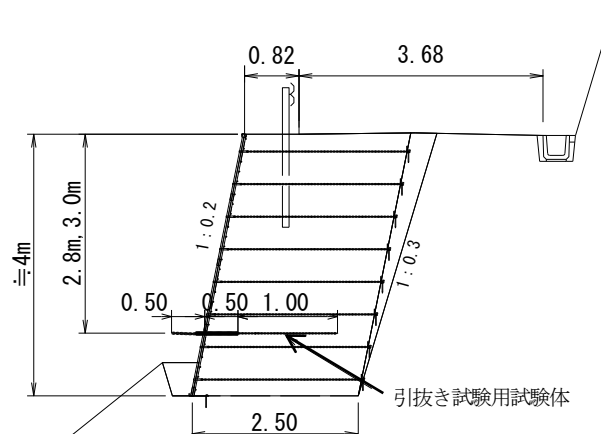


図-7 設置位置断面 (単位 m)

表-4 原位置引抜き試験用試験体の設置詳細

試験体	種 別	有 効 長 (m)	深度 (m)
チェーン	CWC-63*	1.0	2.8
チェーン+ 支圧板	CWC-63 幅 200×高 100 mm	1.0	3.0

*CWC-63：線径 6.3 mm, 外径 23.0 mm, 内ピッチ 37.8 mm



写真-5 試験体設置状況

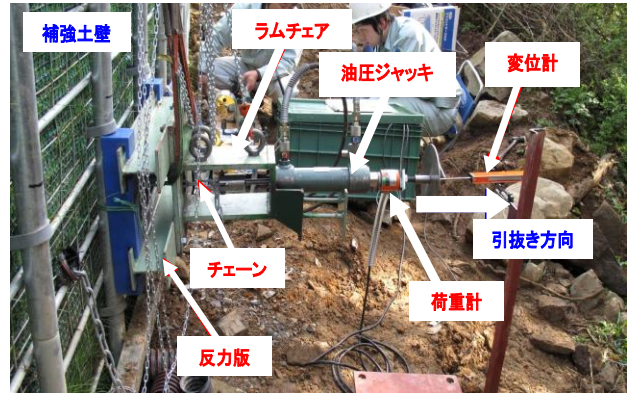
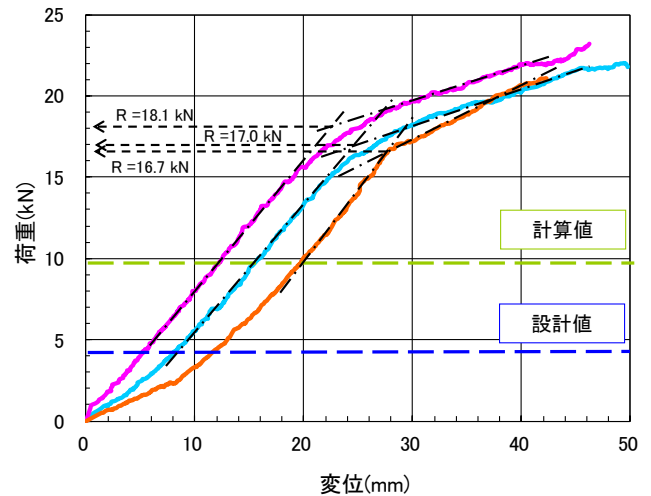
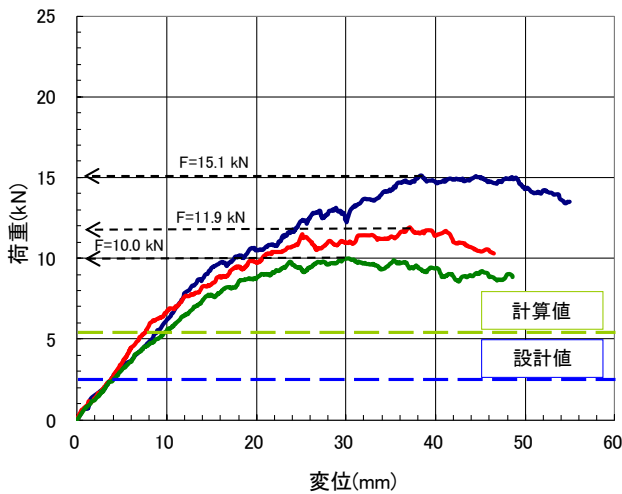


写真-6 引抜き試験状況



(2) 原位置引抜き試験結果

図-8にチェーン単体の引抜き変位量と引抜き荷重の関係を示す。また、図-9にチェーン + 支圧板の引抜き変位量と引抜き荷重の関係を示す。原位置引抜き試験ではチェーンを長くすると、引抜き抵抗が大きくなってピーク値を計測する以前にチェーンが破断する恐れがあるので有効長を1.0 mと短くした。実際の補強土壁に使用する場合は、2.5 m以上の長さにチェーンを敷設する。

チェーンウォール工法はチェーンの摩擦抵抗力および、チェーンの末端に取付けた支圧板の支圧抵抗力によって引抜き力を得る工法である。設計に際しては、チェーンの引抜き抵抗を次の (2)、(3) 式により求める^⑥。

$$= \alpha \pi B L \sigma_v \tan \phi \quad (2)$$

$$\alpha = \alpha_0 \left(\frac{100}{\sigma_v} \right)^{0.6} \quad (3)$$

ここで、 σ_v : i 段目のチェーンの引抜き抵抗力 (kN/本)、 α : 摩擦補正係数、 B : チェーンのリンク幅 (m)、 L : チェーン長 (m)、 σ_{vi} : i 段目のチェーン位置にお

ける鉛直応力 (kN/m²)、 ϕ : 土の内部摩擦角 (°)、 α_0 : 正規化摩擦補正係数である。

支圧板の抵抗力はTerzaghiの支持力公式を用いた(4) 式より計算する。

$$Q_p = A_p (\beta c N_c + q_p N_q - q_p) \quad (4)$$

ここで、 Q_p : 支圧板の極限引抜き抵抗力 (kN)、 A_p : 支圧板の面積 (m²)、 β : 基礎底面の形状係数、 c : 盛土材料の粘着力 (kN/m²)、 q_p : 地盤の拘束圧 (kN/m²)、 N_c 、 N_q : 支持力係数とする。なお、計算に用いる強度定数 c 、 ϕ は、極限支持力が明瞭でない局所せん断破壊が生じると考えて低減する。設計においてはチェーンの引抜きに対する安全率を2、支圧板の引抜きに対する安全率を3として安定計算を行う。

支圧板の引抜き抵抗力は、多数アンカー工法と同様に、地盤を剛塑性とみなしたすべり線法によって算定する。多数アンカー工法は、タイバーに一辺30 cmの正方形のアンカープレート（本工法の支圧板に比べて受圧面積が4.5 倍）を取付け、タイバーの摩擦抵抗力は考慮せずアンカープレートの引抜き抵抗力により盛土の安定を図るものである。

なお、計算により補強材の引抜き抵抗力を求めるときに使用する盛土材の土質定数は、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=0\text{ kN/m}^2$ 、 $\gamma_t=18\text{ kN/m}^3$ とした。

原位置引抜き試験より得た引抜き特性は、次のような事項である。

a) チェーン単体の場合

原位置引抜き試験の結果は、図-8に示したように測定値にバラツキがあるものの $F=15.1, 11.9, 10.0\text{ kN}$ であった。図-8に示す計算値は、式 (3)の正規化摩擦補正係数を $\alpha_0=1.4$ (密な礫質砂の実験値⁶⁾) として、式 (2)により求めたチェーンの引抜き抵抗力 $F=5.4\text{ kN}$ である。また、図中の設計値は実際の安定照査に用いる安全率を2とした値である。補強材としての必要なチェーンの引抜き抵抗力は、十分に満たされているものと考えられる。

b) チェーン + 支圧板の場合

チェーン単体の引抜き試験ではピーク荷重が認められるが、図-9の試験結果から支圧板を取付けた場合にはピークがなく引抜き荷重は漸増することがわかる。よって、引抜き抵抗力を引抜き変位量～引抜き荷重曲線の急変する点と考えると、図-9に示すように弾性的挙動を示す部分と塑性的挙動を示す部分の交点として求めた。試験の結果、引抜き抵抗力は $R=18.1, 17.0, 16.7\text{ kN}$ であった。図中の計算値は、式 (2) で求めたチェーン単体の値 ($F=5.54\text{ kN}$) に、式 (4) で求めた支圧板の引抜き抵抗力 ($Q_p=4.24\text{ kN}$) を加えた値 ($R=9.78\text{ kN}$) である。設計値はチェーンおよび支圧板の引抜けの安全率を考慮した値である。補強材としての必要な支圧板の引抜き抵抗力は、十分に満たされているものと考えられる。

チェーンウォール工法において、チェーンに加えて支圧板を取付ける目的は、仮に壁面へチェーンの引抜き抵抗力以上の過剰な土圧が作用した場合においても、チェーンが破断しない限り、支圧板によってチェーンの抜け出しを防ぐことができるからである。また、支圧板の受圧面は幅 $200\times$ 高さ 100 mm の小型であるが、壁面積 1 m^2 当り4ヶ所と比較的多く設置するため、補強領域全体の安定性を高めることが期待できる。

4. まとめ

壁面変位のデジタル写真測量および、補強材の原位置引抜き試験を行った結果をまとめると以下の通りである。

- ・重力式コンクリート擁壁の打ち継目上部のはらみだしに対する復旧工事としてチェーンウォール工法が採用され、デジタル写真測量により壁面の変位計測を行うことで安全性が確認できた。

- ・本設用とは別のチェーンおよび支圧板を設置して補強材の原位置引抜き試験を行うことにより、チェーン、支圧板ともに十分な引抜き抵抗力を持つことを実証した。

補強土壁は壁面の剛性よりも盛土中にある補強材と土粒子との摩擦抵抗力や、支圧抵抗力によって安定を保つ工法である。しかし、施工においては掘削土砂などの発生土を使うのが一般的であるため、盛土材の土質や施工の状況によっては過大な変形を生じる場合もある。

補強土壁の壁面変位の管理基準は一般に壁高の $\pm 3\%$ および $\pm 30\text{ cm}$ 以内と規定されているが、例えば壁高 5.0 m に対して前方へ 15 cm 変形した場合には圧迫感があり、景観上も好ましい状況とはいえない。

これらのことから、補強土壁では壁面の変位計測の重要性は高く、簡便に多点を短時間で計測でき、急傾斜地でも測定可能なデジタル写真測量が現場管理用ツールとして有効であると考える。

チェーンを補強材とする補強土壁の実際の設計においては、チェーンの引抜き抵抗力を精度よく推定することが合理的な設計に向けての重要な点である。現場で使用する盛土材は、その地域の土を用いるのが普通であるから、多種の土質に対して引抜き抵抗力を推定しなければならない。このため、引続き多様な現場で原位置引抜き試験を行う予定である。

参考文献

- 1) 秋元圭一，服部 進，井本治孝 (2001)：デジタル画像計測法を用いた精密工業計測，電子情報通信学会誌，D-II，Vol. J84-D-II，No.7，pp.1299-1309.
- 2) 秋本圭一，服部 進，大西有三，三浦 悟 (2001)：画像計測法のトンネル内空形状計測への応用，土木学会論文集，No.687，III-56，pp.289-301.
- 3) 大西有三，中井卓巳，龍 明治，西山 哲 (2003)：トンネルの変形計測のためのデジタル写真測量法の研究，材料，Vol.52，No.8，pp.1006-1011.
- 4) 西山 哲，大西有三，大津宏康，矢野隆夫，龍 明治，李 徳河(2004)：デジタル画像計測法の斜面防災モニタリングシステムへの応用に関する研究，応用地質，Vol.44，No.6，pp.331-340.
- 5) 長野洋平，大西有三，西山 哲，大窪克己，浜崎智洋 (2006)：斜面モニタリングへの精密写真測量の適用，土木学会年次学術講演概要集第3部，Vol.61，pp.431-432.
- 6) 昭和機械商事 (株)：チェーンウォール工法 設計マニュアル(2008)。

大規模災害発生時における地理空間情報の活用による災害情報の共有

有富 孝一¹

¹近畿地方整備局 近畿技術事務所防災・技術課（〒573-0166 大阪府枚方市山田池北町1-1番1号）
E-mail:aritomi-k86qi@kkr.mlit.go.jp

災害発生時の初動1日のうち、最初の30分～3時間は、業務継続計画（BCP）の回復度に応じて、断片的な情報が入るだけで、災害規模の全体を把握することが困難である。そこで、災害発生直後から地理空間情報を活用した災害情報の整理、共有を図ることにより、部分的には断片的な情報であっても、地域全体として見ることで、災害規模の全体像を把握できる可能性がある。本論文では、災害初動期の断片的な情報（リーフ情報）を能動的情報と受動的情報に分類した。FAX複合機のネットワークデータ送信機能、メールのヘッダー、KMZの位置座標を活用することで位置的な空間分布、時間分布を集約し、最も深刻な状況になっている地域を絞り込むことが、初動期の早期情報把握、早期判断、早期対応に有効である。

キーワード 地理空間情報、災害情報、情報共有、電子地図、リーフ情報

1. 目的

災害発生時の初動1日のうち、最初の30分～3時間は、業務継続計画（BCP）の回復度に応じて、職員からの報告やマスコミ（テレビ、ラジオ）、インターネット、Twitter(ツイッター)等のSNSからの断片的な情報が入るだけで、災害規模の全体を把握することが困難である。そこで、災害発生直後から地理空間情報を活用した災害情報の整理、共有を図ることにより、部分的には断片的な情報であっても、地域全体として見ることで、災害規模の全体像を把握できる可能性がある。また、平成24年の改正災害対策基本法では、地理空間情報により災害情報を積極的に活用することが義務づけられた。本論文では、現在利用できるツールとその特性を整理し利用方法を考察することで、災害初動期の断片的な情報（リーフ情報）を地理空間情報として位置的な空間分布、時間分布を集約し、災害規模の全体像を把握し、早期判断、早期対応につなげようとするものである。

(1) 地理空間情報の概要

地理空間情報とは「地理空間情報活用推進基本法（平成十九年五月三十日法律第六十三号）」第2条において、表1のように定義されている。また、平成24年に改正された災害対策基本法において、だい51条第2項が追加された。

表1 地理空間情報の定義

・空間上の特定の地点又は区域の位置を示す情報（当該情報に係る時点に関する情報を含む。以下「位置情報」という。） ・前号の情報に関連付けられた情報

地理空間情報の具体事例としては、国土地理院の電子国土Web¹⁾、Google、Yahoo!などによる電子地図が一般的に利用されている。

災害対策基本法が改正された背景には、大規模な災害が発生したときに、国民の生命、財産に関わる重大な危機について、早期に避難を呼びかける、災害に関わる詳細な情報を共有する必要性から、効率的な情報共有の手段として、電子地図による地理空間情報が適していると判断されていると考えられる。

(2) 過去の災害情報共有システムにおける教訓

電子地図を使った災害情報の共有は、国土技術政策総合研究所資料においてケーススタディーなされており、初期の災害情報共有システムが持つ問題点が明らかにされている²⁾。その問題点のうち重要な事項を次に列挙する。

- ・情報が上がってこない地域への応援派遣
- ・重要な情報や指示、報告等を共有した後の確認（閲覧したか、確認したかの情報）
- ・情報閲覧者のメリットと情報作成者のメリットの大きなギャップ

この教訓では、「人に情報を作成させて集約すること自体に心理的負担や確実性、重要な意思決定に関わる根本的な問題、限界が含まれていることを示している。

(3) 東日本大震災で活躍した地理空間情報システム

東日本大震災では、「防災情報マッシュアップサービス（GDMS）」の試行が行われた³⁾。GDMSでは、自治体、民間企業等が保有する災害関連情報、例えば被災地の衛星写真、斜め写真、地上写真等を、「KMZ（KMLと複数の写真ファイル等をZIP形式で

圧縮したもの）」というファイルで情報共有した。

KMLとは、Open Geospatial Consortium, Inc. (OGC) で採用された地理空間情報の表示を管理するための規格であり、緯度経度と日時、属性情報をひとつのまとまりとして定義できるものである。

GDMSでは、データ配信者側から、利用者との「蓋然性（確からしさ、信憑性）の共有」、対価とモチベーション（インセンティブ）の低下についての課題が出されている。

一方、JAXAでは、観測衛星「だいち」を使った、衛星画像（GeoPDF）の提供を行っていた⁴⁾。GeoPDFは、PDFに緯度経度などの位置情報と、GISで用いられていた画層の管理情報が含まれたものである。

(4) Twitterの果たした重要な役割

多くの情報通信インフラが寸断されていた中、電子メール、Twitterといったソーシャルメディア(SNS)による情報共有が、被災者の命を救った事例もある。東日本大震災では、津波で取り残された家族からのメールを海外にいる息子が受け取り、Twitterで被災者が避難しているビルの屋上に救助を求め、消防からのヘリが救助に向かって子供たちが助かったというニュースが報道されていた。

以上、過去に災害情報共有システムを導入したときに明らかになった問題点、東日本大震災で活躍した地理空間情報を概観した。これらからわかることは、災害時に必要な情報を集約するには、場所も時間も方法も異なる情報発信者同士の人的ネットワークの「連携」と「情報が持つ目的の組み合わせ」によって、時間と空間情報、目的を「共有」できたことが功を奏したと言えよう。本論文は、場所も時間も方法も異なる情報発信者からの情報を、地理空間情報によって統合しようとする試みである。

2. 電子地図を使った災害対応情報の問題点

具体的に電子地図を使った災害対応情報をどのように作成、活用できるのかを検証してみたい。ここでは、自らの意思で情報を作成する能動的（アクティブ）なリーフ情報作成にかかる負担を比較してみる。以下、災害初期に現れる断片的な情報（枝葉末節部分の情報集約）を「リーフ情報」という。

表2 災害時に作成、集約、共有される情報

災害発生情報
各部、事務所の体制情報
被災地の被害状況
応急対策業務の実施状況
本省への被害状況、応急対策状況報告
他地整への応援、受け入れ調整
広報、マスコミ対応
これらの情報を時系列にまとめた災害対応記録（ク ロノロ）の作成

表3 災害時に用いられる情報媒体

メール、電話、FAX、紙、ホワイトボード、管内図、マグネットクリップ、付箋紙など
--

表4 災害時の情報作成、伝達、集約、共有方法

パソコンで文書作成、印刷、紙で決裁・作成日時手入力、FAX送信、FAX集約、集約情報の再加工 ワード、エクセル入力、WEBフォーム入力 現地災害調査結果（写真、巻き尺、スタッフ等）をワード、エクセル等で書類としてPDFに変換 メール作成、集約、共有（オリジナルファイルからPDF変換） Webページ作成

(1) 典型的な災害対応における情報収集

災害時に交換される主な情報の種類を列挙した（表2）。一方、これらの災害情報が記録されている媒体は表3のようなものが使用されている。このような、災害情報を記録する作業としては、表4のような方法、手順で行われている。

平成24年9月の台風12号による紀伊山地の土砂災害においては、上記の災害情報共有手法によって、多くの課題を残した。例えば他地整からのTEC-FORCEの応援、被災自治体とのリエゾンによる連絡調整、本省、災害対策本部、本局各部、TEC-FORCE総司令部、都府県のTEC-FORCE司令部、現地TEC-FORCE隊員との連絡調整における指示系統、日々の情報収集、活動記録報告等の情報混乱の課題である。

この現象を一言で言い表すと「カオス」である。カオスとは、「個々の単位で見れば規則に従った秩序ある変化を見せるが、総体で見れば複雑で不規則な予測のできない変化を見せる」ような現象のことであり、仮に災害対応を決められた手順に従って忠実に行ったとしても、全体としては様々な問題が発生する。

この状況下で膨大な情報から如何に重要な情報を絞り込み、早く適切な判断と行動を実行するが求められている。災害情報共有システムを導入しても、これらの様々な媒体からの情報は排除できないので、可能な限り同じ媒体に集約できることが、カオスからの脱出の鍵になる。

ここで、FAXによる災害情報共有は、eFax⁵⁾や既存のFAX複合機のネットワーク機能を利用すると多くの問題が解決する。例えば複合機の短縮宛先にFAX用メーリングリストのアドレスを登録しておけば、メールでFAXを送信できる。紙を自動的にPDFに変換して、メールで配信できるという機能は、上記のカオスの元凶となっている「紙」媒体を、電子ファイルとして自動的に一元管理できるという大きなメリットがある。また、FAXの近くにいらなくても、メールを受信できる環境であれば、どこでもFAXの内容を確認できる。また、紙やホワイトボードに書かれた「手書き」情報も、デジタルカメラを活用することにより、メールの添付ファイルに画像として統合することが可能となる。さらにNTT、内線と異なり、LANの通信回線を使うので回線の輻輳も回避

できる。

メールとFAXが統合されると、メール（Outlookの場合）の「新しい検索フォルダ」で「カスタム検索フォルダ」を作成しておくことで、膨大なメールから、災害に関連する情報（メーリングリスト、eFax等）だけを容易に絞り込むことが出来る（図1、図2）。この時フラグで重要度を色分けすると、クロノロなどの情報作成を効率的に行うことが可能となる。この時メールやFAXが「上がってこない」という情報も重要な判断材料となる。

しかし、メール本文だけでは規格化された「位置情報」が含まれないので、地図上の空間的な位置を視覚的に理解することは難しい。この場合位置情報は、差出人かメール本文の「地先名」等から推測する、位置図の添付や他の電子地図（アイコンが登録された地図のURLリンクなど）を用いる必要がある。情報が来ない範囲を視覚化する場合も同様である。

(2) 国土地理院電子国土WEBの場合

国土地理院は、電子国土Web.Nextを試験公開した。これにより、他の電子地図で作成されたKML,KMZデータを取り扱うことが出来るようになった。

また、地理院マップシート（エクセルによるKMLエディター）により、KMLの知識が無くてもエクセルのマクロ機能によって、既存のエクセル情報の住所を緯度経度に変換し、デジカメで撮影された画像とともにKMLファイルを出力して、電子国土Web.Nextに表示することも可能である。

(3) Googleの場合

Googleでは、GoogleMap（Web）、GoogleEarth（アプリケーション）で上記のKMLファイルを使って災害情報を共有できる（図3）。

これらは、人が自分の意思で能動的に情報を作成して伝達する、という意味からアクティブなリーフ情報と呼ぶことにする。アクティブなリーフ情報は、災害初期に必要な不可欠であるが、たとえ電子地図を使ったとしても、最初の情報作成、集約、再加工、再共有手順に大きな負担がかかっている。

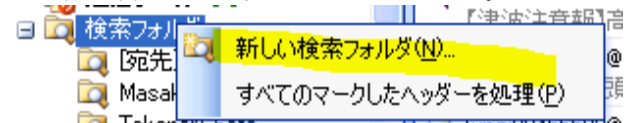


図1 「新しい検索フォルダ」による「カスタム検索フォルダ」の作成



図2 検索フォルダ機能を使った災害情報メーリングリストの一覧表示



図3 GoogleMapによる災害情報共有の事例

3. リーフ情報作成にかかる負担の軽減方法

次に、アクティブなリーフ情報作成にかかる負担をできるだけ減少させつつ、重大な危機情報を早期に把握して、判断できるように、受動的（パッシブ）なリーフ情報の活用がどのように有効であるかについて考察する。

(1) パッシブなリーフ情報とは

受動的（パッシブ）な情報とは、能動的（アクティブ）な情報とは対照的に、自らの意思で情報を作成しなくても、システム等が保有する情報を参照することで、その答えが返ってくるような情報を指す。例えば、電子地図上の画面位置やスポットをユーザーがクリックしたというイベント情報は、ユーザーの能動的（アクティブ）な情報である。しかし、クリックした結果電子地図が返す緯度経度座標は、受動的（パッシブ）な情報であると言える（図4）。他にもシステムが返す有益と考えられるパッシブ情報の例を列举した（表5）。

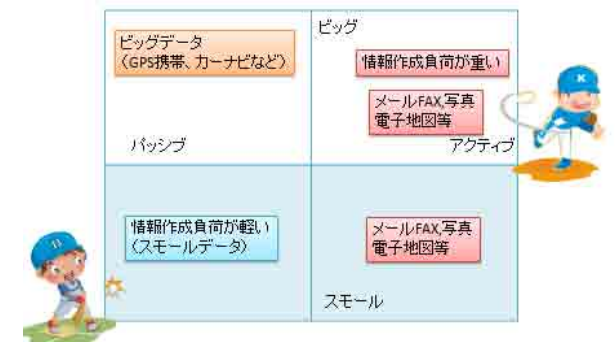


図4 アクティブな情報とパッシブな情報

表5 システムが返すパッシブ情報の事例

電子地図上のアイコン、緯度経度
FAXの送信エラー記録一覧
Facebook「いいね！」アクション履歴
Google+「+1」アクション履歴
Twitter, Facebook, Google+等の投稿日時、位置情報
写真のEXIF情報（GPS座標値など）
TwitterMap（Twitterによる電子地図検索）⁶⁾
FlickrMap（写真による電子地図検索）⁷⁾



図5 TwitterMapの事例（キーワード：地震）

TwitterMapはキーワード（「地震」等）で検索した投稿を電子地図上に表示するシステムである⁶⁾（図5）。Twitterは140文字の文字と写真等を共有できるので、目的によっては有効に活用できる。

(2) パッシブなビッグデータとスモールデータ

パッシブ情報には、ビッグデータとスモールデータがある。携帯電話の位置情報やインターネットに投稿された文字、写真情報などの何億もの投稿関連情報、車のカーナビの位置情報など様々な情報を取り扱う膨大な空間情報が「ビッグデータ」と呼ばれている。

震災後のビッグデータから、意味のあるパッシブな情報を分析、解釈する研究が新しい分野として取り組まれている⁸⁾。それに対して、スモールデータは、より少ないデータから、深い洞察によって多くの情報を入手できるものである。

メモ、FAX、現地災害調査結果を書類としてPDFに変換されたものや、自治体、マスコミなどで発表される被害状況の一つ一つは、作成者の負荷が大きいアクティブなスモールデータと言える。一方、パッシブなスモールデータも存在する。これは一見普段の生活の中で見過ごされているような小さな情報であるが、作成者の負荷が少なく、ビッグデータ同様数多くの重要な情報が隠されている。

(3) 災害対応情報のパッシブなスモールデータの効果的活用

電気製品には日常業務の中で埋もれていて活用されていない有益なスモールデータが含まれている。これらのうち、事務所内の情報機器の稼働状況、通電状況を、簡単なプログラムで確認できる方法を紹介する。

MS-DOS命令のIF文、リダイレクト、Ping機能を組み合わせたPingテストの実行バッチファイルプログラムで、各ファイルサーバーからPing実行の結果が正常に返ってきたかどうかをテキストファイルに出力する。そうすると、本局各部、全事務所の30カ所のサーバー稼働状況、停電の有無などを30秒程度で自動的にスキャンできる（図6）。あらかじめ位置情報を与えて結果を整理すれば、電子地図上でどの範囲で停電が起きているかを推測することができる。

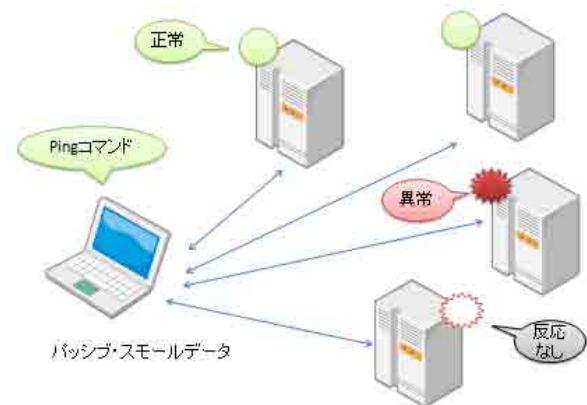


図6 Pingテスト実行バッチファイル

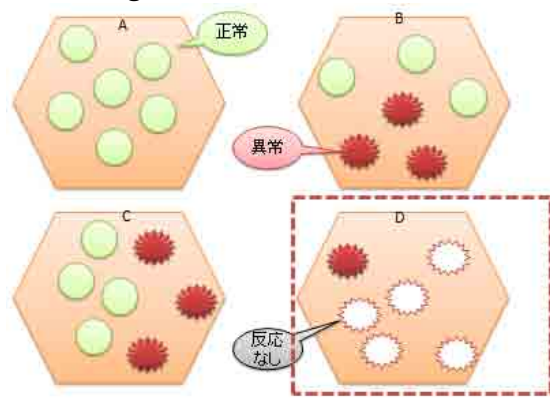


図7 災害に関する地理空間情報と絞り込み

同様に全ての地方整備局で実施した結果を共有すると、全国の国の機関のサーバー稼働状況、停電の有無を電子地図上で迅速に把握することが可能になる（図7）。このように、Pingコマンドの返信を、一種の「地震センサー」として活用できる。エラーが返ってくる、反応がない所在地からはメール、FAXが来ない可能性が高い。電話をかけて誰も出ないようなら、FAXに電話をかけて「ピー」という音が返ってくるかどうかでも通電、通信状況を把握できる。

このようなパッシブな情報を活用して、職員からの報告がなくても、早期情報把握、早期判断の判断基準の事例に活用すると、「情報が上がってこない」地域への防災ヘリ、応援の派遣等が可能になる。

スモールデータの電子地図上の可視化により、情報機器が発する状態情報から空間的、時間的变化の記録、再生によって、より高い信頼度（蓋然性）で判断が可能となる。例えば、東南海巨大地震や上町断層帯地震で、本局や事務所の情報機器等の接続状態から、重大な危機の深刻度を推測し、電話、FAX、通行手段など、古典的な災害情報手法に力を置くべき地域を絞りこむのに役立つ。そして、限られた人数で、優先すべき業務に、最適な人員等の資源の配分を計画する際の基礎情報として活用できる。

近年、SNSが災害対応業務に自治体などにおいて活用されている。この背景には、一般市民から寄せられる投稿にGPS機能付携帯・スマートフォン等が保有する日時、位置情報等のスモールデータが、投稿や写真に含まれており、その情報の「蓋然性（確からしさ）」がある程度認められ、リーフ情報の客

観性、有用性、信憑性などが高いことが挙げられる。これは、パッシブなスモールデータが、アクティブなリーフ情報の蓋然性を高めていると考えることが出来る。

(4) これからの災害情報共有システムが備えるべき機能

a) これまでの災害情報共有システムの課題

以上述べたように、災害発生時直後のリーフ情報を作成、集約、共有するにあたって問題と考えられるのは、次の通りである。

①災害直後にアクティブなリーフ情報を作成する準備に時間がかかる、又は環境がない。

②アクティブなリーフ情報を作成する負荷が高い。

③インターネットFAXなど、古典的な手法と最新技術を用いた手法の融合方法に改善の余地がある。

④国の職員だけに頼ったシステムでは、リーフ情報の収集能力に限界がある。

これらの問題が挙げられるので、大規模災害発生時には、断片的なリーフ情報が無秩序に散在し、災害発生直後のリーフ情報から被災状況を把握し、重要な判断を行うことが難しくなると考えられる。

そこで、大規模災害においてもリーフ情報の量と質を改善するために、国の職員だけでなく、広く民間企業や一般市民からの蓋然性の高いアクティブなリーフ情報も含めて収集することが有効であろう。

また、混乱している状況下でも、国の機関内のパッシブなスモールデータを収集することで、職員からの報告がなくても、わかる範囲で災害の全体規模を推測し、早期に重要な判断を行うことが可能になると考えられる。

b) これからの災害情報共有システムが備えるべき機能

以上を踏まえ、災害情報共有システムの備えるべき機能を列举すると次のようなものが考えられる。

①通常時においてもシステム等が保有するパッシブな情報から、災害時に重要となるリーフ情報を時系列的に収集、管理できること

②収集されたパッシブなリーフ情報から、空間的、時間的な全体の状態、履歴を記録、再生できること。

③パッシブなスモールデータ（日時、位置、所属氏名等）によって、職員によるアクティブなリーフ情報作成にかかる負担を出来るだけ軽減し、蓋然性（確からしさ、信憑性）を高めること

④収集されたリーフ情報（メール、eFAX等）を電子地図上に空間的、時間的に配置し、履歴管理、キーワード検索による絞り込み、レイヤー管理、時系列的变化の動画再生が出来ること

⑤これらのリーフ情報を、本省、自治体、民間企業などの他機関と容易に共有、公開できること

⑥重要な情報を閲覧、理解したかどうかをパッシブなスモールデータ（「了解」ボタンなど）の履歴によって記録できること

⑦リーフ情報に「色つきフラグ」などの「アイコン」をつけて、容易に災害対応記録として「クロノ

ロ」を作成できること

⑧TwitterなどSNSの外部リーフ情報のうち、蓋然性の高いリーフ情報とスムーズな連携が出来ること

⑨内部情報と外部情報のセキュリティーレベルが管理され、相互信頼が保たれること

以上のような機能を備えた災害情報共有システムを活用することにより、大規模災害発生直後の混乱の中、わかる範囲でリーフ情報を集め、重要なスモールデータから迅速に判断、対応を行うために、限られた人員を集中することが可能になると思われる。

また、このようなシステムを1つのシステムで運用するのではなく、1つのリーフ情報のデータ構造を標準化することにより、上記の機能を実現できることとすれば、どのようなシステムにおいても、リーフ情報を時系列的に整理できる。

c) メールシステムと災害情報共有システムの統合

先に述べた機能を満足する具体的なシステムの候補として、電子メールのMIME（Multipurpose Internet Mail Extensions）を利用することが考えられる。

MIMEはメールのヘッダー（Date、from）やボディー（本文）といった基本的なメッセージ形式RFC2822（Internet Message Format、2001）を添付ファイル等が扱えるように拡張したものである。しかし、これまで地理空間的な「位置情報」をヘッダーに記述するという機能はなかった。

一方、ヘッダー、ボディー、添付ファイル等はメールソフトと連動したVBA等のプログラムで自由に参照、操作が可能である。またユーザー定義フィールド（optiona-field）を追加することも出来る。

そこで、「位置」「写真」などの添付情報をわかりやすく入力できる画面で添付し、緯度経度の座標値が入ったユーザ定義フィールドとKMZ形式の添付ファイルを作成すると、位置情報付きメールを交換することができる。またメールアドレス、FAXの番号等と関連づけられた所属と勤務地の住所から、自動的に位置情報が入ったヘッダーとKMZ形式のファイルを添付することも容易に出来る。このとき、位置情報として、「住所（アドレスマッチングサービス）」、キロポストと関連づけられた「道路区間ID方式⁹⁾」などをスポットリストに公開しておき、容易に緯度経度座標が得られると、道路管理者や一般市民がわかりやすい名称を用いて、どこで、何が起こったのかを把握することが容易となる。

さらに位置情報付きメールのMIME形式を規格化（例えばJIS、ISO、RFC）すると、他の機関とのメールとFAX等の空間的、時間的な配置が視覚化され全体の状況把握が容易になると考えられる。例えば、メールソフトで選択したメールの一覧を電子地図上で表示させ、「日時」「差出人」「タイトル」「本文」「添付ファイル」などの情報を表示することができる（図8）。また、電子メールはセキュリティーポリシー情報管理がなされており、国、自治体、民間企業、一般市民からの組織を超えた情報も、メール、FAXを統合して電子地図上で視覚化できるようになる。



図 8 位置情報付き電子メールの電子地図上での表示イメージ

この時、特定の記事や目的を含む情報だけを表示し共有できると、価値の高いリーフ情報を共有することが可能になる。さらに、KMLの属性情報にHTML形式を使うことで「いいね!」「+1」等ボタンなど閲覧者のアクション機能を付加でき、誰がどの情報を確認したか、していないか、あるいは「できないか」を把握することも可能である。

これらの位置情報付きリーフ情報は、災害時だけ利用するのではなく、業務成果の整理、報告、広報等、日頃の通常業務の中で便利に電子地図を利用できることが、普及、定着の鍵になると考えられる。

4. 結論

大規模災害時の直後から数時間は、能動的（アクティブ）なリーフ情報と、受動的（パッシブ）なリーフ情報を合わせて、わかる範囲でどこで何が起きているかを推測するしかない。

業務継続計画（BCP）の回復度をできるだけ高めるため、リーフ情報から災害規模の全体像を把握するには、「人に情報を作成させて集約する」能動的（アクティブ）な情報に加え、「人がいなくても集約できる」受動的（パッシブ）な情報の活用が欠かせない。災害発生後に、最も深刻な状況になっている地域を「情報が来ない範囲」で絞り込むことが、大規模災害発生直後の早期情報把握、早期判断、早期対応に極めて重要である。そのためには、災害に関わる使用可能な全てのネットワークの「連携」と「情報が持つ目的の組み合わせ」により、時間と空間情報、目的をいかに共有することができるかが課題として明らかとなる。

その際、国の職員だけでなく、自治体、民間企業、報道、一般市民からの情報も、蓋然性の高い情報については積極的に活用し、大規模災害発生直後に重要な意思決定を迅速に行うことが可能になると考えられる。そのために、既存のメールシステムに「位置情報」を追加して電子地図に統合できるよう規格化することで、この課題を解決できる可能性があることを見いだせた。

5. 今後の課題

大規模災害発生直後は、段階的な情報伝達（速報、更新情報、詳細情報）が不可欠である。

古典的なFAXによる災害情報共有でも、インターネットFAXや地理空間情報で災害情報を整理することで既存の多くの問題は解決できる。しかし、限られた職員の中で、あらゆる規模の災害に無限に対応することは不可能である。そこで、職員がいなくても入手できるパッシブなリーフ情報がどのように活用できるのか、本論文で挙げた事例以外にも、大いに工夫していく余地が残されている。FAX、電子メールだけでなく、たとえば共有フォルダーにも位置情報と関連付けられる仕組みを整備することで、あらゆる情報を素早く絞り込むことが容易になると考えられる。このような電子地図サーバーを試作し、訓練、実践等で活用してもらうことで、改善を続けていけるだろう。

また、他の行政機関や民間企業、報道、SNS等による一般市民からのアクティブなリーフ情報を、時間と空間、方法が異なっても、位置情報や写真等をつけることで蓋然性の高い情報として活用できるノウハウ、ナレッジを蓄積していくべきだろう。同時に、一定の質や価値の高いリーフ情報の交換を維持していくためにも、「こんなリーフ情報が欲しい。指定の日時の衛星画像含む!」という求めに応じて、質と価値の高いリーフ情報が手軽に入手できる市場の形成、発展が望まれる。

謝辞：本論文を作成するにあたり、日本スペースイメージング(株)様より、貴重で有益な意見をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 電子国土ポータル:< <http://portal.cyberjapan.jp/>>,(入手 2013.3.8)
- 2) 日下部毅明, 真田晃宏, 上坂克己, 山本剛司, 川瀬和重, 島田久: 災害情報共有プラットフォームによる効果的な災害情報の伝達・共有に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、No.424、2007.
- 3) 防災情報マッシュアップサービス:<<http://gdms.jp/>>、(入手 2013.3.8) .
- 4) だいち防災 Web:< <https://bousai.jaxa.jp/>>,(入手 2013.3.8).
- 5) eFax:<<http://www.efax.co.jp/>>,(入手 2013.3.8).
- 6) Twitermap:<<http://www.demap.info/twittermap/>>,(入手 2013.3.8) .
- 7) Flickermap:<<http://www.demap.info/flickermap/>>,(入手 2013.3.8) .
- 8) 東日本大震災ビッグデータワークショップ、<<https://sites.google.com/site/prj311/>>,(入手 2013.3.8) .
- 9) 今井龍一, 重高浩一, 中條覚, 石田稔: 道路関連情報の流通のための道路の区間 ID 方式, 土木情報利用技術講演集, Vol.36, pp.115-118, 2011.

高強度軽量プレキャストPC床版「HSLスラブ」による床版取替え工法について

山下 亮¹・郷保 英之¹

¹(株)IHIインフラ建設 PC技術部 (〒556-0017大阪府大阪市浪速区湊町1-4-1)

HSLスラブは既設鋼橋RC床版取替え用の高強度軽量プレキャストPC床版である。プレキャストPC床版を軽量化することにより、劣化したRC床版を健全かつ耐久性の高いPC床版に取り替えるとともに、車両の大型化や交通量の増加に伴う既設鋼主桁や下部工への負担を軽減することができる。コンクリートの軽量化を実現するため、粗骨材には膨張頁岩系の人工軽量骨材を使用し、普通コンクリートと比較して約20%の重量軽減効果を期待することとした。本稿は、HSLスラブの曲げ性能、凍結融解抵抗性、および疲労耐久性に関する性能確認試験、ならびに施工事例について報告するものである。

キーワード 床版取替え、軽量コンクリート、曲げ載荷試験、凍結融解試験、疲労耐久性試験

1. はじめに

近年、車両の大型化や交通量の増加による既設道路橋のRC床版の損傷事例が報告されている。損傷を受けたRC床版の補修・補強工法の1つにプレキャスト床版による床版取替え工法がある。床版取替え工法において、プレキャストPC床版を軽量化することは、車両の大型化や交通量の増加による鋼主桁や下部工への応力増加の負担を軽減できる。また、プレキャスト床版の軽量化は、運搬や架設機材を簡素化できるためコスト縮減効果も期待できる。これらの利点を活かした高強度軽量プレキャストPC床版「HSLスラブ」の開発を行った。本稿は、HSLスラブの曲げ性能、凍結融解抵抗性、および疲労耐久性に関する性能確認試験、ならびに施工事例について報告するものである。

ン方式によるPC構造またはRC構造とした。軽量コンクリートの単位体積重量は、普通コンクリートと比較して約20%減とし、圧縮強度は一般的な普通コンクリートを用いたプレキャストPC床版と同等とした。また、軽量コンクリートの使用による過大なたわみを防止するため、静弾性係数に制限値を設けた。

(2) 床版としての要求性能

床版としての要求性能は以下の通りに設定した。

a) 曲げモーメントに対する要求性能

たわみ：設計荷重作用時に過大なたわみを生じないこと。

ひび割れ安全性：計算によるひび割れ発生荷重と同等の抵抗性を有していること。

強度：計算による曲げ耐力と同等の耐力を有してい

2. HSLスラブの概要

(1) 基本構造

HSLスラブの基本構造を図-1に示す。また、軽量コンクリートの特性は以下の通りに設定した。

単位体積重量：19.0kN/m³以下

圧縮強度：プレストレス導入時35N/mm²以上
かつ設計荷重作用時50N/mm²以上

静弾性係数：プレストレス導入時19500N/mm²以上
かつ設計荷重作用時22000N/mm²以上

HSLスラブの基本構造は、橋軸直角方向をプレテンション方式によるPC構造、橋軸方向をポストテンシ

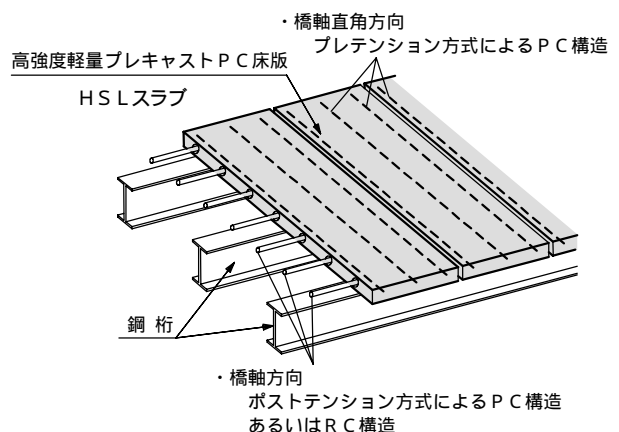


図-1 HSLスラブの基本構造

ること。

塑性変形能：十分な塑性変形能を有していること。

破壊モード：曲げ破壊先行型であること。

b) 凍結融解抵抗性に関する要求性能

凍結融解作用に対して十分な抵抗性を有すること。

c) 疲労耐久性に関する要求性能

普通コンクリート R C 床版以上の疲労耐久性を有すること。

2. 静的曲げ載荷試験¹⁾

(1) 試験概要

曲げ載荷試験装置を図-2 に示す。床版厚は160mm、床版支間は2.0mとし、支点条件は、回転および水平方向の移動を可能とした。荷重載荷は油圧ジャッキを用い、200mm×500mm×22mmの載荷板およびゴム板を介して行った。載荷板の大きさは、輪荷重の大きさを想定して決定した。荷重は10kN毎に載荷し、ひび割れ発生荷重、破壊荷重、破壊モード、コンクリートひずみおよび P C 鋼材ひずみの計測を行った。

(2) 試験結果および考察

a) 破壊モード

H S L スラブは、荷重の増加に伴い下縁コンクリートの引張ひずみが増加し、曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れ幅およびたわみの増加とともに P C 鋼材ひずみが増加した。破壊モードは、P C 鋼材の降伏後、上縁のコンクリートが圧壊する、曲げ引張破壊であった。

b) 曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊耐力

H S L スラブの曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重の実験値および計算値を表-1 に示す。ここで、表中の曲げひび割れ発生荷重の実験値は、コンクリートのひずみおよび目視によって曲げひび割れが確認された荷重とした。曲げひび割れ発生荷重の計算値は、弾性理論により、曲げひび割れ発生モーメントを支間中央に発生させる載荷荷重として求めたものである。また、曲げ破壊荷重の計算値は、曲げ理論による数値解析を用いて算出した。

表-1に示すとおり、曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重の計算値に対する実験値の比は、0.97~1.12となり、ほぼ一致した結果が得られた。また、実験値における曲げひび割れ発生荷重に対する曲げ破壊荷重の比は約3倍となっている。設計荷重作用時には、H S L スラブは引張応力の発生を許容しないフルプレストレスで設計することとしているため、設計荷重に対する曲げ破壊安全度は3倍以上であると言える。

c) 荷重 - 変位関係

図-3 に荷重 - 変位関係を示す。支間中央での曲げひび割れ発生時のたわみの実測値は3.8mmで、終局状態付近でのたわみの実測値は約22mmであった。これは、H

S L スラブは、設計荷重作用時においては過大なたわみを生じさせないが、終局荷重状態においては十分な変形性能を有することを示している。

3. 凍結融解試験²⁾

(1) 試験概要

H S L スラブの軽量コンクリートには膨張頁岩系の人工軽量粗骨材を使用している。膨張頁岩系の人工軽量骨材は普通骨材に比べて多孔質であるため吸水率が高く、寒冷地ではその骨材内に吸水された水が凍結により膨張するため、凍結融解抵抗性が問題となる可能性がある。この問題を解決するために、H S L スラブに使用する軽量コンクリートには、人工軽量骨材の低含水品（含水率2%以下）を使用し、コンクリートの打込みはバケット

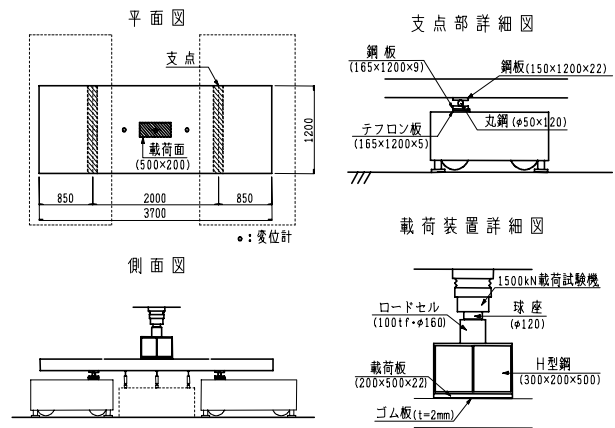


図-2 曲げ載荷試験装置（単位:mm）

表-1 曲げ試験結果と計算値の比較

	実験値	計算値	実験値/計算値
曲げひび割れ発生荷重 P_{cr} (kN)	145.0	149.7	0.97
曲げ破壊荷重 P_u (kN)	420.0	374.2	1.12

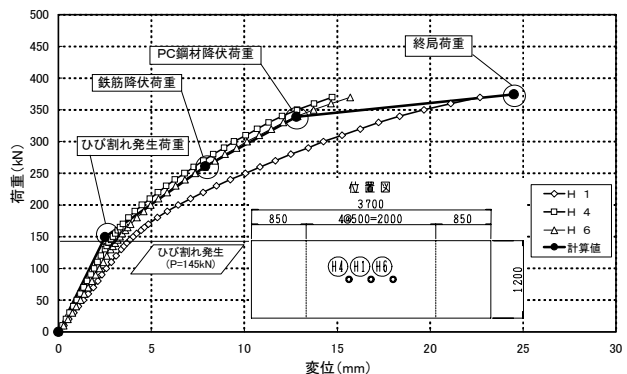


図-3 荷重 - 上縁コンクリートひずみ関係

によって行うこととしたが、凍結融解抵抗性を定量的に把握するに至っていなかった。また、寒冷地では冬季に凍結防止剤が散布されるが、凍結防止剤の成分にはNaClが多く含まれ、高濃度のNaCl水溶液はコンクリートの耐凍結融解性を低下させるとの報告がある³⁾。これらの理由から、塩化物環境下の凍結融解抵抗性を確認することが必要と考えられ、以下の2つの試験を実施した。

a) 凍結融解試験

凍結融解試験はJIS A 1148（コンクリートの凍結融解試験方法）に準拠した方法で行い、試験方法の種類はA法（水中凍結融解試験方法）とした。水には真水を使用し、30サイクル毎に相対動弾性係数、質量減少率および供試体表面の状態変化を計測し、300サイクルまで試験を行った。人工軽量骨材の低含水品を使用することの効果を確認するために、プレウェッティングを行った人工軽量骨材（標準品、含水率26.5%）を使用した供試体による試験を同時に行った。

b) 塩水凍結融解試験

塩水凍結融解試験には真水の代わりに塩水（NaCl 3%水溶液）を使用し、その他の試験条件はJIS A 1148に準拠した。普通骨材を使用したコンクリートとの比較を目的として、同条件で普通コンクリート供試体の塩水凍結融解試験を実施した。

(2) 試験結果および考察

a) 凍結融解試験

図-4 に相対動弾性係数の計測結果を示す。ここで、計測結果は供試体3体の平均値とした。低含水品を用いた軽量コンクリートの相対動弾性計数は、300サイクル終了時で100%であった。通常品を用いた場合は60サイクル終了時に相対弾性係数が33%となったため、この時点で試験を終了した。この結果から、低含水率の人工軽量骨材を使用した軽量コンクリートは、300サイクルの凍結融解作用後も試験実施前と同等の相対動弾性係数であり、十分な耐凍結融解性を有していると言える。また、一般的に言われているとおり、含水率が高い人工軽量骨材を使用したコンクリートの耐凍結融解性は低いことがわかった。

b) 塩水凍結融解試験

図-5 に相対動弾性係数の計測結果（供試体3体の平均値）を示す。ここで、計測結果は供試体3体の平均値とした。300サイクル終了時の相対動弾性係数は、軽量コンクリート93.3%、普通コンクリート96.3%であった。この結果より、軽量コンクリートは、普通コンクリートと比較すると、相対動弾性係数の低下が若干大きいものの、塩化物環境下（NaCl 3%溶液中）においても、高い耐凍結融解性を有していると言える。また、前述した通常の凍結融解試験で、300サイクル終了時に、相対動弾性係数100%であったことを考慮すると、塩化物環境下での凍結融解作用によって、劣化が促進されることがわかる

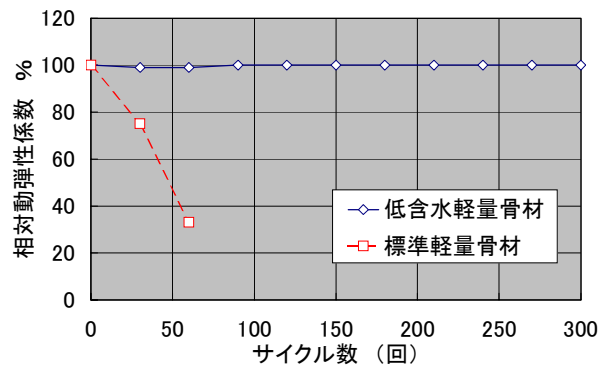


図-4 相対動弾性係数の計測結果（凍結融解試験）

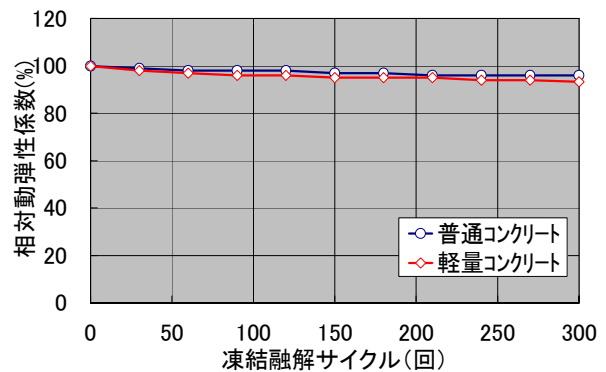


図-5 相対動弾性係数の計測結果（塩水凍結融解試験）

が、プレキャストPC床版への適用に当たって問題のない範囲であった。

4. 疲労耐久性試験⁴⁾

(1) 試験概要

a) 試験供試体

試験供試体は、図-6 に示すように橋軸方向4.5m、橋軸直角方向2.8mとし、床版厚を180mm、支間を2.5mとした。コンクリート打込み後、蒸気養生を行い、所定のコンク

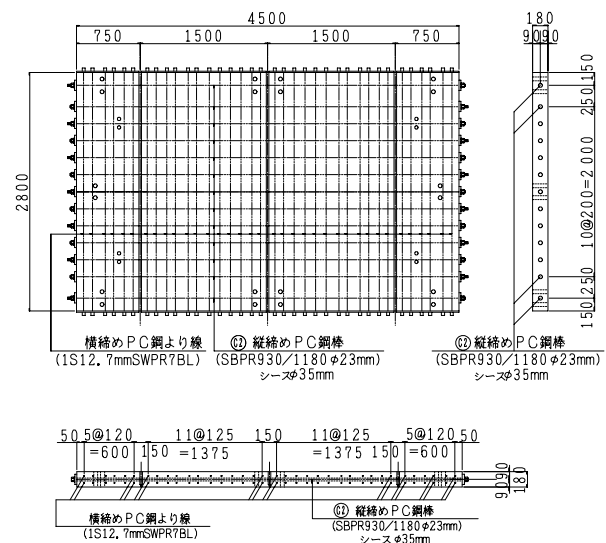


図-6 供試体製作図

リート強度を確認した後、材齢2日でプレテンション方式によって橋軸直角方向に所定のプレストレスを導入した。その後、ポストテンション方式で橋軸方向にプレストレスを導入した。

b) 試験供試体の設置

供試体は、橋軸直角方向を回転可能な単純支持、橋軸方向を横桁で支持し、浮き上がりを防止して輪荷重走行試験機に固定した。図-7 に供試体設置状況およびクランク式輪荷重走行試験機を示す。

c) 荷重載荷パターン

所定のコンクリートの圧縮強度発現を確認した後、図-8 に示す階段状荷重漸増載荷を行った。この載荷方法は、国土交通省土木研究所で採用された方法⁵⁾で、初期荷重を157kNとし、4万回走行毎に20kNづつ荷重を増加させるものである。載荷速度は毎分40回とし、載荷は供試体が破壊に至るまで継続した。

(2) 試験結果および考察

目視によるコンクリートのひび割れ発生は、載荷荷重373kN、走行回数48万回で、まず橋軸方向のひび割れが確認された。その後、荷重と走行回数が増加するにつれてひび割れが進展し、載荷荷重471kN、走行回数59.3万回で急激な変位の増加が見られ、押抜きせん断破壊に至った。

図-9 にH S Lスラブの輪荷重走行試験結果と国土交通省土木研究所で行われた平成8年版道路橋示方書によるRC床版⁵⁾(以下、RC8)との比較を示す。RC8は載荷荷重275kN、走行回数26万回で押抜きせん断破壊したと報告されている。ここで、RC8の床版厚は250mmで、コンクリートの圧縮強度は27.6N/mm²であった。一方、H S Lスラブの床版厚は180mmであるにもかかわらず、図-9 に示されるようにRC8に比べ、破壊時荷重(約1.7倍)および走行回数(約2.3倍)とも大きく上回っている。また、同じ載荷荷重に対する供試体中央位置でのたわみも小さくなっており、RC8より高い剛性を示すことがわかる。H S Lスラブが、RC8に比べて高い疲労耐久性を有する理由として、以下の要因が考えられる。

- ・プレストレスの効果により、ひび割れ発生耐力が大きく、ひび割れの進展が小さいため、RC8より床版剛性が大きくなり、たわみは小さくなる。
- ・高強度コンクリートとしているため、軽量コンクリートによる引張強度やせん断強度の低下を考慮しても、RC8より押抜きせん断耐力が大きくなる。
- ・プレストレスによって、部材内の圧縮領域がRC8に比べて大きくなり、押抜きせん断に対する抵抗面積が大きくなる。
- ・プレストレスにより押抜きせん断破壊面の角度が小さくなり、押抜きせん断抵抗面積が大きくなるため押抜きせん断耐力が向上する。

3. 実施工への適用事例

(1) 片側交通開放を伴う床版取替え⁶⁾

a) 工事概要

本事例では、設計活荷重TL-20からB活荷重へのグレードアップと、既設鋼主桁の応力負担増加の軽減を目的としてH S Lスラブが採用された。近隣の交通事情から

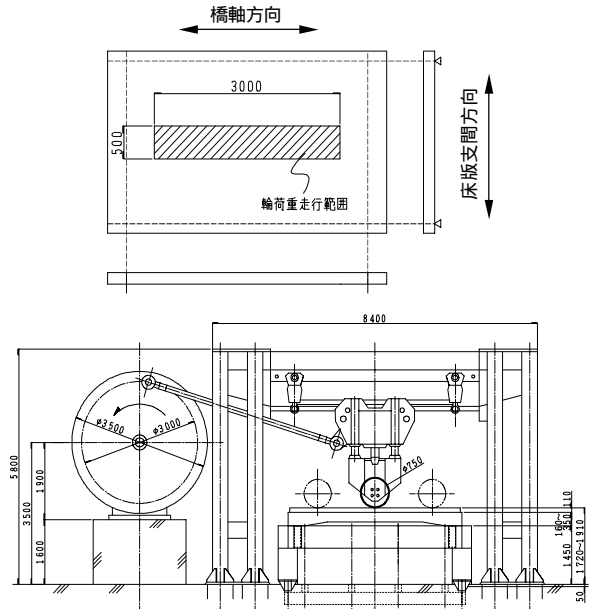


図-7 クランク式輪荷重走行試験機

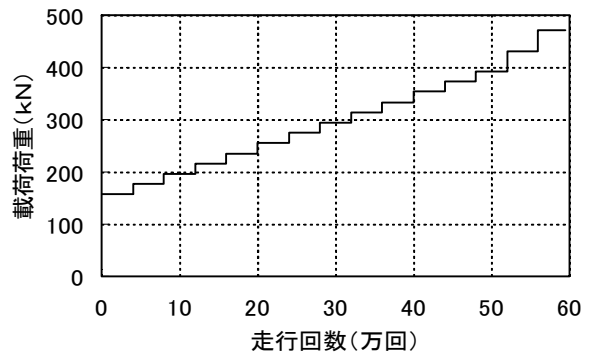


図-8 階段状荷重漸増荷重パターン

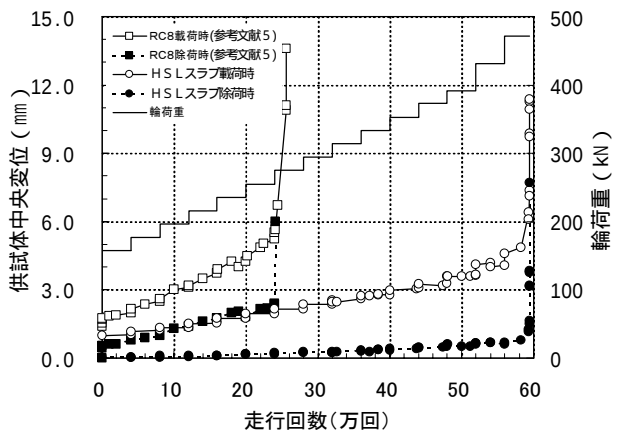


図-9 試験結果のRC床版との比較

片側一車線の交互通行により交通を確保しながら床版の取替えが行う分割施工が要求された。

b) 床版の分割

本橋は平面線形R=80m，横断勾配6%の厳しい道路線形を有している。片側一車線の交通を確保しての施工であったため，車両の通行軌跡を考慮して橋軸方向の分割位置を決定した。また，全体の30%を場所打ち床版とすることにより平面線形に対応した。図-10 に床版取替えのパネル割りを，図-11 に断面図を示す。ここで，分割施工により生じる橋軸方向の接合部は，RC構造として設計し，更に付加的にプレストレスを導入することにより耐久性の向上を図った。

c) 施工概要

施工手順を図-12 に示す。施工は，期施工の間に一時的に生じる期施工側の既設床版の張出し部に補助桁を設置することから始まり，舗装・壁高欄を撤去，既設床版を切断し，25tラフタークレーンにより既設床版の撤去およびH S Lスラブの架設を行った（図-13）。床版の架設後，床版間の目地部，ジベル孔，床版下面と鋼主桁の間に無収縮モルタルを充填し，場所打ち床版部の施工を行った後に橋軸方向P C鋼材を緊張し，H S Lスラブを一体化した。その後，橋面工，通行車線の切り替えを行い，同様の作業で期施工側のH S Lスラブを取替えた後，橋軸方向の接合部を施工して橋軸直角方向を一体化した。これにより，片側一車線の交通を確保した状態での，片車線13枚計26枚のH S Lスラブによる床版取替え工事を完了した。

(2) 工事時間外交通開放を伴う合成桁の床版取替え⁷⁾

a) 工事概要

本橋は供用後約36年が経過しており，この間の交通量の増加や車両の大型化により床版コンクリートの劣化が著しく，床版の取替えが必要と判断された。近隣に大型車が迂回できる橋梁がなかったため，午前6時から午後8時までは全面交通開放して行う必要があった。このため，工事時間外の交通開放が可能で，TL-14からA活荷重へのグレードアップ，拡幅による機能向上などによる主桁の応力増加負担の軽減が図れるH S Lスラブによる床版取替え工法が採用された。

b) 交通解放時の構造安全性の確保

工事時間外の交通開放時には架設済みの新設床版と既設床版の間に床版のない区間が存在する。本橋の鋼桁は活荷重合成桁構造で設計されていたが，この床版の無い区間は一時的な非合成状態となり，鋼桁の安全性を確保する必要があった。非合成状態では上フランジの座屈が懸念されたため，図-13，図-14 に示すとおり，新設床版と既設床版の間にジャッキにより軸力を導入し，上フランジに事前に引張応力を与え，かつ，活荷重載荷時に発生する床版の圧縮力を伝達することにより，安全性を確保した。

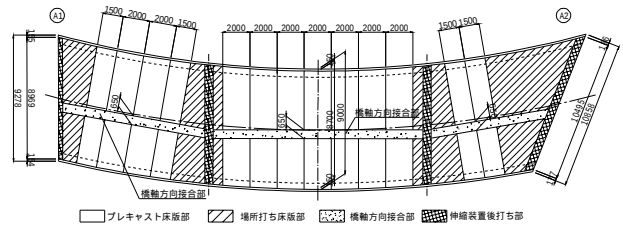


図-10 パネル割り

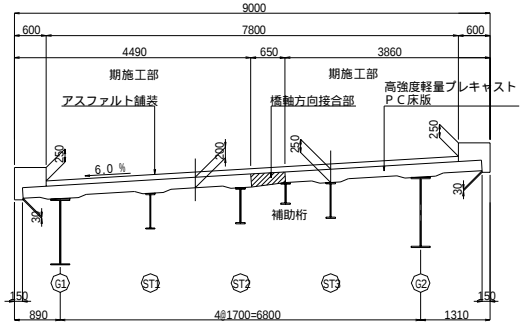


図-11 断面図

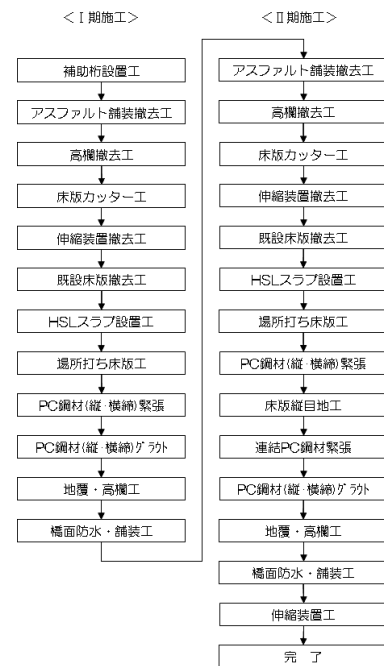


図-12 施工手順



図-13 H S Lスラブ架設状況

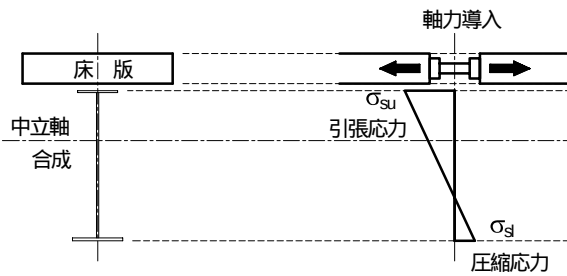


図-13 軸力導入による発生応力図



図-14 軸力導入状況

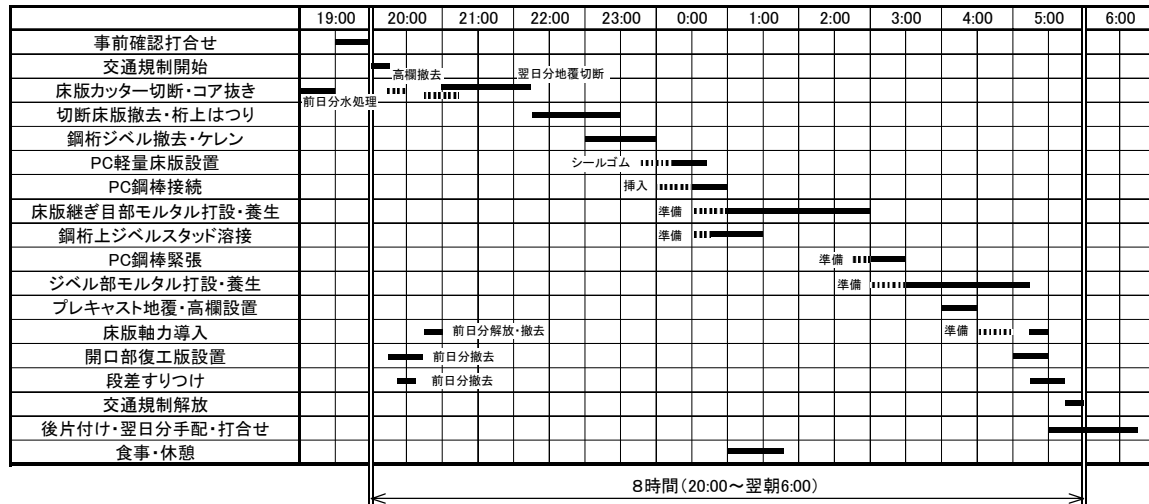


図-15 日施工サイクル

c) 施工概要

本工事は、昼間全面交通開放を行うため、夜間作業により1日当たり2枚の床版取替えを行った。図-15に1日の施工サイクルを示す。

施工は、交通規制開始して前日に床版間に導入した軸力を解放することから始まり、壁高欄や既設床版の切断・撤去後、はつり・鋼桁ジベル撤去・ケレンにより鋼主桁上面を平滑にする。その後、H S Lスラブを架設・橋軸方向PC鋼棒を接続、間詰め部に無収縮モルタルを充填し、養生する間にジベルの養植を行う。無収縮モルタルの強度発現後、PC鋼棒を緊張して前日までに架設したH S Lスラブと一体化し、ジベル孔および床版と鋼主桁の間に無収縮モルタルの充填を行う。その後、無収縮モルタルを養生する間に、プレキャスト地覆・壁高欄を設置、新設・既設床版間の軸力の導入、開口部への復工版の敷設および段差摺り付けを行い、強度発現後、交通開放を行った。

以上のように、昼間は全面交通開放、夜間は全面通行止めして行ったH S Lスラブ272枚を用いた床版取替え工事により、床版の補修・補強、A活荷重対応および拡幅工事を完了した。

4. おわりに

現在、特に東日本の寒冷地において、床版の劣化に起

因する床版取替え工事が多く実施されており、近い将来、近畿地区においても同様な状況となる可能性は高い。本稿が、今後の床版取替え工事の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 中村，深山，山崎：高強度軽量コンクリートを用いたプレキャストPC床版に関する研究，第2回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.101-106，2000.10
- 2) 中村，山下，小野辺，黒澤：高強度軽量プレキャストPC床版に使用する軽量コンクリートの耐凍結融解性，第12回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.169-172，2003.11
- 3) 板橋，三浦：コンクリートの凍害に及ぼす凍結防止剤の影響：コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.1，pp.555-560，1994
- 4) 中村，深山，小野辺，山下：高強度軽量プレキャストPC床版の疲労耐久性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.571-576，2002
- 5) 国土交通省土木研究所：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その5)，2001
- 6) 仲住，渡辺，吉原，小林：高強度軽量プレキャストPC床版接合部における連結鋼材のPCグラウトの施工，第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.471-474，2006.10
- 7) 澤，加藤，古屋，入江：高強度軽量プレキャストPC床版を用いた単純活荷重合成桁の床版取換工事報告，第15回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.121-124，2006.10

老朽化吹付法面の再生技術 ニューレスプ工法の特長とその適用について

窪塚 大輔

日特建設株式会社 技術本部 知財・戦略部（〒104-0044東京都中央区明石町13-18）

モルタル・コンクリート吹付工は、切土法面の風化防止を目的とし古くから採用され、現在では膨大なストック量に至っている。近年では、吹付工により対策された法面の老朽化、不安定化が進行している場合も多く見られ、適切な対策の実施が求められている。しかしながら、老朽化吹付法面は、道路や住宅に近接するなど大規模な対策工事が難しい条件である場合が多く、また老朽化の状態が様々である。このような状況を鑑み、対策が難しい条件下、また様々な老朽化状態においても適応できる「ニューレスプ工法」を開発した。本稿では、吹付工の目的、吹付法面の老朽化機構を整理し、本工法の特長、その適用事例について報告する。

吹付法面、老朽化、補強鉄筋工、地山補強土工、繊維補強モルタル工

1. はじめに

モルタル・コンクリート吹付工（以下、吹付工という）は、道路など様々な建設工事で発生した切土法面の風化防止を目的とし、古くから採用され、現在では膨大なストック量に至っている。近年では、こうした吹付工により対策された法面（以下、吹付法面という）において、吹付表面の老朽化や劣化が進行し、さらには吹付法面の地山自体の不安定化が進行している場合も多く見られる。このため老朽化した吹付法面の健全性を適切に評価し、その健全性に応じた対策工を選定することが必要となってきた。近年では、様々な診断技術や対策技術が開発され、対策工事が進められている。

老朽化吹付法面は、道路に面している場合や民家に近接している場合が多く、また老朽化の原因や機構も様々であることから、対策技術の選定が難しいといった課題がある。このような状況を鑑み、様々な老朽化状態においても適応可能な「ニューレスプ工法」を開発した。

本稿では、吹付工の目的、吹付法面の老朽化機構を整理し、開発したニューレスプ工法の特長、その適用事例について報告する。

2. 吹付工の目的及び構造

吹付工は、モルタルやコンクリート（以下、吹付材という）により切土法面を被覆し、地山表層の風化防止、

雨水等の地山への浸透による浸食防止のほか、法面からの軽微な落石等を防止することを目的に施工される。そのため、吹付工は、切土法面の地山が安定している際に用いられるものであり、地山からの土圧に対する抵抗力は期待されていない。

吹付工の構造を図-1に示す。吹付材の内部には、吹付後のひび割れ発生抑制目的および剥離剥落の防止目的で、金網を設置する。その金網を地山に固定するためにアンカーピンを1～2本/m²程度設置する。また、背面地山の状況に応じてアンカーバーを設置する。地山の湧水を適切に処理するために水抜孔（水抜きパイプ）を設置する。吹付厚さは、地質状況や凍結深等の切土法面のおかれている条件を考慮し決定する手法がとられている。一般的な吹付厚さは、モルタル吹付工の場合8～10cm、コンクリート吹付工の場合10～15cmが、標準とされている¹⁾。

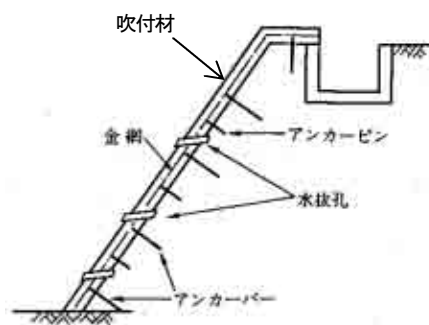


図-1 吹付工構造図¹⁾

3. 吹付法面の老朽化機構及び老朽化現象

(1) 老朽化機構の区分

吹付法面の老朽化機構は、図-2に示すように、吹付法面の構造部位により大きく3種類に整理できる²⁾。

(2) 吹付材自体の劣化

吹付材自体の劣化機構は、吹付材の施工時の初期欠陥や施工後の乾燥収縮などによりひび割れが発生し、経年劣化により拡大延伸し、その後、連結し表面剥離に至るものと考えられる。また、寒冷地においては凍害の作用により老朽化が促進されることが考えられる。発生する現象としては、ひび割れ、表面剥離、吹付材の強度低下などが挙げられる。

(3) 吹付材と背面地山の密着性の低下

吹付工により保護された切土法面においても、背面地山は緩やかに風化すると報告がある³⁾。吹付材と背面地山の密着性は、地山自体の特性による経年風化、地山が有する湧水による風化、吹付材と地山との空隙部へ

雨水が侵入することによる風化などによって、低下するものと考えられる。発生する現象としては、吹付材自体の滑動（スライド）、雨水や湧水により地山が浸食されることによる吹付材背面の空洞などが挙げられる。

(4) 地山風化による吹付法面の不安定化

地山風化による吹付法面の不安定化機構は、背面地山が雨水や湧水により風化が著しく進行し、当初確保されていた法面の安定勾配が確保できなくなるものと考えられる。また、亀裂が卓越した岩盤法面では、亀裂に沿った風化の進行・緩みにより不安定が進行するものも考えられる。発生する現象は、土圧による開口ひび割れや、はらみ出し、崩壊などが挙げられる。

4. 従来の老朽化吹付法面の対策技術の課題

従来、多く採用されてきた対策は、老朽化した吹付材をはつり取り、その後、新たに吹付を行う更新対策である。この方法は、法面が小規模で、法面形状が1段である場合は、簡易な防護柵を設け、重機による吹付材のはつり取りや背面地山風化部の整形を安全に速やかに行うことができる。一方で、法面が大規模で、法面形状が複数段に及ぶ場合は、重機による施工範囲が限定され、人力作業に頼る施工範囲が大きくなる傾向にある（写真-1）。そのような場合、作業者の安全確保はもとより、はつり取り殻を通行車線へ飛散させないための大規模な仮設防護柵を必要とし、また、はつり取った多量のコンクリート殻（産業廃棄物）が発生するといった課題がある。

吹付材のはつり取りを行った場合でも、風化した背面地山の除去・整形は非常に難しい。そのため、背面地山の整形を行わず吹付を行った場合、新設された吹付材の背後には、既に風化した地山が存置されるかたちとなり、対策後、早期に背面地山が風化し、はらみ出しなどの変状が発生するといった課題もある。



図-2 老朽化機構の区分



写真-1 はつり取り作業状況（例）

5. 開発技術

4章で述べた従来の老朽化吹付法面の対策技術における課題を解決するために、ニューレスプ工法を開発した。

(1) 開発技術の概要

ニューレスプ工法（以下、当該工法という）の概要を図-3に示す。当該工法は、既設吹付面をはつり取ることなく、補強鉄筋工、背面空洞注工、せん断ボルト工、法面清掃工、繊維補強モルタル吹付工の複数の要素技術を組み合わせることにより、老朽化吹付法面を再生、または補強する技術である。要素技術の概要を以下に示す。

補強鉄筋工は、吹付面の背面地山に対して、補強材を多数挿入し、背面地山の安定性の向上を図るものである。補強鉄筋工の標準仕様は、背面地山の風化領域が0.5m程度に対して設定している。その際の仕様は、異型鉄筋径19mm、長さ1.0m（メッキL型加工）とし、地山への固定はセメントミルクを使用する。打設本数の標準仕様は、地山補強効果を見込み1本/2m²としている⁴⁾。なお、背面地山の風化領域に応じて、補強鉄筋工の仕様を変更し



図-3 ニューレスプ工法概要

表-1 BCファイバーの仕様

素 材	ポリプロピレン
繊維長	30mm
公称繊維径	0.7mm
引張強度	607N/mm ²

たり、または、地山補強土工（鉄筋挿入工）へ変更することが可能である。

背面空洞注工は、吹付材と背面地山との間に生じた空洞にセメントミルクを注入し、吹付材と背面地山との一体化を図るものである。

せん断ボルト工は、吹付面と新たに吹付ける繊維補強モルタルとを機械的勘合により一体化を図るものである。打設本数の標準仕様は、2本/m²としている。

水抜きパイプ新設工は、背面地山の湧水を新設する繊維補強モルタルの表面へ適切に排水させるために、既設の水抜きパイプを更新するかたちで、新たに水抜きパイプを設置するものである。

法面清掃工は、既設吹付面と新たに吹付ける繊維補強モルタルとの付着を阻害するものを取り除くものである。

繊維補強モルタル吹付工は、一般的な吹付モルタルやコンクリートよりも引張強度や靱性が高い、繊維補強モルタルを既設吹付面に吹付け、法面全体を再構築するものである。使用する補強繊維には、吹付用に開発した有機繊維であるBCファイバーを1vol%混入する。BCファイバーの仕様を表-1に示す。吹付厚さの標準仕様は、7cmとしている。これは繊維補強モルタルの物理的特性から、一般的な吹付工の吹付厚さを3割低減できることから設定したものである⁵⁾。吹付厚さは現場条件により変更することも可能である。繊維補強モルタル吹付工の施工方式は、湿式吹付方式を標準としている。この方式の適用範囲（プラントから施工箇所までの距離）の目安は、吹付材料の品質が確保されるホース延長100m、高さ45mとしている⁶⁾。しかし、現場条件によっては、湿式吹付方式では適用できない場合がある。その場合は、吹付方式をポンプ圧送エア併用方式⁹⁾を採用することで、配管延長300m、高さ60mまで適用範囲を広げることが可能である⁷⁾。

(2) 開発技術の特長

a) 施工工程

従来工法の施工工程と当該工法の施工工程を比較したものを図-4に示す。図-4の特長①と示した部分が、当該工法における施工工程の特長である。

当該工法は、吹付材のはつり取り作業また風化地山の除去・整形作業を必要としないため、簡易な防護柵のみの仮設で施工が可能である。すなわち、作業自体の安全性が向上し、道路法面においては道路交通への影響も低減でき、また急傾斜法面においては狹隘地での施工が可能である（特長①）。

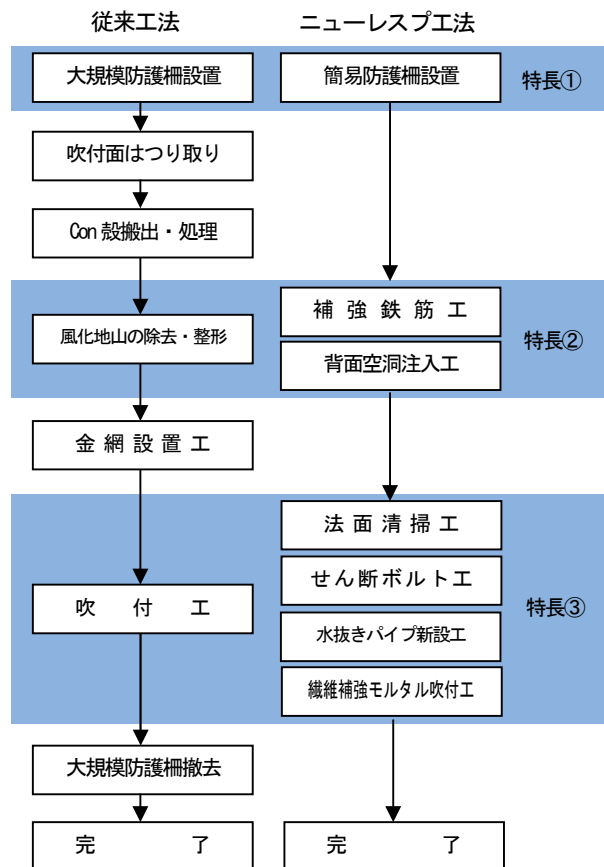


図-4 従来工法と当該工法の施工工程比較



写真-2 適用事例①
(上段；施工前，下段；施工後)

b) 老朽化現象に応じた対策

図-4の特長②と特長③に示した部分が、3章で示した、3種類の吹付法面の老朽化現象に応じた対策が可能な特長である。

吹付材自体の劣化に対しては、繊維補強モルタル吹付工により、老朽化により劣化した性能を回復させ、さらには高い性能へ向上させることができる（特長③）。

吹付材と地山の密着性の低下に対しては、補強鉄筋工及び背面空洞注入工により、密着性を向上させることができる（特長②）。

地山風化による吹付法面の不安定化に対しては、補強鉄筋工により風化した地山を補強し安定性を向上させることができる。地山の風化領域が深い場合には、補強鉄筋工を地山補強土工へ変更し、地山の安定性を向上させることができる（特長②）。

以上のように、当該工法は、それぞれの要素技術を組み合わせ、また、それらの仕様を変更することにより、様々な状態の老朽化吹付法面に対して、老朽化により低下した性能を回復させ、さらには補強することが可能である。

6. 当該工法の適用事例

当該工法を適用し施工を終えた事例、また、平成25月8月を完成予定としている事例を報告する。

(1) 適用事例①

写真-2に示す事例は、国道20号線に面した老朽化吹付法面に、当該工法を適用した事例である。

施工前の調査では、法面全体にわたり背面地山が風化し、吹付材と地山との密着性が低下している箇所や空洞の存在が確認できた。そのため、植生が侵入しやすい環境となり、吹付材のひび割れや水抜きパイプから植生が多く侵入している状況であった。

対策は、当該工法における標準仕様で対策を行った。

(2) 適用事例②

写真-3に示す事例は、国道25号線に面した老朽化吹付法面に当該工法が適用された事例である。写真-3に示す法面は当該現場の複数ある内の1つの法面であり、この法面における対策工の検討について報告する⁸⁾。

当該法面は、吹付材にひび割れが発生し、そこから



写真-3 適用事例②
(上段；全景，下段；ひび割れ状況)

植生が侵入している状況であった。また、ひび割れの中には5～10cm程度開口しているものも確認でき、はらみ出し現象が発生している可能性があると推定された。法面の地質状況は、DH級主体の風化閃緑岩、CL級主体の風化花崗岩であり、吹付材の状況から風化が著しく進行していると推定された。

対策工の検討は、以下に示す3案により行われた。

- ①：吹付材撤去+コンクリート吹付工+地山補強土工
- ②：吹付砕工+地山補強土工（既設吹付材存置）
- ③：開発技術（地山補強土工の併用）

③案における地山補強土工の併用とは、背面地山の風化領域が0.5m以上に及ぶ範囲においては、補強鉄筋工に替わり2.0～3.5mの地山補強土工を採用するものである。

表-2に対策工の比較検討結果を示す。

表-2 検討結果

	①案	②案	③案
経済性	△	×	○
施工性	×	△	○
安全性	△	○	○
環境景観	△	△	△
総合評価	×	△	○

①案においては、大規模な仮設防護柵設置を必要とするため道路交通への影響もあり、工費が比較的高く、安全な施工の確保が難しいと評価された。②案においては、産業廃棄物等の発生を抑制できる一方で、工費が非常に高いため、経済性に劣ると評価された。③案は、産業廃棄物の発生を抑制でき、当該現場においては施工性、安全性が他案よりも高いと評価され、採用となった。

7.おわりに

老朽化吹付法面の再生技術であるニューレスプ工法の概要・特長、適用事例を報告した。なお、ニューレスプ工法は、従前に技術提供を行っていたReSP（レスプ）工法を、施工性や品質を低下させずに経済性を高めるため改良した技術である。今後も、当該工法の適用事例を分析・評価し、技術の改良改善を行っていく所存である。また、今後は、予防保全的な考えを導入した対策技術等の検討を行っていきたいと考えている。

謝辞：本報告に際して、国土交通省近畿地方整備局奈良国道事務所より資料の貸与をいただいた。記して謝辞を申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会；道路土工切土工・斜面安定工指針（平成21年度版），p.302，2009.
- 2) 公益社団法人地盤工学会；斜面・のり面の維持管理と防災マネジメントに関する研究報告書，p.104，2011.
- 3) 松山裕幸ほか；吹付けコンクリートの安定性と劣化状況，土木学会論文集，Vol62 No.3，pp.445-458，2006.
- 4) 東日本・中日本・西日本高速道路㈱；切土補強土工設計・施工要領，2007.
- 5) 池田淳ほか；各種繊維を用いた補強モルタル吹付厚さに関する基礎実験，第65回土木学会年次学術講演会，pp.1039-1040，2010.
- 6) 社団法人全国特定法面保護協会；のり砕工の設計・施工指針（改定版），p.65，2006.
- 7) 窪塚大輔ほか；のり面吹付工の概要と最近の技術，斜面防災技術，pp.23-24，2013.
- 8) 三井共同建設コンサルタント㈱；国道25号米谷地区他防災対策設計業務報告書，2011.

直立浮上式防波堤における鋼管計測装置の開発について

西岡 周平¹・萩原 博美²

¹近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 技術開発課（〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30）

²近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所 技術開発課（〒651-0082兵庫県神戸市中央区小野浜町7-30）

直立浮上式防波堤は鞘管構造であるため、下部鋼管打設時の施工誤差による傾斜が生じた場合や所定の真円度を満足できない場合には、上部鋼管が下部鋼管に挿入できないこと、あるいは上部鋼管が浮上時に所定の天端高を確保できないこと等の問題が発生すると考えられる。そこで、傾斜及び真円度を高精度に計測するためのシステムの構築を行った。開発した計測装置を用いて、可能な限り実物に近いスケールによる室内実験及び実海域での計測による検証を実施した結果、本計測装置により比較的精度良く傾斜及び真円度の計測を実施できると考える。

キーワード 鋼管杭、計測装置、真円度

1. はじめに

和歌山下津港海岸(海南地区)においては、東南海・南海地震等に伴う津波により、甚大な被害が想定されるため、直轄海岸事業による津波浸水対策事業を計画している(図-1)。直立浮上式防波堤は、この津波対策における防護ラインの一翼を担う施設であり、上部鋼管と下部鋼管から構成される二重鋼管を連続して並べる形式の防波堤である。常時は海底に設置された下部鋼管内に上部鋼管が格納され、津波来襲時は上部鋼管内に空気を送気し、浮力により浮上させて港口部を閉鎖する構造である(図-2)。直立浮上式防波堤は、地震発生後から津波が到達するまでの間に確実に浮上を完了させる必要があるため、浮上時に所定の天端高を確保するためには、施工時に所定の真円度を満足させることが極めて重要である。

本稿では、下部鋼管打設時の施工誤差による傾斜及び鋼管打設後の真円度を高精度に計測するためのシステムの開発を行い、室内実験及び実海域での計測を行った結果について報告する。

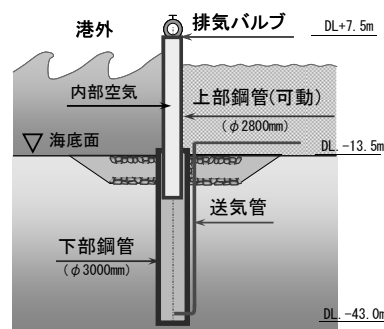
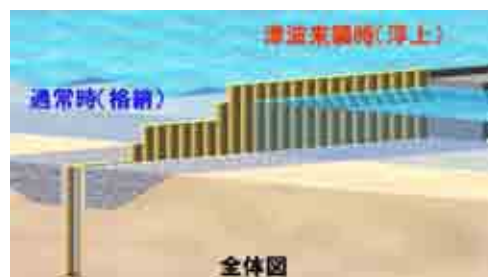


図-2 直立浮上式防波堤の構造（上：全体図 下：詳細図）

2. 既往の調査事例

既往の鋼管杭に関する調査事例の収集を行い、下部鋼管の構造に適用する場合の基礎資料とした。なお、計測対象としている現地の下部鋼管の設計形状は、外径 3,000mm(肉厚 30mm から 45mm)としている。



図-1 海南地区位置図

(1) 潜水士による計測

鋼管杭頭の中心を基準とし、計測用架台を吊り下げ、その計測用架台から鋼管内壁までの距離を潜水士がメジャーにより計測を行う。特徴として、計測用架台を陸上で製作加工することで、基準となる指標については精度が高い。一方で、濁りや流れによる影響で、1mm 単位での計測精度は低くなり、安全性の観点からも水深が大きくなる管内作業は非常に危険である。

(2) 大型建造物の基礎掘削の計測

近年の基礎工事の発展に伴い、高層ビル等大型建造物の基礎掘削の計測としては、超音波式側壁測定装置によって掘削した孔の鉛直性や断面形状の測定を行っている。超音波式装置は、記録機（制御・記録）とウインチ部、ウインチ部下にはセンサーユニットを吊り下げている。ウインチを介してワイヤを繰り出しながらセンサーから超音波を発生し、鋼管内壁までの距離の計測を行う。また、超音波式装置を用いれば大水深測定が可能であり、ある程度の濁りの中においても小さな誤差で記録の取得が可能である。記録機の規格等にもよるが、測定精度としては、メーカーカタログで 2%（測定レンジ）が記されている。一方で、潮流による影響でセンサーユニットの安定を保つことが困難な場合、測定精度は低くなる。

(3) 被災した岸壁鋼管杭の計測¹⁾

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により被災を受けた関東地方の北東部に位置する岸壁のガントリークレーンの基礎杭では、杭頭が海側に数十 cm 移動した。鋼管杭に変形が生じていることは推測できるが、健全度を把握する方法がそれまでに現存していないことを受け、評価手法の検討が行われている。装置は、大型建造物の基礎掘削の応用であり、超音波と傾斜計を組み合わせた計測装置である。特徴として、被災等により一定の傾斜を伴った鋼管杭の調査において、昇降時にセンサーユニットが接触することがあるため、ウインチ下の計測台車に直径 20cm の車輪を上下 4 個ずつ設置することで、鋼管内の傾斜に沿った走向ができるように工夫がされている。なお、車輪にはサスペンションを取り付けることで、鋼管の内壁に押し付ける抗力を発生させ、段差や傾斜にも追従できる機構としている（図-3）。一方で、被災後の早期な健全度調査であったため、取得した電子データをその場でグラフ化するアプリケーションの開発や超音波データの計測精度の確認については不十分であった。

に適応した計測機構としては、被災した岸壁鋼管杭の計測機構が望ましいと考えた。一方で、収集した事例における課題もあり、取得した電子データのグラフ化に関するアプリケーションの開発や超音波データの計測精度の確認については、室内実験にて行った。以下に、開発した計測装置の概要を示す（図-4）。

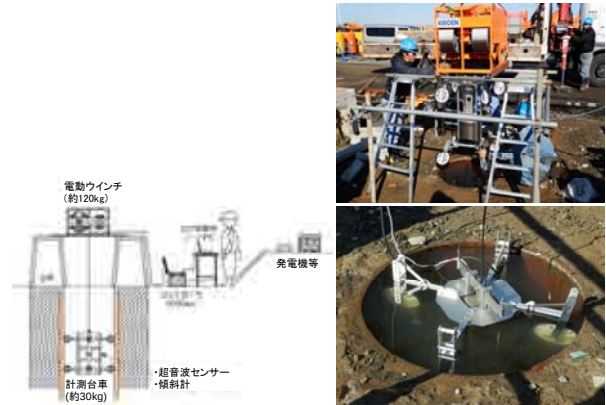


図-3 計測作業の模式図（左）、計測状況写真（右）

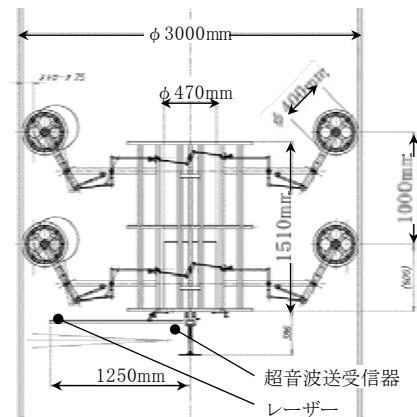
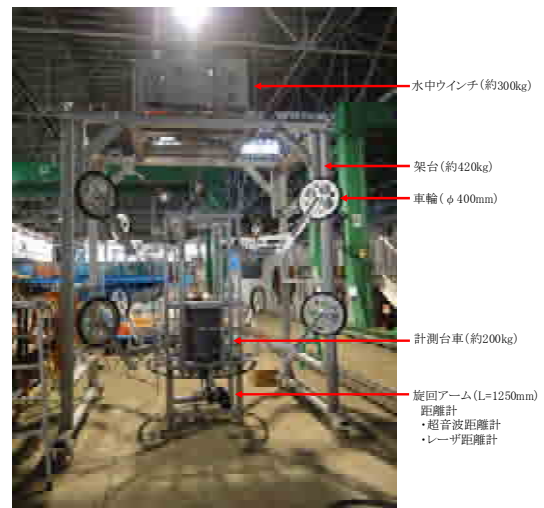


図-4 計測装置の姿写真（上）、計測台車詳細図（下）

3. 開発した計測装置の概要

既往の事例を踏まえ、調査対象である下部鋼管の構造

計測試験装置の主要な構成は水中ウインチ、架台、計測台車である。これら 3 つの構成をもとに開発した計測装置の機構については、以下のとおりである。

(1) 主要構成

架台：鋼管の上に設置される架台。

水中ウインチ：架台の上に設置され、船上からの遠隔操作や自動制御により深度を管理しながら計測台車を昇降させる。

計測台車：水中ウインチにより昇降される計測装置の本体。鋼管の内壁に沿って昇降するためのサスペンション付き車輪を有し、台車を鋼管中心に保持するために対向する車輪のサスペンションは連動してストロークする。主な計測機能は、超音波距離計とレーザー距離計による鋼管内壁までの距離計測とその計測方位の計測、ジャイロによる計測台車の相対方位計測、傾斜計による台車の傾斜計測である。

(2) 計測点の鉛直位置

計測点の鉛直位置は、水中ウインチの巻出量をエンコーダで計測することにより特定する。ただし、補助的に計測台車による深度計測と水中ウインチによるローカル潮位計測を行い記録しておく。

(3) 下部鋼管内壁までの距離と計測方位

計測台車を深度方向に対して 1m 毎に自動停止し、計測する。計測は、旋回アームを用いて 360°回転させることで任意の方位における計測台車から鋼管内壁までの距離を計測する。距離計は施工後の濁りを考慮して超音波距離計を主とし、補助的にレーザー距離計も併用した。超音波の測距が 1 回/sec であるため、約 60 秒でアームを 1 旋回させることで、6°ずつの多点計測が可能である（図-5）。なお、旋回アームによる旋回角をエンコーダで計測し、計測点の方位を特定する。

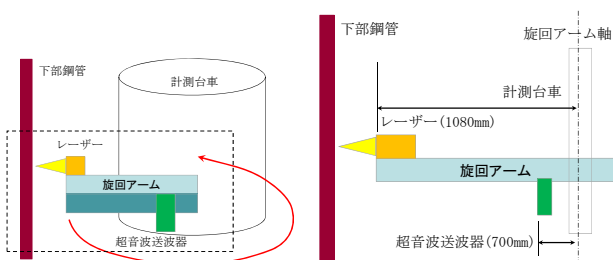


図-5 旋回アームによる計測概要図（右：点線枠の拡大）

(4) 計測時間と計測点数

超音波距離計により深度方向に 1m 間隔、1 回/sec の計測を行う場合、計測時間は約 63 分となる（a 式）。ただし、計測台車が移動する際の加減速、一時停止時間等の関連時間を考慮すると上記の 1.5 倍程度、昇降による往復計測を実施する場合には 2 倍程度の計測時間を見込む必要がある。さらに、計測架台等の計測機器を海底に設置、撤去する時間については、現場状況にもよるが 2

時間程度を見込む必要がある（図-6）。これらから、現場への移動時間も考慮すると 1 本/day の計測が目安となる。

また、下部鋼管の全長約 29m における計測点数は 3,480 点（同一深度では 120 点）の取得が可能である（b 式）。

$$60\text{sec}/\text{周} \times 2 \text{ 旋回} \times 29\text{m}/1\text{m 毎} + 29\text{m}/(\text{巻速最大 } 0.1\text{m}/\text{sec}) \\ = 3,480\text{sec} + 290\text{sec} \div 63\text{min}/\text{片道} \quad (\text{a 式})$$

$$60\text{sec} \times 1 \text{ 回}/\text{sec}(\text{測距}) \times 2 \text{ 旋回} \times 29\text{m}/1\text{m 毎} \\ \div 3,480 \text{ 点} \quad (\text{b 式})$$

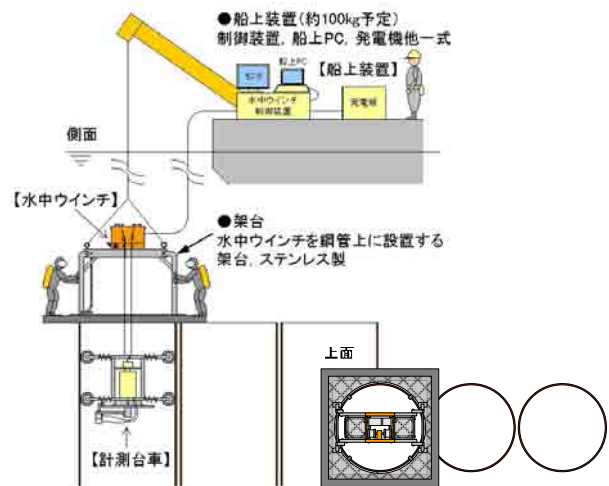


図-6 計測装置設置状況概要図

(5) 計測精度

現場条件や設置等の影響は除き、超音波距離計自体が有している計測精度については以下のとおりである。

a) 計測原理

対象物に超音波を発し、反射波が戻ってくるまでの伝播時間を計測する。計測される伝播時間は対象物までの往復である。また、海水中の音速は、水温や塩分等に応じて変化することから、計測直前には測定位置における海水中の音速を計算する。これらを踏まえると、計測距離は以下の式により算定できる。

$$\text{計測距離} = \text{伝播時間} \times \text{音速} \div 2$$

b) 計測誤差

計測精度は、反射波を検出するタイミングの影響が大きく、その誤差は、波数×波長×1/2 と表すことができる。つまり、反射波を検出するタイミングが遅くなるほど計測誤差が大きくなる。そこで、1 点毎に全ての反射波を捉え、その後に捉えた反射波の中から最大となる音量の半分を閾値とした。その閾値を下回る波数の箇所を計測値とすることで、検出するタイミングによる誤差が大きくなるように配慮した。

ちなみに、反射波の多くは 1/4 波長から 5+1/4 波長の間で捉えられることがわかっており、計測誤差は

+0.375mm/2 から+7.875mm/2 となり，最大で約 4mm の計測誤差が生じると考えられる（図-7）。

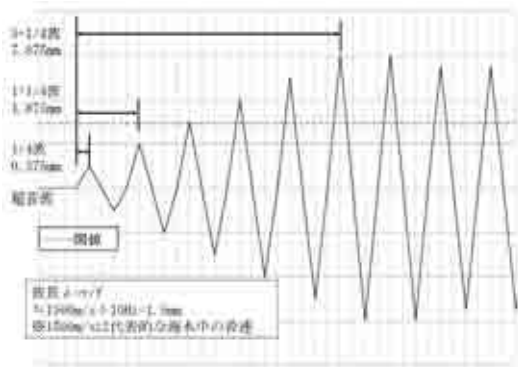


図-7 超音波計測誤差の概念図

なお，補助的に使用するレーザー距離計の原理は，いわゆる三角測量の原理であり，反射光の入射角で距離が求められる．海中では，屈折率の影響を受けた入射角の変化を考慮する必要がある．そのため，後述する実海域での計測では，現地海域において，気中と海中による屈折率のキャリブレーションを実施することで計測を行った．結果として，屈折率 1.34 に対する最大誤差は 0.77% となったことから，下部鋼管内壁とレーザー距離計の実距離 266.6mm に 0.77% を乗ずると約 2mm の誤差が生じると考えられる．

4. 室内実験における計測

φ2,910mm（内径），高さ1.5mの鋼管模型を2個製作し，これを上下に連結して高さ3.0mの鋼管模型とした（図-8）．また，上部鋼管の口金には実物と同様の補強板を取り付けて厚みを再現した．なお，計測機能の検証のために下部鋼管の内壁に予め3.2mm，6mm，9mm厚の鋼板を貼り付けた（図-9）．

「3. 開発した計測装置の概要」において課題であった取得した電子データのグラフ化に関するアプリケーションの開発を行った（図-10）．真円度について，鋼管



図-8 下部鋼管模型（左），模型への装置設置状況（右）

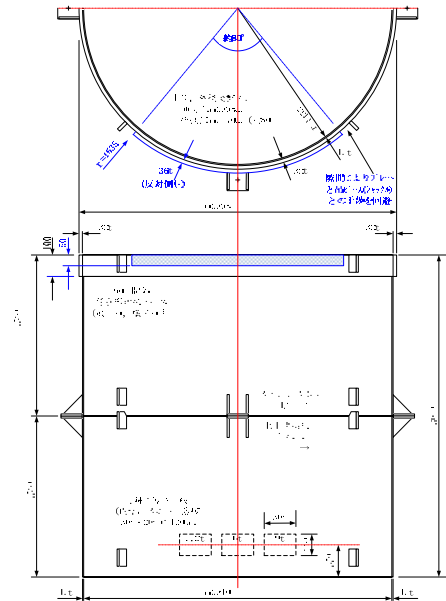


図-9 下部鋼管模型図

製作及び打設等による管理値は，それぞれ0.5%及び1%以下と規定している（「直立浮上式防波堤施工管理マニュアル（案）」（以下，マニュアル））ことから，鋼管の設計形状（外径3,000mm）に対し，僅かな真円の違いを表示するための手助けとして，拡大表示機能を設けた．図-10では施工管理値の目安として設計値の±15mmを赤線で示し，計測値を青線で示している．青線が二重に表示されているのは，同一深度で時計回りと反時計回りの2旋回で計測した値を示しているためである．この図を見ると，予め内壁に鋼板を張り付けた形状を計測できていることが分かる．

室内実験においては，原理的な計測装置自体が有している誤差を考慮したとしても，実海域で行う計測精度を確保していることは確認した．また，実海域を想定した計測装置の設置方法や手順について，潜水士との打合せや計測装置の動作確認も行った．

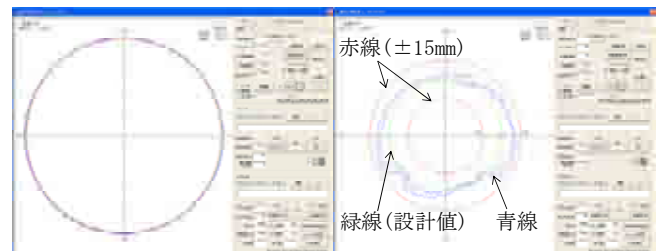


図-10 超音波による鋼板部断面の計測（右：拡大表示）

5. 実海域における計測

実海域における計測は，和歌山下津港海岸（海南地区）における実証実験工事にて打設した直立浮上式防波

堤の下部鋼管 3本を対象に実施した (図-11)。



図-11 実海域計測状況写真

(左: 計測装置吊り降ろし作業, 右: 計測作業)

(1) 真円度の規定値

鋼管打設等による真円度の施工管理値は1%程度としてマニュアルの中で規定している。真円度に関する規定値の設定に当たっては, JIS A5525に示される品質規格を基に, 鋼管製作精度, 施工精度及び計測精度を考慮した上で1%程度としている。

計測値には, 製作から施工までの施工管理値に加え, 計測の精度誤差の累積が含まれると考えられる。そのため, 施工における管理値を1%とし, その後の計測による精度誤差が数%であるとして, 規定値を正確に示すと±1.2%となる。つまり, 1%程度とは, 計測誤差である0.2%の幅を持たせた値である。

この規定に基づく真円度計測の整理としては, 図-12に示すように法線方向の船尾側を基点 (0°) として時計回りに測線 I からIVの45°間隔, 深度方向1m 間隔での整理を行う。整理を行うための真円度の定義を以下の(c式)で示す。

$$\text{真円度 (\%)} = \frac{\text{I 方向(II方向)の計測直径} - \text{III方向(IV方向)の計測直径}}{\text{設計値}} \times 100 \quad (\text{c式})$$

(2) 真円度の計測結果

真円度計測結果の深度分布を図-13に示す。これを見ると, 下部鋼管No.1とNo.3の I - III (法線方向と法線直角) 方向の真円度は, 深度-28mの付近で1%を僅かに超えて1.1%程度となっていることが分かる。II - IV (法線から45°及び135°) 方向は概ね0.5%以下となっている。

なお, 同一深度における計測点数は, 前述のとおり120点の計測を行っている。そのため, I からIV方向での計測値が最小直径を表しているとは限らない可能性もあることから, 全ての点において最小直径を算出し, その結果と I からIV方向の直径を見比べると, 下部鋼管の真円度を確認する上では, I からIV方向の直径は代表できる値であることを確認している。

これらのことから, 実海域における計測値は, 管理規定値の真円度1%程度を満足したものであった。

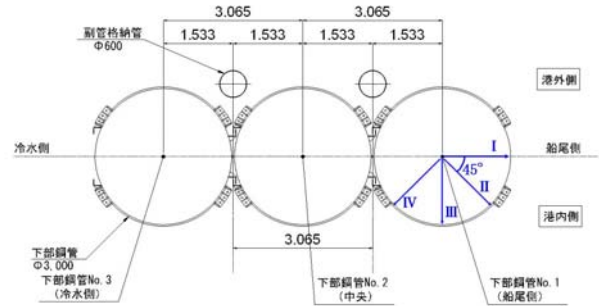


図-12 真円度計測の方位

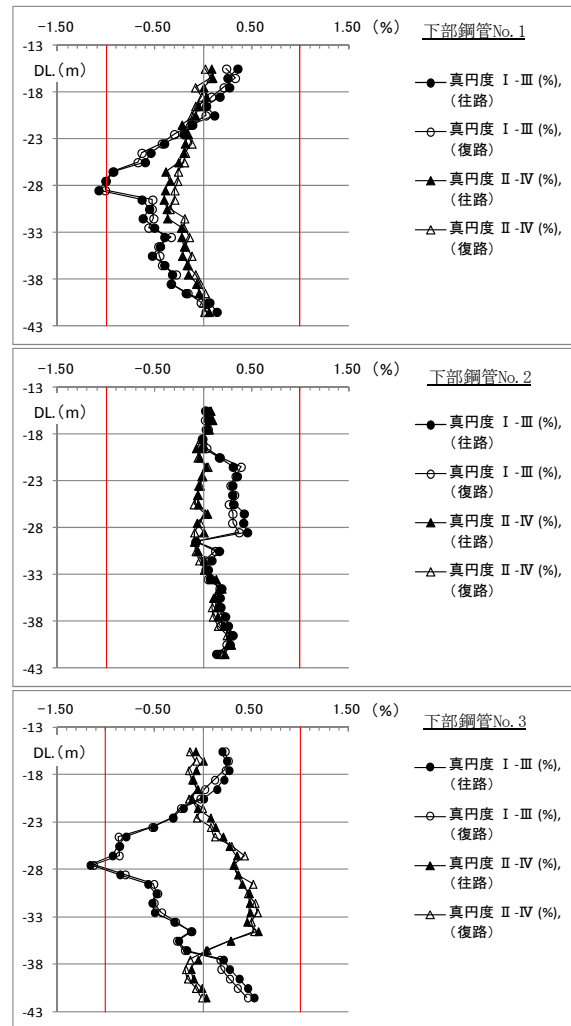


図-13 真円度計測結果の深度分布

(上: No.1 鋼管, 中: No.2 鋼管, 下: No.3 鋼管)

(3) 傾斜の計測結果

傾斜の計測原理としては, 車輪を使って鋼管に沿って計測台車を昇降させ, 計測台車に装備した傾斜計から各深度における鋼管の傾斜を計測する。その傾斜によるtan成分を積分することで鋼管の水平方向の変位量を推定する。ただし, この計測装置の機構から, 車輪が下部鋼管内の溶接箇所を乗り越えたり, 中掘洗浄後の残土を乗り越えたりする場合に上下の車輪に傾斜が生じ, 結果

として誤差となる。また、下部鋼管に架台を設置する際や計測台車に傾斜計を設置する際にも誤差が生じる。その他にも、傾斜計そのものが持つ精度誤差もある。そのため、傾斜値については、参考値として扱うこととする。

傾斜測定結果の深度分布を図-14に示す。No.3鋼管は他の鋼管と比較して、計測深度毎のバラツキが大きいように見受けられるが、これは前述の誤差が大きかったものと考えられる。また、全ての鋼管において、下部鋼管上端の深度DL-15.5mでは0.5°程度の値を示している。これは架台を下部鋼管に設置した際の誤差、あるいは計測台車に傾斜計を設置した際の誤差であると考えられる。

誤差が含まれていることを前提として、鋼管全体の傾斜について見た場合、下部鋼管全長で曲がりや傾斜は生じていないと考えられる。また、傾斜における施工管理値は、前述のマニュアルでは、法線直角方向に対し1/300以下と規定している。図-14からNo.3鋼管について、線形近似式を求め、法線直角に対する勾配を算定したところ、1/600程度であったことから施工管理値は満足したものであった。

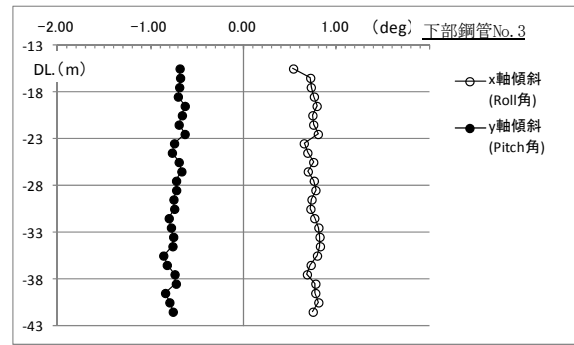
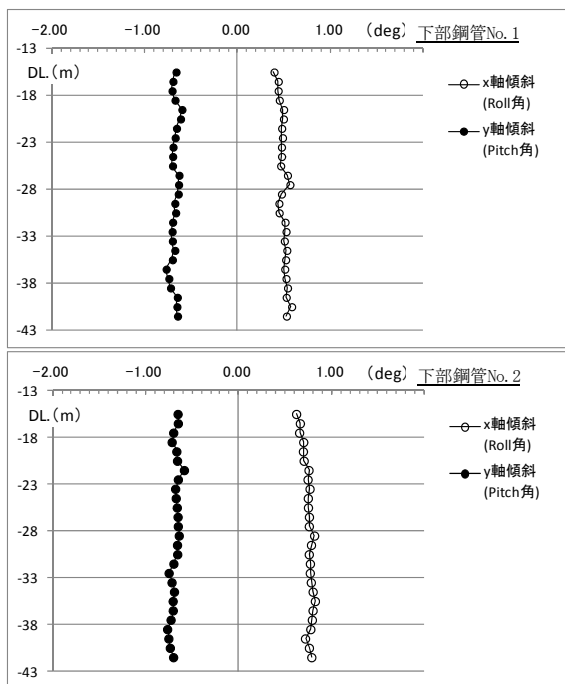
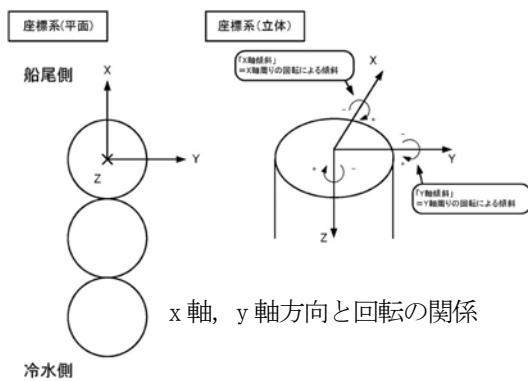


図-14 傾斜計測結果の深度分布

(上: No.1鋼管 中: No.2鋼管 下: No.3鋼管)

6. おわりに

直立浮上式防波堤において、開発した鋼管計測装置を用いて、可能な限り実物に近いスケールによる室内実験及び実海域における計測を実施した結果、本計測装置により比較的精度良く傾斜及び真円度の計測を実施できると考える。

この成果を踏まえ、今後はより使いやすい計測装置にブラッシュアップするため、以下のとおり改善を図るべきであると考ええる。

- ・作業効率の改善

ウインチの巻上げ速度の向上、旋回アームの旋回速度の向上

- ・準備作業の改善

組立作業の簡素化、下部鋼管上端部への計測装置の設置作業の簡素化

- ・計測機能の向上

旋回アーム及び距離計の設置位置の変更、距離計測データの同期

とりわけ作業効率の改善等による計測時間の短縮は、航行する船舶に対する安全性向上にも繋がる。また、今回は実証実験工事における計測装置の開発でもあったことから、恒常的な耐久性や腐食性については、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：地中に埋設された鋼管杭の健全度評価手法に関する研究，2012

法華山谷川における分布型流出モデルの適用について

石原 純¹

¹兵庫県 県土整備部 土木局 総合治水課 (〒650-8567 神戸市中央区下山手通5-10-1)

法華山谷川流域では、2011年台風第12号により甚大な浸水被害が発生した。今回の法華山谷川における流出では、降雨ピークと洪水ピークとの間に大きな時間差が生じ、また洪水ピーク時における流出量の低減が確認されている。これは、中上流域に数多く存在する「ため池」が流出抑制に寄与したと考えられる。

この現象を踏まえ、本流域の特性が反映でき、かつ総合治水を進める上で流域内の雨水貯留施設の流出抑制効果を適切に評価できる流出解析手法として、分布型流出モデルを採用した。採用に至ったアプローチと保水・貯留機能の高い小流域における分布型流出モデルの有用性について報告する。

キーワード 分布型流出モデル 小流域 ため池 総合治水

1. はじめに

法華山谷川は加古川市と高砂市を流れる流域面積約42 km²、延長約16kmの二級河川で、中上流域は田園地帯、下流域は低平地に密集市街地が形成されている。2011年台風12号（以下、H23T12と記す）では、志方観測所で戦後最大規模の最大時間雨量69mm、24時間雨量297mmを記録し、流域で浸水面積約420ha、浸水家屋数1,640戸の過去最大の被害が発生した（図-1・写真-1）。

H23T12 洪水による浸水被害の程度は、その土地利用の特性から、下流域・中上流域で大きく異なっている。

下流域は 1960 年以降、交通網の発達等により宅地化が進んだことから、低平地に開発された住宅地を中心に大きな浸水被害が発生した。

これに対し、中上流域は市街化されておらず、溢水による浸水した土地の多くは田畑であった。また中上流域には、森林や水田、100を超えるため池といった雨水貯留浸透機能を持つものが数多く存在し、結果、河道からの溢水も含め、下流域への流出を抑制したと考えられる。

再度災害防止の観点に立ち、実績流量を対象とした河道計画を策定するには、浸水被害発生時の流量・氾濫を正しく再現できる流出モデルが不可欠である。また、総合治水を推進する兵庫県では、総合治水対策を検討する上で、流域対策による流出抑制効果を評価できるモデルであることも必要条件であった。

【上流域・中流域】



写真-1 台風第12号による浸水状況

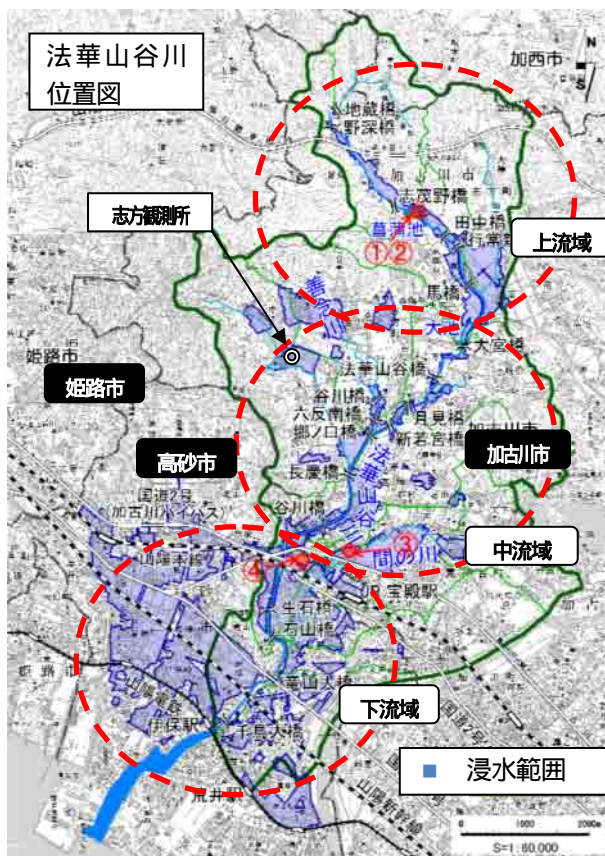


図-1 台風第12号による浸水状況

【下流域】

③ 樂道 小原圭

2. 合成合理式による流出状況の再現

まずは再度災害防止の観点から、実績洪水を対象とした河道計画を検討した。既存の法華山谷川河川整備計画は合理式で策定されており、今回の流出・氾濫を再現できない。対策の効果を検証するために、新たに流出モデルを構築することとした。

そのアプローチとして、合理式で求めたピーク流量を連ねて容易にハイドログラフを作成することができる合成合理式により、一般的な係数を使用して流出状況の再現を試みた（図-2）。その結果、上流域での河川の氾濫を考慮してもなお、次の(1)~(3)の点において実績洪水と大きく異なった。

推算流量(合成合理式(当初))と実績流量の比較

- (1) 実績洪水の降雨ピークと流出ピークの遅れ（約4時間）を再現できていない
（同程度の流域での洪水到達時間は約90分）
- (2) 実績洪水のピーク時の最大流出量を再現できていない
- (3) 洪水波形を再現できていない

実績洪水は河川への流出に時間がかかるという特徴的な流出形態が確認されたことから、この特徴を再現するために合成合理式に次の(1)、(2)の改善を行い、実績洪水に合うモデルを構築した（図-2）。

合成合理式に適用した改善

- (1) 総流出量を再現するため、流出係数を降雨の初期・中期・後期に合わせ変化
- (2) 流出の遅れを再現するため、実績洪水の形に合うよう調整した流出遅れ係数 T_L を導入
（ T_L とは各流域からの流出波形を引き延ばすことにより、流出の遅れを表現）

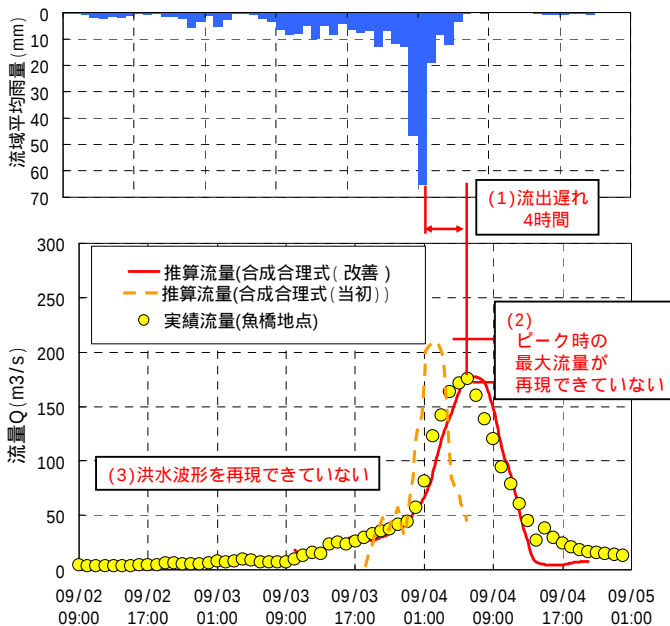


図-2 合成合理式による実績洪水の再現

この改善により、洪水波形やピーク流量は概ね一致させることができた。しかし現況を再現するため、累加雨量に応じて変化する流出係数 f や洪水波形を恣意的に変化させる流出遅れ係数 T_L といった無理な係数を設定しており、多くの洪水に対応できる汎用性や信頼性のある流出モデルとは言い難い。

また、流出特性を一律な流出係数 f で取り扱い、流出に大きな影響を与える田んぼや森林、市街地など土地利用の地域分布が反映されていないこと。またため池等の分布に応じた流出抑制効果の評価ができないことなど、総合治水対策の検討に適した流出モデルになっていない。

そこで、土地利用の地域分布が反映でき、ため池や水田等といった流出抑制効果をその分布に沿って表現できる分布型流出モデルを採用した。

3 分布型流出モデルによる流出状況の再現

本流域には、中上流域に大小137ものため池が点在し、流域面積に占めるため池集水面積の割合は4割を超える（図-3）。この流出抑制効果を再現することが、信頼性の高い流出モデルには必要である。

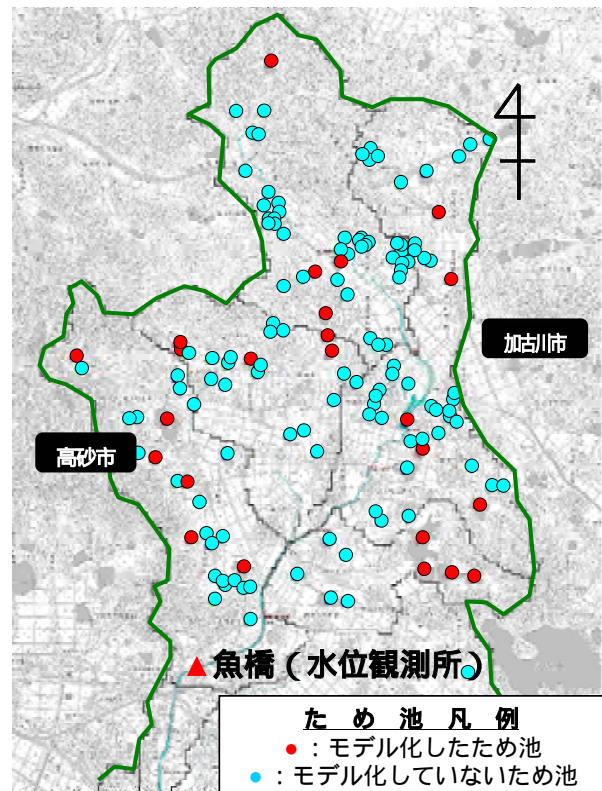


図-3 ため池の分布状況

法華山谷川で用いた分布型流出モデルは流域を50mピッチ（約16,000メッシュ）に分割し、メッシュ毎に流出量が計算できるため、高精度な流出解析が可能である。メッシュは図-4に示す～で構成された鉛直方向3層のタンクモデルと河道モデルで構成され、それぞれ流出特性が表現できる。

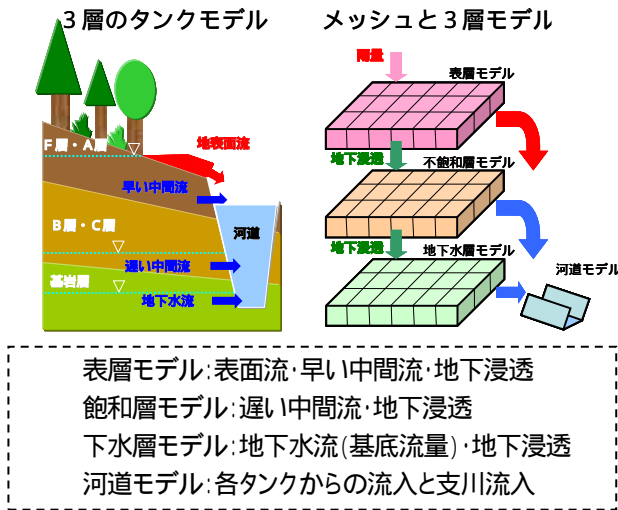


図-4 分布型流出モデルの構造

モデルには137のため池のうち、背後に集水域を持つ貯水容量2万 m^3 以上のため池24箇所(図-3)を抽出して組み込み、実績洪水を再現した(図-5)。

再現結果を合成合理式と比較すると、全体の再現性が高く、とりわけピーク部と洪水減衰部で優れている。モデルに用いた係数は土研が示す標準値と大きな乖離がなく、無理のない係数設定により再現性の高いモデルが構築できている。

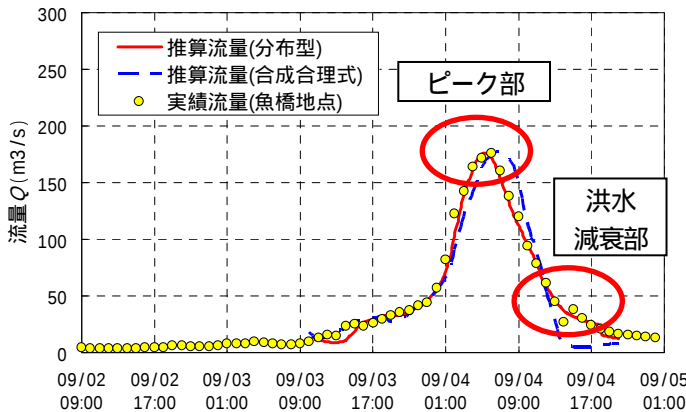


図-5 分布型流出モデルによる実績洪水の再現

4 ため池による流出抑制効果の算出

H23T12実績洪水を対象とした河道計画を検討する上での成果として、現状のため池がもつ流出抑制効果、及びため池の事前放流による流出抑制効果を確認した。構築したモデルを用いて、次の仮想2ケースで流出解析を行った。

ケース1 (現状のため池による流出抑制効果)

ため池なし

ため池あり(満水)

ケース2 (ため池の事前放流による流出抑制効果)

ため池あり(満水)

(は同条件)

ため池あり(全量を事前放流)

ケース1の流量低下量を表-1、流出ハイドログラフを図-6に示す。

表-1 ため池による流量低下量(ケース1)

観測地点	ため池なし	ため池あり(満水)	-
魚橋	190	176	14

単位: m^3/s

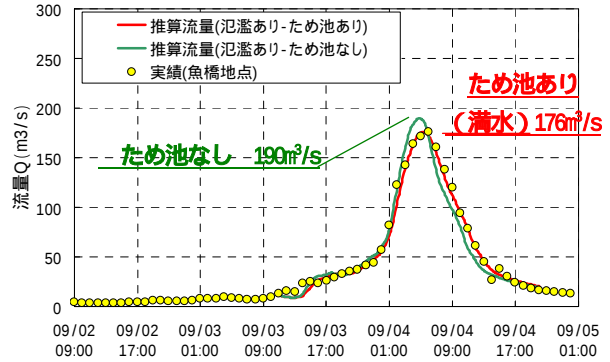


図-6 流出ハイドログラフ(ケース1)

現存するため池による洪水調節量は約14 m^3/s で、ため池のなし(190 m^3/s)の7%程度の流出抑制効果を示している。

次に、ケース2の流出低下量を表-2、流出ハイドログラフを図-7に示す。

表-2 ため池による流量低下量(ケース2)

観測地点	ため池あり(満水)	ため池全量事前放流	-
魚橋	176	142	34

単位: m^3/s

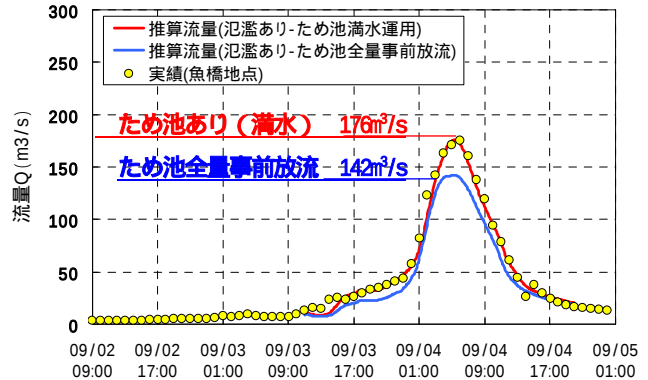


図-7 流出ハイドログラフ(ケース2)

ため池の全量事前放流による洪水調節量は約34 m^3/s で、ため池のあり(満水: 176 m^3/s)の約20%の流出抑制効果を示している。

ため池を保全し、治水活用することは、法華山谷川への流出抑制に効果があることが確認できた。ため池全量の事前放流を実施することは困難であるため、地域の理解が得られる現実的な対策を今後検討していく予定である。

4. 今後の課題と適用

(1) 今回の検討で確認された分布型流出モデルの長所・短所

分布型流出モデルは、地形の分布や特性を詳細に反映し、流出過程を精密に解析できる再現性の高いモデルである。流域内のため池等をモデルに組み込むことにより、法華山谷川流域が持つ高い保水・貯留機能が確認できた。今回の検討を踏まえた分布型流出モデルの長所・短所を以下に示す（表-3）。

表-3 分布型流出モデルの長所・短所

長所	・土地利用の変化に伴う流出量や保水・浸透量の変化を定量的に表現できる。 ・ため池や水田、防災調整池などの流出抑制効果が流域メッシュ単位で評価できる。 ・流出成分ごと（表面流出、中間流出、地下水流出）の適切な評価ができる。
短所	・斜面の層厚、土壌、地質成分などの詳細なデータが必要である。 ・モデル構築とモデル定数の同定に経験と多大な労力を必要とする。

(2) 短所の解消方法

今後、他の流域での適用を視野に入れた短所の解消方法は次のように考える。

地理情報システム(GIS)と直結したモデルの開発

分布型流出モデルの構築には地盤高や土壌、土地利用といった分野を超えた詳細なデータが必要であり、今回の検討においてもGISデータを活用・変換してモデルの係数設定を行っている。地理空間情報活用推進基本法が施行され、土地利用図、地質図、浸水想定図など多様なGISデータの整備・拡充が図られており、コンピューターを用いる流出解析モデルとの相性も良いことから、GISデータと直結したモデルの開発が必要と考える。

適正な解析単位で汎用性の高いモデルの開発

今回、精密に流域特性を把握するため50mメッシュを解析単位としたことから、膨大な数の係数設定(19の係数×約16,000メッシュ)が必要となり、モデル構築には経験と多大な労力が必要であった。こうしたノウハウはコンサルタントが所有するため、他者ではモデルの修正が出来ず、使い勝手が良いとはいえない。

今後、解析目的や流域特性に適したメッシュサイズを踏まえてモデルを構築すること、またモデル構築後の汎用性・発展性も視野に入れたオープンなプラットフォームをベースにすることが必要と考える。

(3) 総合治水への適用

兵庫県では平成24年4月に総合治水条例を施行した。河川下水道対策、流域対策及び減災対策を組み合わせることにより、降雨による浸水の発生を抑制し、浸水被害を軽減するために、県・市・県民で総合治水を推進することとしている。

これまでの治水対策では、河川改修や下水道(雨水)整備を中心に組み込まれてきたが、施設の想定を超える雨が降った場合の氾濫や、河川に至るまでの水路等での氾濫は防ぐことができず、大雨による浸水被害を抑えることが困難であった。こうした被害の軽減には、雨水を貯め・もしくは地下へ浸透させる流域対策が効果を発揮する（図-8）。



図-8 流出を抑制する流域対策の例

しかし流域対策を実施する多くの土地や施設が河川管理者以外の所有であることから、関係者の協力を得るには、その効果を示し、必要性を理解して貰うことが必要になる。

分布型流出モデルはモデルを構築すれば、流域対策の実施や流域内の土地利用の変化にも柔軟に追従できることから、総合治水の効果や必要性を示すツールとして利用価値の高いものである。表-3に示すような短所があることから、まずは流域対策を率先して取り組むモデル地域等において分布型流出モデルを適用し、河川や地先への効果を明らかにすることで、総合治水の推進を図りたい。

謝辞：本稿の発表にあたり、県加古川土木事務所を中心とした「法華山谷川流域治水対策技術検討会（座長：神戸大学宮本准教授）」及び解析業務を担当したパシフィックコンサルタンツ（株）の関係者に感謝の意を表します。

大規模天然ダムの長大斜仮排水路の水制について

大塚 康之¹・梶原 修²

¹大成建設株式会社 関西支店 栗平地区堰堤他工事作業所（〒637-1211 奈良県十津川村滝川794-2）

²近畿地方整備局 紀伊山地砂防事務所 工務課（〒637-0002 奈良県五條市三在町1681）

土砂崩壊による河道閉塞により発生した天然ダムは、越流による土石流災害等の二次災害発生の恐れがあるため、下流域住民の安全・安心を確保する上で早期に安定した排水可能な水路を造成することが必要となる。平成23年9月初旬に上陸した台風12号により発生した栗平地区天然ダムは、ダム高がほぼ100m、下流面の勾配は約50%の急斜面の形状を有した。次出水期到来前に完成など工期的な制約の他に、陸路の無い場所での発生のため使用できる建設機械・材料に制約があり総合的な条件を考慮した水路の設計および施工方法を立案し、排水路の造成を行うことが求められた。今回は、天然ダムの長大斜仮排水路に着目して報告する。

キーワード 天然ダム、長大斜仮排水路、粗度係数、吹付工法、TAO工法

1. はじめに

平成23年9月初旬、南紀3県に豪雨をもたらした台風12号は、死者・行方不明98名、倒壊家屋3,270戸という大被害を引き起こした。また、多くの個所で地滑りや河道が閉塞し、この内5か所で大規模な河道閉塞天然ダムが形成され、越流による二次災害の懸念がされた。中でも栗平地区（図-1、写真-1参照）は最大の崩壊土量を持ち、ダム高がほぼ100mで、その下流面は勾配が約50%の急斜面の形状を有し、下流域の住民が安全・安心して生活するためにこの陸路の無い閉塞個所に且つ次出水期までの短期間に、想定された洪水を安定して排水する延長576mの仮排水路を完成する必要があった。そのために

主要資機材の運搬は、河川内に工事用道路を造成し運搬費用の低減を図るとともに、一般重機を使用して工期短縮が図れるような仮排水路の設計および施工方法を立案しその造成を行った。



写真-1 栗平地区天然ダム



図-1 位置図

2. 工事概要

(1) 全体工事概要

工 事 名：熊野川栗平地区河道閉塞緊急対策工事
発 注 者：国土交通省近畿地方整備局
施 工 者：大成建設株式会社
工 事 場 所：奈良県吉野郡十津川村内原地先
工 期：2011年10月8日～2013年11月30日
表-1に主要工事数量を示す。

表-1 主要工事数量

工種・種別	細別	数量
砂防土工 掘削工 流路護岸工	かごマット	113,500m ³
	地盤改良工	820m ²
	吹付け工	23,200m ³
		12,100m ²
流末処理工		1式
流路護岸改良工		1式
仮設工		1式

(2) 仮排水路設計・施工の制約

当初、仮排水路は、崩壊面より離れた旧河川対岸の位置に、カゴマット構造による水路を計画した。しかし、以下に示す制約からセメント改良による基盤造成した表面に吹き付けによる表面処理を施した構造の仮排水路とした。

a) 搬入可能な資機材の制約

陸路がないため全ての資機材はヘリコプターによる輸送となるが、重量が3t未満という制約がある。汎用ショベル系重機で、分解し空輸の上現地で組立可能な規格は0.5m³級が最大である。また、輸送重機は、2.5t級の不整地運搬車が最大級であり、ブルドーザはほぼ搬送不可能であった。そのため、土工事等を極力減ずる形状の水路設計が求められる。

b) 工期の制約

次出水期までの約8か月間で工事完了可能な水路の構築が必要である。

c) 材料の制約

天然ダムの表面は倒木や立木で覆われ地盤の状況は、完全には把握できなかったが、カゴマットの中詰め材を現地で採取するためには、10万m³以上の土砂を篩分けする必要がある。現地材料は、風化したものが多くしかも法面崩壊による自然破砕しているため非常にもろく、粒径が150mm～200mmサイズの材料を採取するために良質の材料をブレーカ等による破砕も必要であった。

d) 天然ダムの形状による制約

天然ダムの下流面の勾配は、1:1.8程度の勾配であり、そこに排水路を設け流水した場合の流速は約15.5m/秒と計算された。この流速では、カゴマット工の設計流速である8m/秒に耐えることが不可能となるため他の構造形式にする必要があった。

a)～d)の各制約に対して、汎用重機を用いて急速施工が可能な水路の設計が必要であった。

(3) 設計概要

前述の設計及び施工上の制約を解決する施工方法を以下のように決定した。

a) 基盤造成

カゴマットの使用箇所を最小限にするとともに現地発

生土砂を有効利用したセメント改良土を採用し水路の基盤とした。目標強度レベルは、過去の実績から土砂の性状より0.15～9.0N/mm²とかなりのばらつきがあったが、水平部におけるFEM解析の結果より0.5N/mm²とした。

b) 表面処理

改良土水路表面の水流による洗掘防止は、工期短縮を図るため型枠コンクリートではなく、吹付モルタルを施工する。しかし、下流面は長大斜面(斜長約130m)であるため、排水流速が早くなり構造物安定性に問題が生じる可能性があった。よって、水路の粗度付の方法として考えられているイボ型粗度の形状をお椀状に工夫した構造を採用した。

図-2～5に仮排水路の計画図及び縦横断面図を示す。

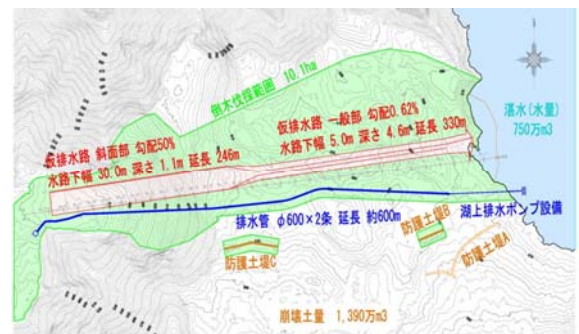


図-2 計画平面図

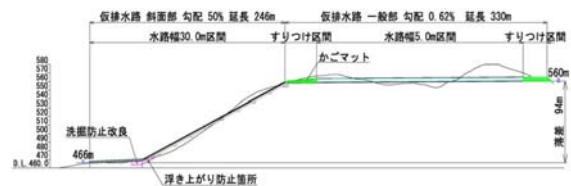


図-3 計画縦断面図

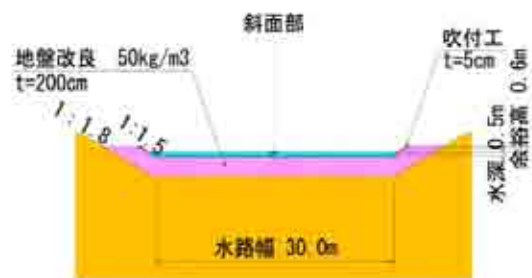
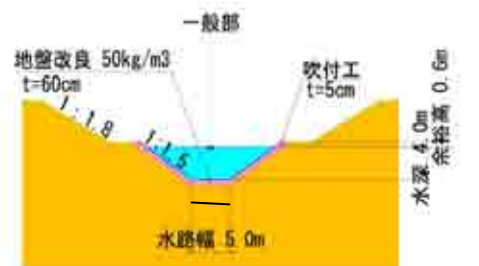


図-4 計画横断面図

3. 水路粗度率向上のための施工方法(TAO工法)

水路粗度向上のための技術としては、カゴマット工法、布製型枠工（ファブリフォーム等）、モルタル吹付工、地盤改良+モルタル吹付工などの工法が考えられる。この中で、緊急対策工事で資材運搬経路が確保されていないことや、工程的な面、経済性の面から判断して、地盤改良+モルタル吹付工を選定した。

しかし、カゴマットや布製型枠（それぞれ粗度係数0.032、0.025）に対し、モルタル吹付は粗度が小さく（粗度係数0.019）、流速が大きくなるため吹付工の損傷や斜路下流端での衝撃圧の発生などが懸念された。

そこで、イボ型粗度（図-6、参考文献-1、2）による、人工粗度を設置した。流木等の衝突を考慮して粗度の形状はお椀状とし、その設置にはアンカーの定着部を利用した。（図-7）

尚、このアンカーは、モルタル吹付工自体の流出（剥離）防止を目的としたものでもある。したがって、アンカーバーによりイボ型粗度の定着を確保すると同時に、イボ型粗度がアンカーバー定着部の保護の役割を果たしている。

イボ型粗度の形状は、粗度係数がカゴマットと同等の0.032となるように、図-6を参考に決定した。

写真-2～4にTAO工法の施工状況を示す。人工粗度は、その形状の均一性を確保するため、特殊なお椀状の鉄筋籠を製作し、その内部に吹付けを実施して構築した。

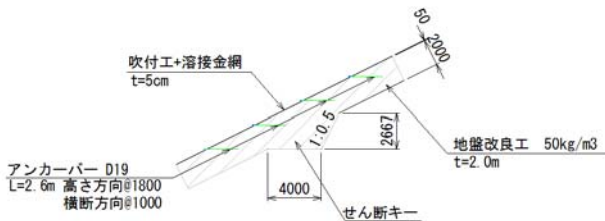
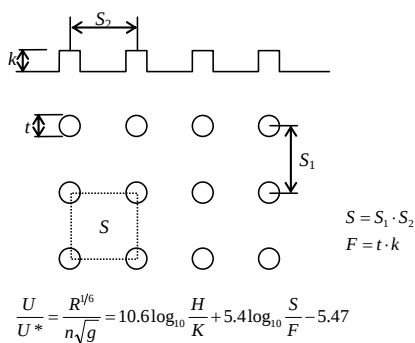


図-5 斜仮排水路縦断面図



H :水深、 K :イボ型粗度の高さ、 S :1つのイボ型粗度が受け持つ面積、 F :1つのイボ型粗度の流れに対する投影面積、 U^* :摩擦速度、 U :平均流速、 n :粗度係数、 R :径深

図-6 イボ粗度の考え方（参考文献-1）

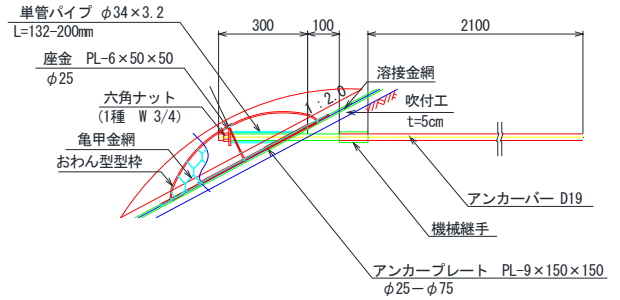


図-7 アンカー定着部形状（TAO工法）



写真-2 アンカーバーヘッド設置状況



写真-3 お椀状の鉄筋籠設置完了



写真-4 斜仮排水路吹付け状況

4. 対策工の効果と検証

平成 24 年 6 月 19 日の台風 4 号による降雨により、施工済の斜仮排水路に土砂ダムからの水が流下した。写真-5～6 に示す通り、水流は TAO 工法により減衰されている様子が判断できる。



写真-5 流下状況① (台風 4 号)



写真-6 流下状況② (台風 4 号)

今回のように緊急対策工事としての斜仮排水路の造成は、本設水路の完了までの数年の使用に耐えることが可能であり、しかも短期間に大流量を流すことが可能な水路の設置方法として、最適と考える（セメント改良土＋モルタル吹付けの水路）。

セメントと現地発生土砂が主材料である地盤改良と吹付工は、仮設構造物の施工においてローコストで、しかも任意の構造形状の水路を早期に設けることが可能である。また、モルタルであるため粗度係数は低くなり流速を抑えることが難しいという欠点を持っているが、当現場では、水路表面にお椀上の突起物を設けることにより解決することができたと考える。

5. おわりに

長大斜仮排水路は、3度の台風にも耐えることができたが、天然ダム満水位の状態で迎えた昨年の台風17号により流出した。その原因は、想定以上の強度の降雨があったことと、本水路流末部が崩壊土砂上に造成されているため、洗掘崩壊したと推測されている。ただし、天然ダム湖面まで水路崩壊が到達せず、その機能を十分発揮したため、下流域への土砂流失は最小限に抑えることができたと考える。

今後は、以前の急斜面構造から変化し、比較的緩斜構造となったため、斜仮排水路の復旧ではなく、天然ダム内の水位を下げ、バイパス排水路を作成し、最下流部に堰を造成するなど、減災化に努めて次期の出水期に備える。その後、落差工など本設対策工の施工を適時進める所存である。

最後に、本論文の作成にあたり技術的な支援を頂いた、国土交通省近畿地方整備局紀伊山地砂防事務所の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 須賀堯三 (1990) : 水理模型実験, 山海堂, PP. 84-85
- 2) 足立昭平 (1962) : 人工粗度の実験的研究, 京大防災研究所年報第5号A, PP. 252-259

覆工コンクリートの 高品質化セントル養生システムの開発

はるあき

－「春秋コンクリート」を山岳トンネルに適用－

若林 宏彰¹・西村 長嗣²¹（株）鴻池組 土木事業本部技術部（〒136-8880 東京都江東区南砂 2-7-5）²近畿地方整備局 福井河川国道事務所（〒918-8015 福井県福井市花堂南 2-14-7）

覆工コンクリートは、構造および施工上、収縮変形による拘束や早期脱型（強度不足）に起因するひび割れ・剥離が発生しやすい。これらのひび割れは、それぞれ夏期、冬期において顕著であり、コンクリートのひび割れの発生しない適度な温度、すなわち春期または秋期の温度環境下に維持することが重要となる。「春秋コンクリート」は、型枠養生期間中における型枠表面の温度を調整し、コンクリートを冷却・加温することで、上記問題を解決したものである。

本報告は、春秋コンクリートの室内試験で得られた基礎性状を踏まえ、実現場として美浜東バイパス佐田トンネルにおいて適用した効果について紹介したものである。

キーワード：覆工コンクリート 春秋コンクリート 型枠 養生温度 冷却 加温

1. はじめに

覆工コンクリートは、構造および施工上、材令14～20時間で脱型し、その後は坑内環境で養生を行う。そのため、夏期施工のコンクリートは、コンクリート温度や養生温度が高くなることから、脱型時にコンクリート表面が急激に冷却・乾燥され、収縮に起因したひび割れが発生しやすい。逆に冬期施工のコンクリートは、コンクリート温度や養生温度が低くなることから、脱型時に強度不足によるひび割れや剥離が発生しやすい。

今回、開発した「春秋コンクリート」は、型枠養生期間中の型枠表面の温度を調整し、コンクリートを冷却・加温することで、一年を通して春秋期に打設したコンクリートと同じ温度環境で施工することを可能にしたもので、これにより収縮ひび割れや、強度不足によるひび割れや剥離を防止し、長期耐久性を向上したものである。

春秋コンクリートのトンネル現場への適用にあたっては、事前に室内試験において、コンクリートの温度特性、型枠との剥離性、若材令時および長期材令時の強度特性、および収縮ひずみ特性についての基礎性状を確認した。また、適用現場として美浜東バイパス佐田トンネルにおいて、大型エアコンと送風用鋼管を使用した専用セントルを用いて、覆工コンクリートを冷却・加温することで、春秋コンクリートの優位性について確認した。

本報告は、春秋コンクリートの室内試験および実現場での適用結果について紹介する。

2. 室内試験の内容

(1) 実験目的

既往の実験データが少ない若材令時のコンクリートに対する冷却効果を把握するために、夏期施工のコンクリートと春秋コンクリートに対して、①コンクリート温度測定、②剥離性試験、③若材令強度試験、④長期強度試験、⑤収縮ひずみ測定を実施し、基礎性状を確認した。

(2) コンクリート配合

適用現場である佐田トンネルにおける覆工コンクリートの配合を使用した。

表-1 に使用材料、表-2 にコンクリート配合を示す。

表-1 使用材料

種類	記号	物理性質など
セメント	C	高炉セメントB種、密度3.04g/cm ³
細骨材	S1	福井県坂井市三国町産 陸砂 表乾密度2.60g/cm ³ 、粗粒率1.82
	S2	福井県敦賀市葉原産 砕砂 表乾密度2.60g/cm ³ 、粗粒率3.42
粗骨材	G	滋賀県高島市今津町椋川産 碎石 表乾密度2.81g/cm ³ 、実績率58.0%
混和剤	WR	AE減水剤（リグニンスルホン酸化合物）

表-2 コンクリート配合

基準強度 (N/mm ²)	スラブ ¹ (cm)	Gmax (mm)	W/C (%)	S/a (%)	単位重量(kg/m ³)					
					W	C	S1	S2	G	WR
18	15	20	60	47.3	170	283	383	468	1026	3.57

(3)養生条件

コンクリートの練上り温度は、夏期施工時のコンクリートを想定して 30℃とした。次に打設後 24 時間の養生温度は、写真-1 に示す温度調整装置を用いて、夏期施工のコンクリートは 40℃（夏期施工時のセントル天端の空間温度相当）、春秋コンクリートは 10℃（大型エアコンの最大冷却温度相当）とした。その後、型枠を脱型し、室温 25℃、湿度 70%（トンネル坑内温度および湿度相当）で気中養生を行った。



写真-1 温度調整装置

(4)実験方法

a) コンクリート温度測定

型枠は、実物大の覆工コンクリート（ $t=30\text{cm}$ ）を模擬化した直径 30cm、高さ 30cm のボイド型枠を使用した。

型枠上部にはセントルのスキムプレート（t=6mm）を模擬化した鉄板蓋（ $t=6\text{mm}$ ）を、残りの 5 面には断熱材として発泡スチロール（ $t=5\text{cm}$ ）を設置した。また、型枠の上下 5cm と中間の位置に熱電対を設置し、コンクリート温度を連続的に測定した。

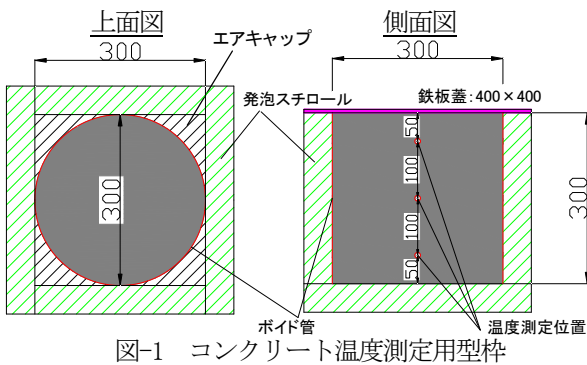


図-1 コンクリート温度測定用型枠



写真-2 供試体作成状況

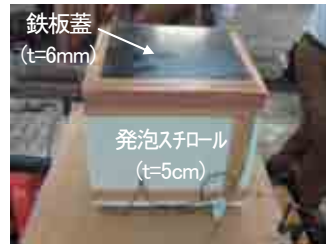


写真-3 鉄板蓋設置状況

b) 剥離性試験

春秋コンクリートでは、型枠を 10℃に冷却することを想定したため、脱型時の強度不足によるコンクリート表

面の剥離についての有無を確認した。

型枠は、コンクリート温度測定用型枠と同様の大きさ、形状のものを使用した。また、鉄板蓋の脱型時期は、セントル脱型時期に相当する 16 時間および 18 時間とした。

c) 若材令強度試験

供試体は、 $\phi 100 \times 200$ を 3 本とし、写真-4、写真-5 に示すようにコンクリート温度測定用型枠にコンクリートで埋設した。

鉄板蓋の脱型時期は、14～24 時間とし、脱型後にコンクリートを破碎して円柱供試体を取り出し、若材令時の圧縮強度試験を実施した。



写真-4 型枠設置状況



写真-5 供試体作成状況

d) 長期強度試験

型枠は、コンクリート温度測定用型枠と同じものを使用し、材令 7, 28, 56, 91 日にコア供試体（ $\phi 86$ ）を採取して、圧縮強度試験を実施した。

e) 収縮ひずみ測定

若材令強度試験で作成した供試体を用いて、材令 24 時間でひずみゲージを設置し、その後の収縮ひずみを計測した。

(5)試験ケース

室内試験ケースを表-3 に示す。

表-3 室内試験ケース

種類	練上り 温度(℃)	養生温度(℃)		a)コンクリ ート温度	b)剥離 性試験	c)若材 令強度	d)長期 強度	e)収縮 ひずみ
		24hrまで	24hr以降					
夏施工 コンクリート	30	40	25	材令7日 まで 測定	—	14,16, 18,20, 24時間	7,28, 56,91日	材令91 日まで 測定
春秋 コンクリート	30	10	25		16,18 時間			

3. 室内試験結果

(1)コンクリート温度測定結果

コンクリート温度測定結果を図-2 に示す。

春秋コンクリートは、夏期施工のコンクリートと比較して、型枠の深度によっては最大 20℃程度の冷却効果があるが、一番深い位置でも 17℃程度冷却できることがわかった。また、室内試験と同じ養生条件で、温度応力解析を実施した結果、ピーク温度やコンクリート温度の上昇傾向が、解析値と実測値で概ね一致することを確認できた。

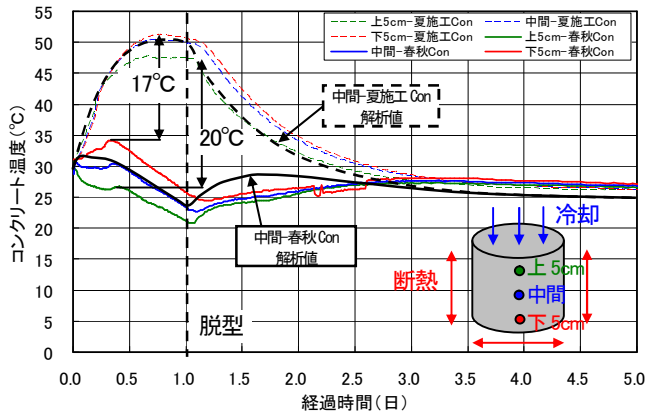


図-2 コンクリート温度測定結果

(2) 剥離性試験結果

材令16時間と18時間の剥離性試験結果を写真-6に示す。

春秋コンクリートでは、型枠を10℃に冷却しても、コンクリート表面は20℃程度と温かく、コンクリート表面に剥離が発生していないことを確認できた。



写真-6 剥離性試験結果

(3) 若材令強度試験結果

若材令強度試験結果を図-3に示す。

春秋コンクリートは、材令16時間以降で脱型時の必要強度(2.1N/mm²)を満足していることを確認できた。

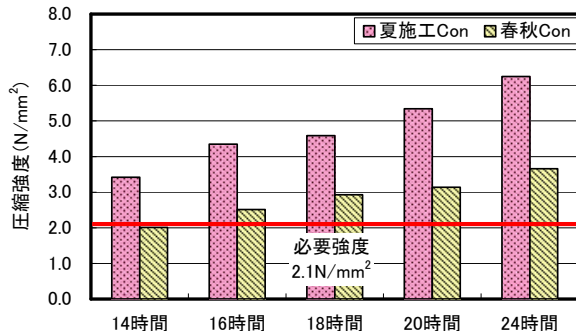


図-3 若材令強度試験結果

(4) 長期強度試験結果

長期強度試験結果を図-4に示す。

春秋コンクリートは、材令7～91日で夏期施工のコンクリートの圧縮強度を30～40%程度上回ることを確認できた。

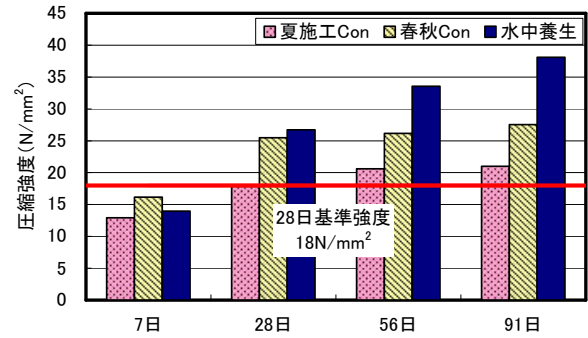


図-4 長期強度試験結果

(5) 収縮ひずみ測定結果

収縮ひずみ測定結果を図-5に示す。

春秋コンクリートは、材令91日で夏期施工のコンクリートの収縮ひずみより200μ程度小さいことを確認できた。これは、春秋コンクリートのピーク温度が、夏期施工のコンクリートよりも17～20℃程度低いため、温度および乾燥収縮ひずみが減少したものと考えられる。

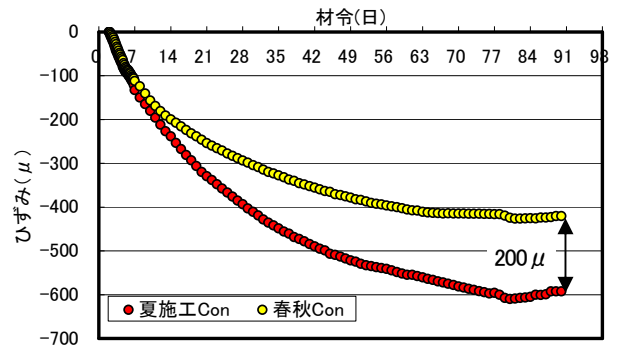


図-5 収縮ひずみ測定結果

(6) 室内試験結果まとめ

春秋コンクリートの基礎性状を以下にまとめる。

- 春秋コンクリートは、温度応力解析によりコンクリート温度の上昇傾向を概ね予想できる。
- 春秋コンクリートは、10℃に冷却しても、コンクリート表面まで水和反応が促進され、脱型時にコンクリート表面の剥離は発生しない。
- 春秋コンクリートは、脱型時の必要強度を満足できる。
- 春秋コンクリートは、夏期施工のコンクリートに比べて水和反応が緩やかになるため、長期強度が向上する。
- 春秋コンクリートは、ピーク温度が低いため、初期の急激な乾燥や温度変化が小さくなり、収縮ひび割れを抑制できる。

4. 適用現場の概要

(1) 目的

実現場において、春秋コンクリートの基礎性状について確認した。測定項目は、室内試験と同様、夏冬期に施工するコンクリートと、春秋コンクリートの①コンクリート温度測定、②ひび割れ・剥離状況確認、③若材令強度試験、④長期強度試験、⑤収縮ひずみ測定とした。

表-4 に適用現場の概要、図-6 に標準断面図を示す。

表-4 トンネル工事概要	
工事名称	美浜東バイパス 佐田トンネル工事
発注者	近畿地方整備局 福井河川国道事務所
施工者	株式会社 鴻池組
工事場所	福井県三方郡美浜町佐田地先
工事概要	・工事延長680m、トンネル延長464m (NATM、機械掘削、内空断面積65.9m ² 上半先進ショートベンチカット工法) ・地質状況:丹波層群 砂岩・頁岩・チャート

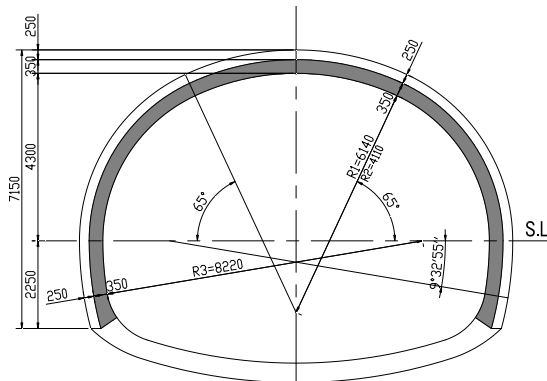


図-6 標準断面図 (DIIIa パターン) の一例

(2) 春秋コンクリート専用セントルの概要

春秋コンクリート専用セントルは、大型エアコンで冷却・加温した空気を、補助ファンによりセントル型枠に設置した送風用鋼管に10~15m/sの風速で圧送し、型枠表面を冷却・加温するもので、これにより脱型までのコンクリート温度を春秋期環境に調整するものである。

図-7 に春秋コンクリート専用セントル概要図、表-5 に使用機材の仕様、写真-7~写真-12 に使用機材を示す。

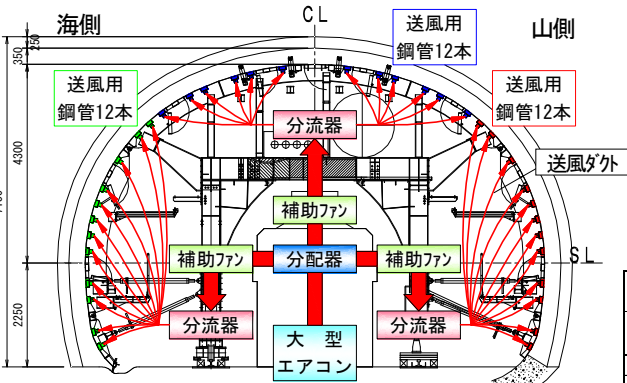


図-7 春秋コンクリート専用セントル概要図

表-5 使用機材の仕様

使用機材	仕 様
エアコン	・能力 ; 冷房56kW/暖房63kW (60Hz) ・送風機 ; 定格風量165m ³ /min
分 流 器	・送風方式 ; 12P同時送風
補助ファン	・最大風量 ; 80m ³ /min
送風用配管	・送風ダクト ; φ75mm



写真-7 セントル全景



写真-8 大型エアコン

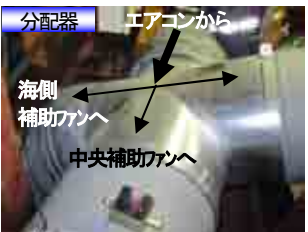


写真-9 分配器

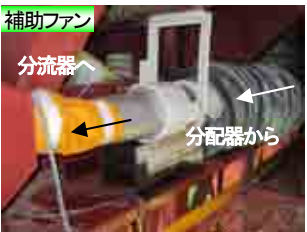


写真-10 補助ファン



写真-11 分 流 器

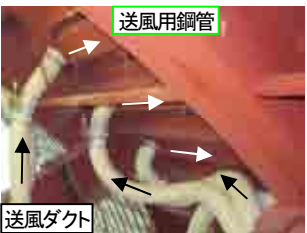


写真-12 送風用鋼管

5. 適用現場での測定内容

(1) 養生条件

夏期は、温度調整を行わないコンクリートとエアコン温度を15~20℃に調整した春秋コンクリート、冬期は、ジェットヒータで加温したコンクリートとエアコン温度を40℃に調整した春秋コンクリートについて、脱型まで養生し、各測定項目を比較した。また、秋期に温度調整を行わないコンクリートのデータも採取した。

(2) 測定ケース

施工条件に応じて比較した測定ケースを表-13 に示す。

表-13 測定ケース

施工 時期	ケース	練上り 温度(℃)	養生条件		a)コンク リト温度	b)剥離 性試験	c)若材 令強度	d)長期 強度	e)収縮 ひずみ
			脱型まで	脱型後					
8月	夏-無対策	30	—	—	坑内 環境 材令7日 まで 測定	随時	14.16, 18.20, 時間	7.28, 56.91日	材令60 日まで 測定
	夏-春秋con	28	15~20℃	—					
11月	秋-無対策	18	—	—					
1月	冬-ジェットヒータ	10	—	ジェットヒータ					
	冬-春秋con	10	—	40℃					

(3)測定方法

a) コンクリート温度測定および収縮ひずみ測定

10.5mの覆工スパンの中央部の天端、肩部および脚部の3箇所における地山側、中心、坑内側のコンクリート温度と収縮ひずみを連続的に測定した。

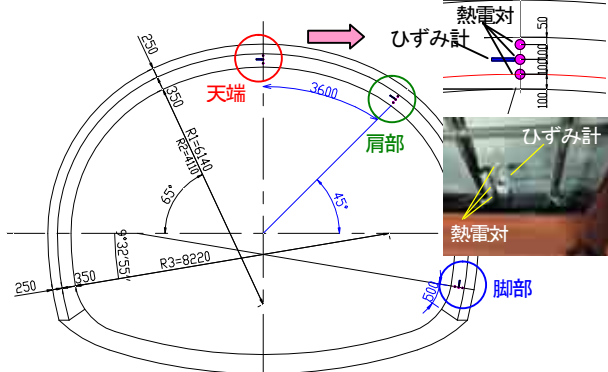


図-8 コンクリート温度および収縮ひずみ測定位置

b) ひび割れおよび剥離状況の確認

セントル脱型後のコンクリート表面を定期的に観察した。

c) 若材令強度試験

PT型テストハンマーを使用し、覆工コンクリート天端、脚部における材令14～20時間の若材令強度を測定した。

d) 長期強度試験

NR型テストハンマーを使用し、天端、肩部および脚部の3箇所の覆工コンクリート表面における材令7日、28日、56日、91日の長期強度を測定した。

6. 適用現場での測定結果

(1) コンクリート温度測定結果

夏期、秋期および冬期施工時の覆工厚の中心部におけるコンクリート温度測定結果を図-9～図-11に示す。

春秋コンクリートのピーク温度は、夏期では10℃程度（練上り温度を考慮すると8℃程度）低下し、冬期では脚部で3℃程度上昇するとともに、天端と脚部の温度差が8℃程度（ジェットヒータによる加温は14℃程度）と小さいことがわかる。また、秋期施工のコンクリートと、夏冬期施工の春秋コンクリートのピーク温度差を比較すると天端、肩部で6℃程度と小さく、春秋環境を適切に模擬化できていることを確認できた。

さらに、適用現場と同じ養生条件（コンクリート練上り温度、送風用鋼管内の温度および風速、脱型時間）を入力値として温度応力解析を実施した結果、ピーク温度やコンクリート温度の上昇傾向が、解析値と実測値で概ね一致することを確認できた。

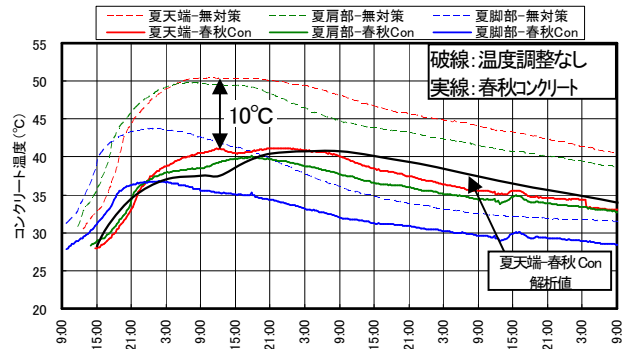


図-9 夏期施工のコンクリート中心温度比較

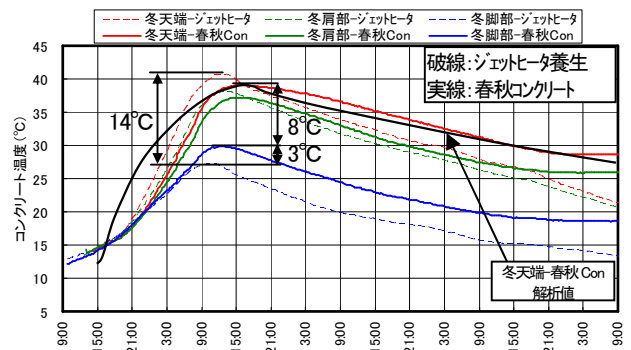


図-10 冬期施工のコンクリート中心温度比較

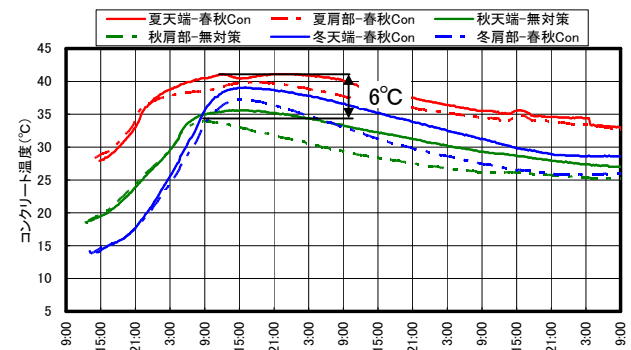


図-11 秋期施工のコンクリート中心温度比較

(2) ひび割れおよび剥離状況

セントル脱型後における春秋コンクリートの表面状況を写真-13に示す。

夏期施工の春秋コンクリートでは、脱型後の急激な乾燥や温度低下による収縮ひび割れもなく、綺麗なコンクリートを施工できた。

同様に、冬期施工時は、ジェットヒータによる加温では、側壁部に部分的な表面剥離が見られたが、春秋コンクリートでは、強度不足によるひび割れや表面剥離もなく、綺麗なコンクリートを施工できた。



写真-13 春秋コンクリートの表面状況

(3) 若材令強度試験結果

材令14～20時間の若材令強度試験結果を図-12に示す。
春秋コンクリートを含め、いずれのケースも脱型時の必要強度(2.1N/mm²)を満足していることを確認できた。

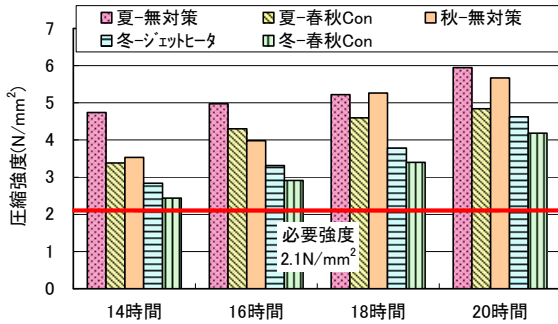


図-12 若材令強度試験結果

(4) 長期強度試験結果

材令7, 28, 56, 91日の長期強度試験結果を図-13に示す。
春秋コンクリートは、夏期施工のコンクリートと比較して、圧縮強度が10～20%程度上回ることを確認できた。

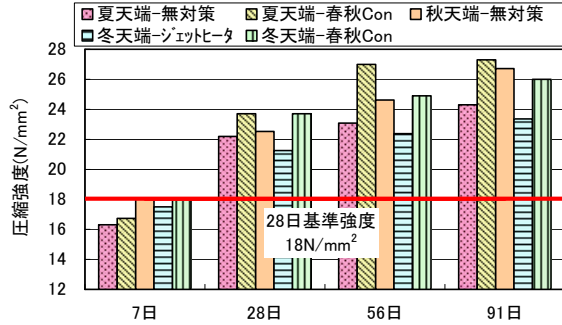


図-13 長期強度試験結果

(5) 収縮ひずみ測定結果

収縮ひずみ測定結果を図-14に示す。

春秋コンクリートは、材令60日で夏期施工のコンクリート脚部の収縮ひずみより60μ程度小さいこと、また、秋期施工のコンクリートと比較して同程度であることを確認できた。これは春秋コンクリートのピーク温度が、夏期施工のコンクリートよりも10℃程度低いため、温度および乾燥収縮ひずみが減少したものと考えられる。

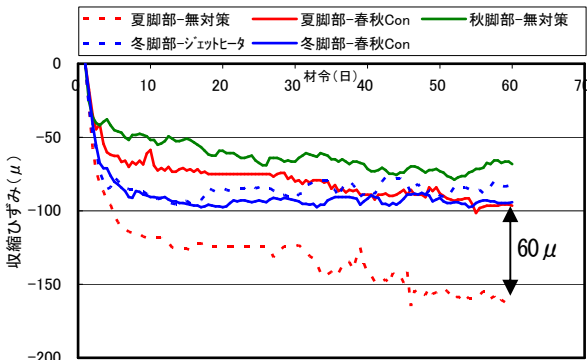


図-14 ひずみ測定結果

(6) 現場適用結果まとめ

春秋コンクリートの現場適用結果を以下にまとめる。

- 春秋コンクリートは、エアコン温度を調整することで、一年を通して春秋施工時に近いコンクリート温度に調整できる。
- 冬期施工の春秋コンクリートは、コンクリート全体を均一に加温できるため、強度不足によるひび割れや表面剥離を抑制できる。
- 春秋コンクリートは、通常の養生時間で脱型時の必要強度を満足できる。
- 夏期施工の春秋コンクリートは、水和反応が緩やかになるため、長期強度が向上する。
- 夏期施工の春秋コンクリートは、ピーク温度が低いいため、初期の急激な乾燥や温度変化が小さくなり、収縮ひび割れを抑制できる。

以上より、室内試験で得られた優位な基礎性状について、実現現場でも確認することができた。

7. おわりに

今回、春秋コンクリートの室内試験および実現現場での適用にあたり、優位な結果が得られた。

今後、春秋コンクリートの現場への適用にあたっては、使用機材の適正配置、エアコンの冷却・加温能力のさらなる向上、設備・電力コストの縮減といった施工上の問題点を解決しながら、導入していきたいと考える。

近年、覆工コンクリートの養生方法としては、専用の養生台車を使用して湿潤状態を維持する方法や、コンクリート面にシートを設置したり、養生剤を塗布することで収縮ひび割れを防止する方法等が開発されている。

今回、当社が開発した春秋コンクリートは、大型エアコンを使用してコンクリート温度を春秋環境に調整するシステムで、これらの養生方法に先行して型枠存置中のコンクリート温度を管理するものであり、覆工コンクリートの標準的な施工方法に伴うひび割れ発生の要因を除去できる技術である。また、山岳トンネルの覆工コンクリートのみならず、マスコンクリートなどコンクリートの温度制御が必要となる一般構造物におけるコンクリートの高品質化にも適用が可能であると考えられる。

本報告の執筆にあたり、現場適用をご承認して頂いた近畿地整 福井河川国道事務所、および本工法の開発に協力して頂いた(株)岐阜工業、(株)流機エンジニアリングに心より謝意を表す。