

現地発生した岩砕を有効利用した経済的で安全性の高い道路盛土の構築に関する一考察

花輪 正也¹

1 近畿地方整備局 浪速国道事務所 工務課 (〒573-0094 大阪府枚方市南中振 3-2-3)

道路盛土の耐震性能については「道路土工—盛土工指針(平成22年度版)」¹⁾の中で従来版より記述が拡充されたものの、その確保のためには大幅な工費の増加を伴うという認識が一般的である。当事務所では、第二阪和国道南山中地区において、高価な材料を使用することなく現地発生したせん断抵抗の大きい岩砕等を盛土材料として有効利用することでレベル1地震動に対する基準安全率を満足する高盛土を施工した。また、締固め等の施工面からも地震等に対する安全性の向上が図られている。施工事例、耐震性等の評価結果、及び現地発生した岩砕を利用した経済的な道路盛土の安全性確保のあり方についての考察について報告する。

キーワード 道路盛土 耐震性 岩砕 現地発生 経済的

1. 背景及び目的

我が国では近年の厳しい財政状況のもと公共事業費の削減が継続して行われており、昨今の社会経済情勢等を考えるとこの傾向がすぐに変化するとは考えにくい。こうした中で、限られた予算を効率的・効果的に使い安全性の高い構造物を造ること等が求められている。

安全性の確保に関し、特に耐震補強の実施については大幅な工費の増加を伴うという認識が一般的である。

そして、道路盛土についての耐震性の向上・確保は、その復旧の容易性といった認識により、積極的には取り組まれていないのが実情であるとの指摘もある²⁾。しかし、新潟県中越地震(2004年10月)・能登半島地震(2007年3月)をはじめとした地震被害を受けて、耐震性の強化の要請が高まってきている¹⁾。このような中、道路土工指針が改定され「道路土工—盛土工指針(平成22年度版)」(以下、「盛土工指針」という)が発刊された。この中では、近年の地震等による盛土の被害を踏まえて、従来参考として示していた盛土の耐震設計について、新たに項を設けて記載された。

当事務所では、第二阪和国道南山中地区において、高価な材料を使用することなく現地発生したせん断抵抗の大きい岩砕等を盛土材料として有効利用することでレベル1地震動に対する基準安全率を満足する高盛土を施工した。また、基礎地盤の処理、締固め及び排水処理を入念に行い施工面からも安全性の向上が図られた。そこで、今後の道路盛土の経済的な耐震

性向上等に資することを目的として、施工事例及び耐震性等の評価結果について報告する。そして、現地発生した岩砕を利用した経済的な道路盛土の安全性確保のあり方について考察を行う。

2. 地質概要及び工事概要

施工場所は、大阪府阪南市に位置する第二阪和国道の箱ノ浦～淡輪間の南山中地区である(図-1)。



図-1 位置図

当該箇所は和泉山脈西部北麓部に位置し、周辺には標高100~200m程度の山地~丘陵地が広がっており、この大半は砂岩泥岩互層(AL)等からなる和泉層群(1z)で構成される。工事は片切り片盛りにより道路を建設するものである。施工場所は谷間であり、その谷底は傾斜している。施工場所には和泉層群を覆う未固結堆積物として、崖錐堆積物(td)、土石流堆積物(df)が分布する(図-2)。



図-2 施工箇所平面図

特に、土石流堆積物の層については、およそGL-1.0m～3.0mの深度においてN値が3～6の軟弱層（粘性土）が分布しており、安定上問題があったため改良を行った。また、盛土材料としては切土工で発生した岩砕等を使用した（図-2、4）。

盛土量は約53,000m³、切土量は約86,500m³である。工事は平成2009年3月から平成2010年3月にかけて施工した。

3. 盛土の安定計算とその結果

(1) 安定計算の方法、前提条件等

$$F_s = \frac{\sum (c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha) \tan \phi}{\sum (W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W)} \quad \text{式(1)}$$

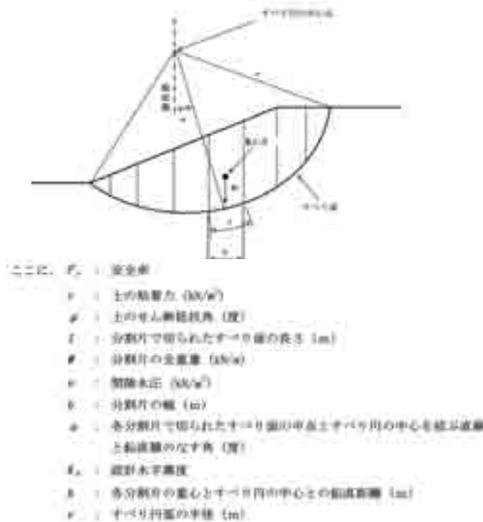


図-3 修正フェレニウス法のご概念図

1) 計算式

安定計算に用いる計算式は、盛土工指針等に掲載されている修正フェレニウス法を用いた(式(1)、図-3)。

2) 想定する作用等

想定する作用としては、常時及びレベル1地震動とした。これは、盛土工指針において、入念な締固め及び十分な排水処理を前提とすれば、レベル2地震動及

び降雨に対する照査を省略してよいとされており¹⁾、4. で述べるように本工事ではこれらの条件を満足していると考えられるためである。

また、盛土内部の水位の設定については、施工前の準備工で、地表踏査を行ったうえで赤外線画像によるり面の朝昼の温度差に着目した地山の湿潤状況等について調査を行った結果、一部で湿潤部は認められたものの湧水はないと判断されたことと、4.(3)1)で述べるように盛土材は透水性の良い岩砕及び礫質土を使用したこと等から、設定はしなかった。

3) 地震動の作用に対する照査の方法

盛土底面は地盤改良済みであり、周辺地盤の液状化の可能性は少ないため、照査方法としては修正フェレニウス法に震度法を適用して実施した。地盤種別については盛土底面の軟弱層が地盤改良済みであることからII種地盤とし³⁾、地域別補正係数は1.0であるため、設計水平震度は $k_h=0.10$ と設定した。

4) 盛土材の土質定数

盛土材の土質定数については、現地の試料により設定した。

盛土材としては切土工で発生した岩砕を使用した。岩砕は、大きく分けて、表層付近の土砂及びその下部の軟岩に分類される。盛土の施工は、土砂（粒度試験の結果からは、地盤工学会基準で礫質土〔G〕に分類されるが、以下では、便宜上「土砂」と表記する。）及び軟岩を逐次投入して行った（図-4）。これは、現地に盛土材の仮置き場がなかったためである。したがって、盛土材としては、下部には土砂、上部には軟岩が使用された。

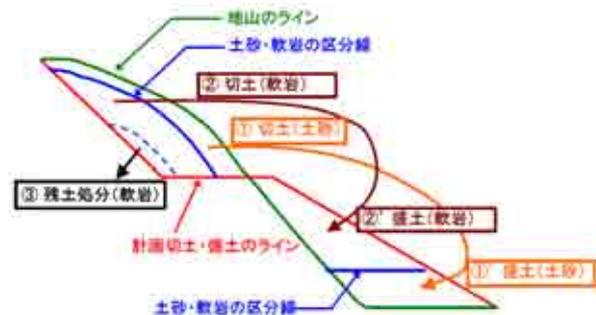


図-4 切土・盛土の施工のイメージ図

4)-1 採用値

安定計算に使用する土質定数としては、軟岩については三軸圧縮試験を行って得られた値である $\phi=36.6$ 度、 $\gamma=20.5$ kN/m³を採用した。

土砂については、粒度試験から礫分 55.0%>砂分 27.3%(表-1)であるため地盤工学会基準から礫質土〔G〕であり⁴⁾、これに対応する一般値としては盛土工指針で「礫および礫まじり砂」の $\phi=40.0^\circ$ が示されているが、軟岩の試験結果が $\phi=36.6^\circ$ であり、これより危険側を想定して「砂」の「粒径幅の広いもの」として示されている $\phi=35.0^\circ$ を採用した(表-2)。

表-1 盛土材の粒度試験結果

粒径区分	割合	
	土砂	軟岩
石分(75mm以上)%	0.0	31.0
礫分 ¹⁾ (2~75mm)%	55.1	77.4
砂分 ¹⁾ (0.075~2mm)%	27.3	13.1
細粒分 ¹⁾ (0.075mm未満)%	17.6	9.5
1) 石分を除いた百分率		

表-2 土質定数の仮定値 (盛土工指針¹⁾より抜粋)

種類		状態		せん断抵抗角(度)
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの		
		砂	締め固めたもの	35
			粒径幅の広いもの	30
		分級されたもの	30	

4)-2 対比ケースの設定

設計に先立ち近隣の宅地造成盛土の地質調査が行われており、盛土材料として岩砕を主として使用した箇所では $\phi=36.3^\circ$ との結果も出ていたが、危険側の値として「道路土工 擁壁工指針」⁵⁾に示されている裏込め土(砂質土)のせん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ (表-3)を採用する。

表-3 裏込め土のせん断定数 (道路土工 擁壁工指針⁵⁾より抜粋)

裏込め土の種類	せん断抵抗角(ϕ)
礫質土	35°
砂質土	30°

表-4 せん断抵抗角の検討パターン

せん断抵抗角(度)		採用値
軟岩	土砂	
30.0	30.0	[黄色背景]
	35.0	
36.6	30.0	[黄色背景]
	35.0	
40.0	30.0	[黄色背景]
	35.0	

他方、上述したように盛土工指針では礫等のせん断抵抗角として $\phi=40^\circ$ が示されている(表-2)。

これらを考慮し、対比ケースとして、採用値の他に、土砂及び軟岩についてそれぞれ $\phi=30^\circ$ 、軟岩について $\phi=40^\circ$ を設定し、上記の組み合わせで6パターンについて検討する(表-4)。

そして、使用する盛土材料によって、盛土の強度がどのように変化するかを確認する。

5) 現地盤及び改良体の土質定数

現地盤の土質定数は既往の地質調査より設定した。

改良体の粘着力は、57の供試体の試験の平均値から $c=425\text{kN/m}^2$ 程度発現していることが確認されていたが、危険な状態を想定して設計値の $c=70\text{kN/m}^2$ を採用した。

6) 検討断面

断面については、路線に沿って約60mの範囲で盛土高が約20m(道路直角方向)となるが、本工事の盛土材(岩砕等)では標準のり面勾配の適用範囲であるため、谷筋を抜ける方向で道路直角方向に最も近く、盛土高が約30mとなる断面とした(図-2)。

(2) 安定計算の結果

常時の最小安全率は1.417、地震時の最小安全率は1.093となり、基準安全率を満足する結果となった(図-5)。

最小安全率となる円弧は、常時、地震時(図-6)とも、改良体の内部を通っている。改良体は粘着力が 70kN/m^2 であるものの、せん断抵抗は見込んでいないの

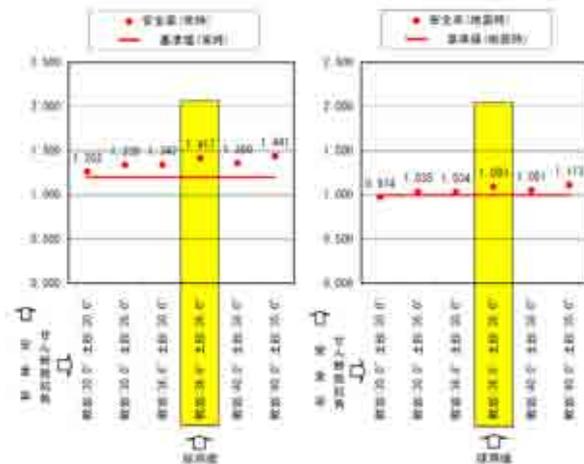


図-5 せん断抵抗角に応じた常時(左図)及び地震時(右図)の安全率

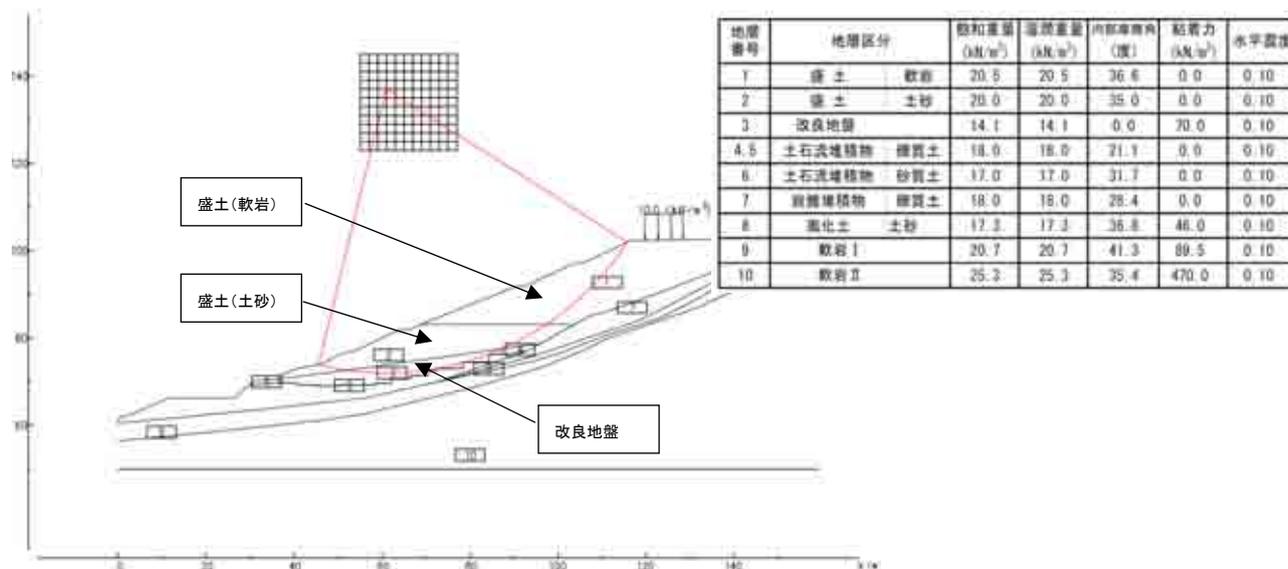


図-6 地震時の最小安全率を示す円弧

に対し、改良体の直上及び直下の層は粘着力を見込んでいないのに対しせん断抵抗角が 30° 以上あり、盛土の深部であるため大きなせん断抵抗が生じているためと考えられる。

このことは、粘着性に乏しい粗粒材料は、盛土深部ではせん断強さは大きくすべり面の形成は少ないとしている既存文献の記述とも合致している⁶⁾

また、盛土材の土質定数の対比ケースとして設定した6パターンについては、せん断抵抗角の増加に伴い安全率が增加する結果となっただけでなく、特に、例えば軟岩のせん断抵抗角を一定とし土砂のせん断抵抗角を上げた場合など、盛土の全体ではなく一部の層のせん断抵抗角を上げた場合でも、安全率が向上する結果となった(図-5)。

盛土工指針では、盛土の安定性を向上させるためのひとつの方策として、盛土の一部の層に岩塊を配置する例が示されているが、このようなことが数値的に確認されたといえる。

4. 施工状況

(1) 基礎地盤の処理

1) 軟弱層の地盤改良

2. で述べた盛土基礎に分布する土石流堆積物中の軟弱な粘性土層の分布状況を詳細に把握するため、工事発注前に実施している3箇所のボーリングの他、工事中に追加ボーリングを4箇所、サウンディングを21箇所実施し、分布深度を縦断及び横断の両面で把握した。そして、2,809m²にわたる分布範囲を128のメッシュに区分し(図-7の赤線で囲った範囲)、各メッシュ毎に改良深度を設定した。その上で、掘削と同

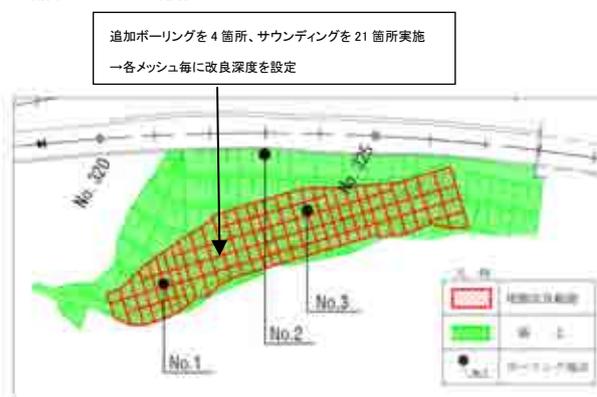


図-7 地盤改良の範囲とメッシュ区分の状況

時にセメントスラリーを吐出できるバックホウを用いて、改良材と原地盤を混合、改良した。

2) 段切り

盛土は傾斜した地盤上に施工するため、幅 2.0m、高さ 0.7mの規模(盛土工指針で示されている最小幅 1m、最小高 0.5mを超える規模)で段切りを施工した。

(2) 盛土の締固め品質の管理

1) GPSを用いた締固め品質の管理

盛土の締固め品質の管理に当たっては、「TS・GPSを用いた盛土の締固め情報化施工管理要領(案)」⁷⁾に準じた施工を行った。まず、試験施工を行い締固め回数と表面沈下量の関係を確認し、沈下量が収束した点付近を本施工での締固め回数として設定した。その結果、施工に用いた振動ローラによる沈下量は、土砂、軟岩それぞれについて締固め回数 6回で収束したため、この値を管理値として設定した(図-8)。

そして、オペレータがモニターで締固め回数を確認しながら作業することのできるGPS管理システムを

搭載した振動ローラを使用し(写真-1)、さらに、現地で作業領域をポールで明示するとともに締固め回数を明記したプレートを設置し、締固め不足の防止を図った。

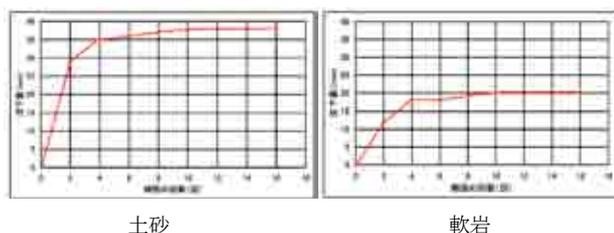


図-8 締固め回数と沈下量の関係

2) 大型の振動ローラの使用

締固め機械としては、岩や礫の締固めによいとされている大型の振動ローラ^{1),11)}(質量 11t、起振力 23t(226kN))を使用した(写真-1、右側)。

また、盛土材として使用する切土材の採取場所の地質は砂岩泥岩互層であり、大型の振動ローラの使用は泥岩を転圧破碎する効果もある。

なお、現地の材料を用いて実施したスレーキング試験の結果はスレーキング率 19.2%、破碎率 39.0%であり、盛土工指針に示されている脆弱岩材料の区分¹⁾では土砂化しにくい材料に区分されていることを確認した。

振動ローラの規格としては、例えば高速道路の設計要領⁶⁾において、岩塊材料の締固め機械の例として一層あたりの仕上り厚さが 60~100cm の場合に起振力 200kN 以上の機種が例示されている。なお、今回の施工では一層あたりの仕上り厚さは約 30cm であるが、試験盛土を行った結果では、締固め回数 16 回で、転圧面がひび割れを起し表面が浮いた状態となったため、今回設定した締固め回数 6 回で適切な締固めができることが確認されている。



振動ローラ車載 GPS システム(モニター) GPS システム搭載振動ローラ

写真-1 GPS を用いた盛土の締固め管理の状況

3) 軟岩の粒径の管理

路体、路床それぞれの 1 層当たりの規定層厚を 30cm、20cm としたことから、盛土材として使用する軟岩の最大粒径については、路体で 30cm、路床で 10cm を管理値として設定し、施工した(写真-2)。



軟岩の粒径の管理

軟岩のまき出し状況

写真-2 盛土材として使用した軟岩(路体)

4) 含水比の管理

管理基準値を満足する範囲内の含水比で締固めを行うため、日々の作業開始前に含水比を測定した。その際、測定を迅速に行うため電子レンジを用いて急速乾燥して実施した。

(3) 排水処理

1) 盛土内部の排水処理

盛土材は透水性の良い岩砕及び礫質土を使用し、一部に含まれると考えられる泥岩についても 4.(2)2) で述べたような処理等を行っているため、盛土内部に水が溜まりにくい構造となっている。

さらに、盛土と基礎地盤の間に現地発生した軟岩で厚さ 30cm 程度の基盤排水層を設置し、各小段に現地発生した軟岩で、厚さ 50cm 程度、長さ 2.5m 程度の水平排水層を設置した。

2) 盛土表面の排水処理

盛土表面には、小段排水及び縦排水工を設置した。また、この排水系統の他、切土部及び切土部の両脇に位置する沢部の排水系統については、それぞれ別個に設定し、個別に流下させた。

3) 施工中の排水処理

施工中、盛土内に縦排水工(□1, 300mm: 砕石及び有孔管 φ300mm)を 2 箇所設置し、これに地下排水工(φ300mm)を接続させ、盛土内の滞水を防いだ。

また、日々の作業終了時に縦排水工に向かって盛土表面に 8%程度の勾配をつけて締固めることにより、雨水の法面への流出を防止し、法面の浸食を抑制した。

5. 考察

今回の事例から、道路盛土のせん断抵抗等を経済的に向上させるためには、盛土材料として現地発生した岩砕等を有効利用することが効果的であることがわかった。この点についての課題等について、以下に考察を行う。

(1) 調査・設計・施工の各段階での岩砕利用の明示

盛土材料のせん断抵抗に関わる定数(せん断抵抗角等)については、品質管理基準及び規格値で必須項目となっていないことから、現場では設計図書に明記されていない限り実施されないことが多い。そのため、現場で締固め度等による品質管理は行われているものの、盛土構造物の全体としてのせん断抵抗について、設計時の考え方(想定)と現場で竣工した盛土構造物がどの程度のせん断抵抗を有するかの検証はなされないことが多い。これは、盛土工指針等に示されている標準のり面勾配の適用範囲内では、経験的に安全性が確保されていると考えられているためであるが、今回の事例のような高盛土においては、せん断抵抗角等についても仕様書等に明記し、設計時の想定と施工時の値との比較検証をすることも、耐震性をはじめとした安全性を確保する上で意義のあることであると考えられる。

ところで、既往の研究事例では、締固め度を高めるに従ってせん断抵抗が高まるという報告があり、この中では現場で発現する平均的な締固め度の値に応じたせん断抵抗が設計に反映されておらず不合理であると指摘されている⁸⁾。今回の事例でも、盛土材料として切土材が利用されることがある程度想定されており、かつ、近傍の宅地造成盛土の地質調査から、岩砕について $\phi=36.3^\circ$ との結果も出ていたにもかかわらず、安全側をみる等して $\phi=30^\circ$ として設計しており、せん断抵抗を過小評価していたともいえる。

もちろん、経済性を重視することにより安全性を低下させるようなことがあってはならない。

しかし近年、GPSを用いた盛土の締固め管理システムをはじめとした情報化施工の技術が発達し、国交省においてはその普及に力が注がれているところであり⁹⁾、直轄工事における特に大規模な道路盛土の品質は今後、一般的に上昇する傾向にあると考えられる。そして、盛土材料の強度特性や上記の研究報告⁸⁾を踏まえると、道路盛土のせん断抵抗を現地発生した岩砕等を有効利用することで経済的に上昇させることは十分に可能であると考えられる。

そのためには、調査、設計、施工の各段階で適切な土工配分計画を立てるとともに、上記の各段階で盛土材料のせん断抵抗を的確に把握し、かつ、発注時にその値を明記し施工段階で設計時の強度の発現が期待されるか検証するといった、一連のプロセスの確立が求められるのではないだろうか。

具体的には、設計段階で盛土材料としてトンネルズリ等の岩砕を利用することを想定する場合、どのような性質のものがどれだけ発生するのかは、施工段階でないとわからない。そのため、調査、設計時に想定した岩の質や量について、工事発注段階で仕様書や図面に明記をし、現地での施工の状況を反映して契約変更

ができるようにしておくことが必要である。

また、複数の工事あるいは離れた箇所の間での土の流用、及び時期の異なる工事間での土の流用を考えると、土の仮置き場の確保が必要となる。これについては、運搬費や必要である場合は仮置き場の借地料等を考慮し、補強盛土工法との経済比較や建設発生土の有効利用の観点から総合的に判断をする必要があり、場合によっては仮置き場の確保のため関係機関等との調整を行わなければならないであろう。

(2) 岩砕の締固め手法等に関する方向性の明示

岩や礫の締固めには大型の振動ローラの使用がよいとされており^{1),11)}、特に泥岩のスレーキング対策については、薄層にまき出して大型振動ローラ等で転圧破碎すること^{1),10)}、及び材料をできるだけ小粒径とすること¹⁾等が望ましいとされている。今後、施工事例の蓄積等をもとに、使用する機械の規格(起振力等)や粒径の考え方等について統一した考え方をより具体的に示すことができれば、より良い施工につながるのではないだろうか。

謝辞

本論文の執筆に当たっては、関係する皆様のご協力を賜り、また、大阪大学の常田教授におかれましては貴重なご意見を賜りましたことについて、厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会編：道路土工 盛土工指針(平成22年度版), 2010年, p20, 21, 101, 116, 121, 136, 137, 229
- 2) 常田賢一・小田和広・中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発 平成20年7月 新道路技術会議
- 3) 社団法人日本道路協会編：道路土工要綱(平成21年度版), 2009年, p292, 354
- 4) 社団法人地盤工学会編：地盤材料試験の方法と解説, 2009年, p55, 56
- 5) 社団法人日本道路協会編：道路土工 擁壁工指針, 1999年
- 6) 東・中・西日本高速道路株式会社編著：設計要領 第一集 土工編, (株)高速道路総合技術研究所, 2010年, p2-13
- 7) 国土交通省, TS・GPSを用いた盛土の締固め情報化施工管理要領(案), 2003年
- 8) 龍岡文夫：高品質盛土を保証する施工管理技術に関する研究, 国土交通省 国土技術研究会, 2011年
- 9) 情報化施工推進会議：情報化施工推進戦略, 2008年
- 10) 社団法人日本道路協会編：道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 1999年, p198
- 11) 社団法人日本道路協会編：道路土工 施工指針, 1986年, p98, 201

第二阪和国道の盛土工に関する指針について

由井 大二朗¹

¹近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 道路管理第二課 (〒640-8227 和歌山県和歌山市西汀丁 16 番)

本報は、供用直後の高盛土（盛土高さH≒21m）で発生した沈下現象について、そのメカニズムを解明し、今後の設計・施工への提言を行うものである。沈下のメカニズムは、最適含水比よりも乾燥側で、飽和度が低い状態で締固められた盛土に、地表水等が進入したことで発生した水浸沈下であることがわかった¹⁾。そこで、同じ材料で施工が計画される延伸区間の設計・施工への追加的指針を策定した。なお、盛土の施工管理方法の設定にあたっては、試験盛土を行い水浸沈下を再現してメカニズムの検証を行う共に、沈下しない管理手法を模索した。

キーワード 高盛土、水浸沈下、試験盛土、排水対策、締固め管理

1. はじめに

第二阪和国道は大阪と和歌山を結ぶ幹線道路で、交通混雑の解消、沿道環境の改善、国道 26 号の事前通行規制区間の解消、地域連携の強化を目指して整備が進められており、平成 23 年 3 月 26 日に淡輪ランプまでが暫定供用された。（図-1.1 参照）

沈下が発生したのは同 4 月 25 日、淡輪ランプの高盛土部である。図-1.2 に淡輪ランプの詳細図を示す。現状は 2 車線暫定形であるが、盛土・切土は 4 車線完成形で構築されている。また、延伸される本線部分など供用中の車線以外に空地が多く、空地や暫定のり面は裸地の状態であった。



図-1.1 第二阪和国道ルート³⁾

2. 盛土の概要

(1) 地形・地質概要

淡輪ランプは和泉山脈の北麓の標高 50m 前後の丘陵地が分布する地域に位置し、丘陵地には幾筋もの谷が発達している。そのためランプの盛土は谷出口を閉塞するように横断している。なお、当該地域には、明瞭なりニアメント地すべり地形は見られない。

基盤の地質は和泉層群で、砂岩優勢の砂泥互層からなる。和泉層群の泥岩層は乾湿の繰り返しによって土砂化しやすい。また、盛土材料としては圧縮ひずみが多い材料とされている²⁾。

(2) 盛土形状

盛土形状を図-2.3 に示す。最大盛土高さは約 22 m、のり面勾配は 1 : 1.8、小段幅 1.5m で、谷側のり裾に補強土壁を配している。また、盛土天端部の路面下には路床改良及び、路体改良、谷側のり面はジオテキスタイルで補強されている。

(3) 盛土材料

盛土材料は、周辺で発生した切土材料で粒度分布の良い礫質土である。最大乾燥密度は 2.056g/cm³、最適含水比は 10.1% である。（図-3.1、図-3.2 参照）なお、スレーキング率は 14% で盛土材料としては問題のない値である⁴⁾。

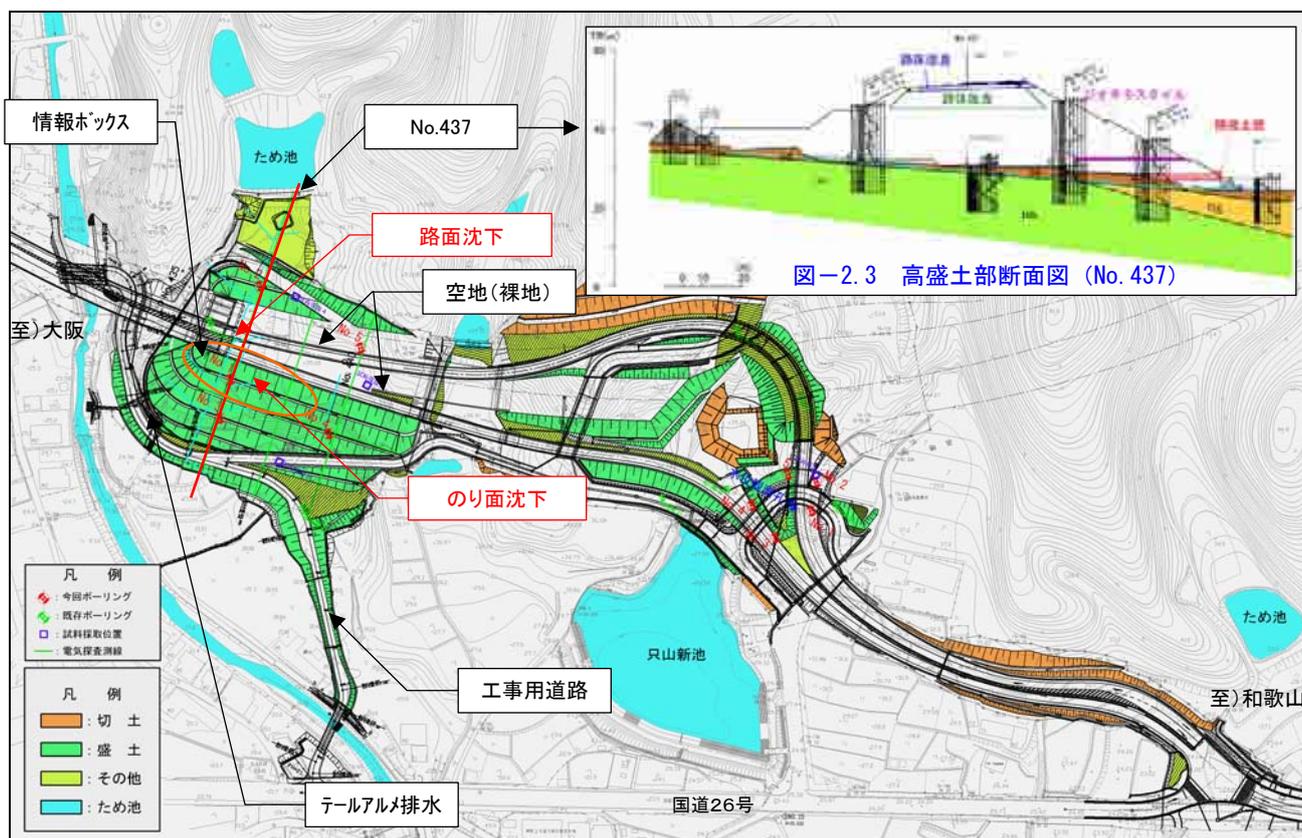


図-2.2 淡輪ランプ平面図

(4) 盛土施工方法

基礎地盤は、谷沿いに分布していた崖錐性堆積物の内、軟弱な表層部分は撤去している。盛土の施工はRI計器を用いた締固め管理⁵⁾がなされ、管理密度(Dc \geq 90%)は締固め試験結果にWalker-Holtzの礫補正⁶⁾を適用し設定している。

盛土期間は平成22年10月から平成23年2月間の渇水期に行われ、期間中目立った降雨はない。

(5) 沈下の状況

図-2.2に沈下箇所を示す。沈下が確認されたのは2箇所、先にのり面側で、次いで路面(淡輪高架橋A2橋台の踏掛板終端部付近)で発生した。

最大沈下量はのり面で約30cm(推定)、路面で約6cmである。また、のり面の沈下量は、のり肩の橋台側ほど大きい。またその範囲は、2段目の小段までの縦断延長40m程度である。

のり面側は4/23の38mmの降雨直後に、路面部は5/30の台風2号(累積降雨量203mm)直後に発生しており、共に5/30以降は沈下の拡大は確認されていない。

当時の空地は裸地で、雨水が浸透し易い状況であった。また、台風2号時には、ため池の水が盛土山側の平地に溢れ出し盛土内に浸透した。また、盛土下方のり面からの湧水や、のり裾のテールアルメ排



写真-2.1 左上：路面の状況、左下：情報ボックスの沈下、右：テールアルメの排水(5/30)

水口から排水が確認されていることなどから、盛土内の地下水位が上昇していたことが想像できる。

3. 調査結果

(1) 原位置試験・変位観測結果

ボーリング、貫入試験、物理探査を行い盛土の内部構造を確認した。その結果、盛土はこぶし大の礫を多く混入するシルト混じり砂礫であり、礫の多い部

分は $N \geq 20$ ，少ない部分は $N \leq 10$ とばらつくことがわかった．また，盛土内部に弱部（締固め不良箇所）の存在は確認できなかった．また，ボーリング孔を利用して盛土内部の地中変位観測を実施した結果，すべりを示すような地中変位は確認されなかった．

(2) 室内試験結果

図-3.1, 図-3.2, 図-3.3, 図-3.4に室内土質試験の結果を示す．ここで，当初材料とは盛土施工時の材料試験の結果であり，今回材料とは今回改めて同じ場所で採取した材料である．

室内試験結果を以下にまとめる．

a) スレーキング特性

スレーキング率は14%であり，盛土材料としては特に問題はない⁴⁾．

b) せん断特性

一面せん断試験結果より，飽和強度と不飽和強度の差が大きいことがわかった．(図-3.3 参照)このような材料は，不飽和状態→飽和(水浸)状態になるとせん断抵抗力が減少しすべりを生じやすい．

c) 水浸沈下特性

水浸圧密試験⁷⁾の結果，締固め度90%でも水浸沈下が発生する材料であることがわかった．(図-3.4 参照)水浸圧密試験に供した試料は，今回材料を2mm以下のせん頭粒土に調整したものである．

d) 施工含水比

当該盛土は，最適含水比よりも1~5%程度乾燥側で施工されていることがわかっていて，今回材料に対しても3~8%程度乾燥側となることがわかった．(図-3.2 参照)このように飽和度の低い盛土は吸水しやすい．

e) 粒度分布と締固め特性

細粒分が増加すると締固め曲線が右に下がることから，最大乾燥密度は小さくなり，最適含水比は大きくなる特性がある．(図-3.1, 図-3.4 参照)

4. 沈下のメカニズム

前述した結果から，沈下のメカニズムを以下のように推定した．

a) 背景

渇水期の施工であったこと，施工含水比が最適含水比よりも乾燥側であったことから，飽和度が低く，空気間隙率が大きな盛土となっていた．

最適含水比 $w_{opt} = 12.1\%$

施工含水比 $w_f = 5 \sim 10\%$

空気間隙率 $V_a = 10 \sim 19\% : D_c = 90\%$ で試算

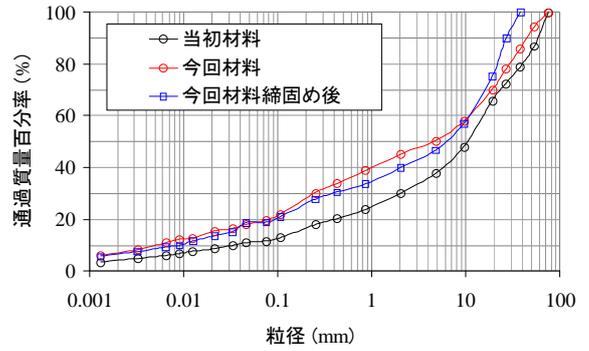


図-3.1 粒度試験結果

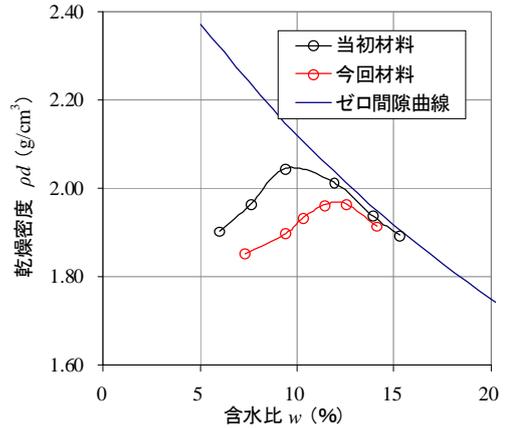


図-3.2 締固め試験結果

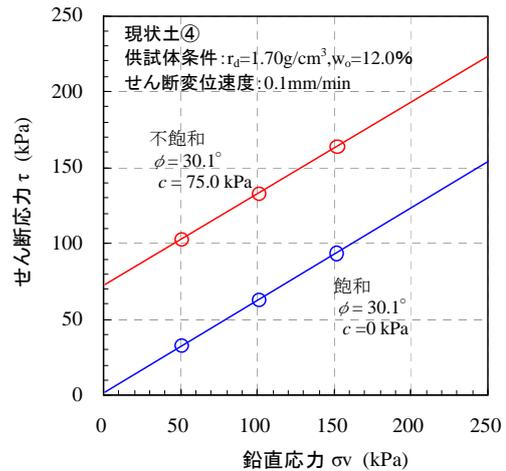


図-3.3 一面せん断試験結果(不飽和・飽和)

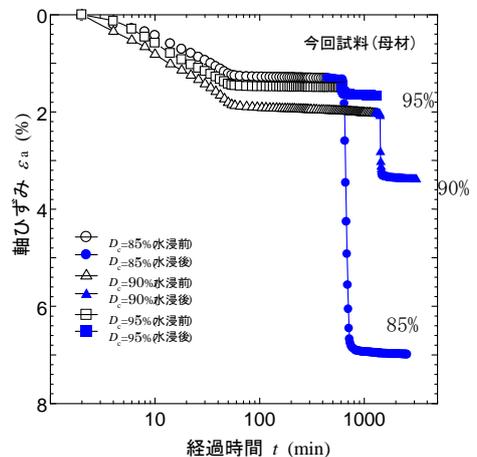


図-3.4 水深圧密試験結果

b) メカニズム

①盛土完成当初は2期線用地や暫定盛土天端に裸地が多くあった。また、のり面の植生も発育しておらず、降雨や地表水は盛土内部に容易に浸透することができた。

②そこに、台風の豪雨でため池をあふれ出した水が盛土内に浸透し盛土内部の地下水位を上昇させた。

③その結果、盛土表面付近や基礎地盤付近で飽和度が上昇し、土粒子間のサクシオンが消失、土の骨格構造が崩壊することで沈下に発展した。(図-4.1 参照)



図-4.1 水浸によるサクシオン消失のイメージ

表-4.1 一般部の盛土条件 (まき出し厚さは全て 30cm)

ゾーン	施工締固め密度	施工含水比
1	最大乾燥密度×90%	自然含水比
2	最大乾燥密度×95%	自然含水比
3	最大乾燥密度×90%	自然含水比+加水

5. 試験盛土

(1) 試験盛土の目的

試験盛土は一般部と埋戻し部(裏込めや、構造物周辺の盛土)を想定し、以下の目的で実施した。

a) 一般部

- ①水浸試験結果(室内)の現地での検証。
- ②加水方法の試行とその効果の確認。
- ③締固め度と空気間隙率の関係および、それらと水浸沈下量の関係を確認する。

b) 埋戻し部

- ①Dc=95%の場合の施工性確認。
- ②まき出し厚さと施工含水比を変化させた場合の、水浸沈下量の確認。

表-4.2 埋戻し部の試験盛土条件

ゾーン	まき出し厚さ	施工含水比
1	20cm	自然含水比
2	30cm	自然含水比
3	30cm	自然含水比+加水



写真-4.1 散水試験状況と水浸状況

(2) 盛土の施工条件

表-4.1 と表-4.2 にそれぞれの盛土条件を示す。締固め機械は、一般部は10t振動ローラ、埋戻し部は60kgランマーを使用した。加水方法は、一般部は散水車、埋戻し部は人力で行った。

(3) 試験結果

a) 一般部

- ①水浸沈下量は、室内試験結果とほぼ整合する値が確認された。また、一度沈下した後の沈下量は小さいことが確認できた。
- ②加水した場合、少ない転圧回数で締固め度が向上、空気間隙率が減少、沈下量が減少する結果が得られた。ただし、加水は施工上、散水車1回走行程度(プラス1%程度)が限界であることがわかった。
- ③同じ締固め度でも空気間隙率が小さければ、沈下量が少ないことが確認された。

b) 埋戻し部

まき出し厚 30cm, 20cm でも Dc ≥ 95% が施工可能であり、水浸沈下量は極めて少ないことがわかった。

6. 設計・施工への提言

同様な材料で施工されている延伸区間の盛土において、水浸沈下を防止するためには、「誘因となる水の浸入及び滞留を防ぐ」「素因となる盛土の密度を改善する」の2つの方法が有効であり、様々な提言を行った⁸⁾。以下に代表的なものを示す。

(1) 水の浸入及び滞留を防ぐ方法

a) 表面排水対策

施工後に十分な放置期間(出水期を未経験)を経ず供用が開始されるような高盛土では、盛土内に表面水が浸透するのを防ぐために、裸地にアスファルトなどで表面遮水を行う。また、完成形で設計される排水路であるが、施工中や暫定施工の形状を考慮し簡易な材料で排水路計画を行う。

b) 豪雨対策

昨今頻発するのゲリラ豪雨を踏まえ、高盛土ではのり肩にアスカーブを設置して、路面排水がのり面

に流出しないように配慮する。

c) 湧水の処理

施工中に湧水が確認された場合は、暗渠工や排水層を敷設して対策する。のり面からの湧水については少量であれば排水パイプ（写真-6.1 参照）等も有効である。ただし、パイプの口元はふとん簞などで補強し浸透崩壊を防止する。



写真-6.1 排水パイプ (例)

d) 地下排水対策

暗渠排水の本管はφ300mm以上とし、U字谷では2本以上、V字谷では1本以上を凹地に配置する。また、本管を2本以上設ける場合は、互いを途中で連結し土砂詰まりによる閉塞リスクを回避する。（図-6.1 参照）暗渠管周囲のフィルター材は、流末が塞がると滞水層となるため、流末の排水処理を確実にやる。

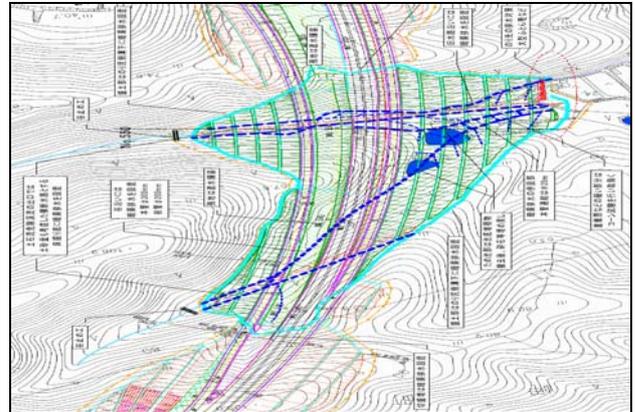


図-6.1 暗渠排水の配置計画例

e) 函渠・橋台背面の排水対策

裏込めおよび埋戻し部には雨水が集中しやすいので排水溝を設ける。構造物壁面に沿って裏込め排水工を設け、掘削および床掘り底面に暗渠管を設置し、集水した水を排水する。（図-6.2 参照）

裏込め排水工には、透水性材料やポーラスコンクリートパイプ等があり、設置間隔は2m~4mとする。

f) 工事発注ロット

局所的集中豪雨が頻繁に発生する最近の気象状況を考慮し、工事の切れ目や暫定施工時の施工の境界部で一時的にでも排水系統が不連続とならないように、特に表面排水は工事ロット毎に完結するよう配慮する。

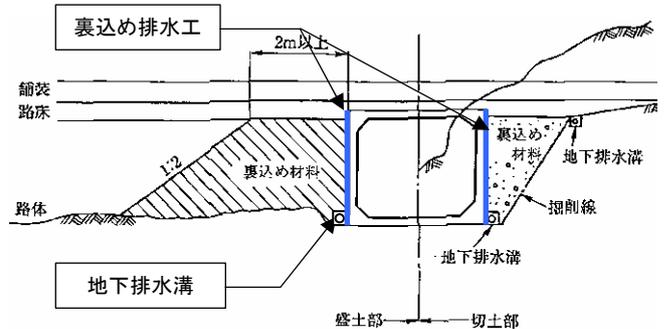


図-6.2 函渠工の地下排水工計画例

(2) 盛土の密度を改善する方法

a) 室内土質試験の頻度

事前に行う盛土材料の室内試験の頻度は、土木施工管理基準では切土1箇所あたり、または土質が変化するごとに1回の締固め試験を行う⁹⁾としているが、試料のバラツキを考慮し同じ土質であっても2万m³に1回とする。

b) 室内土質試験の項目

2万m³に1回行う室内試験の項目を以下に示す。

- ①土粒子の密度試験, ②土の含水比試験, ③粒度試験(最大粒径75mm以下), ④スレーキング率試験,
- ⑤礫のかさ比重試験, ⑥礫の吸水率試験, ⑦突固めによる締固め試験(B-c法), ⑧飽和土のせん断強度試験(土の三軸圧縮試験)。

以下の試験は、土質が変化するごとに実施する。

- ⑨水浸圧密試験⁷⁾(2mm以下の先頭粒土試料), ⑩突固めによる締固め試験(2mm以下のせん頭粒土試料A-b法)

c) 一般部の締固め管理目標値

現在、盛土の品質管理は締固め度(Dc≥90%)管理であるが、併せて空気間隙率Va≤13%を追加する。両方で管理することで、材料のバラツキを含めて盛土の品質を確保することができる。

d) 埋戻し部・構造物近接部の締固め管理目標値

埋戻し部等はDc≥95%を管理目標値とする。材料の選択や加水、施工機械を変更してもどうしてもDc≥95%が得られない場合は、購入土への変更を検討する。

e) 補強土壁管理

補強土壁部はDc≥95%を管理目標値とする。特にコンクリートパネルの壁際の締固めが重要であるので、特に念入りに締固めを行う。材料の選択や加水、施工機械を変更してもどうしてもDc≥95%が得られない場合は、購入土への変更を検討する。

f) 管理乾燥密度の設定方法

礫分の混入量が30%まではWalker-Holtzの礫補正值⁶⁾を、超える場合は最大粒径の異なる2種類の

締固め試験の最大乾燥密度が、片対数上で直線関係にあることを利用して設定した値¹⁰⁾も求め、大きい値を採用する。また、細粒分含有率 $F_c > 50\%$ の材料は盛土材として好ましくないため極力使用しない。やむを得ず使用する場合は良質土と混合する等の対策を行う。

g) 管理乾燥密度の設定方法（試験盛土）

水浸圧密試験から得られる沈下の起こらない締固め度を管理値とする。また、ローラー転圧回数を12回（6往復）まで実施し室内試験結果で得られた最大乾燥密度と現場（自然含水状態）で得られる最大乾燥密度を比較し、現場で得られた乾燥密度が室内の最大乾燥密度を超える場合は、その値を管理上の最大乾燥密度とする。また、逆の場合は2回（1往復）のローラー転圧後に散水車により加水を行い再度確認する。ここで、規定回数を定める場合の条件として、空気間隙率 $V_a \leq 13\%$ を併せて満足することとする。なお、この方法は盛土完成後、舗装工の施工までの期間が1出水期を越えることが分かっている場合は割愛する。

h) 施工管理計画

土木工事施工管理基準⁹⁾によれば、RI計器を用いた締固め管理は、 $1,500\text{m}^2$ に一箇所の管理としているが、当該ルートで発生する盛土材料は、わずかな締固め度の変化が水浸沈下に繋がる材料であるため 500m^2 に1箇所とする。特に、路面沈下が通行の障害となる、構造物の埋戻し部や近接部には、必ず1箇所以上の測定箇所を計画する。

7. まとめ

本報告では、供用開始直後に発生した淡輪ランプの高盛土の沈下現象について、メカニズムを解明すると共に、今後の工事の一助となるように追加的指針を策定した。以下に、安全で高品質な盛土を施工するためのポイントをまとめる。

(1) 設計

- ①裸地部から表面水を浸透させないように、表面遮水や排水溝を計画する。
- ②高盛土部では路面排水（円形側溝）下に基礎コンクリートを設置する。
- ③豪雨対策として、アスカーブの設置や植生マットによるのり面保護などを計画する。
- ④盛土の地下排水工として、切盛り境界部の地下排水や盛土の最下部に透水性の良い材料を使用する。
- ⑤暗渠排水を設置する場合は、U字谷では2本以上、

V字谷では1本以上を凹地に配置する。また、本管の閉塞リスクを回避するために互いを連結する。
⑥構造物背面には裏込め排水工を、埋戻し部の最深部に排水溝を設置し確実に排水を行う。

(2) 施工

- ①事前に行う盛土材料の室内試験を 2万m^3 に1回とする。
- ②RI計器を用いた締固め管理箇所を 500m^2 に1箇所とする。特に、構造物の埋戻し部や近接部は必ず1箇所以上の測定箇所を設ける。
- ③一般部の盛土の締固め度は、 $D_c \geq 90\%$ に加え、空気間隙率 $V_a \leq 13\%$ を追加する。
- ④埋戻し部や補強土壁部では $D_c \geq 95\%$ を管理目標値とする。材料の選択や加水、施工機械を変更してもどうしても $D_c \geq 95\%$ が得られない場合は、購入土への変更を検討する。

謝辞：本報告をとりまとめるにあたり「淡輪 IC 排水対策検討委員会」で貴重なご意見を頂いた沖村孝委員長（神戸大学名誉教授）、常田賢一副委員長（大阪大学大学院教授）、澁谷啓委員（神戸大学大学院教授）、近畿地方整備局担当委員の各位、また資料の作成にご尽力を頂きました株式会社ウエスコに対し謝意を表します。

参考文献

- 1) 淡輪 IC 排水対策検討委員会，第2回委員会，2011。
- 2) 吉田幸信・高田修三・横田公忠・矢田部龍一：和泉層群の頁岩のスレーキング特性とメカニズムに関する一考察，土木学会論文集 No. 750/Ⅲ-65, 15-25, 2003。
- 3) 第二阪和国道の整備，岬町ホームページ，
URL: http://www.town.misaki.osaka.jp/nikoku/ni_page/ni_page_0001.html
- 4) 日本高速道路株式会社，設計要領第一集，土工編，p2-22, 平成21年4月
- 5) 大臣官房技術調査室長，RIを用いた盛土の締固め管理要領（案），平成8年8月
- 6) （社）地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説，高二分冊の1-，pp. 380-381, 平成21年11月
- 7) 川尻峻三，澁谷啓，鳥居宣之：ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 6, No. 1, pp. 15-25
- 8) 近畿地方整備局 浪速国道事務所，第二阪和国道（淡輪～府県境）盛土工に関する追加的指針，平成23年12月
- 9) 国土交通省，土木施工管理基準及び規格値（案），平成23年3月
- 10) 長谷川憲孝・田中康雄・高橋嘉樹・南部光広・野並賢：神戸空港島埋立土の物理・力学特性，土木学会論文集 C, Vol. 63 (2007), No. 1, pp. 174-187

(2012.05.11. 受付)

既存施設を活用した耐震強化岸壁の整備について

仲井 秀樹¹・岩田 直樹²

¹近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 前任建設管理官室 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天 1-2-1-1500)

²近畿地方整備局 大阪港湾・空港整備事務所 前任建設管理官室 (〒552-0007 大阪府大阪市弁天 1-2-1-1500)

関西経済の発展に伴い増大する物流需要への対応及び大規模地震発生時の緊急物資海上輸送ルートを確認するため、堺泉北港堺2区において耐震強化岸壁を整備した。本岸壁は、建設から約40年を経過した既存護岸を活用した構造となっているため、耐震性の向上や老朽化に伴う耐力低下、施工時安定の確保に課題があった。また、施工中の調査で既存建造物の想定以上の変形・損耗が明らかとなり設計の見直しが生じた。

本稿では、既存ストック活用した施設整備の一事例として、工事の技術的特徴について報告する。

キーワード : 既存施設の活用, 計測管理施工, 施工事例

1. はじめに

堺泉北港は大型液晶パネル工場や太陽光発電パネルを製造するコンビナートの立地、中古自動車の取扱増加などにより、関西経済の発展を担う活気あふれるエリアとして期待されており、近年、既存岸壁の能力不足が顕著なものとなってきている。さらに、京阪神都市圏では東南海・南海地震や上町断層をはじめとする内陸部断層型地震の大規模地震発生が危惧されており、同港堺2区において大規模地震発生時に被災地への緊急物資輸送活動や救援活動の拠点となる基幹的広域防災拠点の整備を進めている。

こうした背景のもと、本事業は今後増大する物流需要への対応及び大規模地震発生時の緊急物資海上輸送ルートを確認するため、堺2区(図-1)において建設から約40年を経過した既存護岸を活用し耐震強化岸壁を整備したものである。

本稿では、既存ストックを活用した施設整備の一事例として、工事の技術的特徴である「既存護岸を活用した合理的な構造形式」、「計測管理施工による安全確保」、「既存鋼矢板損耗への対応」について報告する。

『微な修復による使用性』を確保するため、残留変形量の限界値として100cm程度と設定している。



図-1 位置図

表-1 岸壁諸元

水 深	DL-7.5m
施 設 延 長	190m (標準部130m+取付部60m)
対 象 船 舶	貨物船 5,000DWT
入 力 地 震 動	L1: 堺泉北港レベル1地震動 L2: 東南海・南海地震 上町断層地震

2. 事業概要

岸壁諸元を表-1に示す。本施設は『(特定)緊急物資輸送対応の耐震強化岸壁』である。その要求性能として『軽

3. 既存護岸を活用した合理的な構造形式

本岸壁は、既存護岸を活用し、その前面に岸壁を整備するものである。活用にあたって、既存護岸の耐震性能、経年による耐力低下等を照査し、構造形式の検討を行った。図-2に既存護岸断面図を図-3に想定土層を示す。

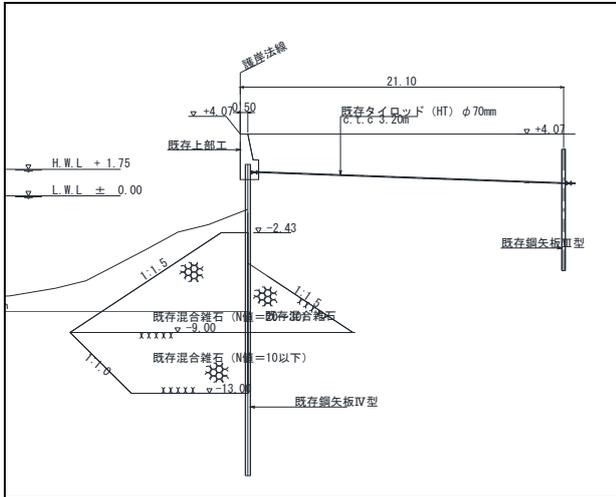


図-2 既存護岸断面図

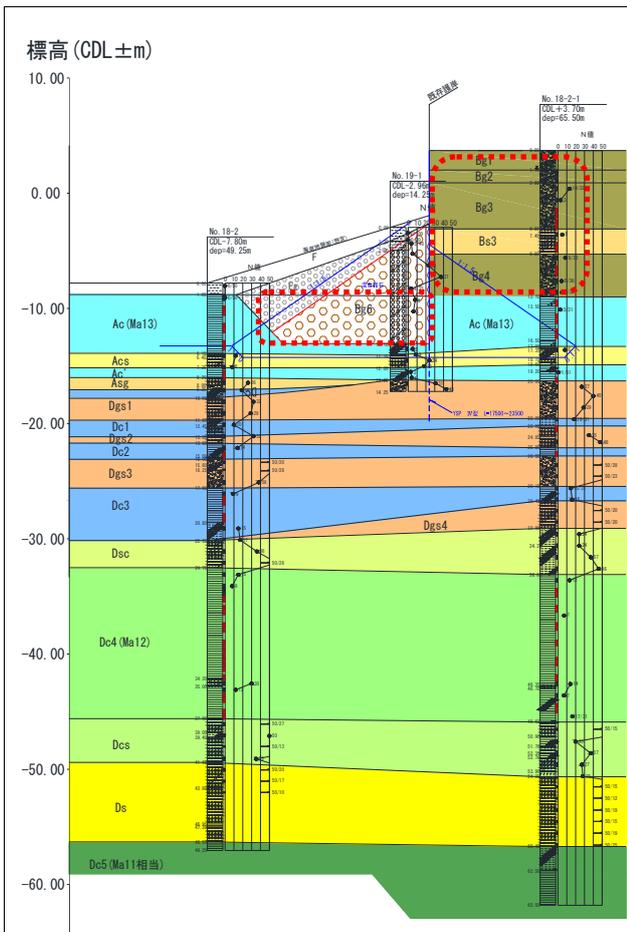


図-3 想定土層図

(1) 既存護岸の耐震性確保

a) 概要

既存護岸（控え式鋼矢板護岸）は、背後の土圧に対し、控え工と根入れ前面の受働土圧によって支える構造であり、常時及び地震時（レベル1）に対して安定性を確保している。

今回、新設岸壁の耐震性能にあわせレベル2地震時の照査を行ったところ、鋼矢板の根入れ長不足、鋼矢板・タイロッドの強度不足が明らかとなった。

b) 対策工法

対策として、既存構造自体を直接補強し耐力を増加させる方法や受働土圧増加による発生応力を低下させる方法が考えられる。

前者の場合、鋼矢板の継板やタイロッド（控え工）の追加など施工が複雑かつ高コストとなるので、後者の比較的安価で容易な前面捨石による補強工法を検討することとした。

前面水深を確保するため、捨石天端幅、高さに制約があり、結果として重力式傾斜堤として護岸の安定を確保した。

(2) 背後地盤の液状化対策

a) 概要

既存護岸背後は、緩い粘土混じり砂礫、粘土質砂から成る埋立地である。等価N値と等価加速度による液状化の予測・判定を行ったところ、既存護岸背後の埋立土が液状化することが明らかとなった。

二次元FEM有効応力解析を行ったところ、液状化に伴う土圧増加により、残留変形量が限界値を上回ることが確認された。

b) 対策工法

地盤改良による液状化対策は、大きく分けると締固、固化、排水の3つの工法がある。それぞれ代表的な工法について、経済性、施工性、環境性を比較検討した結果、施工時に周辺地盤の変位が懸念されるものの、最も安価なサンドコンパクションパイル工法（以下、SCPという。）による地盤改良を採用した。

(3) 既存捨石部の改良

a) 概要

既存護岸前面捨石の-9.0m以深部でN値が10未満を示す箇所があり、地震時の安定性が確保できないため、捨石層の強度を増加させる必要があった。

b) 対策工法

対象地盤は、緩く詰まった空隙の多い地盤である。締固工法や固化工法では、締固材（固化材）が空隙に逸脱し、十分な改良効果が得られない恐れがあるため、軟弱地盤を撤去し、材料を置き換える置換工法を採用した。

(4) 既存鋼矢板の腐食に対する施工時の安定検討

a) 概要

既存護岸は建設後約40年を経過しており、鋼矢板の腐食による耐力低下も考えられたため、鋼矢板の肉厚測定を行った。表-2に肉厚測定結果を示す。一部鋼矢板には、1/3以下まで肉厚が減少している箇所も見られた。

床掘時の安定検討を行ったところ、受働土圧の減少、作用位置の深度化により増加する鋼矢板の発生応力が増加する。現状ではDL-13.0mまで床掘が不可能であり、鋼矢板の補強工法および施工手順の検討が必要であった。

b) 対策工法

施工時の短期荷重に対して安定性を保つため、鋼矢板前面にH形鋼を打設、腹起し、コンクリートにて一体化させ背後土圧に抵抗する補強工法を採用した(図-4)。床掘による受働土圧の減少に対し、複数段の腹起しを設置する必要があるため、既存護岸の安定性を確保できるような段階施工手順を立案し、施工を進めることとした。

しかしながら、段階施工において“床掘後(DL-13.0m)～腹起し設置による一体化”迄は護岸安定性の確保ができないため、鋼矢板背後の土圧軽減対策として深層混合固化処理工法(セメント注入攪拌)を併用し、土圧軽減と液状化対策双方に対応する施工法を採用した。

(5) 標準断面の決定

本体構造は、既存護岸を土留護岸として活用するため、栈橋式(RC、PC、ジャケット式、ストラット式)と重力式ゲタッチドピアを比較検討し、経済性・耐震性に優れたRC栈橋式を採用した。

表-2 肉厚測定結果

(単位: mm)

測定位置		上	中	下	平均
No.0	凸部	12.4	13.1	13.0	12.7
	凹部	13.3	12.0	12.1	
No.2+5m	凸部	4.4	8.9	5.9	6.2
	凹部	6.9	5.5	5.8	
No.4+5m	凸部	11.8	5.0	12.3	9.8
	凹部	13.3	4.4	11.8	
No.6+5m	凸部	6.2	12.5	11.2	10.4
	凹部	10.4	10.2	11.9	
No.8+5m	凸部	11.6	9.1	13.3	10.3
	凹部	7.1	6.7	14.2	
No.10+5m	凸部	13.1	5.2	14.6	10.3
	凹部	8.9	6.5	13.8	
No.12+5m	凸部	11.3	6.8	13.1	10.5
	凹部	11.6	7.4	13.0	
No.14+5m	凸部	14.4	11.1	13.6	13.4
	凹部	14.6	12.4	14.5	
No.16+5m	凸部	13.5	14.3	14.3	14.5
	凹部	14.8	15.1	14.9	
No.19	凸部	13.6	14.4	14.4	14.0
	凹部	13.1	14.4	14.1	

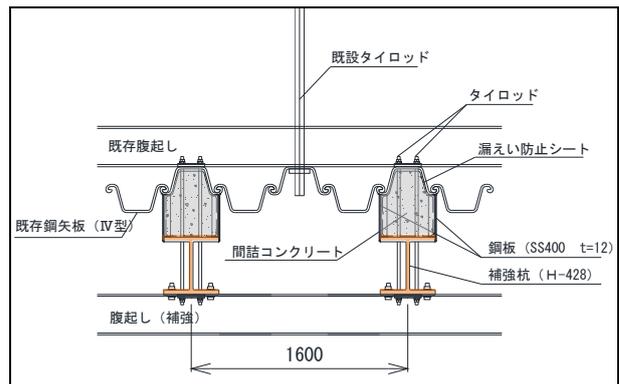
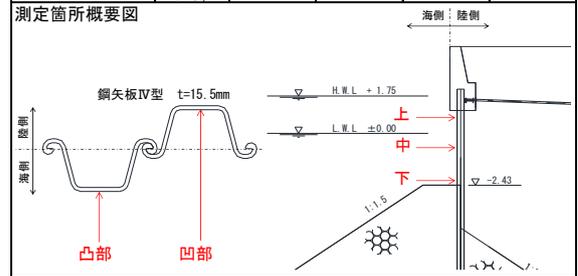


図-4 H形鋼補強平面図

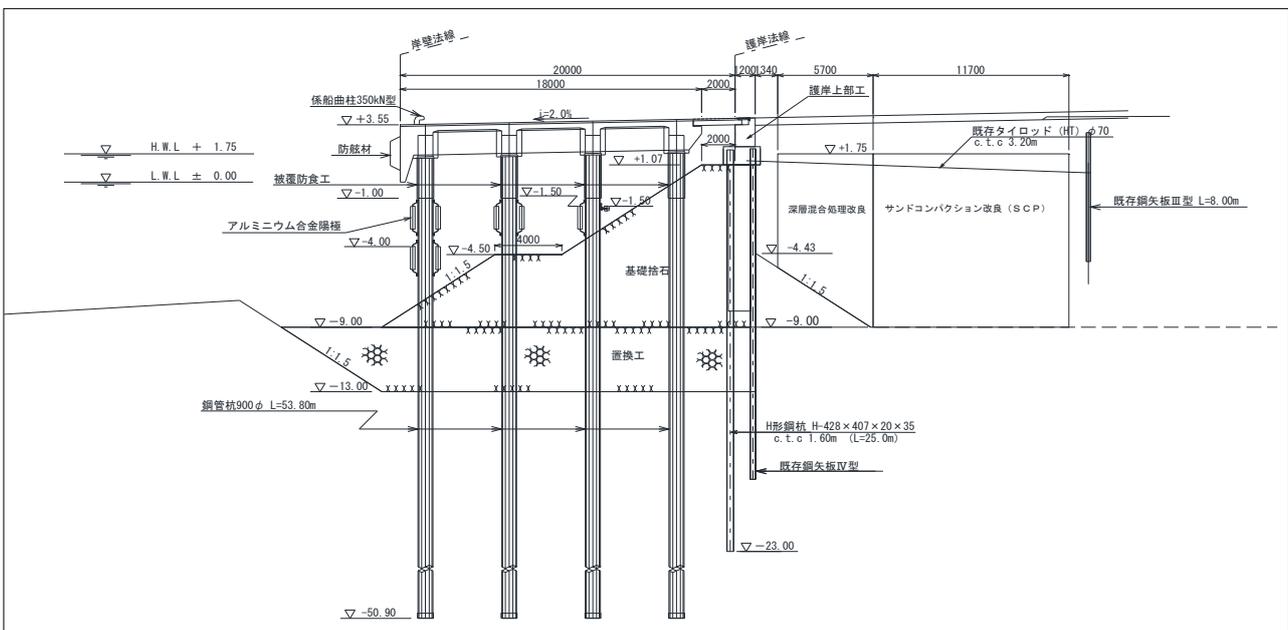


図-5 標準断面図

4. 計測管理施工による安全確保

3. (4) 施工時の安定検討では、短期荷重として部材の許容応力の割増を行っている。そのうえ、土質の不連続性や既存鋼矢板の想定以上の腐食（不可視部）などによる変状も懸念されたため、施工段階ごとの試験施工の実施、計測管理施工による安全確保を行うこととした。

(1) 計測管理項目

控え式鋼矢板護岸の変形形態（図-6）は、①矢板のはらみだし、②矢板下端の跳ね上がり、③タイロッド・控え工の変形が複合的に生じる。不可視部分の変形を把握するため、既存鋼矢板の直背後に挿入式傾斜計を設置し、深度方向1mピッチで計測管理を行った。

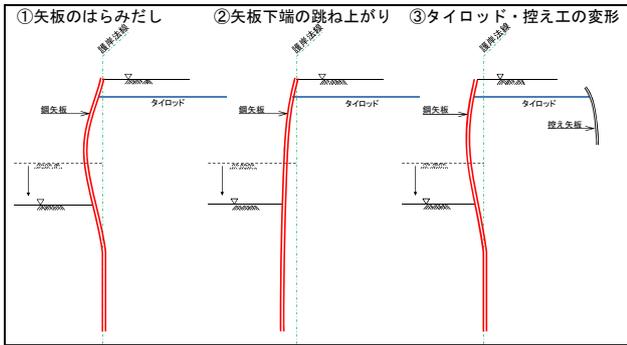


図-6 変形形態イメージ

(2) 計測頻度

設計時の安定検討を踏まえ、影響度合いに応じた鋼矢板変位の計測頻度を設定した。

a) 1次・2次床掘

護岸の押えではない堆積土砂の掘削を行うものであり、影響は少ないことが予測されるため、「1回/週」を基本とする。

b) 1次石材撤去

護岸の押え捨石（混合雑石）の撤去となるため、掘削時に受働土圧が減少する。設計計算結果で、応力に余裕が見られるため、「1回/日」を基本とする。

c) H形鋼打設

バイブロハンマ打設による振動影響が懸念されるため、「1回/日」を基本とする。

d) H形鋼連結

既存護岸の補強を行うものであり、護岸自体への影響が少ないため、「1回/週」を基本とする。

e) 2次・3次石材撤去

護岸の押え捨石（混合雑石）の撤去であり、設計計算結果からも許容応力に近い応力が発生することが想定されるため、「3回/日」を基本とする。

f) 3次床掘・置換

補強後（連結完了後）の作業で影響は小さいため、「1回/週」を基本とする。

(3) 管理指標・管理基準値

管理の指標として、変位と応力度の2つが考えられた。変位を指標とする場合、傾斜計計測で得られる傾斜角より比較的容易に整理が行える利点がある。しかしながら、解析における深度毎の変位は一定の仮定に基づき推定されるものであり、複合的な変形を生じる場合の管理基準値の設定が困難である。

一方、応力度を指標とする場合、計測管理から得られる変形形状から発生応力度を推定する手間は掛かるが、変形形態に関係なく管理基準値が設定できる。

本工事では、変形形態に関係なく管理可能な応力度を指標とし、管理基準値は鋼矢板の許容応力度（短期割増）とした。

なお、挿入式傾斜計はガイド管設置時を基準に計測されるため、初期状態として鋼矢板の変形等を反映させる必要があった。

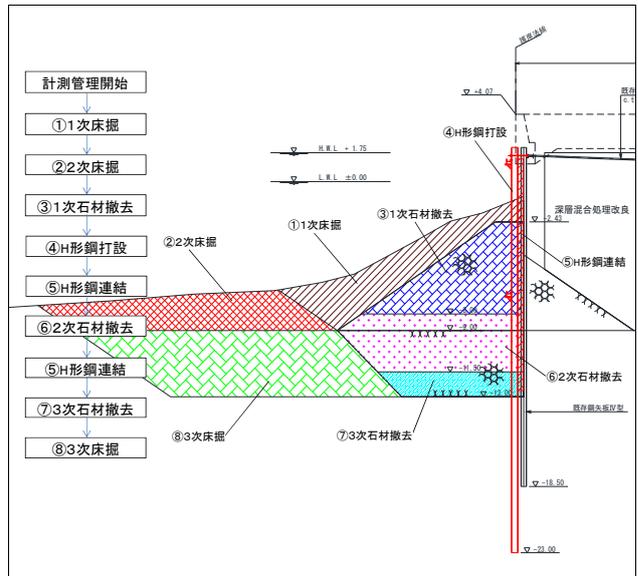


図-7 施工段階図

5. 既存鋼矢板損耗への対応

(1) 既存鋼矢板の調査

工事着手前の既存鋼矢板の可視部分は上部コンクリート下端～堆積地盤上の2m程度しかなく、初期状態の情報としては不十分と考えられた。

したがって、既存鋼矢板の応力に余裕のある1次石材撤去後（DL-8.0m掘削）に下げ振りにより鋼矢板の形状を直接計測した。

(2) 調査結果

直接計測の結果を図-8に示す。左側が鋼矢板の深度別変位、右側が逆解析により深度別発生応力度を推定した結果である。それぞれに計測管理開始～1次石材撤去までの傾斜計による計測結果も示す。

直接計測では計測基線から約900mmの変位が見られる。傾斜計による動態観測では最大20mm程度の累計変位であったことから、工事着手前から既存鋼矢板は変形を起していたものと予測される。

直接計測した変形量より応力を逆解析した結果、DL-2.0m付近をピークに降伏応力を超過し、既存鋼矢板の耐力は期待できないものであり、補強工法の見直しが必要となった。

(3) 補強工法の変更

既存鋼矢板の耐力不足のほか、連結に支障となる付着物の存在や、H形鋼が打設不可能となる雑石の混入も明らかとなったため、連結方法、施工方法の見直しもあわせて行った。

a) 補強工法の見直し

既存鋼矢板の耐力不足に対し、補強杭の断面性能自体を向上させる方法と、打設ピッチを密にし単位断面当たりの耐力を増加させる方法がある。リース材で対応可能で経済性に優れた後者を採用した。

b) 連結工法の見直し

連結方法は、背後の土圧を補強杭に伝達するための間詰め材に割栗石を採用した。コンクリートなどの固化材を使用する場合と異なり、水密性が不要となるため、既存鋼矢板の形状や付着物の有無によらず施工が可能である。あわせて、既存鋼矢板前面での水中溶接作業が減少し、安全性確保も期待できる。

c) 施工工法の見直し

支障となる雑石の撤去方法については、孔壁の崩壊なく床掘できる全旋回オールケーシングを採用し、補強杭打設箇所を事前に置換することとした。

d) その他

応力による管理が不可能となったため、最も危険な状態と考えられる「矢板下端の跳ね上がり」を水平変位で監視することとした。管理基準値は高速道路調査会による地すべり動態観測の管理基準値である「50mm/5日」とした。

(4) 施工結果

先行掘削、H形鋼打設、2次・3次石材撤去の各施工期間において、それぞれ10～20mmの変位が生じたが、「50mm/5日」に相当するような急激な変位は見られなかった。その後、基礎工、本体工を施工し、昨年12月に無事工事を終え、1月から供用開始した。

6. おわりに

現在、高度経済成長期に整備され50年近く経過し、老朽化した港湾施設が多数存在し、今後「既存施設の活用や更新」が増加すると思われる。

本稿にて報告したとおり、建設後数十年経過した港湾施設では想定以上に損耗が進行している場合もあり、可視部分による調査結果のみに限らず、計測管理施工による安全対策や施工時における追加詳細調査が必要と考えられる。

謝辞：本工事の実施及び本稿の執筆に際し、ご指導・ご協力いただいた関係各位に対し謝辞を申し上げます。

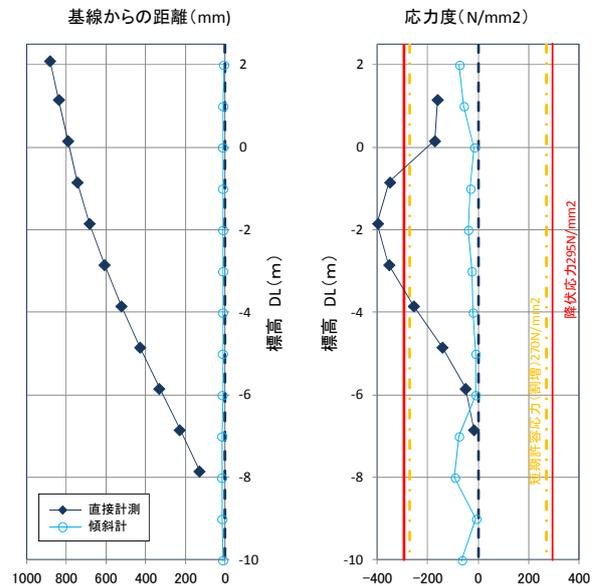


図-8 調査結果 (変位・発生応力度)

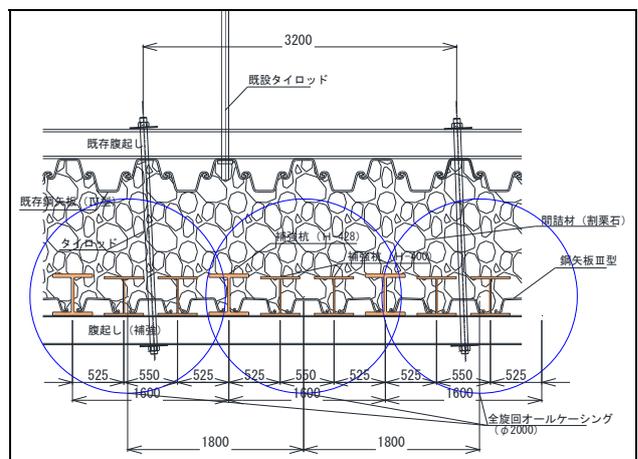


図-9 H形鋼補強平面図 (変更)

オープンケーソン基礎に近接する 下水道管に対する防護対策について

石渡 純二¹・伊藤 太一²

¹大成建設株式会社 関西支店 阪高海老江JCT下部工事作業所

(〒553-0001大阪府大阪市福島区海老江8-50-2)

²阪神高速道路株式会社 建設事業本部 大阪建設部 淀川左岸線建設事務所

(〒552-0007大阪府大阪市港区弁天1-2-1-1900)

高速道路の橋脚基礎を圧入オープンケーソン工法（圧入長30.0m）で施工するにあたり、超近接して存在する近接重要埋設管路（下水幹線φ1800、施工中の供用停止不可能）の健全性を確保したまま、安全に圧入掘削を完了させることが命題となった。この命題を達成させるべく、各種の調査・解析・計画の見直しと、防護工（沈下抑制）・変位計測管理の検討立案を行った上で、管理者の施工承諾を得て施工を完遂させた。本稿では、本工事の検討～計画策定の経緯と内容、施工の結果について報告する。

キーワード オープンケーソン、近接埋設管路、影響解析、沈下抑制、変位計測管理

1. はじめに

本工事は、大阪都心部における都市再生環状道路整備計画の一環である「大阪市道高速道路淀川左岸線（Ⅰ期）」事業における東側端部(海老江JCT工区)に位置し、阪神高速道路3号神戸線と上記高速道路を接続するランプ部高架橋（A・Dランプ）の基礎を築造する工事である（図-1、2）。なお、同敷地内に後続事業のランプ部高架橋が追加新設されるため、本工事で構築する基礎・橋脚は、それらの高架橋も支持する構造となっている。

海老江JCT工区で新設する道路は、海老江下水処理場（大阪市建設局）の海老江側施設を取り囲むような線形になっており、必然として地中に構築する基礎は下水処理場施設に対する近接施工となる（図-3）。

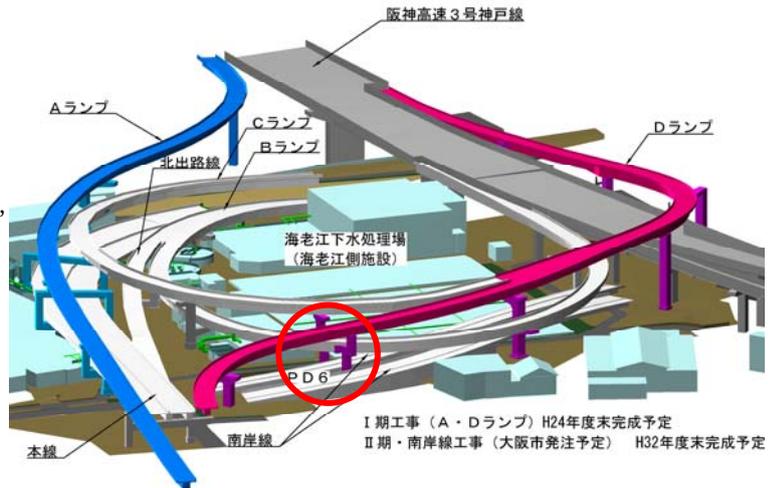


図-2 海老江ジャンクション工区（Ⅰ期）完了時
完成イメージ図（白抜き部：（Ⅱ期）事業で新設）



図-1 施工場所



図-3 基礎工施工時 作業イメージ図

本稿は、その中でも最も近接条件が厳しいPD6（右）橋脚の、基礎工（圧入オープンケーソン工法）における事案である（図-4）。

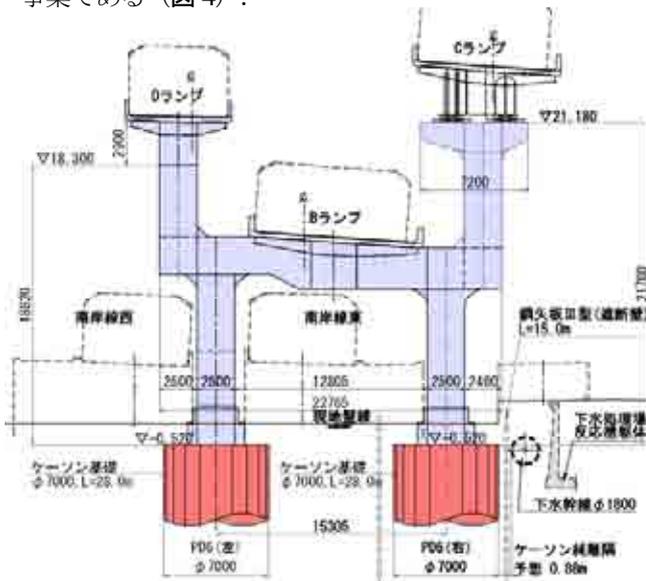


図-4 PD6橋脚 概略設計時構造一般図（立面図）

PD6（右）橋脚の直近（ケーソン純離隔0.9m）に布設されている下水幹線φ1800（高見送水管）は、海老江下水処理場に集められた処理水をポンプ室から高見側最初沈澱池に圧送している重要管路である。海老江下水処理場（1940年操業開始）は、大阪市の中心街である梅田地域を含む1,215haの汚水・雨水を処理している、大阪市では2番目に大きな処理場である。この下水幹線は代替バイパス管路を有していないため、「高見送水管の機能停止」＝「海老江下水処理場の処理能力が半減」＝「梅田地域を含む下水道インフラの機能停止」という甚大な社会的損害発生に直結してしまう重要管路である。

近接施工計画の策定にあたり、まずは

- (A) 下水幹線φ1800の現状実態調査
 - (B) 下水幹線φ1800に対する影響解析
- を実施した。

2. 近接埋設管路（下水幹線φ1800）の諸元と現状実態調査

管理者保有の竣工資料より判明した、下水幹線φ1800（高見送水管）の諸元を下記に示す（写真-1、図-4）。

- ◇A型遠心力鉄筋コンクリート管（単位；mm）
内径1800，外径2054，カラー部外径2352
管長1200/本，継手NH-II型
- ◇完成年度 分流通所以东；1963年度
分流通所より西側；1967年度

なお当該管路の直上は、阪神電鉄淀川駅まで最短ルートで通行できる歩行者自転車道として一般開放されており、通行路の常時確保が必要とされる。

管路の供用が開始されてから50年弱経過しており、当

時レベルでは最新型の伸縮継手が採用されているが、経年劣化（継手ゴムガasketの追随性低下等）による耐久機能の低下が懸念される。橋脚基礎の施工影響による許容変位量を設定するためにも、管路の現況状態の確認結果を反映させることが肝要であると考え、埋設位置の正確な測量も含めた試掘確認を実施した。



写真-1 下水幹線φ1800布設状況写真（1967年度）

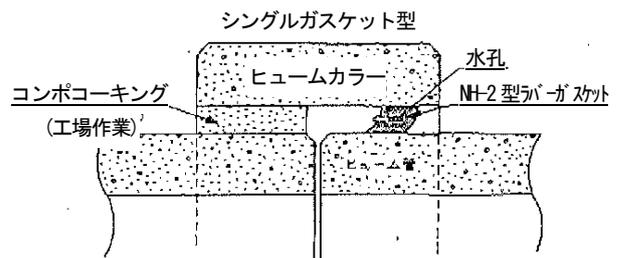


図-5 継手（NH-II型）詳細図



写真-2 3 下水幹線φ1800 現状調査試掘状況写真
試掘の目的を完全に果たすためには、継手部全周を露出させて詳細な調査を行うべきであるが、
① 供用の一時停止が困難な内圧管であり、外周土圧を開放させること自体に管路損傷のリスクがある。

- ② 管路天端高さ≒地下水位高さ であり管頂以深の掘削には別途遮水工が必要となる。
- ③ ②を実施するには、側方の処理場躯体への近接影響や歩行者道確保等に対する対策工が別途必要になる。という条件を考慮して、協議の結果「継手の管頂部」のみの確認を行った。

実際に試掘した目視確認～協議の結果、以下のように検討条件の整理を行い、変位許容値を決定した(表-1)。

- ◇布設位置は、ほぼ竣工図記載の通りであるが、経年変化により縦断勾配に既変形が生じている＝すでに継手部に変形ストレスがかかっている。
- ◇懸念していたよりも劣化ダメージは少ないと推測されるが、工事影響による追加変位の付与は極小にすべきである。

表-1 管路の変位許容値(監視測点間の相対変位)

1次管理値	2次管理値	許容値(管理限界値)
3.5mm	5.6mm	7.0mm

3. 近接埋設管路(下水幹線φ1800)に対する影響解析・設計施工検討

現状実態調査及び防護工検討と並行して、基礎工施工(オープンケーソン圧入掘削)による管路の変位量を予測すべく、解析検討を行った。検討に際しては

- ・他橋脚においても近接埋設物が多数存在する。
- ・開業までの工程に余裕がないため、検討～協議工程の効率化が必要。

という本工事固有の条件に着眼し、影響解析手順(図-6)を決定し、(図-7)フローに示す検討ステップで影響解析・設計施工検討を実施した。

検討の結果、以下のような結論が導き出された。

- ① 概算解析結果
(圧入掘削完了時)変位量 -6.5mm > 2次管理値
→ 詳細解析・現況計画の見直しが必要
- ② ケーソン基礎の縮径(φ7.0m→6.0m)は実現可能
(基礎増筋と、頂版パラペット厚の見直し設計、及び連結鉄筋とアンカーフレームとの干渉調整で対応可)
- ③ 詳細解析結果(縮径反映、変位抑制工なし)
(圧入掘削完了時)変位量 -5.2mm > 1次管理値
(上部荷重最終載荷時)変位量 -7.5mm > 許容値
→ 変位抑制工等の防護工が必要

4. 下水幹線φ1800の防護工の選定

(1) 防護工種類の選定

講ずべき防護工として数種類の案を検討照査したが、協議の結果、(表-2)に示す地盤改良による沈下抑止工を選定することとなった。

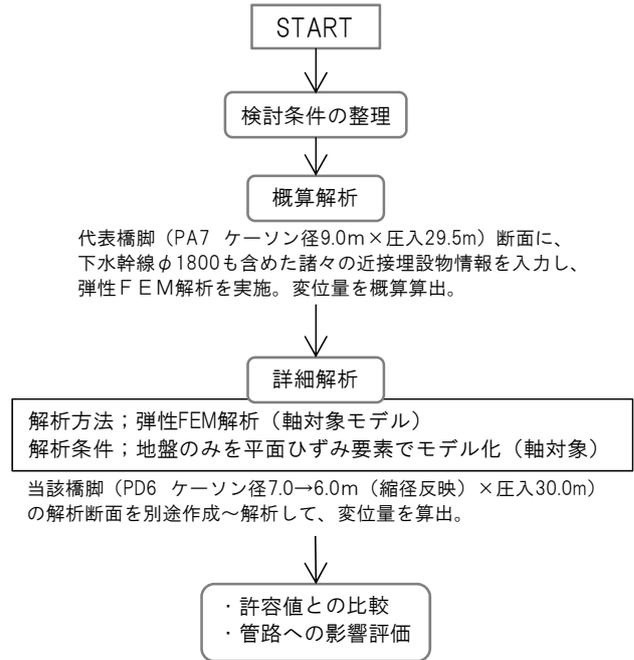


図-6 影響解析手順

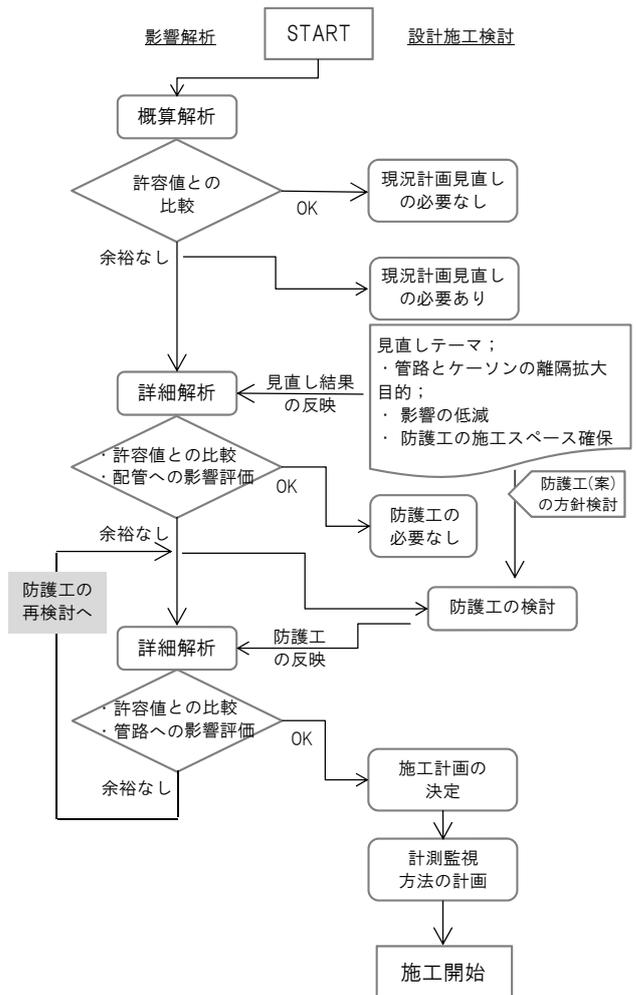


図-7 影響解析・設計施工検討フロー

表-2 防護工(案)比較表

案	利点・課題	安全性	実現性	総合評価
バイパス管新設	緊急時施設として当該工事完了後も有益。用地取得等準備期間不足。	◎	×	×
管更生工法による変位追従性向上	当該工事完了後もインフラ機能増強として有効。 施工時間=管路供用停止時間の確保が困難。	○	×	×
沈下抑止工A 遮断壁見直し SPⅢ L=15m →SMW L=44m	B案よりコストで有利。 当該離隔内で施工可能な削孔径では剛性不足となり、対策工として不十分になる可能性が高い。 追加準備工増大により工程デメリット大。	×	○	×
沈下抑止工B 地盤改良体で 管路直接支持、 沈下量を抑制	薬液注入や高圧噴射工法であれば削孔径が小さく、少ない離隔でも施工可能。 追加準備工がB案よりも少なく工程デメリット小。 A案よりコストで劣る。 ケーソン圧入範囲に改良体を造成しない。 措置が必要→薬液注入：NG 高圧噴射：揺動制御が必要	○	○	○

(2) 地盤改良工の計画・工法選定

対策案の選定により、高圧噴射工法による地盤改良で変位抑止を行うことになった。詳細計画立案に際しては、以下の点に留意して計画の工夫を行い、改良体造成配置(図-8)を策定した。

- ① 造成(改良高さ28.6m)時における一時的な支持地盤の泥状化に起因する、管路の沈下抑制が必要。
→ 施工による周辺地盤影響が最も少ない「三重管方式」を採用。また改良高さを2分割、管路周囲の上部5.0m範囲を先行改良することで、改良長が長い下部施工時における管路の縦断剛性強化を図る(図-9)。
- ② 既存構造物との離隔条件上、外径2054mmの管路に対し片側からの削孔造成しか不可能なため、極力大口径の改良が必要。
→ 「三重管方式+揺動式」工法の中で、より大口径の工法を選択し、管路中心を支持できる配置とする。

- ③ 対策範囲(支持体造成)と未対策範囲の境で、大きな相対変位差が生じないように緩衝域が必要。
→ 改良範囲の平面両端部は、「改良体天端=管路下端-1.0m」とすることでクッション域を設け、急激なひずみ発生防止措置を行う(図-10)。

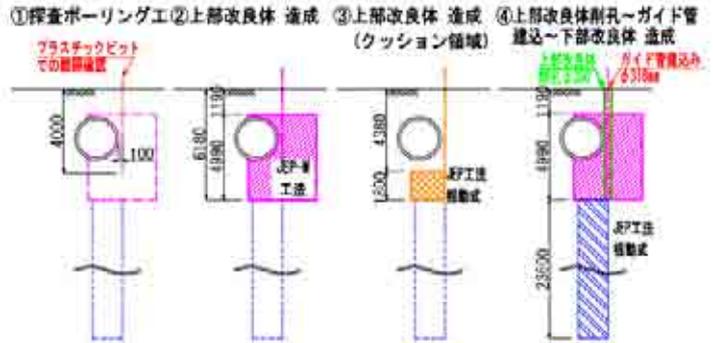


図-9 変位緩衝域イメージ図

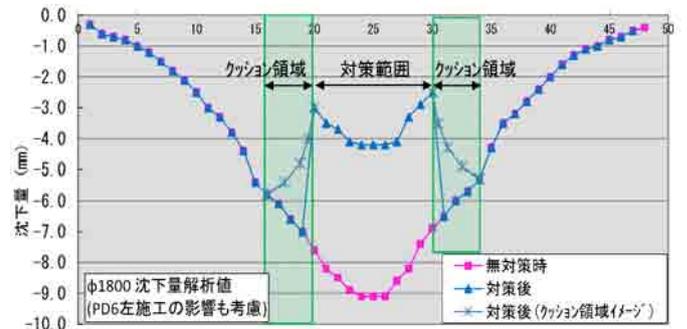


図-10 変位緩衝域イメージ図

上記検討により選定した工法は以下の通りである。
 上部造成 JEP-M工法φ3200
 上部造成(両端部) JEP工法φ3200/揺動180°
 下部造成 JEP工法φ3200/揺動180°

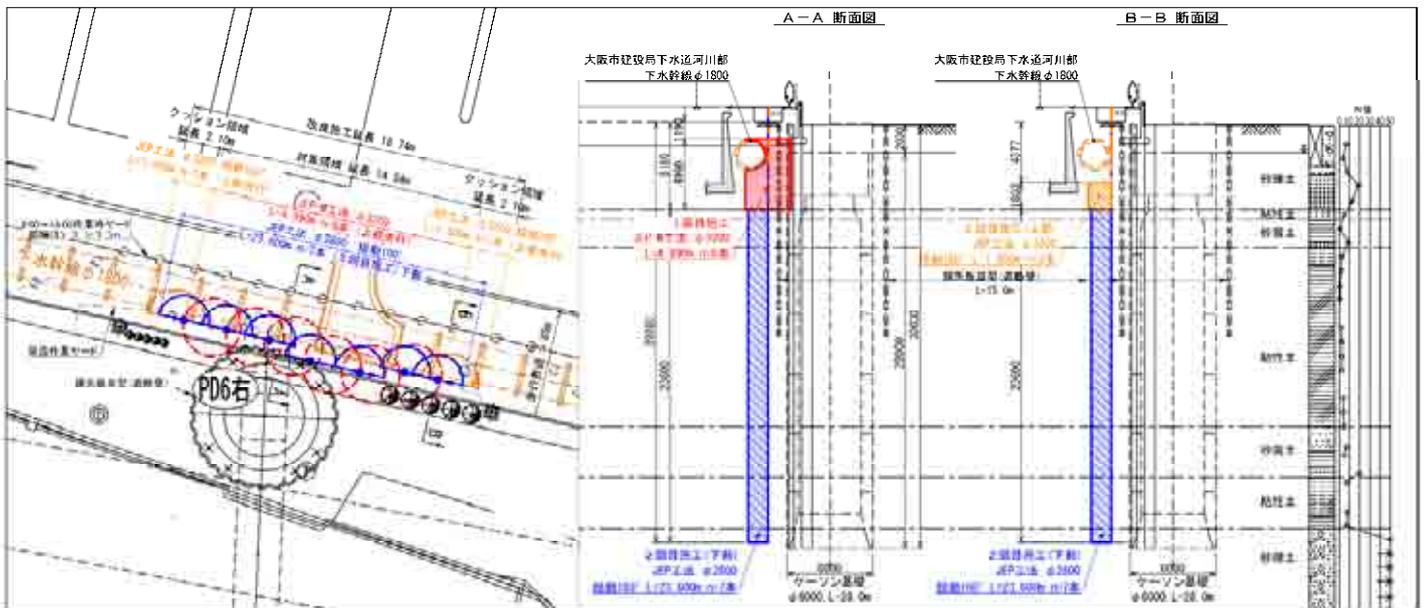


図-8 下水幹線φ1800防護工計画図

5. 下水幹線φ1800変位の計測監視

(1) 変位計測手法の選定

高圧噴射工法による削孔～造成時に際しては、排泥孔の閉塞等のトラブルに対し、管路変位をリアルタイムに測定し、場合によっては施工の中断等の対策措置を講じる必要があるため、2重管沈下測量（手動）ではなく、自動計測管理を選定した。

(2) 自動計測機器（連通管式水盛沈下計）の設置

地下に埋設されている管路の自動計測測量を行うために、各測点の直上に設置するコンクリート柵内に、管路（継手）天端から立ち上げた2重管沈下棒を配置し、その沈下棒に連通管式水盛沈下計（差動トランス式）を固定する方式を採用した。計測柵は、地盤改良工施工後の仮覆工・ピット撤去作業に支障とならないよう配置し、その配置に合わせた仕様で現場製作した計測柵を現地に設置した(図-10, 11)。

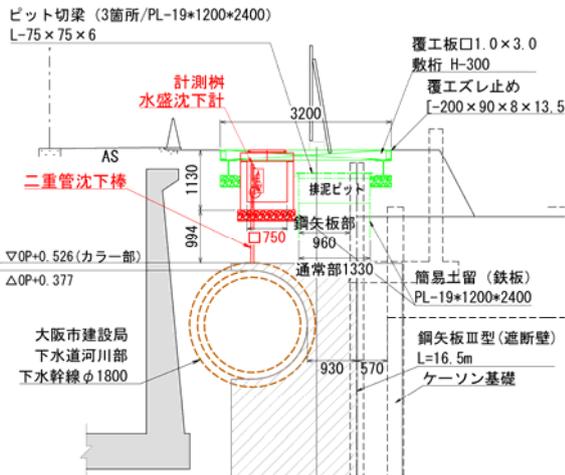


図-10 計測機器設置断面図

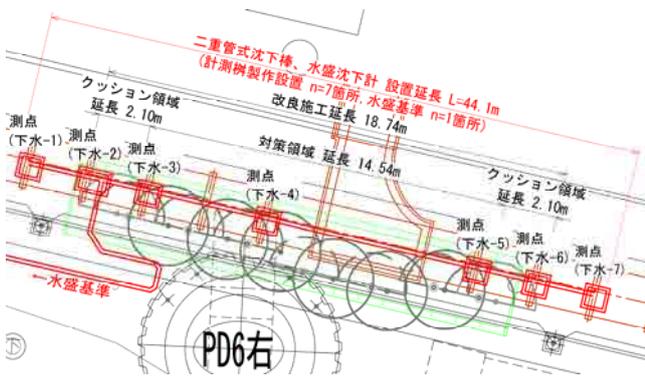


図-11 計測機器設置断面図

6. 下水幹線φ1800変位の計測監視

以上のような検討～計画策定を行い、実際に変位計測管理・防護工（地盤改良工）・圧入オープンケーソン工法による基礎工の施工を実施した。

(1) 仮覆工・排泥ピット設置、計測機器設置

施工エリアは歩行者道として一般開放されているエリアであるため、工事による影響（幅員減少期間の発生）を最低限に抑制し、かつその条件下での施工効率を確保するために、地盤改良工施工期間は排泥ピット・計測柵上に仮覆工を施した。なお、仮覆工撤去後の計測柵には防水型の蓋を設置することで、継続して点検が可能な構造とした。



写真-4 仮覆工・排泥ピット設置、計測機器設置状況

(2) 地盤改良工

削孔～造成機×2setで施工を行った。少しでも改良体を管路下方に寄せて造成することを目的に、「削孔と管路の純離隔＝10cm」という超近接施工にしたため、万が一の損傷防止対策として、全削孔箇所について、プラスチックビット削孔による先行確認を行った。

また、当該地盤改良工は管路外周地盤の50%以上を直接噴射切削～改良置換するため、

- ・管路変位状況の監視強化；施工による管路変位をリアルタイムに監視し、万が一大きな挙動が生じた場合に即座に施工を中断できるように、監視モニターを施工エリアに増設し、監視管理を行った。

- ・地盤改良施工中の変位施工管理値を「±3.0mm」と厳しい値に設定した（超えた場合中断，再協議）。

- ・管路内へ改良材スラリーが混入していないか確認するために、管路下流側の分配槽部でpH監視を行った。



写真-5, 6 地盤改良工施工状況

(3) 圧入オープンケーソン基礎工

地盤改良工施工後、グラウンドアンカー工～刃口金物据付～ケーソン施工（躯体構築→圧入掘削）×6ロット～底版コンクリート水中打設～頂版コンクリート構築という施工ステップで、当該基礎を完成させた。



写真-8, 9, 10 圧入オープン基礎工施工状況

圧入掘削に際しては、ヒービング変形等による背面地盤の緩みを防止するために、地盤への刃先先行圧入とケーソン内の水頭確保に留意した。

7. まとめ（施工の結果）

基礎工施工完了時までの変位計測結果を(表-3)に示す。測点4は地盤改良時点で4.2mmの沈下変位が観測されたが、これは既に作用されていた上方屈曲ストレス（着手前の天端測量結果から判明）が、周辺地盤拘束の一時的解放で正常状態に戻った変位量を含んでいるため、実質の地盤改良による沈下変位は2mm程度であったと考えられる。その後は基礎工施工完了時まで、沈下変位、相対変位の際立った増加は観測されず、改良体による管路支持効果が十分に機能した結果、1次管理値内の変位で施工を完了させることができた。

表-3 管路の変位計測結果(最大値)

工種	測点	絶対変位	相対変位
地盤改良 施工中	3-4-5	-2.0~-4.2	+2.7~-2.5
	1-2-3,5-6-7	-0.9~-2.2	+0.7~-1.0
ケーソン 圧入掘削施工中	3-4-5	-2.8~-5.1	+2.7~-3.1
	1-2-3,5-6-7	-1.3~-2.8	+1.7~-1.2
基礎工 完了時	3-4-5	+0.8~-2.4	+1.6~-3.2
	1-2-3,5-6-7	-0.5~-1.8	+0.9~-1.0



写真-11 基礎工完了状況（鋼製橋脚架設中）

8. おわりに

今回のような既設構造物に超近接する施工が、特に都市圏では、今まで以上に増加することが想定される。しかしながら、当然「全く同じ条件での施工事例」というものは存在せず、個々のケース毎に、その固有条件に過去の類似例（経験工学）とその時点での最新技術を反映させながら計画を検討し、事業者・管理者・施工者全てが納得した上で施工を実施・管理していくことが、円滑な施工に必要な要素である。本件でも、検討～計画策定・協議→施工合意のプロセスの中で、3者が中途半端な妥協をせず、約1年間真摯に最善策を追求した結果が、施工の無事完遂に繋がったと考える。本論文が今後の同種工事計画の一助となれば幸いである。

謝辞：万が一でも損傷を与えてしまうと、広範囲に及ぶ甚大な社会的損害発生に直結する重要管路に超近接した本工事に対して、協議過程から多大なご指導とご協力を賜った大阪市建設局の皆様、計画・施工に尽力して頂いた専門業者の関係者各位に心より感謝を申し上げます次第である。

参考文献

- 1)地盤工学会：地盤改良効果の予測と実際（2001年7月）
- 2)JEP工法協会：技術・標準積算資料（2010年6月）
- 3)特殊JEP工法研究会：特殊JEP工法（JEP-Lタイプ、JEP-Mタイプ）設計・施工マニュアル（案）（2010年6月）

近畿自動車道守口JCT下部工工事 大口径リバース杭工事における高透水層での逸液対策

大田 佳紀¹・秋田 政彦²

¹大成建設関西支店 守口JCT下部工工事作業所 課長 (〒570-0021大阪府守口市八雲東町2-82-22)

² 同上 所長 (同上)

本報文は、近畿自動車道高架下での上空制限を受け、交通量が非常に多い大阪中央環状線と近畿自動車道に挟まれた狭小範囲での施工となったφ3000の大口径リバース杭を円滑かつ安全に工事を行うために実施した事前対策工や、その技術的検討事項について報告する。地下30m付近に存在する透水係数の高い洪積砂礫層（天満砂礫：Dg1）にて、リバース杭掘削時に孔壁崩壊を防ぐ目的の安定液が「逸液」する可能性が高く、その対策工を実施した。その他、基礎杭浅層部においても補助工法を併用し安全に近接施工を実施したことを報告するものである。

キーワード リバース杭，大口径，逸液対策，薬液注入工法，近接施工，天満砂礫，透水係数

1. はじめに

守口ジャンクションの建設は、近畿自動車道と阪神高速12号守口線を直結することで大阪中心部と京都圏のアクセスを向上させる工事であり、西日本高速道路(株)・阪神高速道路(株)が事業主体となって工事を進めている。このうち、近畿自動車道守口ジャンクション下部工工事は、西日本高速道路(株)発注部分の橋梁下部工を建設する工事である。

今回報告の対象とするDP5橋脚の基礎型式は、当初φ6.0mのケーソン式単独基礎と、φ3.0m2本縦列配置の大口径場所打ち杭基礎での比較検討がなされた。結果、中央環状線の道路線形・車線を確保するために、RCフーチングとアンカーフレームを省略した合理化構造で、1橋脚あたりの基礎杭を大口径の場所打ち杭1本とする「1柱1杭構造」のユニ・アンカーシステムが採用されている。(図-9参照)

2. 工事概要と施工環境

当工事のDP5橋脚の施工環境は、近畿自動車道（以下、近畿道）高架橋により上空制限（盤下げ後の上空制限10.7m）を受けるとともに、1日8万台以上の交通量となる大阪中央環状線、及び近畿道の既設橋脚基礎より平面的制約を受ける。この他、DP5基礎施工時に大阪中央環状線（南行き）を2車線確保し、切回し道路の線形は設計速度60km/hを満足させるという制約条件のもとでの施工となった。このような施工・制約条件から、場所打ち杭として、大口径リバース杭工法（φ3.0m×38.0m×2本縦列配置）が採用されている。



図-1 DP5 橋脚の施工環境

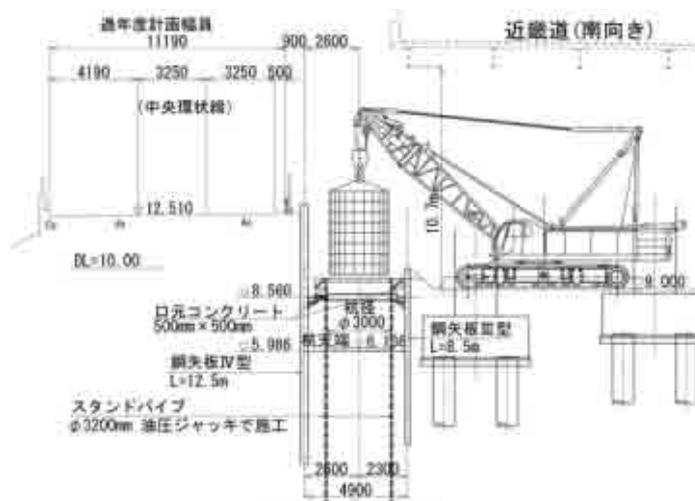


図-2 原設計 DP5 橋脚 施工断面図

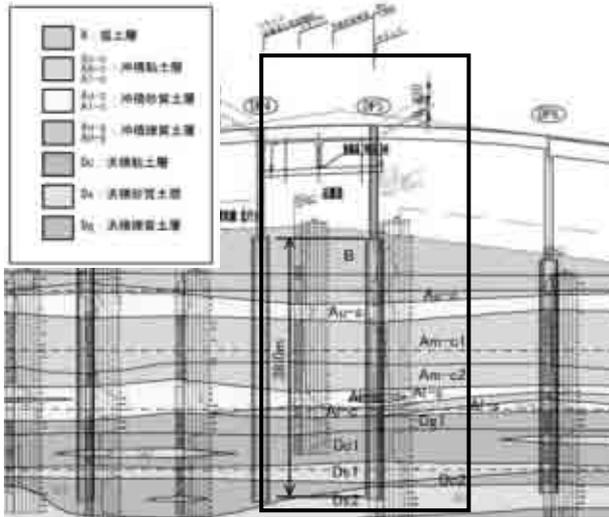


図-3 DP5 橋脚付近地質縦断面図

工事区域は、大阪府守口市大日町および大庭町であり、東大阪平野の北部に位置する淀川低地に属している。地質層序は、表層から盛土層(B)、沖積層(A)、洪積層(D)の層順で分布している。洪積層最上位には上部洪積層と推察される礫質土層(Dg1)が分布し、以下粘土層と砂質土層の互層となっている。(図-3参照)

- ① 盛土層(B)は道路盛土であり砂質土主体である。層厚はDP-5地点で約10mである。近畿自動車道下の道路盛土は礫を多く混入しておりφ50mm以下が多いものの一部700mm程度の転石も混入している。
- ② 沖積層の上部層は粘性土(Au-c)、砂質土(Au-s)、礫質土(Au-g)に区分され、下部層は砂質土層(Au-s)、粘性土(Al-c)に区分される。中部層は上部と下部でやや特性が変わる粘性土のためAm-c1とAm-c2(両方も海成粘土Ma13)に区分される。
- ③ 洪積砂礫層(Dg1)は洪積層最上位の土層で、調査位置全域に分布しており連続性が良い。礫はφ30mm以下の亜円礫が多く、ボーリングによる最大礫はφ120mmである。含水は高く、ボーリング時に逸水を生じる箇所が認められている。

3. 大口径リバース杭の施工上の課題

当該施工環境下における大口径リバース杭の施工上の課題を以下に示す。

(1) 洪積砂礫層(Dg1)での逸液

洪積砂礫層(天満砂礫: Dg1)は、地下30m付近に存在する高透水層であり、リバース杭掘削時に孔壁の崩壊を防ぐ目的の安定液が大量に流出する「逸液」がおこる可能性が高い。大量の逸液を起すと地下水との圧力差が確保できなくなるため、孔壁の崩壊を招く。大阪中央環状線、近畿道基礎に近接するために孔壁崩壊は許されない施工条件である。(当初は、逸液に対しては、高粘性安定液で対応できるものと考えていたが、安定液で対処できるか不明であった。)

(2) 狭小・低空頭ヤードにおける基礎杭浅層部における施工方法

原設計の大阪中央環状線側の土留鋼矢板位置に打設を行う場合には、設計速度60km/hで規定される切回し道路の線形を満足していないことが課題として挙げられた。

また、事前の近接影響検討(弾性FEM解析)より、リバース杭施工基面(TP+9.0m)以深10m範囲は、φ3.2mのケーシングパイプの押込み設置が必要であった。しかしφ3200mmの油圧ジャッキもしくは全旋回機が、大阪中央環状線の道路条件より当該箇所を設置できないという課題があった。

4. 大口径リバース杭の施工上の課題に対する対策

(1) 洪積砂礫層(Dg1)での逸液対策工

1) 逸液試験

洪積砂礫層(天満砂礫: Dg1)は、過去の地中連続壁工事にも逸液対策が報告されているほど透水係数が大きく、 1.0×10^{-1} (cm/s) という記載までである。しかし、H19年度の土質調査報告書では、回復法によるDg1層透水係数が 3.68×10^{-4} (cm/s) と非常に小さいことから矛盾が生じたため追加調査を実施することとした。追加調査結果では、揚水法によるDg1層透水係数が 3.54×10^{-2} (cm/s) であり、逸液の可能性を示した。

そこで、次に、DP5橋脚原位置にて逸液試験(φ1.0m、オールケーシング工法)を実施し、逸液対策工の必要性を検討した。

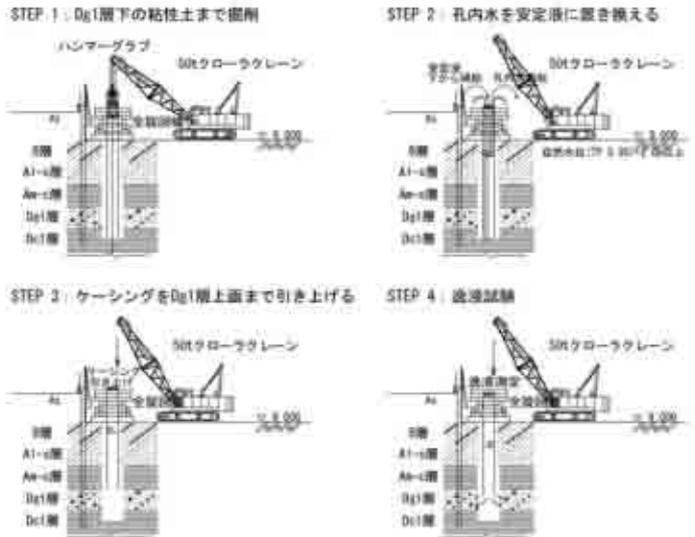


図-4 逸液試験 施工ステップ図

逸液試験に用いた安定液は、コンクリート品質確保の観点から本施工と同様とし、打設時のCaイオンの混入による安定液の劣化と孔壁の崩壊防止・逸液防止を目的として、ベントナイト濃度をポリマー系安定液の最大添加量4%に設定した。ポリマーについては、耐セメント型と逸液防止効果がある水和抑制型の2種類とし、各0.1% (合計0.2%) 添加したポリマー系安定液を使用す

ることとした。

表-1 安定液配合と品質基準及び結果

安定液配合			安定液品質基準と結果	
材料名	品名	配合	品質基準	結果
水	水道水	1.0m ³	フネル粘度 20~30	27.4
ベントナイト	クニケルV2	40kg	比重 1.01~1.10	1.03
ポリマー	RX-70	1.0kg	PH 7~11.5	9.0
ポリマー水和抑制剤	MT-246	1.0kg	砂分 1.0%以下	9.0

逸液試験（図-5参照）の結果、Dg1層（天満砂礫）にて大量の逸液（逸液速度は6.7m³/h）が発生した。地中連続壁協会の参考文献¹⁾より抜粋した逸液規模の目安と対策例を表-2に示す。ここで、表-2に示される数値はφ2.5mの場合のものであり、今回のφ1.0mの逸液試験では1.0m³/h以上が大規模な逸液となる。

今回の逸液試験では、下表にて大規模な逸液とされる逸液速度の約7倍の数値を記録したため、孔壁安定上きわめて危険な量であると判定し、対策工を実施することとした。

対策工は、本体コンクリートの品質確保の観点から高粘性安定液を使用しない薬液注入工法を選定した。

表-2 逸液規模の目安と対策例

逸液規模	液位低下 (m/h)	逸液速度 (m ³ /h)	逸液層		逸液対策
			土層名	透水係数のオーダー (cm/s)	
小	0.2以下	1.0以下	粗砂	1×10 ⁻³	・高粘性安定液の補給 ・逸液防止材増量安定液の補給
中	0.2~0.5	1.0~2.5	砂礫埋土	1×10 ⁻²	・高粘性安定液の補給 ・逸液防止材の溝内直接投入
大	0.5以上	2.5以上	玉石混り砂礫	1×10 ⁻¹	・逸液防止材の溝内直接投入 ・安定液のゲル化(セメント投入、特殊ポリマー) ・間隙充填(安定液固化) ・砕石埋戻し後地盤改良

2) 洪積砂礫層 (Dg1) 逸液対策としての薬液注入工

リバース杭施工時の安定液の逸液防止を目的として、削孔深度が25m以上でも削孔精度に優れるロータリーパーカッションドリルを用いた削孔方式の「二重管ダブルパッカー工法」を選定・実施した。

薬液注入の改良厚は、最小複列施工のt=1.5mを基本とし、施工深度による補正を加えてt=2.2mの改良厚とした。

なお、改良後の目標透水係数は、逸液規模が「小」とされる透水係数オーダーである10⁻³cm/s以下とした。（表-2参照）

(2) 狭小・低空頭ヤードにおける基礎杭浅層部における対策工

大阪中央環状線側の土留鋼矢板の位置を、可能な限り近畿道側に寄せて配置するとともに、車線幅を確保するために、土留矢板上に覆工板を張出設置することで、切り回し道路の線形を確保した。

また、当該道路条件下では、リバース杭施工基面 (TP+9.0m) 以深10m範囲にφ3.2mのケーシングパイプ

の押込み設置が不可能なことから、人力で設置可能な深礎工法に変更して実施した。

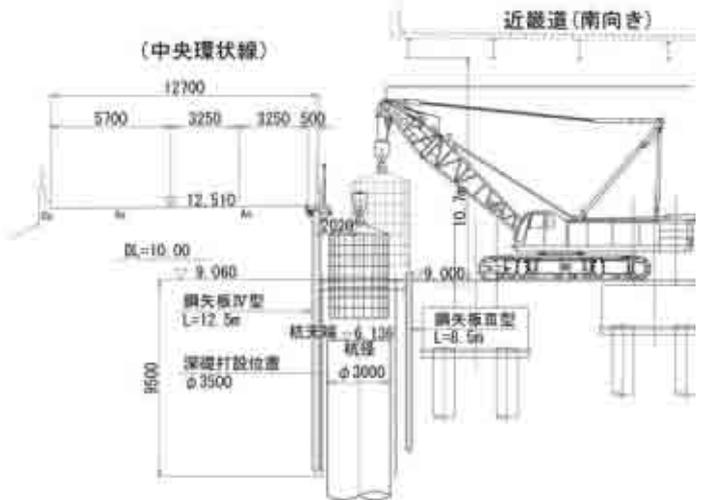


図-5 DP5 橋脚 施工断面図

この時、深礎施工時のAu-s層の止水対策、Au-c層の盤ぶくれ対策としての薬液注入を実施した。注入工法は、逸液対策用と同一工法とし、これらの削孔を兼用することでコストダウンを図った。

1) Au-s層の止水・孔壁安定対策

深礎施工時の止水と孔壁安定を目的とする最小改良厚さとしてt=2.0mの厚さを設定した。止水性能の目標値は以下に示す盤ぶくれ対策用止水と同様とした。

2) B層・Au-c層の盤ぶくれ対策

深礎施工時の盤ぶくれ防止対策としての止水を目的とし、上記最小改良厚と同様のt=2.0mの厚さを設定した。また、止水性能は現地盤の透水係数 (k=4.5×10⁻³cm/s) を10⁻⁴cm/s以下に低下させる必要があるとして注入厚2.0mを協会資料²⁾より算出した。

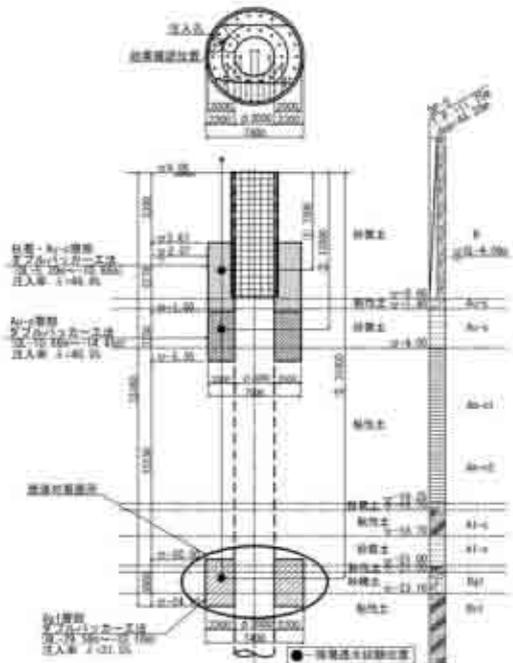


図-6 薬液注入施工範囲と効果確認位置

5. 対策工効果の確認

事前対策工を実施した結果、φ3000大口径リバース杭施工中の逸液量は0.02m³/hと非常に少なく、近接する大阪中央環状線や近畿自動車道基礎に有害な変位を与えることなく、平成24年5月末までの3ヶ月間で2本のリバース杭施工を無事施工完了することができた。

効果確認試験は、現場透水試験により行った。図-6に示す通り、試験は薬液注入工の注入範囲内の3箇所にて実施し、改良地盤の透水係数k (cm/s)を確認した。いずれの箇所も目標とする透水係数以下の値が得られた。

表-3 目標透水係数と現場透水試験結果

地点	土層	現場透水試験 透水係数 (cm/s)	目標透水係数 (cm/s)
DP-5	B層・Au-c層	1.60×10^{-5}	4.50×10^{-5} 以下
	Au-s層	6.91×10^{-6}	
	Dg1層	1.12×10^{-4}	1.10×10^{-3} 以下

6. 大口径リバース杭の施工

図-7にφ3000リバース杭掘削状況を掲載する。リバース杭の施工機械は、クローラ自走式で強力なトルク(44.1kNm)で大口径、大深度に対応可能、テレスコピック伸縮リーダーの採用で空頭制限に対応可能なMPD-45(L×W×H; 6351×2490×5620mm)を採用した。

掘削は、洪積砂礫層付近で転石出現のためにオーガが一時回りにくくなることもあったが、大きなトラブルなく掘削を完了することができた。



図-7 φ3000 リバース杭 掘削状況

図-8にはφ3000リバース杭 鉄筋建込状況を掲載する。鉄筋籠長は5.0mで、杭頭付近の主鉄筋は外側72-D38、内側36-D38の過密な配筋であり、ねじ式の機械式継手は施工困難であるため、現場打ちモルタル充填式鉄筋継手を採用し施工完了した。鉄筋籠重量は最大で40tとなること、近畿道直下での施工となることから、特殊ショートブームタイプの150tクローラークレーンを必要とした。



図-8 φ3000 リバース杭 鉄筋建込状況

更にDP5基礎杭の上部では、冒頭で述べたユニ・アンカーシステムの設置が予定されているため、鉄筋籠の設置は、仕様基準以上の精度確保を要求された。以下にそのシステム鳥瞰図を掲載する。

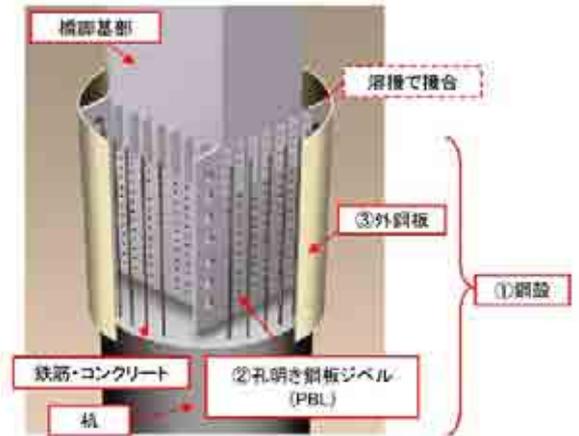


図-9 ユニ・アンカーシステム鳥瞰図

本稿の内容が、同様の工事の計画の参考になれば幸いです。

謝辞

本対策の実施に際しては、西日本高速道路株式会社関西支社の多くの工事関係各位に、現地状況の確認・把握をはじめ、試験施工から実施施工に至るまで、長期にわたり技術的なご指導を賜り、協議をしていただきました。また、貴重な資料のご提供とともに、発表の機会を頂いたことを、ここに厚く御礼を申し上げる次第です。

参考文献

- 1) わかりやすい地中連続壁工法 連壁 総合土木研究所
- 2) 新訂 正しい薬液注入工法 社団法人日本グラウト協会

道路除草の抑制技術に関する検討について

的羽 正樹¹

¹近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 (〒630-8115 奈良市大宮町3-5-11)

道路の維持管理における除草は、雑草の繁茂による交通標識等の視距確保や道路交通の安全確保、通行車両からの視認性の確保、景観の確保等重要である。

また、植栽帯において雑草を放置すると樹木の生育が阻害され、枯損、病虫害発生を引き起こし、道路法面では点検の障害となる。除草は、年2回程度除草を行っていたが、厳しい財政事情の公共事業費の抑制や直轄道路の管理水準への批判を受けて、平成21年度より、全国統一の「直轄道路の維持管理基準(案)」が定められ、除草は原則、年1回となった。

そのため、除草作業の効率化を図るため除草の時期・方法、コスト縮減等を目的とした雑草抑制技術の向上が課題となっている。

本検討は、メンテナンスフリー又はメンテナンスイージーが唱えられている雑草抑制技術を様々な角度から評価・検討し、効果が高く、経済性(イニシャルコスト、ランニングコスト)にも優れている雑草抑制技術の検討を行ったものである。

キーワード 道路除草、維持管理、コスト縮減

1. 目的

道路の雑草を正しく管理するには、まず、なんのために[除草目的]、どんな草に対して[除草対象]、どの程度おこなったらよいか[除草目標]を知ることが大切です。

地域景観に調和した道路緑化、CO₂排出等による地球温暖化へ対応して、生活環境の向上ため道路緑化は進められているが、道路の中央分離帯、植栽帯における雑草は、放置すると樹木の生育が阻害され、枯損する他、草丈の伸長により視距や建築限界が損なわれ、道路交通の安全性を損なう要因となります。

また、植栽地の通風を阻害し病虫害発生や道路法面では点検の障害。さらには景観悪化の問題など、様々な理由により、道路除草を行う必要があり、植栽地等の雑草管理は道路管理上必要不可欠であり、今後、快適で安全な道路環境の維持とコスト縮減を視野入れた維持管理の両立を図りながら、道路除草をしていくには、幅広い除草技術と除草手法の知識を身につけて、道路環境や雑草の繁茂状況に応じて適宜、除草方法を設定する必要があり、今後の道路の維持管理の参考となるよう雑草抑制工

法の評価し取りまとめたもの紹介する。

2. 道路の雑草の現状

雑草は生命力が旺盛なため、その繁茂は土壌水分や土壌養分を収奪し、日照を遮断する等、道路植栽の生育と競合する。

伐根除草及び草刈りは、雑草の出穂時、遅くとも結実期前に行うことが重要であり、また、雑草の発生サイクルを考慮すると、年2回は実施することが望ましいとされている。

3. 雑草管理の方法

現在の道路空間における雑草管理の方法には、次表のように、抜根除草、草刈り、除草剤使用がある。

住宅地域や歩行者の多い地域などでは、安全性の面から薬剤の使用は極力避けられ、夏期の除草にあたっては、表土の剥離による乾燥害に注意するとされている。

表-1 道路緑化における雑草管理の方法

種類	方法	特徴	時期
抜根除草	人力で雑草を根本から抜き取る	美観に優れ、効果の持続性が高く、樹木にも害がない手間がかかる	雑草の種子結実前に行うことが重要 雑草の発生サイクルを考慮して少なくとも6月頃と8月下旬~9月上旬の年2回は実施する
草刈り	機械や鎌を使い、雑草の根を残し、地上部のみ刈り取る	根が残るため、効果は一時的である	
除草剤使用	薬剤によって、雑草の発芽や生育を阻害したり枯死させたりする	作業性、効果の持続性に優れている 薬害の危険があるので、使用には十分な注意が必要である	薬剤の種類によって定められた散布時期に行うことが重要で、時期がずれると効果が弱ったり全く無くなったりする

(参考) 『道路緑化技術基準・同解説』社団法人 日本道路協会

4. 植栽地区分による雑草管理の内容

道路緑化においてもその植栽地の区分により、雑草の管理内容が異なる。

下表は、一般の植栽地、芝生地、地被・草花、法面といった区分における雑草管理の内容を整理したものである。

表-1 道路植栽区分における雑草管理の対応策の現状

区分	雑草管理手法	管理内容
植栽地	抜根除草・草刈り	雑草の発生リサイクルを考慮し、少なくとも6月頃と8月下旬~9月上旬の2回は実施することが望ましい。
	除草剤散布	沿道に農作物が栽培されている場合や樹木植栽地の近傍では、薬害を生じ難い発芽抑制剤の散布又は薬剤飛散の恐れがない塗布による方法を選択する。
	除草後のマルチング	マルチングにより雑草の浸入を抑制する。
芝生地	刈り込み	芝生地の雑草は、美観を損なううえに、日照遮断、土壌水分や養分の収奪を行い芝の生長を阻害する。このため、年3~4回程度の除草を行うことが望ましく、そうすることで芝の活力や繁殖力を活性化し、雑草の浸入を防ぐ。
	雑草防除	薬剤散布による防除では、環境や動物に配慮し、適切な時期・薬剤を選択し、適切な濃度で散布する。

地被・草花	除草	草丈の低い地被類は、植栽後、完全に被覆するまでは他の雑草が侵入しやすいため、除草が必要である。 春から秋にかけて雑草が大きくならないうちに、雑草を根から抜き取る。 草花類は、植え替え作業時に、雑草の根まで抜き取る除草を行う。
	法面	下草刈り 育成樹種の生長を阻害する恐れのある植物を選択し、刈払う。 つる切り 植栽樹木等の生育を阻害する場合に行う。 クズの防除 目標とする植生の変遷に支障の恐れがある場合に行う。予め発生が予想される場所では、なるべく早くこまめに処置することが望ましい。

(参考) 『雑草管理ハンドブック』草雑他編

5. 通常の除草コスト整理

通常の除草作業は、従来は概ね夏期及び秋期の年2回実施されるほか、住民からの苦情に応じて適宜実施されている。また、道路の除草作業においては、植栽区分に応じて、主に肩掛け式除草機による機械除草と人力による抜根除草の2通りの方法で実施されている。

法面や路肩、分離帯等の除草面積が大きな道路部位では、主に肩掛け式除草機による機械除草が行われ、植樹や花壇等他の緑化植栽が込み入った状態の部位においては人力による除草が行われている。それぞれの年間の除草コストは、以下の通りである。

表-2 通常の除草コスト

機械除草			
作業項目	作業内容	コスト(円/m ²)	備考
草刈り	肩掛け式機械除草	40	
刈草処分	一般廃棄物処理	150	注
小計	1回あたり	190	
年間コスト	2回除草	380	
人力除草			
作業項目	作業内容	コスト(円/m ²)	備考
草刈り	抜根除草	120	
刈草処分	一般廃棄物処理	150	注
小計	1回あたり	270	
年間コスト	2回除草	540	

注) 「植物発生材を利用した雑草抑止技術活用手引き(案)」国土交通省関東地方整備局

6. 雑草抑制技術の評価

雑草抑制技術としての評価を行った。評価は、道路における地域別・使用箇所別の雑草抑制課題と概ねの維持管理を考慮したものである。

(1) 防草緑化

生態的雑草抑制技術は、一部にアレロパシー（ある植物が他の植物の生長を抑える物質）を放出を有する芝や草本類の植栽により緑化と雑草抑制の両方を図ろうとする技術である。経済性の面では芝類の防草緑化工が安価であるのに対して、地被・草本類の防草緑化工は高価となり、維持管理費用も高つく。また、緑化工であることから、ある程度の雑草の侵入は避けられないため、この点においても維持管理に手間がかかる。

施工性は、一般の緑化工に順じ、ポットやセルの植付け手間がかかる。一方で法面を対象とした防草緑化工は、種子吹付けにより大面積の施工に適している。景観性は、維持管理の頻度に左右されやすく、管理のもとではなかなか良好な景観を保つことは難しい。

以上より、防草緑化については、安価な芝系の緑化材を法面への吹付けや植樹帯の植栽周辺部への張り芝として導入することが考えられる。

(2) 物理的雑草抑制技術マルチング

郊外や都市部の街路樹帯や植栽マスでは、チップなどによるマルチングによる雑草抑制技術が適しているほか、刈り取り代用剤(天然重曹; トロナ)も局所的に使用できる。二次製品のマルチングは高価であるため、天然リサイクル資源としてのマルチングの導入を進めるものとする。適用可能な技術には、以下のものがあるが、木材チップ以外は、具体的な効果検証が行われていない新技術であり、フィールド試行による検証が必要である。また、技術としては扱いやすく施工が簡単であり、従前植栽地への適用が最もやりやすい技術である。

- ・木材チップ(実用化済み)
- ・除草残滓
- ・ホタテ貝殻、牡蠣殻(石灰・貝殻系マルチ)
- ・アルファルファペレット
- ・アレロケミカル抽出物含有ペレット
- ・建設廃材再利用材

(3) 被覆系(ブロック、固化材舗装)

物理的雑草抑制技術(舗装系技術による維持管理フリー化)は、緑地の機能を損う上(温暖化防止等)、人工的な景観となるため、適用箇所が限られる。また、高価であるので大規模な施工を行うと施工費が高つく。

管理の目標や要求される事項により、下記のような限られた箇所での適用を進めるものとする。

- ・保護路肩
- ・導流島
- ・地元要望による問題箇所(頻繁な刈り取りが必要)

(3) 防草シート

物理的に表土を覆うことで雑草抑制を図ろうという技術である。緑地の機能を損う上(温暖化防止等)、人工的な景観となるため、適用箇所が限られる。シートの継ぎ目などから雑草が侵入するなど、雑草の抑制効果は施工の精度に左右される。さらに、生分解質以外のシートについては、古くなり用を成さなくなると廃棄物になってしまう。二次製品としての施工実績はすでに多い。

(4) 複層シート

表土を繊維質のシートで覆いながら雑草を防除するとともに、緑化植物を穴植えし、シート自体を緑化植物の生育基盤として役立たせるという狙いがある。コストは高価であり、雑草抑制効果はシート系の工法のため、施工精度に負うところが大きい。景観性には優れるが、緑化植物が成育するまで一定の維持管理が必要となる。コストが高価なことから導入する箇所は限られるため、雑草抑制技術として汎用性に欠ける。

(5) 生物的雑草抑制技術

自然循環にもとづく雑草抑制技術であり、興味深いのが、現場の施工性や維持管理の点で不確定な要因が大きく、導入するとしても適用箇所が限定され、雑草抑制技術としては汎用性に欠ける。

(6) 化学的雑草抑制技術

化学的雑草防除技術(除草剤の使用など)は、低いコストで効率的な雑草抑制技術であるが、環境への負荷が大きい可能性があり、使用は下記の条件で可能と考えられる。

- ・一般人が立ち入らない箇所(IC部の管理地、中央分離帯)
- ・害虫苦情などが頻繁に起こる耕作地隣接地帯または住宅地
- ・一時的な植生改良が必要な大面積地域(法面)

(7) 総合的雑草抑制技術

道路は不特定多数の周辺住民が立ち入る可能性があるため、安全面から無秩序な薬剤の使用は好ましくないが、発生する雑草の状態にあわせ、必要最小限の薬剤を使用することにより、他の技術では行うことのできない、低茎草地状態での草地管理を行うことも可能となる。

a) 大型イネ科多年生草本のスポット除草

ススキやオニウシノケグサといった大型の多年草は、刈り取りによる雑草防除では、毎年地上部を刈り取る必

要があり、非効率的である。

大型の草本類を選択的に枯死させる(スポット除草)ことにより、その後数年は草丈の小さな一年生草本群落として管理できる可能性がある。

b) 成長抑制剤の使用

成長抑制剤の使用により、草刈りの効率化向上と、廃棄物発生量の低減を図ることができる。

除草剤を低濃度で散布することで成長抑制剤として機能する場合があります、条件を限れば比較的 safely に使用することができる可能性がある。

(8) 各工法のまとめ

雑草抑制技術・工法一覧とその体系化により抽出された工法グループにもとづいて、各々の経済性、施工性、景観性、管理性(持続性)に対する評価を整理し、あわせて各工法グループの道路への適用部位をまとめたものが下表である。

表 -3 各工法の評価一覧表

工法グループ	適用	評価			
		経済性 (コスト削減)	施工性	景観性	管理性 (持続性)
防草緑化	法面・植樹帯				
マルチング	植樹帯等				
ブロック	法面・保樹帯等				
固休植栽	中央帯等				
防草シート	法面等				
複層シート・抑草型マルチ	法面・植樹帯				
生物	-				
化学的抑制	法面・環状施設等				
総合的除草防除	法面・環状施設等				

7. 工法別コスト比較

年 2 回の草刈り管理(人力抜根ならびに肩掛け式刈払い機による草刈り工)を従来の管理手法とし、それを基準として各種防草工法のコストを比較した。

10 年間のトータルコストで、従来の人力抜根よりも管理費がかかるのは、地被による防草緑化のみである。またチップや除草残材によるマルチングは、草刈り工(機械除草肩掛け式)よりも安くなる。

薬剤の利用と人力抜根の組み合わせ、または薬剤利用のみの場合についても、成長抑制剤による抑草を除いて草刈り工よりも安価になる。

このことから雑草防除対象地の立地条件や道路施設としての機能・目的に応じてさまざまな工法の採用が可能である。

表-4 工法別コスト比較

管理手法		単位: (円/㎡)			
工法		1年目	3年目	5年目	10年目
a. 従来管理	人力抜根(環状帯)	207			
	年間コスト	776	776	776	776
	トータルコスト	776	2,328	3,880	7,760
b. 従来管理	草刈り工(肩掛け式 カタ(径256mm))	37			
	年間コスト	436	436	436	436
	トータルコスト	436	1,307	2,179	4,357
c. 生態的	防草緑化工法(芝)	1,500			
	年間コスト	1,740	218	240	390
	トータルコスト	1,740	2,198	2,828	4,284
d. 生態的	防草緑化工法(地被)	8,000			
	年間コスト	8,240	240	240	240
	トータルコスト	8,240	8,720	9,200	18,400
e. シート	マルチング工法(生分解性シート)	718			
	年間コスト	1,158	240	240	1,158
	トータルコスト	1,158	1,638	3,036	6,072
f. 土系舗装	土系固化工法	5,000			
	年間コスト	5,000	0	0	0
	トータルコスト	5,000	5,000	5,000	5,000
g. マルチング	除草発生材活用				
	年間コスト	395	395	395	395
	トータルコスト	395	1,185	1,975	3,950
h. マルチング	剪定チップ化マルチ ・通常チップ(人力鋤取り)				
	年間コスト	1,184	155	155	155
	トータルコスト	1,184	1,494	1,804	2,579
i. マルチング	選定剪定チップ化マルチ ・ふるい分けチップ(人力鋤取り)				
	年間コスト	1,384	0	380	367
	トータルコスト	1,384	1,764	2,511	3,625
j. 化学的	選定除草剤(広葉多年草) カビ・粒	2,151			
	年間コスト	397	397	397	397
	トータルコスト	397	1,192	1,986	3,972
k. 化学的	スナッフ除草剤(雑草残材) ルノカ・粒	3,150			
	年間コスト	403	403	403	403
	トータルコスト	403	1,208	2,014	4,028
l. 化学的	スナッフ除草剤(雑草残材) ルビック液	97,200			
	年間コスト	425	425	425	425
	トータルコスト	425	1,275	2,125	4,250
m. 化学的	草刈り代用剤(天然重曹) トロナ	800			
	年間コスト	350	350	350	350
	トータルコスト	350	1,050	1,750	3,500
n. 化学的	成長抑制剤 ショートキープ液	89,250			
	年間コスト	506	506	506	506
	トータルコスト	506	1,518	2,530	5,060
o. 化学的	発芽抑制剤 スナッフショット粒	2,100			
	年間コスト	429	429	41	41
	トータルコスト	429	1,287	1,369	1,574
p. 生態的	樹林化	450			
	年間コスト	2,829	0	0	0
	トータルコスト	2,829	3,069	3,069	3,069

8. 今後の課題

(1) フィールド試行による効果検証

二次製品の適用や、既往検討によって、植樹帯における雑草抑制対策を立案することはできるが、各地域の現状に応じて、コスト低減や、効率的な管理を行うには、フィールド試行にて、抑制効果の検証を行う必要がある。

a) グラウンドカバープランツを活用した雑草抑制

シバザクラやマツバギクといった地被植物による雑草抑制は、十分な維持管理が行えず、十分な効果が得られていない例も見受けられる。

b) 再生材を用いたマルチング技術

雑草抑制効果や、コスト低減効果は確認されているが、各地でのリサイクルによる再生材供給体制などの確立に課題があり、施工上の課題となっている。

これらの問題点を把握しながら、管理プログラムを構築すれば、大きなコスト低減をはかることも可能と考えられ、環境面に配慮しながら、フィールド試行により効果検証を行う必要がある。

アリック(ALiCC)工法について

中川 匡史¹

¹近畿地方整備局 福井河川国道事務所 雑北国道維持出張所 (〒910-1211福井県吉田郡永平寺町法寺岡6-11)

(論文要旨)

アリック工法は、地盤改良による軟弱地盤対策の一工法であり、盛土材料のアーチ効果を考慮することで盛土荷重を改良杭に集中させ、盛土直下の全面改良を実施する際の改良率を10～30%に低減することができ、特に経済性に優れた工法である。本施工事例では、実物大確認試験を施工着手前に実施し、工法の妥当性を検証するとともに、実施工においても有害な残留沈下の発生も確認されず、無事施工を完了することができた。今後の類似工事において、今回の施工事例を参考にしながら、アリック工法の適用性について積極的に展開されることを期待するものである。

キーワード 軟弱地盤、地盤改良、アリック工法

1. はじめに

本論文の施工事例として紹介する「国道8号米原バイパス(以降、米原BPと称す)」は、国道8号のバイパスとして長浜バイパスと接続し、長浜市域と米原市域を迂回する全長 10.3 kmの路線で、狭隘な現国道の交通混雑解消および歩行者の安全確保を図ることを目的とした路線である。米原BPは、長浜市加田町を起点とし、米原市顔戸で現道の国道8号と分岐し、米原市市街地の西側を迂回しつつ、彦根市佐和山で現道接続する路線である。本施工位置は、現道分岐点から終点までの7～9工区のうち中央の8工区である(図-1参照)。

施工区域は、戦後食糧増産を目的に1950年(昭和25年)に干拓化された入江干拓地内に位置しており、琵琶湖から流入する内湖を埋立てた農地として現在は利用されている。米原BP8工区での地質縦断面図を図-2に示す。地表から12～13m程度までが沖積層となっており、粘土層、砂層、礫層が複雑に入り組んだ地層構成となっているの

が特徴である。中でも沖積粘土層は、有機質粘土や腐植土を含み非常に軟弱で、道路盛土築造に伴う残留沈下が課題となり、本工事ではアリック工法を用いた地盤改良による対策工を施工した。



図-1 米原BPの概要

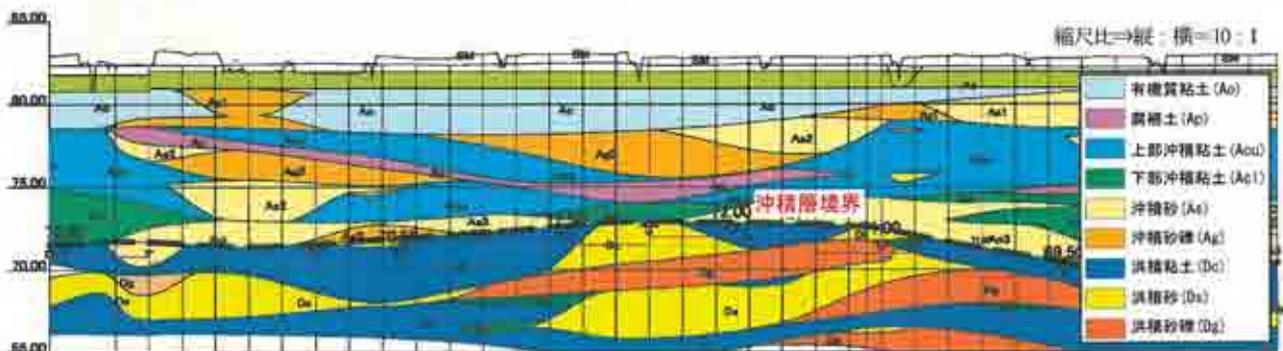


図-2 米原BP8工区における代表的な地質縦断面図(NO.197～NO.234)

2. アリック工法の概要

(1) アリック工法とは¹⁾

アリック工法（低改良率セメントコラム工法）は、深層混合処理工を用いた地盤改良による圧密沈下対策の一工法で、盛土材料のアーチ効果を考慮することで、従来の深層混合処理工と比較して大幅に改良率が低減でき、コスト削減が図れることが特徴である。

従来から用いられている軟弱地盤上の道路盛土に対する深層混合処理工法は、図-3に示すように円弧すべりに対する安定性の確保および載荷盛土による側方変形を抑制することを目的として改良杭を盛土法尻部に集中的に配置する。しかし、盛土中央部の無処理地盤における圧密沈下が大きくなるとともに、改良範囲との不同沈下によって盛土表面に段差が生じるなど、道路盛土としての機能維持の観点から不具合を生じるケースもあった。

これに対して、アリック工法では、図-4に示すように盛土下を低改良率の高強度改良杭で全面的に改良することで、盛土中央部の沈下を抑制し、結果側方への変形も抑制することができる。また、盛土荷重の殆どの部分をアーチ効果により改良杭に集中的に負担させる構造となっており、沈下に要する時間が殆ど必要なく、盛土放置期間が不要であることも大きな特徴である。非常に鋭敏で軟弱な粘土層が厚く堆積した本工事の場合では、一般的なサーチャージ工法による対策工法を採用すると、許容沈下量を満足する圧密放置期間が約4年必要となり、供用開始まで長時間を要するため、特に有効な対策工となる。



図-3 従来の改良形式

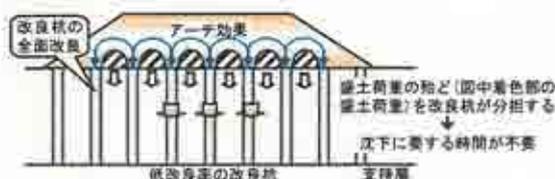


図-4 アリック工法の構造概要

(2) アリック工法の設計概要

アリック工法の設計は、円弧すべり検討に加え、以下の項目について照査を行なう。

a) 全沈下量の照査

改良領域を複合地盤とみなして、式(1)に示す全沈下量の計算を行い、許容沈下量以下(10cm)となるように改良率、改良杭の強度、改良長を決定する。

$$S = \frac{P}{E_{eq}} \cdot L \quad (1)$$

ここに、 S ：改良領域の全沈下量

P ：盛土により改良領域に作用する鉛直応力度

L ：改良杭の長さ

E_{eq} ：複合地盤の変形係数で式(2)による

$$E_{eq} = \alpha_p \cdot E_{col} + (1 - \alpha_p) \cdot E_{soil} \quad (2)$$

ここに、 α_p ：改良率

E_{col} ：改良杭の変形係数

E_{soil} ：改良杭間の無処理地盤の変形係数

b) 改良杭に作用する応力度の照査

改良杭に作用する応力度を式(3)により照査を行なう。

$$F_s \leq \frac{q_{uck}}{P_{col}} \quad (3)$$

ここに、 F_s ：安全率(1.0~1.2)

q_{uck} ：改良杭の設計強度

P_{col} ：改良杭に作用する鉛直応力度

c) 表層混合処理工の応力度照査

本工事では、改良杭間の不同沈下を抑制するために杭頭部に表層混合処理工を実施している。表層混合処理工の改良強度および必要改良厚は、式(4)に示す改良範囲の押し抜きせん断破壊に対する照査により決定する。

$$\tau_{se} = \frac{(P_{soil} - q_a) \times \left\{ \lambda^2 - \pi \cdot d^2 / 4 \right\}}{\pi \cdot d \times H_{sw}} \leq \tau_a \quad (4)$$

ここに、 τ_{se} ：押し抜きせん断応力度

P_{soil} ：無処理地盤に作用する鉛直応力度

q_a ：無処理地盤の長期許容支持力度

λ ：改良杭の間隔

d ：改良杭の直径

H_{sw} ：表層混合処理工の改良厚

τ_a ：許容押し抜きせん断応力度で式(5)による

$$\tau_a = \frac{1}{F_s} \times \frac{quck_{se}}{2} \quad (5)$$

ここに、 F_s ：安全率(=3.0)

$quck_{se}$ ：表層混合処理工の改良強度

(3) 本工事における盛土断面

8工区全体を6ブロックに分割し、各ブロック内の代表断面における設計荷重(盛土高+交通荷重)に対して、上記の設計法に基づく照査を実施することで、改良率や改良長など、必要となる地盤改良工の仕様を決定した。本工事での改良仕様の一覧を表-1に、標準的な盛土断面の概要としてDブロック(NO.200)の横断図を図-5にそれぞれ示す。

表-1 本工事での地盤改良の仕様一覧

材料名	荷重条件			地盤改良仕様			沈下量 δ(mm)
	盛土高 H(m)	交通荷重 q ₀ (kN/m ²)	設計荷重 q _d (kN/m ²)	改良深度 L(m)	透液率 α(%)	設計強度 R _d (kN/cm ²)	
Bブロック	5.7	10.0	123.1	9.5	14.8	1,250	24.2
Cブロック	8.1	10.0	72.5	10.0	12.6	1,150	17.5
Dブロック	4.6	10.0	101.8	10.5	12.6	1,000	25.9
Eブロック	1.8	10.0	41.8	11.5	12.6	800	12.7
Fブロック	2.3	10.0	56.2	12.0	12.6	800	18.8
Gブロック	3.5	10.0	81.5	12.0	12.6	1,300	21.5

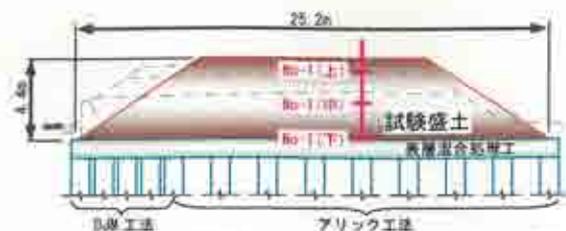
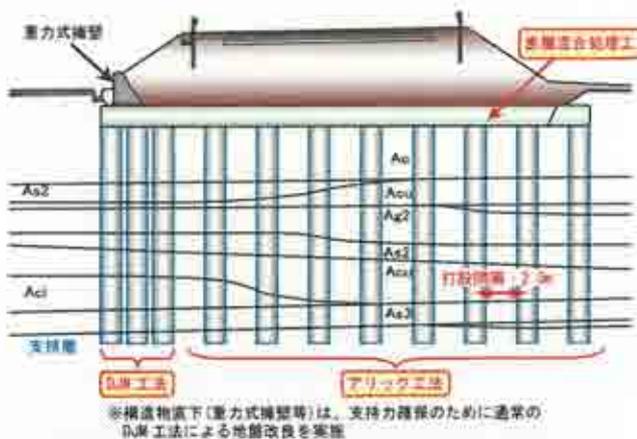


図-7 実物大確認試験断面図(改良杭直上; No-1断面図)



アリック工法(杭径:φ1.0m)		DJM工法(杭径:φ1.0m)		表層混合処理工	
設計強度; 改良長; (kN/cm ²); (m)	改良率 (%)	設計強度; 改良長; (kN/cm ²); (m)	改良率 (%)	設計強度; 改良長; (kN/cm ²); (m)	改良率 (%)
1,000; 10.5	12.6	300; 10.5	50.0	200; 1.0	1.0

図-5 標準断面(Dブロック; NO.200)

3. 実物大確認試験による検証

(1) 試験概要

アリック工法は、盛土材料のアーチ効果を考慮して荷重の殆どを改良杭で負担することで盛土の沈下を抑制する対策工法である。このため、本施工着手前に実物大の盛土載荷に伴う沈下量の計測を行い、工法の妥当性について検証を行った。

沈下計測は、Dブロック(NO.204付近)で実施し、改良杭の直上(測点No-1)、及び無処理地盤の直上(測点No-2)の2箇所計測を行った。当該位置での計画盛土高相当となる厚さ4.6m(交通荷重相当の盛土厚含む)の試験盛土を行い、盛土の上、中、下の3深度で沈下計測を実施した。図-6および図-7に確認試験の概要図を示す。

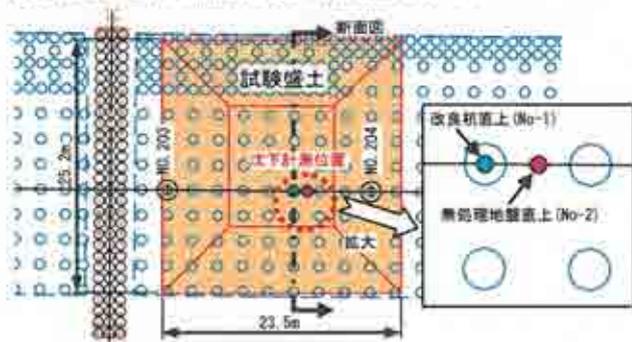


図-6 実物大確認試験平面図(Dブロック; NO.204付近)

(2) 試験結果と考察

各測点における沈下計測結果を図-8~図-10に示す。両測点ともに、盛土の載荷とともに沈下が発生するものの、載荷2週間後には沈下が収束する傾向を示す結果となった。また、無処理地盤(測点No-2; 最大23mm)のほうが改良杭直上(測点No-1; 最大19mm)よりもやや大きめの沈下量を示すが、すべての測点において、Dブロックの設計沈下量である25.9mm(図中緑破線)以下となっている。

以上の結果から、設計以上の残留沈下の発生がなく、アリック工法による沈下抑制効果の妥当性について確認ができたことから、表-1に示す設計仕様に基づいた深層混合処理工の施工に移行した。

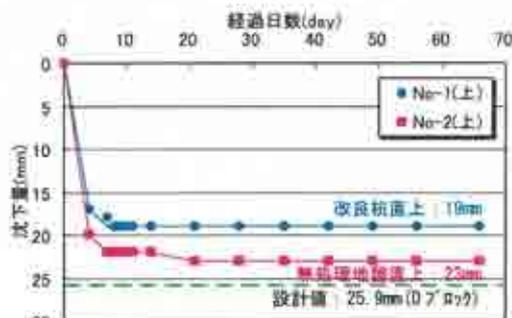


図-8 沈下計測結果(盛土上部での測定値)

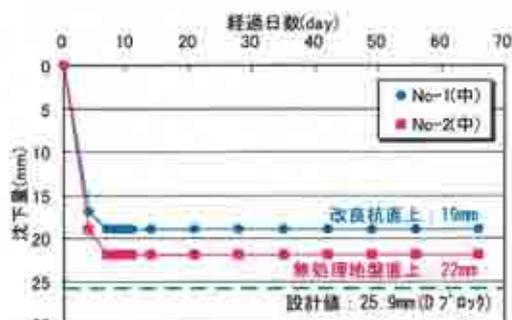


図-9 沈下計測結果(盛土中間部での測定値)

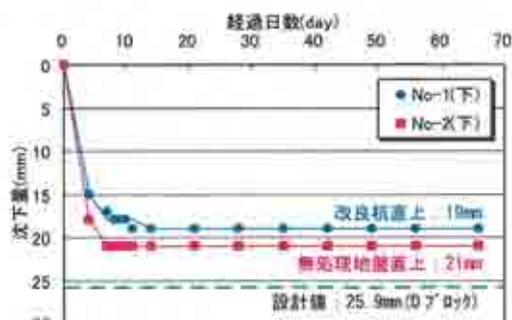


図-10 沈下計測結果(盛土下部での測定値)

4. アリック工法の施工概要

(1) 施工機械

アリック工法の施工は、二軸による改造型の粉体噴射攪拌機(HL-DJM)で行った。HL-DJMでは、二軸標準機の軸間距離を設計ピッチの2.5mに拡張、さらにプラントの吐出能力を高吐出型(供給機容量3.5m³×2台、吐出量60~200kg/min)に改造したものである。HL-DJM施工機械の状況を写真-1に示す。



機 種	DJM2110-HL
改良機本体	
攪拌翼径(mm)	1,000
軸間距離(mm)	2,500
攪拌軸回転数(rpm)	32
原動機出力	110kW×2台
最大トルク(kN・m)	30.2
全装備質量(kgf)	92,800
プラント	
改良材供給機	3.5m ³ ×2台
吐出能力(kg/min)	60~200
改良材サイロ	30/1基
施工管理計器	一式

写真-1 HL-DJM施工機械の概要

(2) 施工手順

アリック工法の施工は、一般的なDJM(粉体噴射攪拌)工法と同様の施工手順であり、所定の深度まで攪拌翼を貫入し、固化材の引上げ吐出により改良杭を造成する。図-11に施工手順の概要を示す。

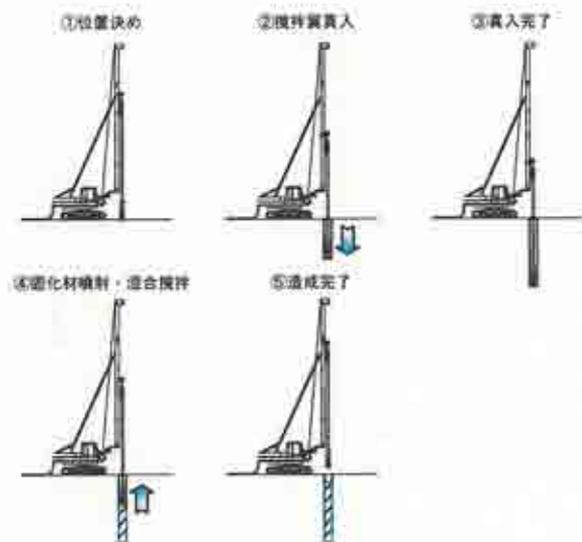


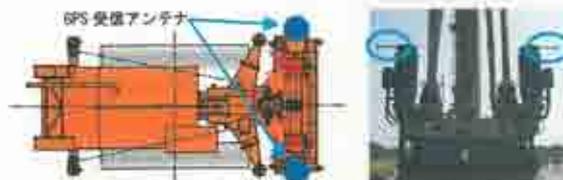
図-11 アリック工法の施工手順

(3) GPSを活用した改良杭の打設位置管理

本工事では、造成深度の異なる約3,000本の改良杭を施工する必要があることから、改良杭の打設位置を効率的かつ精度よく決定する方法として、GPSを活用した打設位置の管理システムを一部工事区域において採用した。

この管理システムは、HL-DJM施工機械の2箇所にGPS受信アンテナを固定し、打設位置をリアルタイムに測定

することで、あらかじめ入力した杭情報(杭座標や打設深度)との対比から施工機械を誘導するものである。システムの概要を図-12に示す。運転席に取り付けたタッチパネル式のモニターで、施工する杭番号を指定することで画面上に施工位置が表示され、GPSでの測定結果をもとに画面を確認しながら施工機械(攪拌翼の位置)を設計位置に誘導する。



【GPS受信アンテナの設置状況】



【車載モニターの状況】

図-12 GPSを活用した改良杭の打設位置管理システムの概要

(4) 表層混合処理工の施工

施工位置周辺には水田が近接していることから、表層混合処理工の施工に際し、セメント系固化材の飛散に特に留意する必要がある。このため本工事では、固化材の飛散が少なく均質な混合が可能なリテラ工法(NETIS番号KK-980067-V)を採用した。図-13に、リテラ工法で使用する攪拌機械の概要を示し、写真-2に施工状況を示す。

キャタピラを装着した自走式の土質改良機であるため機動性が高く、3段階の混合方式による原料土と固化材の効率的な攪拌により均質な改良土の生成が可能である。生成された改良土を、地盤改良完了後の杭頭部に敷き均し、ローラーで転圧を行うことで、所定の表層混合処理工の施工を行った。



図-13 自走式土質改良機リテラの概要



【改良土の排出状況】



【改良土敷き均しの状況】

写真-2 リテラ工法の施工概要

5. 施工時動態観測に基づく検証

(1) 動態観測の概要

施工完了後のアリック工法による沈下抑制効果を検証することを目的として、沈下板による地表面沈下に関する動態観測を実施した。DブロックからEブロックにかけての路線縦断方向560mの範囲に対して、約80m間隔で合計8箇所の計測点を設定し、杭直上部および無処理地盤部にそれぞれ沈下板を設置し、路体盛土載荷直後からの沈下挙動を計測した。沈下板①～⑥がDブロック、沈下板⑦～⑧がEブロックに対応する。各計測点における地表面沈下の計測結果を図-14～図-21に示す。

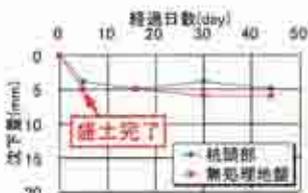


図-14 沈下板①計測結果

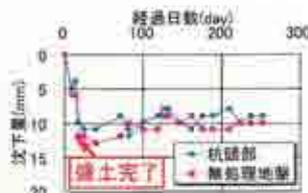


図-15 沈下板②計測結果

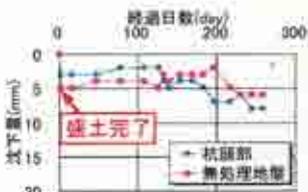


図-16 沈下板③計測結果

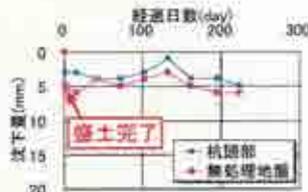


図-17 沈下板④計測結果

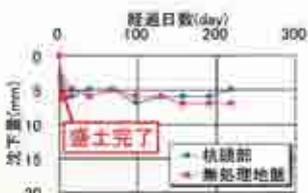


図-18 沈下板⑤計測結果

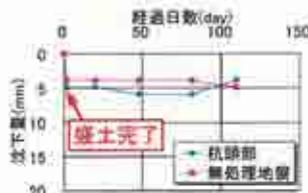


図-19 沈下板⑥計測結果



図-20 沈下板⑦計測結果

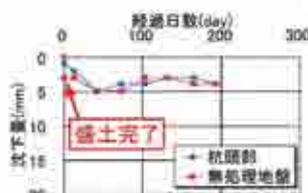


図-21 沈下板⑧計測結果

(2) 計測結果

各計測点において、路体盛土の載荷直後に5～10mm程度の即時的な沈下が発生しているが、盛土載荷終了とともに沈下は収束傾向を示している。これらは杭頭部および無処理地盤ともに共通する傾向であり、発生沈下量が設計沈下量以下(Dブロック25.9mm、Eブロック12.7mm)であること、および盛土後に有害な残留沈下の発生がないことが確認できた。

6. 結論

今回の施工事例を通して、アリック工法に関する以下の結論が得られた。

- アリック工法は、軟弱地盤上の盛土築造に伴う沈下抑制対策の一工法であり、低改良率の高強度改良杭で施工を行うことでコスト削減が図れる。
- 盛土材料のアーチ効果を考慮することで、盛土荷重の大部分を改良杭に集中的に負担させる構造となっており、沈下に要する時間が殆ど必要なく、盛土放置期間が不要で、工期短縮に効果的である。
- 沈下計測による動態観測結果より、盛土完了後に有害な残留沈下の発生がなく、沈下抑制対策としての工法の有効性が確認ができた。

7. おわりに

本施工事例では、軟弱地盤上の道路盛土を行う際の沈下抑制対策の一工法であるアリック工法の有効性について確認ができ、実施工においても有害な残留沈下の発生もなく、無事施工を完了することができた。今回の施工事例を参考として、今後の類似工事においてアリック工法の適用性について積極的に展開されることを期待するものである。

なお本論文は、2011年度に所属した滋賀国道事務所において実施した内容をもとに報告したものである。

謝辞：本論文で掲載した内容は、米原BP8工区の各工事区において、実際に施工された各社の御協力により取り纏めたものであります。ここに、工事関係者の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所編：ALICC工法マニュアル、鹿島出版会、pp1-27、2007。

加古川中央JCT工事に伴う 加古川バイパスの交通切替えについて

永見 晃之

近畿地方整備局 道路部 地域道路課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

国道2号加古川バイパスは日交通量約10万台の4車線自動車専用道路であり、一般道路では国内有数の交通量を誇っている路線である。加古川中央JCT工事、及び同時実施の加古川バイパスリニューアル工事にともない加古川バイパス本線の迂回路への切替えを行ったところであるが、本論文では、この交通量の多い道路における大規模な迂回路切替えという希有な事例について、工事実施内容、多くの制約条件及びその対応、実施結果等について報告するものである。

キーワード 交通切替え, 自動車専用道路

1. 工事の内容と迂回路の設置

加古川中央JCT工事は、国道2号加古川バイパスの加古川市野口町地先において、東播磨南北道路（兵庫県事業）の接続を行うためのジャンクション設置工事を受託により行うものである（図-1）。主には、合計4箇所のランプ、及びバイパス横断の橋梁を設置するものであり、加古川バイパスの上空に3橋の橋梁を設置することとなる。

また、加古川バイパスリニューアル事業の一環として、加古川中央JCT工事範囲内にある間形橋の老朽化にともなう架け替えを同時に行うものである。

上記の工事には日交通量約10万台の加古川バイパスにおいて交通を確保したままの施工が必要であり、バイパス交差部分については、4車線を迂回路に切替えながらの工事を次の区分より進めた（図-2）。



図-1 加古川JCT完成予想図

Step 1: (2009年3月~2010年6月)

加古川バイパスに支障にならない範囲の橋梁下部工等を施工。

Step 2: (2010年7月~2011年9月)

加古川バイパスを迂回路に切り替えたいうえで、バイパス上空に設置する加古川中央JCTの3橋の上部工の架設を実施。あわせて、バイパス本線の老朽橋梁である間形橋の架替えを実施するとともに、バイパス本線の道路縦断線形改良を実施。

Step 3: (2011年10月~)

加古川バイパスを元線形に戻した上で、残る部分の橋梁上部工の架設、及びその他の残工事を実施。

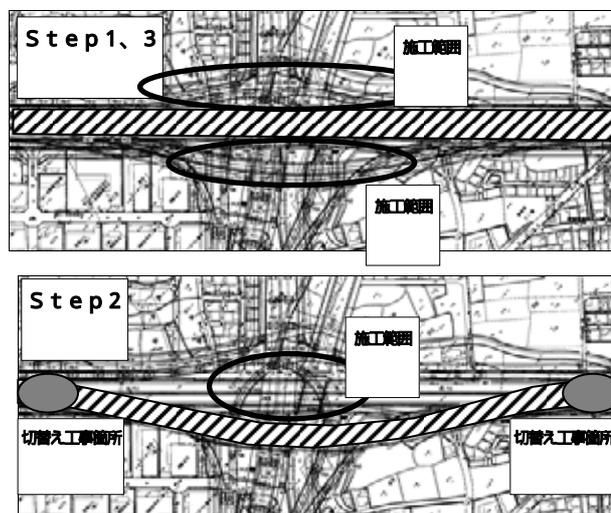


図-2 施工ステップ図

2. 迂回路の構造及び切替え工事

(1) 迂回路の構造

今回設置した迂回路の緒元は以下の通りである。

設計速度 : $V = 60 \text{ km/h}$
 (本線 $V = 80 \text{ km/h}$)
 延長 : $L = 680 \text{ m}$
 最小曲線半径 : $R = 450 \text{ m}$
 車線数 : 4車線(往復)

(2) 迂回路の切替え工事

上述した迂回路の切替えについては以下の通り切替え工事を実施した。

主な施工内容は、舗装工、防護柵設置工、区画線工等であり、第1回に対して第2回の施工時間が長いのは、第2回で施工する舗装工が完成形への工事であるために、その施工数量が多いためである。

第1回 : 本線 迂回路への切替え

1日目 上り2車線(北側)
 2010年 7月 9日(金) 22:00
 ~7月10日(土) 15:00 (のべ17時間)
 2日目 下り2車線(南側)
 2010年 7月23日(金) 22:00
 ~7月24日(土) 15:00 (のべ17時間)

第2回 : 迂回路 本線への切替え

1日目 下り2車線(南側)
 2011年 9月30日(金) 22:00
 ~10月 2日(日) 6:00 (のべ32時間)
 2日目 上り2車線(北側)
 2011年10月15日(土) 22:00
 ~10月17日(月) 6:00 (のべ32時間)

3. 制約条件とそれに対する対応

交通量の多い加古川バイパスでの迂回路切替え工事においては多くの制約条件等があるが、以下にその制約条件等及びその対応策を示す。

(1) 施工時間短縮の必要性

迂回路切替え工事にあたっては、片側2車線のうちの1車線について昼夜に及ぶ連続した規制をとまなうため、特に昼間における渋滞の懸念が大きい。

よって、渋滞による社会的損失を最小限にすることを目的に、工事規制の時間を短縮するための施工時間短縮策を講じることが必要である。

切替え工事時期が気温の高まる夏期であったため、舗装工事が主体である本切替え工事においては、その時間短縮に主眼をおき対策を講じた。

a) 迂回路の構造変更による時間短縮対策

多くの交通量に対して約1年間という長期供用を行う自動車専用の迂回路であることから、当初計画では、設計速度を本線同等の80 km/hとして道路幾何構造を計画をしていた。

しかしながら、曲線部における横断片勾配が6%必要となることから、本線と迂回路との接点曲線部に片勾配を付すために多大な厚みの舗装かさ上げを行う必要があったことが判明した。

舗装を何層も施工することは施工時間を要することになり、また、気温の高い夏場の施工であるため、初期わだちが多量に発生するおそれがある。

そこで、交通管理者との協議を実施し、規制速度の低減をとまなう設計速度の低減(80 km/h → 60 km/h)を行うことにより、必要な横断片勾配を6%から4%に低減した。その結果、図-3に示すように最大で約20 cmもの舗装かさ上げ量の低減を行い、規制をとまなう施工時間を約2時間短縮することができた。

b) 舗装温度の早期低下対策による施工時間短縮対策

今回の切替え工事の施工内容は、そのほとんどを舗装工事が占める。

舗装工事は敷設・締固めした加熱アスファルト合材の温度が一定以上に低下してから交通解放することと規定されているが、これは、主には温度低下不足が原因で輪荷重による流動が生じ、その結果、「わだち」が発生することを防止するためである。

今回のように気温の高い夏場の舗装工事であれば、加熱アスファルト合材の温度が下がりにくいために、直前に実施した別の工事では時間を大幅に超過するという事例があった。

そこで、中温化アスファルト合材、及び冷却装置付きタイヤローラーを使用することにより施工時間の短縮、及び「わだち」発生を抑制することとした。

中温化アスファルト合材とは、特殊添加剤を混合することにより高温域でのアスファルトの粘度を一時的に低

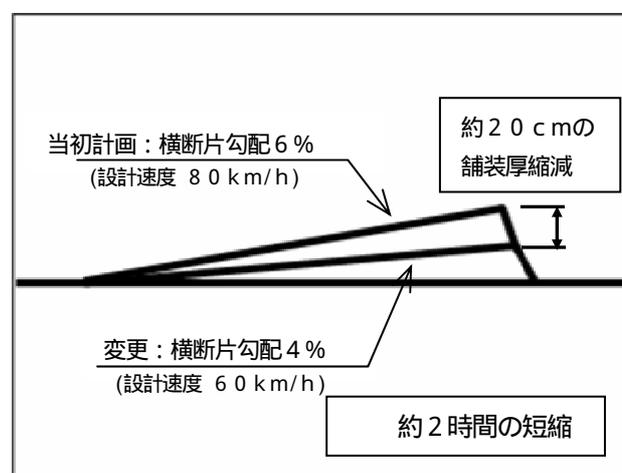


図-3 舗装厚の縮減

下させることで、通常の合材に比較して混合・施工温度を30～50程度低減することができるものであるが、これにより、施工直後における交通解放温度までの温度低下時間を約2時間低減させることができる。

また、冷却装置付きタイヤローラーを使用することによりさらに1時間20分程度の交通解放までの時間低減をおこなうことができる。

以上により、当初計画では舗装工事施工直後から交通解放までに5時間20分必要であったのに対し、合計3時間20分の短縮により施工直後から2時間で交通解放を行うことができ、規制をとまなう施工時間の大幅な短縮を講じることができた。

(2) 渋滞長短縮の必要性

事前に行った渋滞長予測によると、通常時と同じ量の交通が通過した場合には最大で約2.6kmの渋滞が生じるとの結果であった。

これを受け、社会的損失を最小限にするために渋滞長の短縮対策を講じる必要が生じたが、渋滞長の短縮のためには、工事規制時間における通過交通量を低減することがもっとも効果的である。

そこで、事前の広報活動を行うことにより他の道路への迂回を促すとともに、事前周知による安全性向上を図ることとした。広報活動内容の検討にあたっては、切替え工事施工日の約3ヶ月前より「広報検討会議」をのべ4回開催し、その結果、以下の12項目について実施することとした。

記者発表

- 新聞広告（読売、朝日、毎日、産経、神戸）
- ラジオ放送（ラジオ関西、kiss-FM）
- 日本道路情報センター（ジャティック：2週間で50回のスポット広告）
- 姫路河川国道事務所 HPへの掲載
- 姫路河川国道事務所 路側放送
- 加古川市広報誌への掲載

折り込みチラシ

- 加古川市全戸配布 97,000枚
- 高砂市全戸配布 35,000枚
- 明石市全戸回覧 11,050枚
- 播磨町 13,000枚
- 稲美町 10,000枚
- 計 約17万枚

ポスター掲示

- 関係機関、近隣警察トラック協会、バス協会、タクシー協会、パーキングエリア、道の駅
- 計 約250枚

道路上に予告横断幕を9カ所に設置
道路情報板への表示

- 姫路河川国道事務所、第二神明道路
- 阪神高速道路、本四連絡道路、播但有料道路
- 加古川バイパスの近隣ランプに予告看板を設置

また、切替え工事实施中は30分毎に渋滞長を計測し日本道路情報センターへ情報提供した。

(3) 安全性の確保

交通量が多い大動脈のため、連続した1車線規制の工事箇所にて交通事故等が発生した場合は即座に通行止めとなる危険性があり、交通麻痺の懸念がある。

よって、交通事故等を極力発生させないよう工事中の安全確保が必須であるため以下の対策を講じた。

a) 車両の配置による作業車両退出時の安全確保

工事規制箇所からの工事車両の退出時には、通過する一般車両との接触事故のおそれがある。

そこで、工事車両退出時に図-4に示すように巡回車両が後続車両の先頭を走行のうえ速度抑制することにより車間距離を確保し、その間に工事車両を安全に退出させることとした。

b) 巡回車の配置による作業車両退出時の安全確保

渋滞発生時には、図-5に示すように渋滞箇所の1km手前に標識車を移動し通行車両に渋滞情報の提供を行う

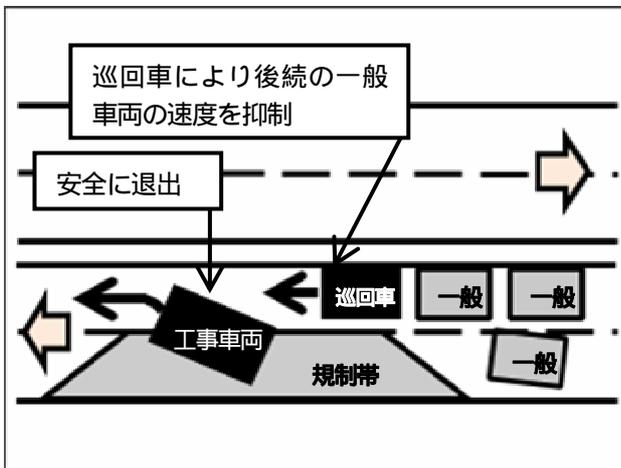


図4 工事車両退出時の安全対策

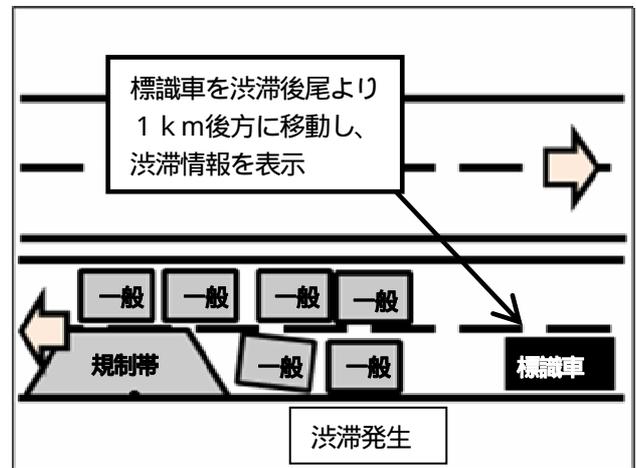


図5 渋滞発生時の安全対策

ことにより、渋滞後尾への玉突き事故等に対する安全性を向上させた。

(4) 工事規制に関する制約

交通量が多い道路のために追突事故等の危険が高いことから、工事規制帯の切替えの際（例：走行車線の1車線規制 追越車線の1車規制への切替え）における一時的な通行止めをも許容されない。

一般的には、工事規制帯の切替えを行う際には一時的に通行を止めたうえで切替え作業を行うことが多いが、本箇所については以下、及び図-6のとおり追突事故の危険性を防ぐために低速で交通を確保したままの規制切替え作業を行うこととした。

a) 警察車両の協力による通行車両の速度抑制

工事規制切替え箇所より手前側から警察車両の協力を得て一般車両の先導を低速で行った。それにより規制帯切替えに要する時間・場所の確保を安全に行った。

b) 人員配置による切替え作業時間の短縮

工事規制帯の切替えに必要な作業人員を各資機材専属

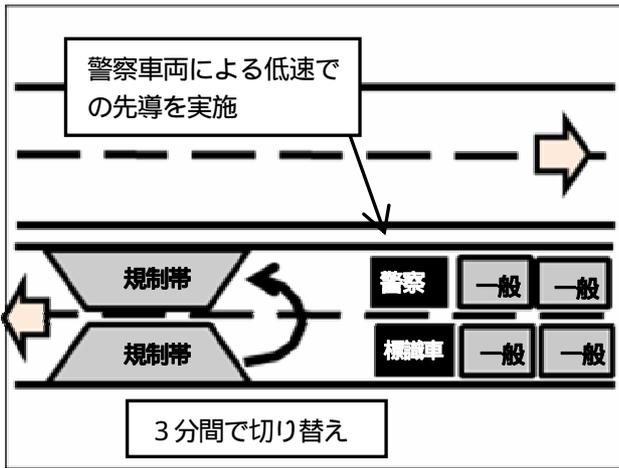


図-6 警察車両の協力、及び短時間での規制帯切替え

で配置することにより、通常は15分程度要する作業を約3分弱で行った。

予告標識の切替：3名

規制起点部テーパ部規制材の再構築：5名

規制終点側規制材の再構築：5名

4. 結果と考察

加古川バイパスにおける2回にわたる切替え工事を行い無事に完了することができた。

施工時間については、事故等もなく当初計画の時間内に予定通りに完了することができ、講じた対策の成果があったものと考えられる。

また、渋滞長については、予測値の最大2.4kmに対して実績値で最大約1.4kmと半分程度で抑えることができ、渋滞に関する意見・問い合わせ等については1回の切替え工事あたり2～3件程度と少ないものであった。これについては、事前の綿密な広報活動により十分に周知されていたことによるものと評価できると思われる。

これらの結果は、関係者間協議、広報、施工等に関してこれまでに築いた各ノウハウを集結し分担することによりなしたものであるが、特に、関係者間での綿密な協議・調整等を行うなかで築かれたチームワークの賜であるということが出来る。

謝辞：今回の迂回路切替え工事にあたり、協力をいただいた関係機関等の皆様に感謝するとともに、本論文の作成にあたり協力いただいた皆様に感謝します。

*本稿については、筆者が姫路河川国道在職時に携わった業務に関するものである。

神戸港港島トンネル延伸事業について

白波瀬 浩司¹

¹神戸市 みなと総局 技術部 工務第1課 (〒650-8570 神戸市中央区加納町6-5-1)

神戸港港島トンネルは、市街地と人工島であるポートアイランドを結ぶ神戸大橋に続く第2のアクセス道路として1999年7月に供用を開始した海底トンネルである。供用開始から概ね10年が経過し、上下各1車線であったポートアイランド側出入口付近において、交通量の増加による混雑・渋滞が慢性化する状況となっていた。そのため、ポートアイランド側のトンネル本線を延伸し、全線複線化を行い円滑な交通機能の確保を図った。本論文では、現道上におけるトンネル延伸工事の施工時における安全対策の事例について紹介するものである。

キーワード 渋滞解消, 大型車交通, 地下埋近接

1. はじめに

神戸中心市街地と人工島であるポートアイランドを結ぶアクセスルートは神戸大橋のみであったが、神戸港港島トンネルは、ポートアイランド(第2期)等の整備・利用に伴い増大する交通量を円滑に処理するとともに、災害時のアクセス機能を強化するため、第2のアクセスルートとして構造方式の異なる海底トンネル方式で整備した臨港道路である。



図-1 位置図

2. 交通状況の変化

神戸港港島トンネルは、交通量に応じて段階的に整備を進めており、1992年～1999年にかけて整備した第1期事業では、既成市街地側とポートアイランド側の出入口をランプ構造で供用を開始した。

1999年7月の供用から概ね10年が経過し、その

間ポートアイランド(第2期)西側の都市機能用地では、医療関連企業等の立地が進み、東側においても大水深の大型コンテナバースの整備や港湾関連企業の進出が進み島内の交通量は年々増加する傾向にあった。さらに2006年2月には、ポートアイランド沖合に神戸空港が開港し、港島トンネルを利用する交通量は開港前に比べ約2倍に増加した(図-2)。

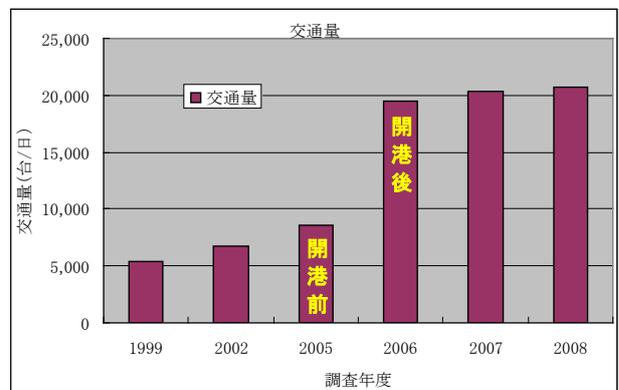


図-2 港島トンネルの交通量の変化

これは、神戸空港開港に合わせて整備を行った新神戸トンネルの南延などにより、六甲山系北側～市街地～臨海部を直結する神戸市の中央都市軸のアクセスが強化されたことで、港島トンネルを利用する車が増加したものと推測される。

また、2004年7月には神戸港が大阪港とともに「阪神港」としてスーパー中核港湾の指定を受け、PC14～18が特定国際コンテナターミナル埠頭に位置づけられ、取扱貨物量の増加が期待されるなど、今後もさらなる交通量の増加が予想される状況であった。

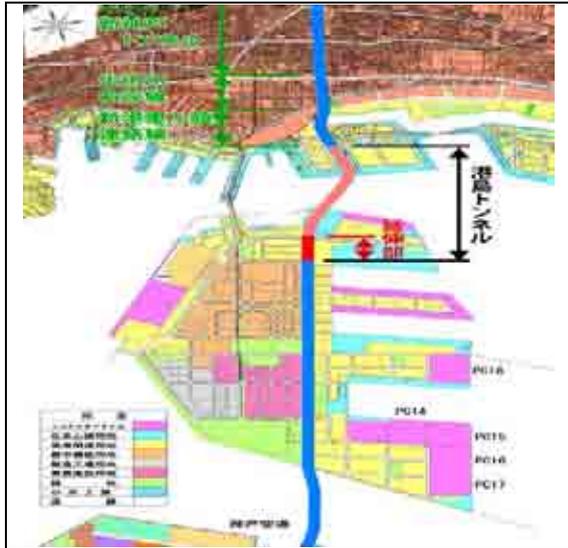


図-3 中央都市軸

このような状況の中、北行き南行きともに2車線である既成市街地側出入口に対し、各1車線であったポートアイランド出入口付近において、交通集中による混雑・渋滞が頻繁に発生するようになり、特に朝夕ラッシュ時には、出口を先頭に最後尾がトンネル中央付近まで達するような状況であった。

そこで、港島トンネルのポートアイランド側出入口における交通混雑の解消と今後増大する交通需要に対応するため、ポートアイランド側のトンネル本線を南へ延伸し、上下各2車線の複線化に改良することとした。

3. トンネル延伸事業

1992～1999年にかけて整備した第1期事業における建設段階で、将来の延伸を考慮してポートアイランド側の出入口ランプが接続している交差点を越えたところまでトンネル本体構造を先行して整備していたため、今回は1つ南側の交差点に接続させるために約230mトンネル本線を延伸する事業であった。

延伸区間の構造は、新たなトンネル本線出入口として平面道路に取付けるため、ボックス区間が約90m、U型擁壁・重力式擁壁によるオープン区間が約140mを構築するものであった。



図-4 港島トンネル平面図・縦断面

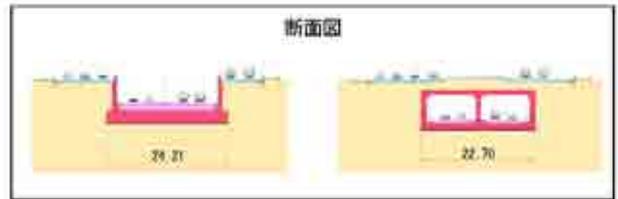


図-5 延伸部の断面図

4. 現道上における開削工事

港島トンネルのポートアイランド側出入口が接続する道路は、上下各4車線の臨港道路であるが、ポートアイランドには、港湾施設の他に住宅地や都市機能施設が集積し、さらにポートアイランド沖合いには神戸空港があるなど、生活道路や空港へのアクセス道路といった機能も併せ持つ主要な道路となっており、ポートアイランド内の道路の中では最も交通量の多い幹線道路である。

トンネル延伸はまさにこの幹線道路上における開削工事であり、施工に際しては、限られた現道スペースの中でこの交通機能を確保しながら、安全に実施する必要があった。

そこで、作業スペースと一般車両の通行帯を確保するため全面路面覆工を施し、一般車両の通行帯については、上下各4車線の内、最低上下各2車線を確保しながら施工を進めることを前提に行った。

工事は、①土留工、②中間杭・路面覆工工、③支保工・掘削工、④躯体工の施工手順で行い、道路切替は各施工段階に応じていくつかのステップ毎に行った。

手順としては、①一般通行帯を西側に寄せ、東側半分の路面覆工まで仮設工を施工した後、②一般通行帯を東側に寄せ、西側半分の路面覆工までの仮設工を行い、③一般通行帯を東西両サイドに戻した後、掘削・支保工から躯体工の施工を行った(図-6)。

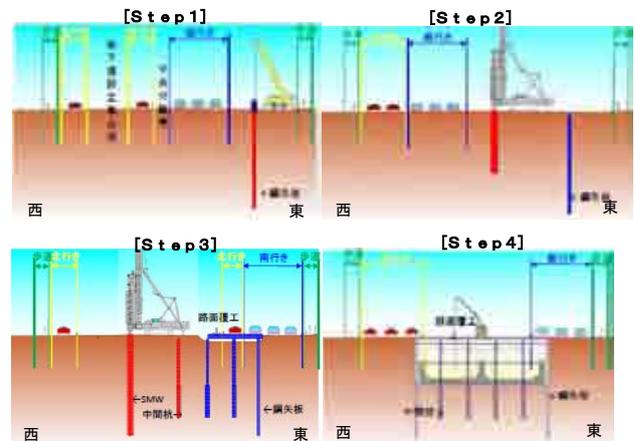


図-6 各施工段階における切替



写真-1 施工状況 (Step 3)

また、現道は交通量が多いことに加えコンテナ車などの大型車両の通行が多いことから、一般車両が通行する路面覆工帯については、覆工板のガタツキによる騒音や跳ね上がり等による事故防止等を目的に、締結式覆工板を採用した(図-7)。

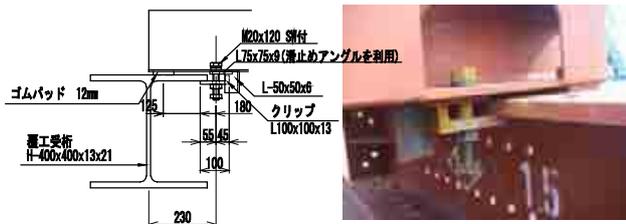


図-7 締結式覆工板の構造

5. 近接する地下埋設物

トンネル延伸区間は、大型車交通量が多い幹線道路であることに加え、ポートアイランド(第2期)や神戸空港への供給施設の幹線ルートとして多くの地下埋設物が存在する道路である。

トンネル延伸においては、支障となる地下埋設物を先行してトンネル完成時における側道部に移設(集約)したため、土留壁との離隔が最も近接するもので約1mしか確保できないなど、輻輳する地下埋設物との近接施工であった。

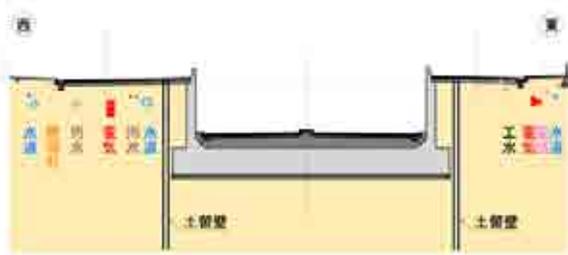


図-8 地下埋設物断面図

施工に際しては、土留壁打設時における振動等や土留

変形による周辺地盤及び地下埋設物への影響が懸念されたため、振動の少ない土留工法の採用や土留挙動による背面地盤への影響をFEM解析等により事前に検証した上で施工を行った。

土留工は、①掘削深1.1m程度、②地下水位が高く遮水性の土留、③遮水層までの根入れ(約2.0m)などの条件を満足するものとして、鋼矢板圧入工法で計画していた。

しかし、先行する東側土留施工時において土中に不規則に混在していた転石により、単独圧入による打設が困難となったことから、地下埋設物がより近接する西側土留壁は、当該地盤にも対応できかつ、周辺構造物への影響が少ない連続地中壁工(柱列式)に変更した。

また、土留変形に対しては、事前に解析で求めた変位量をもとに、傾斜計による水平変位や切梁軸力などの計測管理を行うとともに、近接する地下埋に対しては、埋設物に設置した沈下観測棒による監視を行いながら慎重に施工を進めた。

さらに土留支保工においては、近接する地下埋設物への安全確保、土留支保工の密着性の確保、左右異なる土留構造による不規則挙動のリスク回避のため、油圧ジャッキによるなじみ軸力の導入を行った。

このような事前対策と計測管理のもとで施工した結果、地下埋設物への影響も管理値を上回ることなく無事に躯体構築を終えることができた。

また、土留変形量を事前解析値と計測値で比較すると、各深度に応じて解析値と同様の挙動傾向を示しているものの、変形量は解析値を下回る結果が得られた。

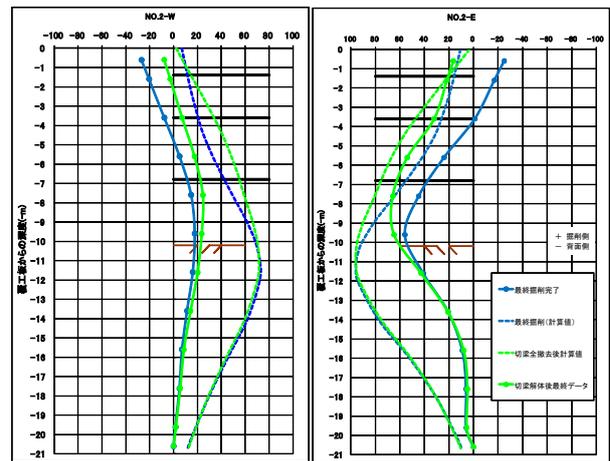


図-9 土留変位量の比較(一例)

6. 実施体制

トンネル延伸区間の供用には、延伸区間の新たな躯体構築に加え、1期事業で構築した未供用区間を含むトンネル内の監査歩廊や舗装などの土木工事と、照明設備、非常用設備、消化設備、無線通信補助設備などの設備工

事が輻輳し、綿密に工事調整をしながら完成させる必要があった。

特に、新たな出入口となる坑口付近では躯体構築中であり、工事車両の出入口も制限される厳しい条件下での施工調整が必要であったため、当該事業の請負業者全社で「安全衛生協議会」を組織し、相互安全パトロール、進捗状況管理、工程調整などを綿密に行い、2011年7月2日に事故無く無事に延伸区間の供用を開始することが出来た。

トンネル延伸区間の供用後は、平面道路を通行していた車両の大半がトンネルへ流れたため、トンネル両サイドの側道部の復旧工事に着手し、2011年12月に全ての事業を終了した。



写真-2 整備前

7. 事業効果

トンネル延伸部供用後の交通量について、開通前と比較すると、2011年11月の交通量調査では延伸前に比べ約3,500台(約17%)増加しており、港島トンネルの全線複線化により渋滞が解消されたことで、当該ルートを利用する車両が増えたものと推測される。

一方、市街地とポートアイランドを結ぶもう一つのアクセスルートである神戸大橋と利用比率で比較すると、トンネル延伸前は、神戸大橋が76%、港島トンネル24%であったのに対し、神戸大橋70%、港島トンネル30%と、若干ではあるが交通の流れも変化していることが分かった。



写真-3 完成後

	調査日	日交通量
延伸前	2008.11	20,769
延伸後	2011.11	24,245
前後比較		+3,480

表-1 交通量比較

	調査日	神戸大橋	港島トンネル
延伸前	2008.11	76%	24%
延伸後	2011.11	70%	30%

表-2 ルート別比較

この度の港島トンネル延伸事業により、トンネル全線が複線化され、これまで朝夕ラッシュ時において頻繁に発生していたトンネル内の交通混在・渋滞の発生は解消された。

また、神戸大橋を利用する車両とトンネルを利用する車両が大きく分離されたことにより、平面道路においても車両の流れが円滑になり、利便性、安全性が向上した。

8. おわりに

神戸港は、大阪港とともに阪神港として2010年8月に「国際コンテナ戦略港湾」の指定を受け、ハブ機能強化に向けて様々な施策を展開しており、この度の港島トンネル延伸による港湾物流の基盤強化によって、さらなる神戸港の取扱貨物量の増大や企業進出の促進に寄与するものである。

最後になりましたが、港島トンネル延伸事業は、大型車交通量が多く、かつ多くの地下埋設物が輻輳する現道上での開削工事であったが、事故無く無事開通を迎えることができたのは、ひとえに本事業に携わられた施工業者の努力と地元、周辺事業者及び関係機関のご協力、ご指導のおかげであります。関係各位に深く感謝を申し上げます。

流域下水道雨水貯留管 (いろは呑龍トンネル) について

山之江 亨

京都府 流域下水道事務所 施設整備室 (〒617-0836 京都府長岡京市勝竜寺樋ノ口)

近年、都市部において雨水貯留管を設置する場合、既設の地下施設などへの影響を避けて大深度設置となり、厳しい条件下での計画や施工を余儀なくされることが多い。

京都府が整備している流域下水道雨水貯留管「いろは呑龍トンネル」においては、用地的制約や高い地下水圧などの厳しい条件への対応として、「ハイブリッド式親子シールド工法（親機：泥土圧式、子機：泥水式）」という特殊なシールド工法、「ガイドウォール式」による大流量の高落差処理、凍土掘削による接続管施工、「スライドビル工法」による地中接合、大口径ボーリング工法の斜施工などの多くの注目すべき技術を用いている。

キーワード 親子シールド工法, 凍結工法, ガイドウォール式, スライドビル工法, TBH工法

1. はじめに

京都市、向日市及び長岡京市またがる桂川右岸流域の雨水対策事業として実施している「いろは呑龍トンネル」は、全体延長約9.2km、対策量約24万 m^3 の地下トンネルである。

これは、雨水が流入して増水した雨水排水路から水をトンネル内に取り込んで一時的に貯留し、河川や水路の水位が下がってから排水を行い、浸水被害を防ごうというものである。なお、全体計画完成時には、一部流下させる機能も有している。

この「いろは呑龍トンネル」の全体計画の内、上流部の北幹線第1号管渠（内径8.5m、延長935m）については、既に2001年6月に供用開始し、約5万4千 m^3 の雨水貯留が可能となっている。北幹線第1号管渠の対象流域では、供用前においては、ほぼ2年に一度の頻度で浸水被害が発生していたが、供用後は、浸水被害もなく、雨水を貯留して効果を発揮し、地域の安全に貢献している。

さらに、これに続く北幹線第2号管渠（内径3.0m、延長2,864m）と北幹線第3号管渠（内径6.1m、延長1,120m）が2011年10月から供用を開始した。

今回、この北幹線第2号・第3号管渠に係る主な土木工事について報告する。

2. 管渠本体¹⁾

(1) ハイブリッド式親子シールド工法 (図-1)

工事コストの低減、工事に伴う交通渋滞の緩和、工期

短縮等の観点から、雨水北幹線第2号・第3号管渠は、異なる管径を一度に施工可能な「親子シールド工法」により施工した。

掘削工法としては、ハイブリッド式親子シールド工法（親機区間：泥土圧式シールド工法、子機区間：泥水式シールド工法）を採用することにより、カッタービットの交換が不要などの利点生まれ、延長4kmにも及ぶ長距離区間を、掘削途中で道路からの作業を行うことなく施工することが可能となった。



図-1 ハイブリッド式親子シールド工法

(2) セグメント (図-2)

セグメントについては、幅1,300mmとして、組立回数の軽減と施工速度の向上を図った。

また、二次覆工省略型トンネルとして、一次覆工（親機区間）は位置決めと同時に締結を完了し、ボルトボックス閉塞作業の必要のない内面平滑の「ワンパスセグメント2」（先付けコッター継手+プッシュグリップ継手）を採用し、施工サイクルの向上を図った。ただし、子機区間についてはセグメントの桁高が小さく（H=200mm）、組立時の継手の拘束によるクラックの発生が懸念されたため、ピース間は通常のボルト継手とした。

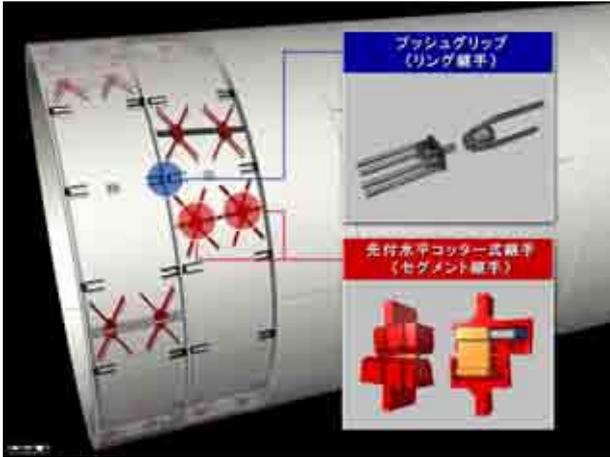


図-2ワンパスセグメント2

3. 接続施設

接続施設は、関連公共下水道との接続点となる施設であり、水の減勢等を行う高落差処理機能を有する接続人孔（立坑）と接続人孔と貯留管を連絡する接続管により構成される。

今回の工事区間では、北幹線第3号管渠（内径6.1m、延長1,120m）に接続する「石田川接続施設」と「洛西・寺戸-4接続施設」の2箇所の接続施設がある。

(1) 接続人孔

いずれの接続人孔においても、降雨時に大流量の雨水が落差をもって流入することとなるが、用地的な制約条件下における大流量の高落差処理として、「ガイドウォール式」（図-3）を採用している。

ここでは、「洛西・寺戸-4接続施設」の接続人孔を例として詳述する。

大流量の高落差処理方式について、一般的な方式を含めて、表-1 に示すような比較検討を行った。そして、狭い空間での適用が可能で、設計条件（用地的制約、流量 21.5m³/s、落差 8m）に対する適用性があり、経済性・維持管理性等の点で有利な「ガイドウォール式」を選定した。

また、模型実験（図-4）により、接続人孔規模、スリット諸元、ステージ部形状、床版への作用圧力等を検証を行うと共に、減勢部での整流不良改善のための補助構造物として、デフレクターと波返し（図-5）を設置した。



図-3ガイドウォール式

表-1 高落差処理方式比較

方式	多段自由落下式	らせん案内路式 ドロップシャフト	ガイドウォール式
適用落差	制約 なし	4.6m以下	制約 なし
適用流量	制約 なし	1基あたり1.0m ³ /s以下	制約 なし
立坑規模	W7.5m×L21.0m ×	W7.5m×L18.0m Δ	W7.5m×L18.0m以下 ○
施工性	1段ごとの施工 Δ	工場二次製品 ○	単純な構造 ○
維持管理	点検補修が容易でない Δ	維持管理スペースが必要 Δ	維持管理が容易 ○
騒音・振動	落差が大きい場合は高まる Δ	小さい ○	比較的小さい Δ
経済性	1.2 Δ	1.4 ×	1.0 ○
評価	×	Δ	○

注：経済性については、ガイドウォール式のイニシャルコストを1.0としたときの比率で示す。

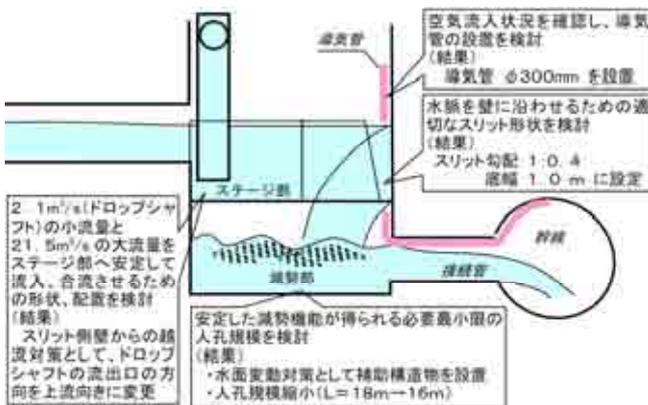


図-4 模型実験検討内容

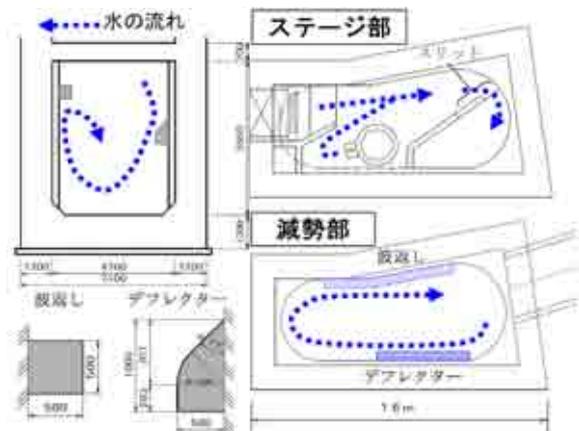


図-5 接続人孔内部構造

(2) 洛西・寺戸ー4 接続管

洛西・寺戸ー4 接続施設における接続管の構造、延長、土被り、地盤条件は図-6に示すとおりである。

国道沿道の用地内に設置する接続人孔（立坑）と国道直下の貯留管への接続管施工は、地下水の豊富な砂礫と粘性土の互層地盤を掘削する。さらに、幹線国道171号直下の施工であり、道路下には移設が困難な複数の地下埋設物が敷設されていることから、これらの影響を小さくするために非開削工法で計画する必要があった。

非開削で延長が比較的短い管渠の施工法は、一般的に刃口推進工法が経済性に有利であるが、地下水位以下では止水のための大規模な補助地盤改良が必要であった。

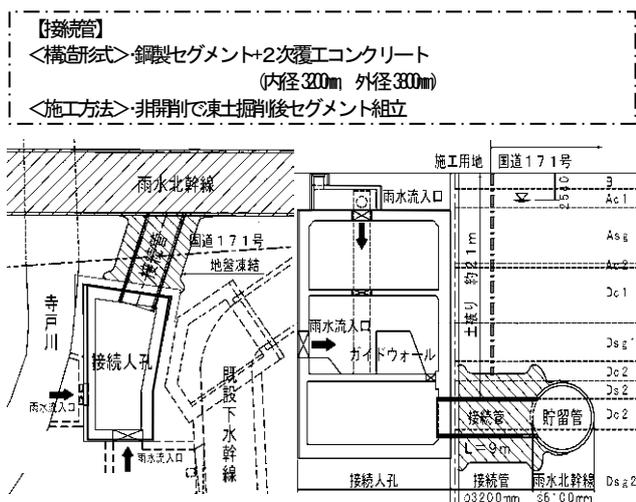


図-6 洛西・寺戸ー4 接続管の概要

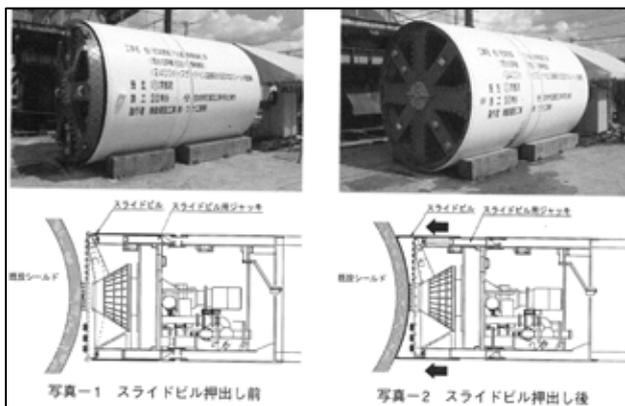


図-8 スライドビル（既設管渠接合）工法

今回は、土被りが約20mに及ぶ硬い互層地盤を掘削するうえに、砂礫層には高い地下水圧が作用しているため、確実な止水性と地盤強度を有した補助工法併用の施工が重要であり、表-2に示す最適な補助工法を比較検討した結果、地盤凍結工法を選定した。

接続管の施工は、凍土を人力掘削した後、鋼製セグメントの組立により築造した。

(3) 石田川接続管²⁾

石田川接続施設は図-7に示すとおり、接続人孔から接続管によって、東海道新幹線高架橋と交差し、国道171号直下の雨水北幹線まで連絡する施設である。

地下水の豊富な硬質砂礫地盤を主体に掘削する条件下での接続管の施工法としては、泥水式推進工法を選定した。さらに推進工事到達部となる貯留管接合部では、国道171号車道下での施工となることから、到達立坑を築造せずに、掘進機を既設シールド管渠に到達させて掘進機を回収する「スライドビル（既設管渠接合）工法」（図-8）を採用した。また、高い地下水圧条件で安全に施工するため、補助工法として地盤凍結工法を併用した管接続施工を選定した。

表-2 洛西・寺戸ー4 接続管の施工法検討

項目	高圧噴射攪拌工法	凍結工法
施工概要	高圧噴射攪拌工法にて対象範囲の地盤強化と止水対策をいり、接続管部を掘削して管路を敷設する。	地上から凍結管施工し、対象範囲の地盤凍結より地盤強化と止水対策をいり、接続管部を掘削して管路を敷設する。
概要図		
止水の確実性	工法自体の止水性能は高いが、洪積互層地盤の当該地盤では、地盤境界部や業設管上との境界部限に水ミダリの発生による出水が懸念される。	凍土を形成させるため、止水の確実性は高く、確実な地盤強度が得られるため、全断面掘削による施工が可能である。
余施工対応	対応施工が基本である。	対応可能である。
経済性	1.0	1.1
評価	互層地盤に対する止水の確実性に課題があり、今回のケースでは、出水に対するリスクが大きい。 掘削施工が基本のため、国道171号を占用了した施工となり、地下埋設物との干渉が課題となる。	止水の確実性が確保するため、出水へのリスクが少なく、今回のケースでは、掘削工法のリスクが少なく、掘削工法が可成りであるため、掘削工法が可成りである。 凍結管の埋入に際して、掘削工法が可成りであるため、掘削工法が可成りである。 国道171号の道路下埋設物との干渉が可成りである。

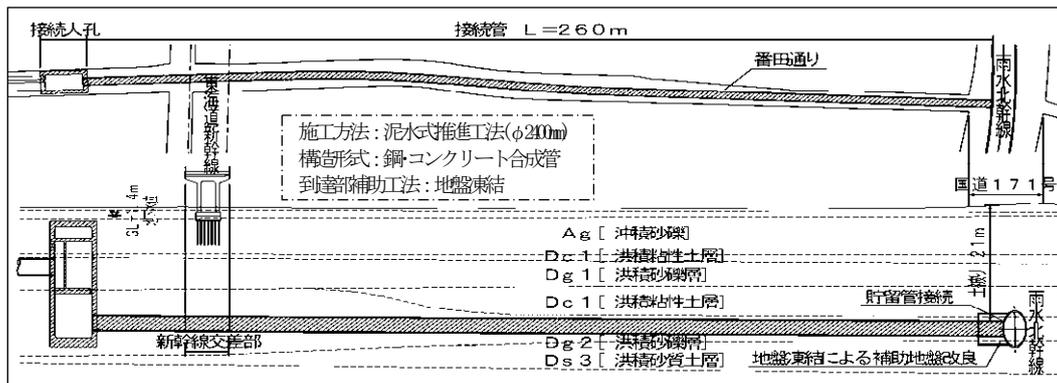


図-7 石田川接続施設の概要図

4. 排気施設

排気施設は、貯留管に雨水が流入した場合に、管内の圧縮された残留空気を管外へ排気する目的で貯留管の最上流部に設けられる施設である。

本文では、交通量が多く道路幅員が狭い住宅地域における、排気施設の設計と施工について述べる。

(1) 排気施設の構造 (図-9)

当初の基本計画では、排気する空気の風速を抑制できる必要断面から決まる開削工法の排気人孔で貯留管と接続する構造であった。

しかし、現状の道路構成から排気口の地上設置位置は中央帯部しかなく、貯留管の深さも土被り約20mと深いことから、開削構造に必要な柱列式連続土留壁等による長尺の土留施工が道路占用の観点より困難であった。

そこで、鋼矢板等の小スペースの占用で施工可能な開削工法の排気人孔と排気縦管(縦断的に排気縦管を4本施工)の組合せによる構造を採用することとした。

(2) 排気縦管の施工法

排気縦管は、貯留管と路上に排気口を立ち上げる中央帯の平面位置が同一でないため、3~5度の傾斜をつけて設置する必要がある。また、道路交通の影響を抑えるために、西行き車線1車線のみ占有しか許可されない条件である。表-3に地中に排気縦管を設置する方法として、「鋼管さや管方式」、「ハンマーグラブ方式」、「大口径ボーリング方式(TBH工法)」の適用性検討を示す。

その結果、今回の道路占有条件で傾斜をつけた縦孔を精度よく掘削できる施工として、TBH工法による排気縦管(鋼管)を建込む方式を選定した。

(3) 施工結果

a) 排気縦管の施工精度

大口径ボーリング方式の削孔による排気縦管(鋼管)の建込みは、1/200以上の精度を確保した出来型となっており、設計上考慮した施工誤差の範囲内で4本の排気縦管の建込みを施工できた。

排気縦管の建込みは貯留管のシールドセグメント天端0.5mまで行い、貯留管との接続は、図-10に示すように開口補強されたセグメントを開口し、貯留管内からキャップ状の金物を設置固定する構造で排気縦管と接続した。

貯留管との接続工事に際して、地下水の流入防止を目的に、接続部付近にはダブルパッカー工法による止水注入を事前に実施したため、接続施工による貯留管のセグメント開口時においても出水はほとんど発生しなかった。

表-3 排気縦管の施工法選定

施工方式	鋼管さや管方式	ハンマーグラブ方式	大口径ボーリング方式
斜施工への対応 (斜角:3~5度)	・施工角度を保持する機械を用いた施工が可能なため、斜角に対応した施工精度は良い。 ◎	・精密な精度管理は困難であるが、排気縦管より大きな径の削孔により、精度を補うことが可能である。 ○	・精密な精度管理は困難であるが、排気縦管より大きな径の削孔により、精度を補うことが可能である。 ○
道路占有 (施工幅6m施工)	・対応可能である。 ・狭小な範囲での施工が可能であり、路下施工による対応も可能である。 ○	・対応可能であるが、斜施工の場合、ハンマーグラブを地上へ上げた際、ハンマーが車道へ飛び出る危険性があり、狭い占有幅での安全性確保が困難である。 △	・対応可能である。 ○
経済性	△	○	○
工程	△	◎	◎
評価	・施工精度の最も優れた工法であるが、経済性・工程の面で大口径ボーリング方式案より劣る。 ○	・狭い占有幅での施工における道路交通の走行安全性の確保に課題が残る。 △	・排気縦管より大きな径の削孔で精度を補うことが可能であり、道路占有にも対応できる。 ・経済性、工程に優れる。 ◎

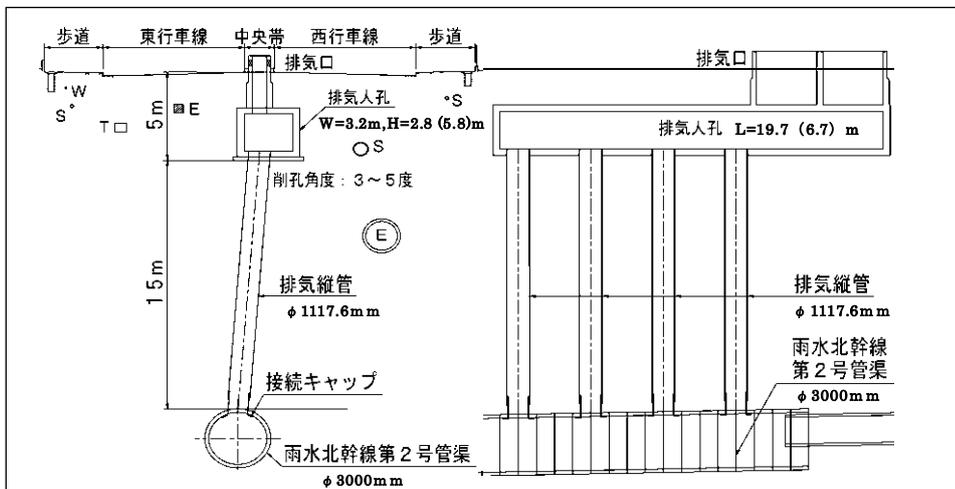


図-9 排気施設の構造



図-10 接続部の構造



図-11 道路占用計画と道路占用状況

b) 道路交通への影響

施工時の道路占用は、周辺が宅地であることから夜間工事が制限され、さらに、東行車線は、直近に鉄道交差の踏切があるため、常時2車線開放する必要があった。

そのため、交通量の比較的小さい昼間に西行車線を1車線のみ開放して施工を行い、朝夕の道路混雑時間帯、および工事休止時は「施工待機時」として両方向2車線開放で中央に設けた占用帯に資機材を存置させる条件であった。(図-11)

排気縦管の施工において、TBH施工時の泥水タンク等の設備を重ねて設置することにより中央に設けた占用スペースでの収容に成功した。さらに、ボーリングマシンを3~5度傾斜して設置し、排気縦管の建て込みも通過車両への接触に十分注意して施工し、安全に施工完了した。

5. まとめ

雨水北幹線第2号・第3号管渠は、ハイブリッド式親子シールドという特殊なシールド工法、ガイドウォールによる落差工、大口径の推進施工、凍土掘削による接続

管施工、大口径ボーリング工法の斜施工など、多くの注目すべき技術が使われている。

これらの技術を用いることで、大深度での高い地下水圧、都市部での道路交通や用地的制約などの厳しい現場条件に対応することが可能となった。

本事例を、同種の構造物を計画、施工する場合の参考としていただければ幸いである。

謝辞：桂川右岸流域下水道雨水対策事業（雨水北幹線第2号・第3号管渠）の実施にあたっては、地域住民の皆様をはじめ、大変多くの方々の御尽力と御協力をいただきました。本当にありがとうございました。

本事業に携わってこられた皆様方に、心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) ハイブリッド式親子シールド工法—京都府いろは呑龍トンネル（雨水北幹線第2号・第3号管渠）—，土木技術，2009年10月
- 2) スライドビル（既設管きょ接合）工法施工事例，月間推進技術，2011年2月

浅見トンネルにおけるTSPとDRISS による切羽前方探査について

笠羽 紀宏・熊谷 久典

近畿地方整備局 福井河川国道事務所 嶺北国道維持出張所 (〒910-1211 福井県吉田郡永平寺町法事岡 6-11)
近畿地方整備局 福井河川国道事務所 工務第二課 (〒918-8015 福井県福井市花堂 2-14-7)

浅見トンネルの地質調査は調査活動等に種々の制約条件があり、トンネル中央部の弾性波探査や地表地質踏査が出来ていない。このためトンネル工事を施工するための地質情報としては不足した状態であり、施工時に切羽前方の情報を捕捉しながら実際の地山に整合した構造に見直すことが必要であった。このことから、浅見トンネル工事では切羽前方の地質状況を把握することを目的とした弾性波探査、TSP(3成分弾性波反射法)とDRISS(穿孔探査システム)を併用し、より詳細で正確な探査を行った結果、的確な支保パターンが選択され良好で安全な掘削が行えた。本報告が今後の同種工事の参考となり、より安全にトンネルの施工ができることを期待するものである。

キーワード TSP DRISS 切羽前方探査

1. はじめに

中部縦貫自動車道は、長野県松本市を起点に飛騨・奥越地方を通り、福井市に至る延長約160kmの高規格幹線道路である。

永平寺大野道路は、中部縦貫自動車道の一部を構成し、大野市から福井市に至る26.4kmの自動車専用道路であり、交通渋滞の緩和、高度医療施設へのアクセス向上、災害時における安定した交通の確保、文化・地域資源を活かした沿線地域の活性化を図ること等を目的としたものである。

浅見トンネルは福井県永平寺町に位置し、延長936mのトンネルである。本報は、トンネル地質調査に種々の制約条件があり、トンネル中央部の弾性波探査や地表

地質踏査が出来ていない未調査区間の施工において適用した地山調査TSP・DRISSについて報告するものである。

2. 工事概要

工事名称：永平寺大野道路浅見トンネル工事

発注者：近畿地方整備局 福井河川国道事務所

施工者：アイサワ工業株式会社

施工箇所：福井県吉田郡永平寺町轟～浅見地内

工期：平成21年10月28日～平成24年3月10日

トンネル延長：L=936m

掘削方法：NATM(発破工法) 補助ベンチ付全断面

掘削 上半先進ベンチカット工法



3. 地形概要

施工地域は、福井県吉田郡に位置し、越前中央山地の北端部、大野勝山盆地との境界付近に当たる。

越前中央山地と勝山盆地の境界には、一級河川である九頭竜川が西方へ流下する。トンネル区間は、九頭竜川左岸の山地部（山裾）にあたり、犀川・浅谷川や越前山地に源を発する小規模の谷沢がそれぞれ北流した後、九頭竜川に合流する。平地部では九頭竜川の流域周辺で沖積平野が発達しており、山裾付近には段丘地形が発達し、所々に段丘性の平坦面が見受けられる。山地部の特徴としては大佛寺山（8074m）を最高峰として概ね600m以上の尾根が続上の尾根が続いている。

4. 地質概要

浅見地区周辺の地質は飛騨変成岩、古期花崗岩類、および面谷流紋岩類の各岩類を基盤とし、新規の噴出岩である糸生累層等が広く覆っている。また、現況河川の周辺域ではこれらを覆って段丘堆積層や沖積層等が分布している。飛騨変成岩類は、カンブリア代に形成されたものと推定され、日本最古の一つと考えられている。古期花崗岩類は花崗岩質から閃緑岩質の深成岩で、中生代前期に貫入したものと推測されている。面谷流紋岩類は、中生代白亜紀後期に噴出・堆積した溶岩および火山砕屑岩で凝灰質の泥岩も伴っている。

糸生累層は新生代新第三紀に形成され、安山岩質の溶岩およびその火砕岩より構成され変質が進んで緑色を呈することが多い。

トンネル周辺にはこれらのうちの大部分が沖積層や段丘堆積層、崖錐層等の新規の堆積物で被覆され、地表部に露出する箇所が殆どないことにより、基盤の構成岩類やその構造等に関する詳細は不明な部分の多い地域であった。



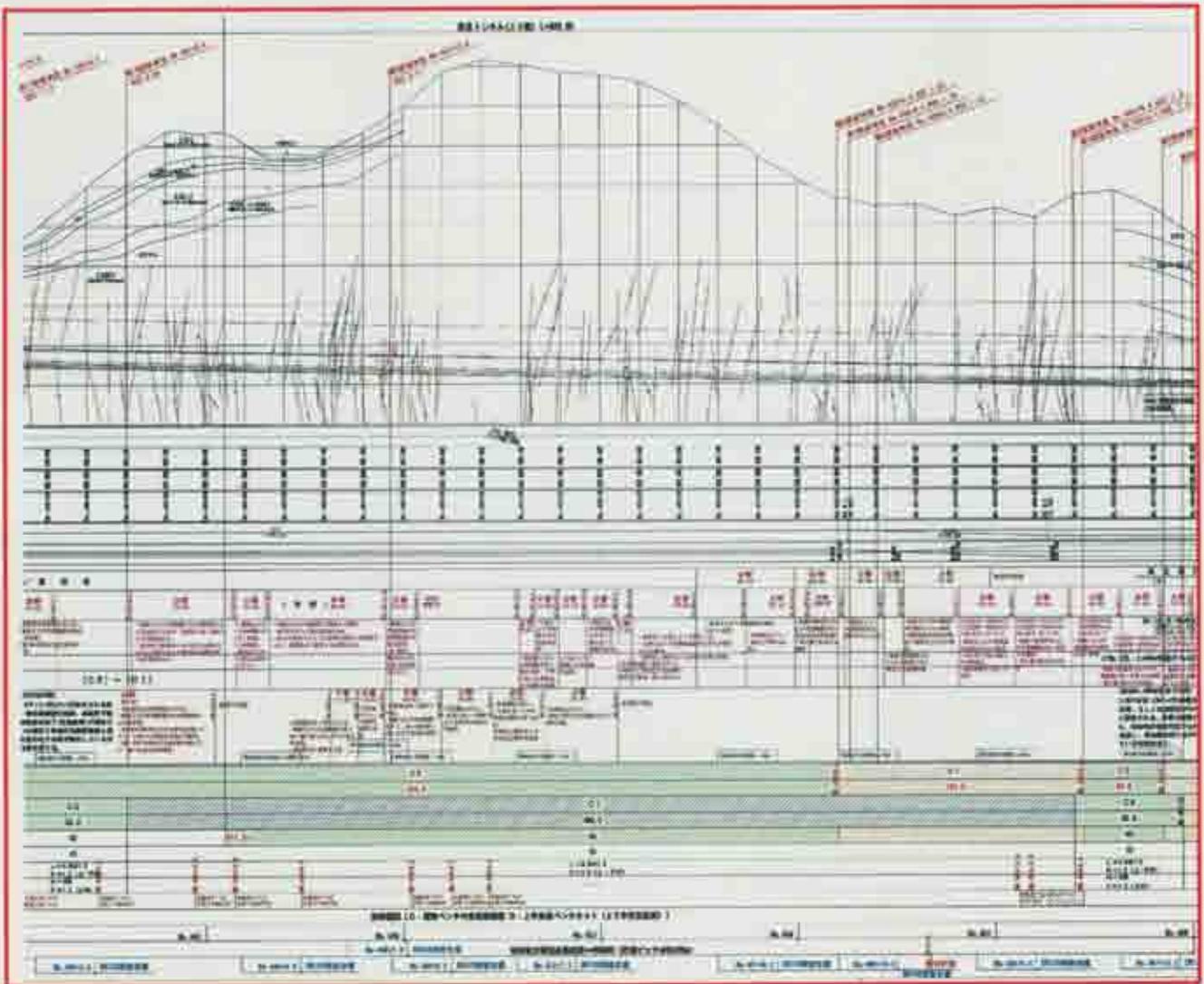
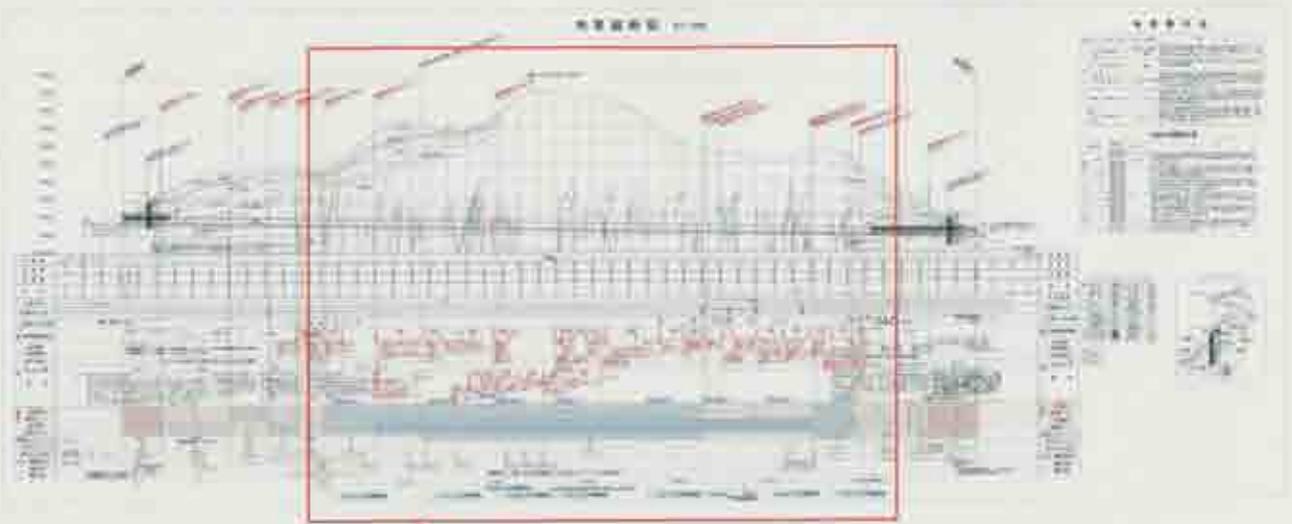
5. 掘削実績

当初、未調査区間（トンネル延長の60%）は、周辺のトンネルを参考にした支保工パターンCⅠの設計となっていたが、岩判によりCⅡ及びDⅠへの変更となった。その支保パターンの決定の根拠として、今回実施したTSP・DRISSのデータを参考にした。未調査区間は結果として湧水や切羽が自立しないような区間であり事前の対策等を想定するうえでも事前の調査が必要であった。

既往の地質調査では、トンネル湧水量は比較的少ないものとされていたが、局所的に突発湧水423 L/minを確認するなど、全体湧水量1.20 t/hで比較的多いものであった。また、亀裂が発達した層理面に沿って剥離しやすい性質を有するため、切羽が不安定となり局所的に補助工法の施工も必要となった。

以下にトンネル切羽写真と補助工法位置図を示す。

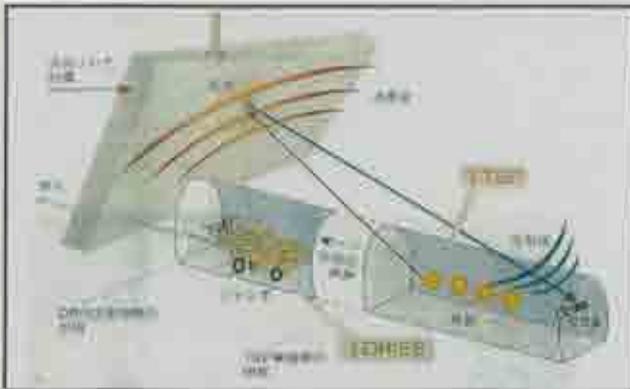




6.トンネル切羽前方探査法TSPとDRISS

(1) TSPとDRISSの検討について

前述のようにこのトンネルでは、トンネル中央部の弾性波探査や地表地質踏査が諸事情によりされておらず、トンネル掘削における地質情報が不足していた。吉峰トンネルや四工区のトンネルの設計や施工事例を参考に支保パターンの設計を実施されていたが、低速度帯などの詳細な情報が捉えきれないため、施工時に切羽の前方を探査し地山に整合したトンネル構造で安全に施工することが必要であった。TSPは1回の探査により100m～130m程度の探査が可能であり、早期に探査が行え弱層部を面で捉えることができる。しかし、複雑に変化する地山では必ずしも高正確の探査とは言い難いので、切羽の進行と共にDRISS（1回の探査は30m程度）によりさらに精度の高い探査を適用することで、向上させることができる。



(2) TSPとは

TSPは3成分弾性波反射法に属するトンネル切羽前方探査である。トンネル側壁に複数の発振孔を設け、発破を用いて順次振動を発生させ、断層等で反射した反射波を受信することにより、トンネル前方の地山状況を3次的に評価・予測するものである。反射法探査の原理を次に示す。

トンネルの側壁で発破すると、その振動が岩盤内を球面状に拡大しながら伝播する弾性波として伝わる。

そして、弾性波が地質不連続面に代表される岩盤強度（硬軟）の変化面に到達すると、弾性波から岩盤強度（硬軟）の変化量に応じた反射波を生じ、この反射波がトンネル側に戻ってくる。この現象を、トンネル側壁に設置した振動計（受信器）を用いて高精度に測定すると、反射波が戻ってきた方向と発破から要した所要時間（数ミリ秒～数十ミリ秒程度）が得られる。このデータを多数集めて立体的に分析することで反射面、すなわち岩盤強度（硬軟）の変化面の位置を知ることができる。特徴として、測定方法がトンネルに特化され、受信器を少なくして探査を短時間の工程（坑内での探査作業は3時間程度でおこなえる。準備から解析まで2日程度）で済むようにし、また、解析手順を一定のフローに定めたパソコンプログラムを用いて探査結果が素早く報告できるものとなっている。いずれの項目についても地山状況（岩盤の固さ、土被り等）より仕様が異なる可能性がある。

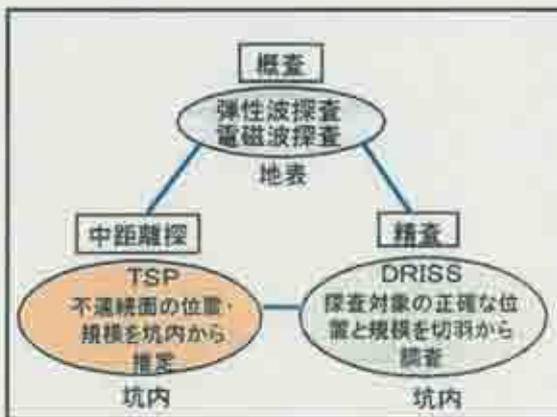
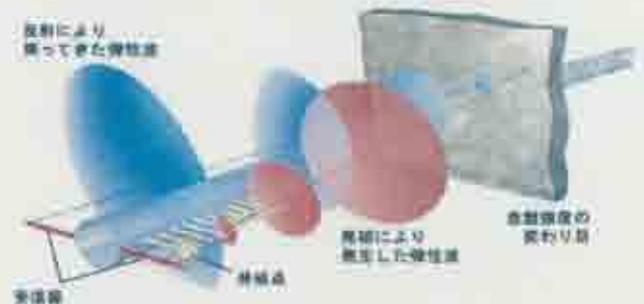
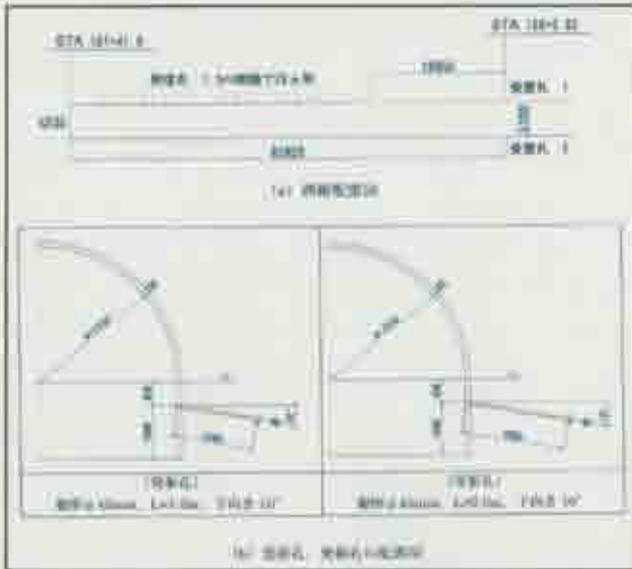


図 6-1 システム仕様

項目	内容
探査距離	切羽から前方100～130m程度
分解能	±5m程度
精度	±10m程度（断面積の位置の場合）





(4) トンネル切羽前方探査法TSPとDRISSの結果

TSPは測点NO.468+0～NO.443+8の区間で6回、DRISSはNO.467+13.2～NO.440+5.4の区間で9回実施した。これによりトンネル末調査区間について、TSPは1回の探査により100～130mの探査が可能であり、早い時期での掘削支保の妥当性及び急激な地質の変化に対する目安を立てやすく硬軟の岩相変化や脆弱層部を面で捉えることができ、TSPによって判明した反射面が多く分布している区間についてDRISSで穿孔探査を行うことで、クリ粉や削孔水の観察を含め精度の高い探査を順次適用し、亀裂に伴うものか、岩相境界に伴うものかの分別を行い、粘土などの介在した箇所を施工前に前方探査を行うことで脆弱部な地山や地質の特定と湧水状況などの把握を事前に行えることができた。

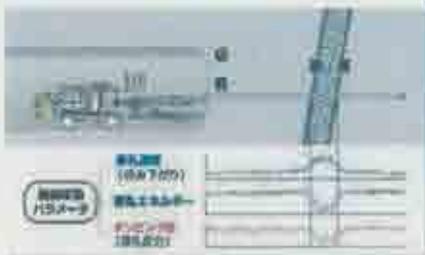
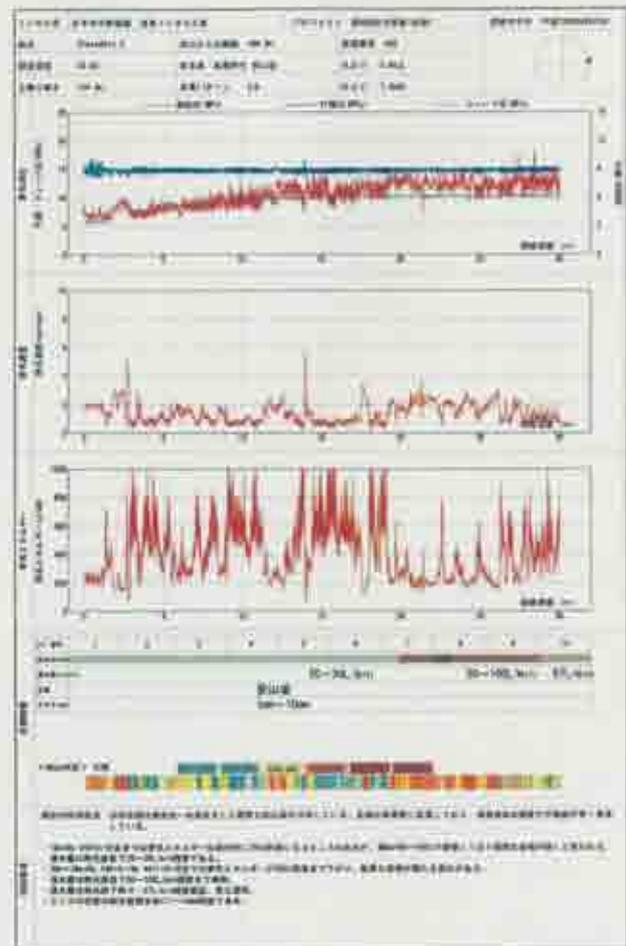
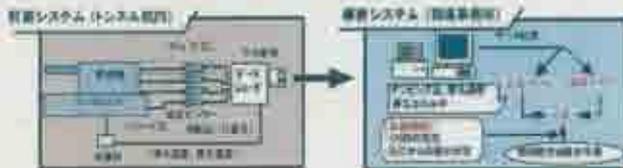
次表にTSP及びDRISSの結果を示す。

(3) DRISSとは

DRISSはトンネル切羽前方の地山性状を原位置で迅速かつ直接的に把握することを目的に油圧式削岩機の穿孔データを利用した切羽前方探査法であり、一般的に実施される“深り削孔”と同様の手法で行われ、穿孔作業時に削岩機から得られる各油圧データを自動測定し、これらのデータを基に穿孔した地山性状に対する定量的な推定・評価を行うものである。測定データは削岩機から得られる機械挙動データ（フィード圧、打撃圧、回転圧、ダンピング圧、フィードシリンダー油量（穿孔距離・速度に換算））の他に、穿孔時の目視観察データ（湧水量、クリ粉の性状等）に分けられる。

■ 概要の概要

- 作業方式 油圧式削岩機による直進穿孔（きり削孔と同様）
- 検査距離 切羽前方30～50m程度
- 計測時間 30秒～1分程度を要して1～2回の検査
- 検査精度 約1.5m程度（速度は0.5m/秒程度）
- 優 点 ① 地山やボレーリングにもなる ② 掘削距離・作業員による検査が可能（掘削を続ける）



浅見トンネル中央部大断面調査用トンネルにおける「突羽前方探査調査

2011年

1. 実施概要

(1) 実施場所

浅見トンネル

(2) 実施時期

2011年6月1日(土)～12日(土)

(3) 調査対象および目的

- 建設時の設計断面(10m)×(9m)4D+4D
- 突羽発生箇所(1)×(4)4D+4D
- 突羽発生から調査までの距離:約300m
- 突羽発生箇所:1箇所
- 調査結果:詳述

(4) 調査結果

突羽発生から300mの前方結果が得られ、A～D部へと分けられた。

突羽発生箇所(1)×(4)4D+4D 材料面はかられ確認される。Vpは100m以降で増加する傾向を示し、Vvは

100m以降で増加する傾向を示す。

- 突羽発生箇所(1)×(4)4D+4D
 - 亀裂などの不連続面が認められる傾向
 - 主体的に亀裂の発生が認められる傾向に留意が必要
 - 100m以降は地質の変化による、地質変化の可能性

距離100m～150m 互射面は確認される。VpおよびVvは100m以降で増加する傾向を示す。

100m以降で増加する傾向を示す。

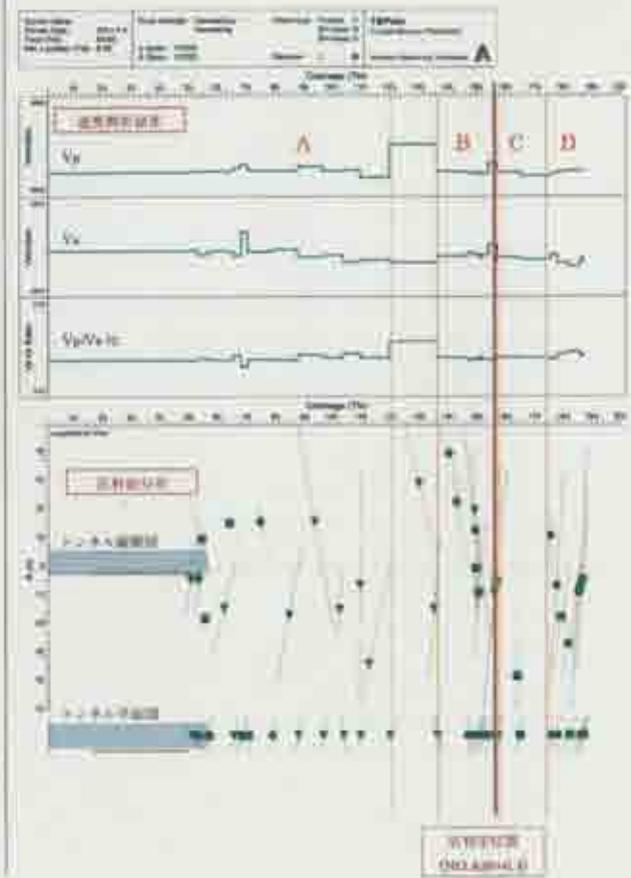
- 距離100m～150m 互射面は確認される。VpおよびVvは100m以降で増加する傾向を示す。
- 亀裂などの不連続面が認められる傾向
- 主体的に亀裂の発生が認められる傾向に留意が必要

距離150m～180m 互射面は確認される。VpおよびVvは150m以降で増加する傾向を示す。

150m以降で増加する傾向を示す。

- 距離150m～180m 互射面は確認される。VpおよびVvは150m以降で増加する傾向を示す。
- 亀裂などの不連続面が認められる傾向
- 主体的に亀裂の発生が認められる傾向に留意が必要

今回の調査結果は、貫通およびD部は互射面が多く認められ、土質の劣化も顕著な傾向が認められる。亀裂が認められ、地質の変化に留意が必要であると判断してきます。これらからの結果に基づいて、調査の進展段階でのNo.439-N6-447(1)部(「突羽発生」)に該当する箇所が考えられます。



7. 結果の活用

浅見トンネルは糸生層安山岩が主体であり、岩質が安定していたためTSPによる反射面の特徴がやすく、反射面のタイプによって亀裂などの不連続面や軟質硬質の岩盤状態は推測できるが、岩相の厚みや性状の予測・判断が難しいためDRISSや切羽観察などの他の地質情報と組み合わせて判断する必要があった。

TSPにて岩層の変化場所を特定し、併せてDRISSによる穿孔探査を行うことで岩層の厚みや性状および湧水量の把握が行え、地山に適した掘削支保工の選定や湧水対策や補助工法の早期対策検討が行え、安全にトンネル施工をすることができた。

8. おわりに

今回の切羽前方探査は、トンネル中央部である事や地質が未固結層を挟んだ亀裂の多い層を含みながらも、比較的安定した硬質な岩であり、TSPとDRISSに加え入念な切羽観察・計測を確実に行うことで、的確な支保パターンが選択され良好な掘削が行えた。TSP単独では局所的に軟質化傾向を示す脆弱な岩相部分や層厚また湧水量までは把握出来ず、切羽付近での突発的な湧水による天端からの小崩落や切羽の押出しまでは予見できない。トンネル施工は、すぐに大事故につながりかねないので、施工前における入念な地質調査・探査を行うことと、DRISS・切羽観察・計測を確実にを行い、地質を把握することで、より安全に施工できるものと思われる。

最後に、本報告が今後の同種工事の参考となれば幸いです。

国道24号栗栖地区における 緊急管渠補修について

大戸 貴博

近畿地方整備局 和歌山河川国道事務所 道路管理第二課 (〒640-8227和歌山県和歌山市西汀丁16番)

阪和自動車道と和歌山IC南側出口との合流部となる国道24号に農業用水の管渠(φ2500)が横断している。平成23年8月に管渠上部にあたる国道24号路肩部において路面沈下が発見された。現地調査、防災ドクターの緊急現地診断の結果、原因が管渠の老朽化に伴うもので、放置した場合、道路陥没につながるおそれがあることが判明し、緊急対策が必要となった。本論文は路面沈下が確認された8月から3月末における緊急対策の完了までの取り組みを紹介する。

キーワード 緊急対応, 埋設管渠補修, 道路管理

1. はじめに

国道24号と阪和自動車道と和歌山IC南側出口合流部付近において、農業用水等で使用する横断管渠(鋼製コルゲート管φ2500)が埋設されている。(図1、2)平成23年8月16日、当該付近の下り線肩部において、約15cmの路面沈下が確認された。同上り線肩部においても、平成22年7月に路面沈下が確認され、確認当時、オーバーレイで対応した。短期間に近接箇所でも路面沈下が発生したことから、沈下箇所を通行規制し、22日に路面空洞調査、23日に防災ドクター(京都大学足立名誉教授)の緊急現地診断を受けた。診断等の結果、路面沈下付近直下を横断する管渠が老朽化し、一部の区間で管渠破断、上下分離したことによって沈下したことが原因であると判明した。(写真1)

車道部直下にあたる管中央部は比較的健全であったが、放置しておくと、破断箇所が広がり、管渠の崩壊や変形によって道路陥没に陥るおそれがあるため、速やかな対策を講じる必要があった。

本論文は、緊急対策として実施した平成24年3月末までの取組み、本事象に至った原因を整理し、今後の道路の維持管理の参考になるよう紹介する。



図1 位置図

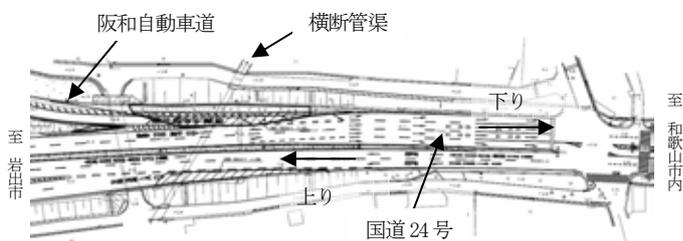


図2 付近詳細図



写真1 管渠内部

2. 地域特性、現地状況

当該箇所は、阪和自動車道と和歌山ICを利用して和歌山市に出入りする車両、和歌山市北部、岩出市域より和歌山市内へ出入りする車両が集中し、日交通量44,391台/日、大型車混入率10.4%と交通量が非常に多い交通の要所である。(図1) 地域特性上、通行止を行うことは、周辺地域、交通への影響が非常に大きく困難である。このため、通行車両を通しながらの対策が必要であった。横断管渠は、農業用水利用のため、水を止めることができず、また、管内に8割程度の水量があり、管内作業が困難な状況にあった。さらに、国道24号には水道管(φ700)や情報BOX(6条)の埋設物件、国道下り線の阪和自動車道合流部直後にある道路情報板が支障物件としてあり、緊急対策を行うにあたって非常に制約を受ける場所であった。

3. 緊急仮対策(9月~10月)

管渠の異常確認後、管渠内部及び舗装面の変位について毎日計測した。管渠の沈下は、両端部からさらに中央部に広がっていた。このため、管渠の崩壊や変形を止め、路面沈下が生じないような対策を早急を実施する必要があった。恒久対策に向けて、現地状況を踏まえた調査、設計、および予算確保に時間が必要であったため、管渠内部の状況、防災ドクターの現地診断を踏まえ、上載荷重(土圧、輪荷重)と斜め方向からのほらみ出しに対して、管内部に強力パイプサポート(以下、支柱)を設置し、支柱によって支える対応(以下、仮対策)をとることとした。(図3、写真2) 設置は、水路管理者に同意を得て、農繁期中であったが、通水量減少の協力を得て、9月22日より実施し、10月末までに完了させることができた。仮対策により、管渠内部及び舗装面の変位は落ち着き、短期の安全性は確保できた。

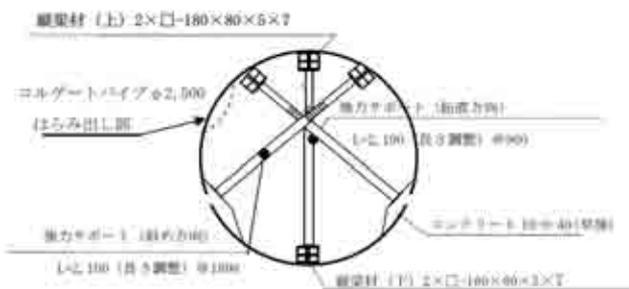


図3 仮対策



写真2 管渠内部(鉛直方向完了時)

4. 緊急対策に向けた対応(10月~12月)

仮対策は、あくまで短期の交通の安全性を確保するものであり、引き続き、期間をおかずに安全性を確保する対策の必要があった。このため、以下の3点について関係部署と連携して対応を行った。調整していく中で、対策方針、恒久対策までの計画工程が決定し、恒久対策も見据えた、管渠両端に鋼矢板を打設、その上に覆工板をかけ、管渠への直接の荷重を低減させ、路面沈下を防ぐ対策を緊急対策として、12月から3月末までの期間で実施することとした。

(1) 詳細設計

恒久対策は、①管渠の別ルート案、②既存管渠の補強案、③新たな構造物に入れ替える案の3案で比較検討を行った。検討においては下記5点を踏まえた。

- ・ 流下能力(断面積)の確保(維持)
- ・ 緊急仮対策により管渠内に支柱が設置されたこと
- ・ 通行止めをせず、現況の4車線を確保した施工
- ・ 下り線の阪和自動車道合流部直後にある情報板(和歌山県警管理)の移設不可能
- ・ 埋設物件(水道管、情報BOX)の保護対策

検討した結果、土地利用、水路利用状況、先行して仮対策を実施したことから①②案は対象外となり、③案のなかで鋼矢板、覆工板による土留めを行い、開削工法による函渠(PCボックスカルバート)へ入れ替える案を恒久対策(図5.1、2、3)とし、地質調査(ボーリング)、詳細設計を実施した。

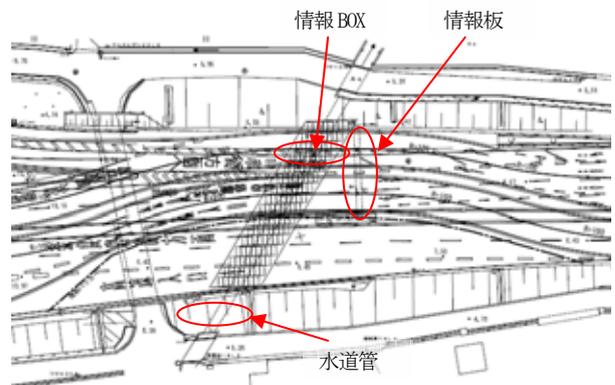


図5.1 緊急対策 平面図

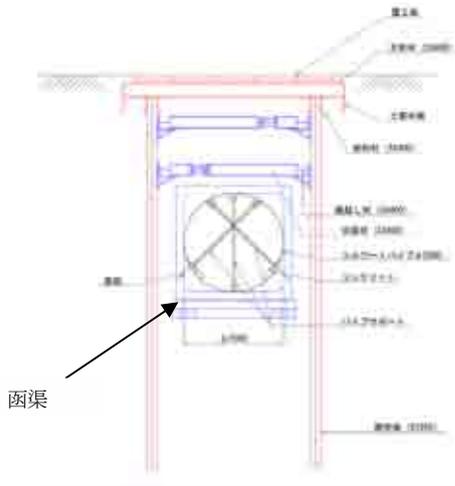


図 5.2 緊急対策 横断面

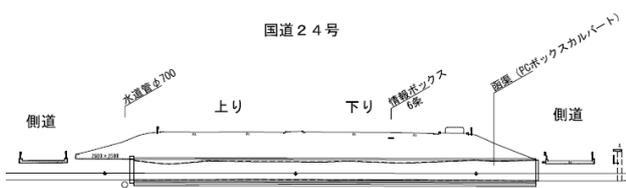


図 5.3 恒久対策 縦断面

(2) 関係機関協議

施工中、終日、交通規制を行うことから、警察、高速隊、NEXCOに対して、交通規制（車線切り替え）、近接施工等の協議を実施し、本対策への理解を求め、早期対策着手へ協力が得られるように努めた。また、鋼矢板設置にあたり、国道24号盛土内に水道管（φ700）、情報BOX（6条）が支障となることから、保護対策等について、占有者と協議を実施した。特に水道管（φ700）については、設置年度が古く位置の詳細図が存在せず、施工時に試掘等に対応する必要が生じた。また、鋼矢板設置にあたり、下り線側にある情報板（和歌山県警管理）から側道の電柱につながる架線が支障となることから移設が必要となり、管理者（警察）の了解を得て、関電、NTTに対して移設依頼を行った。（写真2）台風12号による和歌山県南部の災害対応で多忙な時期の中、依頼から1ヶ月以内の12月初旬の早期対応に協力頂いた。



写真2 下り線の阪和自動車道合流部付近

(3) 工事着手に向けた内部手続き

緊急対策によって、はじめて交通の安全性の確保が可能となることから、この対策までを期間をおかずに緊急での実施が必要と判断した。このため、災害発生時等の拡大防止・早期復旧を目的に和歌山河川国道事務所と(社)和歌山県建設業協会で締結した災害協定に基づき、緊急随意契約による手続きを行い、早期の施工業者選定、契約を行った。

5. 緊急応急対策の実施（12月～3月）

外部、内部の速やかな調整を経て、12月より緊急対策の工事に着手した。12月は交通切り替えに向けた準備工及び埋設する水道管の位置特定に向けた試掘等を実施し、1月中旬より交通切り替えを伴う施工を実施した。

施工上、交通切り替えを2回する必要があり、ドライバーへの事前周知のため、ラジオ広報、資料配付及び事務所HPの掲載を実施した。切り替え後、大きな混乱、事故はなく、広報による一定の効果が得られた。

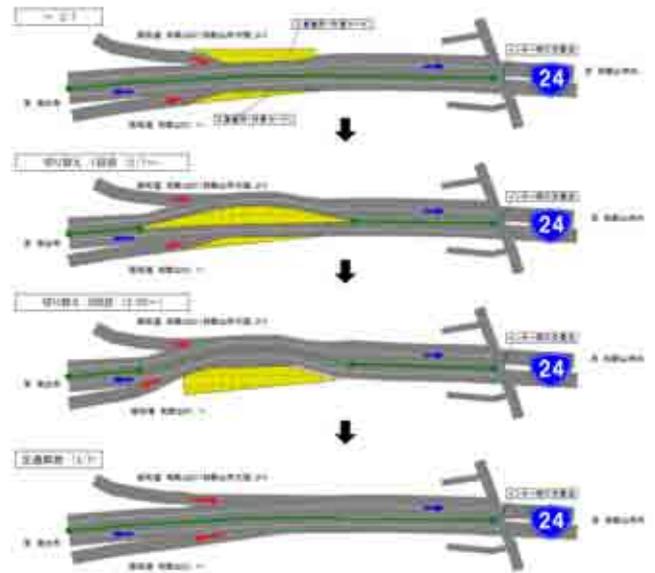


図 6 交通切り替え図



写真3 切り替え（2回目）状況（南側から撮影）

鋼矢板打設にあたり、盛土内に玉石混じりの礫等が確認され、数カ所において所定の位置、深さまで打設ができず、位置をずらす、打設長を短くする等の対応をせざるを得なかったが、3月中旬までに覆工板設置までの作業を完了させ、交通規制を解除することができた。

上り側車線



下り側車線



写真4 平成24年3月末現在の状況

6. 残る恒久対策（4月～平成25年2月）

平成24年3月末をもって緊急応急対策が完了し、当面の道路通行の安全性は確保された。残る恒久対策にかかる予算の確保もでき、平成24年度内に函渠入れ替えの工事を実施し、当該管渠の補修を終える予定である。

施工業者が4月末に決定し、9月末からの本体工事着手に向け、現在は関係機関との調整、施工計画の準備等を実施しているところである。

7. 今回の事象を踏まえた今後の対応

各機関の協力、連携により、速やかな緊急対応が実施でき、重大な事象を未然に防ぐことができた。一方で、日常の道路管理で事前に異常を確認できなかったことが緊急対応に至ったともいえる。

今回の事象を受け、変状や損傷といった事象を経年的に把握するとともに、それら複数の事象を重ね、複合的に原因を的確に捉えて対応していくことの重要性が確認

され、あらためて日常点検の重要性と管理の目の高度化の必要性を認識した。

道路管理においては、橋梁、擁壁等の構造物は老朽化し、点検、修繕にかかるコストは増大する一方である。さらに、職員等の人員削減が進み、道路管理に直接的に携わる出張所担当職員への負担も増大することが推測される。このため、今後もコスト縮減、計画的な予算充当、管理体制の工夫、管理担当職員の技術力向上により、効果的な道路管理が重要である。

和歌山河川国道事務所では、本件の事象も踏まえ、今年度は下記の取り組みを行う計画である。

(1) 点検結果のフォローアップ

過年度の施設点検結果を踏まえた、同種の事象の有無の確認、施設状況の経年変化の把握を行い、必要に応じて詳細調査を実施する。

(2) 横断管の前倒し点検

施設点検において、全ての横断管の点検を予定より時期を早めて重点的に実施する。また、点検結果及び敷設経過年数を踏まえ、計画的に修繕を進める。

(3) 点検体制の拡充

事務所職員も含めた徒歩パトロールを行い、日常の点検体制を拡充し、点検頻度の向上を図る。

(4) 管理担当職員の技術力向上

所内研修会、事例報告会等を実施し、事務所、出張所の道路管理に関わる担当職員の技術力向上を図る。

8. おわりに

今回の緊急対応においては、路面沈下の確認直後の現地診断による防災ドクターの助言により、緊急対応が迅速にできた。また、整備局、事務所関係課、出張所とが対策完了までに情報共有を図るとともに、連携して課題に取り組むことができたため、設計、施工における制約条件が多くある中、短期間で対応が実施できたと感じている。今後も緊急対応に限らず、現地調査、現地診断を強化するとともに、組織内の情報共有を図り、連携して適切な道路管理に努めたいと考えている。

謝辞：現地診断、その後の緊急対策における対策案への助言等、多大なご指導とご協力を賜った、防災ドクターの京都大学 足立名誉教授、緊急対策の対応のために多忙時期に各種手続きに対して速やかにご協力頂いた、和歌山県警、NEXCO和歌山管理事務所、和歌山市水道局、関西電力(株)、NTT(株)、(社)和歌山県建設業協会の皆様にご心より感謝の意を表するとともに、本事例が今後の道路管理の参考となれば幸いです。

消雪用水を利用した橋梁洗浄の研究

梶村 周平¹・宮本 重信²

¹ 福井県雪対策・建設技術研究所 (〒918-8108福井県福井市春日3丁目303)

² 福井大学 (〒910-8507福井県福井市文京3丁目9番1号)

福井平野の多くの橋には、冬の北風で飛来した海塩粒子が付着し、桁の下フランジが錆びての層状剥離、支承装置の機能低下を招き、多額の修繕費を要するに至っている。米国の事例や本県の新保橋でも雨かかりは全く腐食していないことから、消雪用装置からの井戸水と専用散水装置の製作で、桁洗浄を安価に実現し、維持管理費の縮減を目指す。その費用対効果を代替案と比較して明らかにする。

キーワード 腐食、飛来塩分、橋梁、洗浄、錆

1. はじめに

日本海側では、冬の季節風によって飛来する海塩粒子が鋼橋に付着し、腐食が促進されている。福井県九頭竜川河口の塗り替え後12年の新保橋では、桁のフランジ下面で層状剥離の錆が発生している(写真-1)。しかし、雨がかかるトラス部は錆が見られない(写真-2)。このように雨による洗浄が防錆に非常に効果を発揮している事例からも、橋梁の洗浄が極めて効果的なことが類推される。既に、米国では腐食対策として洗浄がなされ、効果が得られている¹⁾。このようなことから洗浄の防錆効果は明らかであるが、様々な洗浄方法に対しての費用対効果について実際に検証しようとする年数を要するなどで、なされていない。

筆者らは、洗浄装置を制作し、福井県管理のほとんどの橋に設置されている消雪装置からの井戸水を用いて、2008年から2010年の春に河口から4.5kmに位置する三国大橋(鋼橋、橋長542m)の洗浄を行った。そこでの洗浄と費用対効果を中心に述べる。

2. 対象橋の腐食の状況

洗浄の対象とした三国大橋で腐食の著しい箇所は、



写真-1 河口部の橋桁の腐食

桁内側の主桁と横桁の下フランジ上下面、箱桁底天井、ボルトナットである(写真-3)。次に桁内側のウエブが著しい。桁外側の下フランジ上下面、ボルトナット、ウエブに飛来の塩分は降雨で洗浄され腐食は抑制されている。

この三国大橋では塗装の塗り替えを一度に行ってもこなかったため、桁内側の下フランジ上面、ウエブの付着塩分量を表面塩分計SNA2000で計測し、それを塗装後の年数経過を横軸に整理した(図-1)。図-1でウエブが1年で約800mg/m²で一定となるのは、冬期の塩分付着で臨界湿度が低下し頻りに結露し、落水することで、飛来塩分量とにバランスが生じることによる。そのウエブから流れた塩分は下フランジの上に至り、元々上向きで多く蓄積した塩分量を更に増やす。塩分高濃度の下フランジ上面では頻りに結露し錆を促進するが、結露は端部に水滴となって落水する。ウエブに比べ蓄積量が大きいので、この落水による塩分の減少とのバランスには年数を要し、平衡する付着塩分量も高い図-1のカーブとなっている。Uリブ下面でも結露が観測され、この水滴が乾燥するので、付着塩分濃度はウエブに比べるとやや高い。しかし、蓄積しやすく貯留しやすい下フランジ上面に比べるとUリブは落水しやすいことから著しい腐食にはなっていない。



写真-2 写真-1と同じ橋の雨かかりの部分



写真-3 ボルト, 雨かかりのない下フランジが錆びる (三国大橋)



写真-4 橋梁洗浄の状況

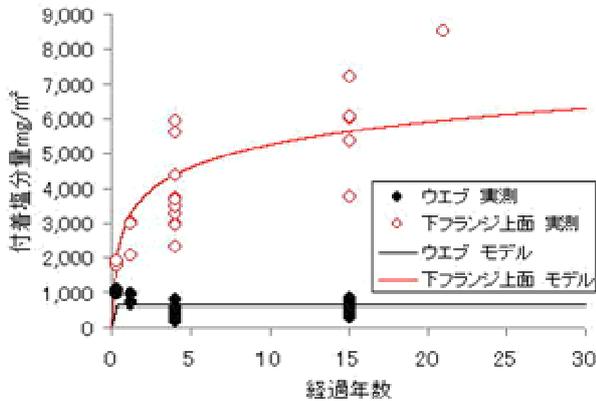


図-1 ウェブと下フランジ上面の付着塩分量変化

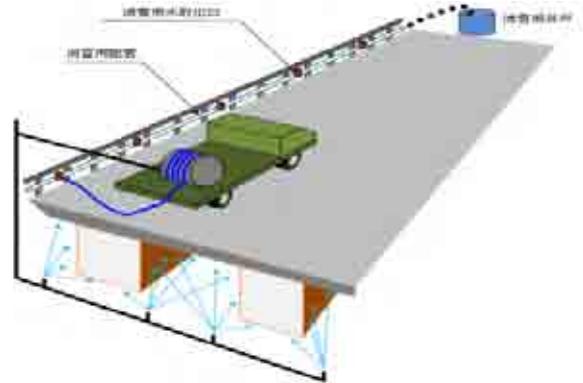


図-2 橋梁洗浄の概念図

3. 洗浄の方法

福井の橋梁のほとんどには井戸水利用の消雪装置が設置されているので、橋脚毎のバルブからその地下水を得て洗浄した。図-2に全体の概念を、写真-4に今回開発の洗浄装置の稼働状況を示す。この地下水は塩水化が進行し、0.7%塩化ナトリウム水であった。

河川上の洗浄を考慮した洗浄機を製作した。この洗浄機をユニック車にて搬入し、橋面の1車線上で組み立てて、橋面車道を1橋脚(延長60m)走行し、その後1橋脚を後進し、再度前進して橋脚に至る。次に、洗浄機は軸回転して橋脚を避けて次のスパンに至る。ここで、1度後退させて、再度洗浄するという合計3回の洗浄を行ったのは、(1)一度洗浄で塗らして時間を経過してからの方が、最初の洗浄後にできる塩分濃度の高い滴を流すこと、(2)塗膜下の塩分が塗装表面に浮き上がり、それが再度の洗浄で流されることへの期待、(3)ノズルからの散水が水道管や電話線などの管路に当たりUリブに達しないことがあり、3

回の洗浄によって、走行線のずれで斑のない洗浄に寄与する(4)ユニック車の走行を低速度で運転することは難しいことの4点の理由による。

この橋面洗浄は、通勤時間帯を避け朝9時から夕方4時半まで片側交互通行規制で行った。9時からの橋面路面上での洗浄機の組み立てに4時間を要し、実際の洗浄は4時30分まで実施し、その後組み立てた洗浄機の下側を外して陸上を下ろす。洗浄機の解体は、下側を切り離して、片側交互通行規制時間を少なくした。翌日は、下側の組み立てが不要なので洗浄作業は約2時間後には開始できた。

なお、今回の洗浄機は、三国大橋以外の類似の橋梁に適用できるように、ノズルと洗浄機自体の高欄との距離はシフトできる構造とした。但し、走行上側の路側に容易に撤去できない照明ポールなどは走行の妨げとなる。

既往の橋梁洗浄の研究では、水量を増やしても塩分の除去量は増えなくて $6 \sim 8 \frac{g}{m^2}$ でよいこと、高圧より低圧でゆっくり噴霧角度も広角度にした方がよいことが示されている¹⁾。このことを参考にして、

橋長当たり塗装面積32㎡/mに7/3 ㎥/回の散水を3回行うことで、3回合計で塗装面積当たり7 ㎥/㎡の散水とした。散水の全流量は約800 ㎥/min (2009年), 717 ㎥/min(2010年)で、約9.6 ~10.7 ㎥/minの走行速度となり、橋長542mの3往復は2.5 ~2.8時間で終了する。橋脚での停止や反転、軸回転での時間ロスを考慮しても4時間で済む。実際には組み立て解体と搬入で1日間に要して、2日間の作業となる。組立解体が素早くできるような機械が改良されれば、作業はより短時間になる。

また、腐食の著しい横桁下フランジ上面へはノズルを進行方向に傾けて対処した。この傾斜したノズルは、橋脚の際で長く停止して散水することで、橋座の洗浄にも効果的であった。

なお、2008年の洗浄では、消雪の分岐バルブからのコルゲートホースの径50mmが小さくて水圧が不足し床版下のUリブに散水が届かないことが生じたので、加圧ポンプと発電機をユニック車に搭載しホース径も65mmと大きくした。

洗浄の時期は、九頭竜側河口16kmの明治橋での図-3が示すように冬の季節風による海塩粒子の飛来が他の季節の10倍以上になることから、4月上旬がよいと考えられる。しかし予算上の制約などで2008年は5月15日~17日と2009年は3月4日~5日、2010年は3月4日~6日に洗浄を行った。

4. 洗浄の結果

2008年5月にやや能力不足ながら洗浄したこの橋を2009年3月4日~5日、2010年3月4日~6日に洗浄した。この2009年と2010年の洗浄前後の付着塩分量を表面塩分計SNA2000で計測した平均値を図-4に示す。腐食の著しい雨の当たらない箇所の下フランジ上面では2,890mg/㎡が580mg/㎡に、ウェブでは630mg/㎡が50mg/㎡に、箱桁外底面では630mg/㎡が310mg/㎡に削減された。

既往の洗浄研究例では、2000mg/㎡以上であったものが平均25.8mg/㎡に、平均1,221mg/㎡が平均1.2mg/㎡に削減された²⁾ことからすると、今回の洗浄後の値は大きく、費用面では安価であるが、洗浄の効果は相当に劣っている。これは、既往研究とは異なり、0.7%もの塩水を使用していることによるとと思われる。

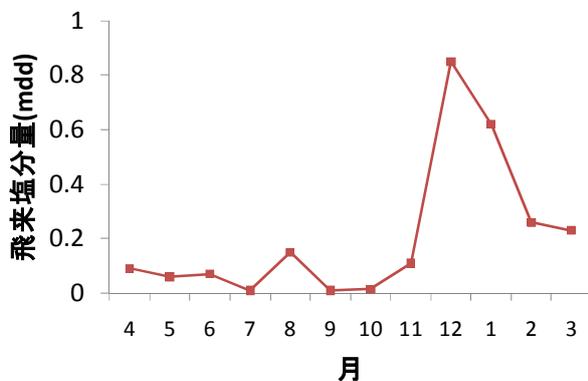


図-3 飛来塩分量の季節変化

5. 洗浄による防錆効果の推測

洗浄の抑制効果を次の3方法で推測した。

(1) ACMセンサからの防錆効果の推定

箱桁内側の塗装表面に表面高さを一致させて裸鋼の腐食を計測できるACMセンサを取り付け、そのL型模型鋼板を2008年12月3日に腐食箱桁内側に取り付けた。腐食の著しい下フランジ上面のACMセンサが示す洗浄前と洗浄後の約25日間の平均腐食速度は19.9 mm/yが、6.3mm/yと(図-5)洗浄により約3倍延命されている。

(2) 気象と付着塩分量からの防錆効果の推測

次に、下フランジ上面について、洗浄なし、3月末に0.8g/㎡に、毎年3月末に0.2g/㎡に洗浄という3ケースで腐食量を見積もった。塩分付着量の推移は塩分飛来が冬期に集中していることを考慮し図-6と仮定した。種々の相対湿度条件下での付着塩分量と腐食速度との関係は図-7³⁾で与えられることから、福井県三国の標準気象データを用いて10年間シミュレーションした。その結果を図-8に示す。

3月末に800mg/㎡にまで洗浄するという今回の方法で、洗浄無しに比べて約2倍延命となった。また、0.7%の塩分を含む地下水を水道水等に替えて200mg/㎡にまで洗浄できたとしても約25%の縮減効果に止まった。

(3) 現場の錆からの防錆効果の推測

この橋の塗装の塗り替えは、全区間一斉にはされてこなかったことから、塗装塗り替え後3年、5年、16年経過の設置位置毎の錆色発生率(表面錆着色の全体での比率)を腐食の著しいボルトについて調べた。その設置部位と経過年数毎の平均結果を塗装塗り替えからの経過年数を横軸に、錆色発生率を縦軸にして、ボルトの位置(16年経過での付着塩分量も記載)毎に図-9に示した。

既往研究で「海岸地域のような厳しい腐食環境においては、塗膜表面に発生している顕在劣化面積率で塗装下腐食を推定した方が現実的である」とされ、また塗膜劣化曲線を二次放物線で与えていることから⁴⁾、図-9では同じ部位での経過年数-錆色発生率の点を元に錆色進行カーブを二次放物線で作成した。



図-4 洗浄前後の付着塩分量の違い

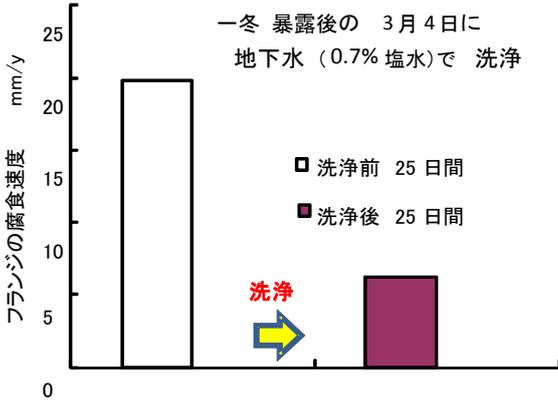


図-5 洗浄前後の ACM センサの変化

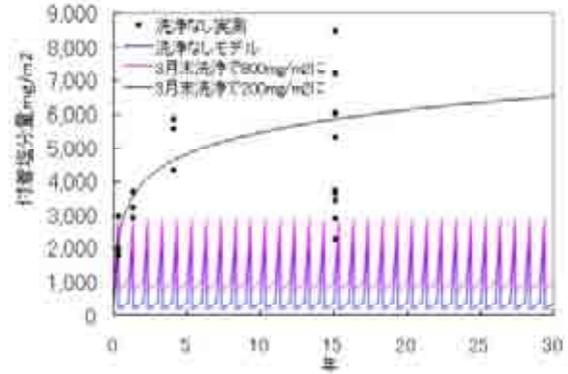


図-6 付着塩分量の変化 (下フランジ上面)

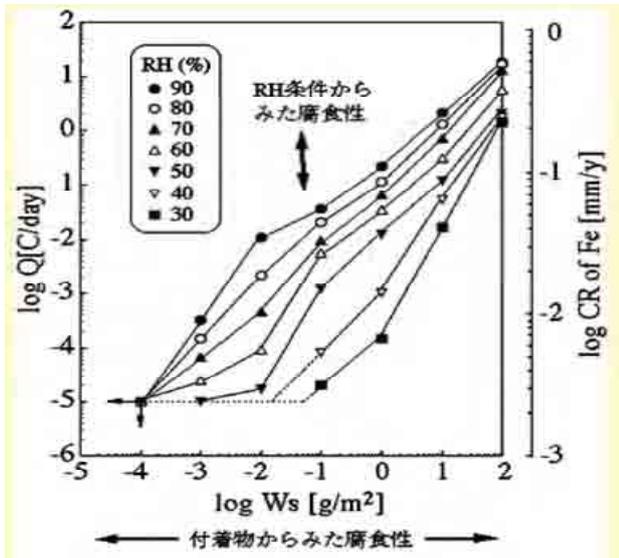


図-7 塩分量、腐食速度と相対湿度

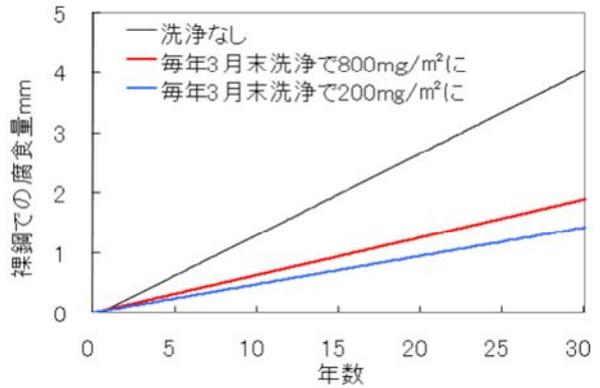


図-8 洗浄による腐食量の違い(下フランジ上面)

図-9から内側フランジ上面 (付着塩分量2700mg/m²) では急激に錆色発生率は高まり、16年で80%に至っている。但し、ボルトの付着塩分量は部位が狭くて精度良く測りにくいことで、ボルト周囲の鋼板面と同じであると考えて、その計測値を用いている。箱桁底の外表面 (付着塩分量700mg/m²) では、内側フランジ上面の約70%の錆色発生率となっている。また、3年と5年経過した内側フランジ上面の点は、16年経過から推定した二次放物線に比べて、早い錆色発生となっている。これは16年経過に比べて塗装塗り替え回数が1回多い点で、塗り替え回数が増えると早く腐食することが示唆される。内側ウェブでは付着塩分量が670mg/m²と箱桁底の外表面付着塩分700mg/m²とほぼ同じであるにも拘わらず、錆色発生率が半分以下と少ない。この原因は、結露で塩分を多く含む滴が底面のボルトにはウェブのボルトより多く集まり、

その滴が落下せずに乾燥し、周囲の鋼板面の700mg/m²とは異なり実際にはより高濃度の塩分付着となっていることが考えられる。なお、雨かかりの外ウェブ (付着塩分量90mg/m²) では、錆色の発生はほとんど生じていない。

次に図-9から洗浄の効果を推定する。付着塩分濃度が高く錆色発生率の高い箱桁下フランジ上面の錆色進行カーブは、洗浄で図-4から580mg/m²にダウンすると見込まれるので、ほぼ同じ付着量670mg/m²の内側ウェブの錆色進行カーブにシフトすると推測される。そのシフトであれば、同じ錆色率発生までの年数は約2.5倍になる。次に、箱桁外底面については、700mg/m² (図-4では630mg/m²) は310mg/m²になる。内側ウェブは外側ウェブとの中間まで錆色進行カーブがシフトすると考えられ、同じ錆色までの年数も大幅に延びると推測される。

表-1 洗浄のコスト削減効果

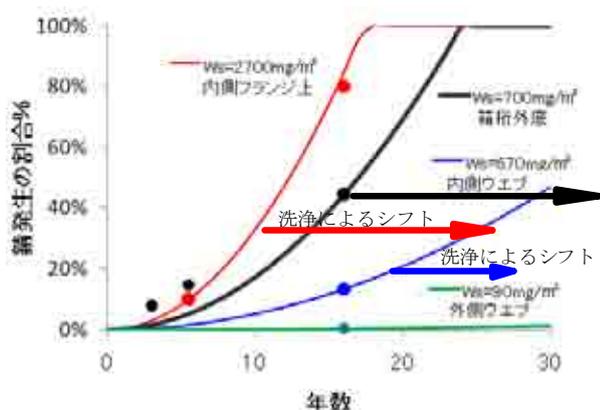


図-9 部位ごとの錆発生率の経年変化

三国大橋 17,500m ²		
Ra-III	8年毎塗替え	毎年洗浄費 + 16年毎塗替え
	¥ 660/m ² 年	¥ 390/m ² 年
Rc-III	12年毎塗替え	毎年洗浄費 + 24年毎塗替え
	¥ 558/m ² 年	¥ 339/m ² 年
Rc-I	30年毎塗替え	毎年洗浄費 + 60年毎塗替え
	¥ 429/m ² 年	¥ 275/m ² 年

三国大橋での洗浄費内訳：90万円/回（2日作業 1日の作業編成：電工1人，発電機100kVA 1台，世話役1人，特殊作業員3人，発電機30kVA 1台，高所作業車1台，特殊運転手1人，交通誘導員3人，ユニック車1台）+ 損料15万円/回（洗浄機500万円を3橋利用で1/3，橋蛇口工事60万円の合計の15年償還）

(4) 推測のまとめ

以上の3つの推測の最初の2つの推測は、裸の鋼を対象にしたもので、最後の推測は現場の塗装に即したものである。いずれからとも、概ねの効果としては、同じ錆に達するまでの年数が約2倍に延びる。

6. 洗浄によるコスト削減効果

三国大橋（塗装面積17,500m²）をRa-III，Rc-III，Rc-Iの塗装で行い、各々の耐久年を8年，12年，30年として、その塗り替え年数が洗浄で2倍に延びるとした場合の面積当たりの年間費用を試算した。その結果が表-1で、維持費は洗浄によって約36～41%が削減されるようになった。なお、洗浄費用の内訳は表-1下欄に記した。

7. まとめ

以上の研究開発をまとめると

1. 消雪用井戸水で洗浄しながら、上路橋を洗浄させる技術を開発した。
2. 洗浄前後のACM センサの値、湿度・付着塩分量と鋼板腐食進行速度を明らかにした既往研究からの当該橋現場の気象データを用いた数値シミュレーション、現場の付着塩分量と腐食からの推定という3つの推定手法から塩分濃度0.7%の地下水を用いた洗浄でも、塗装の塗り替えを約2倍に延ばせると推定できた。
3. その結果と洗浄費用の積算から、この橋梁では維持費用を約4割削減できると見込まれた。

謝辞：本研究に際して三国土木事務所、福井鐵鋼株式会社の奥村茂氏にはご協力頂いた。記して感謝の意とする。

参考文献

- 1) 磯光男, 三田村浩, 勝俣盛ほか: 橋梁洗浄に関する北海道での取り組みと米国における実態調査, 橋梁と基礎, pp. 29-33, 2004. 6
- 2) 三田村浩, 佐々木聡, 勝俣盛ほか: 橋梁に付着した塩分の除去実験, 土木学会第56回年次学術講演会 CS6-043, 2001, 9
- 3) 篠原正, 元田慎一, 押川渡: ACM センサによる環境腐食性評価, 材料と環境, 54, pp. 375-382, 2005
- 4) 藤原博: 鋼橋塗膜の劣化度評価と寿命予測に関する研究, 東京大学学位論文, pp. 114-143, 2000. 6

博物館の収蔵・展示室における 室内空気汚染対策について

山東 圭司¹・高垣 充規¹

¹戸田建設㈱大阪支店 京都国立博物館平常展示館建築工事作業所

(〒605-0931 京都府京都市東山区茶屋町527) .

新設の博物館・美術館などにおける特有の問題として、コンクリート躯体や内装材から発生するアルカリ性物質および酸性物質などによって、絵画や美術工芸品などの文化財が変質や劣化を起すことが問題となっている。特にアルカリ性物質の主要な発生源の一つとして、大容量を占めるコンクリート躯体が挙げられる。そこで、アルカリ性物質の早期除去を図るため、京都国立博物館平常展示館建築工事ではアルカリ性物質の除去促進工法を採用した。工法採用時の検討と実施時の計画およびその効果等について報告する。

キーワード 博物館，アルカリ，アンモニア，室内空気汚染

1. はじめに

新設の博物館・美術館などでは、コンクリート躯体や内装材から発生するアルカリ性物質および酸性物質などにより、絵画や美術工芸品などの文化財に変質・劣化を起すことが問題視されている。京都国立博物館平常展示館は、多数の国宝や重要文化財を展示、収蔵する施設となるが、その主要構造はSRC造であり、特に上記問題が懸念される。通常、アルカリ性物質のからし期間としては、最終躯体コンクリート打設から開館までに二夏必要と言われている。また、博物館・美術館における空気中のアンモニア濃度の管理値は、30ppb以下が望ましい基準として文化庁より示されている。今回の設計図書では竣工時に濃度測定対象室（収蔵庫）について30ppb以下を満足することが要求されていた。この要求を確実に満足するために、当工事ではアルカリ性物質の早期除去対策を採用することとした。なお、今回は収蔵庫の他に展示室に対してもこの対策を施した。

本稿では、京都国立博物館平常展示館建築工事で採用したアルカリ性物質の除去促進工法について、工法採用時の検討と実施時の計画およびその効果等について報告する。

(1) 建物概要

工期：平成21年3月～平成25年3月（予定）
階数・構造：地上4階、地下2階、SRC造一部RC造
建築面積：5,280㎡
延床面積：17,590㎡

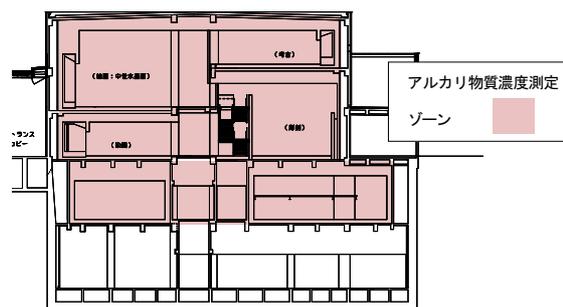


図-1 南北方向断面図

(2) アンモニア発生のメカニズム

アンモニアガスは、コンクリートが主な発生源である。そのメカニズムは、コンクリート中の窒素化合物がコンクリートのアルカリ成分によって加水分解され、アンモニウムイオンが生成し、コンクリート表面からの水分蒸発とともにアンモニアガスが発生する。図-2にアンモニア発生の概念図を示す。

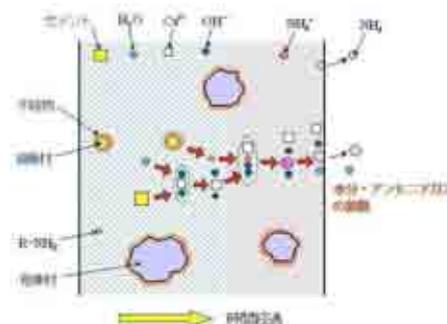


図-2 アンモニア発生の概念図

2. アルカリ性物質除去工法

(1) 工法概要

打設したコンクリートの型枠解体後、コンクリートの表面に特殊水を散水することで、コンクリート中のアルカリ成分の溶出・放散を促進させる。散水後は、コンクリートを自然乾燥させる。この特殊水の散水・乾燥処理を所定期間にわたって繰り返す。その後、送風機および除湿機を用いて換気・除湿処理を所定期間行うことで、コンクリート中のアルカリ成分を、無処理の場合に比べて短期間で多量に除去できるのがこの工法の特長である。これまでもいくつかの博物館や美術館等での施工実績がある工法である。ここで特殊水とは、ある界面活性剤を水で希釈したもので、石鹼水のようなものである。一連の作業の流れを図-3に示す。

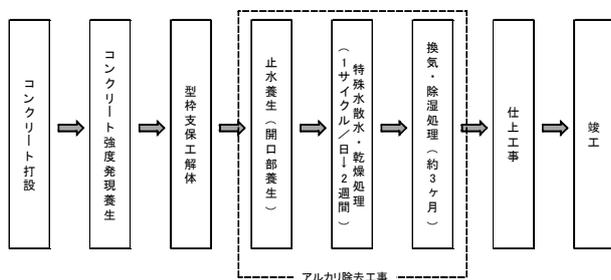


図-3 アルカリ除去工事の流れ

(2) 効果確認実験

今回、アルカリ性物質除去工法を採用するにあたり、現場で実際に使用するコンクリートを用いて試験体を作成し、無処理の場合とアルカリ性物質除去工法を施した場合とで、試験体から放散されるアンモニアの濃度を測定し、その効果を比較確認する実験を行った。また、実施工時の計画に反映するため、1日当たりの散水回数(1~3回)の違いによるアンモニア濃度推移を比較確認することも行った。さらに、実工程で仕上工事の最初の施工となる現場発泡ウレタン吹付けの影響を確認するため、散水終了から2週間後に現場発泡ウレタン吹付けを一部の試験体にも実施し、アンモニア濃度の推移を比較確認することも合わせて行った。写真-1は試験体作成状況を、写真-2は密閉されたデシケーター内での濃度測定状況を示す。



写真-1 試験体作成状況



写真-2 濃度測定状況

図-4に無処理の場合と散水処理をした場合の比較を示す。ここで、濃度はコンクリート表面の放散速度と室容積により算定されるため、グラフではアンモニア放散速度を縦軸に示す。また、横軸は時間軸として経過日数を示す。実線が無処理の場合で点線がアルカリ性物質除去工法を施した場合である。散水処理した試験体は散水直後に一時的に放散速度が上昇し、その後、明らかに散水処理をしていない試験体に比べ、アンモニアの放散速度が早く小さくなっていることが分かる。

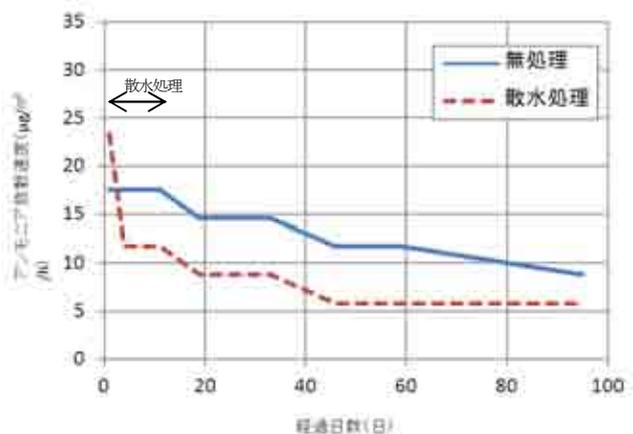


図-4 放散速度比較グラフ

図-5に散水回数の違いによる比較を示す。今回の実験では、散水回数の違いで放散速度の差は小さい結果となった。

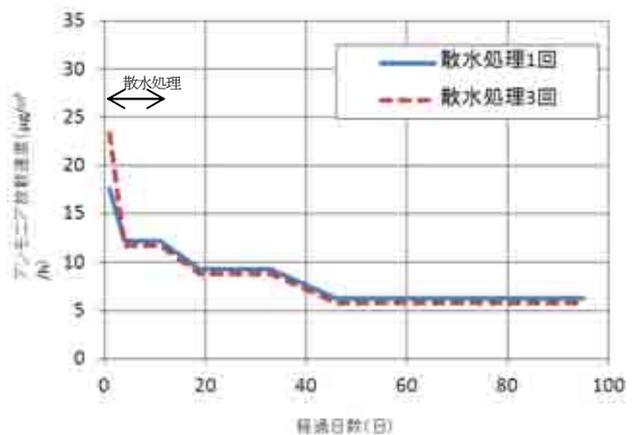


図-5 放散速度比較グラフ

図-6に現場発泡ウレタン吹付けの有無によるアンモニア濃度の比較を示す。ウレタン吹付け時にはアンモニア濃度が一時的に高くなったが、その後は吹付け前と同程度となった。

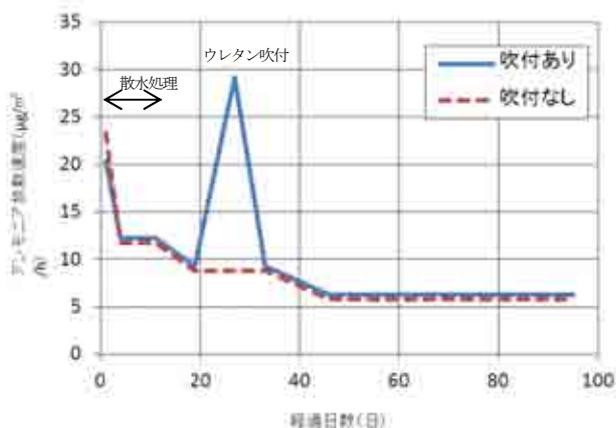


図-6 放散速度比較グラフ

以上の実験結果を踏まえ、実施工のアルカリ除去工事の施工計画を作成した。

(3) 実施計画

a) 開口部養生計画

散水する際、床開口部には下階への浸水を防止するため止水処理を行った。また、換気除湿するにあたり、壁開口部にはシートを張って換気効率を高めた。写真-3は開口部の養生状況を示す。

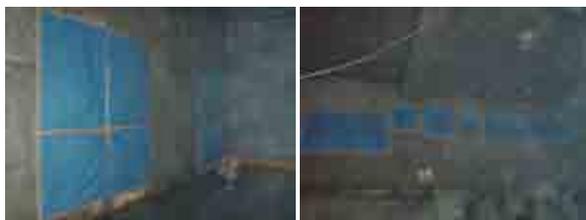


写真-3 開口部養生状況

b) 散水・乾燥処理計画

特殊水の散水による湿潤養生は、型枠解体後、壁、柱、天井面に対して1日あたり1回の頻度で14日間連続して行った。写真-4に高圧洗浄機を用いた散水状況を示す。



写真-4 散水状況

散水後、コンクリート表面が全体的に湿潤状態となっていることを目視で確認し、湿潤状態を確認後はコンクリート表面を自然乾燥させた。

c) 換気・除湿計画

散水完了後から3ヶ月間、送風機と除湿器および工事用扇風機を用いて換気・除湿運転を行った。各階とも中央に各室を繋ぐ廊下があることから廊下自体を送風ルートと考え、大型の送風機を設置する計画とした。写真-5に換気除湿運転状況を示す。



写真-5 換気除湿運転状況 (送風機)

(4) アンモニア濃度測定計画

アンモニア濃度の測定装置は室内汚染用ガス検知管測定器 (エアサンプラー) および超高感度アンモニア検知管を採用した。測定位置は各測定対象室の中央とし、高さは1.0m程度で測定した。測定方法は、一定時間空気のガスを吸引後、通気量とガスチューブ管の変色幅から空気中に含まれるアンモニア濃度を求める方法とした。測定条件は流量計 (通気量) 400ml/分とし、測定時間は60分とした。測定頻度としては、散水・乾燥処理前に1回測定し、その後は2週間に1回の測定を行った。写真-6と写真-7に濃度測定状況を示す。



写真-6 濃度測定状況



写真-7 濃度測定状況 (検知管)

3. 測定結果と考察

(1) 測定結果

現在までに測定されている主な計測対象室についてのアンモニア濃度測定結果を以下に示す。

①室A（地下階）

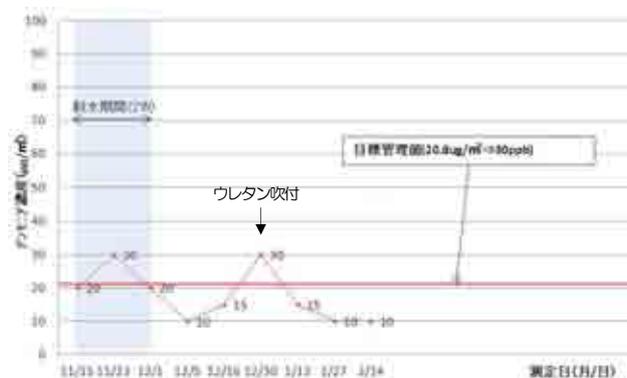


図-7 濃度測定結果（室A）

②室B（地下階）

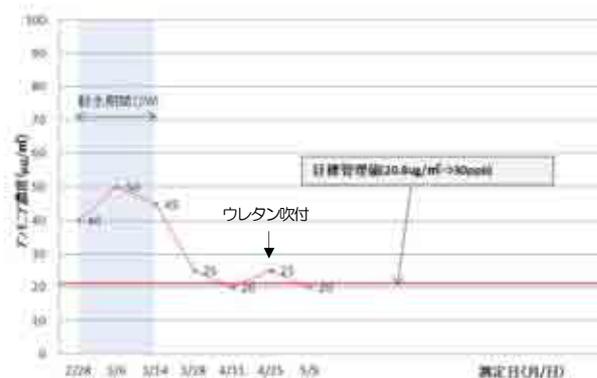


図-8 濃度測定結果（室B）

(2) 考察

上記2室の濃度測定結果をみると、散水処理中に濃度が一時的に上昇していることが分かる。これはアルカリ除去工法によりアンモニアの放散が促進されたためと考えられる。また、散水処理が完了した数日後一時的に濃度が上昇しているのは、現場発泡ウレタン吹付けの施工を実施したからであるが、仮設による換気を行っているため、その後はすぐに濃度が低下している。今回の測定結果は、過去の他物件での濃度測定実績に比べると値が小さい傾向があるが、これは今回の対象室が、室の表面積に対し室容積の割合が非常に大きいためと考えられる。現状すでに基準値である30ppb程度の濃度水準にあることから、引続き仮設による換気を実施し、本設空調稼働が始まれば、竣工時には基準値30ppb以下であることが予測される。

4. 今後の課題

今回採用したアルカリ性物質除去工法は、早期にアンモニア濃度を低減させる上で有効な工法であることが実験や実施工により確認された。今後、博物館や美術館を新たに建設する場合は、この工法を適用することが有効なアルカリ性物質除去対策の一つになるとと思われる。

なお、引続き工事を進める上では以下の課題を考慮し対応していく必要がある。

- ・現状、吹抜けを有する大空間でのアルカリ除去対策を行っている中である。空間として非常にいびつな形になっており、空気の循環が不十分となることが予測されるため、換気装置の適切な配置と台数の充実が必要と考える。

- ・一般的にアンモニア濃度が上昇する要因としては、コンクリート以外に断熱材などからの発生が挙げられる。今回の工事でも室内側に断熱材として現場発泡ウレタン吹付工事があり、実際に濃度上昇をもたらしている。また、建具廻りなどへのモルタルの使用も随所にあり、アンモニア濃度の上昇が懸念される。今後引続き濃度測定を実施し、早期に濃度上昇の傾向をつかむこと、濃度上昇があれば、何が原因かを把握し、タイミングよく局所換気等の対策をとることが必要と考える。

- ・最終的には竣工時に基準となる30ppb以下を確認する必要があるため、竣工までは仮設および本設空調による換気を適度に行っていくことが重要であると考えられる。本設空調については、より効果的な化学フィルタの設置や換気回数を設定を検討しておく必要がある。予定通りの時期に本設空調の稼働を開始できるよう工程管理を着実に進めることが重要と考える。

- ・内装工事の着手が本格的に進めば、それに伴い酸性物質やVOCへの対策が必要となる。現状では、内装材（下地材や接着剤も含む）の選定と換気が対策の基本となるが、例えば、取り付け方については、接着剤だけに頼らない方法、つまり接着剤使用量を減らし、ビス留め箇所を増やすなどの取り付け方について、メーカーを交えて十分に検討する必要があると考える。

5. おわりに

今後、各階で内装工事が本格化し、多くの内装材が搬入され取り付けられていくことになり、室内空気環境の管理が難しくなるが、引続き監視モニタリングを続け、仮設や本設による換気対策を適度に行い、竣工時に所定の室内空気環境を実現すべく工事を進めていく。

謝辞：論文作成にあたり当工事関係者には、多大なご指導を賜りました。末筆ながらお礼申し上げます。

橋梁部における 無散水融雪設備放熱器の施工について

泰松 宏平¹

¹近畿地方整備局 奈良国道事務所 管理第二課 (〒630-8115奈良県奈良市大宮町3-5-11)

無散水融雪設備は、舗装表面の凍結及び積雪を防止するために設置され、舗装体内に放熱管を埋設し、放熱管内の熱を舗装体に伝導させて機能を発揮する設備であり、舗装性能を確保するとともに、放熱器としての性能を有した舗装を施工することが重要である。ここでは、和田山八鹿道路での橋梁部における無散水融雪設備放熱器の施工事例を示すものである。

キーワード 無散水融雪設備、積雪寒冷地域、舗装

1. はじめに

和田山八鹿道路は、兵庫県豊岡市から丹波市までを結ぶ延長約70kmの高規格道路の北近畿豊岡自動車道の一部として、朝来市和田山町から養父市八鹿町を結ぶ延長13.7kmの自動車専用道路である。(図-1)



図-1 北近畿豊岡自動車道位置図

兵庫県北部の積雪寒冷地域を通過する道路であるとともに、トンネルや橋梁が延長の約7割を占める道路であることから、冬期においてトンネル坑口部や橋梁部において路面状況の変化が生じやすい箇所を有するため、冬期道路管理が非常に難しい道路である。

そのため、路線全線にわたり、自然条件、道路条件、

交通・周辺環境といった項目について評価を行い、路面状況の変化が生じると予想される箇所について無散水融雪設備を設置することにより、冬期道路交通の安全・安心を確保することとした。

無散水融雪設備については、北近畿豊岡自動車道の既供用区間である春日和田山道路でも採用されている自然エネルギーである地中熱を利用した方式を採用し、ランニングコストを削減すると共に、温室効果ガスの削減を図っている。

地中熱を利用した無散水融雪設備は、地中熱を取り込むための配管を地中に埋設した採熱器と、舗装体内に配管を設置し、舗装体へ熱を放出する放熱器で構成され、採熱部と放熱部の配管内に水を循環させることにより効果を発揮する設備である。

本報告では、橋梁部における無散水融雪設備の放熱器の施工として、放熱管の保護層としての目的と、舗装体としての両方の機能を併せ持つ鋼繊維補強コンクリート(以下、SFR C)を採用したため事例を紹介するものである。

2. 工事概要

(1) 工事規模

和田山八鹿道路における全ての橋梁、市御堂大橋(678m)、芳賀野高架橋(上り61m, 下り60m)、別所高架橋(上り291m, 下り298m)、畑川橋(289m)、建屋川橋(91m)、大屋川橋(319m)において施工を実施した。

(2) 工事内容

橋梁部の放熱器の施工に当たっては、橋梁コンクリート床版の上に放熱管(SUS10A)を敷設した後、放熱管の

保護層としての役割と、舗装体の基層としての役割を兼ねた、珪石骨材入砕石マスチックアスコンを施工することとした。(図-2)

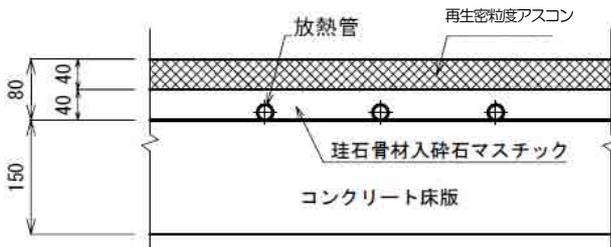


図-2 当初施工予定舗装断面

この舗装構成は、既供用区間である春日和田山道路の無散水融雪設備においても施工されており、供用後においても支障がないことから採用に至った。

3. 放熱器の施工に当たっての課題点

当初設計での施工に当たり、橋梁コンクリート床版を調査した結果、既設床版に不陸が生じているため、放熱管と既設床版の間に空隙が生じることが確認された。

(写真-1)



写真-1 放熱管と床版の不陸状況

橋梁床版の不陸については、橋梁施工時の品質管理の面からは許容範囲内の値となっていたが、放熱器を施工する際には、下記のような課題が生じる恐れがあると判断し、他の工法についても検討を行うこととした。

①放熱管と床版の隙間に舗装材が充填されないため、通行車両の振動等により、リフレクションクラックやポットホールが発生する要因となる可能性がある。

②放熱管の固定が出来ない箇所が生じるため、施工時に配管が動き、ズレや跳ね上がりを起こし、破損する恐れがある。

③舗装体と放熱管の間に生じる隙間の為、放熱管の熱が効率的に舗装体へ伝わらない可能性がある。

4. 放熱器保護層の検討

(1) 放熱管保護層の検討条件

放熱管保護層の検討に際して、検討条件については下記のとおりとし、検討、評価を行うこととした。

- ①放熱器として、放熱管の熱を効率的に舗装体へ伝える性能を有していること。(放熱管まわりに隙間が生じないこと)
- ②舗装体としての性能を有していること。
- ③舗装施工時の振動、熱等により、放熱器の性能に影響を及ぼさないこと。
- ④橋梁構造へ影響を与えないこと。
- ⑤ライフサイクルコストに優れていること。

(2) 比較工法の検討

検討条件を元に、比較工法として下記の3工法について比較対象とした。

工法① 床版上にレベリング層20mmを施工した後、配管を敷設し、放熱管保護層に珪石骨材入砕石マスチックアスコン、表層に当初設計とおりの舗装を施工する。

レベリング層を施工しているため、配管敷設面の不陸が解消される。

工法② 床版上にレベリング層20mmを施工した後、配管を敷設し、放熱管保護層に半たわみ舗装とし、表層に当初設計とおりの舗装を施工する。

レベリング層を施工しているため、配管敷設面の不陸が解消される。

工法③ 放熱管の保護層として、SFRCを50mm施工し、表層に30mmの密粒度アスコンを施工する。

SFRC工法はコンクリートであるため、充填性が良く、放熱管まわりに隙間が生じない。

上記3工法について、比較、評価を行った結果を、表-1に示す。

表-1 舗装構成比較表

工 法	設計工法	変 更 工 法 ①	変 更 工 法 ②	変 更 工 法 ③	
	アスファルト舗装	アスファルト舗装	半たわみ舗装	コンクリート舗装	
基層	砕石砕石マスチック舗装工法 (SMA)	砕石砕石マスチック舗装(SMA)+レベリング層(細粒度アスコン)	砕石 半たわみ舗装工法+レベリング層(細粒度アスコン)	基層 繊維補強コンクリート舗装工法 (SFR C)	
施工方法	40mm 40mm	40mm 40mm 20mm	40mm 40mm 20mm	30mm 50mm	
構造概要	マスチック舗装は、粗骨材やフィラーの割合が多い不連続粒度の加熱アスファルト混合物であり、粗骨材の空隙を多量のマスチックモルタルにより充填するため、放熱管周辺の空隙が小さいので、熱伝導率が高く、水密性・たわみ性にも優れている。 ■実績等 春日和田山道路では融雪配管用舗装材として施工された実績があり、転圧が充分に行われた場合、水密性にも優れ問題は無い。 床版の不陸より放熱管周りの充填性に影響が生じる。	粗骨材やフィラーの割合が多い不連続粒度の加熱アスファルト混合物であり、粗骨材の空隙を多量のマスチックモルタルにより充填するため、放熱管周辺の空隙が小さいので、熱伝導率が高く、水密性・たわみ性にも優れている。 舗装にあたっては、レベリング層を設け、床版の不陸を修正することで、放熱管と床版の空隙を軽減し、機械施工時の配管の破損、跳ね上がり、スレを防止(軽減)出来る。	半たわみ舗装は、開粒度アスファルト混合物の空隙に、特殊セメントミルクを浸透させた舗装で、一般の密粒度アスファルトに比べて、塑性変形抵抗性、明色性、耐油性および難燃性に優れた舗装である。 開粒度アスコンに特殊セメントミルクを注入する工法なので、放熱管と床版の空隙部にも充填出来る。 コンクリートの性質を併せ持つため、収縮によるひび割れの発生があり、通常では表層の施工で適用される。	SFR C工法は、老朽化したコンクリート床版の増厚工事で使用される工法で、床版と一体となって機能する。 放熱管の熱収縮の問題が無く、放熱管と床版との空隙に対する充填性も高い。スチールファイバーが添加されており衝撃吸収性が高い。 コンクリート増厚工法の基準より厚さ5cmを確保すればコンクリート舗装としての曲げも満足する。	
熱伝導率	表層	表層熱伝導率: 1.20 W/m・K 表層厚: 40mm	表層熱伝導率: 1.20 W/m・K 表層厚: 40mm	表層熱伝導率: 1.20 W/m・K 表層厚: 30mm	
	舗装全体	平均熱伝導率 1.47 W/m・K 路面までの距離: 71mm	平均熱伝導率 1.47 W/m・K 路面までの距離: 71mm	平均熱伝導率 1.47 W/m・K 路面までの距離: 71mm	
評 価	概 評	・施工規模が大きく、機械施工する場合には、放熱管周りの充填や転圧が十分に出来ず、密度の確保や耐流動性に問題が生じる。 ■放熱管保護層(舗装)としての適用性 ×床版の不陸が起因となる、放熱管周りの空隙から、クラック及びポッドホルの発生が懸念される。 ×舗装補修の際には、放熱管まで補修が必要となるため、ライフサイクルコストが高くなる。	・放熱管周りの充填・転圧が十分に出来ないため、人力施工となる。そのため、分割舗装になり打ち継ぎ目多くなり、平坦性・表層への影響が懸念される。 ■放熱管保護層(舗装)としての適用性 ×舗装厚(+20mm)が厚くなり、死荷重の検討が必要。 ×舗装補修の際には、放熱管まで補修が必要となるため、ライフサイクルコストが高くなる。	・等間隔での目地を設ける必要があり、床版および表層との付着に問題がある。 ■放熱管保護層(舗装)としての適用性 ×舗装厚(+20mm)が厚くなり、死荷重の検討が必要。 ×舗装補修の際には、放熱管まで補修が必要となるため、ライフサイクルコストが高くなる。	・研掃(ショットプラスト)+接着剤により床版への付着性は問題無い。 ・レールによる機械施工が可能であり、施工時に放熱管への影響(温度による熱収縮・敷き均し及び転圧時の機械等での破損)がない。 ■放熱管保護層(舗装)としての適用性 ×床版増厚工法であるので、表層は床版と一体化するため、舗装補修の際には、表層のみ考えれば良く、維持管理コストの削減を図ることが出来る。
	充填性	×	△	○	
	耐流動性	○	△	○	
	熱伝導率	○	○	△	
	施工性	×	△	△	
	工程	△	△	×	
	維持管理	×	△	△	
	イニシャルコスト	○	○	△	
	ランニングコスト	△	△	△	
	トータルコスト	△	○	△	
総合評価	4	2	3	1	

(3) 検討結果

検討の結果、床版増厚工法等で採用されているSFR C工法を採用することにより、放熱管が橋梁床版と一体化され半永久構造物となることからライフサイクルの削減を図ることが出来た。また、品質確保の観点からも放熱管まわりの充填性が十分に確保出来ることから最も有利であると判断した。(図-2)

SFR C工法は、老朽化したコンクリート床版の増厚工事で使用される工法で、床版と一体となって機能し、曲げ耐力や押抜きせん断耐力の向上を図る工法であり多数の実績がある。

また、コンクリート舗装系であるため、放熱管と床版との空隙に対する充填性も高い。また、スチールファイバーが添加されており衝撃吸収性が高く、熱伝導率も高い上、ライフサイクルコストを評価した結果も優位であったことが採用となった要因である。

SFR C工法の採用に当たっての課題点としては、最小施工厚が50mmであるため、表層厚についても30mmへ見直しを行う必要があった。

表層厚を当初設計厚の40mmとした場合、全舗装厚が

90mmとなり、わずかではあるが死荷重が増加することや、舗装面の前後へのすりつけ及び熱伝導率が低下する等の課題が生じたため表層厚の変更については30mmを採用し、当初の全舗装厚80mmに押さえることとした。

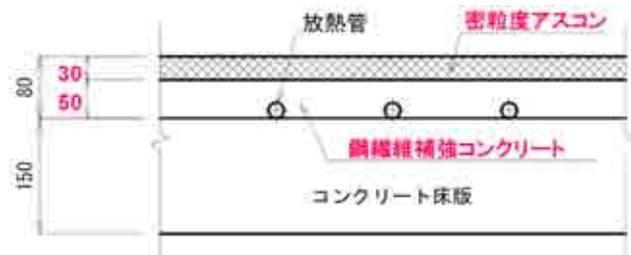


図-2 採用舗装断面

4. 放熱器保護層の施工について

SFR C工法については、床版増厚工法で多数の実績があるため、施工に当たって大きな問題点等は生じなかったが、放熱管を施工した後(写真-2)での施工となるため、オンレール方式での施工(写真-3)となった。また、

施工継目の付着性を確保するため、継目部にエポキシ樹脂を塗布した。



写真2 放熱管施工後



写真3 SFRC施工中

また、SFRCの施工前には、小規模な試験施工を行い、問題がないか確認した後、施工を行った。

表-2 SFRCの配合

種別	圧縮強度	骨材最大寸法	スラップの範囲	単位鋼繊維量	備考
早強コンクリート	24N/mm ²	20mm	8±2.5cm	60kg/m ³ (L=50mm)	高性能AE減水材、膨張剤入り

5. まとめ

当初設計の珪石骨材入りマスチック舗装は、放熱器としての性能を確保するために、熱伝導率に着目したものであり、過去の施工実績も有していたが、施工規模が小さく人力施工であった。そのため、今回の施工現場については、施工規模が大きいことから機械施工となり、既設床板の不陸が施工上影響を与える恐れがあることから、

舗装構成を見直すこととした。

その結果、融雪設備および舗装体の品質について十分確保することができたうえ、放熱管については、既設床板と一体化構造としたため舗装補修時の対象とならないことからライフサイクルコストの縮減を図ることができた。

また、2012年3月の降雪時には、無散水融雪設備を稼働させた範囲は、積雪が認められず機能が発揮されていると思われる。(写真4参照)



写真4 無散水融雪設備稼働状況

和田山八鹿道路の供用は平成24年11月に予定されていることから、供用後、運用しながら道路交通等による耐久性及び性能に問題が生じないかどうか経過観察を行っていきたい。

謝辞：本論文は筆者が豊岡河川国道事務所在籍中の経験を元に研究成果として取りまとめたものである。

論文作成に際しては、本工事の施工者である、福日機電(株)、(株)柿本商会、福井鐵工(株)、(株)モリモト、大成ロテック(株)、日本道路(株)をはじめとする多くの方々にご協力を頂き、ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 近畿地方建設局：橋梁床版上面増厚工法設計施工マニュアル(案)
- 2) 高島 浩一、宮本 重信：曲げ加工のない放熱管を浅層に配置した無散水融雪舗装の施工

平成23年台風12号により発生した流木の無償提供について

小羽根 則光¹・的場 康彦²

¹和歌山県 県土整備部 港湾整備課 (〒640-8585和歌山県和歌山市湊通丁北1丁目2-1)

²和歌山県 県土整備部 県土整備総務課 (〒640-8585和歌山県和歌山市湊通丁北1丁目2-1)

2011年9月2日から4日にかけて、紀伊半島を襲った台風12号による異常出水により、海岸・河川・ダムに大量の流木が漂着・堆積した。海岸等に漂着した流木は、放置すると海岸保全施設、河川やダム施設の機能に支障を及ぼすだけでなく、景観を損ない、また漁業活動にも支障があるため、速やかに各管理者が処理する必要があった。なお、今回の流木は山腹崩壊等により発生したもので、原木に近い状態で流出しているものも多く、比較的再利用が可能な状態であった。本稿は、こうした状況を踏まえ、再利用可能な流木を希望者に無償で提供することにより、処分費用のコスト縮減、資源の有効活用ができたため、経過と結果について報告する。

キーワード 災害対応, コスト縮減, リサイクル,

1. はじめに

(1) 和歌山県を襲った平成23年台風12号災害について

2011年8月25日にマリアナ諸島近海で発生した台風12号は、発達しながらゆっくりとした速さで北上し、30日には中心気圧 965hPa, 最大風速 35m/sの大型で強い台風となった。台風は9月3日10時頃前に高知県東部に上陸したが、ゆっくり北上を続け四国地方、中国地方を縦断し、4日未明に山陰沖に抜けた。この台風を取り巻く雨雲や湿った空気が紀伊半島上空に流れ込んだため、和歌山県内の各地で大雨となり、降り始めの8月30日18時から9月4日24時までの総雨量が、田辺市下川上で1,998mm, 古座川町西川で1,149.0mm, 那智勝浦町色川で1,093.5mmを観測するなど、記録的な豪雨となった。

また、4日3時57分までの1時間に、新宮市新宮で132.5mmの猛烈な雨を観測した。

この台風の影響で、土砂災害、浸水、河川のはん濫等により和歌山県内では死者 56名、行方不明者 5名、負傷者 8名、住宅の全壊・半壊合わせて 1,993棟、住宅の床上浸水 2,698棟、床下浸水 3,146棟、公共土木施設被害 約469億円にのぼる大水害となった。(図-1)

(2) 海岸、河川、ダムに漂着した流木対策について

台風12号による異常出水により、山間部においては至る所で山腹崩壊をはじめとする土砂災害が多発し、大量

の杉やヒノキを含む立木が流出、河川を流下し、沿岸域まで達したため、海岸にも大量の流木が堆積した。(写真-1)

このように海岸等に漂着・堆積した流木は、放置すると海岸保全施設、河川やダム施設の機能に支障を及ぼすだけでなく、景観を損ない、また漁業活動等にも支障があるため、速やかに各施設管理者が処理する必要があった。

今回漂着・堆積した流木の多くは、原木に近い状態で流出しているものも多く、比較的再利用が可能な状態であったため、従来のように一律に処分するのではなく、再利用可能な流木を希望者に提供することにより、処理コストの縮減や資源の有効活用を図ることとした。



図-1 県内の被害状況



写真-1 海岸・河川・ダムに堆積した流木

一般的にダム等では、一般廃棄物とみなして処理されることが多いことや、海岸漂着物処理推進法では「海岸漂着物」を「海岸に漂着したごみその他の汚物又は不要物」と定義していることから、今回の漂着・堆積した流木についても、廃棄物処理法上の一般廃棄物としての取り扱いを前提として検討を進めることとした。

なお、道路災害の倒木などについては、個々に所有者が特定され、一般廃棄物としての扱いは不相当であると考えられるため、海岸・河川・ダムに漂着・堆積したもののみを対象範囲とした。

廃棄物処理法上の具体的な取り扱いとして、以下のとおり整理した。

a) 廃棄物の該当性

- ・漂着している状態の流木は廃棄物ではない
- ・漂着している流木を集積した時点で、廃棄物となる

b) 流木の排出者

- ①施設管理者（以下「管理者」）が集積した場合
管理者
- ②管理者から委託を受けた受託者（以下「受託者」）が集積した場合
 - ア)集積と併せて収集運搬を委託している場合
受託者
 - イ)集積と併せて収集運搬・処分を委託している場合
受託者
 - ウ)集積のみを委託している場合
管理者
- ③周辺住民やボランティアが集積した場合
周辺住民やボランティア

c) 一般廃棄物と産業廃棄物の区分

- ①管理者又は受託者が集積した場合
廃棄物の性状により判定
(流木は一般廃棄物、廃プラなどは産業廃棄物)
- ②周辺住民・ボランティアが集積した場合
一般廃棄物
- ③集積した流木等を市町村が災害廃棄物として処理する場合
一般廃棄物

d) 廃棄物処理業の許可の必要性

- ①管理者自らが集積し、収集運搬・処分する行為は廃棄物の自己処理となり、許可不要
- ②受託者が集積し、収集運搬するあるいは処分するという一連の行為を管理者から委託されている場合は受託者の自己処理に該当し、許可不要
- ③流木排出者【b】が、収集運搬・処分を下請け業者等の他者に委託する場合は、廃棄物処理業の許可を持つ者に委託する必要がある

2. 関係法令等の調整

速やかに流木の処理・有効活用を図るため、廃棄物の処理及び清掃に関する法律(廃棄物処理法)を所管する環境部局を含む「流木対策検討会」を庁内に立ち上げ、関係法令等の調整を行った。

流木の法的解釈としては、①民法に規定する「無主物」、②遺失物法に規定する「拾得物」、③水難救護法に規定する「漂流物」、④廃棄物処理法に規定する「一般廃棄物」などが考えられた。

e) 流木に係る廃棄物処理法上の整理

- ・漂着している状態の流木は、集積した時点で廃棄物となり、管理者が集積と併せて、収集運搬・処分を委託している場合、委託を受けた受託者が排出者となる
- ・廃棄物処理法上、受託者が適正に処分しなければならない
- ・しかし、流木を引き取るものが、対価を負担した上で引き取ることとなれば、引き取り者にとっては有価物と判断できるため、以降は廃棄物でなくなり、廃棄物処理法の適用外となる
- ・すなわち、県が受託者に依頼し集積した一般廃棄物を、引き取り者が有価物として流木を引き取ることになる(図-2)

※有価物としての取り扱い

本来、有価物とするためには、引き取り者に流木を買い取ってもらう必要がある。しかし、今回の流木処理は合理的かつ迅速な対応が求められており、積極的な引き取りを促すため、流木は無償で提供することとした。ただし、これでは有価物として扱うことはできない。そこで、視点を変えてみると、引き取り者はすでに引き取る際の輸送費等を流木の対価として負担することから、流木そのものを無償で提供しても有価物として取り扱うことができるものと結論付けた。

復旧に貢献したいといった声が寄せられるなど、多くの再利用が見込まれる状況であった。

しかし、限られた量の流木を公平に引き取り者に提供するとともに、不法投棄といった法令違反にならないよう適正な処理を素早く行うにはどうすればよいかといった問題を流木対策検討会メンバーが集まり協議を重ね、以下のとおり整理し、具体的な公募方法や引き渡しに関する要領等をまとめた。(図-3)



図-3 流木提供の流れ

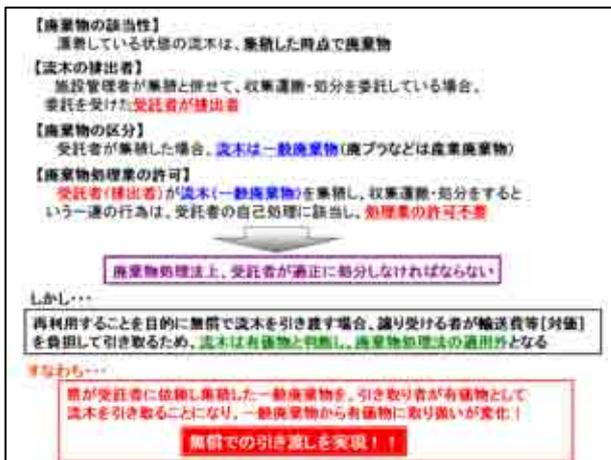


図-2 流木に係る廃棄物処理法上の整理

3. 流木提供方法の検討

無償での引き渡しにあたっては、地域のニーズも十分把握の上、公平かつ適正な処理方法についての検討を行った。

地域のニーズについては、個人からは椅子や机といった工作材料及び燃料用の材料等に利用したいといった希望、事業者からは製紙・ボード用の木材チップや肥料に加工することにより県の処理費用を減らし、ふるさとの

a) 情報発信・募集

- ・申し込みの受付準備が整った引き渡し場所から順次募集
- ・募集に関する資料を作成の上、各引き渡し場所を所管する出先事務所（以下「建設部」）ホームページにアップし閲覧を開始
- ・募集期間は標準1週間程度

b) 申し込み・引き渡しの決定

①申し込み

[個人の場合]

- ・各引き渡し場所の申し込み期間内に、来庁・電話・FAX・メールにて建設部に申し込み

[事業者の場合]

- ・各引き渡し場所の申し込み期間内に、「流木申し込み書」を持参・FAX・メールにて建設部に提出
- ※ 来庁（持参）の受付は、平日 9:00~17:00

②受付

[個人の場合]

- ・申し込み必要事項を確認の上、受付
- ※ 口頭及び電話での申し込みの場合、必要事項を聞き取り

[事業者の場合]

- ・「流木申し込み書」の内容を確認の上、「流木引き渡し受付簿(事業者用)」にて受付後、速やかに整理番号毎の受付番号を引き取り者に通知

③引き渡しの決定

〔個人の場合〕

- ・建設部ホームページ「流木引き渡し情報一覧」記載の引き渡し日

〔事業者の場合〕

- ・申し込みが複数の場合、公開抽選を実施
 - ※抽選は、申し込み期間終了日の翌日に実施し、①県内事業者、②県外事業者の順に実施
 - ※抽選結果は、建設部ホームページ「流木引き渡し情報一覧」にて公表
 - ※優先順に引き取り者に連絡の上、期間等を調整の上、引き渡し期間を通知（割り当て）
 - ※引き渡し期間の割り当ては、基本的に引き渡し期間の起点日から日程を組む

c) 引き渡し場所での引き渡し

〔個人の場合〕

- ・原則として、県職員が立ち会い、引き取り者に「流木引き取り書」の提出を要求
- ・提出された「流木引き取り書」の内容を確認の上、用紙に割印を実施

〔事業者の場合〕

- ・以下を除く基本事項は、上記〔個人の場合〕と同様
- ・引き取り書に社印等がない場合は、引き渡しは不可
- ・引き取りが2日以上に渡る場合は、返却した割印済みの「流木引き取り書」を2日目以降の「流木引き取り書」として確認
- ※各引き渡し場所の受付時間は、平日 9:00～12:00、13:00～16:00
- ※引き渡し期間は、1 募集当たり概ね 1 ヶ月程度を目途
- ※流木を引き取るための積み込み作業や運搬については引き取り者が実施

d) 引き渡し場所の運営 等

- ・一般廃棄物の保管にあたるため、廃棄物処理法施行規則に準拠し、立ち入り防止措置や掲示板の設置等を実施
- ・個人と事業者の流木を適宜分別
 - ※ヤードに余裕がない等の場合はその限りでない
- ・流木が散乱している場合は、引き取り者による清掃、整理を引き渡しの条件化
- ・引き渡し日当日の作業終了にあたっては、県職員が最終の積み込み、搬出を確認し、引き渡し場所を閉鎖

4. 実務で配慮したポイント

(1) 提供情報の周知

公募にあたっては、積極的にマスコミ等へ広報すると

ともに、各建設部において記載内容が異なることのないよう全ての資料を統一した。

なお、流木は性質上、塩分等の不純物が含まれていたりと、石や雑草等が混入している場合があるため併せて周知を徹底した。

実際に、引き渡しが可能となったところから、流木の無償提供についてホームページにて告知したところ、企業（木材加工業者他）や個人から引き取り希望の申し出が多数寄せられ、順次提供を行うことができた。（図-4）

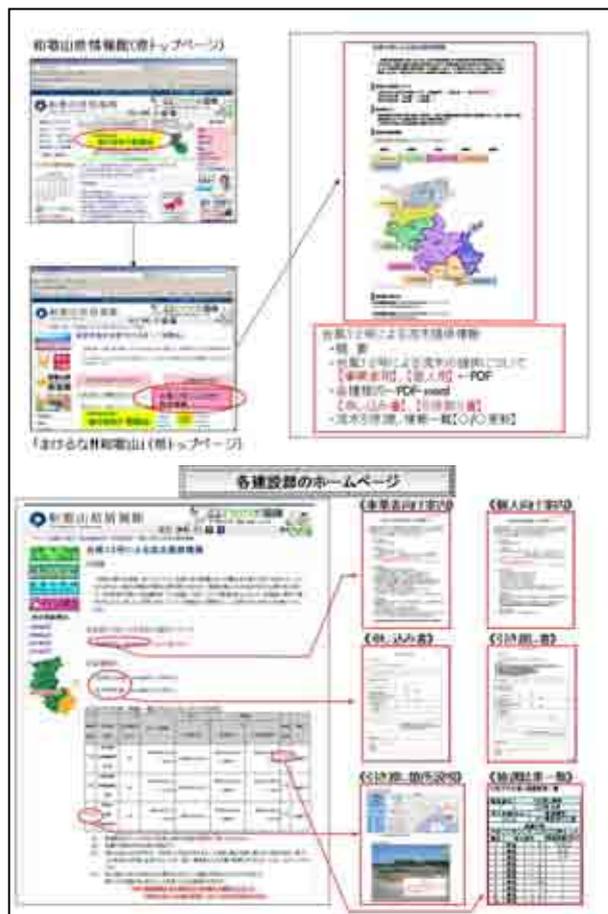


図-4 流木提供情報のホームページ

(2) 公平性（透明性）の確保

利用目的や規模が異なるため、個人と事業者の流木を分別することとし、個人への提供については、合理性、効率性を確保するため、引き渡し量の上限を軽トラック1台分とし抽選は行わず、事業者への引き渡し日より前に1日引き渡し日を設けることとした。

また、事業者への提供については、公開抽選を行い、優先順位を決定の上、電話連絡を行い、引き取り期間を調整、割り当てることとした。なお、県の税金を活用したものであるため、県内事業者を優先することとした。

(3) 提供現場での対応

流木の引き渡しにあたっては、県職員が立ち会うこと

とし、引き取り場所にて申し込み用紙を提出してもらう。
 そして、その場にて県控えと引き取り者控えに割印を行い、引き渡しが複数日に渡る場合の証明とした。(写真-2)



写真-2 流木提供状況

(4)法令の遵守

流木を引き取り後、不法投棄したり、そのまま販売、転売又は譲渡等されるのを防ぐため、申し込み用紙に引き取り条件遵守の誓約を対応した。(図-5)

5. まとめ

(1) 漂着流木の量、再利用量について

今回の台風 12 号の異常出水により漂着した流木は推計で、約 18,600 t (処分費: 約 240,000 千円) あり、そのうち、再利用が可能と考えられる流木は、推計で 3 割程度にあたる約 5,200 t であった。

(漂着流木量の内訳)

- ・海岸: 約 7,300 t
- ・河川: 約 5,400 t
- ・ダム: 約 5,900 t

様式 2-1 (県用)

流木引き取り書

〇〇建設部長 様

下記の引き取り条件を遵守しますので、流木引き取りを希望します。

引き取り条件

① 万が一、引き取った流木が不要となった場合は、処理業者に委託し適正に処分します。

② 流木をそのまま販売、転売又は譲渡等してはなりません。

③ 高圧洗浄に十分留意し、高圧洗浄後は清掃を行います。

④ 引き取り後は、当方で責任を持って管理・利用します。

⑤ その他、立ち会い職員の手指示に従います。

引き取り年月日	平成 年 月 日 (～平成 年 月 日)
事業名及び代表者名 (個人の場合は職名)	印
住所及び連絡先	不法投棄などを防ぐため、 引き取り条件を明示
和歌山県内の事業所 【県外の方】	
希望の引き取り場所 (整理番号)	村 電話: ()
希望数量	空欄*
目的	
その他	

※ 空欄のある状態の体裁を記載願います。
個人の方は軽トラ (1、12、14) 台分の欄で結構です。

図-5 流木引き取り書

(2) コスト縮減額について

2011 年 11 月の公募開始から 2012 年 5 月末までに、処理済み及び処理中のものを合わせて約 2,700 t の再利用化を実現し、処分費換算で約 48,000 千円のコスト縮減や資源の有効活用による地球環境の保全を図ることができた。(写真-3)



写真-3 再利用状況 (チップ化された流木)

6. 今後の課題

今後起こりえる風水害等の自然災害に備え、今回の経験や実績をもとに、こうした流木の確実な有効活用を図るためにも、速やかに対応できるスキームや制度整備を行っておく必要がある。さらには、復旧工事をはじめとする、公共工事における建設資材としても有効活用できるよう、利活用可能な対象工法や仕様等をあらかじめ明確にしておく必要があると考える。

地中熱空調における新たな熱交換杭の施工法 と導入施設での運転状況

山崎 三知朗¹・宮本 重信²

¹福井県雪対策・建設技術研究所 (〒918-8108福井県福井市春日3-303)

²国立大学法人福井大学 産学官連携本部 (〒910-8507福井県福井市文京3-9-1)

杭打ち機を使用して熱交換杭を安価に施工する工法を開発し、地中熱空調を導入した舞鶴若狭自動車道小浜料金所において実施工を行った。この施設における空調の運転状況を計測し冷房期および暖房期の運転効率を検証した結果、空冷式に比べてCOPの値が0.9～1.2上回る結果が得られ、約4割の省エネルギーとなることがわかった。また、3種類の熱交換方式の採熱量についても実測し、基礎杭兼用方式が有利である結果が得られた。

キーワード 地中熱, 空調, 熱交換杭, 省エネルギー, 自然エネルギー

1. はじめに

建物の空調は一般的に空気を熱源とする空冷式が採用されているが、外気に比べて夏冷たく冬温かい地中熱を熱源とすれば、効率が良い空調が可能となり省エネルギーとなる。特に冬季の湿度が高い日本海側においては、空冷式における暖房時の除霜運転での効率低下が地中熱空調では起こらないため更に有利となる。

地中熱を利用するには地中から熱を得るための熱交換を行う設備が必要であり、50～100m程度をボーリングし、熱交換用のU字管を挿入する工法が一般的に行われている。福井県では、熱交換にかかるイニシャルコストを下げするため、図-1に示すように建物基礎杭を熱交換杭として兼用するPIP (Pipe In Pile) 方式を開発し、福井県立図書館などで実用してきた。しかし、基礎杭を兼用するPIP方式では、基礎杭の径、長さおよび本数で得られる熱量が概ね決まるため、必要とする熱量が得られないケースがある。そういった場合に熱交換杭を安価に施工できるよう、杭打ち機を利用してU字管を地中に押し込んで熱交換杭を施工する工法を新たに開発した。

西日本高速道路株式会社が整備する舞鶴若狭自動車道において、小浜インターチェンジに建設される小浜料金所(床面積:約200m²)に地中熱空調が導入されることとなり、新工法での熱交換杭を施工した。また、小浜料金所での運転状況を計測することで、実施設における地中熱空調の効率を実証し、基礎杭を兼用するPIP方式、新工法による熱交換杭2種類を含めて3種類の熱交換杭の採熱量が実際にどの程度であるかについても実測したので、

以下に報告する。

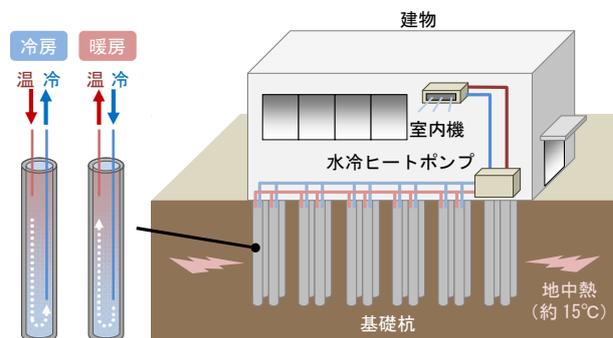


図-1 基礎杭兼用の地中熱空調

2. 新たな熱交換杭の施工

(1) 工法の概要

建物を建築する際に多く利用されるプレボーリング工法の杭打ち機を、熱交換杭の施工にも利用して施工コストを下げる。具体的には、図-2に示すように杭打ち機のオーガにより掘削した後、杭打ち機に取り付けたロッドによりU字管の圧入を行う。詳細な手順としては、①写真-1に示すように掘削径350mm、深さ20mまでスパイラルスクリューで掘削する。②掘削した穴にU字管をスムーズに送り込むことができるよう写真-2に示すガイドを置く。③杭打ち機にはあらかじめ所定の長さのポリエチレン管を巻いたリールが二つ取り付けられており、各リールからポリエチレン管の端部を取り出して、写真-3に示す先

端金具に接続してU字管にする。④写真-4に示すように先端金具をロッドの先端に押し当て、写真-5に示すようにポリエチレン管を送りながら地中へU字管を挿入する。⑤写真-6に示すように、頭部に管の間隔を保持するためのスペーサーを噛ませ、掘削穴を砂で埋め戻して完成である。

ポーリングした後にポリエチレンU字管を挿入する従来工法の施工費が約12,000円/mであるのに対し、この工法によればシングルU字管で約4,000円/mと試算され、約1/3にコストが縮減される。

(2)小浜料金所での施工

小浜料金所では、基礎杭を熱交換杭に兼用するPIP方式のみで地中熱空調を整備する計画であったが、西日本高速道路株式会社との協力により新工法でのU字管も施工する機会を得ることができた。建屋横のスペースにシングルU字管を6本と、U字管を2つ組み合わせて一つの穴に押し込むダブルU字管6本の計2方式12本の熱交換杭を、4m間隔で施工した。施工直後の状況を写真-7に示す。



写真-2 ガイドの設置



写真-3 先端金具

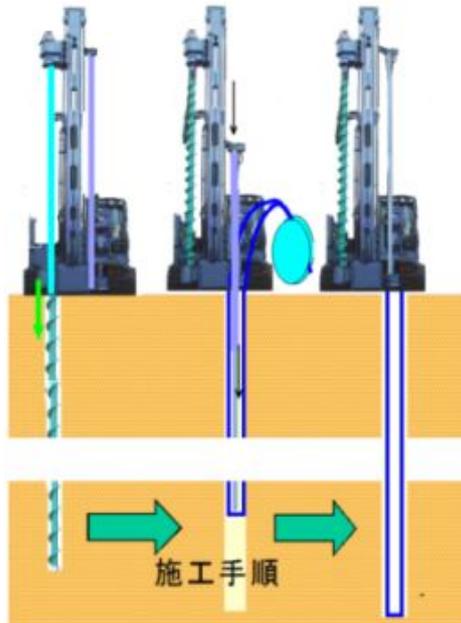


図-2 新たな熱交換杭の施工法



写真-4 ロッド先端



写真-1 スパイラルスクリューによる掘削



写真-5 U字管の挿入



写真-6 頭部処理



写真-7 施工直後の状況

統ごとの採熱量の比で按分して求めた流量に調整した。
ここで、小浜料金所の外観を写真-8に、機械室内に設置された水冷ヒートポンプを写真-9に示す。

表-1 料金所の負荷

種別	計算値	設計時の機種	実際の機種
冷房	40.2kW	45kW	63kW
暖房	13.1kW	50kW	69kW

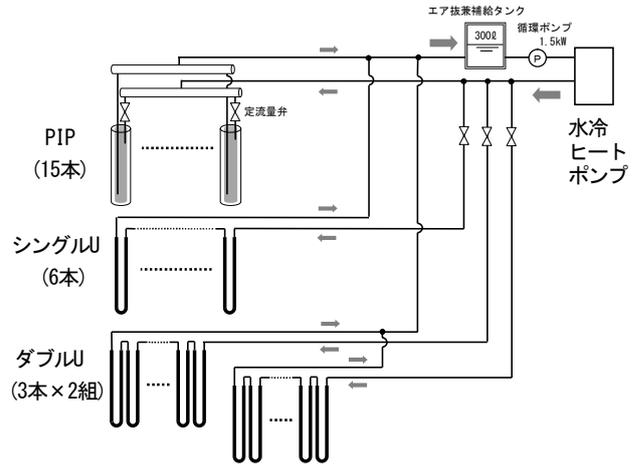


図-3 循環系統

3. 空調設備と計測方法

(1) 設備の概要

小浜料金所は、職員が常駐する料金所と電気設備が設置される電気室があり、床面積が約200m²である料金所が地中熱空調の対象である。料金所における空調負荷は、通常の設備設計と同様に外部からの伝熱負荷や室内に設置される機器からの発熱による負荷などから計算され、表-1に示す負荷が求められた。料金所は電算機器からの発熱があるため、暖房負荷に比べて冷房負荷が大きい。そのため、冷房負荷を基に水冷ヒートポンプの発注仕様が決められた。なお、東日本大震災の影響による納期の関係で、設計に比べて1ランク上の能力のものを実際には設置している。

料金所の地中熱空調の系統図を図-3に、熱交換杭の仕様について表-2に示す。熱交換杭は料金所の基礎杭を兼用するPIP方式を15本、シングルU字管6本、ダブルU字管6本の3系統に分け、循環ポンプからの水はそれぞれの系統に分かれて並列に循環し、各系統から戻った水が合流した後にエア抜きと水の補給を兼ねたタンクを通す系統とした。各系統の流量は、戻りの水温が同じになるようにそれぞれの系統で得られる熱量を想定して初期設定し、もし想定が合っていない場合には運転を行う中で調整することとした。想定する採熱量はこれまでの経験から表-3に示す値とし、水冷ヒートポンプの循環水量を系

表-2 熱交換杭の仕様

項目	PIP (基礎杭)	シングルU字管	ダブルU字管
材質	コンクリート杭 (PHC)	ポリエチレン管	ポリエチレン管
径	φ400~φ450	20A	20A
長さ	23m	20m	20m
本数	15本	6本	6本

表-3 採熱量の想定

種別		PIP (基礎杭)	シングルU字管	ダブルU字管
杭延長	1本あたり	23m	20m	20m
	本数	15本	6本	6本
	合計 (A)	345m	120m	120m
採熱量の想定(B) (シングルUを1)		70W/m (1.59)	44W/m (1)	55W/m (1.25)
採熱量(A)×(B) (割合)		24.2kW (67%)	5.3kW (15%)	6.6kW (18%)



写真8 料金所建屋



写真9 水冷ヒートポンプ (機械室内)

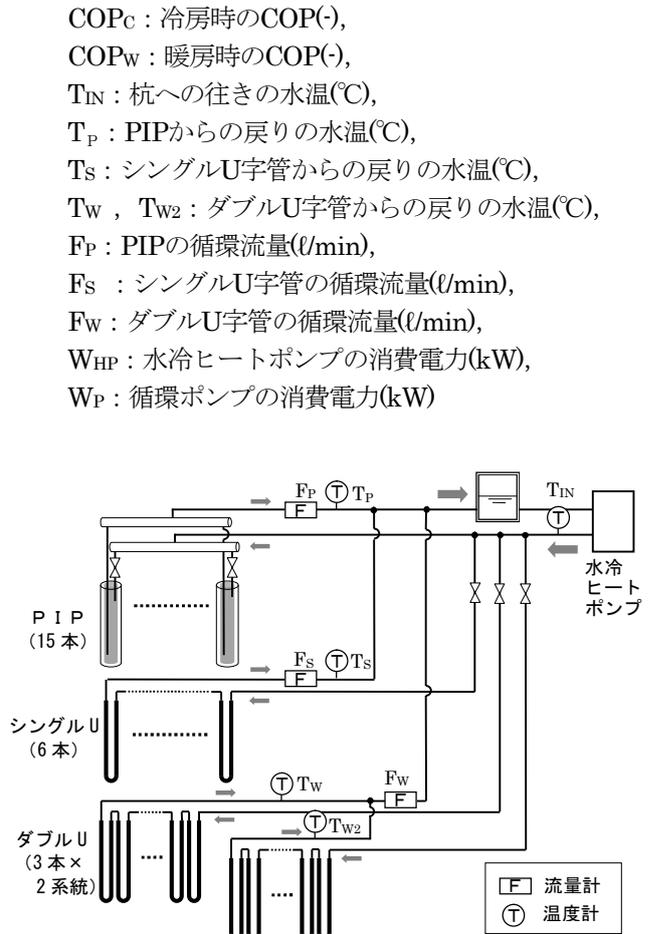


図4 測定箇所

(2) 計測方法

熱交換杭への往きと戻りの温度差と流量から求められる採熱量と機器の消費電力から効率を求める。採熱量は、熱交換杭の方式ごとに計測したいことから、図-4に示す位置に温度センサ (Pt100) および流量計 (電磁流量計) を設置した。また、消費電力は水冷ヒートポンプと循環ポンプを個別に計測できるように電力モータを取り付けた。これらの計測値はデータロガーに1分間隔で保存し、このデータを定期的に回収し採熱量および効率を算出した。

効率は、水冷ヒートポンプと循環ポンプの消費電力量の合計に対する、水冷ヒートポンプの発生熱量の比であるCOPで評価する。式(1)、式(2)にCOPの算定式を示す。冷房時には熱交換杭による放熱量が発生熱量となるが、暖房時は熱交換杭による採熱量に水冷ヒートポンプの消費電力を加えた値が発生熱量となる。

$$\begin{aligned}
 Q_C &= ((T_{IN} - T_P) \times F_P + (T_{IN} - T_S) \times F_S \\
 &\quad + (T_{IN} - (T_W + T_{W2}) / 2) \times F_W) \times 4.186 / 60 \\
 Q_W &= (T_P - T_{IN}) \times F_P + (T_S - T_{IN}) \times F_S \\
 &\quad + ((T_W + T_{W2}) / 2 - T_{IN}) \times F_W) \times 4.186 / 60 + W_{HP} \\
 COP_C &= Q_C / (W_{HP} + W_P) \quad (1) \\
 COP_W &= Q_W / (W_{HP} + W_P) \quad (2)
 \end{aligned}$$

ここで、

- Q_C: 冷房時の発生熱量(kW),
- Q_W: 暖房時の発生熱量(kW),

4. 計測結果

(1) 運転効率

計測を開始した2011年7月9日から2011年8月29日における負荷、電力およびCOPの平均値を表-4の当初の欄に、同期間の日平均負荷とCOPの散布図を図-5に示す。負荷の平均値9.7kW に対しCOPは2.6であり、県立図書館で実測した空冷ヒートポンプ(冷房能力355kW)のCOP2.8と比較して低い結果となった。この原因として2点が考えられる。1点目は低負荷時にはヒートポンプ本体のCOPが低くなることである。負荷の平均値は、設計値の40.2kWを大きく下回る9.7kWで、1時間ごとの平均負荷の最大値でも26.4kWであった。前述したとおり東日本大震災の影響で設置された水冷ヒートポンプの出力は設計よりも更に大きい63kWであったため、平均すると15.4%の能力でしか運転されていない。このようにヒートポンプが低負荷で運転されることでCOPが低い結果となったと考えられる。2点目は設計時の負荷に合わせて選定された循環ポンプの消費電力が、低負荷時には相対的に大きくなるため全体のCOPが下がってしまうことである。負荷の大小に関わらず1.5kWのポンプは一定運転しており、その分の消費電力は常に必要となる。水冷ヒートポンプ

の消費電力は平均して2.2kW程度であり、全体に対する循環ポンプの消費電力は41%を占め、低負荷時にはヒートポンプ本体の消費電力を超えるほどである。

これらの原因に対して、1つ目のヒートポンプの能力が過大であることへの対策は困難であるため、循環ポンプの消費電力についての対策を行った。実負荷が少なく循環水量を減らしても問題が無いことから、循環ポンプの容量を小さくできると判断して1.5kWから0.75kWのものに取り替え、さらに循環ポンプをインバータ制御する改造を行った。杭への往きの水温と還りの水温の温度差が小さい場合には流量を減らしてよいため、温度差が小さい時にはインバータでポンプの回転数を落とし、消費電力を減らすこととした。今回導入したインバータ制御の概要を図-6に示す。調節計により杭への往きと還りの水温の差 ΔT が4℃となるようインバータの周波数を変えてポンプの回転数を制御し、4℃の差がつかない場合には最低限值として設定した50%の周波数で運転する。

これらの改良を行った後の、2011年9月14日から2011年9月30日までの測定結果を表-4の改良後の欄に、日平均負荷とCOPの散布図を図-5に示す。インバータ導入後は負荷が少ない時期となったため、平均負荷4.4kWに対しCOPは3.2であった。しかし、シーズンの平均負荷である8.8kWでのCOPは、得られた図-5の散布図から約4であり、シーズンを通しての効率も4程度の値を示すものと見込まれる。インバータ制御を導入した形でのシーズンを通じた実測については、2012年度に行いCOPを確認する予定である。

次に、暖房の測定結果として、2011年11月1日から2012年3月31日までの平均値を表-5に、日平均負荷とCOPの散布図を図-7に示す。負荷の平均値7.7kWに対しCOPは2.7であり、県立図書館で実測している空冷ヒートポンプのCOPの1.8と比較して0.9上回る数字が得られた。暖房負荷の場合は、1時間ごとの平均値のうち最大値が11.5kWであったことから、設計値の13.1kWは概ね適正と考えられるが、冷房負荷に合わせて選定した機器の実際の出力69kWとは大きくかい離している。

表-4 冷房時の効率 (COP)

種別	負荷(kW)		消費電力 (kW)			COP
	平均	ピーク	HP	ポンプ	合計	
当初	9.7	26.4	2.2	1.5	3.7	2.6
改良後	4.4	18.8	1.2	0.16	1.4	3.2

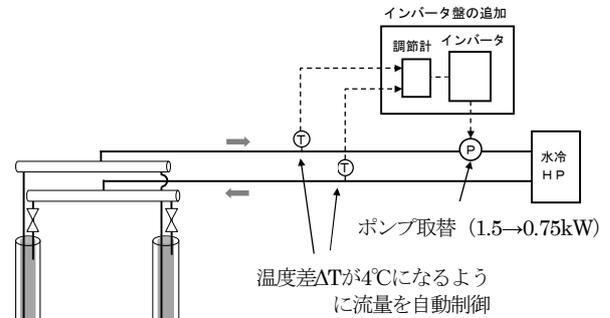


図-6 インバータの導入

表-5 暖房時の効率 (COP)

負荷		消費電力 (kW)			COP
平均	ピーク	HP	ポンプ	合計	
7.7kW	11.5kW	2.7	0.1	2.8	2.7

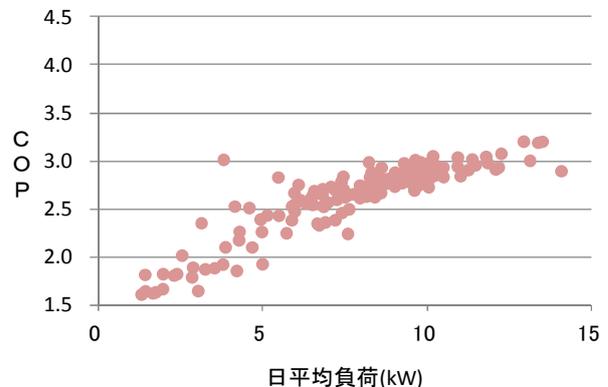


図-7 日平均負荷とCOP (暖房)

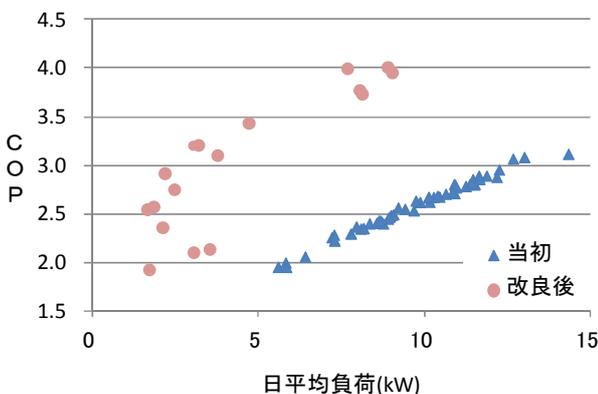


図-5 日平均負荷とCOP (冷房時)

(2) 熱交換杭の方式ごとの採熱量

冷房期の2011年7月9日から2011年9月30日および暖房期の2011年11月1日～2012年3月31日における、PIP、シングルU字管、ダブルU字管の3方式の平均採熱量と1mあたりの平均採熱量を表-6に示す。設計よりも負荷が少なく想定していた採熱量に比べて小さい値であるが、1mあたりの採熱量を比較すると、シングルU字管を1とした場合に1.59と想定していたPIPが実際には約2.0であり、想定以上にPIPの能力が高いことがわかった。

また、1日の中で負荷は変動し、冷房期の場合には昼にピークが現れる。このようなピーク時の採熱量を比較するため、負荷のピークが冷房シーズンで最も大きかった2011年7月14日と、負荷のピークが小さい2011年7月

21日のデータから1mあたりの採熱量を求めた。図-8に1mあたりの採熱量を、図-9シングルU字管を1とした採熱量の比を示す。図-8、図-9に示すとおり、ピークの絶対値の大小に関わらずピークが現れる時間帯はPIPの採熱量が多く、最大でシングルU字管の約2.6倍が得られている。

表-6 採熱量の比較

	平均採熱量	PIP (基礎杭)	シングル U字管	ダブル U字管
冷房	計 8.76kW (100%)	6.16kW (70.3%)	1.09kW (12.5%)	1.51kW (17.2%)
	1mあたり (シングルUを1)	17.9W/m (1.97)	9.1W/m (1)	17.9W/m (1.38)
暖房	計 4.98kW (100%)	3.49kW (70.1%)	0.61kW (12.3%)	0.88kW (17.6%)
	1mあたり (シングルUを1)	10.1W/m (1.98)	5.1W/m (1)	7.3W/m (1.43)
想定値 (再掲) (シングルUを1)		70W/m (1.59)	44W/m (1)	55W/m (1.25)

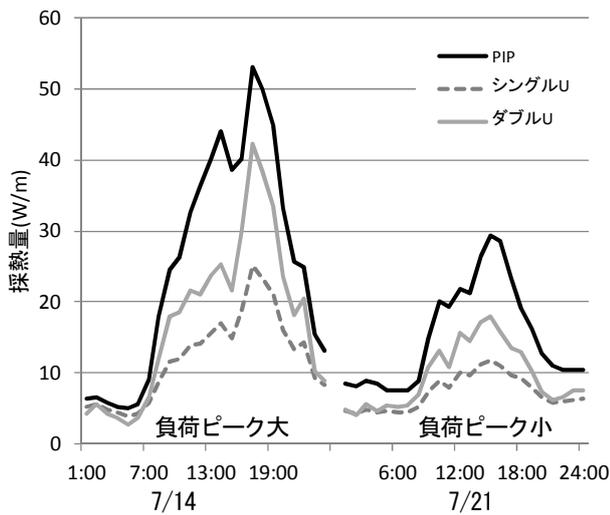


図-8 1mあたり採熱量

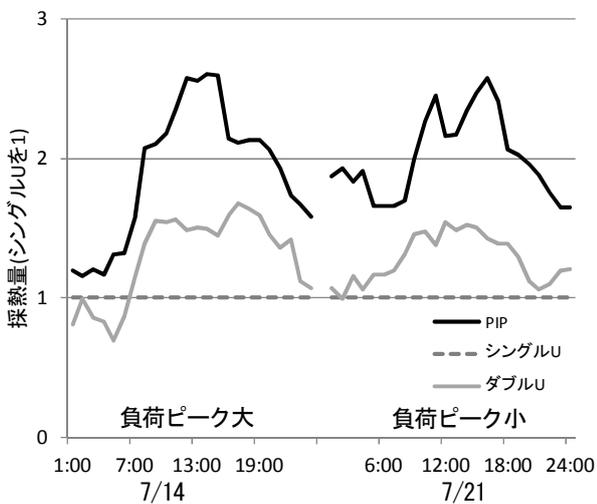


図-9 1mあたり採熱量の比

5. まとめ

杭打ち機による安価な熱交換杭の工法を開発し、小浜料金所へ実施した。ここでの地中熱空調の検証により、冷房期の運転効率はインバータの導入により4程度を見込めるようになり、その後の暖房ではCOPは2.7であった。他施設における空冷式の実測値と比べると、COPは0.9~1.2上回り、約4割の省エネルギーが図られた。これによる1年間の電気料金の削減額は、計画よりも負荷が小さいため目標の200,000円には届かなかったものの、83,000円と試算される。また、3種類の熱交換杭における1mあたりの採熱量は、PIPがシングルU字管の約2倍で、PIPが採熱の点では有利であることが確認できた。

最後に、地中熱空調の計画における留意事項を2点述べる。1点目は、循環ポンプの消費電力の影響を減らす方が必要なことである。低負荷時に影響が大きくなるため、今回はポンプをインバータ制御することにより消費電力を抑えた。他の方法として、地中熱空調をベース運転用としてフル運転し、ピークの不足分は空冷でカバーする全体構成にすることでもよい。2点目は設計時の負荷計算が過大にならないようにすることである。図-10は、大規模事務所ビルにおける冷暖熱負荷発生頻度の計画値と実測値であるが、このように計画に対して実際は小さい負荷率で運転されている。また、低負荷時にはヒートポンプのCOPが低くなり、これらのことから負荷計算が過大で負荷率が小さいために見込んでいた効率が得られないケースが多いものと考えられる。したがって、負荷を正確に見積もることが重要であり、同様な施設の運転状況を参考にするなどの精査が求められる。

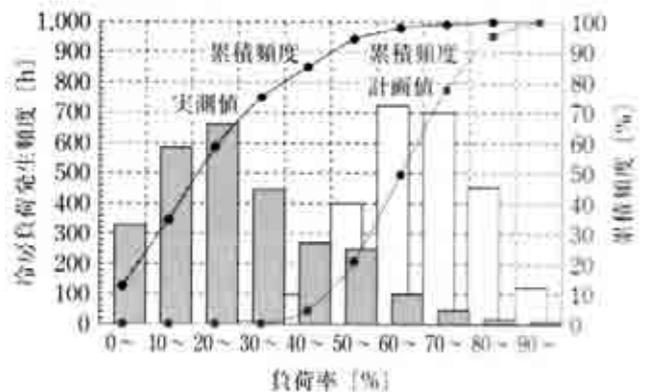


図-10 冷暖熱負荷発生頻度の計画値と実測値¹⁾

謝辞：本研究は、環境省地球温暖化対策技術開発事業で実施された。また、西日本高速道路株式会社には多大な協力をいただいた。記して関係者への謝辞とする。

参考文献

- 1) 社団法人建築設備技術者協会編：設計技術者のためのヒートポンプ空調・給湯システムの実務知識，2010年5月

アスファルト舗装の長寿命化を図る 「長期保証型舗装工事」について

酒井 亨

近畿地方整備局 道路部 道路工事課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

公共事業の予算が厳しい状況を踏まえ、工事目的物の品質をより良く、長く維持していく工夫、努力が求められている。近畿地方整備局ではアスファルト舗装に性能指標を規定、一定期間の性能保証を求める「長期保証型舗装工事」を年度2012年度(平成24年度)より導入する。

本発表は長期保証型舗装工事にかかる性能指標の設定について概要を発表し、舗装の長寿命化に関する取り組みを関係者に広く周知するものである。

キーワード As舗装, 長期保証, 性能規定

1. はじめに

近畿地方整備局では、アスファルト舗装における経年劣化に伴う維持・管理のコスト縮減や効率化を目的に、舗装の長寿命化の観点から、5年間の性能指標を規定、保証を求める発注方式「長期保証型舗装工事」を2012年度(平成24年度)より導入することとした。

本発表では、当該発注方式にかかる制度・技術の検討内容の内、技術面の基本となる性能指標(以下、指標値)の設定概要について主にご説明する。

2. 長期保証を求める指標値設定の条件整理

指標値の設定において、基本方針等、以下の条件整理を行い、検討を行った。

(1) 適用工事等

下層路盤(または路床)を含み、表層まで施工する工事であること。

改築事業の土工部における新設舗装工事で、表層が密粒度・排水性のアスファルト舗装であること。

指標値はひび割れ率・わだち掘れ量・平坦性とし、5年間の保証を求める。

平坦性は「乗り心地」に関する指標であり、道路利用者の快適性を考慮して導入することとした。

(2) 指標値設定のための既存データの整理

指標値設定において分析・検討が可能となるデータは近畿技術事務所が実施する路面性状調査結果データを用いることとしたところ、基本方針に合致するデータは以下となった。

1995年度～2010年度(平成7年度～22年度)に改築事業区間の土工部の未補修アスファルト舗装において、20m評価した路

面性状データ(約180km分)。

舗装種別	密粒度	排水性
データ数	7,499件	1,460件
	8,959件	

表-1 路面性状データ(20m評価)のサンプル数

3. 指標値設定における問題

指標値設定においては前述の路面性状調査結果データを用いることとしたが、当該データは3年サイクルで整備局管内全体の代表車線を測定したものであり、対象となるデータを抽出したところ、サンプル数が16年間で約180km程度と少ないことから、近似曲線や標準偏差等による合理的な指標値の設定は不可能であると判断した。

4. 指標値設定

指標値の設定にかかる問題から、今回設定する指標値は、「修繕候補区間の選定と同区間における手引き案」の値を参考に2ランク程度の厳しい値と「維持修繕要綱」の目標値から保証期間5年間での達成状況を既存データによって検証し、その結果から指標値の設定の是非を決定することとした。

<密粒度舗装>

指標値	密粒度			
	20mm以上 30mm未満	30mm以上 35mm未満	35mm以上 40mm未満	40mm以上
20%以上 30%未満		切削	切削	切削オーバーレイ
30%以上 35%未満	シール材注入	切削 + シール材注入	切削 + シール材注入	切削オーバーレイ
35%以上 40%未満	シール材注入	切削 + シール材注入	切削 + シール材注入	切削オーバーレイ
40%以上	切削オーバーレイ	切削オーバーレイ	切削オーバーレイ	切削オーバーレイ

表-2 予防的修繕工法選定の目安(密粒度舗装)¹⁾

<排水性舗装>

		目標値			
		20mm以上 30mm未満	30mm以上 35mm未満	35mm以上 40mm未満	40mm以上
20%以上 30%未満	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ
30%以上 35%未満	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ
35%以上 40%未満	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ
40%以上	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ	切削オーバー レイ

表 - 3 予防的修繕工法選定の目安 (排水性舗装) ¹⁾

道路の種類	わだち掘れ および ラベリング (mm)	段差 (mm)		すべり 摩擦 係数	縦断方向 の凹凸 (mm)	ひび われ 率 (%)	ポット ホール 径 (cm)
		橋	管渠				
自動車専用道路	25	20	30	0.25	8m プロファイル 90 (P+I) 3m プロファイル 3.5 (σ)	20	20
交通量の多い 一般道路	30-40	30	40	0.25	3m プロファイル 4.0-5.0 (σ)	30-40	20
交通量の少ない 一般道路	40	30	-	-	-	40-50	20

表 - 4 維持修繕要否判断の目標値 ²⁾

5. 既存データの分析結果

(1) 路面性状の達成状況

保証期間5年までの路面性状(わだち掘れ量・ひび割れ率・平坦性)の目標値達成状況は、舗装種別(密粒度・排水性)や大型車の交通量区分に関わらず満足する結果となった。

わだち掘れ量

わだち掘れ量 区分	全体		
	データ件数(件)	割合(%)	累積割合(%)
0mm以上5mm未満	2,047	36.2%	36.2%
5mm以上10mm未満	2,974	52.7%	88.9%
10mm以上15mm未満	536	9.5%	98.4%
15mm以上20mm未満	71	1.3%	99.6%
20mm以上25mm未満	15	0.3%	99.9%
25mm以上30mm未満	3	0.1%	100.0%
30mm以上35mm未満	2	0.0%	100.0%
35mm以上40mm未満	0	0.0%	100.0%
40mm以上45mm未満	0	0.0%	100.0%
45mm以上50mm未満	0	0.0%	100.0%
50mm以上	0	0.0%	100.0%
総計	5,648	100.0%	

表 - 5 要因別達成状況 (わだち掘れ量)

ひび割れ率

ひび割れ率 区分	全体		
	データ件数(件)	割合(%)	累積割合(%)
0.0%	5,008	88.7%	88.7%
0.1%以上5%未満	491	8.7%	97.4%
5%以上10%未満	105	1.9%	99.2%
10%以上15%未満	21	0.4%	99.6%
15%以上20%未満	8	0.1%	99.7%
20%以上25%未満	8	0.1%	99.9%
25%以上30%未満	2	0.0%	99.9%
30%以上35%未満	3	0.1%	100.0%
35%以上40%未満	0	0.0%	100.0%
40%以上45%未満	0	0.0%	100.0%
45%以上50%未満	1	0.0%	100.0%
50%以上	1	0.0%	100.0%
総計	5,648	100.0%	

表 - 6 要因別達成状況 (ひび割れ率)

平坦性

平坦性 区分	全体 アスファルト舗装		
	データ件数(件)	割合(%)	累積割合(%)
0mm以上0.5mm未満	0	0.0%	0.0%
0.5mm以上1.0mm未満	342	6.1%	6.1%
1.0mm以上1.5mm未満	1,671	29.6%	35.6%
1.5mm以上2.0mm未満	1,710	30.3%	65.9%
2.0mm以上2.5mm未満	944	16.7%	82.6%
2.5mm以上3.0mm未満	535	9.5%	92.1%
3.0mm以上3.5mm未満	272	4.8%	96.9%
3.5mm以上4.0mm未満	120	2.1%	99.0%
4.0mm以上4.5mm未満	33	0.6%	99.6%
4.5mm以上5.0mm未満	8	0.1%	99.8%
5.0mm以上6.0mm未満	2	0.0%	99.8%
6.0mm以上7.0mm未満	6	0.1%	99.9%
7.0mm以上8.0mm未満	5	0.1%	100.0%
8.0mm以上	0	0.0%	100.0%
総計	5,648	100.0%	

表 - 7 要因別達成状況 (平坦性)

なお、近似曲線(指数式)や標準偏差(2)による検証も合わせて行い、目標値の達成状況を確認出来たが、やはりデータのバラツキが認められる結果となった。以下にわだち掘れの検証結果を参考記載する。

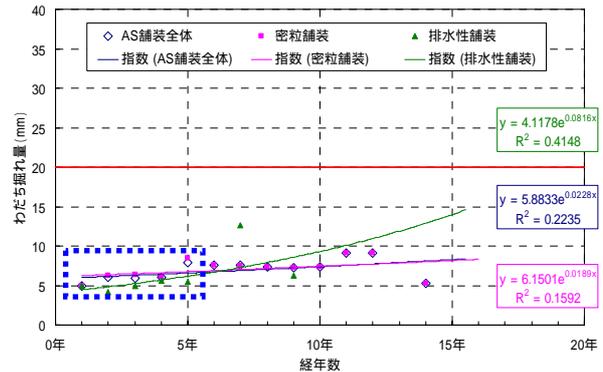


表 - 8 近似曲線によるわだち掘れ量の状況 (参考)

アスファルト舗装全体

経年数	データ数	最小値	最大値	平均	標準偏差	平均+	平均+2	平均+3
1年	1,415	1.0	16.0	4.9	2.0	6.9	8.9	10.9
2年	969	2.0	22.0	6.0	3.2	9.2	12.4	15.6
3年	912	3.0	34.0	5.9	3.3	9.2	12.5	15.8
4年	1,451	3.0	28.0	6.0	2.7	8.7	11.4	14.1
5年	901	2.0	30.0	7.9	3.2	11.1	14.3	17.5
6年	602	2.0	28.0	7.6	3.6	11.2	14.8	18.4
7年	673	2.0	25.0	7.6	3.1	10.7	13.8	16.9
8年	547	2.0	24.0	7.4	3.4	10.8	14.2	17.6
9年	560	3.0	23.0	7.2	3.2	10.4	13.6	16.8
10年	497	3.0	29.0	7.4	3.1	10.5	13.6	16.7
11年	238	3.0	29.0	9.1	4.3	13.4	17.7	22.0
12年	178	3.0	29.0	9.1	4.2	13.3	17.5	21.7
13年								
14年	16	2.0	9.0	5.3	2.5	7.8	10.3	12.8
計	8,959	1.0	34.0	6.6	3.3	9.9	13.2	16.5

表 - 9 標準偏差によるわだち掘れ量の状況 (参考)

6. 指標値の最終決定

(1) 指標値（案）の設定

「修繕候補区間の選定と同区間における手引き案）」において、修繕が必要となる状態の2ランク厳しい値について、既存データを分析結果したところ、概ねクリアする結果となった。よって、この目標値を指標値（案）とした。

なお、当該指標値（案）は前述のとおり、データのサンプル数が少ない中での設定であったため、当面の間の暫定的な指標値（案）と位置付けた。

対象舗装	新設のアスファルト舗装
保証期間	5年
性能指標値	わだち掘れ量 : 20mm未満 ひび割れ率 : 20%未満 平たん性 : 4mm未満
保証期間中に性能指標値を下回った場合の措置	回復措置

表 10 指標値

(2) 最終決定（第3者評価機関における審議）

近畿地方整備局では指標値設定に関して、有識者等を含む第3者評価機関（道路舗装の長期保証等に関する検討委員会）を設置し、指標値（案）を審議し指標値を最終決定とした。

なお、委員会における意見においても、今回設定した指標値は暫定的であることから、データの蓄積を積極的にいき、適宜指標値の見直しを行う事を求められた。

	0mm以上 10mm未満	10mm以上 20mm未満	20mm以上 30mm未満	30mm以上 35mm未満	35mm以上 40mm未満	40mm以上
0%以上 10%未満			回復措置	回復措置	回復措置	回復措置
10%以上 20%未満			回復措置	回復措置	回復措置	回復措置
20%以上 30%未満	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置
30%以上 35%未満	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置
35%以上 40%未満	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置
40%以上	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置	回復措置

表 - 1 1 指標値と予防的修繕工法選定の目安との関係

7. その他（契約手法等）

最後に指標値以外の長期保証型舗装工事の発注方法に関して特にお伝えしたい内容の他、舗装の長寿命化に関する取組みを参考にご紹介する。

(1)発注方法

性能指標値を満足しなかった場合の措置

3指標の内、一つでも満足しない場合は、回復措置を求めることとした。

免責事項

異常気象や現場状況の変化など予見できない内容の他、受注者には着工前の現地確認を求め、保証対象区間の除外や免責事項など、特記事項に明示予定とした。

(2)舗装の長寿命化に関するその他の取組み

コンクリート舗装の積極導入

ライフサイクルコスト縮減の観点から、設計段階において、環境対策の有無や現地状況を勘案のうえ、アスファルト舗装とコンクリート舗装の比較検討を行って、積極的にコンクリート舗装を導入することとして行きます。

また、コンクリート舗装の採用が敬遠された大きな理由である、ジョイント部の劣化などへの対応などを積極的に啓発していく予定としています。

8. 最後に

長期保証型舗装工事は、道路ユーザーが最も当たり前に利用する舗装において、舗装工事受注業者に性能指標の複数年保証を求める事で舗装の長寿命化に取り組むものである。一方で、指標値を満足しない場合には受注業者に回復措置を課すことから、この様な取り組みでは、道路管理者側の日常的な路面管理も合わせて問われる事であると認識しており、受発注者間相互の取り組みであると言ってよい。

今回ご説明したとおり、長期保証型の指標値は、データの不足から、暫定的な位置付けではあるが、まずは、この様な発注方法により舗装の長寿命化に取り組む第一歩として、舗装の品質向上につながるものであると理解していただければ幸いです。

- 以上 -

【参考文献】

- 1) 修繕候補区間の選定と同区間における手引き(案)
(平成18年3月 道路局国道・防災課)
- 2) 道路維持修繕要綱 昭和53年7月
(社)日本道路協会)

道路橋の長寿命化に向けての取り組みについて

尾下 嘉春¹・神谷 毅²

¹近畿地方整備局 道路部 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

²近畿地方整備局 道路部 道路管理課 (〒540-8586大阪府大阪市中央区大手前1-5-44)

近畿地方整備局管内における道路橋の多くは、大阪万博等の高度経済成長期に建設され、現在、建設後50年を越える橋梁数が全体の約27%であるのに対して、20年後には約66%まで急激に増加する。

国土交通省では、2008年5月に「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」からの「道路橋の予防保全に向けた提言」を受けて各種施策を実施している。

半数近くの道路橋が2回目の点検に入っているのを期に、具体的損傷状況、補修状況等を分析・整理し、その結果を踏まえ、今後の道路橋保全の方向性等についてとりまとめた。

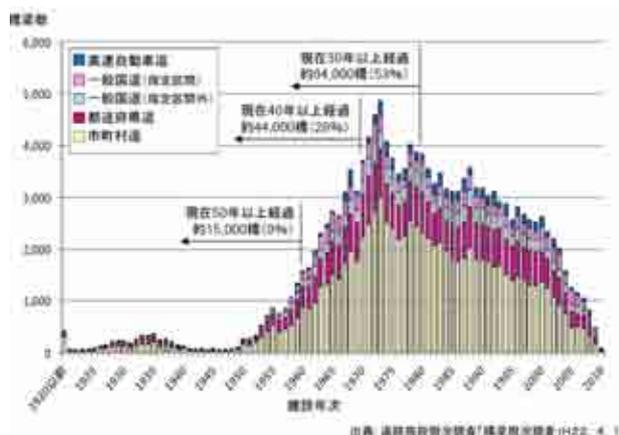
キーワード 道路橋, 長寿命化修繕計画, 予防保全, 損傷, 補修

1. 道路橋の現状と予防保全に向けた提言

(1) 日本の道路橋の現状

日本の道路橋は、高度経済成長期にその多くが集中的に整備されており、2010年4月現在、橋長15m以上の橋梁が約15万7千橋あり、高速自動車国道が約4%、一般国道(指定区間)が約8%、一般国道(指定区間外)が約8%、都道府県道が約22%、市町村道が約58%の割合となっている。

このうち建設後50年以上を経過する道路橋は約9%存在し、10年後には約28%、20年後には約53%になる。



図一 日本建設年度別橋梁数

(2) 日本及び米国での落橋等

近年、日本の道路橋では重大な損傷が発生しており、1989年に長野県木祖村の村道菅線「新菅橋」がPC鋼線の腐食による破断が原因で落橋し、1990年にも岐阜県福田町の町道下田瀬1号線「島田橋」がPCケーブルの腐

食による破断で落橋した。

また、2007年にも香川県と徳島県の県境で鋼2径間単純トラス橋が著しい腐食により落橋している。

「新菅橋」、「島田橋」については、竣工後僅か24年、27年で落橋しており、経過年数のみならず予防保全の重要性を示している。

国土交通省が管理する道路橋においても、2007年6月に国道23号木曾川大橋でトラス橋の斜材の破断が発見され、同年8月に国道7号本荘大橋でも同様の損傷が発見される等、重大な事故に繋がりがかねない損傷が発生した。

一方米国では、2007年8月1日にミネソタ州ミネアポリスでミシシッピ川に架かるインターステートハイウェイ(I-35W)の橋梁が突然崩壊し、13人が死亡するという事故が発生した。



出典:CNNのホームページ

写真一 インターステートハイウェイ崩壊状況

(3) 「道路橋の予防保全に向けた提言」

これら橋梁の重大損傷を受け、国土交通省では2007年10月に「道路橋の予防保全に向けた有識者会議」を設置し、4回の検討を重ね翌年5月に「提言」がとりまとめられた。

内容は、これまでの橋梁の維持管理が「見ない」「見過ごし」「先送り」が少なからずあったものを「放置すると重大な事故に繋がる危険な橋が増大する。」ことから「早期発見・早期対策の予防保全システム」の実現が

必要であり、①点検の制度化、②点検及び診断の信頼性確保、③技術開発の推進、④技術拠点の整備、⑤データベースの構築と活用という5つの方策が提言された。

道路橋の予防保全に向けて

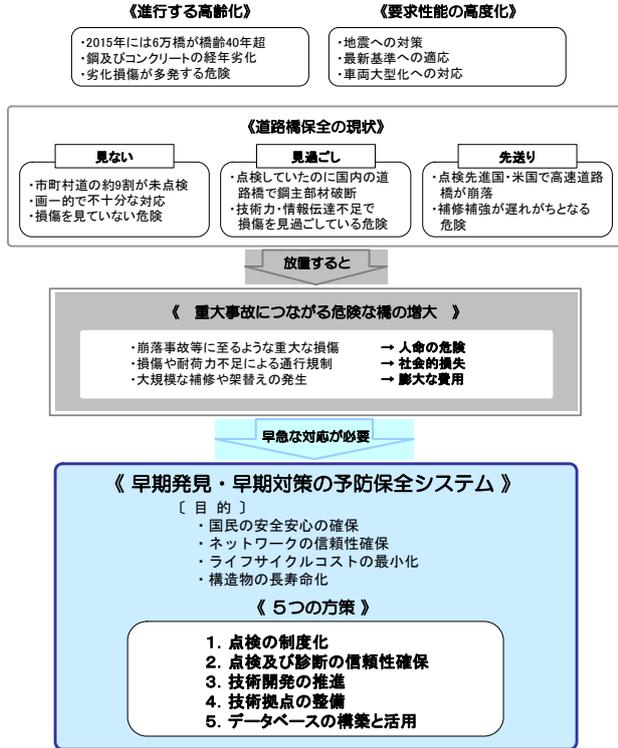


図-2 道路橋の予防保全に向けた提言

2. 重点的・効率的な構造物管理

(1) 道路橋のアセットマネジメント

アセットマネジメントは、資産(アセット)を効率よく管理・運用(マネジメント)するという意味で、従来から、個人や企業の不動産・金融などの資産管理に用いられてきたが、最近では道路橋を資産としてとらえ、この考えを取り入れようとしている。

具体的には、道路橋についての「諸元」、「点検」、「荷重・環境条件」をデータベース化し、その損傷、劣化状況等を将来にわたり把握し、最も費用対効果の高い維持管理を実現することである。

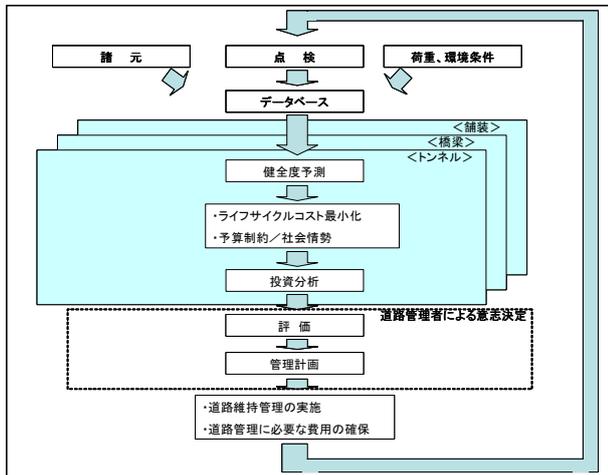


図-3 橋梁アセットマネジメントの流れ

(2) 予防的補修による延命化

道路橋については、損傷がひどくなってからの大規模な補修を行うより、損傷が浅い段階で小規模な補修をこまめに行うことにより、構造物の延命化が図られるとともに、長期間に渡り高い健全度を保持することが可能となる。

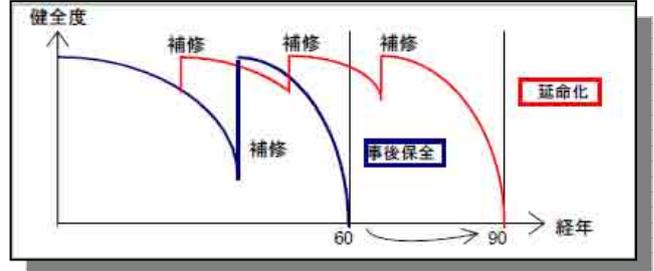


図-4 予防的補修による延命化

3. 近畿地方整備局の道路橋の現状

(1) 道路橋の現状

近畿地方整備局で管理している2m以上の橋梁は、2012年4月1日現在3831橋あり、全体の約4割にあたる約1,400橋が、1970年代初め頃までの高度経済成長期に建設されている。

このため、建設後50年を超える橋梁数は、急激に増加し、その割合は現在の約27%から20年後には約66%となる。

これは、全国平均を大きく上回るものであり、修繕、更新等の対策を早急に実施しなければならないことを意味する。

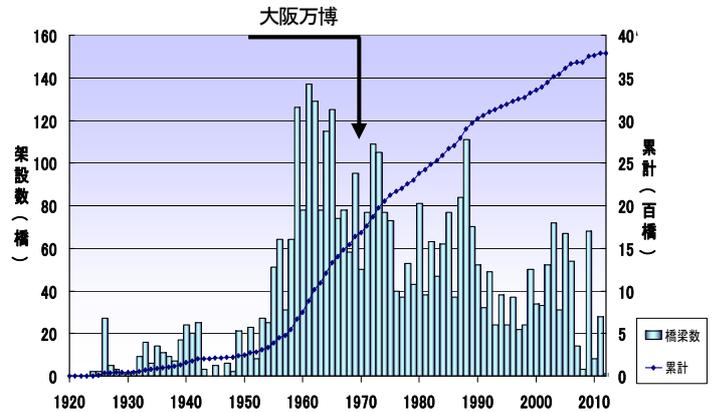


図-5 近畿地方整備局管内 橋梁供用数の推移

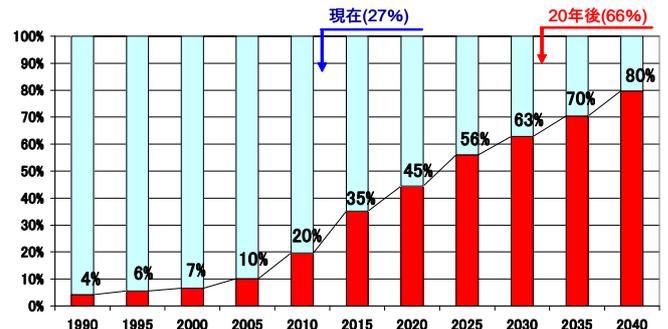


図-6 建設から50年経過する橋梁割合の推移

橋種別橋梁数は、RC橋が約35%、PC橋が約34%とコンクリート橋が約7割を占めており、鋼橋が約25%、混合橋が約6%となっている。

構造形式別橋梁数は、床版橋が約51%、桁橋が約47%とほとんどを占めており、ラーメン橋が約1.4%、アーチ橋が約0.5%となっている。

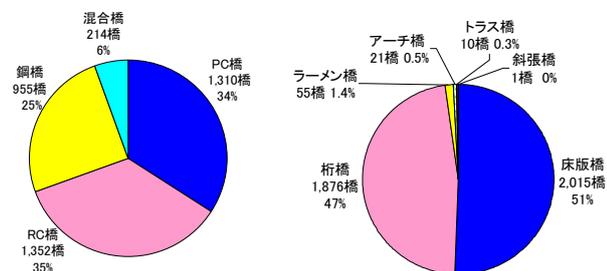


図-7 橋種別・構造形式別橋梁

(2) 道路橋損傷の特徴

近畿地方整備局では、「橋梁定期点検要領(案)」(2004年3月)に基づいた点検を、2012年3月末現在で、延べ5,329橋について実施しており、現在2巡目に入っている。

2004~2011年度の定期点検の結果、橋梁の損傷状況は、ほとんどの橋梁で補修を行う必要があることになっており、中でも「速やかに補修を行う必要がある」C判定の損傷橋梁は約25%ある。

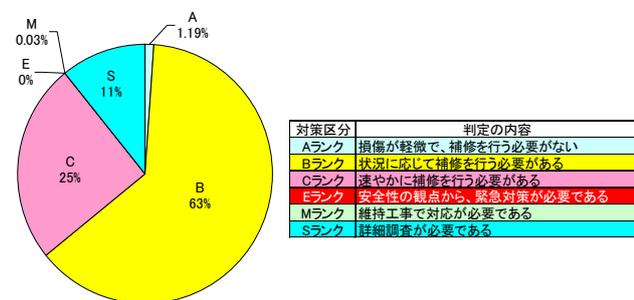


図-8 橋梁の対策区分判定状況

C判定橋梁について府県別で比較すると、降雨、塩害などの気象条件が厳しい和歌山県域が約35%、交通量が多い大阪府域が約34%と高くなっている。

表-1 府県別対策区分判定状況

	Aランク	Bランク	Cランク	Sランク
福井県域	1%	80%	17%	2%
滋賀県域	2%	67%	23%	8%
京都府域	1%	69%	23%	7%
大阪府域	0%	47%	34%	19%
兵庫県域	1%	61%	24%	14%
奈良県域	0%	63%	24%	13%
和歌山県域	2%	50%	35%	13%

建設年代別では、1970年代初め頃までに建設された橋梁を中心に、C判定橋梁が多くなっている。

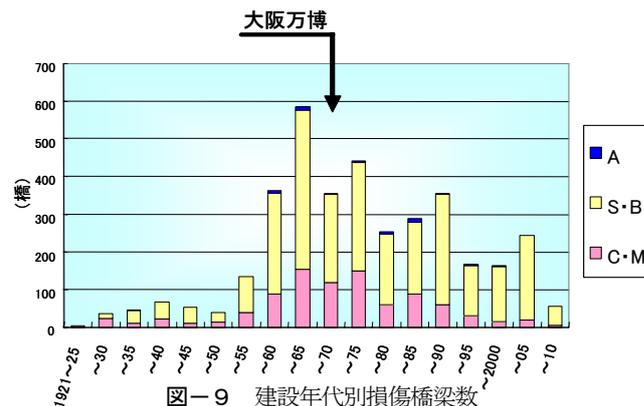


図-9 建設年代別損傷橋梁数

C判定となった主要部材について損傷原因を整理すると、防水・排水工不良(約26%)と製作・施工不良(約24%)で約半数を占めている。

これらの損傷原因の多くが竣工時では分かりづらい施工不良(かぶり不足、コンクリートの品質や防水不良など)に起因している。

それ以外では、品質の経年劣化(約13%)、塩害(約10%)、材料劣化、乾燥収縮・温度応力、中性化(各約4%)の順となっている。

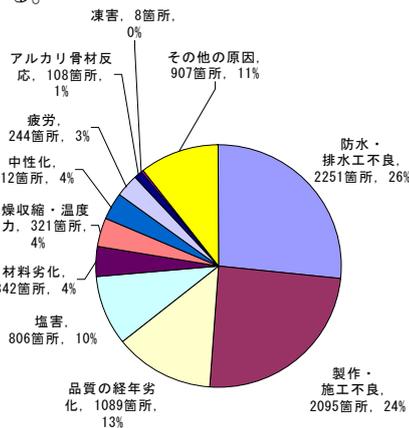


図-10 主要部材の損傷原因内訳

橋種別で損傷原因を整理すると、コンクリート上部工では、製作・施工不良が約36%と最も多く、塩害が約18%、防水・排水工不良が約12%、品質の経年劣化が約10%の順となっている。

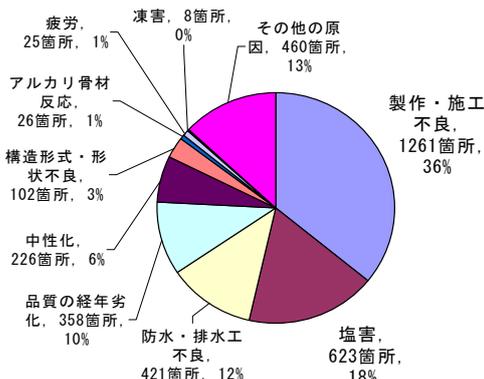


図-11 コンクリート上部工の主要部材損傷原因内訳

また、鋼橋上部工では、防水・排水工不良が約46%と約半数を占め、品質の経年劣化が約19%、製作・施工不良が約12%、材料劣化が約10%、疲労が約6%の順となっている。

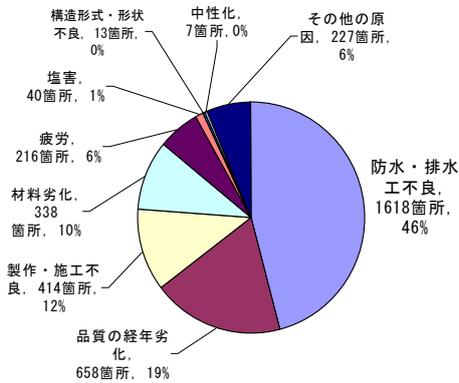


図-1-2 鋼橋上部工の主要部材損傷原因内訳

橋梁の三大損傷（疲労、アルカリ骨材反応、塩害）を見てみると、管内の疲労損傷は、重交通路線である国道171号(約27%)、国道1号(約15%)、国道24号(約14%)、国道26号(約9%)で多く発生している。

アルカリ骨材反応については、国道2号(約76%)で多く発生しており、国道8号(約6%)、国道24号(約6%)でも発生している。

塩害については、海岸に近い所を通過している国道42号(約55%)が約半数を占め、続いて凍結防止剤の影響を受けている国道161号(約31%)が多い状況となっている。

4. 主な損傷と対策事例

(1) 疲労損傷

疲労損傷は、重交通路線を中心に多く発生しており、特に鋼橋の疲労損傷は、設計時に疲労照査が行われていない2002年までに建設された橋梁で今後の供用年数の増加に伴い疲労亀裂が生じることが予想される。

また、疲労亀裂が進展すると部材の破断を引き起こすこともあるため、亀裂の短い初期の段階で発見し、適切な措置を行うことが重要である。

a) 国道25号山添橋

京阪神と中京都市圏を結ぶ国道25号の山添橋（上り）（1972年竣工の3径間連続非合成鋼桁橋）で2006年10月①主桁ウェブに垂直亀裂（110cm）、②舗装にポットホールが発生した。どちらも損傷原因は、疲労によるものと推定されている。

①垂直亀裂については、亀裂の進展防止のためストップホールを設け、桁断面の回復と亀裂進展防止のためのあて板を実施した。

また、②舗装のポットホールについては、床版打ち替えを実施した。

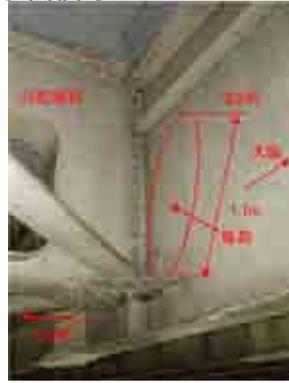


写真-2 主桁ウェブの疲労亀裂と補修状況

(2) アルカリ骨材反応(ASR)

アルカリ骨材反応は、コンクリートに含まれるアルカリ性の水溶液が骨材（砂利や砂）の特定成分と反応し、異常膨張やそれに伴うひび割れなどを引き起こすものである。

初期の段階では構造物の表面にひびわれが発生するものの構造物の安全性に与える影響はきわめて小さいと考えられてきたが、最近では進行により鉄筋の破断が発生することが報告されている。

このため、今後の補修・予防保全の観点から、「ASRに関する対策検討委員会」（委員長：宮川豊章 京都大学大学院教授）を設立し、ASRの発生した橋脚等について、ASRの進行状況に応じた調査・補修・補強方法などについて検討を行った。

委員会において、2003年策定の「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」を補足する資料として、最新の知見による検討を行い、2008年3月に「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案）」を策定した。

a) 国道26号堺高架橋

大阪府堺市の国道26号堺高架橋（1975年竣工の2径間連続プレテンT桁橋（ゲルバータイプ））でアルカリ骨材反応によるものと推定される①ゲルバー一部目地（可動）部に生じた橋軸直角方向のひびわれ、②橋脚梁と上部工の剛結部（固定部）の横桁下縁の剥離と梁のひびわれを確認した。

①については、伸縮装置部にシーリング材を充填し、乾燥クラックにエポキシ樹脂を注入、②については、断面修復及びメッシュシートによる剥落防止を実施した。



写真-3 乾燥クラックへのエポキシ樹脂注入



写真-4 断面修復及びメッシュシートによる剥落防止

(3) 塩害

塩害は、表面からコンクリート内に侵入した塩化物イオンが鉄筋を腐食させ、腐食した部分が膨張し、コンクリートにひび割れを生じさせ、それがますます腐食物質の侵入を許し、鉄筋の劣化、コンクリートの剥落へと発展する。

主に海からの飛来塩が原因とされているが、コンクリートの骨材として使用した海砂に含まれる塩分や、近年では凍結防止剤の散布も原因になっている。

a) 国道42号古座大橋

和歌山県串本町の海岸部に位置する国道42号古座大橋(1968年竣工のPCポストテンション方式単純T桁橋)で、塩害により①上部工のPC主桁の下フランジでひびわれ及び②PC鋼材の1本で、素線12本中2本の破断が確認された。

そのため、PC鋼材のはつり調査、外ケーブル張力調査、主桁のプレストレス量調査、塩化物イオン量調査などを実施した上で対策工を検討し、外ケーブル再緊張、電気防食、断面修復等を実施した。



写真-5 PC鋼材素線の破断・補修状況

5. 道路橋保全の取り組み

上記の損傷状況を踏まえ、計画的に点検・補修を実施するため「長寿命化修繕計画」を策定することが重要であり、専門的な判断を要する損傷については、「橋梁ドクター」のアドバイスを受けて適切に補修を行う事が安全性・信頼性の確保に繋がると考えている。

また、自治体を支援して橋梁の長寿命化を推進することは、国の重要な役割と考え活動している。

(1) 長寿命化修繕計画

a) 目的と策定方針

今後、橋梁の老朽化が進展し、車両の大型化など橋梁の要求性能が高まる中、さまざまな損傷の発生が予想される。

このまま、放置すると崩壊事故や通行規制に至るような重大な損傷になってしまう可能性がある。

そのため、定期的な点検による橋梁の状態の把握、予防的な修繕及び計画的な架替を着実に進め、橋梁の長寿命化と修繕・架替えに係る費用の縮減を図りつつ、重要な道路ネットワークの安全性・信頼性を確保する為に、「橋梁の長寿命化修繕計画」を策定している。

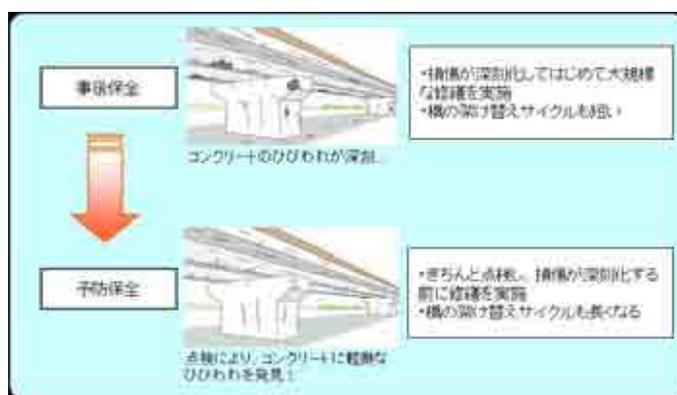


図-13 事後保全から予防保全へ

長寿命化修繕計画は、橋梁定期点検の結果を基に毎年見直すこととしている。

b) 対策の実施方針

定期点検で損傷が確認され、対策区分が判定された橋梁について、以下の方針で対策を実施して行く。

対策区分「Eランク」の橋梁は、直ちに応急措置を執るとともに、発見時から1~2年を目途に対策を実施する。

対策区分「Cランク」の橋梁は、次回点検時までに対策を実施する。

対策区分「Sランク」の橋梁は、必要な詳細調査を実施し再判定した後、その判定区分に応じて対策を実施する。

対策区分「Bランク」の橋梁は、「E、Cランク」の対策状況を踏まえた上で、必要に応じ対策を実施する。

c) 対策の進め方

- ・物流活動を支える重要な路線などは、大型車交通量が多く損傷も著しいことから、優先的に対策を実施する。

- ・規模(橋長、橋面積)が大きく、かつ損傷が著しい橋梁は、対策に複数年を要することから、優先的に対策を実施する。

- ・また、補修、補強方法については、架替えも含め総合的に検討する。

- ・対策の実施に当たり高度な判断や専門的な知見が必要な場合は、学識経験者で構成する「橋梁ドクター」の指導、助言を得ながら行う。

- ・C判定部材の補修と併せて、経済性を考慮してB判定の部材の補修も実施する。

通行規制等を伴う重大な損傷が発生した場合

d) コスト削減の取り組み

以下の取り組みなどによりコスト削減に努める。

- ・新技術の採用
- ・足場の併用等他の工事とあわせた修繕の実施
- ・点検を足場をかける工事の際に行うなど点検間隔を柔軟に対応

(2) 橋梁ドクター制度

近畿地方整備局管内において管轄する道路橋の損傷の補修や予防的な修繕などの実施により道路橋の長寿命化を図るため、道路橋の損傷診断、補修等において高度な技術力や専門的な判断を必要とする場合に、橋梁ドクター制度を活用し、技術的助言・指導を受けている。

現在、橋梁等の専門家20名に「橋梁ドクター」を委嘱し、橋梁診断等の要請を行っている。

(3) 自治体への技術的支援

我が国の橋梁の内、約6割が市町村道、約3割が府県管理の補助国道と都道府県道である。

2008年4月現在の地方公共団体が管理する橋梁(橋長15m以上)において、通行止めとなっている橋が121橋、大型車等の通行規制680橋であった。

これが、2011年4月には通行止めが172橋(約42%増)、通行規制1129橋(約66%増)と増加している。

表-2 地方公共団体の通行止め・通行規制
橋梁の状況

2008.4時点

	橋梁数	うち都道府県 管理道路	うち市町村 管理道路 (政令市含む)
通行止め	121	4	117
通行規制	680	80	600

2011.4時点

	橋梁数	うち都道府県 管理道路	うち市町村 管理道路 (政令市含む)
通行止め	172	16	156
通行規制	1,129	115	1,014

※ 通行規制には、損傷・劣化による規制の他、古い設計等による重量規制等も含む

※ 橋長15m以上の橋梁数

この様な状況に鑑み、近畿地方整備局では2009年より管内の市町村を対象に「橋梁の予防保全や長寿命化修繕計画の策定について」の講習会やパネル展示、現地調査や損傷対応の技術助言等を行い橋梁維持管理に関する知見を広めている。

また、各地方公共団体が管理する橋梁について、構造に重大に影響を与える損傷、通行規制等を伴う重篤な損傷を発見した場合には、土木研究所構造物メンテナンスセンター(CAESAR)と連携し、技術支援するブロック拠点として地方整備局が活動している。

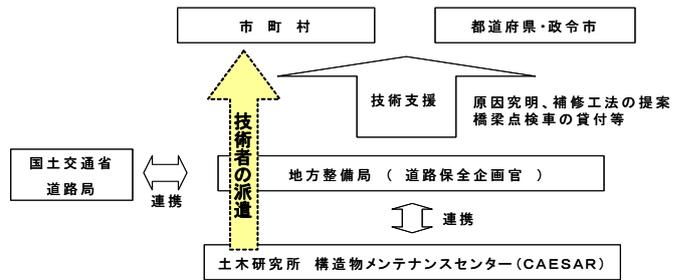


図-1.4 重大な損傷が発生した場合の技術支援

6. 道路橋保全の課題と方向性

道路橋を保全して行くにあたり、膨大な道路資産が確実に高齢化し、各種損傷が発生する中で、限られた予算と人員で効率的に対応して行かなければならない。

現在のところでは、C判定の橋梁を中心に「事後保全」としての補修を実施しているのが現状であるが、今後は「予防保全」に向けて以下の対応を推進して行く。

① データベースの構築と分析による計画的な補修補強

今年2月に道路橋示方書が約10年ぶりに改訂され、維持管理を配慮した考え方が充実された。

具体には、「安定的な点検の必要性や重要性」、「必要資料の保存」、「鋼橋疲労に関する規定」等が明示されており、橋梁の維持管理に関するルールが確立されつつある。

今後、橋梁に関するデータベースを構築し、橋梁点検、補修補強状況、構造形式、交通量、周辺環境等のデータを整理分析することで、重大又は注意を要する損傷が発生する可能性が高い橋梁や部材の抽出・予測を行い、計画的な「予防保全」としての補修補強を実施して行く。

② 特殊な補修補強事例の整理活用

過去に、委員会等で検討された「鋼橋の疲労亀裂」、「鋼脚隅角部の亀裂」、「ASR対策」などの検討・対策事例を整理し、同様な損傷が発生した場合に活用出来る様にして行く。

③ 経済的効果的な補修補強

補修補強後の損傷の進行状況について確認し、過去の対策工法の効果を検証し、経済的かつ効果的な補修補強工法の活用について検討して行く。

④ 技術力の向上

整備局では、職員の技術力向上のため平成20年度より「橋梁技術研修」を実施しており、昨年11月からは橋梁点検・診断時に、全ての橋梁について職員が現地立会をして損傷の状況を確認することとしている。

これらにより、インハウスエンジニアの橋梁損傷に関する技術力の向上を図るとともに、補修計画の立案に反映させて行きたい。

今後は、トンネルや舗装などについても「長寿命化修繕計画」を作成し、計画的な点検・補修の実施により、大切な社会資本ストックを長期的に健全な状態で維持管理して行きたい。

神戸港ポートアイランド（第2期）地区 岸壁（-15m）（耐震改良）（PC-15）改良工事の 安全対策について

東 智博¹

¹近畿地方整備局 神戸港湾事務所 第二工務課 （〒651-0082神戸市中央区小野浜町7番30号）

キーワード 供用中岸壁、ユーザー調整、ソーラス区域、夜間施工

神戸港は「国際戦略港湾」に位置づけられた阪神港に属しており、国際競争力強化に向けて港湾のハード・ソフト対策が行われている。神戸港ポートアイランド（第2期）地区岸壁では、近年の貨物船の大型化への対応や、近い将来発生するであろう東南海・南海地震などの大規模地震発生時に対する物流ルートの確保を目的として、次世代高規格コンテナターミナルの整備事業が進められている。

本工事では背後地液状化対策としてSCPを行うが、施工により発生する地盤変状が既設構造物に影響を与える事が懸念されたため、様々な保護対策を行った。また当該岸壁は非常に貨物取扱量が多く、バース運用を止めることなく施工を行うことが求められ、様々な施工管理対策を行った。

本報は、供用中岸壁近傍における安全対策、施工管理について、実施した対策事例の特徴と効果などを報告するものである。

1. 工事概要と課題点

本工事では岸壁の背後地に対して、L1 地震発生時における液状化対策として、SCPの施工を行うこととなっている。SCPは既存地盤に砂杭を造成する密度増大工法であるために、施工により盛上土や側方変異等の地盤変状が発生し、既設構造物に影響を与える事が想定される。

特に施工区域近傍にある陸側クレーンレールは、供用中であるガントリークレーンにて使用しており、また本バースは、非常に貨物取扱量が多いバースであり、その運用を止めることなく施工を行うことが求められる。

また取扱量の多いバースであるため、安全な施工を行うにあたっては、当バースに接岸する船舶のみならず、付近を航行する船舶の情報を把握するなどの対応も求められた。

他に施設完成後の岸壁運用上の問題点として、過年度工事において、従来よりも大型の防舷材設置を行ったために、着岸する船舶によっては昇降用タラップと岸壁の間に離隔が生じ危険となる場合があり、使用者等から安全対策を求められた。

2. 施工における対策

(1) 動態観測

SCP打設による地盤変状によって供用停止を起こさないために、観測対象を工事対象区域近傍にある既設構造物とし、コンテナ荷役の心臓部であるガントリークレーンのレールを重点的に、周辺舗装および地中の動態観測を実施した（図-1）

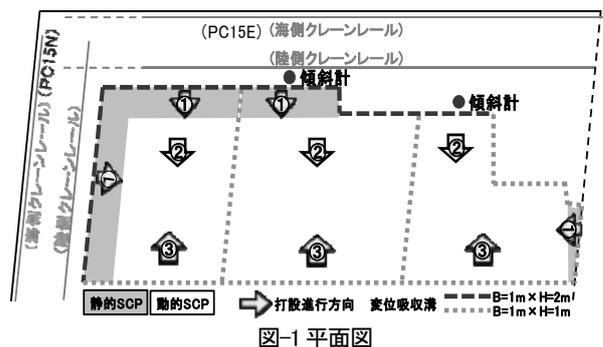


図-1 平面図

動態観測は、既設構造物の目視確認やトータルステーションでの定点観測による「通常監視」、陸側クレーン基礎付近でのSCP近接施工に対し陸側クレーンレール変位を常時計測する「強化監視」、傾斜計を利用した「地中変位監視」（図-2）で構成するものとした。

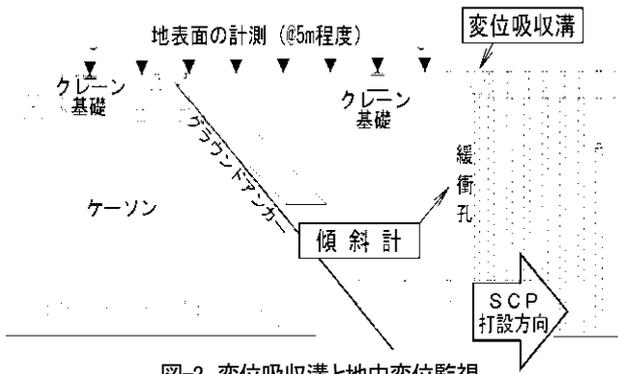


図-2 変位吸収溝と地中変位監視



図-3 トータルステーションを用いたクレーンレール変位観測

動態観測の管理値については、岸壁ユーザー、管理者である神戸埠頭（株）と協議を行い、前年度工事の実績等を考慮し、許容変位量を超過しないように一次管理値と二次管理値を設定した。

一次管理値を超えた場合は打設順序などを見直し、二次管理値を超えた場合は施工を中止し対策を協議することとした。

動態観測の効果としては、SCP施工時における当該地盤の変位特性を把握するとともに、SCP施工中は既設構造物の定点観測と重要構造物に対する常時計測を実施することで、供用に支障が生じるような変位の発生を未然に防ぐことができた。

さらに、傾斜計を利用した地中変位監視情報は、地表面に発生する変位を吸収する目的で設置する緩衝孔の維持管理指標（再削孔の必要性の有無やその時期など）として役立てることができた。

(2) 情報の共有（船舶、陸上作業）

周辺の他の岸壁を使用する船舶の数が多いことから衝突事故防止の安全対策として、PC14～17岸壁改良工事区域周辺を航行する船舶（ポートアイランドI、J、

K、L、M及びPC13～PC18岸壁を使用する船舶）に対しては、次の安全対策を講じた。

また隣接する他工区（陸上作業）の工事関係者と定期的に連絡協議会を開催し、工事が事故なく円滑に進められるよう調整をおこなった。

a) 情報の入手

ポートアイランドI、J、K、L、M及びPC13～PC18岸壁を使用する船舶の代理店等の担当責任者と工事現場責任者が連絡を密にし、施工作业が航行する船舶の妨げとならないように、当該船舶の規格、入出航スケジュール、荷役作業スケジュール等の動静情報の把握に努めた。

b) 綿密な調整

得られた情報を元に、当該船舶の航行に支障とならないよう、工事作業船の移動、日々の施工可能エリアの確認など、調整を密に行った。

c) 工事作業船への指導

工事作業船が工事区域付近の大型貨物船等が多数航行する海域で、停泊位置やアンカリングなど大型船舶と競合しないよう工事作業船に対して指導を行った。

3. 安全管理における対策

(1) 近隣地区(植検エリア)への防塵対策

現場内PC-15EにSCP用の砕砂を仮置きを行った際、またSCP施工による砕砂を運搬・積込・打設する際に風により飛散の恐れがあった。

施工エリア近くでは、植物動物検査が実施されており、砂の飛散が問題になっていたため、対策として砕砂仮置き場・施工エリアと植物動物検査エリアの間に防塵シートを設置し、飛散対策を行った。



(2) SOLAS 条約による保安区域への対策事例

ソーラス区域内から工事現場への外国貨物船員等の第三者侵入防止と、工事現場からソーラス区域内への現場作業員の立入禁止措置としてガードマンを配置するとともに、看板（日本語、中国語、英語）を作成した。



図-5 ガードマンおよび看板配置状況

(3) ガントリークレーン安全対策例

工事区域がガントリークレーン荷役作業区域と隣接している為、ガントリークレーンが工事区域へ誤って侵入する事が無いようにユーザーへの注意喚起・周知徹底と対策を行った。



図-6 ガントリークレーン進入防止
対策用点滅灯設置状況

(4) 照明塔について

SCP 施工の際、夜間作業時は照度および視界を確保するため、岸壁施設である照明塔の他、テラスターにて照度の確保を行い、より一層安全に施工することができた。



図-8 SCP夜間作業状況

(5) トレーラー安全対策例

工事区域は荷役作業区域と隣接しており、供用しながらの作業となる為、トレーラが安全に走行できるように、また工事作業者がトレーラ走行部へ侵入の無いように、A型バリケード設置による対策を行った。

区域区分を分かり易くするため、施工エリア部は緑色、隣接工区は黄色のA型バリケードを境界に設置した。



図-7 A型バリケード設置状況

4. 施設運用における安全対策

(1) 張り出しコンクリート（プレキャスト）について

過年度工事において、既設防舷材を規格の上がった、より大型の物に物に交換を行った事により、接岸する船舶と岸壁までの離隔が広がる事となった。

接岸する船舶によっては、昇降用タラップとの間の離隔が広すぎ、通路として危険である為、張り出しコンクリート（プレキャスト）による足場の設置を行った。



図-9 張り出しコンクリート（プレキャスト）
設置作業状況

張り出しコンクリート（プレキャスト）設置箇所は、ガントリークレーン走行路の近傍となる。

供用中の岸壁としては荷役作業の行われない夜間で、ガントリークレーンの駐機してないエリアでしか作業区域、作業時間の確保が出来ない。

また朝には作業機械など全てを撤去しなければならない為、施工機器、方法などにも制限が生じた。

こういった諸条件においても、安全に作業を行うためにプレキャストブロック据付の際に、脱着式の鋼製足場を使用した。

この足場は脱着式であるため、現地での足場組立作業は不要で、不安定な場所での作業をなくすことができた。

5. まとめ

本工事は、施工場所が非常に高い稼働率のコンテナヤードであり、稼働に支障をきたさず、供用したままの施工を行うことが重大な要件であった。

この要件を充足し続けるには、岸壁ユーザーといった関係者より情報を収集し綿密な調整を行い、工事関係者の新規入場教育・場内走行ルートの確認・トラチヨッキの着用等といった荷役作業を最優先とした対策を行うことがとても重要であった。

近鉄京都駅ホーム増設とホテル建設工事

伊達 光洋

株式会社 奥村組 西日本支社 土木第1部 (〒545-8555 大阪府大阪市阿倍野区松崎町2-2-2)

重要な公共交通機関である鉄道は、少子高齢化で需要拡大による増収が望めないなかでも安全性や利便性の向上など継続的な投資が必要であり、近鉄京都駅では駅構内での収益事業（ホテル建設）を組合わせてホーム増設工事を実現した。施工場所は幹線鉄道に囲まれた狭隘な敷地条件で難易度の高い工事であったが、無事故で完成させた工事の課題と施工結果を報告する。

キーワード 駅改良, ホーム増設, 狭隘敷地, 駅直上建築, タワークレーン

1. はじめに

京都駅は1日約60万人が利用する一大ターミナルであり、9万人の乗降客が利用する近鉄駅は3面3線の櫛型ホーム配置の終端駅であるが、狭隘なため混雑緩和対策が要請されていた。近鉄駅は新幹線京都駅と同じ高架の下階にあるが、北側に隣接するJR京都駅との間のわずかな近鉄敷地に1面1線のホームを増設し、この上空にホテルを建設したものである。両側をJRと新幹線・近鉄の営業線に挟まれた、狭隘で長大な敷地で用地全幅への構築と、寄付き道路が西側のみという難易度の高い工事について、安全施工の観点から結果を報告する。

2. 工事の概要と課題

(1) 工事概要

幅約12mで延長約250mの敷地に1面1線のホームを増設する土木工事と、この上空にホテルを新設する建築工事を一体的に行うもので、各諸元を（表-1）に示す。

(2) 施設の構造概要と配置

新設線路は、既設部と同じ高さに構築する軌道床版に敷設する高架鉄道になり、この上にホームを新設する。ホテルはRC造で、JR敷地境界側と新設ホームを貫通

表-1 京都駅ターミナル整備工事 諸元一覧

<p>【土木工事】軌道4号線新設工事 軌道床版幅 12m×延長 173m、ホーム幅 8.5m×延長 140m</p> <p>【建築工事】京都駅ホテル建設工事 RC造 地上8階・塔屋1階（軒高 30.35m・最高 35.00m） 中間免震構造 建築面積:2,465.87 m²、延べ床面積:14,299.49 m²</p>
--

する柱を設置し、この躯体上に中間免震装置を設置してその上に6層階の客室を配置する構造である。これらの共通の基礎であるマットスラブは、厚さ2m×幅10.8m×延長175mのRC一体構造物である。（図-2）

施設配置は東側がJR京都駅中央通路に接して外部道路との接続がなく、西側はJR西日本京都支社の構内を経て堀川通りに接続するほか、近鉄高架下通路を横断して新幹線高架下から八条通りに接続する。（図-1）

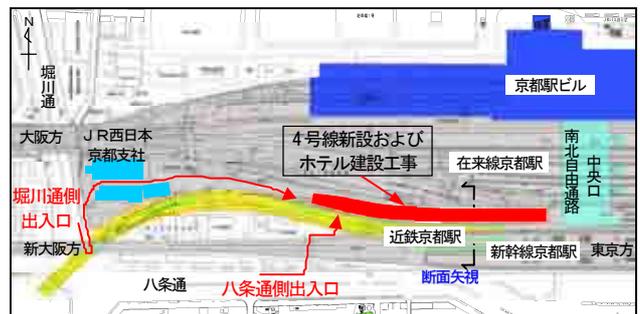


図-1 位置平面図

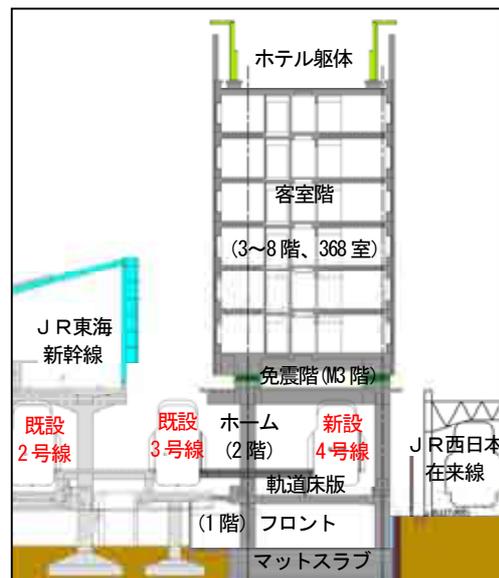


図-2 ホーム・ホテル断面図

(3) 施工の要領

a) 横断面方向の施工要領

右記フローの手順で施工したが、地下に遺跡包蔵層があるため掘削途中で発掘調査を行った。構築では、マットスラブから軌道床版まで建築躯体の柱と共に土木工事を施工し、軌道床版完成後はこの上にタワークレーンを設置して建築工事を行った。建築躯体と外装工事完了後にクレーンを撤去し、ホーム新設の土木工事をを行った。

b) 縦断方向の施工要領

軌道床版完成後に建築工事に着手する手順だが、軌道床版全長の完成を待ってから着手したのでは長大な工期設定が必要で、ホテルの事業計画が遅延するため、全長を3工区に分けて軌道床版完成区画から順に建築工事に着手する計画とした。このため、工事の縦断方向では土木・建築の工事が同時進行する場面が生じる事になる。

(4) 工事の課題

a) 鉄道営業線近接工事

工事場所は、わが国でも有数の重要な幹線鉄道に両側を挟まれた場所で、「想定外の事故」でも許容されない「絶対の安全確保」が至上命題であった。このため、選定する施工法だけでなく、自然災害に対する安全対策についても確実な施工計画を求められた。

b) 資機材の搬入ルート確保

工事場所が東西に細長く、寄付き道路が西側の一方のみで敷地全幅に構造物を構築するため、この敷地をそのまま運搬ルートに設定して工事を行うと、東側奥から片押し施工する事になる。これでは長大な工期設定が必要となるため、各施工段階の工事内容に適した搬入計画を策定する必要があった。

c) 事業工期の確保

収益事業の投資計画に見合う工期設定（ホテル45ヶ月、ホーム48ヶ月）で工事工程を計画する必要があり、上記の厳しい条件を考慮したうえで工事工程を策定した。

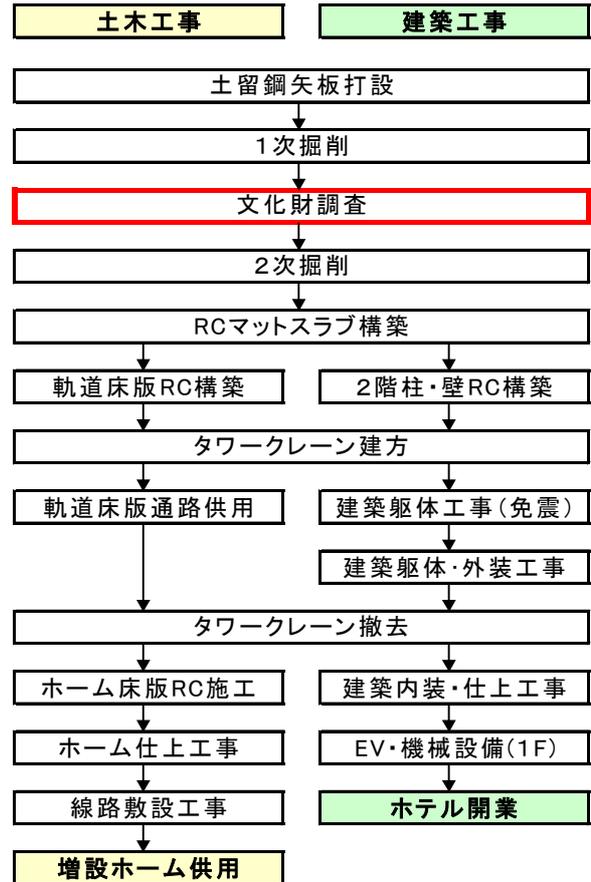


図-3 施工フロー図

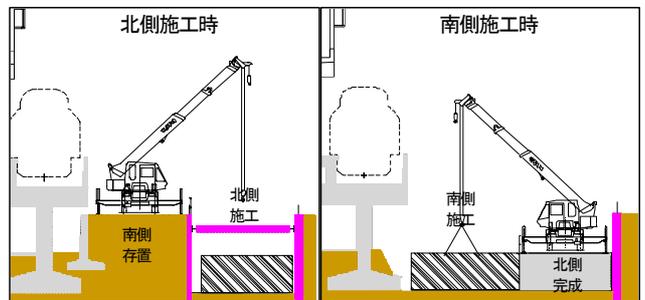


図-4 マットスラブ分割施工要領図

3. 工事の課題に対応する施工計画

(1) マットスラブの分割施工計画

用地全幅にマットスラブを構築するので、これを連続して全幅掘削すると東側奥へのRC工事資材を搬入しての作業ができなくなる。これを1パーティール施工単位の延長20m程度で、埋蔵文化財調査を含めた掘削～構築を繰り返すと全体工期が長大になる。このため、マットスラブを南北に2分割して施工する計画とした。敷地の中央部に土留杭を打設して南側を工事用通路として残し、北側を先行掘削してマットスラブの半分を構築し、次に北側の完成したマットスラブ上を工事用通路として南側を掘削し構築する計画とした。(図-4)

(2) 揚重工事の計画

a) タワークレーン工法

揚重作業は、新幹線京都駅の側部上空での工事となるため、新幹線近接工事で多くの実績があるタワークレーン工法で計画した。タワークレーンの基礎を軌道床版に設置するため、床版の構造耐力から設置可能なクレーン規格は1t吊能力となり、ホテル建物全長175mに対して3基の設置が必要であった。

タワークレーンの設置・撤去は軌道床版上に移動式クレーンを据付けて行うが、ホテル躯体が建ち上がると西側に据付ける移動式クレーンでは届かないものがある。このため、建物の屋上でタワーから外し自走して移動できる機種を使用する計画とした。(図-5)

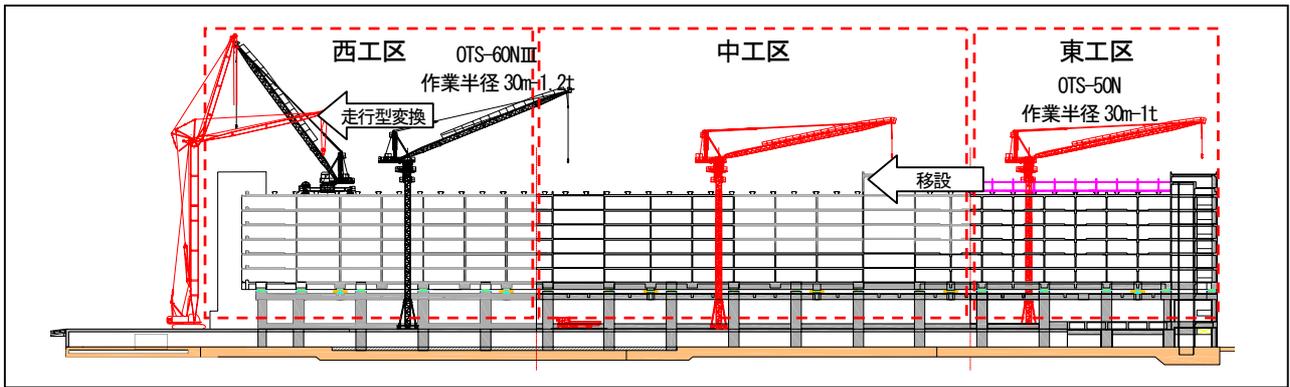


図-5 タワークレーン設置計画図

b) 免震装置の施工

計画のタワークレーン能力では免震階に設置する免震装置の据付け作業ができない箇所があり、タワークレーンの能力を補うために、免震階の床版上にミニクローラークレーンを配置して設置する計画とした。当該クレーンは軌道階から移動式クレーンで吊上げる計画とした。

(3) 建築躯体工事の3工区ブロック分け

事業計画の工期を確保するために、ホテル建物を1基のタワークレーンがカバーできる区画に区分し、軌道床版が完成した区画から建築工事に着手することとした。建物は東西に約175mの延長があり、図-5のように東中西の3工区に区分して建築工事を施工する計画とした。

(4) 土木・建築同時施工時の工事資機材搬入計画

a) 土木・建築同時施工時の課題

建築で先行する東工区に資機材を搬入するには、土木工事で施工中の軌道床版構築部を通過する必要があるが、実施可能な既存の土木工事仮設工法を検討した。

b) 鋼製覆工通路の設置

軌道床版躯体は地下鉄開削トンネルと相似の形状であり、地下鉄工事と同様に床版上空に路面覆工を架設して通路とし、図-6のようにこの下でRC床版を施工する計画とした。

c) 軌道床版上の通路

軌道床版は電車対応で強度が大きく、タワークレーン

の基礎を設置することもあり、建築工事の施工ヤードとして活用することにした。軌道床版構築後に養生硬化が完了した区画で、順次鋼製覆工通路を撤去して車両を床版上に進入させる計画とし、通路の支障になるホームの構築は建築躯体工事が終了してから着手する計画とした。

d) 生コンクリート運搬計画

土木・建築とも躯体の構造がRC造であり、生コンクリートの搬入計画が重要であった。マットスラブ通路および鋼製覆工通路は大型生コン車の通行可能な幅員で計画し、コンクリート打設箇所の直近まで生コン車で搬入する計画とした。

4. 課題の工事計画に対する施工結果

(1) マットスラブの施工結果

南北の分割施工は事前の施工計画どおりに実施し、構築工程を満足する結果であったが、1パーティー施工区画(20m程度)のコンクリートの打設で、他区画の掘削や躯体施工との競合が発生した。工程管理に対する影響が大きかったので、競合を避けるために西側ヤードから長距離をポンプ圧送して打設した(詳細は後述する)。

マットスラブの主鉄筋はD38 @125mm~@250mmが、上面と下面に各3段~1段の配置となっており、長辺方向を分割施工したため多大な数量の施工継手が必要となった。

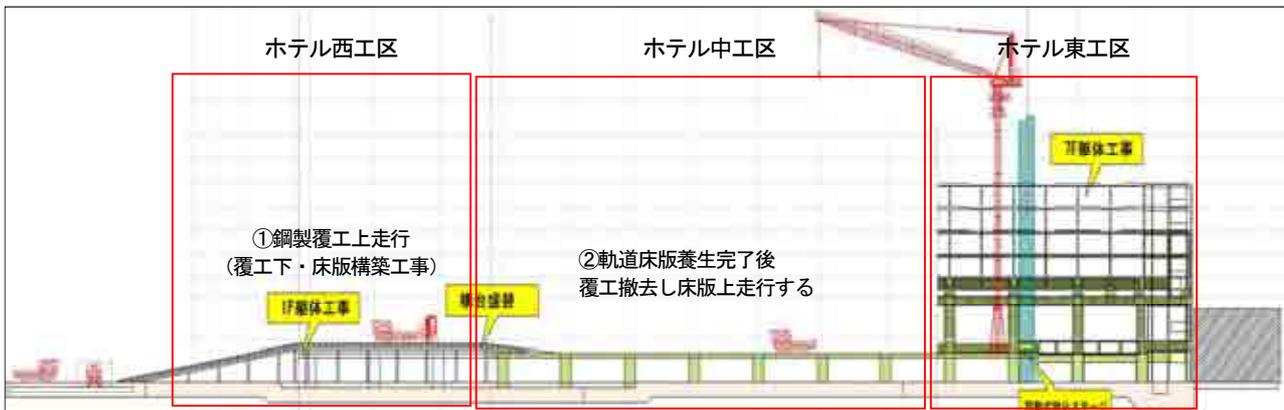


図-6 鋼製覆工設置計画図

太径鉄筋の接続方法として機械方式の「エポック継手」を採用し、工程が遅延することなく施工できた。

掘削では1段目を全長掘削して京都市埋蔵文化財研究所の専門家による埋蔵文化財調査を実施したが、2回の発掘調査となったため、当初工程に対する遅延を生じて工程を逼迫させた。マットスラブの2分割施工の状況を下の(写真-1)に示す。



写真-1 (左)北側・(右)南側施工状況

(2) タワークレーンの施工結果

a) 旋回・起伏等規制

揚重作業はクレーンを建物外部足場の防護設備の内側だけで稼働させ、クレーンブームが防護設備からはみ出す反転旋回は夜間線路閉鎖にて行う事として、各鉄道事業者と安全協定を締結した。吊荷が営業線の上空に出ることがないように、旋回や起伏操作にリミッターを取り付けて範囲を制限し、また外部足場の高さより吊荷が上がらないように巻き取り高さも制限した。さらに、荷を吊り上げている状態が列車の運転士などに不安感を与えないように、荷揚げ場所は足場で囲いをつけてその中で揚重するようにした。

b) 設置・撤去の状況

建築工事3工区(東・中・西)で、それぞれタワークレーンを1基配備したが、東工区を最小に設定して建築躯体工事の終了を中工区の軌道床版工事完了に合わせることで、東工区のタワークレーンを中工区に移設した。これにより、タワークレーンの最大同時稼働台数は2台となった(図-5)。

西工区のタワークレーンを、走行式に変換することが可能な機種とし、躯体工事完了後に屋上走行して中工区のタワークレーンに近づいて解体し、その後西端まで走行して地上クレーンで解体撤去した。

c) 台風対策

タワークレーンは強風に対する安定上の弱点があり、気象条件によるそれぞれの安全確保対策を実施した。通常台風時の対策としては、ブームを15°に倒して旋回ブレーキを解除し強風を受け流す方法が採用される。しかし当現場でこの方法を採用すると、風の向きによっては営業線の上空を旋回することになるため不適格であった。

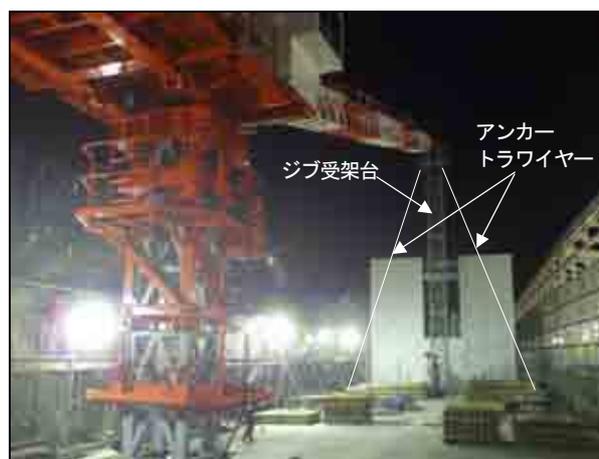


写真-2 タワークレーン台風対策状況

このため、暴風警報の発令が予想される場合は、予めクライミングダウンさせてジブ角度を約15°とし、ジブの先端をジブ受架台に載せて固定する方法を採用した。実際の台風接近時に実施したが、問題なく台風をやり過ごすことができた。(写真-2)

d) 地震対策

タワークレーンは設計上震度5強でも耐える設計となっているが、それ以上の大地震が発生した時の対策として、クレーンが破壊しても敷地内建物範囲の被害に留める(営業線に被害を及ぼさない)ことに重点を置いた。

アンカーボルトの破断による被害は重大な影響を及ぼすので、震度7にも耐えられるようアンカーボルトの有効径を大きくした。また、工事進捗にあわせてマスト1本ごとにクライミングを実施し、上部の振幅を押えた。

阪神大震災時のクレーンの破壊状況を研究した結果、当現場で使用したクラスのタワークレーンはジブの破壊が大半であった。このためジブが折れても下まで落下しないこと、又は敷地内での落下に留めるため、ジブ内に落下防止ワイヤーを配備して根元と先端及び想定される座屈位置を結束した。

作業中の対策では、緊急地震速報システムのアラームをキャビンに設置し、速報が入れば直ちに吊荷をできるだけ低く降ろし、ジブを建物方向に向けて約15°の起伏状態にするように規定した。このためには、荷を吊り上げていない時は建物中央にジブを旋回させて約15°の起伏状態で待機し、作業終了時はフックアンカーを利用してジブ先端をワイヤーロープで固定することとした。

e) 今後の課題

台風など数日前から接近が把握できる災害については、わかりやすい工事休止基準を策定し実施した。しかし地震については、クレーン供用中に東日本大震災があり京都でも震度3を記録したが、緊急地震速報が作動することはなかった。この時は地震対応計画が有用であったが、大きな地震に対応可能か否かは今後の課題であり、ハード面では有用な機器が登場しているが、ソフト面での運用手法の確立が必要と考える。



写真-3 組立式クローラ クレーン



写真-4 鋼製覆工通路



写真-5 軌道搬送設備



写真-6 中継ポンプ車による打設状況

(3) 中間免震階の施工結果

埋蔵文化財調査による工程遅延で中工区の軌道床版構築が遅れたため、東工区の免震階にミニクローラクレーンを吊上げる移動式クレーンを軌道床版上に据付けられない状況となった。このため、分解組立式の4.8t吊クローラクレーンを調達し、タワークレーンで免震階に部品を荷上げて現地で組立て、工程が遅延することなく免震装置を設置できた。(写真-3)

(4) 工事用通路の施工結果

a) 鋼製覆工通路の設置

マットスラブ上に支柱を建てて鋼製覆工を架設した。支柱は軌道床版を貫通するため貫通箇所の鋼材はコンクリートに埋め込みとした。鋼製覆工直下で軌道床版を施工することにより、東側のホテル構築への資材搬入を途切れさせることなく施工することができた。(写真-4)

b) 軌道搬送設備への変更

埋蔵文化財調査の遅延で、中工区のタワークレーン設置までの工程短縮が必要となり、中工区の鋼製覆工の架設撤去工程を省略する事とした。鋼製覆工の計画は床版上に運搬路を設定したのだが、マットスラブ上にシールドトンネル工事の軌道搬送装置を設置し、床版下での運搬路を設定することにした。短期間で軌道装置を敷設し、周囲に型枠支保工を設置して床版構築を先行したことで、中工区の建築工程を確保できた。東工区への資機材運搬では、軌道台車(3t積)に積替えを行ったので、10tトラックで直接搬入するよりも効率は落ちたが、全体工期を守るためには有効であった。(写真-5)

c) 軌道床版上の通路

軌道床版の西端に鋼製覆工通路を残置して、建築工事段階まで軌道床版を工事用通路として活用した。建築躯体工事の完了後に新設ホームの構築工事を開始したが、全体工程を守る事ができた。

(5) 生コンクリートの搬送

各種の工事用通路を計画してコンクリート打設箇所の近くまで生コンを運搬する計画であったが、コンクリート工の数量が大きいので、他工種作業の搬入路を閉鎖することなくコンクリート打設を行うため、新幹線高架下の八条通側出入口に大型ポンプ車を設置し、打設箇所まで約250m配管し長距離圧送を行った。(図-2)

これによりコンクリート打設時の搬入路には圧送配管が設置されるだけで、通常の資機材搬入を遅滞なく行うことができた。また建築躯体工事では、軌道床版通路に中継ポンプを配置し、高強度コンクリートを上階に支障なく圧送し打設できた(写真-6)。

(5) 鉄道に対する安全対策

a) 防護柵などのハード面について

鉄道営業線に対する防護設備は、地上でJR西日本の

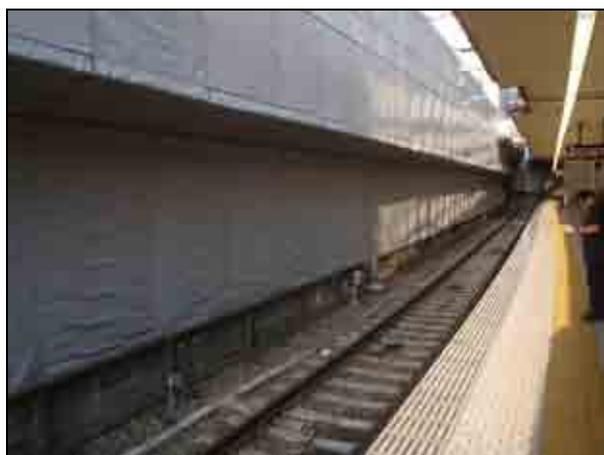


写真-7 近鉄線に対する防護設備

線路に対する防護柵と、2階では近鉄線路に対する防護柵を設置した。建築躯体施工時の外部足場にはメッシュシートを張り、内側に特殊クランプを用いて養生金網を固定した防護工を設置した。2階部分の近鉄の線路に対しては、足場板の上に防災シートを、下側にはメッシュシートを張った完全覆いの防護工を設置した(写真-7)。これらの外部足場の組立・解体は、全て夜間休電作業で施工した。

b) 保安体制などソフト面について

新幹線(JR東海)及びJR在来線(JR西日本)は、近鉄により近接工事協議を行い保安体制を取り決めた。工事着工後は、主要工種毎に着手前に詳細な施工計画や保安体制を近鉄と請負者で再確認し、鉄道事業者間の定期的な協議の場で周知して施工した。

c) 近接する鉄道施設の安全管理について

マットスラブの掘削時には周辺地盤の変位が予想されたため軌道監視を行った。JR西日本の在来線については、土留め壁の変位計測(3回/日)及び軌道検測(JR西日本委託:1回/週)を行い、異常が計測された際の対応を取り決めた。

また近鉄及び東海道新幹線の高架橋については、自動計測装置(沈下計測、傾斜計測)を取り付けて24時間監視し、異常発生時の対応を取り決めた。



写真-8 完工後

5. おわりに

今回の工事はわが国有数の重要幹線鉄道に挟まれた厳しい条件下での工事であったが、2008年4月に着手し2011年9月にホテルが、2012年2月に増設ホームが無事故で完成した(写真-8)。

事業の成果として、ホーム増設により乗降客が分散されたことや、線路増設により列車の停車時間の増加(一例として昼間の特急の折り返し時間が約10分から約35分になった)により、乗客が早く乗車できることでホームの混雑は大幅に改善された。また乗務員の交代時間にゆとりができて負担が軽減され、安全性が増した。

駅中事業については、2011年10月に開業した「ホテル近鉄京都駅」の集客も好調とのことである。

施工技術について特筆すべきは、施工の確実性や安全性に実績のある既存の建設技術を、土木・建築が一体となって工夫し運用したことで、収益事業の採算性に見合うコストでの工事を完成させることができた点である。



図-7 完成断面図(パース)

供用中のダムにおける取水・放流設備改修の課題と対策

大重 博幸

近畿農政局 第二十津川紀の川農業水利事業建設所 施設機械課

(〒638-0041奈良県吉野郡下市町下市798) .

供用中のダムにおいて、取水設備及び放流設備の改修工事を実施するにあたり下流河川への放流や農業用水用の貯水量の確保、施工期間中のドライ作業の確保、ダムの水位調整計画や他機関との調整等様々な条件を考慮する必要があった。

その条件及び課題に対する対策と検討結果を述べる。

キーワード ダム，取水設備，放流設備

1. 大迫ダム取水・放流設備の改修

奈良県吉野郡川上村にある大迫ダム（図-1）は、農業用水及び上水道用水、発電用水を確保するため、1973年（昭和48年）に完成した不等厚ドーム型アーチダムであり、有効貯水量は26,700千 m^3 である（図-2）。



図-1 大迫ダム位置図

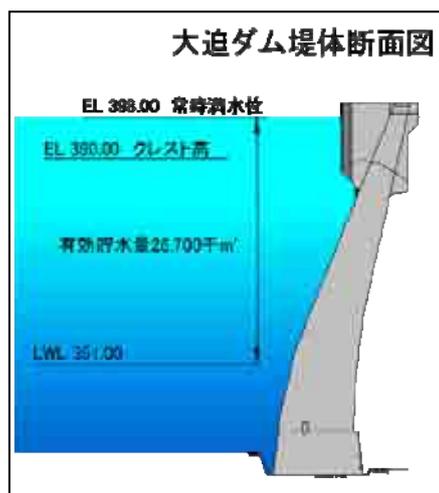


図-2 大迫ダム堤体断面図

(1) 取水設備改修の目的

今回改修を予定している大迫ダム取水設備の現状は、貯水位 EL377.5m 以下の有効貯水量約 10,000 千 m^3 は表面取水するゲート施設がなく、EL377.5m 以下の取水は L.W.L に設置された補助ゲートより行うこととなっている（図-3）。

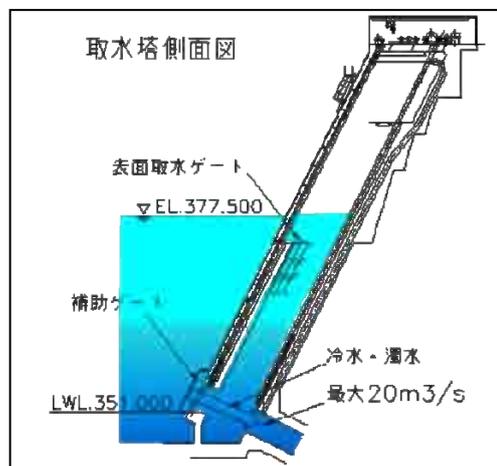


図-3 取水設備改修前

補助ゲートから取水された水は、年間を通じて低温でかつ濁水放流となるため、農業水利上や河川環境上の問題が発生することから、極力放流を控えてきた。しかしながら、近年の気候変動に伴い用水需要の集中する時期に少雨傾向となっており、渇水調整の頻度が増加していることから、大迫ダム全体の貯水量を有効活用する対策が必要となった。

この対策として、低水取水ゲートを既設の取水設備に追加してダム貯水量の有効利用を図れるように改修を実施するものである(図-4)。

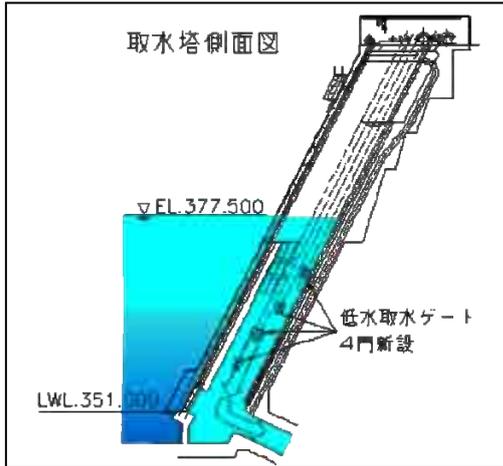


図-4 取水設備改修後

(2) 放流設備改修の目的

大迫ダムの放流設備は老朽化による錆や漏水が発生しており更新が必要な状況である。

また、治水安全度を向上させるため、放流能力を現行の20m³/sから60m³/sに拡大する計画である。

なお、放流設備については、今回施工対象範囲(図-5)を除き、2010年度までに施工済みである。

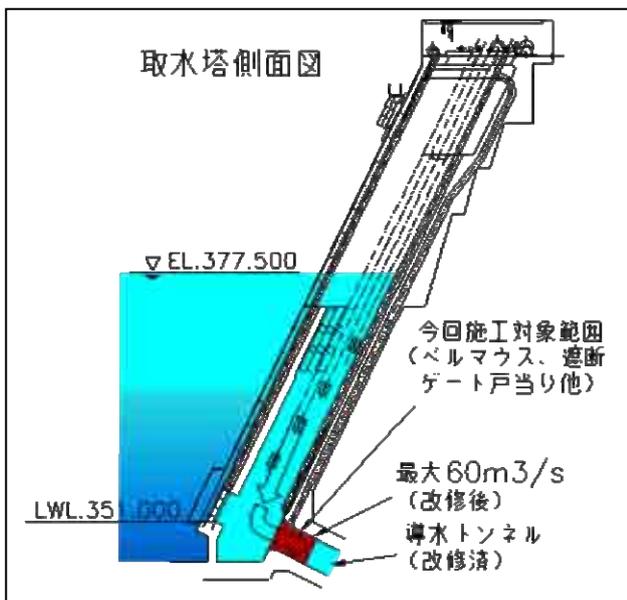


図-5 放流設備改修箇所

(3) 改修工事の概要

本改修工事は、低水取水ゲート4門の新設、ベルマウス管の改修、遮断ゲート戸当りの更新、補助ゲートスクリーンの更新等を2011年7月から2012年6月までの3年国債で行うものであり2011年7月8日に契約した。

3. 改修工事の課題

本改修工事はダム湖内作業となることから、施工可能な期間は非出水期の10月16日～6月15日の8ヶ月間である。

また、大迫ダムを供用しながらの工事となることから、かんがい用水の確保等が必要となり、効率的な施工計画を立てる上でも、いかにダムの貯水位調整を行うかが重要となる。

(1) ドライ作業の確保

放流設備の施工対象範囲であるベルマウス管、遮断ゲート戸当り部の改修に当たっては、施工性、安全性、工程等を検討した結果、取水塔内での作業をドライ作業とする必要がある。

(2) 下流河川の流量確保

大迫ダムの現況機能で下流河川への流量を確保する方法としては、取水設備から取水し導水トンネルを経て放流設備から放流するか、又は洪水吐ゲートから放流するかのいずれかの方法があるが、導水トンネル内の作業を考慮すれば、前者での作業は不可能である。

一方、洪水吐ゲートから放流する場合、クレスト高であるEL390.0m以上の貯水位が必要となり、取水塔内をドライとすると、約40mの内外水位差が発生し、取水塔がその水圧に耐えられないため、これも不可能である。

このことから、導水トンネルを使って取水しつつ取水塔内でのドライ作業を可能とする対策が必要となった。

(3) かんがい用水の確保

ダムを供用しながらの工事であることから、貯水位の降下はかんがい期が終了する9月末からしかできず、取水塔内がドライな状態となるのは11月上旬である。

また、6月1日からのかんがい期に向けてかんがい用水を確保する必要があるが、ダム貯水位を下げた状態からかんがい用水の必要量を確保できる貯水位まで回復させるためには、1月初旬から貯水位を上げ始める必要がある。取水塔内での作業可能期間は1年当たり約2ヶ月間しかなく、この条件で工程を算出すると完了までに6年を要する。このため、作業可能期間を5ヶ月間程度確保し、かつかんがい用水も確保できる対策が必要である。

(4) 貯水位低下時の濁水対策

大迫ダムでは過去に貯水位低下に伴う濁水の発生が確認されており、本改修工事により貯水位を低下させた場合、濁水の発生が予想されることから濁水対策の検討も必要となった。

4. 課題に対する対策

(1) ドライ作業の確保

取水塔内でのドライ作業の確保については、取水塔前面に仮締め切りを設置することで対応することとした。仮締め切りの構造については、作業時のダム貯水位及び工法の組み合わせで複数の案を検討し、既設取水塔の構造、施工性、経済性等を考慮した上で、実現可能で最適案として取水塔前面に高さ 10m の仮締め切りを設置する案を選定した（図-6）。

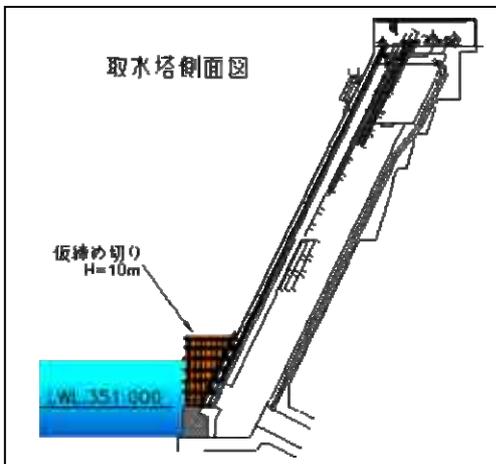


図-6 仮締め切り設置図

(2) 下流河川の流量確保

取水塔内での作業の施工性、作業員の安全等を確保しながら、下流河川への流量を確保するため、取水塔外側から仮放流管により導水トンネル内に直接放流することとした。

また、仮放流管の配置は、資機材等の搬入、水密性の確保、仮締め切り越流時の仮放流管の保全等を考慮し、取水塔側壁を削孔し仮放流管を設置することとした（図-7）。口径に関しては、ベルマウス管溶接作業時のスペース及び導水トンネルの流下能力からφ1,200mmとした。

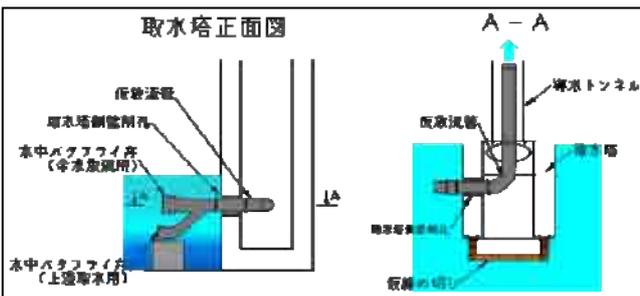


図-7 仮放流管設置図

(3) かんがい用水の確保

大滝ダムは2011年12月から2012年6月まで試験湛水を行っており、両者間で協議を行い、大迫ダムから試験湛水への補給協力を実施し、2012年及び2013年のかんがい期に大滝ダムからかんがい用水への補給協力を実施することで、必要なかんがい用水を確保することとした。

(4) 貯水位低下時の濁水対策

貯水位低下時の濁水対策としては、過去に大迫ダム貯水位低下時に表層付近の濁りを軽減させる効果が確認されている汚濁水拡散防止フェンスを設置し、更に図-8に示す上澄取水装置により表層取水することで、ダム下流への濁水放流を軽減させることとした。

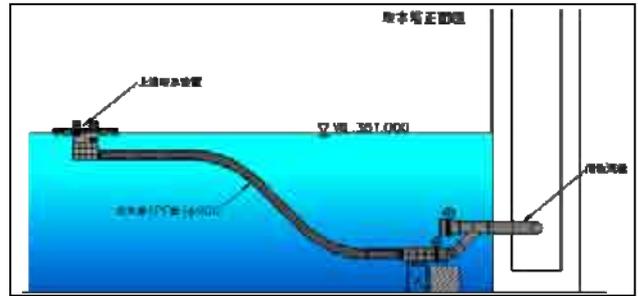


図-8 上澄取水装置設置図

5. 施工計画における留意事項

4.で記述した対策に伴う施工計画を策定するに当たり、この間、留意した事項について記述する。

(1) 仮放流管の据付

仮放流管の据付は、取水塔内での作業となることから、取水設備での取水ができないため、クレストからの放流となる。

このため、潜水作業となり、工事工程を検討した結果、仮放流管及び仮締め切りの据付で約 4 ヶ月を要することから、仮放流管は設置したままの状態でも 2 年目のかんがい期を迎えることとなる。そこで、図-9 に示すとおり取水塔内の仮放流管曲管部は、導水トンネル内の通水阻害を防ぐため 2 年目に据え付けることとし、1 年目は取水塔側壁部及び導水トンネル内の配管のみを行うこととした。

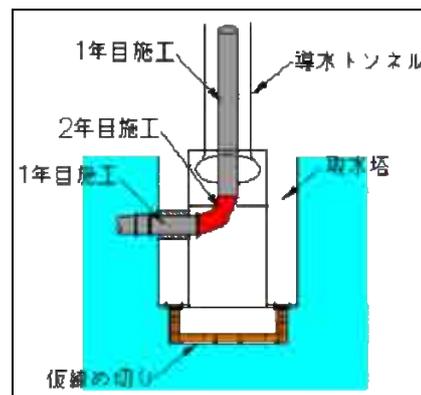


図-9 仮放流管据付工程図

(2) 仮締め切りの据付

仮締め切りの据付についても、下流河川の流水確保及び工事工程を考慮し 1 年目に潜水作業により実施することとした。仮締め切り据付作業は、潜水作業員の安全性、工程の短縮を図るため、仮放流管据付時の貯水位 (EL390.0m 以上) から表面取水ゲートにより取水可能な最低水位である EL377.5m 付近まで貯水位を低下させた時点で着手することとした (図-10)。

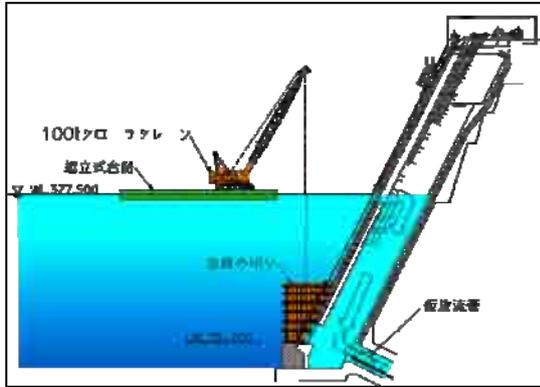


図-10 仮締め切り設置時取水イメージ図

5. あとがき

これまで記述したとおり、大迫ダムの貯水位は本改修工事の施工性、安全性、工程等に大きな影響を与えるため、工事期間中の水位調整が非常に重要である。

非出水期であっても予期せぬ降雨等による水位の上昇が想定されるため、あらかじめ 10 日間程度の作業中断期間を見込んでいるが、長期に渡る降雨や想定以上の降雨量となった場合、工程に遅れが生じることも想定される。

このため大迫ダム管理所と密に連携し、流況の変化や気象状況等について情報の提供を受け、迅速に対応することで工程に遅れが生じないようにすることとする。

なお、昨年 9 月の台風 12 号の影響により、資機材の搬路として予定していた国道 169 号線が斜面の崩壊により大型車両の通行ができなくなり、その他の道路についても車両規制等により通行できなかったため、工事の一時中止措置を実施した。

その後、12月初旬に三重県側からの搬路について、復旧の目処が立ち、また、国道169号線についても2012年3月末に仮復旧が完了し現場着手が可能となった。

隣接家屋への影響を考慮した 土留め工の設計と施工

横守 伸彦¹・三好 孝之²

^{1,2}近畿農政局 紀伊平野農業水利事業建設所 工事第三課 (〒649-6228和歌山県岩出市大町41-1)

本工事は、小田頭首工右岸から西へ流れる小田井連絡水路の開水路区間41.5mについて、2連PCボックスカルバート(B2100×H2100×2連)により全面改修を行う工事であった。施工現場に隣接した左岸側の家屋基礎の擁壁は構造的に不安定で、工事着手前から挙動が進行しており、家屋への影響を考慮しながらの施工が必要であった。さらに矢板の打設位置からは、大塊のコンクリート殻が出現し、土留め工法の大幅な変更を余儀なくされた。このような厳しい現場条件の中で検討し、実施した設計・施工について報告する。なお、工事は擁壁の挙動を観測しながら細心の注意を払って施工を進めた結果、家屋へ目立った影響を与えることなく完成させることができた。

キーワード 土留め工, 隣接家屋, 擁壁挙動調査

1. はじめに

小田井水路は、紀州藩が大畑才蔵に命じて造らせた農業用水路の一つで、1707年から約20年かけて完成させたものである。その後、1965年(昭和40年)頃から約10年間かけ農林水産省等によりコンクリート製の用水路に整備され、現在は全長約30kmの農業用水路として、紀の川右岸の橋本市、かつらぎ町、紀の川市及び岩出市に広がる678haの農地に農業用水を供給している。

小田井連絡水路の高野口区間は、高野口町(現在は橋本市)と農林水産省の共同工事により1990年度から1994年度に実施された国営造成施設整備事業「紀の川地区」(以下「施設整備事業」という)により、大部分(2,270mのうち1996m)が改修された。

当時、高野口町では都市化・混住化が進み生活雑排水の混入が多くなり、小田井水路の維持管理に支障をきたしていた。そこで施設整備事業により、用水路を暗渠化して水路内の藻の発生を防ぎ、さらに町の公共下水道計画と併せることで効果的に用排分離を行い、小田井水路の維持管理を改善させた。

橋本市内の小田井水路の改修状況を図-1に示す。施設整備事業完了時には全延長2,270mのうち、273.8mを残して用排分離された。その後、未改修区間は2001年度から実施中の国営農業用水再編対策事業「大和紀伊平野地区」に引継がれ、2010年度までに75.4mが改修された。2011年度は、残り198.4mのうち41.5mの開水路区間の改修を行った。



図-1 橋本市内の小田井水路改修状況

2011年度改修区間は、左岸側に家屋が隣接連立し、施工中の振動により家屋基礎の擁壁の倒壊が懸念される現場であった。鋼矢板による土留め工法を計画していたが、鋼矢板の打設前に試掘調査を行ったところ、水路の背面に1m³程の大塊のコンクリート殻が投棄されていることが判明した。これにより当初設計していた打設工法では施工できなくなり、大幅な設計変更を余儀なくされた。

本論文では、設計変更にあたっての土留め工法の比較及び選定の過程と本現場で講じた隣接家屋への影響対策について述べる。

2. 当初の施工計画

(1) 周辺状況

本現場は写真-1に示すように、右岸側(写真左側)の市道に対して左岸側には高さ2m程の重力式擁壁があり、この上に家屋が建っている。擁壁の一部は水路側へ大きく(約30cm程度)傾いている。また、この擁壁下部にある水路壁については目地がずれていることから、家屋の荷重が水路にも影響を与えていることが想定される。

(2) 土質及び地下水位

近傍の1地点でボーリング調査を実施した結果、深度5.4m付近でN値が78となった。しかし、この深度のみ異常値となったことから、玉石等に当たった異常値として除外し、土留め工法の検討ではN値50以下(26~46)の砂礫層とした。また、ボーリング孔から測定した地下水位は、水路敷高より5.8m低いことが確認された。



写真-1 施工区間全景(下流より)

(3) 荷重条件及び施工手順

荷重条件及び施工断面図を図-2に、施工フロー図を図-3に示す。

本現場は右岸側の荷重に比べて、隣接家屋がある左岸側には大きな荷重が作用する。そのため、一次埋戻し・鋼矢板打設後の掘削時に左岸側の鋼矢板の変位が大きくなり、隣接家屋に影響することが特に懸念された。構造計算を行い変位量を算出した結果、鋼矢板は左岸側が水路内側へ40.00mm、右岸側が水路外側へ3.85mm変位する¹⁾。また、左岸側の鋼矢板は、引抜きによる擁壁及び家屋への影響が懸念されるため存置することとした。

鋼矢板の打設は、隣接家屋に考慮して無振動で打設する必要があった。当初設計においてN値は50以下と考えて、ウォーター・ジェットを併用した油圧注入で施工することとしていた。

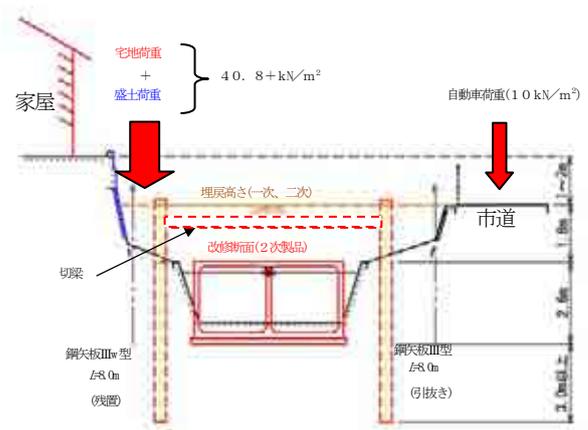


図-2 荷重条件及び施工断面図

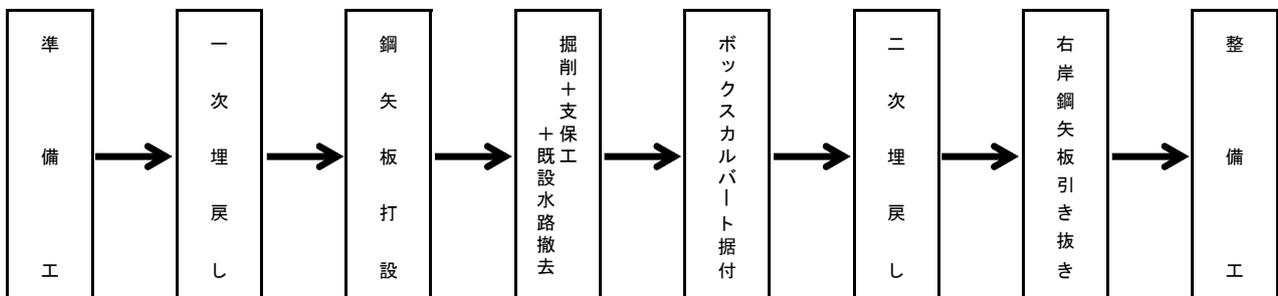


図-3 施工フロー図

3. コンクリート殻の出現による工法変更

(1) 試掘調査

2011年12月5日から水路内の一次埋戻しを開始し、12月7日には右岸側の鋼矢板打設位置を試掘して、地質状況の確認を行った。その結果、写真-2のような1m³程のコンクリート殻が、水路壁の背面に投棄されていることが確認された。その後、右岸市道に影響を与えない範囲で水路壁に沿って試掘を行った。また、左岸側も隣接家屋に影響のない範囲で確認を行った結果、左右岸共にコンクリート殻が確認された。

(2) 土留め工法の再検討

水路壁の背面にコンクリート殻があるため、ウォータージェットを併用した油圧注入での鋼矢板打設が困難となった。そこで本現場で採用が可能と考えられるプレボーリング式親杭横矢板工法、硬質地盤クリア工法、ロックオーガ先行掘削+アースオーガ併用油圧注入工法の

3種類の工法について検討した。各工法の概要及び検討結果を表-1に示す。

検討の結果、水路線形を変更する必要があること、工期が長くなることが欠点であったものの、施工の確実性が高いロックオーガによる先行掘削の後、鋼矢板をアースオーガ併用油圧注入する工法を採用することとした。

4. 隣接家屋への影響を考慮した施工

(1) 施工前の擁壁挙動調査

関係者からの聞き取り調査から家屋基礎の擁壁は、施工着手前から水路側へ大きく傾き、挙動が今なお進行している可能性があった。そこで写真-3に示すように、工事着手前から継続的に擁壁の目地開きを計測することで、挙動調査を行った。なお測点は写真-3に示す2点とした。



写真-2 試掘調査で確認されたコンクリート殻

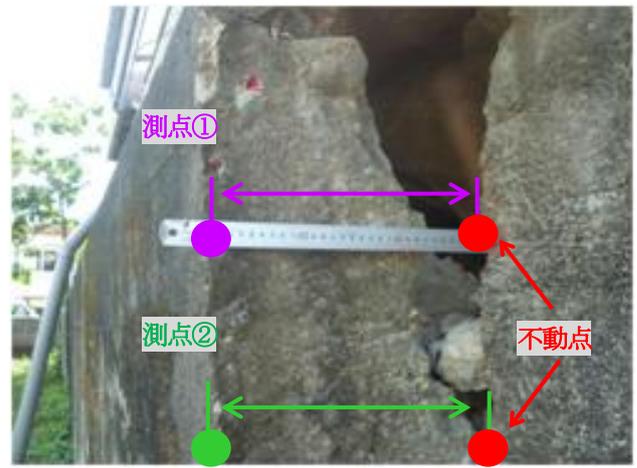


写真-3 試掘調査で確認されたコンクリート殻

表-1 土留め工法の概要及び検討結果

工法	プレボーリング式親杭横矢板工法	硬質地盤クリア工法	ロックオーガ先行掘削 +アースオーガ併用油圧注入
施工写真	 削孔状況	 圧入状況	 先行掘削状況
工法概要	H鋼建て込み状況	圧入状況	圧入状況
検討結果	杭打機に装備したアースオーガによって一定間隔で削孔し、杭の支持層となる深さまで達した時点で根固め液（セメントミルク）を注入、アースオーガを引抜き後に親杭としてH鋼を建て込んで沈設する。その後掘削の進行と共に、親杭間に横杭として木矢板や鋼矢板をはめ込んでいく工法。地下水位が掘削深以下の場合に採用できる。	既に打込んだ鋼矢板を掘削で反力とした圧入機により鋼矢板を建込む。鋼矢板とオーガを連動させながら、オーガで鋼矢板先端部の硬質層を掘削することによって、圧入抵抗力を減少させて圧入する工法。	鋼矢板打設の前に鋼矢板より大きなケーシングのロックオーガにて先行掘削する。掘削完了後、オーガスクリーナーのみ引抜くことで、粉砕したコンクリート塊や玉石を除去する。ケーシングを引き抜く際は、ケーシングにある穴から埋戻土の投入を行い、再度挿入したオーガスクリーナーを逆回転させることで掘削孔の埋戻しと締固めを行う。先行掘削の後、アースオーガを併用して鋼矢板の圧入を行う工法。
	×	×	○

調査結果を図-4に示す。①に示すように、9月頃から目地開きが大きくなっていることが確認された。原因としては、8月25日の台風12号による降雨の影響があったと考えられる。その後、②に示すように、小田井水路の通水停止後から目地開きの広がり速まったが、水路内の一次埋戻しを行ったところ、③④に示すように、挙動は収束している。従って、水路内の用水の水圧により、水路壁及び擁壁の挙動が抑制されていたと想定できる。

(2) 施工中の擁壁挙動調査

施工中も継続して家屋基礎の擁壁及び鋼矢板の変位量を計測することで、施工による影響の有無を確認しながら慎重に施工を進めることとした。

施工中の調査結果を図-5に示す。先述のとおり、一次埋戻し後は擁壁の挙動は収束していたが、矢板打設中の2月13日から再び挙動が確認された。矢板打設による影響が考えられたが、擁壁に隣接した箇所への矢板打設は2月6日の計測までに完了しており、矢板打設による影響

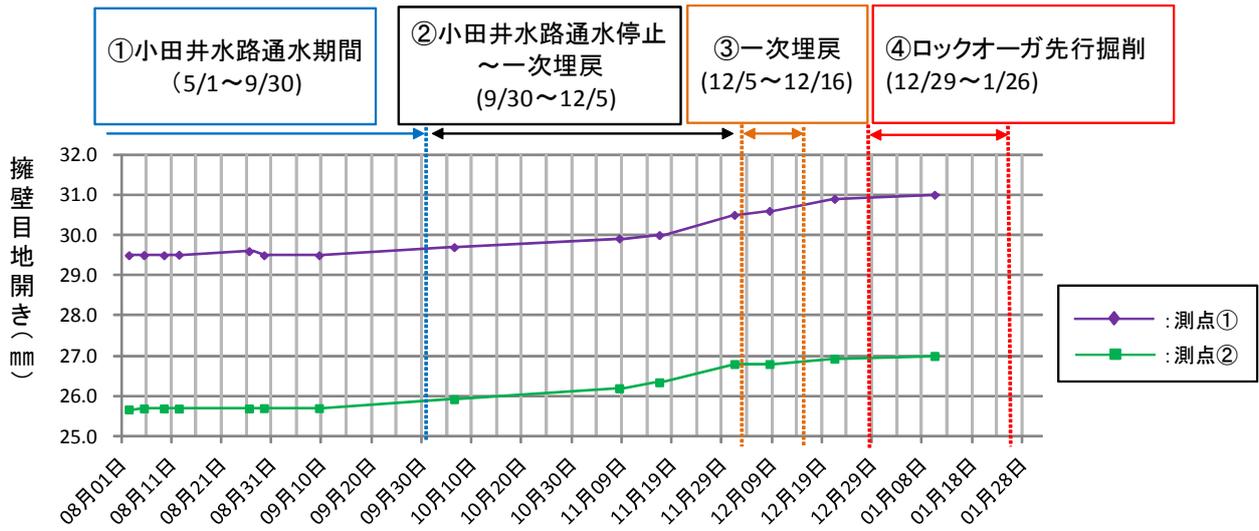


図-4 隣接家屋の擁壁挙動調査結果(施工前から先行掘削まで)

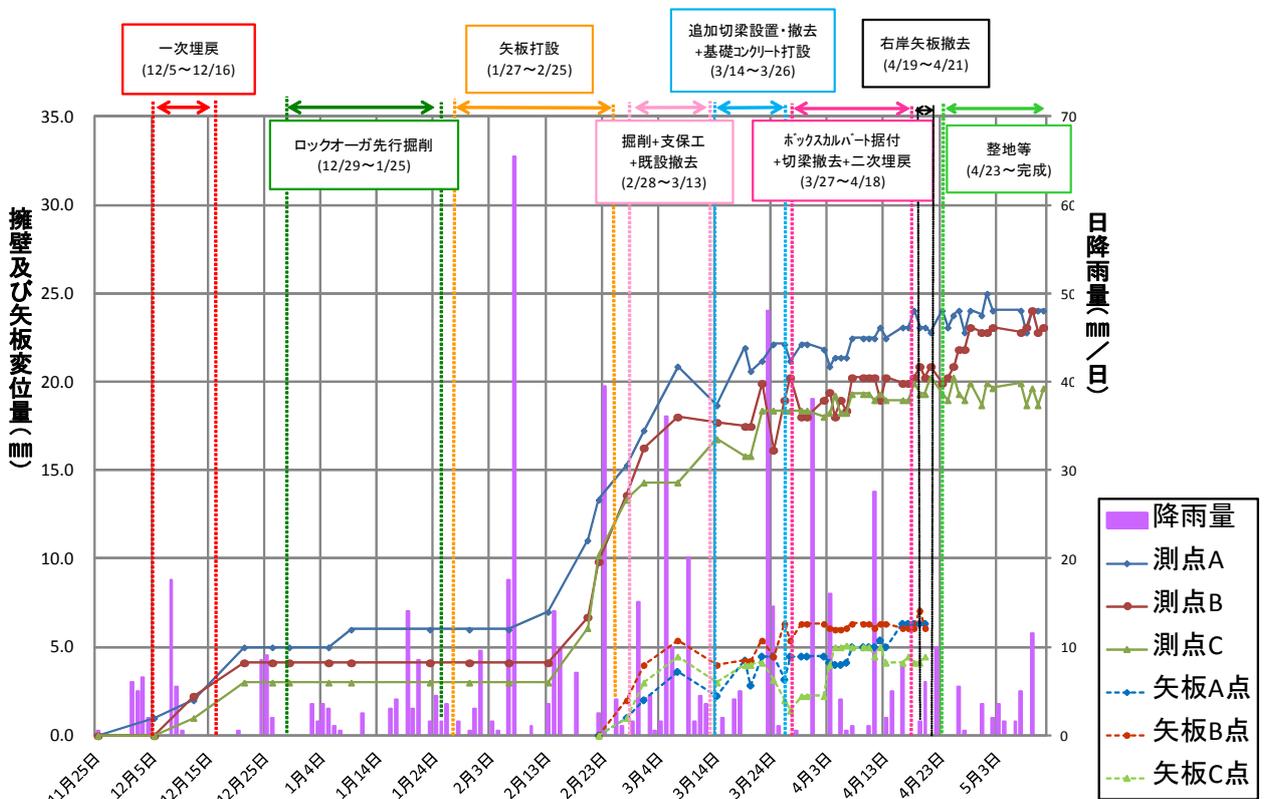


図-5 隣接家屋擁壁及び鋼矢板の挙動調査結果

は小さいと考えられる。原因としては、2月7日に降雨量が65.5mm/日の降雨があり、雨水による影響で1次埋戻し土が緩んだことが想定される。その後、後述する対策を行い施工した結果、着工前からの変位量は最終的に20～24mmにとどまっている。なお、施工時における挙動調査の測点は写真-4に示す擁壁と矢板の各3点で実施した。

(3) 施工における対策

a) 土圧による対策

水路内側からの土圧により擁壁の挙動の進行を抑制するために、一次埋戻しの施工を傾きが進行している家屋擁壁の区間から開始した。さらに、一次埋戻しは市道地盤高までであったが、家屋擁壁は市道地盤よりも高いため、写真-5に示すように、一次埋戻後に家屋基礎の擁壁前面に大型土のうによる仮押さえを12月16日行った。また、2月20日の計測で大きな挙動が確認されたため、2月21日大型土のうの増設を行った。

b) 土留め工の構造変更

鋼矢板の変位を抑制するため、図-6に示すように土留め工の構造変更を行った。変更内容は当初設計では1段だった切梁を2段に変更し、底版は底梁として水路本体の基礎を兼ねたコンクリート打設(t=150mm)を行った。施工手順としては、2段切梁設置後、基礎面まで掘削を行い、底版コンクリート打設・養生を行う。底版コンクリートが強度を發揮した段階でボックスカルバート設置に支障となる2段目切梁を撤去することとした。

この構造変更により、構造計算上の鋼矢板変位量は左岸側が水路内側へ18.7mm(当初40.00mm)、右岸側が水路外側へ2.79mm(当初3.85mm)となる。

c) 地盤改良

鋼矢板周辺の地盤の緩みを抑制するために、存置する左岸側の鋼矢板打設時にセメントミルク注入により地盤改良を行った。

(4) 施工における対策の効果

4(3)の対策を行った結果、図-5に示すとおり一次埋戻しを行って大型土のうを設置した後は、2月7日の豪雨があるまでは擁壁の挙動が安定していたことから、対策a)の効果があったと考えられる。また、特に隣接家屋への影響が懸念された2月28日から3月13日までの掘削及び既設水路撤去期間の擁壁挙動は約3mmとごくわずかに抑えられており、対策b)の切梁増設等による土留め工の構造変更の効果が大きかったと考えられる。また、構造計算による左岸鋼矢板の変位量18.7mmに対して実測値は5～6mmと小さくなっており、対策c)のセメントミルクによる地盤改良の効果もあったと考えられる。



写真-4 施工中の調査測点



写真-5 大型土のう設置状況

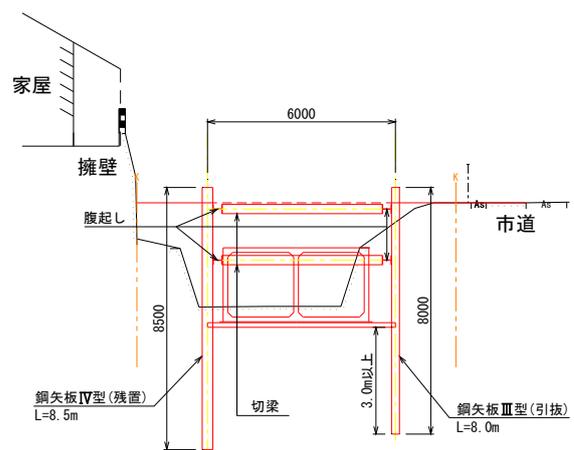


図-6 土留め構造(変更後)

5. おわりに

本現場は、施工着手前から既に傾きの進行している家屋基礎の擁壁に隣接しており、施工に細心の注意が必要であった。さらに大塊のコンクリート殻の出現により、当初想定していた工法、水路線形及び仮設構造の変更対応を早急に迫られることとなり、非常に課題の多い現場であった。本現場では施工着手前から家屋の擁壁の挙動を継続して調査を行い、その結果を基に随時対策を講じることにより、隣接家屋への影響を最小限にして施工を進めることができた。また、土留め工法の変更により工期延長が必要となったが、工期短縮を考慮した施工

機種の選定を行うことで、通水期間に影響を与えることなく完成させることができた。

家屋に隣接した施工現場は多いことから、本論文で報告した対策が少しでも参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) (株)日本水工コンサルタント：平成21年度大和紀伊平野農業水利事業(二期)紀伊平野県営右岸幹線水路(小田井水路改修その13)設計業務報告書、2011