

小本川橋梁建設を振り返って

生馬 道紹*1・石原 重孝*2

久慈線小本川斜張橋は、コンクリート鉄道橋のスパンの長大化へ向けた目的で建設された世界初の鉄道専用プレストレストコンクリート（PC）斜張橋である。

本稿は、当時の設計・施工上の技術的課題への取組みを現在の技術と対比しながら、振り返ったものである。また宮城県沖地震および東北地方太平洋沖地震を生き抜いた小本川橋梁の今を紹介する。

キーワード：鉄道橋、斜張橋、PC斜材、変形法、宮城県沖地震、東北地方太平洋沖地震

1. はじめに

“小本川橋梁は、三陸沿岸に沿って建設される三陸縦貫鉄道久慈線が、岩手県岩泉町小本の小本川を横切る地点に建設されるプレストレストコンクリート斜張橋であります。

この鉄道は、陸中海岸国立公園の太平洋沿岸を縫っており、橋梁形式の選定に当り海に近接するための塩害対策と、景観保持の観点と、コンクリート橋の技術開発を計る目的から世界でも初めての鉄道専用PC斜張橋が採用されました。

斜張橋の斜材は、PCケーブルを線材として使用するのが通例だが、小本川橋梁では、プレストレストコンクリートを斜材に使用し、PCケーブルの許容応力の増加、保守管理の容易さ、活荷重に対するたわみ量の低減等の利点を得ております。

PC斜材は長短の二斜材で構成されており、その断面は60cmとし、この中に破断強度200t本のPCケーブルが8本配置されており、中間橋脚桁上の塔から桁を吊下げています。

橋桁の架設は、ディビダグ工法による、フォルバウアーゲン（移動式架設車）を用いた張出し工法で行い、桁と

斜材の結合ブロック迄くると斜材施工用の支保工を桁の上に組み立て、桁と斜材と塔を同時施工します。斜材のプレストレス導入は塔上において片引きで行い、設計導入力を施工状態を加味して4回に分けて導入します。

斜材は、施工中に生ずる二次応力を避けるために、塔、桁との結合部に間詰部を設け縁切りをして置き、側径間完成してから間詰部を施工し、桁連結後最終プレストレスを導入して完成します。（原文のとおり）”

以上は、建設当時の工事パンフレット（図-1）での「小本川橋梁」（写真-1）の説明である。架橋地点の条件に

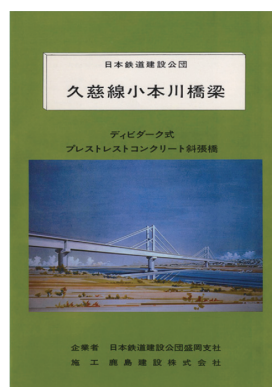


図-1 建設当時の工事パンフレット¹⁾



*1 Michisugu IKUMA

現職 (株) 復建エンジニアリング
常務取締役

当時 日本鉄道建設公団
盛岡支社
小本鉄道建設所



*2 Shigetaka ISHIHARA

(株) 吉田組
常務執行役員

鹿島建設(株) 仙台支店
青森営業所 八戸出張所
小本作業所



写真-1 小本川橋梁全景

マッチした橋梁を建設するだけでなく、維持管理、さらには将来を見据えた技術開発としても新構造形式にチャレンジした様子がうかがえる。

著者らは、当時、発注者側および請負者側の最若手技術者として小本川橋梁の建設工事に携わった。当時の思い出を振り返りながら本報文を執筆してみたい。なお、若手として参加していたため、すべてを把握していたわけではなく、誤り・思い違いによる記述があるかもしれないがご容赦願いたい。

2. コンクリート鉄道斜張橋採用の経緯

昭和40年代後半、盛んに計画・建設されつつあった新幹線などの鉄道橋において、騒音などの環境問題、将来の保守管理などの観点から従来多く用いられていた鋼橋に代って、コンクリート橋が多く採用されるようになっていた。スパンは線路選定上の制約、河川や道路の拡幅などの理由から、年々長大化の傾向にあり、桁形式の場合、PC連続桁橋が選定され、当時最長のスパンは建設中の線区も含めると上越新幹線太田川橋の110mであった。さらに長大化するためには、長大道路橋にみられるような主桁を橋脚と剛結し、スパン中央にヒンジを設ける形式が考えられるが、鉄道橋ではヒンジ構造は折れ角が生じ、列車の走行性に支障があるため、採用された例はない。連続桁形式でさらに長大化するには、鉄道橋特有の制約、すなわち活荷重が大きい、たわみ制限が厳しいおよびスパンが長大化すると相対的に幅員が狭く、支承設置が困難になるなどがある。その結果、桁高増大に伴う橋梁前後のアプローチ部分の施工基面高の上昇による工費増大、桁自重の累進的増大、支承の規模が大きくなり支承設計・製作についての信頼性の問題などがあり、連続桁形式のコンクリート鉄道橋としては限界に行き着いたと考えられていた²⁾。

このような理由から、当時、日本鉄道建設公団では、三陸縦貫鉄道久慈線の建設において、その後予想されるスパンの一層の長大化に対応できる新しい構造形式を模索し、PCトラス橋では太田名部架道橋、安家川橋梁および榎木沢橋梁、逆ランガーアーチ橋では大沢橋梁などに取り組んでおり、小本川橋梁にて中央スパン85mの世界初の鉄道専用PC斜張橋が、その実用化の第一段階として採用された。

工事概要を表-1、主要工事数量を表-2、位置図を図-2、橋梁一般図を図-3に示す。

3. 鉄道PC斜張橋の設計

3.1 設計・施工の方針

前述のように将来のさらなる長大化を念頭におき、小本川橋梁の設計・施工に対し、以下のような方針が策定された。

- ① コンクリートは、通常の現場監理が行える $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ を用いる。
- ② 主桁は、移動作業車を用いた張出し架設とする。
- ③ 斜材配置形状は、塔側斜材定着部の集中を避けるためハープ型とする。

表-1 工事概要

工事名	久慈線小本川橋りょう PC斜張橋その他工事
発注者	日本鉄道建設公団 盛岡支社
施工者	鹿島建設株式会社
工事場所	岩手県下閉伊郡岩泉町大字小本
工期	1977年9月～1979年6月
工事内容	
橋種	コンクリート鉄道橋
列車荷重	KS-16 荷重, 単線鉄道橋
軌道方式	スラブ軌道 A-155 型
橋梁形式	3 径間連続 PC 斜張橋
橋長(支間割り)	177.700 m (45.605 + 85.000 + 45.650 m)
幅員	7.0 m
勾配	8 ‰
平面線形	直線
主桁	一室箱桁断面, PC 構造, 桁高 3.0 m
塔	2 塔式 H 型, RC 構造, 高さ 18.2 m
斜材	2 段 2 面吊ハープ型, PC 部材

表-2 主要工事数量

区分	種別	仕様(当時表記)	単位	数量
主桁	コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	1 080
	PC鋼材	SBPR 95/120 ϕ 26	t	46.0
	鉄筋	SD-35	t	173.4
塔	コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	104
	鉄筋	SD-35	t	16.2
斜材	コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	151
	PC鋼材	SEEE, F-200型	t	46.0
	鉄筋	SD-35	t	37.5

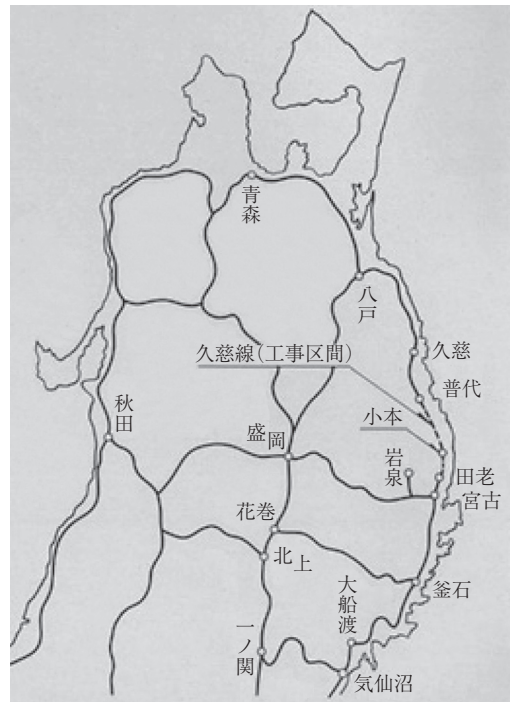


図-2 位置図(建設当時計画に基づく)¹⁾

- ④ 斜材コンクリート形状は、施工性を考慮し直線とする。
- ⑤ 斜材コンクリート施工は、現場打設とする。
- ⑥ 斜材は、ひび割れおよび主桁のたわみ制限を念頭におき、フルプレストレス部材とする。

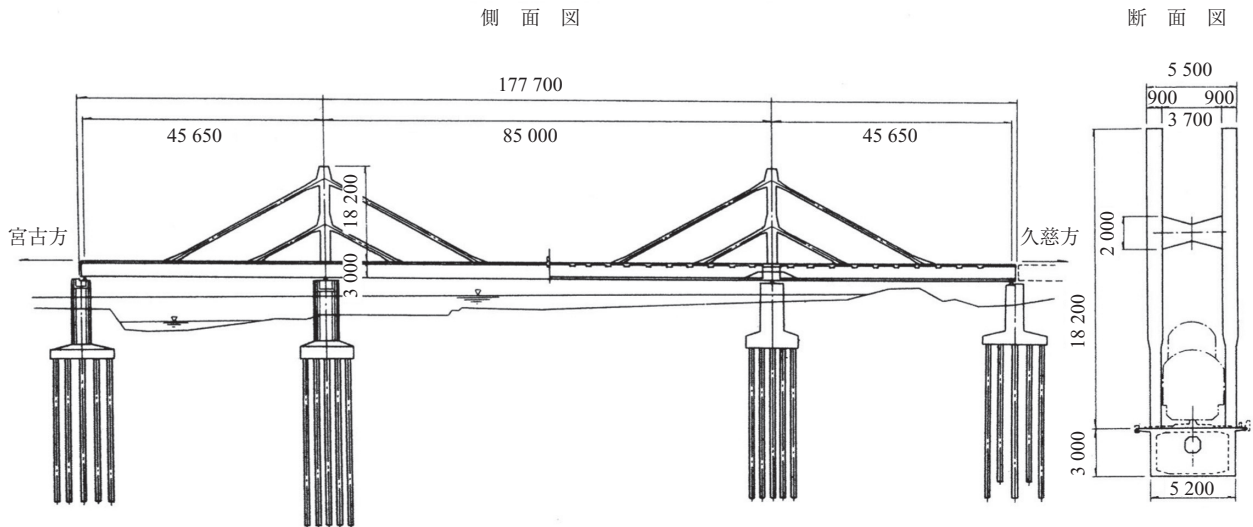


図 - 3 小本川橋梁一般図⁷⁾

- ⑦ 斜材の軸線と主桁ウェブの軸線を一致させる。
- ⑧ 死荷重は主桁のみで負担し、斜材は活荷重対応とする。
- ⑨ 温度変化、クリープ・乾燥収縮の影響を極力排除する。

3.2 設計概要

主桁は、桁高を斜張橋両側に続く PC 単純桁と等しく 3.0 m とし³⁾、桁幅は斜材を主桁のウェブ内に定着できる寸法とした。なお、前述の⑦により、移動作業車のメインフレームを通常のようにウェブ直上に配置できないので、移動作業車アンカーを固定できるように各張出しブロック前面に幅 85 cm、高さ 70 cm の横梁を配置し対処した。

塔は、2 面吊の中間部にタイビームを設けた H 型で主桁と剛結とした。塔高は、美観や施工性を考慮し、長大 PC 斜張橋の実例を参考にし、中央スパン長の約 1/5 (斜吊材定着位置) とした。

斜材は、事前に中央スパン 150 m の新幹線用 PC 斜張橋を想定した試設計にて、PC 鋼材を用いた斜材の場合は、これを PC 部材とした場合に比べ 5 ~ 10 倍の鋼材量が必要であることが分かっていた³⁾。さらに海岸線近くの環境、経済性および保守性を考慮し、PC 部材による斜材とした。

PC 部材としても以下のような課題があった。

- a) 非常に細長い部材であるため、設計荷重に対し引張が生じやすく、フルプレストレスに取めにくい。
- b) 自重による応力を低減するためにサグを採用すると活荷重による曲げが生じる。
- c) 耐風安定性を考慮する必要がある。
- d) 斜材製作・施工を足場の不安定な斜面上で行わなければならない。
- e) 施工が困難な反面、高い精度が要求されるため多段式の採用は難しい。

これらをひとつひとつ検討し、斜材の段数は、1 段吊、2 段吊および 3 段吊を比較した結果、工費面では 1 段吊がやや高く、2 段吊と 3 段吊では同等となり、施工を考慮し 2 段吊とし、塔側の斜材定着部の集中を避けることと美観

を考えハープ型、そして単線鉄道橋であるため 2 面吊とした。また、斜材コンクリートの形状は、直線とし、PC 鋼材 (SEEE-F200, 1 斜材に 8 本配置) の配置形状を放物線とすることで、サグとカタナリー効果を利用した (図 - 4)。詳細は、文献 3) に報告されているので参照されたい。

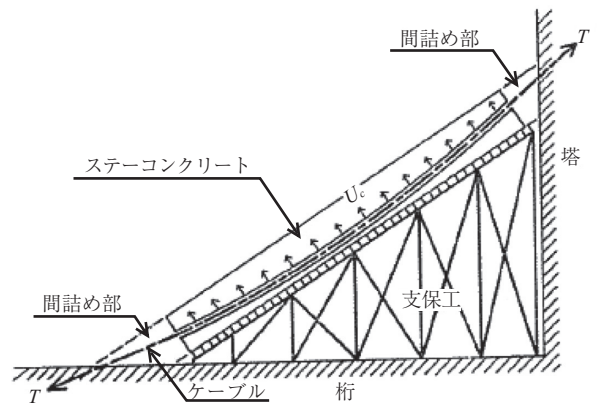


図 - 4 斜材の PC 鋼材配置とカタナリー効果³⁾

3.3 設計計算秘話

当時、電算による構造解析法は、弾性方程式を用いた応力法から、変形法による平面フレーム解析へ移行する時期であったため、第二著者の会社でも電算センターにて電算プログラムを開発し対応した。大型電子計算機が存在していたものの橋梁の構造形式を特定した固有のプログラムを準備し、応力法に基づき弾性方程式を解き、不静定力を算出していた。実務的にはタイガー計算機および対数表などから当時出回りだした電卓や紙りボンテープでデータを入力する小型電子計算機に代替わりしていく時代であった。このように、当時の橋梁構造解析技術は、PC 桁橋が中心で構造的にも低次の外的不静定構造物であり、いわば手計算で設計しているような状況であった。

斜張橋は塔・斜材があり高次不静定構造物であり、さらに施工手順を追った構造解析が必要で、変形法をベースと

した解析プログラムなしに設計計算は行えなかった。

また、それまで応力法ベースでの設計計算を行っていたこともあり、変形法を用いた計算結果について、同値になることを検証せよ、と設計部長に命ぜられ手計算で証明したことを懐かしく思い出す。

斜張橋のクリープは、斜材が主桁のクリープ変形を拘束するため複雑である。また、張出し施工の場合、実際には完成時の各部材の材齢が異なるため、完成後のクリープの進行も異なる。このため、①従来からの平均材齢を用いる方法とクリープの進行を逐次積分して求める方法、②クリープの進行曲線を道路橋示方書および CEB'75 に基づくものを用い、比較計算を行い設計した⁴⁾。当時の大型電子計算機でも 10 段階程度に区分し積分するのが能力的に精一杯であった。

これら平面フレーム解析の導入による外的・内の高次不静定構造物を解析できるようになったこと、クリープ解析の精密化が、その後の PC 斜張橋の設計・建設の発展に大きく貢献したものと考えられる。その後、第二著者は PC 技術協会の会誌編集委員を務めたが、その頃は PC 斜張橋が日本全国に数多く建設されており、当時の会誌編集委員長であった池田尚治先生（現、横浜国立大学名誉教授）から、PC 斜張橋のクリープ解析をどのように行っているのか、読者、とくに若手技術者にわかりやすく紹介するようにと、本誌『プレストレストコンクリート』「講座」の原稿執筆を依頼され、拙文ながら紹介した^{5, 6)}。

斜材と主桁および塔との定着部については、接合部分の 1/20 エポキシ樹脂模型による光弾性実験に頼っており²⁾、現在なら 3 次元立体 FEM 解析にて、いとも容易く、それも高精度で評価できることを思うと、当時は現在のような設計技術の急激な進歩など思いもよらなかった。

4. わが国初の PC 斜張橋の両側張出し施工

4.1 上げ越し管理

小本川橋梁は、わが国初の PC 斜張橋の両側張出し施工の工事であった。張出し施工に先立ち、主桁上げ越し管理に資する上げ越し計算を行うが、それまでの桁橋と違って、死荷重による下方への主桁たわみより、斜材の緊張による上方への主桁たわみが上回り、下げ越す結果となった。そのためではないが、オブティシュ（美観上の上げ越し）を中央径間中央で 30 mm 上げ越しを付加しておいた。

当時の PC 桁橋の施工経験者にとっては、斜材緊張によって計算どおり主桁が上方にたわむなんて、まったくの未経験であったため、半信半疑の状況であった。第二著者は、現場赴任前に東京の設計部にて上げ越し計算を実施し、その成果をもって現場に異動して行ったが、桁を下げ越して張出し施工した経験のない先輩社員から、計算が間違っているのではないかと毎日のように、斜材緊張のときまで言われ続け、斜材の緊張時に主桁が上方に変形したときにはほっとしたのを覚えている。

4.2 コンクリートの施工

この工事で最も苦労したのは、斜材の施工である。橋面上から支柱式固定支保工（写真 - 2）を設けるのだが、斜

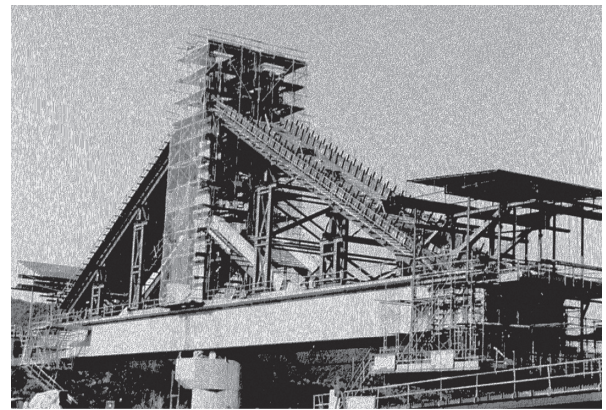


写真 - 2 PC 斜材支柱式固定支保工

材は約 27 度の傾斜角を有し、この上面の仕上げが困難をきわめた。実物大の模型にて斜材コンクリートの打設試験を実施し、上型枠に布を貼ったり、型枠バイブレータを使用したりしたが、脱枠後の上表面の気泡を取り除くことはできなかった。結局、上型枠を付けながら打ち上げていき、サンプリングしたコンクリートの硬化具合をみながら、打設後 1～3 時間後に下から上型枠を順次取り外し、金コテ仕上げする方法で、表面を仕上げる方法とした。

当時の主桁コンクリートは、スランプが $6 \pm 1.5 \text{ cm}$ であり、コンクリートの打込みはポンプ打設を採用せず、クレーンによりバケットで橋面上のホッパーまで運び、さらにベルトコンベアで打設ブロックまで運搬し、一輪車にて運び込み、投入した。塔および斜材ともクレーンによるバケット打設であった。したがって、鉄筋や PC 鋼材の入り組んだ部位のコンクリート打設量は平均 1 時間あたり 15 m^3 程度であった。

現在のような高流動コンクリートを用い、上型枠として表面に気泡ができない繊維型枠を斜材の施工に使えたなら、また、斜材をプレキャストセグメント化できているならば、あのような苦労はなかったことであろう。

4.3 PC 斜材の緊張

斜材と主桁および塔との間に間詰め部と称する空隙を設けて、斜材コンクリートを主桁および塔から隔離した（図 - 4）。中間橋脚からの張出し架設が終了した後に、この間詰め部にコンクリートを打ち込み、斜材コンクリートを主桁および塔と連結し、斜材に 1 次プレストレスを導入した。このため、間詰め部にコンクリートを打ち込む前は、斜材の PC 鋼材に張力を導入しても斜材のコンクリートには軸力が作用しないことになる。

さらに、設計上、斜材コンクリートに一律な上揚力が働くように斜材の PC 鋼材の配置形状を工夫したことにより、PC 鋼材に張力を導入すると見かけ上、斜材の自重を小さくすることができ、斜材自重による曲げモーメントの発生を小さくすることを可能にした。このようにして、斜材のフルプレストレス化を実現した。

斜材の緊張は、主塔側を緊張端、主桁側を固定端とし、緊張ジャッキ 4 台を用いて張出し方向左右同時、かつ上下流側斜材を対称に緊張する方法をとった。斜材ケーブルに

はねじ定着式の SEEE F-200 を採用した。張出し施工を終え、側径間閉合までは、斜材の両端に間詰め部を設けたため、いわば斜材は裸のケーブルであったが、間詰め部を除く斜材部分と定着部はコンクリートに埋設されていた。よって、その間の角変化と長さによる摩擦損失、さらに弾性短縮量は主桁と主塔の定着間の弾性変形量、すなわち、1 斜材 8 本の PC ケーブルを順次 1 本ずつ緊張するため、緊張順序に伴う短縮量も考慮しなければならなかった。そのため、手計算による緊張計算は煩雑をきわめ、大変苦勞した思いがある。パソコンが普及した現在では考えられない現場での作業であった。

斜材緊張では、所定の緊張力が固定側の主桁定着体に伝達するかどうか最大の課題であった。この課題を解決してくれたのが、当時でも最先端の計測技術であった。主桁側の定着体に埋設型ロードセルを設置し、直接、固定端での緊張力を測定するとともに、斜材の中間点にはコンクリート有効応力計を設置し、プレストレスによる導入応力を設計値と対比・確認しながらの施工であった。

小本川橋梁では、これら計器のほか、PC 斜張橋のクリープ・乾燥収縮特性を把握するため、各種埋設計器を用いて経時的変化についても測定した。これらの成果は文献 7) に報告されている。

5. 宮城県沖地震に遭遇

1978 (昭和 53) 年 6 月 12 日 17 時 14 分、宮城県沖地震が発生し、施工中であった小本川橋梁も地震動を受けた。先行する宮古方の P7 橋脚の張出し架設を終え、その日は、側径間吊支保工部の型枠・鉄筋組立てを終え、コンクリート打設直前の状態であり、工事事務所で翌日の作業打合せ中であった。外をみると地面が波打ち、激しい揺れであった。

地震後、直ちに現場に向かうと、吊支保工部は型枠がずれ動いており、斜材は間詰め部で外側に滑っていて、平面的な直線性を欠いていた。いずれにしても、側径間閉合前で最大張出し時の構造系でかなり複雑な動きをしたようであった。

結局、吊支保工部は再度、支保工をセットし直し、型枠・鉄筋も組み直した。斜材はレバブロックで引き寄せ、正規の位置に戻した。

主桁、塔、斜材および橋脚すべてを点検したが、ひび割れなどの被害はなかった。なかでも、最大張出し時にもっとも大きな断面力を受ける仮固定部は、まったく健全であり、ひび割れひとつなかった。このことについて、後日、仮固定を見学した方々から、仮固定部の設計手法に関する問い合わせがあった。

6. 東北地方太平洋沖地震を受けて

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分に発生した日本の歴史上最大規模の地震は東北地方を中心に甚大な被害をもたらした。著者らの会社から震災後、直ちに専門家の調査団を派遣し、被害調査を実施した。残念ながら、著者ら自身は震災後、現地を訪れていないので、ここでは調査団から聞い

た範囲で小本川橋梁の震災後の状況を紹介する。

点検の結果、地震による被害はまったくなかった (写真 - 3, 4)。津波の影響を懸念したが、橋梁位置までは津波は到達しなかったようである。



写真 - 3 地震後の小本川橋梁



写真 - 4 地震後の中間橋脚の支承・ストッパー

三陸鉄道北リアス線として利用されてきた小本川橋梁であるが、本線では至るところで、橋梁をはじめとした構造物が地震と津波で大きな被害を受けたにもかかわらず、無傷であったことは不幸中の幸いであった。

ただ、小本川橋梁の建設に携わってくださった小本の地元の多くの方々が、津波で家を流出され、今も仮設住宅住まいを余儀なくされているとのことである (写真 - 5)。一日も早い復興を祈るばかりである。

7. おわりに

小本川橋梁は、1979 (昭和 54) 年 6 月に無事竣工し、列車が走るのは、三陸縦貫鉄道久慈線が紆余曲折を経て 1984 (昭和 59) 年 4 月 1 日、第三セクター三陸鉄道北リアス線として開通したときになる。

第一著者が入社した頃は、タイガー計算機が最後の輝きを放っている頃で、事務室内のあちこちで「くるくるチン」の「チン」の音がしていた。このような環境の中で、



写真 - 5 架橋地点下流 1 km 小本川水門周辺の状況

このようなプロジェクトが存在したことは、時代に隔絶して「すごい」ことであったと思う。私はというと目の前の仕事（使っ走り程度だったが）に手一杯で、自分が何をしているのかよく理解できなかった。それでも、時代の空気を吸いながらこのプロジェクトに参画できたことは、その後の自分にとって大きな財産となった。

第二著者は、東日本大震災の前の 2009 年 9 月に小本川橋梁を 31 年ぶりに訪ねた。建設に携わってくださった地元の方の案内で、身近に橋梁を観察した。もっとも懸念していたことは塩害であった。当時の設計基準ではコンクリートのかぶりは 30 mm であったので、錆汁や遊離石灰等の損傷がでていのではないかと心配していたが、見渡すかぎり、そのような兆候は見られなかった。主桁側面のコ

ンクリートなどは健全そのものであった。当時のコンクリートの骨材には川砂利、山砂が使われていたと記憶している。流動化剤など使用せず、方配合どおりの硬練りのコンクリートをバケツ打ちで時間をかけて打ち込んだ。良質なコンクリートを入念に施工することが、構造物の長寿命化への最高手段であることをあらためて認識した次第である。

この橋梁の建設に参画した多くの方々に、あらためて敬意を表するとともに、このような発表の機会を提供していただいたことに謝意を表したい。

最後に、小本川橋梁が、いつまでも健全で、早期の震災復興を含めて、地域の発展に寄与し続けてくれることを祈念して、筆をおくことにする。

参考文献

- 1) 「日本鉄道建設公団 久慈線小本川橋梁」工事パンフレット
- 2) 西山啓伸編著：新体系土木工学 43, 橋梁上部構造 (Ⅲ), 5.2 コンクリート斜張橋 (鉄道橋), pp.265 ~ 276, 1980.6
- 3) 沢野耕二, 小林哲久：久慈線小本川 PC 斜張橋について, プレストレストコンクリート, Vol.20, No.4, pp.10 ~ 16, 1978.8
- 4) 高橋昇, 生馬道紹：PC 斜張橋の設計と施工 -久慈線小本川橋梁-, 橋梁と基礎, Vol.14, No.3, pp.1 ~ 8, 1980. 3.
- 5) 石原重孝：PC 斜張橋のクリーブ解析の基本 (その 1), プレストレストコンクリート, Vol.27, No.2, pp.105 ~ 108, 1985.3
- 6) 石原重孝：PC 斜張橋のクリーブ解析の基本 (その 2), プレストレストコンクリート, Vol.27, No.3, pp.87 ~ 89, 1985.5
- 7) 三村長二郎, 竹田哲夫ほか：PC 斜張橋の応力性状・振動特性などの実測と考察 -久慈線・小本川橋りょうの場合-, 鹿島建設技術研究所年報, 第 28 号, pp.37 ~ 44, 1980.7

【2012 年 9 月 4 日受付】



刊行物案内

PC 箱桁外ケーブルに用いる防錆被覆 PC 鋼材の 性能照査指針

平成 24 年 4 月

定 価 2,800 円 / 送料 300 円
 会員特価 2,200 円 / 送料 300 円

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会