

防災・減災・強靱化に対する PC構造物の取組み

－第41回PC技術講習会－

平成25年6月

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会

目 次

プレストレス技術による建築物の防災・減災・強靱化 1

—プレストレス、高性能材料、高復元性、アンボンド PC—

京都大学大学院教授・本工学会副会長	西 山 峰 広
大阪大学名誉教授・本工学会理事	大 野 義 照
京都大学名誉教授	渡 邊 史 夫

PC 工学会の国際化の取組み 11

—日越ワークショップ、fib シンポジウム2012、fib コミッション9—

埼玉大学大学院教授・本工学会理事	睦 好 宏 史
鹿島建設(株)	齋 藤 公 生
オリエンタル白石(株)	二井谷 教 治
住友電工スチールワイヤー(株)	木 戸 俊 朗

道路橋のメンテナンス —臨床からの戦略— 33

—振動計測、撤去桁、グラウト充填調査、載荷試験—

独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	木 村 嘉 富
〃	本 間 英 貴
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会	谷 口 秀 明
〃	北 野 勇 一
〃	小 林 崇

コンクリート鉄道橋のメンテナンス 57

—維持管理、健全度、検査、措置—

(公財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造	岡 本 大
コンクリート構造	田 所 敏 弥
構造力学	曾我部 正 道
企画室	谷 村 幸 裕
(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術第1課	玉 井 真 一

PC 鋼材の展望 77

—防錆被覆 PC 鋼材、高強度 PC 鋼材—

(株)高速道路総合技術研究所	青 木 圭 一
埼玉大学大学院教授・本工学会理事	睦 好 宏 史
(株)富士ピー・エス・本工学会理事	堤 忠 彦
(株)ピーエス三菱	河 村 直 彦
八千代エンジニアリング(株)	上 杉 泰 右
(株)オリエンタルコンサルタンツ	熊 坂 徹 也

プレストレス技術による建築物の防災・減災・強靱化 —プレストレス、高性能材料、高復元性、アンボンドPC—

京都大学大学院教授

西 山 峰 広

大阪大学名誉教授

大 野 義 照

京都大学名誉教授

渡 邊 史 夫

1. はじめに

2011年東日本大震災は、プレストレストコンクリートの研究者や技術者にも多くの課題を残した。被害とその分析は、プレストレストコンクリート工学会「東日本大震災 PC 構造物災害調査報告書」に詳しく記されている。旧基準で設計施工された建築物には早急に耐震補強を施し、将来の大地震に備えなければならないことなど多くの教訓が得られた。

震災後、将来の巨大地震や大津波に備えて、防災・減災・強靱化が以前にも増して言われるようになった。中でも津波への対策が急務であることは議論を待たない。一方、津波のレベルが議論されているように、1000年に1回という頻度の巨大地震や大津波に対して、構造物を無被害に留めることは不可能である。ある程度の損傷は許容し、ソフト的な施策との連携の下に、人命保護を第一の目標にする対策立案が現実的な対応である。さらには、巨大地震や大津波によって損傷を受けたとしても、早期の復旧と復興が可能となるような構造物を計画することが重要となる。

プレストレス技術は従来の使用法の枠を越えて現在広範に活用されている。本稿では、プレストレス技術を用いて建築物の防災・減災を推進し、強靱化する方策についてまとめる。

2. プレストレス技術の変遷と建築物の防災・減災・強靱化

プレストレス技術は元来長期荷重下でのコンクリート部材の性能を改善するために開発され、使われてきた。ひび割れを抑制あるいはその幅を制御し、たわみを抑えることがプレストレスの役割であり、大きな積載荷重を支持し、耐久性の高い構造物が構築されてきた。また、プレキャスト部材をプレストレスにより圧着する工法により施工性が高まった。これにより、例えば図-1の体育館のような大空間を構築することが可能となった。プレストレスによる構造性能改善により、コンクリート系構造の利用範囲が広がってきた。

一方、プレストレストコンクリートを地震に抵抗する構造に利用すると、不利であるとされてきた。弾性的な挙動を示すため、履歴エネルギー吸収が小さく、地震に対する応答が大きくなるためである(図-2参照)。しかし、弾性的な挙動を示すということは、すなわち残留変形が小さく、復元性(地震の前の状態に戻る性能)に優れるということである。近年はこのプレストレスによる復元性が注目され、多方面で応用されている。

過去の大地震後においてもたびたび指摘されてきたが、とくに、2011年東日本大震災後、BCP(事業継続計画)の重要性が増している。BCPにはソフト的な対策もあるが、ハードすなわち施設や設備の継続使用を図ることも重要である。復元性の高い構造システムによって構築された建

建築物は、地震後早期に復旧でき、事業継続性が高い。

復元性に優れるだけでは、地震に対する応答が大きくなるという欠点が残る。そこで応答を抑制するためにエネルギー吸収要素を組み合わせる。このように、復元性に優れた弾性要素とエネ



体育館内部



テンションリング

図-1 大阪市中央体育館

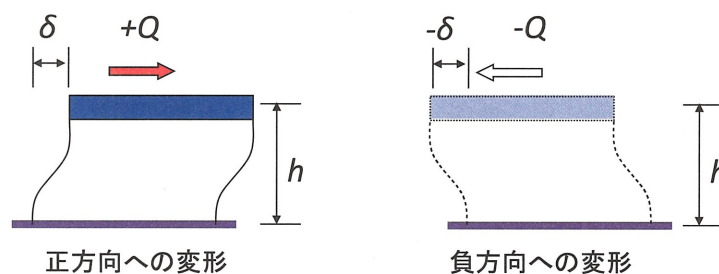
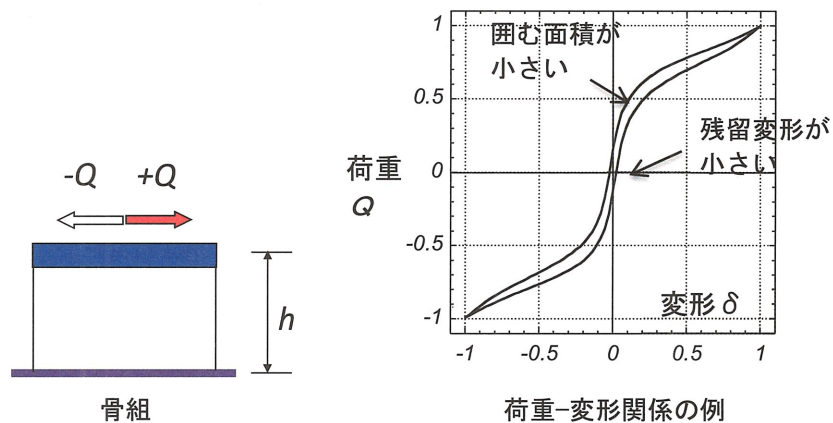


図-2 プレストレストコンクリート部材の荷重-変形関係

ルギー吸収要素を組み合わせることにより、地震時の応答は抑制され、かつ、地震後に元の状態に復帰するような耐震性に優れた構造システムを構築できる。

プレストレストコンクリート要素が弾性要素に、鉄筋コンクリート要素やダンパーがエネルギー吸収要素にあたる。図-3に概念図を示す。例えば、部材断面レベルでは、PC鋼材が弾性要素、普通強度鉄筋がエネルギー吸収要素となる。骨組レベルでは、PC部材が弾性要素、RC部材やダンパーがエネルギー吸収要素になる。これら要素を組み合わせることにより、復元性が高く、かつ、履歴エネルギー吸収に優れた構造システムが可能となる。このような構造システムは、地震時には応答が抑えられ、かつ、地震後の残留変形も小さくなる。

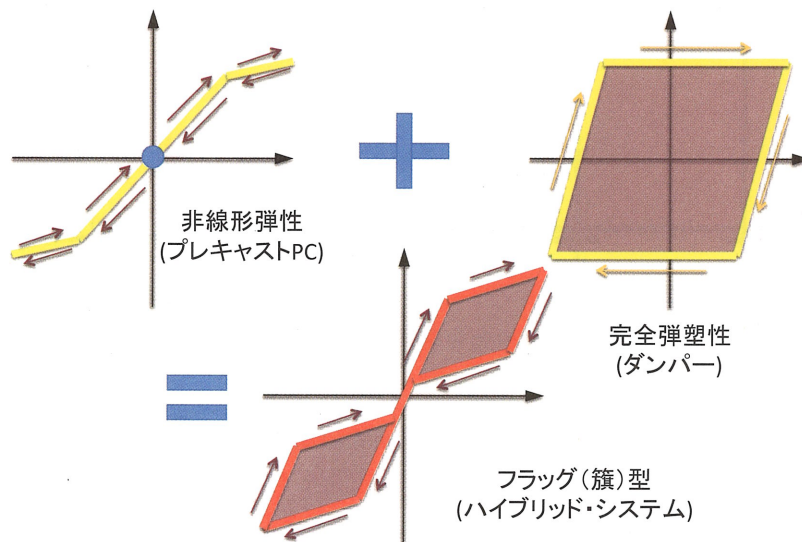


図-3 荷重－変形関係：弾性要素とエネルギー吸収要素の組合せ

大きな変形まで高い復元性を維持するには、PC鋼材は降伏せず、導入力を失わないことが必要となる。そのため、付着のあるPC鋼材よりも、付着のない、アンボンドPC鋼材を利用する。付着のあるPC鋼材が局所的に大きなひずみを受けるのに対して、鋼材のひずみが鋼材全長にわたって平均化されるため、小さなひずみとなり降伏しにくくなる。

プレストレスによって復元性を高めた壁の研究はかなり古くから行われている。図-4はそのプロトタイプとも言える PRESSS Project (PREcast Seismic Structural System) において開発されたロッキングする複数の連層耐震壁である。壁には縦方向にアンボンドPC鋼材が配置され、復元性を高めている。一方、壁と壁の接合部分にはU字型鋼材ダンパーが設置され、左右の壁がロッキングしたときの上下方向の変位差によりダンパーが働く。また、図-5では、

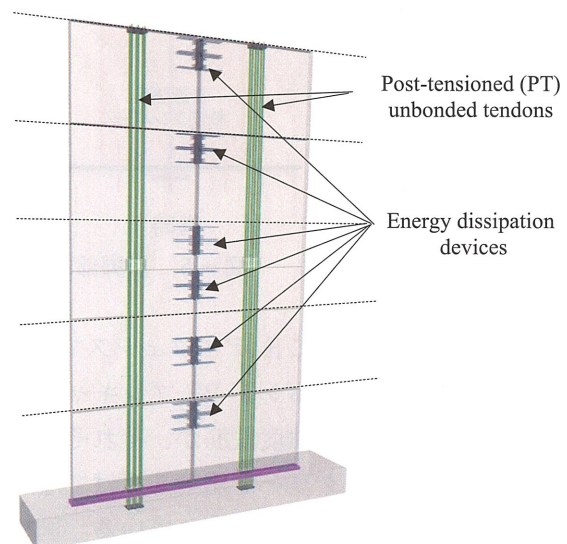


図-4 (1) ロッキング壁 (PRESSS Project)

壁と基礎梁の接合部分に普通強度鉄筋を配置し、これが降伏することにより履歴エネルギーを吸収する。通常の配筋を行うと、接合面で大きなひずみを受けて破断してしまうこともあるので、付着を意図的に無効化した区間を設け、ひずみが集中しないようにしている。

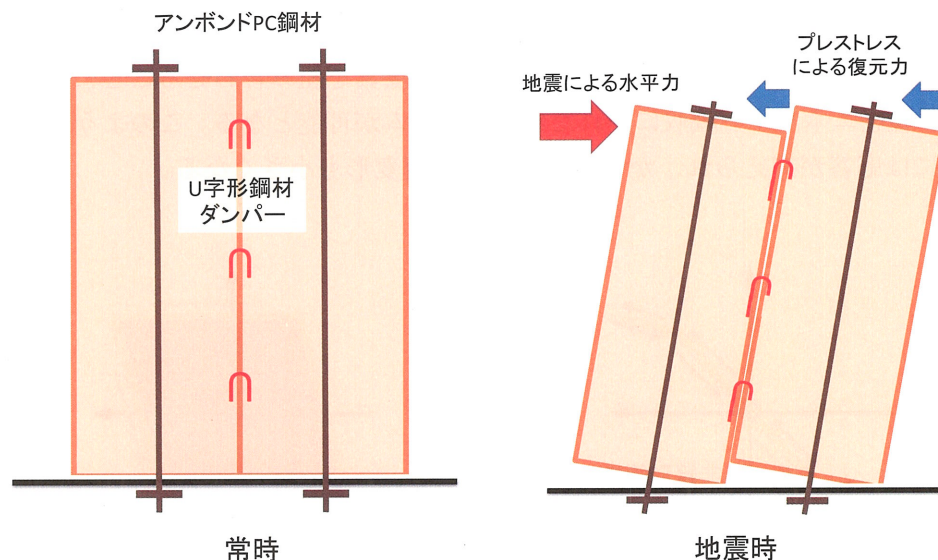


図-4 (2) ロッキング壁 (PRESSS Project)

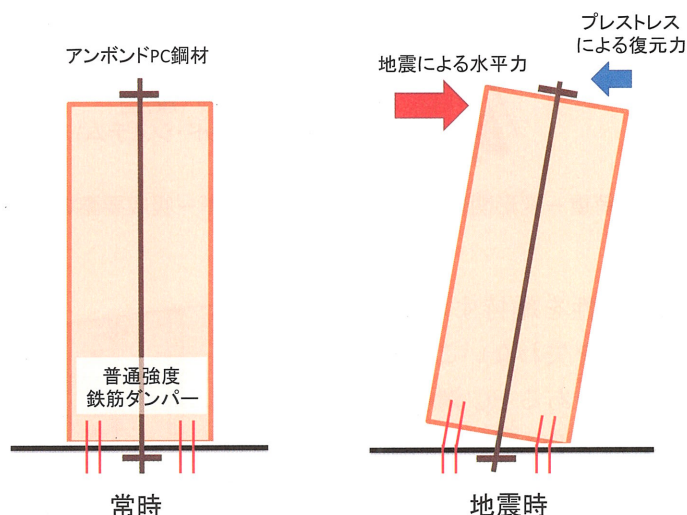
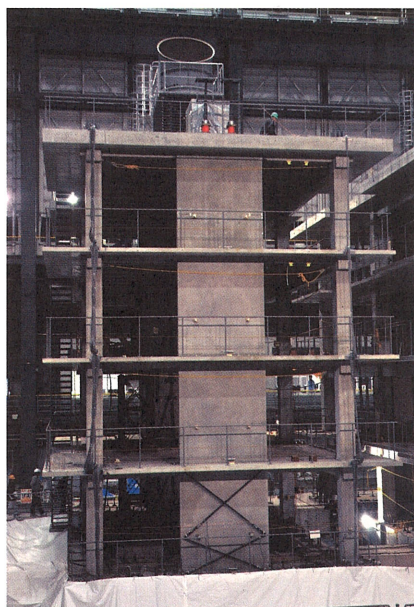


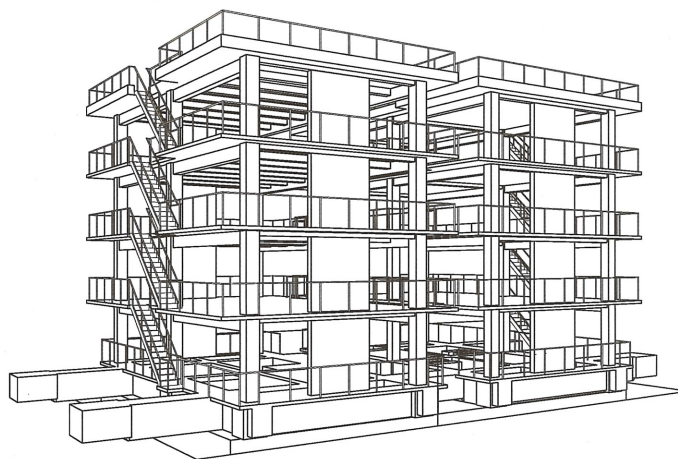
図-5 壁脚部に配置された普通強度鉄筋ダンパー

図-6 は、2010年にE-ディフェンスで実験された4階建て実大プレストレストコンクリート建物に使用されたアンボンドPCプレキャスト壁である。この壁では、アンボンドPC鋼材と壁脚部に配置された普通強度鉄筋が、それぞれ弾性要素と履歴エネルギー吸収要素の役割を果たす。

このようなコンクリート建築物だけでなく、鉄骨造や木質部材にプレストレスを導入して復元性を高めるシステムが提案されている。図7は、ニュージーランドのPRES-LAM^{1, 2)}と呼ばれるプロジェクトで開発された木質部材にプレストレスを導入して構築する柱梁接合部と計画建物を示す。ニュージーランドでは、2011年2月22日のクライストチャーチ地震以後、特に被災後の復旧性に対する関心と要求が高まっている。ここでもプレストレスが復元性を高めるために利用されている。さらには、鉄骨造にプレストレスを導入して復元性を高める構造も開発されている。

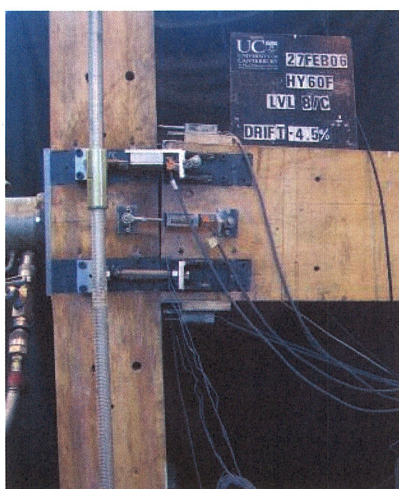


PCaPC 壁（頂部に導入用ジャッキ）



PCaPC 骨組と RC 骨組を同時に加振

図ー6 E-ディフェンス4階建て実大PCaPC建物の連層耐震壁



梁にプレストレスが導入された木の柱梁接合部
(履歴エネルギー吸収デバイスも設置)



計画されている建物

図ー7 PRES-LAM プロジェクトで実施された部材接合部実験と建物

3. 既存建築物の耐震補強による強靱化

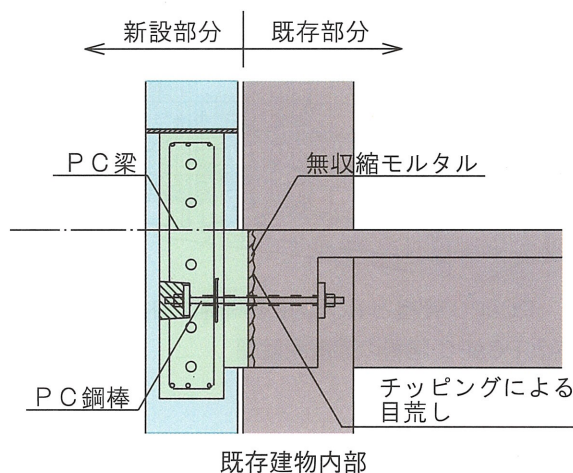
2011年東日本大震災では、現行耐震設計基規準により設計された建築物への大きな被害は見られなかった。また、耐震補強された建物も一部で被害が報告されているが、人命保護という目的は十分に達成された。1995年兵庫県南部地震をはじめ、2011年東日本大震災以前の大きな地震についても同様の報告がなされている。

プレストレス技術による耐震補強は、第34回技術講習会テキスト（2006年）「建築物の耐震改修とPC技術」に詳しく記載されている。2011年東日本大震災後の調査においても、プレストレス技術を利用して耐震補強された建物の被害は、ひび割れなど軽微なものを除いて確認されていない。耐震補強の有効性が示された。

プレストレスがどのように利用されているのかを分類すると以下のようになる。

1) 補強要素を既存骨組に圧着 (図-8)

既存骨組部材に貫通孔を開け、ここにPC鋼棒を通してプレストレスを導入し、補強要素と既存骨組を圧着する方法である。この方法は、既存建物内部での工事が必要となるが、あと施工アンカーよりも確実な接合を行うことができる。



外付けフレームの圧着

図-8 PC鋼棒による圧着接合

2) コンクリートブレースへの圧縮力導入によりひび割れ防止と剛性低下防止 (図-9)

コンクリートブレースは圧縮には強いが引張に弱く、ひび割れると剛性が大きく低下する。プレストレスにより圧縮力を導入しておけば、プレストレス力に相当する引張力が作用するまではコンクリートに引張応力が作用せず、ブレースを有効に働かせることができる。



コンクリートブレースによる補強



志津川病院東棟（南三陸町）
（昭和49年建設、平成17年度耐震補強）

図-9 プレストレスを導入したコンクリートブレースによる耐震補強

3) 初期張力を導入したPC鋼材を引張材として利用 (図-10)

PC鋼材をブレースとして使用する方法である。PC鋼材にはプレストレスが導入されている

ため、圧縮となる方向への地震力であっても、圧縮応力とならないように設計されており、座屈しない。



塩電市立第二中学校

図-10 PC鋼材を斜材としたブレースによる補強

4) プレキャスト補強要素同士、および現場打ち部材との圧着接合 (図-11)

耐震補強工事の期間は短ければ短いほどよい。学校校舎の工事では、夏休み期間など工期が限られている。このような制約の下、現場での工事をなるべく少なくし、工期短縮を図るにはプレキャスト部材の利用が最適である。プレキャスト部材同士の接合にも現場打ちコンクリートをなるべく少なくするような工夫が必要である。また、プレストレスによる圧着接合はコンクリート構造物の特徴である一体性という点からも適している。

基礎は現場打ちとするので、これに対してプレキャスト部材を接合する際にも、圧着接合は有効である。ただし、柱の場合 PC 鋼材だけでは曲げ強度が不足し、普通鉄筋を機械式継手で接合する場合もある。

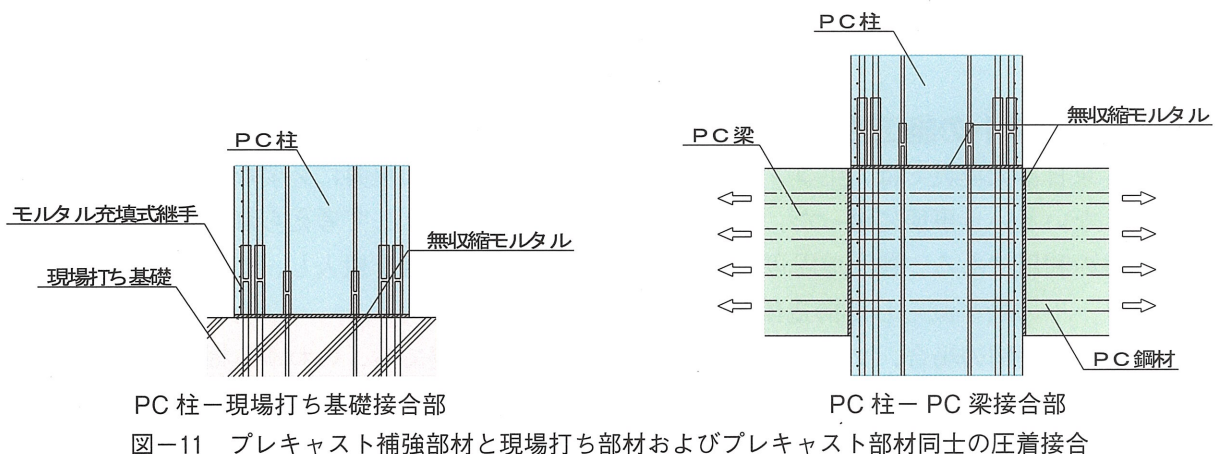


図-11 プレキャスト補強部材と現場打ち部材およびプレキャスト部材同士の圧着接合

5) 転倒防止用地盤アンカー (図-12)

耐力壁を増設すれば建物強度を大きく高めることができる。しかし、転倒モーメントが大きくなり、これによって建物の水平耐力が決まってしまう場合がある。このような場合には、引き抜きに抵抗できる杭を新たに設けたり、地盤アンカーを利用したりすることがある。ここでもプレ

ストレス技術は利用されている。プレストレスを導入することにより、浮き上がりと転倒が防止できる。

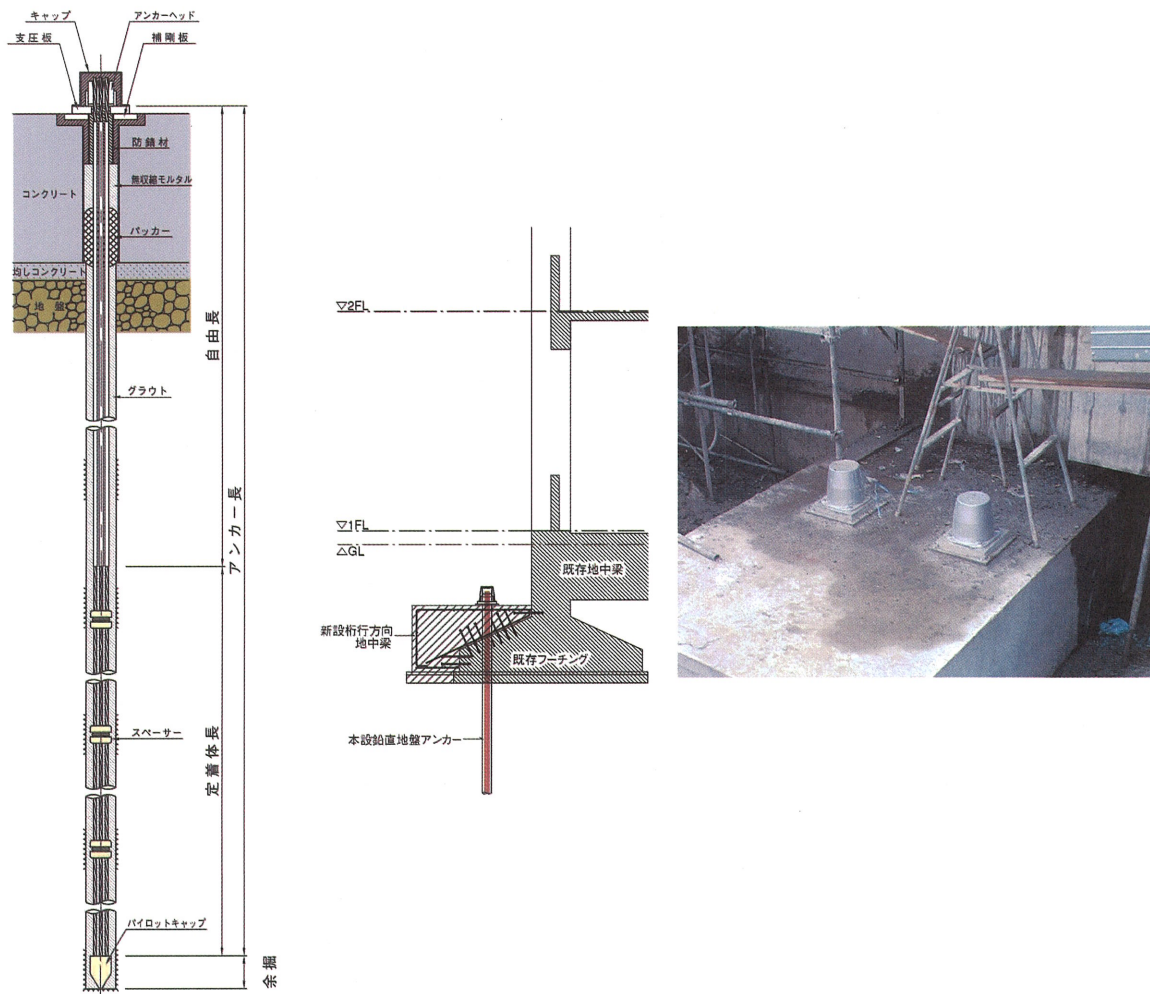


図-12 地盤アンカー

4. プレキャストの施工性とプレストレス技術を活かした早期復旧と復興

2011年東日本大震災では、生コンクリート工場が被災し、復旧復興に必要な生コンクリートを供給できないという事態に至った。このような場合、代替措置として考えられるのが、プレキャスト部材の利用である。被災地周辺の工場からプレキャスト部材を搬入し、できるだけ現場打ちコンクリートの量を減らした構造体として組み立てる。

小規模な建築物の場合、ソケット基礎へプレキャスト柱を建てる、いわゆる掘っ立て柱の利用も考えられる。日本ではこのような接合の設計基準が整備されていない。そのため、現在日本建築学会ではソケット基礎設計・施工WGが活動中であり、ソケット基礎の設計・施工に関して実験資料や施工例を収集し、その力学特性を解明し、設計法や施工法開発に役立てようとしている。既往の研究としては、小山内らが、ソケット基礎とプレキャスト柱の接合部まわりの力の流れをモデル化し、設計式を提案している研究を挙げることができる³⁾。

東日本大震災では、古いRC建築物が転倒したり、流されたりした。液状化による杭基礎の無力化と、杭基礎そのものが引き抜きに対して設計されていなかったことが原因と考えられてい

る。ソケット基礎では引き抜きに対する抵抗が小さい。津波を受けた時の浮力に抵抗できるだけの引張抵抗が必要となる場合には、プレキャスト柱を基礎にアンカー筋で定着することになる。

一方、プレキャストゆえにコンクリート構造物の特徴である一体性が確保されない場合もある。2011年東日本大震災において、プレキャストの屋根版が津波により流失した建物があった。さらに遡れば、1995年阪神淡路大震災の際にも、体育館のプレキャスト屋根版が落下するという被害が見られた。大スパンの部材となるプレキャストプレストレスコンクリート部材は、構造体に緊結すると温度変化により大きな応力が生じることがある。一方、接合部が脆弱であると破壊し、部材が落下することもあり得る。さらには、津波の際には浮力も作用する。このような複合応力に対しての設計が必要となる。しかし、同様の津波を受けてもまったく被害がなかったプレキャスト版屋根もあり、津波外力がどのように作用するか の 解 明 が 必 要 で あ る。

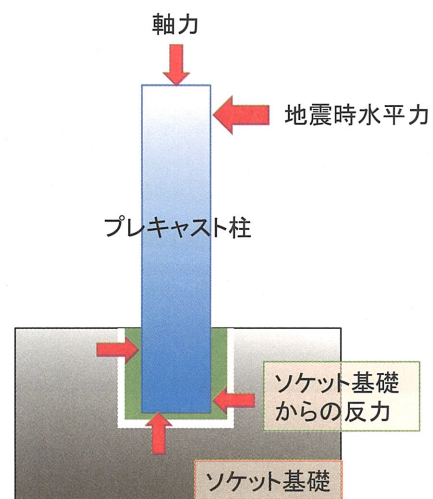


図-13 ソケット基礎とプレキャスト柱の接合



図-14 津波により落下したプレキャスト屋根版

震災後、津波対策のひとつとしてプレキャストプレストレストコンクリート構造の津波避難デッキが建設された。静岡県掛川市に建設された南海トラフ巨大地震に備えた津波避難デッキ2棟である。避難スペースは 200m^2 と 120m^2 の広さで、海拔はともに 15m、収容人数は最大 600人となっている。構造形式と強度、工期、建設および維持管理コスト、耐用年数、平常時の活用方法などが検討された結果、プレストレストコンクリート構造の人工地盤が選択された。海辺という厳しい環境条件と工期に対応できるのは、プレキャストプレストレストコンクリート構造になる。



菊浜地区



今沢地区

図-15 PCaPC 津波避難デッキ

5. まとめ

プレストレス技術は、いろいろな他の技術と組み合わせられて、建築物の防災・減災・強靱化に役立っている。プレストレス技術の特徴を活かした構造物が今後も開発、建設されて、防災・減災に役立つことを期待している。

なお、プレストレストコンクリート工学会から「アンボンドプレストレストコンクリート建築物の設計 ―材料、力学性能、耐久性・耐火性から設計例まで―」が刊行されている。アンボンドPC鋼材を用いた損傷制御システムなどがまとめられているので、参照されたい。

参考文献

- 1) Andrew Brown, Jamie Lester, Stefano Pampanin, Dario Pietra, "PRES-LAM IN PRACTICE - A DAMAGE-LIMITING REBUILD PROJECT," SESOC NZ Conference 2-3 November 2012.
- 2) Alessandro Palermo, Stefano Pampanin, David Carradine, Andrew H. Buchanan, Bruno Dal Lago, Claudio Dibenedetto, Simona Giorgini, Paola Ronca, "ENHANCED PERFORMANCE OF LONGITUDINALLY POST-TENSIONED LONG-SPAN LVL BEAMS," World Conference on Timber Engineering 2010.
- 3) 小山内裕、渡辺史夫、岡本伸、「プレキャストRC造柱のソケットベースにおける応力伝達のメカニズム」、日本建築学会構造系論文報告集、第466号、pp.107-114、1994年12月

PC 工学会の国際化の取組み — 日越ワークショップ、fib シンポジウム2012、fib コミッション 9 —

埼玉大学大学院教授

鹿島建設(株)

オリエンタル白石(株)

住友電工スチールワイヤー(株)

睦 好 宏 史

齋 藤 公 生

二井谷 教 治

木 戸 俊 朗

1. 第3回 日本-ベトナムの PC 橋に関するワークショップ報告

1.1 はじめに

ベトナムでは、交通インフラの整備が急速に進みつつある。バイチャイ橋 (写真-1.1) やカントー橋 (写真-1.2) など、日本の ODA によって建設された橋梁もそれらの事業にかかわるもので、わが国のプレストレストコンクリート (以下 PC) 技術がベトナムのインフラ整備に少なからず貢献している。公益社団法人プレストレストコンクリート工学会 (以下 PC 工学会) の国際対応小委員会は、PC 工学会の国際化を進めるための企画・提言を行うことを目的として組織されたもので、日本の PC 技術を広く海外に紹介するとともに、海外の学協会などとの提携による情報の交換やさらなる技術の発展を目指して活動を行っている。国際対応小委員会では、委員会の目的とベトナムの上記のような状況を勘案し、技術的な交流を企画した。

「日本-ベトナムの PC 橋に関するワークショップ」は、PC 工学会とベトナム運輸省傘下の研究機関である交通科学技術研究所 (Institute of Transportation Science and Technology、以下 ITST) の共催により、2007年に第1回が開催された¹⁾。第1回ワークショップの成功を受け、2009年9月に第2回ワークショップが、2011年9月には第3回ワークショップが開催された。

ここでは、第3回ワークショップならびにワークショップに併せて開催された PC 工学会と ITST の相互協力に関する会議、ならびにハノイ市郊外にて建設が進められるニャッタン橋工事の視察などについて報告するものである。



写真-1.1 バイチャイ橋



写真-1.2 カントー橋

1.2 第3回ワークショップ概要

第3回ワークショップの開催にあたっては、第1回と同様にPC工学会の国際対応小委員会内に実行委員会を設置した。表-1.1に日本側およびベトナム側の委員会を紹介するように、委員長は、埼玉大学の睦好宏史教授とMinistry of Transport of Vietnam（以下MOT）のDr. Hoang Haが務めた。開催場所はベトナム国ハノイ、開催日は2011年9月21、22日の両日であり、第1回と同様に第1日目にワークショップ、第2日目の午前中にPC工学会とITSTの会議を開催した。また、第2日目の午後および第3日目にはニャッタン橋の工事および既に供用中のバイチャイ橋を視察した。表-1.2にワークショップの全体スケジュールを示す。第1回と異なる点としては、今回のワークショップ主催者にPC工学会とITSTに加え、中日本高速道路株式会社が名を連ねたこと、日本からの参加者が大幅に増加し20名を超えたことが挙げられる。

表-1.1 実行委員会メンバー

日側実行委員会		ベトナム側側実行委員会	
氏 名	所 属	氏 名	所 属
睦好 宏史（委員長）	埼玉大学	Hoang Ha（委員長）	MOT
Nguyen Duc Hai	埼玉大学	Doan Minh Tam（技術委員長）	ITST
木戸 俊朗	住友電工スチールワイヤー	Nguyen Xuan Khang	ITST
齋藤 公生（幹事長）	鹿島建設	Do Huu Thang	ITST
酒井 秀昭	中日本高速道路	Dinh Van Tien	ITST
平 喜彦	三井住友建設	Lam Huu Quang	ITST
堤 忠彦	富士ピー・エス	Bui Xuan Hoc	ITST
中井 聖棋	ピーエス三菱	Nguyen Viet Khoa	ITST
二井谷教治	オリエンタル白石	Le Anh Tuan	ITST
細谷 学	大成建設	Tran Thi Uyen	ITST
		Hoang Viet Cuong	ITST
		Nguyen Thanh Huyen	ITST
		Phan Thanh Hoa	ITST

表-1.2 ワークショップ全体スケジュール

日 時	イベント
9月21日（水）終日	ワークショップ（全8編講演）
9月22日（木）午前	PC工学会とITSTとの相互協力に関する会議
9月22日（木）午後	ニャッタン橋工事視察
9月23日（金）終日	バイチャイ橋視

1.3 ワークショップ

今回のワークショップでは、ベトナム側からの要望もあり、PC斜張橋をメインテーマとして開催された。日本からは合計6編の講演行われた。まず、新東名高速道路の建設で採用されている各種のPC橋梁事例により、高速道路事業における最新のPC橋梁技術が紹介された。PC斜張橋に関しては、4編の講演が行われた。PC工学会から発刊されている「PC斜張橋・エクストラードロード橋設計施工規準」および「PC斜張橋・エクストラードロード橋維持管理指針」に関

連した設計から施工・維持・運用にわたる広範囲な最新技術とPC斜張橋における耐風およびモニタリング技術の実例が紹介された。さらに、会議の半年前に発生した東日本大震災におけるPC橋の被害について報告された。一方、ベトナムからは2編の講演が行われた。1編は、斜張橋の点検やモニタリングなど、ベトナムにおける斜張橋の維持管理の現状が紹介された。もう1編は、斜張橋など大型構造物が建設されるとともにベトナムにおいても耐震設計の重要性が認識され、規準類の見直しなど課題と現状が紹介された。すべての講演に関する報文が英語・ベトナム語の2カ国語で報文集に収められている。写真-1.3に報文集の表紙を示し、表-1.3にワークショップのプログラムを示す。

ワークショップには100名を超えるベトナム人技術者が参加し、すべての講演について活発な意見交換が行われた。とくに日本からの講演の発表に対しては、

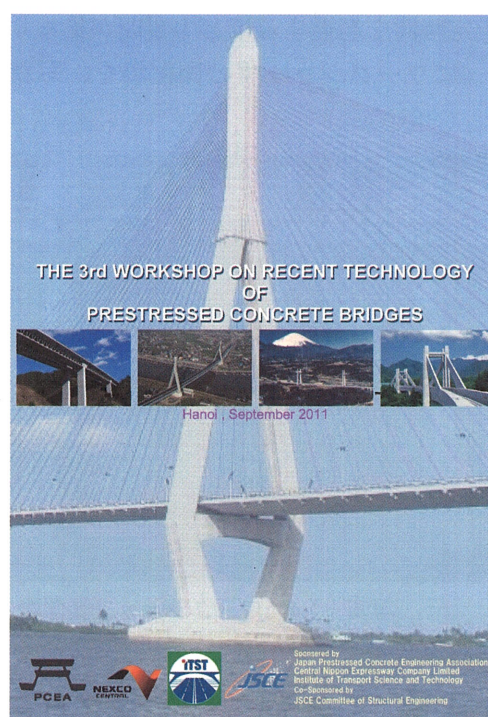


写真-1.3 報文集表紙

表-1.3 ワークショッププログラム

Time	Contents	Response
8:00 - 8:20	Reception	
8:30 - 8:45	Opening Speech	Doan Minh Tam (Director General of ITST) 陸好 宏史 (委員長)
8:45 - 9:15	New Expressway Project and Recent Technology of Prestressed Concrete Bridges in Japan	黒田 健二 (中日本高速道路)
9:15 - 9:45	Recent Development on Design and Construction of Concrete Cable-Stayed Bridges in Japan	平 喜彦 (三井住友建設)
10:00 - 10:30	Wind Resistance Engineering Technologies for Long Span and Cable-Stayed Bridge in Japan	本田 明弘 (三菱重工業)
10:30 - 11:00	Maintenance of cable-stayed bridge in Vietnam	Bui Xuan Hoc (ITST)
11:00 - 12:00	質疑応答	
13:30 - 14:00	Monitoring Technology for Long Span Concrete Cable-Stayed Bridge	若原 敏裕 (清水建設)
14:00 - 14:30	New Technology of Maintenance and Operation for Cable-Stayed Bridge in Japan	細谷 学 (大成建設)
14:45 - 15:15	Damage to Prestressed Concrete Bridges Resulting from the Tohoku Region Pacific Coast Earthquake	西垣 義彦 (PC 建協)
15:15 - 15:45	Some Problems of Seismic Design for Cable-Stayed Bridge in Vietnam	Nguyen Viet Khoa (ITST)
15:45 - 16:45	質疑応答	
16:45 - 17:00	Closing	

予定時間を超過するほどの質問が集まり、日本のPC技術に対する関心の高さが伺われた。写真－1.4にワークショップの開催場を、写真－1.5にワークショップの状況をそれぞれ示す。



写真－1.4 ワークショップ開催場



写真－1.5 ワークショップの状況

1.4 PC工学会とITSTの相互協力に関する会議

ワークショップの翌日に、PC工学会とITSTの相互協力に関する会議が開催された。同会議には、日本から18名、ベトナムから11名が出席した。表－1.4に会議のプログラム示すように、日本からは、PC工学会の活動の紹介の他、中日本高速道路の運用面を含めた技術紹介や住友電工スチールワイヤーの新材料や新技術の紹介が行われた。PC工学会の活動に関して、ベトナム側からPCシンポジウムへの参加に興味を示された他、出版物の英文化などの要望があった。写真－1.6に、会議の様子を示す。

表－1.4 PC工学会とITSTの相互協力に関する会議プログラム

Time	Contents	Response
9:00－12:00	Opening address by ITST and JPCA	Doan Minh Tam (Director General of ITST) 睦好 宏史 (委員長)
	Introduction of participants	
	Introduction of JPCA	堤 忠彦 (富士ピー・エス)
	Introduction of ITST	Vu Duc Chinh
	Introduction of Central Nippon Expressway Co.	水門 直仁 (中日本高速道路)
	Future plan of infrastructures in Vietnam	Lam Huu Quang (ITST)
	Introduction of PC technique	木戸 俊朗 (住友電工スチールワイヤー)
	Future collaboration -Agreement between ITST and JPCEA -Next Workshop	
	Adjournment	

ベトナムからはITSTの紹介の他、ベトナムのインフラ整備計画の紹介がなされた。この中で、ITSTが日本の国土技術政策総合研究所と研究協力を行っていることや、今後ベトナムでは延長7,800kmに及ぶ高速道路の建設計画があることなどが紹介された。



写真-1.6 会議開催状況



写真-1.7 会議参加者

本会議では、PC 工学会と ITST の今後の相互協力について話し合われた。今回のワークショップの成功を受けて、2年後の2013年に第4回のワークショップをハノイで開催することに合意したほか、今後両機関が技術交流を行っていくことにも合意した。本会議への参加者を写真-1.7に示す。

1.5 ニャッタン橋の視察

ニャッタン橋は、ハノイ環状2号線が市街地の北を流れる紅河を渡る部分に架かる橋で、主橋部は鋼6径間連続斜張橋である。橋梁の概要を以下に示す。

工事名：ベトナムニャッタン橋（日越友好橋）建設パッケージ1

発注者：MOT（PMU85）

設計：長大・大日本コンサルタント 共同企業体

請負者：IHI インフラシステム・三井住友建設 共同企業体

工期：2009.10.1～2012.9.30（当初）

場所：ベトナム国 ハノイ市 紅河

規模：橋長 $L = 3,080\text{m}$ 、有効幅員 $B = 29.4\text{m}$

主橋：構造形式 鋼6径間連続斜張橋、橋長 $L = 1,500\text{m}$ ($150 + 4 @ 300 + 150$)

主塔 A 型コンクリート構造、高さ $H = 111\text{m}$

基礎構造 鋼管矢板基礎（小判型、 $\phi 1.2\text{m}$ 、総本数632本）

取付橋：構造形式 PC31径間スーパー T ($L = 1,240\text{m}$)

PC 3 径間連続箱桁橋、橋長 $L = 180\text{m}$

PC 4 径間連続箱桁橋、橋長 $L = 160\text{m}$

基礎構造 場所打杭（ $\phi 1.2\text{m} \sim 1.5\text{m}$ 、総本数737本）

視察では、型枠と足場を一体としたセルフクライミングシステムを使用したコンクリート主塔の施工状況や取付橋に適用されるプレテンション方式 T 桁の製作状況などを視察した。主塔の施工では、鉄筋のユニット化や日本ではあまり馴染みのない鉄筋継手の適用などにより効率化が図られていたのが印象的であった。写真-1.8～写真-1.11に、ニャッタン橋の視察時の工事の状況を示す。視察時は、下部工と主塔を立ち上げ始めている状況であったが、そののち1年半経過し工事も進んできた。写真-1.12に最近の進捗状況を示す。



写真-1.8 ニャッタン橋視察時の工事状況



写真-1.9 継手用の加工鉄筋



写真-1.10 取付橋用のプレテン桁



写真-1.11 生コンプラント船による施工



写真-1.12 ニャッタン橋の最新状況

1.6 バイチャイ橋の視察

ハロン湾は、ベトナム北西部に位置し、世界遺産に登録されているベトナム国内でも有数の観光地である。バイチャイ橋は、そのハロン湾を跨ぐ国道18号線に建設された一面吊 PC 斜張橋である。橋梁の概要を以下に示す²⁾。

発注者：MOT（第18プロジェクト管理局）

設計：日本構造橋梁研究所・パシフィックコンサルタンツ インターナショナル・

TEDI・Hyder-CDC 共同企業体

施工：清水建設・三井住友建設 共同企業体

竣工：2006年11月

構造：6 径間連続 PPC 斜張橋

基礎形式：ニューマチックケーソン

場所：ベトナム国 ハロン市

規模：橋長 $L = 903\text{m}$ ($35\text{m} + 86\text{m} + 129.5\text{m} + 435\text{m} + 129.5\text{m} + 86\text{m}$)、有効幅員 $B = 21\text{m}$



写真-1.13 バイチャイ橋の最新状況
—橋面から主塔を望む—

バイチャイ橋が完成するまでは、フェリーによる輸送に頼っていたが、この橋の完成によって、物流の効率化が果たされた。写真-1.13は、橋面から主塔を望んだ状況であるが、建設後5年が経過したが、まったく健全な状態であった。

1.7 おわりに

今回のワークショップを通して、急速にインフラ整備が進むベトナムでの日本のPC技術への高い関心を、改めて感じることができた。このワークショップおよび会議の成果として、今後もPC工学会とITSTは、PC技術に関する技術交流を継続することに合意し、協定が締結された。さらには、第3回ワークショップの2年後である2013年に、ハノイで次回のワークショップを開催することも協定書で確認された。協定書を写真-1.14に示す。このような技術交流を継続する

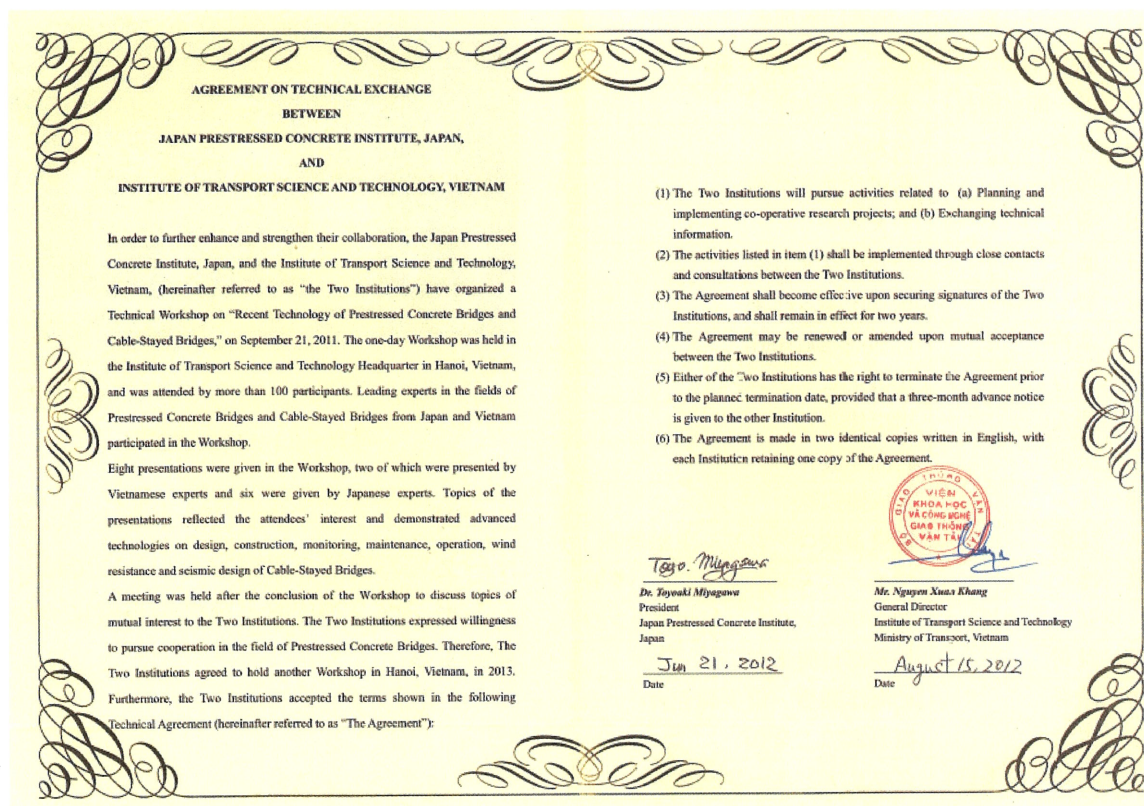


写真-1.14 PC工学会とITSTとの協定書

ことで、日本国内で高度に発展したPC技術が、同国をはじめとする新興諸国にとって真に有用な技術として、移転されていくことを希望する。

最後に、本ワークショップの開催にご協力いただいたITSTのスタッフの方々、現地での工事の視察にご協力いただいた山地所長をはじめとするニャッタン橋工事関係者の皆様にこの場を借りて感謝の意を表する。

1. 参考文献

- 1) 睦好宏史、Ha Minh：日本－ベトナムのPC橋に関するワークショップ、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.1、pp.66-70、2008
- 2) 中村智樹、土田一輝、大野浩、永元直樹：バイチャイ橋建設工事－世界遺産に架ける世界最長の1面吊PC斜張橋－、プレストレストコンクリート、Vol.49、No.1、pp.11-19、2007

2. fib シンポジウム2012と北欧における橋梁視察

2.1 概要

fib シンポジウム2012が、6月11日から14日の4日間、スウェーデン王国の首都ストックホルムにおいて開催された。fib シンポジウムは、fib（国際構造コンクリート連合、federation internationale du beton）が開催する国際シンポジウムであり、コンクリート構造に関する世界各国の研究者・実務者が数多く参加する。

fib シンポジウム2012の開催にあたり、公益社団法人プレストレストコンクリート工学会の支援を得て橋梁調査団（表－2.1、写真－2.1）を結成し、同シンポジウムに参加するとともに、北

表－2.1 調査団参加者

氏 名	所 属
二羽 淳一郎（団長）	東京工業大学
二羽 ひろみ	令夫人
池田 尚治	(株)複合研究機構
池田 菊江	令夫人
春日 昭夫	三井住友建設(株)
古村 豊	(株)ピーエス三菱
滝田 基裕	首都高速道路(株)
三角 哲也	(株)富士ピー・エス
松本 徳人	川田建設(株)
齋藤 公生	鹿島建設(株)
大熊 光	大成建設(株)
山下 和則	極東鋼弦コンクリート振興(株)
野崎 博	ブイ・エス・エル・ジャパン(株)
林 克弘	(株)オリエンタルコンサルタンツ
中田 錠司	(株)安部日興工業
土居 敏彦	(財)海洋架橋・橋梁調査会
山家 芳大	振興鋼線工業(株)
松澤 均郎（添乗員）	グロリア・ユーレックス



写真－2.1 橋梁調査団

欧諸国（スウェーデン、ノルウェー、デンマーク）の橋梁を視察した。ここでは、fib シンポジウム2012および橋梁視察について報告する。

2.2 fib シンポジウム2012

2.2.1 シンポジウム概要

fib シンポジウム2012は、ストックホルム市の中心から北へ約2 km に位置する王立工科大学 (Royal Institute of Technology) (写真-2.2) にて開催された。今回のシンポジウムのテーマは、“持続可能な社会のためのコンクリート構造物 (Concrete Structures for Sustainable Community)” であり、同テーマに沿って基調講演と一般講演が行われた。

講演以外には、技術展示やテクニカルツアーが催されたほか、レセプションパーティーやバンケットのソーシャル・プログラムも催された。

今回のシンポジウムには、39の国や地域から260名が参加した。日本からの参加者数は、開催国スウェーデンに次ぐ37名であった。前年にチェコ共和国のプラハで開催された同シンポジウムには、50の国や地域から475名が参加したのに比べると、参加した国や地域の数、参加者数ともに大幅に減少しており、やや規模の小さいシンポジウムであったと言える。

なお、次回の fib シンポジウムは2013年4月22日から24日にイスラエルのテルアビブにて開催される予定である。また、4年に1度となる次回の fib コングレスは、2014年2月10日から14日にインドのムンバイにて開催される予定である。



写真-2.2 王立工科大学

2.2.2 基調講演

今回のシンポジウムでは、5題の基調講演が行われた。新たな概念を示す講演が5題中3題を占める一方、実例を示す講演は1題であり、今回テーマとされた分野が未だ発展期に至っていないことを感じさせる。シンポジウムの開会式に引き続いて行われた基調講演では、香川大学の堺孝司教授が“A New Concept concerning Concrete Sustainability for a Sustainable Society”と題して発表した。同講演では、東日本大震災の被害を例にとり、相反する二つの課題、“安全性向上”と“環境負荷低減”が説明されたうえで、課題克服へのシナリオが提示された(写真-2.3)。翌日に講演された他4題も含め、いずれも示唆に富む内容であった。

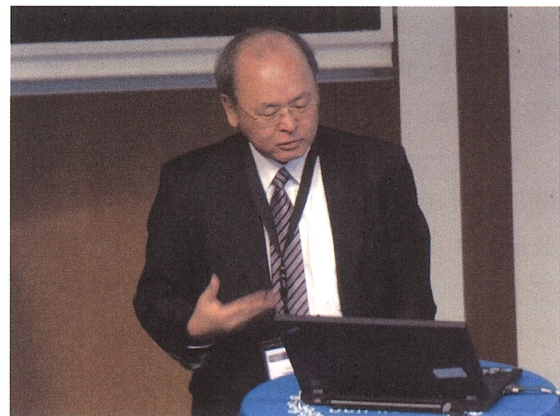


写真-2.3 堺教授の講演

2.2.3 一般講演

一般講演に対しては、今回のシンポジウムのテーマに沿った12のトピックが用意された。それぞれのトピックに関する合計137件の発表（表-2.2）が、3会場に分かれて行われた。テーマに沿ったトピックが用意されたにもかかわらず、実際の発表にはサステイナビリティとは関係ない内容のものが散見された。

日本からは、11件の発表があった。本調査団からは、三井住友建設㈱の春日昭夫氏が“Construction of a Butterfly Web Bridge”と題して、東九州自動車道の田久保川橋におけるバタフライウェブ橋の施工について発表した（写真-2.4）。



写真-2.4 春日氏の発表

表-2.2 一般講演のトピックと発表件数

トピック	発表件数
Design Concrete Structures	30
Sustainable Concrete Materials	18
Durability	18
Sustainable Concrete Structures	17
Repair, Renovation and Upgrading	15
Case Studies and Aesthetical Issues	8
LCC & LCA	7
Alternative Binders	7
Carbonation and Carbon Dioxide & Recycling	5
Sustainable Concrete Pavements	5
Thermal Mass, Energy Storage & Fire Protection	4
Sustainable Concrete Production, Rheology and Flow	3
合 計	137

2.3 スtockホルム市内の橋梁視察

2.3.1 概要

スウェーデンの首都ストックホルムは、人口約75万人の北欧最大の都市である。メーラレン湖がバルト海に達する場所に位置し、市の中心部が14の小島の上に建設されているため、「水の都」、「北欧のヴェニス」とも称される。島々は橋によって結ばれ、市内には数多くの橋が存在する。今回の調査では、コンクリート鉄道橋であるベルタバナンス橋、アルビック橋およびアルスタ橋の3橋を視察した（図-2.1）。

2.3.2 ベルタバナンス橋（Värtabanans 橋）

ベルタバナンス橋は、北欧最大規模の道路トンネルプロジェクトである Norra länken プロジェクトの一環として建設された鉄道橋である。都市開発が進められる Norrtull 地区に整備される環状交差点の上空を横断することとなる。桁下面が曲面とされているほか、景観への配慮か



図-2.1 スtockホルム市内視察橋梁

ら、構造上機能を持たない橋脚が本来の橋脚の間に狭い間隔で配置されている（写真－2.5、写真－2.6）。



写真－2.5 ベルタバナンス橋



写真－2.6 構造上の機能を持たない橋脚

2.3.3 アルビック橋（Alvik 橋）

アルビック橋は、2000年に完成した Stora Essingen 島と Bromma 地区を結ぶ LRT 用の橋梁で、歩道が併設されている。橋長400m、中央支間長140m の6 径間連続 PC 箱桁ラーメン橋で、主橋脚には2 枚壁式構造が採用され、レンガ貼りの意匠が施されている（写真－2.7、写真－2.8）。



写真－2.7 アルビック橋



写真－2.8 レンガ貼り二枚壁式橋脚

本橋では、完成から3年後にウェブに多数のせん断ひび割れ（幅：0.1～0.3mm）が発見された。このためウェブが、せん断鋼棒によって補強されたほか、内面から炭素繊維シートによって補強された。Stora Essingen 島側からの視察では、桁下面に露出したせん断鋼棒の定着部を確認できた（写真－2.9）。ひび割れの発生原因を明らかにする目的で有限要素解析が行われた。解析の結果から、プレストレスの導入および温度変化がひび割れの原因とされている¹⁾。



写真－2.9 せん断鋼棒による補強

2.3.4 アルスタ橋 (Årsta 橋)

アルスタ橋は、Södermalm 島と Årsta 地区を結ぶ鉄道橋で、新橋と旧橋が平行して建設されている。1929年完成の東橋（旧橋）の橋長は 753m で、完成当時スウェーデン最長の橋梁であった。主径間には支間長 100m の中路式鋼トラスアーチが、主径間以外にはコンクリートアーチが適用されている（写真-2.10）。ただし、コンクリートアーチ区間の 1 支間には、航路確保のため可動の鋼桁が適用されている。

東橋を Södermalm 島側から視察したところ、アーチ部のコンクリートには塗装が施されているため、変状などを見出すことはできなかった。脚部の前後面には補強のためと見られるコンクリートブロックが取り付けられていた。

一方、2005年完成の西橋（新橋）は、橋長 833m、幅員 19.5m で、複線の鉄道に歩道が併設されている（写真-2.11）。構造形式は11径間連続 PC 箱桁橋で、両端の支間を除く 9 支間で支間長が 78m に統一されている。桁断面は、桁高が 3.4m から 5.3m まで変化する 3 室箱桁である²⁾。西橋のデザインは、イギリスの著名なデザイナーである Norman Foster 氏によるもので、曲面を多用した桁と橋脚の形状や色彩によって、周辺環境への調和を図っている。



写真-2.10 アルスタ東橋

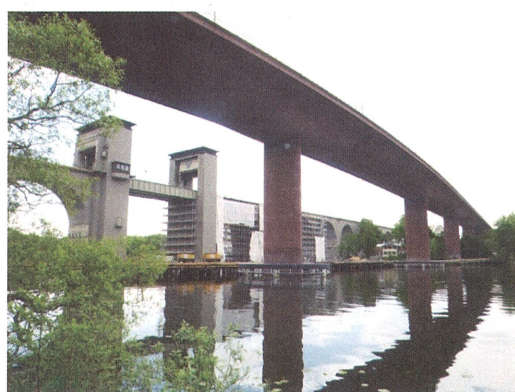


写真-2.11 アルスタ西橋

2.4 ノルウェーの橋梁視察

2.4.1 概要

ノルウェーはスカンジナビア半島の西岸に位置し、南北に細長い国土を有する。スカゲラック海峡、北海、ノルウェー海などの北大西洋に面し、その海岸線の大部分は氷河による浸食で形成されたフィヨルドである。また、同国の面積が日本とほぼ同じである一方、人口は480万人と少なく、国土の約80%を森林、山、湖などが占める自然豊かな国である。フィヨルドは、都市部で港湾に利用されるほか、地方部では、その世界的にも美しい景観から、観光資源として利用されている。同国では、フィヨルド特有の複雑な地形から、長大橋梁が多く建設されている。今回の調査では、オスロより北西約 550km のステインヒル市近郊に建設された PC 斜張橋であるスカルンスンド橋と、首都オスロ近郊の



図-2.2 ノルウェーでの視察橋梁位置

アーチ橋であるレオナルド橋を視察した（図－2.2）。

2.4.2 スカルンスンド橋^{3)、4)}

スカルンスンド橋は、ステインヒル市近郊のスカルンスンド海峡に1991年に建設された2車線の道路橋である。橋長 1,010m、幅員 13m、中央支間長 530m のPC 斜張橋（写真－2.12）で、中央支間長 530m は今回の視察時点（2012年6月）でも、複合形式を除くPC 斜張橋として世界最長である。主桁には、耐風性への配慮から桁高 2.15m の逆三角形2室箱桁断面が採用されている。主塔はA型で、高さは105mである。斜材配置はファン型2面吊りで、26段の斜材ケーブルが配置されている。主桁側の斜材定着間隔は中央径間で10m、側径間で5.4mである。斜材ケーブルには、ロックドコイルロープφ52～83mm が使用されている。



写真－2.12 スカルンスンド橋

今回の調査時点で、スカルンスンド橋は供用開始から20年が経過しているが、主桁、主塔および橋脚のコンクリートに目立った変状は認められなかった。一方、主桁側の斜材定着部に取り付けられたゴム製止水カバーの破損が、多くの箇所を確認された（写真－2.13）。また、斜材ケーブルの塗装が数箇所では剥がれていることも確認された（写真－2.14）。



写真－2.13 止水カバーの破損



写真－2.14 斜材塗装の剥がれ

2.4.3 レオナルド橋⁵⁾

レオナルド橋は、ノルウェーの首都オスロ近郊に架かる歩道橋で、橋長109.2m、アーチ支間40m の木製アーチ橋である（写真－2.15）。本橋は、ルネッサンスの巨匠レオナルド・ダ・ヴィンチが約500年前に考案した、ボスポラス海峡の金角湾を跨ぐ長さ 240m の巨大な石造アーチ橋のデッサンを元に、ノルウェーの芸術家を中心となって2001年に建設したものである。

アーチリブおよび床版は、木製の薄板を何層も重ね合わせたラミネート構造であり、床版を支持する支柱は金属製、基礎はコンクリート製である（写真－2.16）。本橋では、アーチアバットに向けて裾広がり描かれたレオナルド・ダ・ヴィンチのデッサンを、3本のアーチリブの構成



写真-2.15 レオナルド橋



写真-2.16 アーチリブおよび床版下面

によって表現しており、流線型で美しいフォルムをしている。アーチリブの断面形状は逆三角形であり、センターアーチが鉛直荷重を、サイドアーチが水平荷重を支持している。

耐久性に関しては、白木の白色を残すように開発された防水材が用いられており、アーチリブ側面については建設後10年以上が経過しても変状などは見受けられなかった。しかし、アーチリブ天端は完成当時には無かったステンレス製と見られる薄板で覆われていた。ステンレス板によるアーチリブの保護は、変色あるいは腐食に対する措置とも考えられる。アーチリブ側面には軸線方向に若干の亀裂が見られたものの、顕著な劣化は確認されなかった。

2.5 デンマークの橋梁視察

2.5.1 概要

デンマークの国土は、首都コペンハーゲンのあるシェラン島やフュン島をはじめとする大小400以上もの島々と、ドイツと陸続きのユトランド半島からなる。多くの島々が橋で結ばれており、以下に述べるオーレスン橋やグレートベルト橋などにより、スウェーデンからデンマークを通りドイツまでが道路および鉄道で繋がっている。また、南のファルスター島、ロラン島についてもファロー橋などにより結ばれている(図-2.3)。これらの道路、鉄道網はデンマーク国内だけではなくスカンジナビア半島や中央ヨーロッパの経済圏の拡大と、旅行者の利便性向上に大きく貢献している。デンマークでは紙幣の裏面に橋が描かれており、同国における橋の重要性が伺える(図-2.4)。

今回の調査では、オーレスン橋、グレートベルト橋およびファロー橋を視察した。



図-2.3 デンマークでの視察橋梁位置



図-2.4 デンマークの紙幣(1,000クローネ)

2.5.2 オーレスン橋⁶⁾

デンマークとスウェーデンの国境にあるオーレスン海峡は、デンマーク側からスウェーデンに向かって、沈埋トンネル－人工島－橋で構成される全長約 16km のオーレスン・リンクによって結ばれている。オーレスン・リンクは2000年に開通しており、4車線の道路と複線の鉄道が通っている。デンマークのコペンハーゲンとスウェーデンのマルメを中心とするオーレスン地方は、オーレスン・リンクの開通によって、国境を越えた経済・教育・文化圏として成長しており、ボーダーレス化する EU 諸国のモデルケースとも考えられている。

オーレスン・リンクの橋梁部であるオーレスン橋（写真－2.17）は、中央支間長 490m の鋼斜張橋と前後の高架橋より構成され、全長は 7,845m である。斜張橋の斜材配置はハープ型 2 面吊、主塔は H 型で高さ 204m のコンクリート製である。主桁は桁高 10.2m の鋼トラス構造であり、上路が道路、下路が鉄道となっている。上路にはポストテンション方式の PC 床版、下路についてもコンクリート床版が適用されている。ただし、斜張橋中央径間部の下路では、軽量化のため鋼材で軌道を支持している。後述する道路橋であるグレートベルト橋では吊橋が採用されているのと対照的に、道路・鉄道併用橋である本橋では鉄道橋としてのたわみ制限を満足させるために斜張橋が採用されている。

供用開始から12年が経過しているが、スウェーデン側から目視した範囲ではとくに変状は認められず、伸縮装置からの漏水なども見受けられなかった。桁端部には保守点検用の自走式ゴンドラが駐機されており（写真－2.18）、桁下にはゴンドラ用のレールが、各橋脚天端にはゴンドラ通過用の切り下げ部が設けられていた。



写真－2.17 オーレスン橋



写真－2.18 保守点検橋ゴンドラ

2.5.3 グレートベルト橋^{7)、8)、9)}

グレートベルト橋は、デンマークの首都コペンハーゲンが位置するシェラン島と古都オーデンセが位置するフン島の間に横たわるグレートベルト海峡を跨ぐ全長約 20km の路線（設計速度は道路 120km/h、鉄道 160km/h）に建設された道路橋および鉄道橋である。グレートベルト海峡上のスプロー島から東側をイースト橋、西側をウェスト橋と称する。1997年には鉄道橋が、1998年には道路橋が開通しており、本視察時点で供用後14～15年となる。

(1) イースト橋（道路）

イースト橋は、スプロー島とシェラン島を結ぶ道路橋である。橋長は 6,790m、幅員は 25m であり、吊橋と前後の高架橋から構成される（写真－2.19）。吊橋の中央支間は 1,662m（2012年現在世

界第3位)であり、コンクリート製の主塔は高さ254m、主ケーブルの直径は850mmである。高架橋部の桁形式には、塩害対策のため暴露面積の小さい逆台形の鋼床版1室箱桁が採用されている。

シェラン島側から高架橋部を視察した範囲では、鋼桁の塗装や支承の劣化は見られなかった。桁には点検用のゴンドラが設置できるような工夫が見られ、実際に点検した跡(チョーキング)も確認できた。海上にはコンクリートの暴露供試体が設置され、コア抜き跡が見られた(写真-2.20)。橋面をバスで通過した際には、走行車線のわだち部分の舗装が、ほかの部分と異なっているのが確認された(写真-2.21)。これは、開通後13年を経てわだち掘れが発生したため、ハイドロプレーニングの予防として2011年夏にコールドアスファルトにより補修されたものである。耐摩耗性の高い舗装を試験施工した後、本設施工が施される計画である。交通量の増加に伴い、鋼床版の疲労耐久性再評価のためのモニタリングも実施されている。



写真-2.19 グレートベルト・イースト橋



写真-2.20 暴露供試体

(2) ウェスト橋 (道路、鉄道)

ウェスト橋は、スプロー島とフン島を結ぶ道路橋および鉄道橋である。道路橋と鉄道橋が平行し、両橋の橋長は6,611m、道路橋の幅員は25m、鉄道橋の幅員13mである(写真-2.22)。海中部では、並立する両橋の橋脚を単一のケーソン基礎で支持している。構造形式は、両橋ともに10~11径間連続PC箱桁橋が6連で最大支間長は110mである。桁の断面形状は1室箱桁であり、道路橋の桁高は3.8~7.3mである。一方、鉄道橋の桁高は、列車通過時のたわみを抑制するため、道路橋より2~3割高い5.1~8.7mである。25m



写真-2.21 イースト橋の舗装

の幅員に対して1室箱桁形式を採用した道路橋では、張出し床版長が6m程度になっている。本橋の建設には、陸上で5セグメントを接合して製作した長さ110m、最大重量6,000tの大ブロックを、大型フローティングクレーン船を用いて架設する工法が適用された。

フン島側からイースト橋を視察した範囲では、コンクリート表面の汚れ(変色)が目立つものの、コンクリートの劣化を示す変状は認められなかった(写真-2.23)。伸縮装置部からの漏水も認められなかった。道路橋および鉄道橋のウェブには、橋梁点検用バケットを取り付けるためのレールが設置されていた(写真-2.24)。



写真-2.22 グレートベルト・イースト橋



写真-2.23 ウェスト橋表面汚れ



写真-2.24 バケット取付け用レール

2.5.4 ファロー橋

ファロー橋は、シェラン島とファルスター島間のストールストレーン海峡を横断する全長 3,322m、幅員 22.4m の道路橋である。1985年に完成した本橋は、ストールストレーン海峡に浮かぶ小島「ファロー島」を境に、北橋 1,569m と南橋 1,726m で構成されている。今回の調査では、ファロー島とファルスター島を繋ぐ南橋を視察した。

南橋は、中央径間の斜張構造を含む18径間連続鋼床版箱桁橋であり、デンマーク初の斜張橋である。桁高は 3.3m、コンクリート製の主塔は高さ 95.1m、斜張構造部の中央支間長は 290m である。アプローチ部の支間長を 80m と 120m で構成し、中央径間に向かって支間長を長くすることで、景観に配慮している。主塔は、特徴的なダイヤモンド形である(写真-2.25)。箱桁内部を無塗装とし、除湿装置により湿度を40%以下に管理して防錆することで、建設費ならびに維持管理費を削減している^{10)、11)}。また、本橋には幅 0.9m の緊急用歩道帯が設置されており、この歩道帯には、高欄一体型のプレキャスト床版が採用されている。このプレキャスト部材は、鋼主桁に設置されたブラケット部材によって支



写真-2.25 ファロー橋

持されている。(写真-2.26)。

本橋の完成から27年が経過しているものの、ファロー島側から視察した範囲では、目立った変状は認められなかった。本橋の桁の外形は、先に紹介したグレートベルト・イースト橋に似ているが、グレートベルト・イースト橋に見られたようなゴンドラ設置用のレールは認められなかった。橋脚頂部の形状についても、オーレスン橋およびグレートベルト橋で見られたような点検への配慮が認められなかった。以上は、本橋建設以降の維持管理への配慮の面での進歩を示しているとも考えられる。



写真-2.26 プレキャスト歩道帯

2. 参考文献

- 1) Richard Malm, Ander Ansell: Crack formation in two segmentally constructed balanced cantilever box-girder bridges, fib Symposium Stockholm 2012, pp. 151-154, 2012
- 2) M. J. Haydon: A Critical Analysis of the New Årsta Bridge, Stockholm, Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference 2009, University of Bath, 2009
- 3) 阿部 登：北欧橋梁の長大スパンへ挑戦、プレストレストコンクリート、pp.45-54、Vol.35、No.2、Mar、1993
- 4) 宮本 文穂：技術会議報告 T7 プレストレストコンクリート斜張橋における新しい技術、プレストレストコンクリート、pp.59-66、Vol.36、No.2、Mar、1994
- 5) <http://www.leonardobridgeproject.org/>
- 6) S. Hughes: A Critical Analysis of the Oresund Bridge, Connecting Copenhagen to Malmo, Proceedings of Bridge Engineering 2 conference 2010, University of Bath, 2010
- 7) 田島 二郎：グレートベルト連絡路線、橋梁と基礎、pp.110-112、1990年 8 月
- 8) 神 弘夫：グレートベルトリンク、オーレスンリンク、pp.187-189、橋梁と基礎、1998年 8 月
- 9) A. Petersen、山崎 康嗣：グレートベルトイーストブリッジとケーブルの詳細設計、橋梁と基礎、pp. 18-26、1994年 1 月
- 10) 藤本 朗：国外のプロジェクト Farø 橋、橋梁と基礎、p.187、1990年 8 月
- 11) <http://www.cowi.dk/menu/project/Brotunnelogvandbygning/Broer/Skraastagsbroer/Documents/0233-1702-006e-low.pdf>

3. fib の委員会活動について (Commission-1、9)

3.1 fib Commission の概要

fib には多くの研究委員会が設置されており、活発な活動が行われている。ここでは fib の委員会活動の概略とプレストレストコンクリートに関係する Commission-1、9 の活動についてその概要を報告する。

fib の組織の概要を図-3.1に示す。

この図からも分かるように、頂点に立つ総会、その下部に位置する幹部会、技術部会と相互に

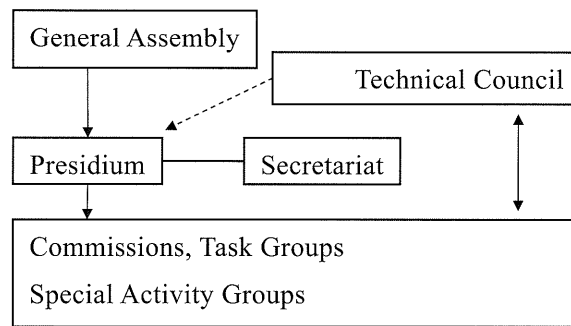


図-3.1 fib の組織概要

連携を取りながら、コンクリート構造物の設計、施工、維持管理などに必要な指針等の作成作業を実際に行っているのが Commission であり SAG (Special Activity Committee) である。

現在、fib では下記に示す10個の Commission と 6 個の SAG が設置され、活発に活動している。

Commission 1: Structures (構造物)

Commission 2: Safety and performance concepts (安全性と性能の概念)

Commission 3: Environmental aspects of design and construction (設計施工の環境側面)

Commission 4: Modeling of structural behaviour and design (構造物の挙動のモデル化と設計)

Commission 5: Structural service life aspects (構造物の供用年限側面)

Commission 6: Prefabrication (プレキャスト製品)

Commission 7: Seismic design (耐震設計)

Commission 8: Concrete (コンクリート)

Commission 9: Reinforcing and prestressing materials and systems (補強材、プレストレスト用材料とそのシステム)

Commission 10: Construction (施工)

SAG 2: Dissemination of knowledge (知識の普及)

SAG 4: Fastenings to structural concrete and masonry (コンクリート構造と煉瓦の締結)

SAG 5: New Model Code (新しいモデルコード)

SAG 6: Composite steel-concrete construction (鋼とコンクリートの複合構造の施工)

SAG 7: Assessment and interventions upon existing structures (既設構造物の評価と対策)

SAG 8: fib sustainability initiative (fib サステナビリティ戦略)

3.2 Commission 1 の活動の概要

Commission 1 には日本から池田尚治氏 (横浜国立大学名誉教授)、春日昭夫氏 (三井住友建設 (株)) が委員として参加しており、年 2 回の委員会が開催されている。Commission 1 の活動は以下のとおりである。

日本の委員が関わる TG、WP についての活動内容は以下のとおりである。

(1) WP 1.2-3 (Bridges for high speed trains)

現在レポートを作成中で、日本からは松本信之氏 (鉄道総合技術研究所) が参加している。

(2) WP 1.2-7 (Corrugated steel web bridges)

日本、フランス、ドイツによる共同作業で、年内に報告書を作成する。

(3) TG 1.7 (Tunnels)

新しい TG として発足準備中で、日本からは土橋 浩氏（首都高速道路（株））が参加している。

表-3.1 Commission 1 の各 TG とそのリーダー

Task Group	Working Party	Subject	Convenor
TG 1.1		Design applications	Haugerubd (Norway)
	WP 1.1-3	Design examples for the application of strut-and-tie models	Reineck (Germany)
TG 1.2		Bridges	Klein (Switzerland)
	WP 1.2-3	Bridges for high speed trains	Astiz (Spain)
	WP 1.2-7	Corrugated steel web bridges	Kasuga (Japan)
TG 1.5		Concrete structures in marine environments	Olsen (Norway)
TG 1.6		High-rise buildings	Truby (UK)
TG 1.7		Tunnels	調整中

3.3 Commission 9 の活動概要

Commission 9 は主に鉄筋および PC 鋼材の材料とシステムを取り扱っている（委員長: Josée Bastien, Canada）。従来は PC 鋼材のみを主に取り扱っていたが、1998年に FIP（Fédération Internationale de la Précontrainte）が CEB（Comité Euro-International du Béton）と合併し、新たに *fib* となったため、鉄筋も対象とするようになった。

表-3.2 Commission 9 の各 TG とそのリーダー

Task Group	convenor
TG 9.3 FRP reinforcement for concrete structures	Stijn Matthys, Belgium
TG 9.5 Durability of prestressing materials	Manuel Elices, Spain
TG 9.7 Reinforcing steels and systems	Ben Bowsher, United Kingdom
TG 9.9 Manual for prestressing materials and systems	Josée Bastien, Canada/Alain Chabert, France
TG 9.11 Testing the bond capacity of tendon anchorages	Jaime Galvez Ruiz, Spain
TG 9.12 Ground anchors	Toshiro Kido, Japan/H. Weiher, Germany
TG 9.13 External tendons for bridges	Teddy Theryo, USA
TG 9.14 Extradosed Tendons (New TG)	Hiroshi Mutsuyoshi, Japan/M. Poser, Switzerland
T 9.15 Behaviour under cryogenic conditions	M. Poser/A. Gutsch
T 9.16 Plastic ducts	H.-R. Ganz

Commission 9 には、表-3.2に示す 7 個の TG が活動中である。また、SAG 5 New Model Code の作成作業にも、他の Commission と協力しながら参加している。Commission 9 の全体会議は年に 1 回開催され、各 TG も全体会議開催時と必要に応じて開催される。

3.4 TG の活動について

ここでは Commission 9 の各 TG の活動内容について、簡単に紹介する。

TG9.3では *fib* Model Code 2010の様式をベースに FRP を使用した鉄筋コンクリート、プレスト

レストコンクリート、および補強のための設計指針を作成している。「材料試験と特性」および「外部付着式補強」の2つのサブワーキングが活動中である。

TG9.5はPC鋼材の耐久性に関する疑問に対し以下の3点に対し文書のやりとりによるワーキングを実施している。①PC鋼材の耐久性における問題点に関する情報を収集、評価、報告書刊行、②損傷したPC材料の評価に関するガイドラインの作成、③既存の応力腐食試験方法のレビューと評価、指針の作成。

TG9.7は鉄筋とそのシステムの設計、製造、試験、施工から維持管理に至るまでのあらゆる事項を取扱い、マニュアルや技術報告書などを作成している。

TG9.9はPC鋼材とそのシステムによるポストテンション工法に関する規格や指針および施工方法に対する提案などを記載したマニュアルを作成し、4～8年ごとに改訂している。

TG9.11はプレテンション工法用テンドン、損傷したポストテンション用ケーブルおよびグラウンドアンカーの付着試験方法を検討している。長期的にはRILEMの標準試験RPC 6 (RPC 14) に代わる簡易で安価な試験方法を提案しようとしている。

TG9.12は1982 recommendation “*Recommendations for the design and construction of prestressed concrete ground anchors*”, the 1986 state-of-art-report “*Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages*”, 1996 recommendation “*Design and construction of prestressed ground anchorages*” などのグラウンドアンカーに関する指針の改訂作業を行っており、2015年に新指針を刊行する予定である。

TG9.13は橋梁、建築の外ケーブルに関し設計、試験、施工、ダクト耐久性、防食、維持管理から最終的には架替えまでの規格を盛り込んだ報告書を作成している。

TG9.14は2008年に設置されたTGで、埼玉大学の睦好宏史教授とスイスのMarcel Poserが委員長を務めている。本TGは“Extradosed Prestressing”という名称で、エクストラドーズド橋を対象にした設計施工指針を作成することが当初の目的であったが、日本ではエクストラドーズド橋と斜張橋を明確に分けていないことから、両者を一体として指針を作成することにしており、TGの名称は“Cables for cable-supported structures”である。2005年にfibから刊行されたBulletin30 “Acceptance of stay cable systems using prestressing steels”をベースにして、新しいBulletinを2015年に発刊する予定である。

TG9.15は1988年に刊行された“draft State of the art report – Cryogenic behavior of materials for prestressed concrete”を改定し、低温下での材料の機械的挙動や構造物の設計、施工、試験、維持管理について述べたfib指針を作成している。

TG9.16は2000年に刊行されたfib Bulletin 7 Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioningの改訂作業を行っている。

道路橋のメンテナンス —臨床からの戦略— —振動計測、撤去桁、グラウト充填調査、載荷試験—

独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター	木 村 嘉 富
〃	本 間 英 貴
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会	谷 口 秀 明
〃	北 野 勇 一
〃	小 林 崇

1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下、PC）橋は、本来耐久性に優れた橋梁構造であるが、わが国でPC技術が実用化されてから半世紀が過ぎ、PC橋の高齢化が進み、メンテナンスの状況によっては、塩害などで劣化の進行が著しいものも存在する。

独立行政法人土木研究所（以下、土木研究所）では、平成20年度より、道路橋の安全管理のための技術開発に取り組む総合研究組織「構造物メンテナンス研究センター」（以下、CAESAR）を設置し、道路橋の設計施工技術、維持管理および長寿命化技術などのさまざまな活動を行っている¹⁻¹⁾。また、道路橋の性能は、建設時の設計、施工、供用開始後の周辺環境・荷重、補修補強などの諸条件により大きく異なる。このような実橋の性能を適切に把握するには、模型実験によるメカニズムの解明だけでなく、実橋もしくはその一部である撤去部材を用いて、実際の劣化損傷と部材もしくは橋全体の性能との関係を明らかにしていく必要がある。CAESARでは、それらを「臨床研究」と呼び、これまでにさまざまな橋梁の調査研究を行っている。また、PC橋に関して、国土交通省では、PC橋の維持管理における点検、調査、原因分析および補修補強に関する技術的な指針の策定に向け、直轄PC橋の事例分析や維持管理に関する方向性の整理が進められている。しかし、PC橋の損傷把握、安全度（耐荷性）評価および補修の難易度が高いことが管理上の課題となっており、今後、これらに対応した研究が強く要求されている。

一方、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC建協）ならびにその会員会社は、わが国にPC技術が導入されて以来、PC技術の普及・向上の担い手として活動してきた。PC建協では、これまでも、既設PC橋の点検・調査や補修・補強に関する最新の技術をもとに、PC橋の予防保全を前提とした維持保全のあり方を示して実務に展開してきた^{例えば、1-2)、1-3)}。また、2012年1月、PC建協は、「新ビジョン2011」を打ち出し、PCの専門技術を活かして、持続型社会の基盤を支えていく姿勢を明確に示している¹⁻⁴⁾。

土木研究所とPC建協は、PC橋の維持管理に対する社会的要求を踏まえ、撤去前橋梁の現地調査や撤去部材を用いた詳細調査により、既設PC橋梁の健全性評価手法や高耐久性を有する新設PC橋梁の設計手法の高度化を図ることを目的とし、2010年5月18日、「撤去橋梁（PC橋）を用いた臨床研究に関する協力協定」を締結した。この協力協定に基づく活動では、図-1.1に示すように、PC橋を落橋させないためには、「危ない橋を見つけること」と「劣化しやすい橋を見つけること」が重要であると判断し、それぞれの検討事項を抽出・整理して、これまで解体調

査や振動計測などを実施してきた。

本報では、撤去橋梁（PC 橋）を用いた臨床研究に関する協力協定に基づき実施した、PC グラウト充填調査、撤去桁の載荷試験および振動計測を紹介する。また、最近の非破壊検査技術の内容についても紹介する。

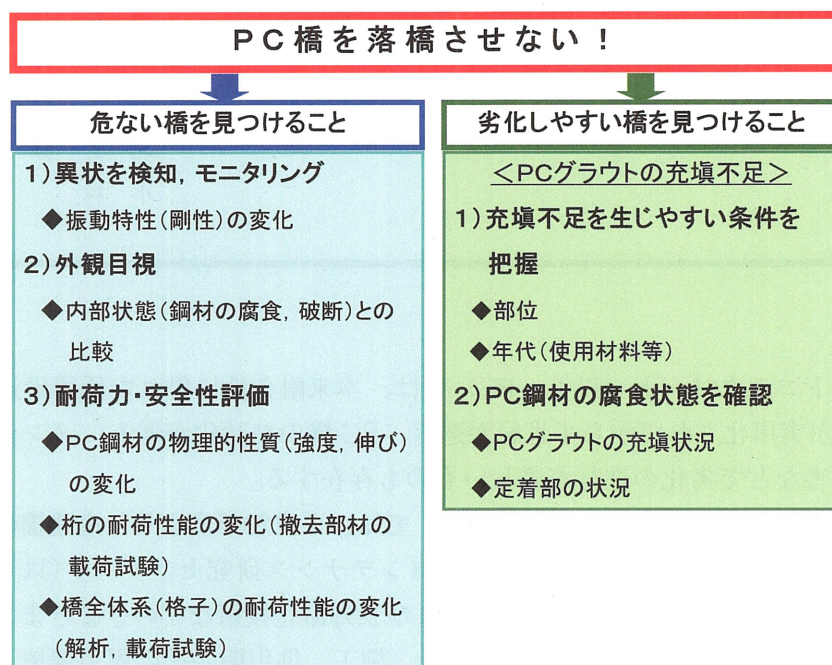


図-1.1 協力協定に基づく活動の基本方針と主な検討事項

2. PC グラウト充填調査

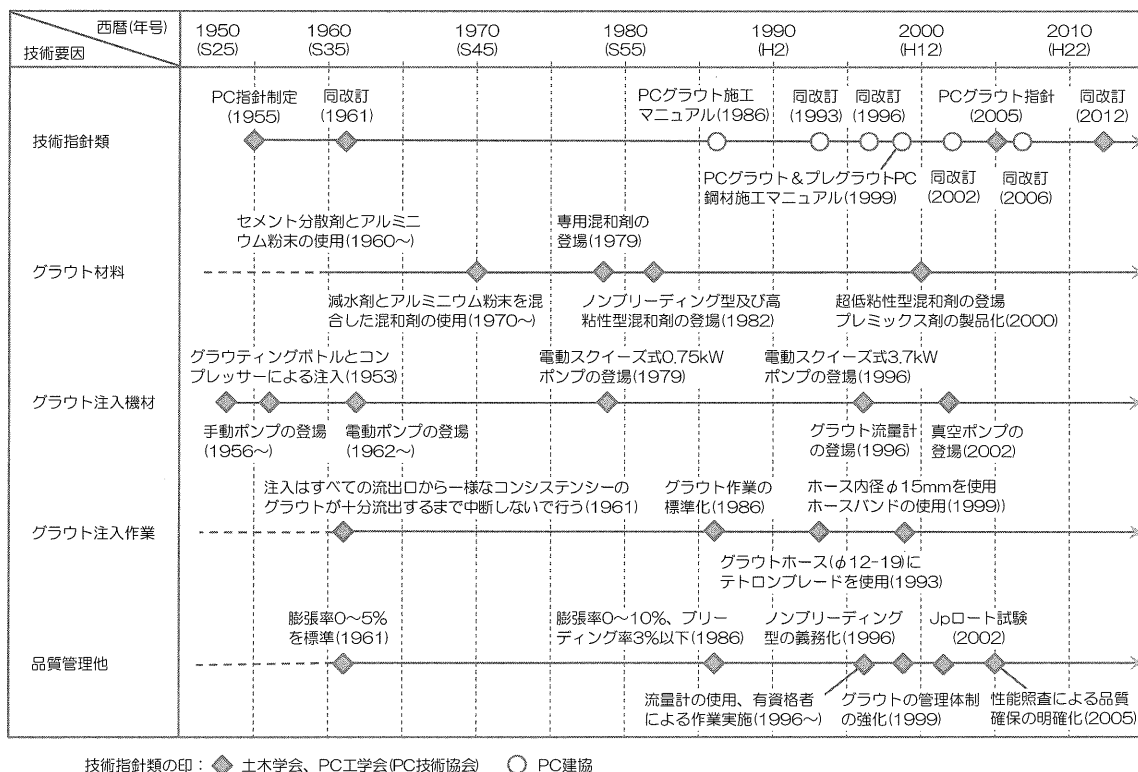
ポストテンション方式のPC 部材においてPC 鋼材の防錆、PC 鋼材と部材コンクリートの一体性確保を目的としてシーす内に充填するPC グラウトは、その品質や施工の良否によりPC 橋の耐久性に大きな影響を与える重要なものである。過去に建設されたPC 橋の一部では、PC グラウトの充填が不完全であったことによるPC 鋼材の腐食や破断により耐力性能が損なわれた事例や、PC 鋼棒の突出により第3者被害が起こり得たという事例が報告されている。

ここでは、1980年代以前に建設されたPC 橋について、PC グラウトの変遷から過去のグラウトの特徴を概説するとともに、過去のグラウトの充填状況がPC 鋼材の腐食に与える影響について撤去橋梁の解体調査により確認した結果について報告する。また、PC グラウトに関する今後の動向についても簡単に紹介する。

2.1 PC グラウトの変遷

PC グラウトに関する技術指針類、PC グラウトの使用材料、注入機材、注入作業および品質管理などの変遷を、図-2.1に示す。PC グラウトの使用材料に着目すると、概ね1970年代以前のPC グラウトには、水素ガスの発生により生じる膨張を利用して、沈下収縮の防止、シーすとの付着力の向上、ブリーディング水の外部への排出を目的とし、アルミニウム粉末が使用されていた。しかし、アルミニウム粉末の使用量が僅少であるため、その計量誤差がPC グラウトの品質に大きく影響を及ぼす可能性があった。そこで、1970年頃には、減水剤とアルミニウム粉末を事前に

混合した混和剤が市販された。1980年代に入り、ブリーディングをまったく生じないノンブリーディング型の混和剤、さらには先流れを生じにくい高粘性型の混和剤が開発された。ブリーディングが生じる PC グラウトは1996年にノンブリーディング型 PC グラウトの使用が義務化されるまで使用されている。2000年以降には現場添加型の混和剤だけでなく、プレミックス型のグラウト材も多種開発された。現在は、ノンブリーディング、低収縮で、かつ超低粘性から高粘性まで現場条件に応じた粘性の選択も可能になっている。このように、PC グラウトの使用材料だけ見ても、今日に至るまで、当時の課題を克服するためのさまざまな改良が繰り返されている。

図-2.1 PC グラウトの変遷^{2-1)、2-2)}

2.2 撤去された PC 橋による PC グラウト充填状況の実態調査

表-2.1は、1960年代から1970年代に架設された PC 橋（いずれも、ポストテンション方式の単純 PCT 桁橋）の撤去に伴い、PC グラウトの充填状況を調査した結果である。これらの橋梁は、図-2.1に示すように、1986年に発刊された PC 建協「PC グラウト施工マニュアル」により、PC グラウト注入作業の標準化が図られる以前に建設されているため、PC グラウトは土木学会「PC グラウト指針案」に基づき、注入されたものと考えられる。また、1961年以前の PC 橋は、主として支間が 30m 程度以下の単純桁であった。しかし、1960年代から1970年代にかけて連続桁・張出桁架設へと急速に変貌したわが国の PC 技術に対して、同指針案 8 条では「注入はすべての流出口から一様なコンシステンシーの PC グラウトが十分流出するまで中断しないで行わなければならない」という注意喚起のみであったため、PC グラウトの施工技術や品質管理は相対的に劣っていた可能性もある。さらに、図-2.2に示すように、対象橋梁が架設された当時は、PC 鋼材として直径 7mm などの PC 鋼線が12本一束となっているものが多用されていた。

容量が 60トン程度 (12φ7mm の場合) と小さいため、すべての PC 鋼材を桁端部に定着できず、図-2.3に示すように桁の上縁にも定着するのが一般的であった。表-2.1に示すように、調査した PC 橋では、1 橋を除き、5 橋で上縁定着が採用されていた。

表-2.1 撤去 PC 橋を用いた PC グラウトの充填状況の実態調査結果

橋梁	架設年	橋種	構造形式	最大支間	径間数 / 主桁本数	塩害の影響度	上縁定着の有無	PC グラウトの充填状況	PC 鋼材の破断の有無
A 橋	1965	道路橋	ポステン 単純 PCT 桁	39.9m	5 径間 / 6 主桁	海岸線上	有	PC 鋼材全長に渡る未充填(未注入)はないが、部分的な空隙は見られる	破断有り
B 橋	1972	自歩道橋		29.2m	3 径間 / 2 主桁	海岸線より 60m			
C 橋	1967	道路橋		27.3m	5 径間 / 5 主桁	海岸線より 80m			
D 橋	1972	自転車道橋		23.2m	2 径間 / 2 主桁	海岸線より 200m	有		
E 橋	1965	道路橋		22.8m	5 径間 / 3 主桁	影響無し			
F 橋	1961	道路橋		18.3m	2 径間 / 5 主桁				

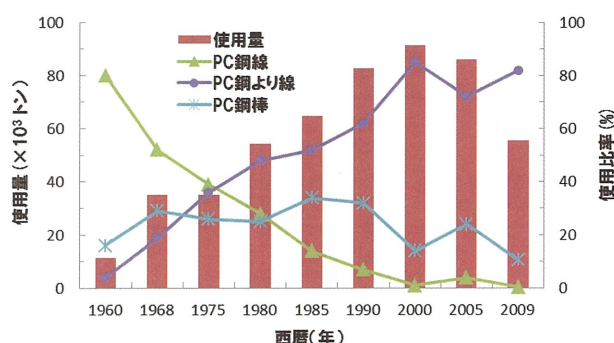
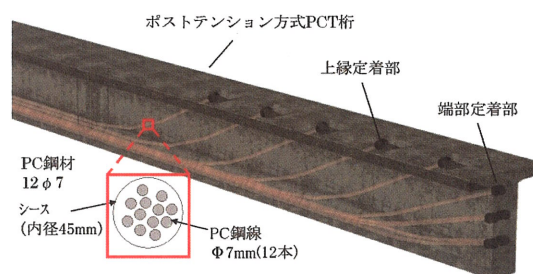
図-2.2 PC 鋼材使用量と使用比率²⁻³⁾

図-2.3 PCT 桁橋の PC 鋼材配置の概念図

2.3 PC グラウトの充填状況が PC 鋼材の腐食に与える影響

(1) PC グラウトの不完全な充填であっても PC 鋼材が健全であった PC 橋

ここでは、PC グラウトの充填の度合いが PC 鋼材の腐食および破断に与える影響について検討を行った。解体調査の対象は、塩害の影響を受けておらず、PC グラウトの不完全な充填であっても PC 鋼材が健全であった E 橋とする。

E 橋は1965年に竣工された各支間長 22.8m の 5 径間単純ポストテンション方式 PCT 桁橋である。本橋は、架設から45年が経過していたが、外観の目視観察ではひび割れやはく離などの損傷は見られず、比較的健全な状態であった。PC グラウトの充填調査は、撤去に際して任意の位置で切断される 1 主桁あたり 2 つの切断面 (全30切断面) に配置された342本の PC ケーブルについて PC グラウト充填状況を目視により確認した。なお、ここでは、PC グラウトの充填の程度は、表

表-2.2 PC グラウト充填状況の分類

分類	グラウト充填状況	補足
充填度 1	グラウトが完全に充填されている	PC 鋼材の付着と防食は確保されている。
充填度 2	若干の空隙があるが、PC 鋼材はほぼグラウトに覆われている。	PC 鋼材の付着と防食は確保されている。
充填度 3	グラウトの充填が不十分であり、PC 鋼材が露出している。	PC 鋼材の付着と防食は確保されていない。
充填度 4	グラウトが充填されていない。	PC 鋼材の付着と防食は確保されていない。

ー2.2に示すとおり、充填度という表現で4段階に分け、それぞれの代表的な充填状況を示したサンプル写真と各切断位置の充填状況を比べて判定した。

PCグラウトの充填状況を確認した結果を、図ー2.4に示す。調査342件のうち、充填度1および充填度2が322件(94%)、充填度3および充填度4が20件(6%)であった。充填度3および充填度4は、上縁定着ケーブル(とくに、曲上げ区間)に発生する割合が高いが、端部定着ケーブルでも確認されている。

上縁定着ケーブルに着目した場合のPCグラウトの充填状況を、図ー2.5に示す。充填度4は上縁から最大50cm下がりに位置する。シース内を観察したところ、シース内面にPCグラウトが付着しているが、空洞は奥まで続いていた。一方、反対側の曲上げ区間にはPCグラウトが充填されていた。これらの状況より、先流れの生じるPCグラウトの注入側下り勾配で空隙が残された(流動性の高いPCグラウトを急速に注入したことによる)ものと推察される。

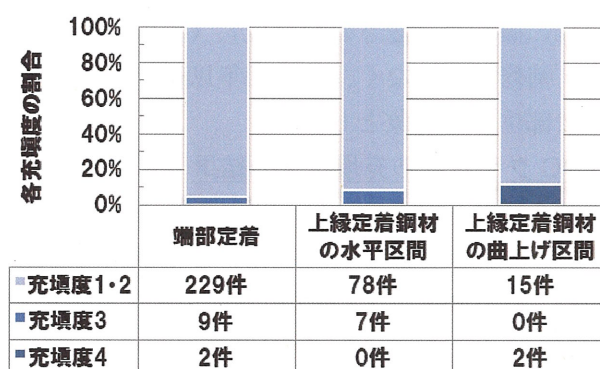
本橋の主ケーブルは、調査した全342件でほとんど腐食が認められず、またPCグラウトの充填不良が確認された上縁定着ケーブルのシース中には水が侵入した痕跡が確認されなかった。このため、PCグラウトの充填が不完全な場合であっても、水が侵入しない環境下ではPC鋼材の腐食の進行度は低いと考えられる。

(2) 塩害環境下でPC鋼材が著しく腐食したPC橋の解体調査

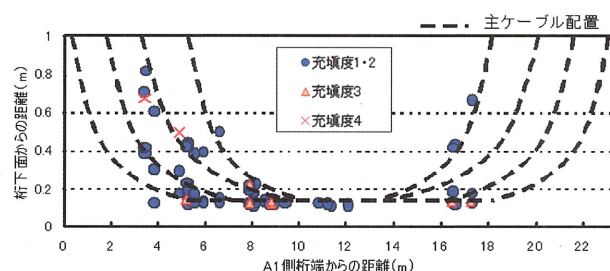
ここでは、PCグラウトの充填が良好であるが、塩害環境下でPC鋼材が著しく腐食したC橋の解体調査結果を記述する。

C橋は1967年に供用された5径間単純ポストテンション方式PCT桁橋である。主ケーブルには24φ7mmが使用されていた。これは、当時の主流であった12φ7mmの約2倍の容量を有するため、1主桁あたりケーブル4本を桁端部のみで定着させていた。架橋地点は日本海沿岸の海岸線に近接し、厳しい塩害環境下に長く曝され、写真ー2.1に示すように鋼材の腐食によるひび割れやはく離などの劣化が顕著となったため、架替えを前提として2010年9月(橋齢43年)に供用が停止された。

PCグラウトの充填調査は撤去の際に切断された主桁切断面とした。また、PC鋼材腐食調査は図ー2.6に示す損傷が最も著しい第1径間に着目し、G1桁(過去の調査でPC鋼材の半数程度の減肉が確認された部位)、G3桁(過去の調査でC3ケーブルPC鋼材の全数の減肉と



図ー2.4 位置別のPCグラウト充填度



図ー2.5 上縁定着ケーブルのPCグラウト充填状況



写真ー2.1 C橋の劣化状況(橋齢40年)

一部に破断が確認された部位)、G4 桁 (過去に損傷・補修履歴がなく、橋齢40年以後に損傷が発生した部位) を対象とした。

PC グラウトの充填調査の結果： 第1、4および5 径間のPC グラウト充填度を、図-2.7に示す。第1 径間における調査は、各主桁の切断面に配置される103本のケーブルを対象としたもので、充填度1および充填度2が102件 (99%)、充填度3が0件、充填度4が1件 (1%) であった。充填度1および充填度2に着目すると、第1 径間には局所的な空隙が多く見られたが、大多数の箇所ではPC グラウトの充填が良好であった。唯一、PC グラウトの充填不足が確認されたのはPC 鋼材の破断が確認された第1 径間G3 桁C3 ケーブル付近であった。

PC 鋼材腐食調査： 第1 径間G3 桁よりシース管状態で採取・解体したC4 ケーブルのシース、PC グラウトおよびPC 鋼線の状態を写真-2.2に示す。シースは一部に軽度の腐食が見られる程度

である。PC グラウトの充填状況は断面に若干の隙間が見られる充填度2であり、主ケーブルはPC グラウトに覆われている状態であった。ただし、上部側のPC グラウトは脆く、シース取り外しの際に一部が粉碎、気泡や沈降跡も確認された。本ケーブルの採取箇所は、本橋で最も著しい損傷が見られた箇所の近傍 (同位置C3 ケーブルで破断が確認されている) であるが、PC 鋼線の腐食はわずかであることが確認された。したがって、著しい塩害環境下にあっても、PC グラウトが概ね充填されていれば、PC 鋼材の腐食を抑制できると判断される。

第1 径間G3 桁の切断および撤去時に採取したC1～C4 ケーブルの質量減少率を、図-2.8に示す。C3 ケーブルの質量減少率は35%を超え、13本の鋼線が破断していたが、他のケーブルでは質量減少率は10%以下で、鋼線の破断も確認されなかった。

なお、PC 鋼材の破断が確認された近辺のみ施工段階でPC グラウトが充填不足になることは、通常、あり得ないため、補修の際のはつり作業時に、硬化したPC グラウトが脱落したとも考えられる。

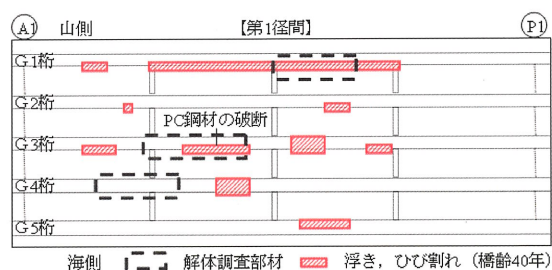


図-2.6 下フランジ損傷状況と部材採取位置

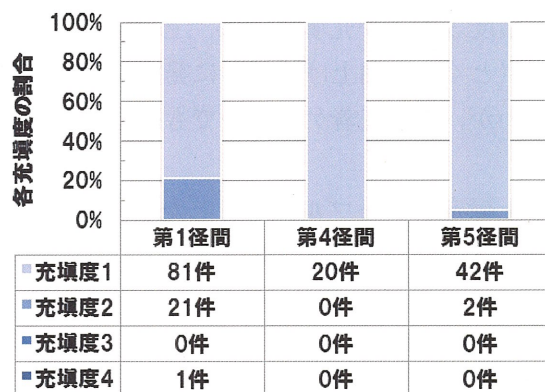
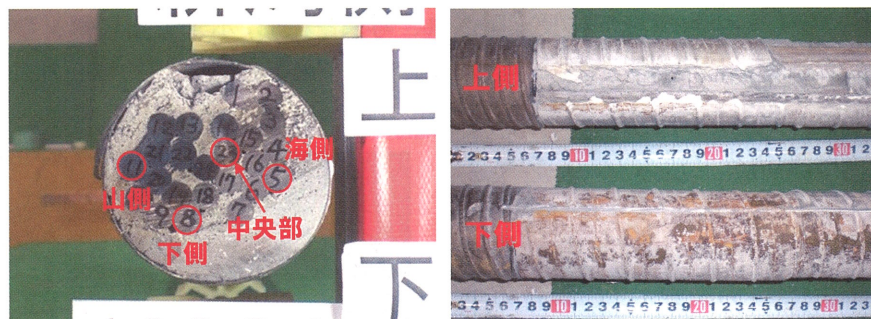


図-2.7 各径間のPC グラウトの充填度



a) 断面 (右が海側)

b) シース内側グラウト外観

写真-2.2 C橋第1径間G3桁C4ケーブルの解体調査

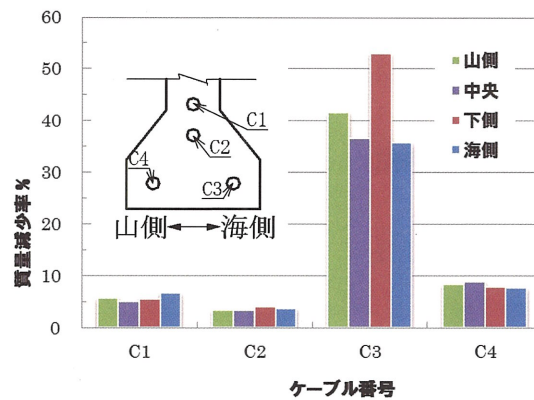


図-2.8 ケーブル位置と腐食量の関係

2.4 PC グラウトに関する今後の動向

プレストレストコンクリート工学会は、最新の国内外の研究成果、施工実績や ISO 規格の取り込みの必要性から、PC 建協からの委託を受け、平成24年12月に「PC グラウトの設計施工指針」の改訂版を発刊した。本指針では最新の知見を取り入れるため、指針および標準マニュアルの改訂から圧縮強度保証材齢の見直しやセメントの計量精度の明確化など PC グラウトの品質の向上と管理の効率化、PC 鋼材挿入後からグラウト注入までの期間の明確化や寒中グラウト工における PC 鋼材の一時防食対策など施工面での品質の確保、国内外における PC グラウトの現状把握、実物大試験のデータの見直しと追加、試験方法の規準化といった検討が行われている。今後、これらの知見を実施工に確実に反映される取組みが望まれる。

3. 撤去桁の載荷試験

劣化損傷の生じた実橋の実態や耐荷性能を把握すべく、撤去された橋梁について載荷試験や解体調査を実施している。ここでは、それらの取組みの中で、塩害により鋼材腐食の生じたポストテンション PC 桁の載荷試験と、軸方向ひび割れが生じたプレテンション PC 桁の載荷試験の結果を紹介する。

3.1 塩害により鋼材腐食の生じたポストテンション PC 桁の載荷試験^{3-1)、3-2)}

(1) 橋梁概要

本橋は石川県宝達志水町の主要地方道金沢田鶴浜線の相見川を渡河する自歩道橋（能登海浜自転車道線）である。能登有料道路の本線（上り線）に隣接し、海岸線より約 90m の位置に架かる 2 連の単純ポストテンション PCT 桁橋である（写真-3.1）。表-3.1 に本橋の主な橋梁諸元を示す。過去 2 度の詳細調査により塩害による鋼材腐食によりはく落や浮きが桁全体に確認され、はつり調査において全 PC 鋼材 8 本のうち 2 本に一部素線破断が確認された。本橋は、ライフサイクルコス



写真-3.1 撤去前の状況

ト比較により架替えが優位と判断され、供用から38年経過した後に撤去された。

(2) 試験体の損傷状況調査および材料試験結果

載荷試験には、第一径間の支間長 19.2m の G1 桁を用いた。

載荷試験前の損傷図を図-3.1に示す。桁全体に損傷が確認できるものの、桁の両側面および起終点で損傷の程度が異なり、山側および終点（橋台側）の損傷が顕著であった。載荷試験前に X 線による PC グラウトの充填調査を実施した結果、上縁定着部付近で一部未充填が確認されたが、充填状況は比較的良好であった。

載荷試験後に使用されたコンクリートおよび鋼材の品質を確認した。コンクリートの設計基準強度が 40N/mm^2 に対して圧縮強度の平均値は 58.9N/mm^2 であったが、その反面、静弾性係数の平均値は道路橋示方書³⁻³⁾ に示されている 31.0kN/mm^2 に対して 21.6kN/mm^2 と低い値となった。鋼材に関しては PC 鋼材および鉄筋ともに規格値以上であった。

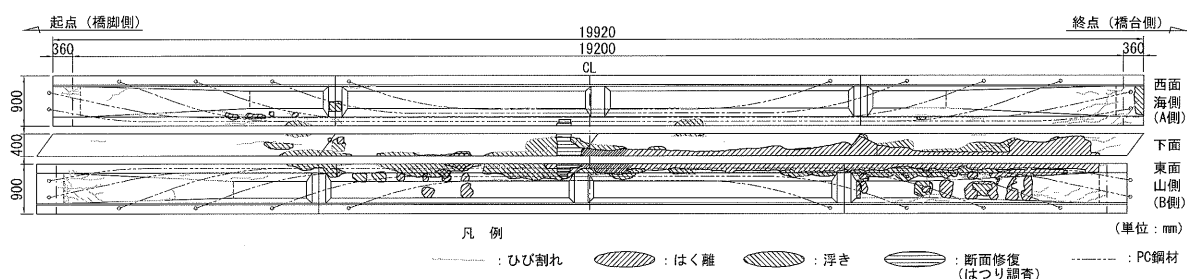


図-3.1 載荷試験前の損傷状況

(3) 曲げせん断耐荷性状に着目した載荷試験

載荷方法を図-3.2に示す。支間中央で曲げ載荷および各桁端で1回ずつのせん断載荷（以降、起点側桁端部：せん断載荷試験-1、終点側桁端部：せん断載荷試験-2）の計3回の載荷試験を行った。曲げ載荷試験は支間中央の残存プレストレス量の確認を目的とし

てひび割れ発生荷重までとした。せん断載荷試験のせん断スパン比 a/d は、斜めひび割れが確認されるように設定するとともに、人工的に鋼材を腐食劣化させた供試体を用いた既往の研究³⁻⁴⁾と同程度 ($a/d \approx 3.0$) とした。

せん断載荷試験における荷重-変位曲線を、図-3.3に示す。せん断載荷試験-1は、後述するせん断ひび割れが確認された後、荷重-変位曲線において PC 鋼材の降伏の予兆が確認されたため、せん断載荷試験-2への影響を勘案して 500kN で除荷した。せん断載荷試験-2は、曲

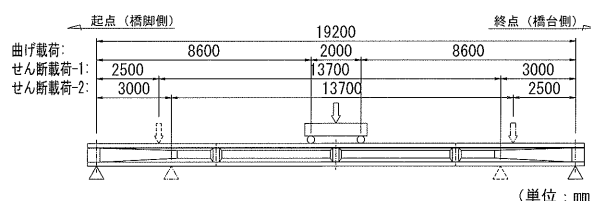


図-3.2 載荷試験方法

げひび割れ発生荷重まではせん断載荷試験-1と概ね同様の挙動を示したが、以降はせん断載荷試験-1より大きな変形を呈しながら、最大荷重 575kN を計測した。

各載荷試験の曲げひび割れ発生荷重から推定した残存プレストレスと表面損傷度を、表-3.2に示す。健全時の計算は、導入緊張力を当時の示方書の導入時における許容引張応力度相当 ($1,260\text{N}/\text{mm}^2$) として有効プレストレスを算出した。コンクリートの圧縮強度および引張強度は材料試験結果を用い、弾性係数は圧縮強度の試験値をもとに道路橋示方書で求めた。また、表面損傷度は各載荷区間(曲げ：等曲げ区間、せん断：せん断スパン内)における上フランジを除いた桁の表面積に対する損傷面積(浮き・はく離のみ)の比率とした。プレストレス減少率は部位により異なるが、PC 鋼材の破断が確認されていない起点

側の桁端ではプレストレス減少率は比較的小さいため、PC グラウトの良好な充填によりコンクリートと PC 鋼材との一体性が確保されていたと推測される。また、プレストレス減少率とコンクリート表面の損傷度にある程度相関が確認された。

各耐荷力を荷重に換算した計算値と実験値の比較を、表-3.3に示す。各耐荷力の計算値は曲げひび割れ発生荷重より推定したプレストレス減少率相当に PC 鋼材断面が腐食していたと仮定

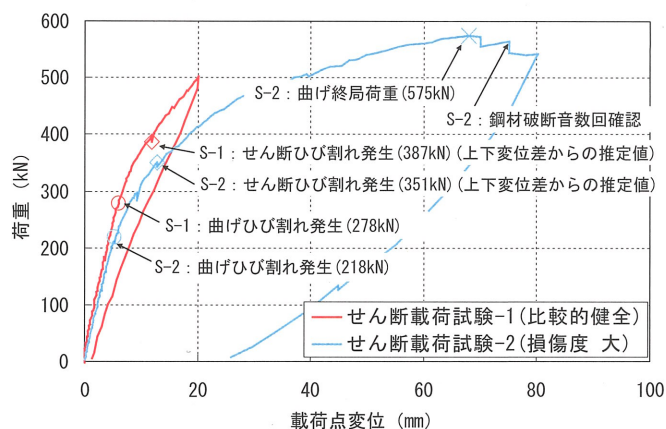


図-3.3 荷重-変位曲線(せん断載荷試験)

表-3.2 曲げひび割れ発生荷重による残存プレストレスの推定値と表面損傷度

	プレストレス力 (kN) ※			表面 損傷度
	健全 (計算値)	実験値	減少率	
曲げ載荷試験	1,568	1,188	24%	27%
せん断載荷試験-1	958	906	5%	0%
せん断載荷試験-2	970	738	24%	22%

※プレストレス力は各曲げひび割れ発生位置での推定値

表-3.3 各耐荷力における実験値と計算値の比較

			せん断載荷試験-1	せん断載荷試験-2
計算値※1 (kN)	せん断ひび割れ	$P_{Vcr,cal}$	513 (377)※2	430 (324)※2
	せん断破壊	$P_{Vu,cal}$	707	601※3
	曲げ破壊	$P_{Mu,cal}$	702	572
実験値 (kN)	せん断ひび割れ	$P_{Vcr,exp}$	387	351
	最大荷重	P_{uexp}	—	575
比率 (実験値 / 計算値)			P_{Vcr}	0.75 (1.03)※2
			P_{Vu}	—
			P_{Mu}	1.01

※1 計算値は自重による断面力を控除した値

※2 () 内は V_{py} を考慮しない場合の値

※3 山側のせん断補強鉄筋の断面減少率測定：24% (海側：健全)

して算出している。せん断ひび割れ耐力の計算値 (V_{cral}) は、せん断補強鉄筋を用いていない RC 梁のせん断強度³⁻⁵⁾ (V_c)、デコンプレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増加分³⁻⁶⁾ (V_{pd}) およびプレストレスの鉛直分力 (V_{pv}) の和とした。また、既往の研究³⁻⁴⁾ と同様にかぶり部分にもはく離が生じず、一体となって抵抗したとして計算した。曲げ破壊耐力 (M_{ucal}) の算出に際しては、各材料試験結果を用い、PC 鋼材の降伏強度は引張強度の93%³⁻⁷⁾ とした。斜引張破壊耐力 (V_{ucal}) は、前述の V_{cral} を有効高にて算出し、それに圧縮斜材角45度と仮定したトラス理論に基づくせん断補強鉄筋負担分³⁻⁷⁾ (V_s) の和とした。なお、 V_s は該当するせん断補強鉄筋の断面減少率測定結果を考慮した値である。せん断ひび割れ発生荷重は、実験値が計算値の8割程度となり、この原因としては本来対象とすべきせん断ひび割れ発生荷重より小さい荷重値を抽出した可能性や、せん断スパン内にてウェブ厚が変化していることなどが考えられる。

(4) PC 鋼材の付着特性に着目した载荷試験

1) 载荷試験方法

曲げせん断耐荷特性に着目した载荷試験結果から、グラウトによりコンクリートと PC 鋼材との付着が確保されていれば、破断箇所からある程度距離が離れた箇所ではプレストレスが保持されることがわかった。この付着特性に着目して、せん断载荷試験後に桁の両端をワイヤソーで切断し、载荷によるひび割れがほぼ生じていない支間中央部（定着部がない状態）を载荷試験に用いた。

桁切断は図-3.4に示す位置とし、すべての PC 鋼材の定着部が存在しない試験体とした。また、桁切断の前後にはプレストレス損失による挙動を計測するため、同図に示す位置でコンクリート表面のひずみ計測を実施した。試験装置の都合上、切断後から载荷試験実施まで8ヶ月程度期間を要したため、その間は常時ひずみを計測した。

载荷試験は、曲げひび割れを確認するためにできるだけ支点と载荷点の距離を確保し、

支間中央の1点载荷とした。また、桁端部のプレストレス損失に対する配慮に加え、桁端部で破壊することを避けるため、定着長を十分に確保し支点は切断位置から1m程度とした（载荷支間5.7m）。

2) 桁切断におけるコンクリートおよび PC 鋼材の挙動

切断直後における桁下縁のコンクリート表面ひずみの挙動を図-3.5に示す。桁端部付近では、桁の切断に伴うプレストレス損失によるコンクリート表面のひずみの挙動が確認された。

道路橋示方書³⁻⁷⁾ の解説では、プレテンション部材のプレストレス分布は、65φ（φ：PC 鋼材の直径）の範囲では部材端で0となる二次放物線と考えてよいとしている。本試験体で PC グラウトが確実に充填されていてプレテンション部材と同等と仮定すれば、プレストレス損失の範囲は素線径5mmで評価すると325mm、PC 鋼材束12φ5mmの外接円（約20mm）で評価すると1.3m程度となる。本試験体は支間中央部付近ではひずみがほとんど変動しなかったが、切

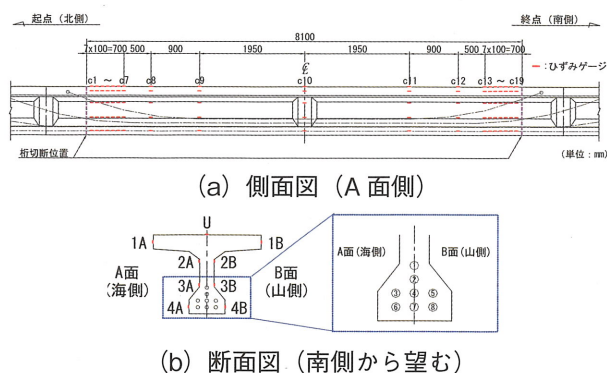


図-3.4 切断位置およびコンクリート表面ひずみ計測

断面から 2m 程度の範囲で比較的大きなひずみの挙動が確認された。これは、写真-3.2に示すように PC 鋼材がばらけて外接円が大きくなっていることや部分的なグラウトの充填不足、ワイヤソーによる切断時の振動による影響と考えられる。

切断直後における北側の PC 鋼材の引込み状況を写真-3.2に示す。上縁定着付近の曲上げ部で切断した N1 (図-3.4の北側 (N) 切断面における PC 鋼材 1) の断面におけるシース内はグラウトがほぼ充填されておらず、PC 鋼材の切断面が鋭角になっており、PC 鋼材が引き込まれつつ切断されたことが確認できる。そのほかの PC 鋼材は、シース上縁側にてやや空隙が確認できるが、充填状況はほぼ同程度であった。

切断後からのコンクリート表面ひずみの経時変化を図-3.6に示す。桁端部付近のひずみ計測については、載荷試験準備の都合上、載荷試験40日前に計測を終了している。ひずみの経時変化は切断後も徐々に変化が確認された。

北側端部の PC 鋼材の引込み量計測の結果を図-3.7に示す。上縁定着部付近で切断した PC 鋼材には最大で 15mm 程度の引込みが確認された。なお、引込み量には切断後から経時的に大きな変化は確認されなかったため、切断から150日後に計測を終了している。

3) PC 鋼材の付着に関する検討

付着特性に着目した載荷試験の荷重-変位曲線を図-3.8に、載荷試験時に発生したひび割れ図を図-3.9に示す。前節の支間中央部における載荷試験時に発生していたひび割れから載荷荷重が 650kN において曲げひび割れの進展が確認された。そののち、載荷荷重 800kN でせん断ひび割れが確認され、

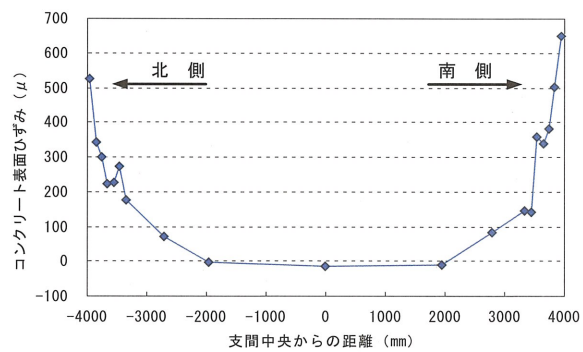


図-3.5 切断直後における桁下縁のコンクリート表面ひずみ

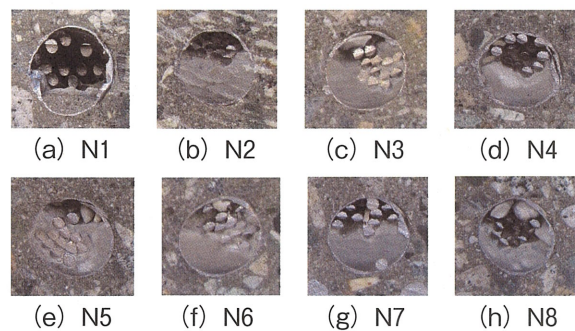


写真-3.2 切断直後における PC 鋼材の引込み状況 (北側)

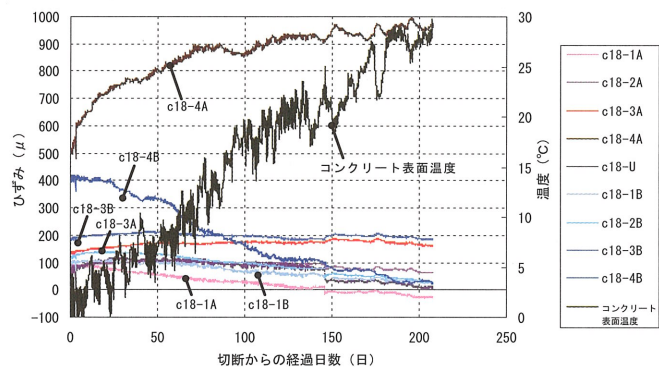


図-3.6 桁切断後のコンクリート表面ひずみの経時変化 (C18計測位置 (南側切断位置から20cm の位置))

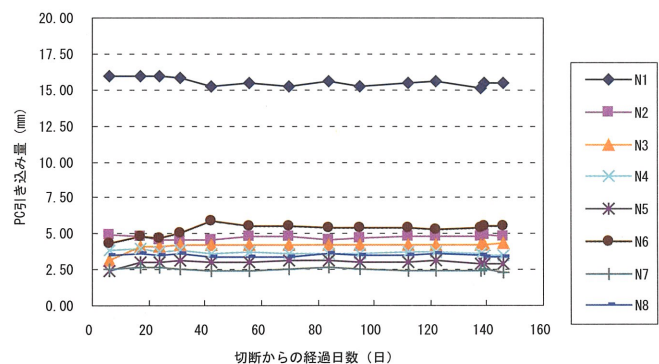


図-3.7 桁切断後における PC 鋼材の引込み量 (北側)

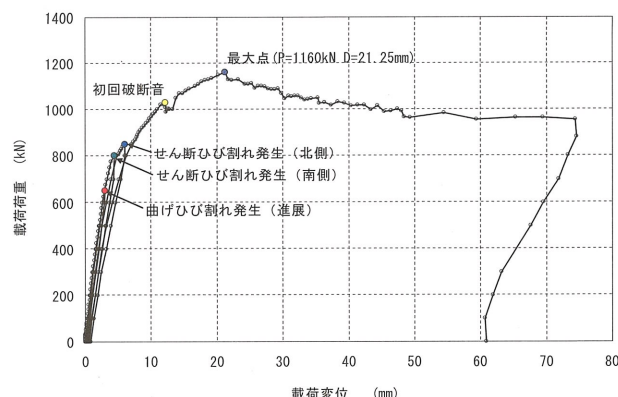


図-3.8 荷重-変位曲線(付着特性に関する載荷試験)

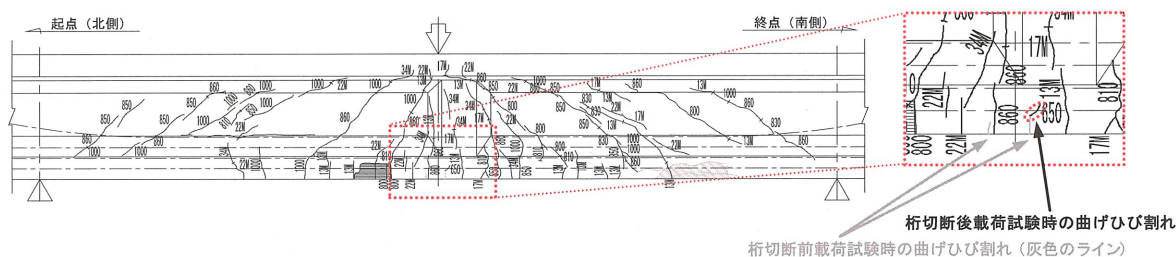


図-3.9 載荷試験中のひび割れ図(A面)

1,160kN で最大荷重が確認されたのち、荷重は徐々に低下したものの、脆性的な破壊には至らずある程度荷重を保持したまま変位が増加した。

PC 鋼材の付着切れを簡易的に計測するため、桁端部の PC 鋼材において各シースにつき 1 本の素線を対象に接触式の変位計を設置し、載荷中の引込み量を計測した。また、別途デジタルカメラを用いた光学的全視野計測³⁻⁸⁾により一部の PC 鋼材を対象にシース内全ての素線の引込み計測を実施した。光学的全視野計測による計測状況を写真-3.3、計測結果の一例を図-3.10に示す。さらには、載荷試験前後の切断面の PC 鋼材の状況を写真-3.4に示す。図-3.10や写真-3.4から分かるように、同一シース内の PC 鋼材において引込み量に差が確認されたものがあつた。この要因の特定には至っていないが、解体調査で各素線の位置や腐食破断状況、PC グラウト充填状況との相関について今後確認する予定である。

各イベントにおける計算値と実験時の比較を表-3.4に示す。表中には、PC 鋼材腐食や桁切断によるプレストレスの減少がないと仮定した健全時の場合と PC 鋼材腐食による断面減少率が24% (表-3.2) とした場合の計算値を示す。また、せん断ひび割れ発生荷重の計算値および曲げ破壊耐

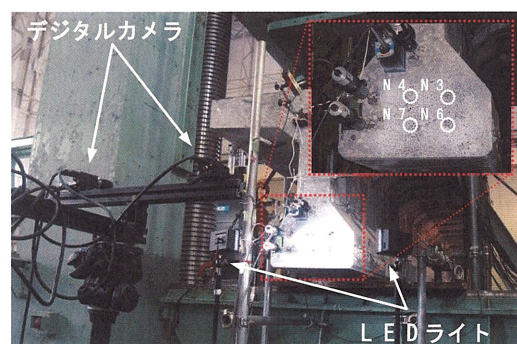


写真-3.3 光学的全視野計測による計測状況

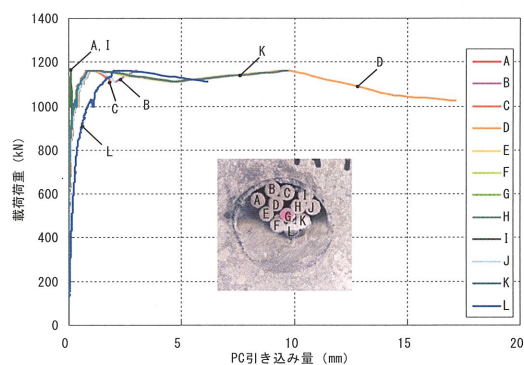
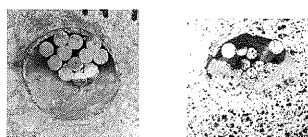


図-3.10 光学的全視野計測による載荷時の引込み量(N4)



(a) 載荷試験前 (b) 載荷試験後

写真-3.4 載荷前後におけるPC鋼材の引込み状況 (N4)

力の計算値は、前述と同様に算出した。なお、プレストレスによるせん断耐力増加分は、道路橋示方書や土木学会式では上限値を安全側に評価しコンクリート負担分相当(1.0)としているが、既往の研究成果³⁻⁶⁾から上限値を1.5とした。

曲げひび割れおよびせん断ひび割れ発生時における荷重は、前節の載荷試験により確認されたプレストレス減少率をPC鋼材断面減少率と仮定した場合と概ね一致した。曲げひび割れ発生荷重までは、N3を除きPC鋼材の引込みが確認されていないことから、曲げひび割れ発生までは少なくともPC鋼材とコンクリートの付着が確保されていたことが窺える。一方、最大荷重は、PC鋼材断面減少を仮定した場合の8割程度となり、付着切れによりPC鋼材が引き込まれたためと考えられる。そこで、簡便かつ実用的な手法として、実際に計測したPC鋼材の断面減少率を用い、最大荷重に達する前に何れかの桁端部で比較的大きな引込みが確認されたPC鋼材4本(N1、N3、S2、S5)から算出された曲げ破壊耐力を低減して曲げ耐力を算出した。その結果、PC鋼材の実断面減少率を用い、かつ上記PC鋼材から算出された曲げ破壊耐力を50%に低減することにより実験値を再現できた。なお、これは比較的グラウト充填状況が良好な桁を切断した試験体に対して、切断面から載荷点までの距離を4m程度として得られた実験結果である。実橋への適用に際しては、PC鋼材腐食や破断が確認された箇所と着目部位の位置関係やグラウト充填状況も含めて検討する必要がある。

表-3.4 各イベントの実験値と計算値の比較

	計算値 P_{cal} (kN)		実験値 P_{exp} (kN)	比率 (P_{exp}/P_{cal})
	健全時	PC鋼材減少		
曲げひび割れ発生荷重	785	622	650	0.83 (1.05)
せん断ひび割れ発生荷重	812	762	800	0.98 (1.05)
最大荷重 (曲げ破壊)	1,733	1,360 <1,131>	1,160	0.67 (0.85) <1.03>

※ () 内はPC鋼材断面減少を仮定した計算値との比率を示す。
※ < > 内は、実際に計測したPC鋼材の断面減少率を用い、付着切れしたPC鋼材から算出された曲げ破壊耐力を50%に低減した値

(PC1～PC4：腐食無，PC5：0.9%，PC6：2.7%，PC7：7.4%，PC8：全素線破断)

3.2 軸方向ひび割れの生じたPC桁の載荷試験³⁻⁹⁾

PC桁下面に軸方向ひび割れが著しく生じた桁と軸方向ひび割れが比較的少ない桁2本の撤去桁を活用し、軸方向ひび割れによる耐荷性能への影響の把握を目的とした曲げ載荷試験を実施した。また、載荷試験後には、ひび割れ深さ、中性化深さ、PC鋼材状況を目視確認による解体調査を行った。

(1) 橋梁概要

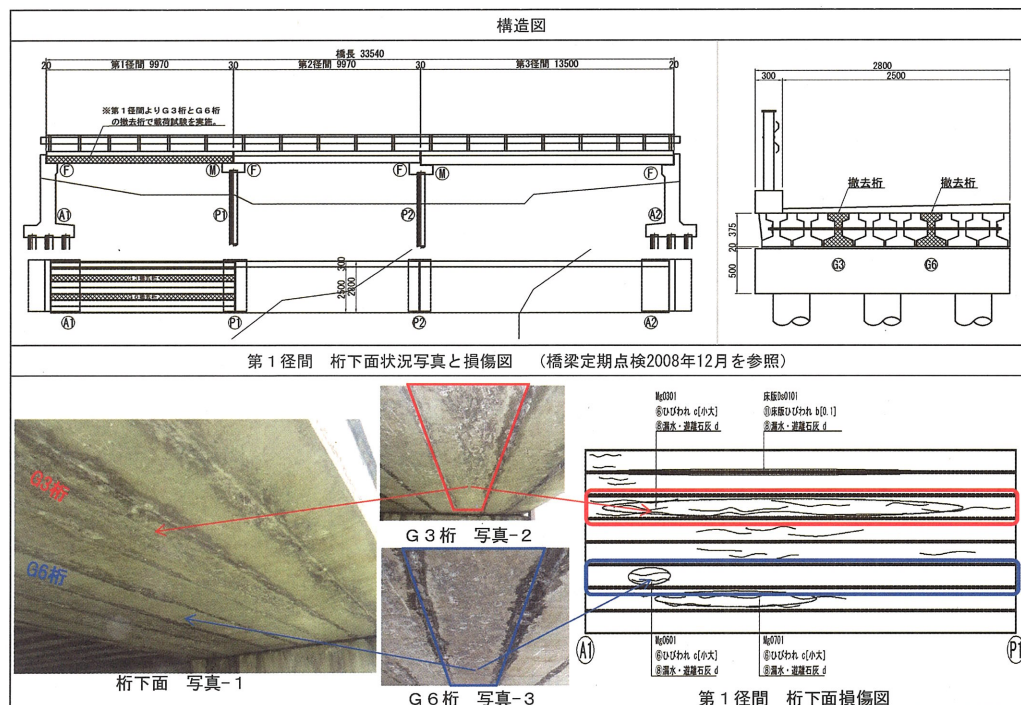
撤去桁の橋梁は、供用後33年を経過し河川改修にともなう架替えにより撤去された橋梁で、橋梁点検時に桁下面に軸方向ひび割れが報告されている。

表-3.5に橋梁概要を、表-3.6に橋梁状況として、構造図、橋梁点検時の損傷図および損傷状況写真(表中の写真1～3)を示す。

表-3.5 橋梁概要

橋梁名	中川橋側道橋
路線名	国道 8 号
橋梁形式	単純 PC プレテン床版橋 (3 連)
橋長・支間長	33.54m (9.57m + 9.57m + 13.0m)
竣工年	昭和52年 (竣工後33年経過)
適用基準	JIS A 5319-1963 (竣工図面)

表-3.6 橋梁状況



(2) 載荷試験

載荷試験は、2点支持2点載荷曲げ試験とし、その概要を図-3.11に示す。

試験体は、桁下面でひび割れが少ないG6桁をNo.1、ひび割れが多いG3桁をNo.2とし、載荷試験による荷重-変位曲線を図-3.12に示す。

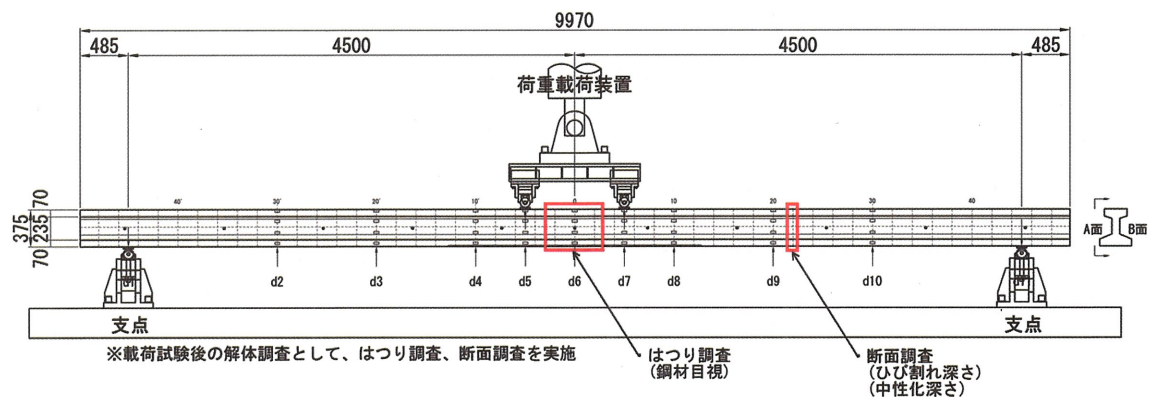


図-3.11 載荷試験概要

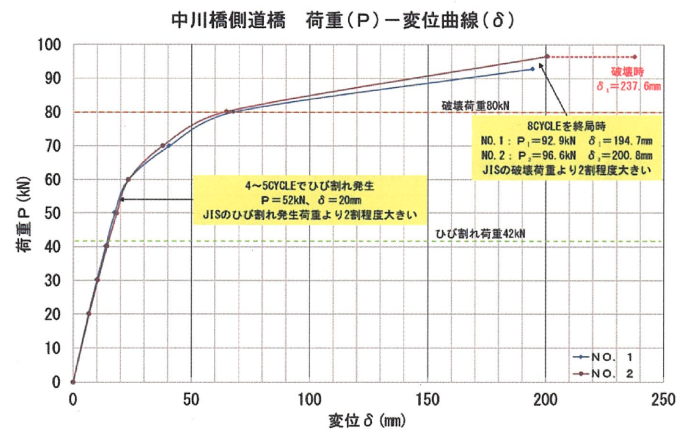


図-3.12 荷重-変位曲線

載荷試験の結果、No.1、No.2それぞれの撤去桁では、軸方向ひび割れ状況によるひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重に大きな違いは認められなかった。また、JIS A5319-1963におけるひび割れ発生荷重（42kN）および曲げ破壊荷重（80kN）に対して、ともに2割程度大きい結果となった。

(3) 解体調査

載荷試験後に撤去桁の解体調査を行った。ひび割れ深さおよび中性化深さ（写真-3.5）の調査では、いずれの試験体においてもPC鋼材位置までは達しておらず、PC鋼材切断面の状況からはコンクリートとの付着切れは認められなかった。曲げ載荷付近におけるPC鋼材目視調査（写真-3.6）では、PC鋼材の表面的な錆程度で腐食による断面欠損や破断にいたる損傷は認められなかった。

以上より、今回のケースのような桁下面に軸方向に発生したひび割れ程度では、桁の耐荷力低下に影響が少ないことが確認された。

今後は、軸方向ひび割れが発生した原因を確認するため、コア採取などによる材料試験を行う予定である。

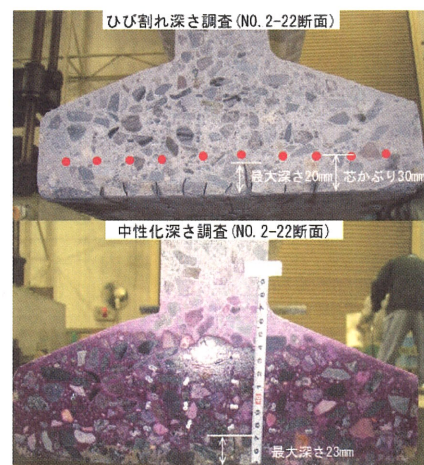


写真-3.5 解体調査その1



写真-3.6 解体調査その2

4. 検査・計測技術の開発

4.1 PC グラウトの充填状況を把握するための非破壊・微破壊検査

2. で述べたように、過去に建設されたPC橋の中には、PCグラウトの充填不足のものがある。グラウト充填状況については、表-4.1に示すとおり、従来、適用上の制約の大きかったX線透過法に加え、近年、新たな非破壊検査手法を開発され、実用化が図られている。

最近では、PCグラウトの充填不足部へのグラウト再注入についても、真空ポンプを用いることでより確実にできるようになってきている。非破壊・微破壊検査技術やPCグラウト再注入技術などを活用すれば、PCグラウトの充填不良が起きたPC橋であっても延命することが可能である。

と考えられる。今後の課題としては、PCグラウトの充填状況を非破壊・微破壊で、できるだけ簡易かつ確実に調査できる手法の開発が望まれる。

表-4.1 非破壊・微破壊検査手法によるPCグラウトの充填調査手法の例

方 法	概 要
広帯域超音波法	PC鋼材直近のコンクリート面に接触端子を配し、発信子から弾性波を入射し、シースの反射波を解析することによってPCグラウト充填を判断する。
インパクトエコー法	PC鋼材側面のコンクリート上からハンマなどにより弾性波を入力し、シースからの反射波の周波数応答を解析してPCグラウト充填を判断する。
スペクトルイメージング法	衝撃弾性波法の一つであり、インパクトエコー法によりさらに高周波数で大きな弾性波を入力して、シース反射波の信号を画像化する方法によってPCグラウト充填を判断する。
放射線透過法	コンクリート表面からX線やγ線を使って放射線透過写真を撮影する。
打音振動法	入力側に衝撃を与え、入力エネルギーから出力エネルギーへの減衰や周波数をもとに判断する。
削孔目視調査法	コンクリート用ドリルによりシース位置まで削孔を行い、そののち、シースをめくりCCDカメラ、あるいはファイバースコープを挿入し、PCグラウトの充填状況を観察する。
通気法	内ケーブルに対して削孔した穴を利用し、通気または圧縮空気を送り込むことにより、PCグラウトの充填不足部の体積やシース内の密実性を把握する。

4.2 X線透過法⁴⁻¹⁾

既設コンクリート部材の耐荷力評価のためには、コンクリート内のひび割れ状況や、鉄筋・PC鋼材の位置、直径、腐食状況を把握する必要がある。非破壊検査技術の一つであるX線透過法ではこれらの情報を得ることができ、また、コンピュータトモグラフィ（CT）技術を用いることにより複雑な内部構造を可視化できる可能性がある。現在橋梁調査で用いているX線源はその出力が300keVまでであり、適用限界厚さは30～40cm程度といわれている。一方、X線の利用を規定している放射線障害防止法においては、屋外で使用する場合、橋梁検査に限って4MeVまでの加速器の使用が認められており、CAESARでは東京大学などと連携して高出力X線源によるコンクリート橋検査技術の開発に取り組んでいる。

X線源として、上坂ら⁴⁻²⁾が開発した可搬型3.95MeVライナックを用いた。全体像を写真-4.1に、加速管のイメージを図-4.1に示す。装置は、X線源、高周波発生装置、電源、水冷ポンプから構成されている。高出力の高周波発生装置に比べ重量が小さいのが特徴であり、既存の橋梁点検車に搭載可能なよう、X線源などを

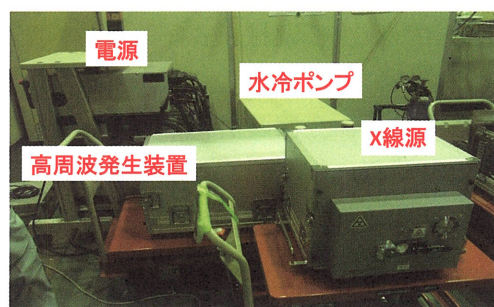


写真-4.1 3.95MeV ライナック全体像

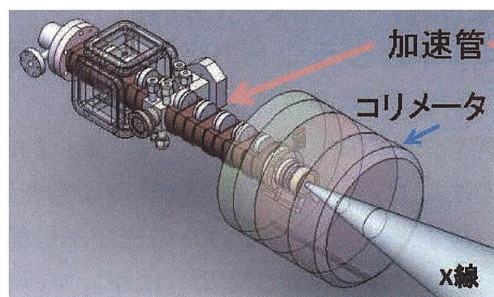
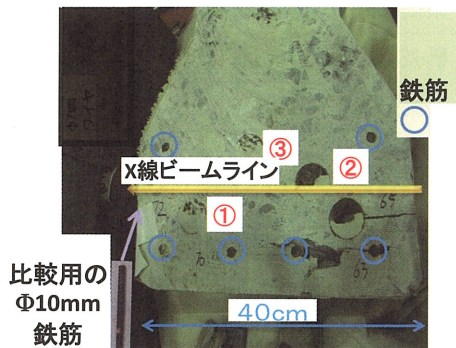


図-4.1 加速管イメージ

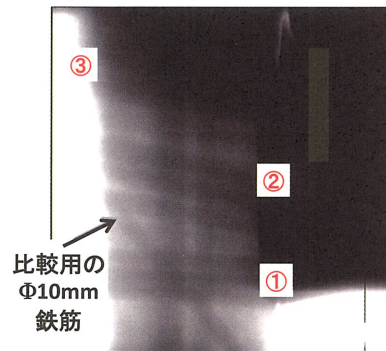
200kg 以下に抑えている。

開発装置の基本性能を確認するため、撤去橋梁より切り出した PC 桁の下フランジ部（写真－4.2）を撮影した。この部材厚は 40cm であり、従来の装置では撮影時間に 1 時間程度を要していたが、わずか 1 秒で写真－4.3の画像を得ている。この桁はポストテンション方式による桁であり、一つのシース内に直径 7mm の PC 鋼線が12本配置されている。写真－4.3は 1 方向からの撮影であるため、各シース内の PC 鋼線は、3 本しか確認できていない。また、撮影中心から離れたシース③では、本数までは確認できない。本装置は、角度を変化させた複数枚の画像も短時間で撮影することが可能であり、検出精度向上のため、装置開発と並行して CT 技術にも取り組んでいる。

今後は、実橋梁で CT を撮像するための可動装置の開発や、高出力 X 線源に対して検出効率を向上させた検出器の開発に取り組んで行く必要がある。



写真－4.2 撮影対象（PC 桁下フランジ部）



写真－4.3 X 線画像（撮影時間 1 秒）

4.3 振動測定

橋梁の振動性状の変化から、その劣化度を評価する試みは以前より数多く実施されており、損傷がかなり進行した場合、振動数が低下するという報告もある⁴⁻³⁾。本研究においても、非破壊かつ簡易な方法で橋梁の劣化度を把握する手法として、振動測定による評価手法の可能性を確認することを目的とする。

振動測定により評価したい損傷のレベルは、表－4.2に示すように、維持管理のレベルに応じてさまざまなケースが考えられる。そこで、①力学的損傷を大きく受けた PC 橋（損傷レベル 3 の検知）、②载荷試験中の振動特性変化（損傷レベルと振動数の関連性）、③材料劣化を生じた PC 橋（損傷レベル 1～2 の検知）に着目した振動測定を行い、それぞれの損傷レベルにおける異状検知の可能性について検討した。

表－4.2 振動測定により評価したい損傷のレベル

	損傷のレベル	維持管理のレベル
1	鋼材腐食の始まり ひび割れの始まり	予防保全 補修の判断
2	鋼材腐食による断面減少 コンクリートの断面欠損	事後保全 補修・補強の判断
3	鋼材が降伏 剛性の大幅な低下	安全管理 通行止・架替判断

注) この表は、塩害による劣化損傷を対象に本研究にて提案する維持管理シナリオであり、実際に供用している PC 橋の管理に用いられるものではない。

(1) 力学的損傷を大きく受けた PC 橋

2011年 3 月11日、東日本大震災で発生した津波によって甚大な損傷を受け一部が落橋した普代水門管理橋（写真－4.4）を対象に、残存する耐荷性能を振動性状の変化によって評価する手法

を検証した。

本橋の主な橋梁諸元を表-4.3に示す。津波により4径間のうち、左岸側の2径間が落橋し、落橋を免れた右岸側の2径間も多数の曲げひび割れや地覆部の圧壊などの損傷が生じていた(写真-4.5参照)。とくに、第3径間では、最大300mmの残留たわみが確認されるとともに、曲げひび割れ幅も最大5mmに達するなど、落橋してもおかしくない状態であった。また、第4径間においても、最大80mmの残留たわみが生じていた。

振動計測は、重錘落下法により加振し、支間の8等分点に加速度計を設置して振動数の計測を実施した(写真-4.6)。その結果を図-4.2に示す。図より、主桁ごとに振動数の若干の差異が生じたが、おおよその傾向としては健全時の解析値(梁モデル)に対し

て、第3径間では20~30%、第4径間では10~20%の振動数の低下が認められた。この振動数の低下の傾向は、損傷の大小関係と一致するものである。このようにPC部材として力学的損傷を大きく受けている場合は、振動測定により耐荷性能の低下を検知し得ることが確認された。

なお、第3径間の曲げ2次の低下度が曲げ1次および3次に比べ小さいのは、図-4.3に示すように損傷位置が振動モードの節に該当するためと推測され、第4径間においては、高次の振動数の低下が顕著であった。

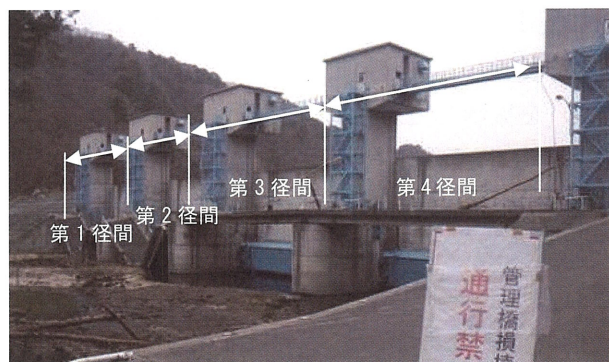


写真-4.4 橋梁全景 (被災直後)

表-4.3 対象橋梁諸元

橋梁名	普代水門管理橋
架橋位置	岩手県下閉伊郡普代村
橋長	100.05m (支間: 22.0m × 4)
橋梁形式	単純ポストテンションPCT桁橋×4連
竣工年	普代水門: 1984年3月 (27年経過)



写真-4.5 第3径間の損傷状況

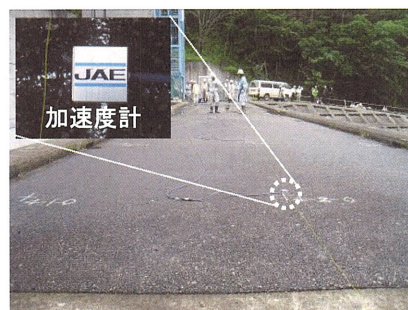


写真-4.6 振動計測状況 (普代水門管理橋)

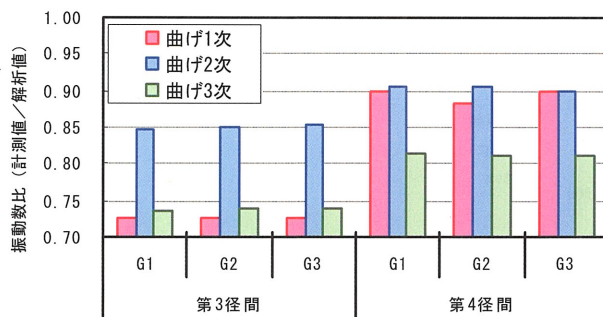


図-4.2 健全時の解析値に対する振動数比

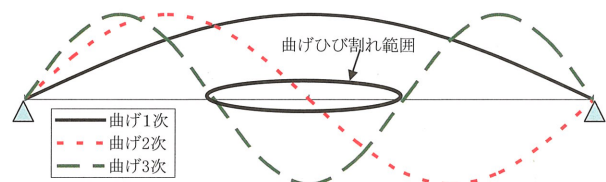


図-4.3 単純支持梁の曲げ振動モード

(2) 載荷試験中の振動特性変化

ここでは、(1)に示した測定事例のように力学的損傷が部材全体に及ぶケースとしての曲げ載荷試験と、局所的な損傷を想定したせん断載荷試験を対象として、3章に示した撤去桁の載荷試験と並行して振動特性の変化を調査した。

① 曲げ載荷試験中の振動特性変化

曲げ載荷試験は、撤去橋梁より切り出したプレテンション桁（前出3.2節の中川橋側道橋、載荷支間 9.0m）とポストテンション桁（前出3.1節の相見川海浜橋で（4）に示す桁切断後の状態、載荷支間 5.7m）の各1体について実施した。振動計測は、写真-4.7に示すように撤去PC桁上面に速度計または加速度計を複数個配置し、載荷試験の各載荷ステップの除荷後にプラスチックハンマーでの打撃による加振（衝撃加振法）を行い橋桁の卓越振動数を測定した。



写真-4.7 ハンマによる加振状況

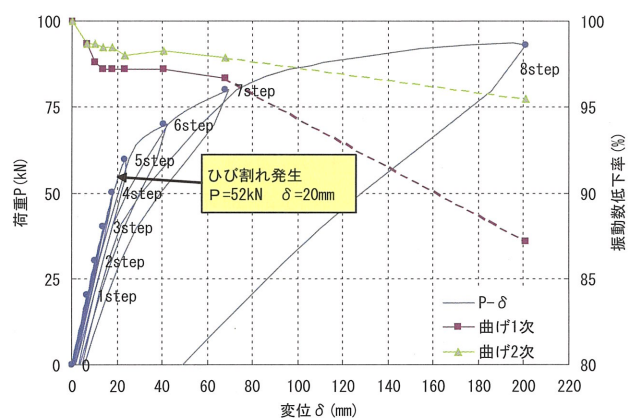


図-4.4 プレテンション桁での振動数の変化

まず、プレテンション桁の振動計測結果を図-4.4に示す。図中には、載荷試験における荷重-変位関係を $P-\delta$ として示し、振動特性は曲げ1次および曲げ2次に着目し、載荷前に対する載荷後の振動数低下率として結果をプロットした。この振動測定のプロットは、振動測定を実施した除荷時ではなく、便宜上、各載荷ステップで経験した最大変位の地点にプロットすることにした。図より、曲げひび割れ発生前（1～4 step）の段階で、曲げ1次および曲げ2次ともに振動数の低下が若干認められた。曲げひび割れ発生後は、載荷荷重を増加させても、振動数の変化は小さかったが、設計曲げ破壊荷重 80kN を越えて部材が大きく変形した最終載荷時（8 step）では、曲げ1次で約13%、曲げ2次で約5%の振動数の低下となった。

次に、ポストテンション桁の振動計測結果を図-4.5に示す。図の表示などは前出のプレテンション桁と同様であるが、載荷ステップはひび割れ発生後ののみとした。図より、ひび割れ発生前

後で曲げ1次の振動数がやや大きく低下しているが、ひび割れ発生後から部材降伏前まで（1～3 step）の振動数の変化はプレテンション桁と同様にさほど大きいものではなかった。一方、最大荷重を越え、部材の破壊に至る時点（4 step）では、曲げ1次で30%強、曲げ2次で20%強の振動数の低下が確認された。

以上より、プレテンション桁およびポストテンション桁とも、部材破壊に近づけば振動数の低下が顕著になることが確認されたが、一方で、曲げひび割れ発生段階の荷重レベル、あるいは、部材降伏に近い荷重レベルでは振動数がそれほど変化しない結果となった。これは、PC部材では、ひび割れが一旦生じても、荷重が除荷されるとプレストレスの復元力によりひび割れが閉じ、部材剛性が回復することに起因すると考えられる。

なお、載荷初期の段階で振動数の低下が生じた原因としては、例えば、試験桁と支点との間に隙間があって支持条件が載荷前後で変化することが要因の一つとして考えられる。

②せん断載荷試験中の振動特性変化

せん断載荷試験は、ポストテンション桁（前出3.1節の相見川海浜橋で（3）に示した桁切断“前”の状態、載荷支間 16.2m、せん断載荷点は端部より 2.5m）の1体について実施した。振動計測は、載荷試験の前後（載荷試験後については降伏の予兆が確認された後に除荷する）とし、砂袋による衝撃加振法に加え、常時微動法も実施した。

振動計測結果を表-4.4に示す。常時微動による高次の振動モードは計測不能であったが、各卓越振動モードにおいて、振動数の若干の低下が確認された。また、衝撃加振法の結果に着目すると、モード次数が高いほど振動数が低下する傾向にあった。これは、とくに曲げ3次の場合、せん断載荷点付近の局部的な損傷と振動モードの腹（図-4.3参照）と一致するためであり、既往の実験的研究の結果^{4-4）、4-5）}とも合致するものである。

なお、上記①に示したように力学的損傷が部材全体に渡る場合は、低次モードである曲げ1次の方が、曲げ2次の振動数の低下よりも顕著となることが本検討においても確認されている。

(3) 材料劣化を生じたPC橋

対象PC橋は1967年に供用された5径間単純ポストテンション方式PCT桁橋である。各支間長は 27.3m で、各支間とも構造寸法が等しい。架設地点が日本海に近接し厳しい塩害環境に曝

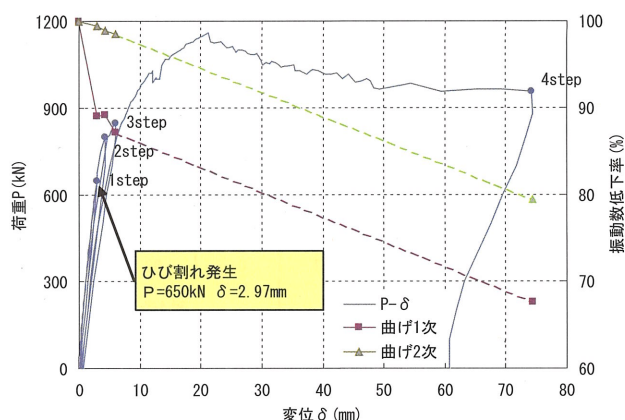


図-4.5 ポストテンション桁での振動数の変化

表-4.4 せん断試験中の振動計測結果

モード次数	載荷試験	固有振動数 (Hz)	
		常時微動法	衝撃加振法
曲げ1次	前	6.694	6.378
	後	6.458	6.353
	比率	0.95	1.00
曲げ2次	前	21.301	21.276
	後	21.130	21.047
	比率	0.99	0.99
曲げ3次	前	判定不能	57.363
	後	判定不能	52.953
	比率	—	0.92

されていたため、数度にわたり補修が行われたが、その都度再劣化が生じ、橋齢43年目の2010年に供用が停止された。この橋梁の撤去前に、車両落下法、重錘落下法および常時微動法の3方法による振動計測を実施した(写真-4.8)。

加振方法毎の振動計測の結果を図-4.6に示す。低次の振動モードは、いずれの加振方法においてもほぼ4Hz付近に確認されている。また、重錘落下法による結果のみ、20Hz以上の高次モードが確認された。

表-4.5は、第1径間と第2径間の振動数について、高次モードまで確認された重錘落下法の結果を比較したものである。過去の点検データによれば、第1径間では塩害劣化による顕著な断面欠損とPC鋼線の破断が確認されており、劣化度が他の径間に比較して大きかったのに対し、第2径間の劣化度は比較的軽微であった。モードが高次になるにしたがって、第1径間の振動数が第2径間のそれに比較して低下していくのが確認された。このことは、前述の(2)のせん断載荷試験と同様の傾向を示し、高次の振動モードを把握することにより、鋼材腐食などの材料劣化を生じたケースにおいても振動測定により異状を検知しうる可能性がある。ただし、PC橋の多くは、本橋のように径間比較ができないため、実用上は、事前に健全時の振動性状を取得するなど初期値との比較が不可欠である。



(a) 車両落下法

(b) 重錘落下法

写真-4.8 振動試験状況

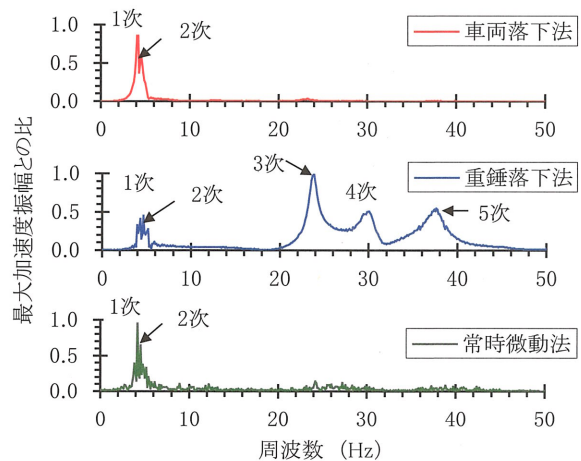


図-4.6 加振方法毎のスペクトルグラフ

表-4.5 径間毎の振動数の比較

振動次数	卓越振動数 (Hz)		f1/f2	振動モード
	第1径間 f1	第2径間 f2		
1次	4.3	4.3	1.00	曲げ1次
3次	23.7	25.2	0.94	不明
4次	30.2	31.5	0.96	曲げ3次
5次	37.1	40.8	0.91	不明

5. 戦略的なメンテナンスへ

国民生活や経済活動を支える社会資本において、プレストレストコンクリートが果たしている役割は大きい。高度経済成長期に建設されたこれらの社会資本が一斉に高齢化を迎える中、戦略的な維持管理、すなわちシナリオを明確にした維持管理が不可欠となる。既に各管理者において橋梁をはじめとした社会資本について長寿命化修繕計画が策定されつつあるが、より実効性のあるものとするためには、検査、診断、予測、補修・補強、経過観察といった各種技術の高度化が不可欠である。

CAESARとPC建協では臨床研究に基づきこれらの戦略的なメンテナンスのための技術開発を進めている。このような知見は既設橋の管理のみならず、新設構造物へも反映させるべきであ

り、機会を捉えて提供して参りますので皆様方の一助となれば幸いです。

最後に、臨床研究にご協力頂いた関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1-1) 木村嘉富、田中良樹、花井拓：コンクリート道路橋メンテナンス技術高度化への取り組み－CAESAR、臨床研究、載荷試験、検査・診断技術－、プレストレストコンクリート技術協会第40回技術講習会、pp.89-111、2012.2
- 1-2) プレストレスト・コンクリート建設業協会：明日のPC建設産業の展望とPC建協の果たす役割－新ビジョン2011－、2013.1
- 1-3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き（案）[断面修復工法]、2009.9
- 1-4) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC構造物の維持保全－PC橋の予防保全に向けて－、2010.3
- 2-1) 土木学会：PC構造物の現状の問題点とその対策、コンクリート技術シリーズ No.52、2003.6
- 2-2) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PCグラウト施工マニュアル、1986、1993、1996、1999、2002、2006
- 2-3) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PRESTRESSED CONCRETE YEAR BOOK、1960、1968、1975、1980、1985、1990、2000、2005、2009
- 3-1) 松沢政和、木村嘉富、花井拓：塩害を受けたポストテンションPCT桁の曲げせん断耐荷性状に関する載荷試験、第67回土木学会年次学術講演会、V-262、pp.523-524、2012
- 3-2) 松沢政和、木村嘉富、本間英貴、花井拓：塩害を受けたポストテンションPCT桁の臨床研究－PC鋼材の付着特性に着目した載荷試験－、プレストレストコンクリート、55-3、2013（投稿中）
- 3-3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、2012
- 3-4) 土木研究所：既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究、重点プロジェクト研究報告書、2010
- 3-5) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、Vol.372/V-5、pp.167-176、1986
- 3-6) 建設省土木研究所、プレストレストコンクリート建設業協会：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第138号、1995
- 3-7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編、2012
- 3-8) 出水享、松田浩、伊藤幸広、木村嘉富：デジタル画像相関法を用いた撤去PCT桁橋の載荷試験時における変位、ひずみ、ひび割れ計測、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.2、pp.1411-1416、2012
- 3-9) 青柳聖、木村嘉富、和田圭仙：軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート撤去桁の載荷試験（仮題）、第22回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、2013.10.（投稿中）
- 4-1) 桑原徹郎、木村嘉富、村越潤、星隈順一：道路橋の長寿命化に向けた非破壊検査技術の

- 開発、土木技術資料、55-1、pp.32-35、2013.1
- 4-2) Mitsuru Uesaka et. al : “950 keV, 3.95 MeV, 6 MeV X-band Linacs for Nondestructive Evaluation and Medicine”, Nuclear Inst. and Methods in Physics Research, A, NIMA53737, S0168900211014586, 10.1016/j.nima. 2011.07.026
- 4-3) 加藤雅史、高木保志、島田静男 : PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究、土木学会論文集、第341号、1984.1
- 4-4) H. Abdul Razak, F. C. Choi: The effect of corrosion on the natural frequency and modal damping of reinforced concrete beams, Engineering Structures 23, pp. 1126-1133, 2001
- 4-5) 西村ほか : 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性、土木学会論文集、第380号、pp. 355-364、1987. 4

コンクリート鉄道橋のメンテナンス —維持管理、健全度、検査、措置—

(公財)鉄道総合技術研究所	コンクリート構造	岡 本 大
	コンクリート構造	田 所 敏 弥
	構造力学	曾我部 正 道
	企画室	谷 村 幸 裕
(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構	設計技術第1課	玉 井 真 一

1. はじめに

鉄道橋梁は、古くはレンガ積み橋梁や鋼橋が中心であったが、防災や騒音および維持管理などの観点から、コンクリート構造が採用されるようになり、近年建設された橋梁ではほとんどがコンクリート構造である。鉄道コンクリート構造物の歴史は古く、1904年（明治37年）に、最初の鉄道コンクリート構造物である山陰線島田川暗渠が建設された。その後、大正時代になって本格的にコンクリート構造が採用されるようになり、昭和初期にはラーメン高架橋の建設が始まり、戦後の新幹線建設や都市部の鉄道高架化に伴って、プレストレストコンクリート（以下、PC）構造を含めて多数のコンクリート構造物が建設された（写真－1.1）。近年は、構造物のストックの増加および建設後長期経過した構造物が増加していることから、これらの劣化対策などを含めた維持管理が課題となっている。

PC 鉄道橋建設の研究は戦前より始められてきたが、最初の本格的な PC 桁は、昭和29年に建設された日本国有鉄道（以下、国鉄）信楽線（現、信楽高原鉄道）第一大戸川橋梁である（写真－1.2）。本橋梁は、建設後にも種々の調査が実施されているが、現在でも健全な状態を維持していることが確認されている¹⁾。昭和30年代以降の高度経済成長期においては、各地で鉄道の建設、改良が行われ、多数の PC 桁が建設された。新幹線の建設においては、鉄桁の列車走行に伴う騒音が大きな社会問題となり、昭和40年代に建設された山陽新幹線以降は、ほとんどの長大橋は PC 構造となった。



写真－1.1 土讃本線第二領地橋梁
(1938年建設)



写真－1.2 信楽高原鉄道第一大戸川橋梁
(1954年建設)

本稿では、先ず、鉄道コンクリート構造物の維持管理に関する技術基準として2007年1月に国土交通省鉄道局より通達された「鉄道構造物等維持管理標準」²⁾(以下、維持管理標準)の概要を述べる。次に、PC 鉄道橋の診断と補修・補強に関する最近の技術について述べることとする。

2. 鉄道構造物維持管理の技術基準

2.1 技術基準の整備と変遷

コンクリート鉄道構造物は戦前より多数建設されており、比較的早い時期からその維持管理が課題となっていた。国鉄では、戦後間もないころから維持管理に関する取り組みが実施されてきたが、戦災により図面などの資料が焼失したため、これら基礎資料の再整備が進められた。1956年(昭和31年)に「建造物保守心得(案)」と「建造物の検査および措置要領」が作成され、実態調査の結果、構造物の図面などが再整備され、維持管理ための体制が作られた³⁾。そののち、土木保守近代化計画が始まり、検査体制の強化、検査の高度化、効率化が図られた。

1974年(昭和49年)には、「土木建造物取替の考え方」が作成され、検査や変状原因の究明、健全度の判定、措置といった建造物の補修の流れが体系立てて整理された。1987年(昭和62年)には、「建造物保守管理の標準」⁴⁾として改訂され、新たな知見の導入、判定事例やチェックリストが追加された。

1999年に、山陽新幹線でトンネル覆工コンクリートはく落事故が発生し、高架橋からもコンクリート片が相次いではく落する事態が生じ、構造物の劣化が社会問題となった。そこで、国土交通省の委託により鉄道総合技術研究所を事務局とする研究委員会が設置され、技術基準の検討作業が進められた。そして、2007年(平成19年)に国土交通省鉄道局より、「鉄道構造物等維持管理標準」が通達された。

2.2 維持管理標準の概要

従来、鉄道構造物の維持管理において、2年ごとの検査が義務付けられてきたが、鉄道技術基準の性能規定化への対応が求められていることや、コンクリートのはく落など構造物の劣化が社会的な問題になっていることから、維持管理に関する体系化された技術基準が必要となった。そこで、2000年に国土交通省の委託により、鉄道総合技術研究所を事務局とする「鉄道土木構造物の維持管理に関する研究委員会」(委員長:岡田勝也国土館大学教授)を設置して検討作業を開始した。具体的内容の審議については、構造物の種類ごとに行われることとなり、コンクリート構造物、鋼・合成構造物、基礎・抗土圧構造物、土構造物、トンネルの分科会が設置された。

このうち、コンクリート構造分科会(主査:魚本健人東京大学教授)では、5年間にわたる審議が重ねられ、この成果は「鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)コンクリート構造物」として刊行されるに至った。鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)は、コンクリート構造物のほか、鋼・合成構造物編、基礎・抗土圧構造物編、土構造物編、トンネル編が刊行されている。

2.3 維持管理の基本

2.3.1 維持管理の原則

維持管理標準を作成するにあたって、鉄道技術基準の性能規定化の方針を踏まえて、性能照査型の体系の構築を目指すこととなった。しかし、幅広い技術レベルからなるすべての鉄道事

表－2.2 検査の区分と概要

検査の区分		時期	目的	調査方法	健全度判定
初回検査		供用開始前	新設構造物および改築・取替を行った構造物の初期の状態を把握	入念な目視、必要に応じて目視以外	AA, A, B, C, S
全般検査	通常全般検査	2年毎	構造物の変状などの有無およびその進行性を把握	目視を基本	AA, A, B, C, S
	特別全般検査	2年毎、延伸可	健全度判定の精度を高める、通常全般検査に代えて実施	入念な目視、必要に応じて各種の方法	AA, A, B, C, S
個別検査		必要に応じて実施	全般検査、随時検査の結果、詳細な検査が必要とされた構造物に対して、精度の高い健全度の判定を行う	変状の実情に即したものの	AA, A1, A2, B, C, S
随時検査		必要に応じて実施	地震や大雨などにより、変状の発生もしくはその恐れのある構造物を抽出	目視を基本	AA, A, B, C, S

表－2.3 構造物の状態と標準的な健全度の判定

健全度		構造物の状態
A		運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす、またはそのおそれのある変状などがあるもの
	AA	運転保安、旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状などがあり、緊急に措置を必要とするもの
	A1	進行している変状などがあり、構造物の性能が低下しつつあるもの、または、大雨、出水、地震などにより、構造物の性能を失うおそれのあるもの
	A2	変状などがあり、将来それが構造物の性能を低下させるおそれのあるもの
B		将来、健全度 A になるおそれのある変状などがあるもの
C		軽微な変状などがあるもの
S		健全なもの

判定（A1、A2）を行う。

健全度判定の結果、措置が必要と判断される場合には、適切な時期に補修などの措置が行われる。ところで、「補強」の定義について、低下した力学的性能を初期の状態まで回復する行為を含めると、性能の向上と混同されて誤解を招くとの指摘から、「構造物の力学的な性能を初期の状態よりも高いものに向上させることを目的とした措置」と定義することとした。一方、補修は「変状が生じた構造物の性能を回復させること、あるいは性能の低下を遅らせることを目的とした措置」と定義している。また、検査、措置、そのほか構造物の維持管理に必要な情報については、記録して保存することが定められている。

2.4 初回検査

初回検査では、入念な目視により構造物に発生した過大な変位・変形、ひび割れ、はく離、はく落などの有無および程度を把握する。ただし、コンクリートのはく離や空洞などを目視のみで検出することは困難なため、必要に応じて点検ハンマーを用いた打音法などを併用する。また、施工記録に関する調査や、かぶりの測定などを必要に応じて実施する。

2.5 全般検査

2.5.1 通常全般検査

通常全般検査は、構造物の変状の有無およびその進行性などを的確に把握し、性能を低下させている変状、またはそのおそれのある変状を抽出することを目的として、約2年の周期で定期的実施する検査である。ただし、後述する特別全般検査により構造物が所要の条件を満たしていることが確認されれば、全般検査の検査周期を延伸することが可能な場合もある。なお、従来の国土交通省告示では、2年を超えない期間ごとに定期検査を実施することとなっていたが、検査基準日を定めてその属する月の前後1ヶ月を含む3ヶ月の間に定期検査を実施することに変更されている。これは、従来の規定では、常に2年よりも短い周期で検査することとなり、同一の構造物を検査する季節が少しずつずれていく不都合が指摘され、これに対応して是正されたものである。

通常全般検査における調査項目は、例えばRC桁の場合、ひび割れの状態、コンクリートのはく落や空洞などの状態、鉄筋の露出状態、変色や遊離石灰の有無、排水および漏水の状態、支承部の状態などである。調査は目視を基本とし、必要に応じて打音法などを用いる。近接することが困難な場合には、双眼鏡などを利用する。

ひび割れの調査においては、図-2.2に示すクラックスケールやメジャーによるひび割れ幅や長さの測定のほか、近年ではデジタルカメラにより撮影した画像を用いてひび割れ解析ソフトにより比較的容易にひび割れ分布図の作成も可能となっており(図-2.3)、これらを利用することもできる。

通常全般検査における健全度は、変状の種類、程度および進行性などに関する調査の結果に基づき、AA、A、B、C、Sに区分される。表-2.4に、PC桁のひび割れに対する健全度判定例を示す。

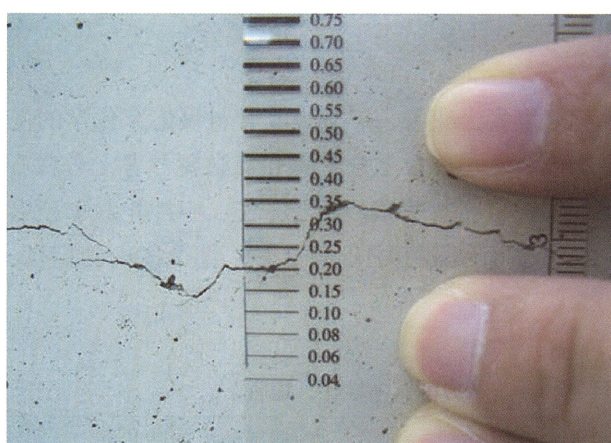


図-2.2 クラックスケールによる測定の例

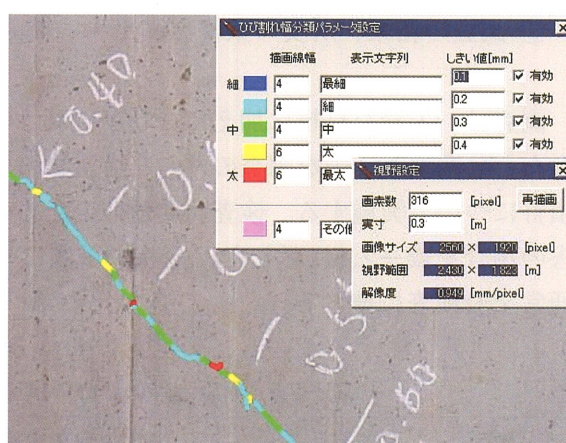
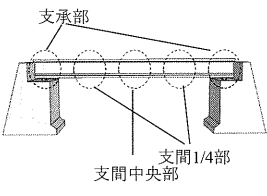
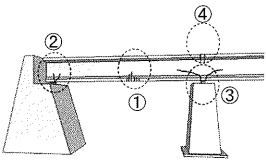


図-2.3 ひび割れ画像の解析の例

表-2.4 健全度の判定例(PC桁のひび割れ)

変状種別	調査箇所	調査項目	判定の例	判定
ひび割れ	単純桁 ・ 支承部 ・ 支間中央部 ・ 支間1/4部  調査箇所(単純桁)	・ ひび割れの幅 ・ ひび割れの方向 ・ 進行程度 ・ 発生位置  ひび割れ	①中央部(線路直角方向のひび割れ) ・ 常時開口し、進行が急激なもの ・ 列車通過時開口しているもの ・ 幅が0.1mm程度を超えるものが多数発生しているもの ・ 幅が0.1mm以下程度で多数見受けられるもの	AA A A B

2.5.2 特別全般検査

特別全般検査は、通常全般検査に比べ検査項目を追加して、健全度の判定の精度を高めることを目的として実施するものである。とくに重要と考えられる構造物などに対しては、構造物が健全な状態にある場合においても通常全般検査に代えて詳細な調査を行い、検査精度を高めることで予防保全も可能な体系としたものである。また、以下の①～⑤のすべての条件を満足する構造物は、2年が基本となっている全般検査の周期を、6年まで延伸してもよいこととした。

- ① コンクリートのはく落により、列車の運行、旅客、公衆の安全確保に影響を及ぼさない構造物
- ② 健全度がSである構造物
- ③ RC構造物、PC構造物、SRC構造物
- ④ 初回検査実施後、10年以上経過している構造物
- ⑤ 調査の結果、所要の条件を満足する構造物

調査は、入念な目視に加えて、ひび割れ、中性化、塩害、凍害、アルカリ骨材反応、化学的侵食などに関する詳細な調査のうち、構造物のおかれている環境などを考慮して必要と考えられる項目について実施する。検査周期延伸のための調査項目と判断基準の例として、中性化および塩害の場合を表-2.5に示した。変状の予測については2.6節に記述する。なお、健全度の判定は、通常全般検査に準じる。

表-2.5 周期延伸のための調査項目と判断基準の例(中性化、塩害)

変状要因	調査項目	当該調査を実施すべき構造物	周期延伸の判断基準
中性化	・ 中性化深さ ・ 鋼材のかぶり ・ 鋼材腐食状況	すべてのRC、PC、SRC構造物	変状の予測により10年後にも潜伏期もしくは進展期である場合
塩害	・ 鋼材のかぶり ・ 鋼材腐食状況 ・ 塩化物イオン含有量	建設時の塩化物含有量が明らかでない構造物、および飛来塩分の影響を受ける環境条件にある構造物	変状の予測により10年後にも潜伏期もしくは進展期である場合

※「潜伏期」「進展期」の定義は表-2.7による。

2.6 個別検査

2.6.1 概要

個別検査は、構造物に生じた変状に対して詳細な調査を実施し、変状原因の推定と変状の予測を行い、性能項目の照査を行うとともに、これらの結果に基づき総合的に構造物の健全度を判定することを目的としている。調査は、目視が基本となるが、目視では判定困難な場合は、機器などを用いた詳細な調査を実施し、これに基づく変状の予測、性能項目の照査などを行う。

健全度の判定は、変状の種類や程度および進行性などに関する調査の結果に基づき、AA、A1、A2、B、C、Sに区分し、措置の必要性和その内容を検討する。

2.6.2 調査

調査項目は、変状原因の推定や変状の予測、性能項目の照査ならびに措置の選定が可能となる情報が得られるよう、構造物の特性、変状の種類、周辺状況などを考慮して設定する。

目視による調査を行う場合、全般検査における目視と異なり、経験を積んだ検査員が、変状原因の推定や性能項目の照査の観点から実施する。

機器などを用いた詳細な調査には、コンクリートコアの採取、はつり法などによる配筋状態、鋼材の腐食状況の把握などがある。採取したコンクリート試料からは、中性化深さ、塩化物イオン量の測定やアルカリ骨材反応の有無などを分析することができる。維持管理標準では、各種調査方法の適用性を一覧表として整理し、主な調査方法の手順を付属資料にまとめた。詳細な調査を実施することにより、定量的な変状の予測、性能項目の照査を行うことができる。

2.6.3 変状原因の推定および変状予測

維持管理標準では、変状原因を、表-2.6に示すように分類している。調査の結果から、変状原因を推定し、変状の予測を行う。このうち材料劣化に起因する変状は、時間の経過による影響が顕著であるため、表-2.7に定義した変状過程に区分し、変状原因ごとに変状の予測モデルを提示した。表-2.8に中性化による変状の予測モデルの例を示す。

目視による調査結果から変状の予測を行う場合は、変状過程の定義に基づき、どの区分に相当するのかを経験的に評価する。一方、定量的に変状の予測を行う場合には、各期の終了のしきい値および鋼材の腐食速度を用いて、変状の予測を行う。ただし、これらの予測モデルは平均的な状態を予測するものであるため、実務においては、予測結果を定期的な調査などによって適宜修正する必要がある。

表-2.6 変状原因の分類

大 分 類	変状の原因
1) 設計不適合や施工不良による変状	a) 設計不適合、b) 材料の品質不良（強度不足など） c) 施工不良（断面不足、かぶり不足、コールドジョイント、ジャンカ、養生不足、透水、PC グラウト充填不良）
2) 外力や構造条件の変化などによる変状	a) 外力変化（車両重量の増加、列車本数の増加、速度向上、付加死荷重の増大、地震、火災、自動車の衝突） b) 支持条件の変化（不同沈下、支承不良） c) 排水の不良、d) 電食
3) 材料劣化による変状	a) 中性化、b) 塩害、c) ひび割れによる鋼材腐食 d) 凍害、 e) 化学的侵食、f) アルカリ骨材反応

表-2.7 変状過程の定義

変状過程	定 義
潜伏期	変状が生じていない時期
進展期	軽微な変状が生じている時期
加速期	顕著な変状が生じている時期
劣化期	耐力の顕著な低下などが生じる時期

表-2.8 中性化による変状の予測モデル

変状過程	定 義	各期の終了のしきい値	鉄筋の腐食速度 (mm/年)
潜伏期	中性化深さが鉄筋の腐食発生限界に到達するまでの期間	中性化残り $\leq 10\text{mm}$	0.0
進展期	鉄筋の腐食開始から腐食ひび割れ発生までの期間	鋼材の腐食深さ $\geq \Delta r_{cr}$	3.0×10^{-3}
加速期前期	腐食ひび割れ発生からはく離・はく落発生までの期間	鋼材の腐食深さ $\geq \Delta r_{sp}$	
加速期後期	鉄筋の腐食速度が増大する期間	性能項目の照査により判定	8.0×10^{-3}
劣化期	鉄筋の腐食量の増加により耐力の低下が顕著な期間	—	

Δr_{cr} ：ひび割れ発生時の鋼材の腐食深さ、 $13(c/\phi) \times 10^{-3}(\text{mm})$
 Δr_{sp} ：はく離・はく落発生時の鋼材の腐食深さ、 $56(c/\phi) \times 10^{-3}(\text{mm})$
ここに、 c はかぶり (mm)、 ϕ は鉄筋径 (mm)

2.6.4 性能項目の照査および健全度判定

目視により性能項目の照査を行う場合には、「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）」⁵⁾（以下、コンクリート標準）を参考に、性能項目の趣旨や照査手法を十分理解したうえで、経験や知識に基づき判断する。

定量的な性能項目の照査を行う場合は、コンクリート標準に準じて、適切な安全係数を設定し行う。性能項目の照査は、式(1)に示す維持管理指標 J を用いて行う。

$$J = \gamma_i \cdot I_{Rm} / I_{Lm} \times K_m \quad (1)$$

ここに、 I_{Rm} ：維持管理用応答値（断面力など）、 I_{Lm} ：維持管理用限界値（断面耐力など）、 γ_i ：構造物係数、 K_m ：設計式を既設構造物の維持管理に用いるための補正係数である。 K_m の値は、設計で用いられる安全係数を考慮し、設計上の余裕が無くなるまでに措置されるように設定したものである。

耐力などの限界値の設定にあたっては、はく離・はく落によるコンクリートの断面積の減少を考慮する。また、鉄筋の断面積は式(2)により腐食の影響を考慮して求める。

$$A_{sr} = A_s (1 - a \cdot c) \quad (2)$$

ここに、 A_{sr} ：腐食後の見かけの鉄筋断面積、 A_s ：健全な鉄筋断面積、 a ：質量減少率を補正するための係数、 c ：質量減少率である。質量減少率は、鉄筋のある長さの平均的な断面減少の程度を示しているが、腐食鉄筋の断面積は一律でないため、これを考慮するために調査や載荷実験等に基づき、質量減少率を補正するための係数 a を考慮する。

健全度は、現時点および目標とする供用期間終了時の性能項目の照査結果に基づいて判定する。表-2.9に破壊に関する安全性の照査と健全度判定例を示す。破壊に関する安全性の照査では、補正係数 K_m として0.7を用いる。

2.7 随時検査

随時検査は、地震や大雨などにより、変状の発生もしくはそのおそれのある構造物を抽出することを目的として、必要に応じて実施するものである。地震などが発生した場合、事業者の定める運転取扱いマニュアルなどにより直ちに停止や徐行などの規制がとられる。随時検査においては、これらの使用制限の継続や、詳細な検査（個別検査）の必要性を判断するための調査と判定が行われる。

調査項目と方法は、通常全般検査と同様であるが、変状の発生が懸念される要因に応じて生じる変状に特徴があるので、これを十分に認識して調査する。例えば、地震の場合、変状の発生箇所は、橋脚、橋台のく体、ラーメン高架橋の柱や梁、桁の支承部が多いため、これらの箇所を重点的に、コンクリートのひび割れ、はく落、軸方向鉄筋の変形、支承部の損傷や構造物の残留変位などの変状の有無を調査する。せん断ひび割れや軸方向鉄筋の変形が生じている場合は、部材の耐力が大幅に低下していることがあるため、余震による揺れに耐えられないことも考えられる。このような場合は、列車の抑止、構造物の周辺への立ち入りを禁止するなど応急措置を施した上で、専門的知識を有する技術者の判断により個別検査を実施するのが望ましい。

随時検査における健全度の判定は、通常全般検査に準じて行うのが基本であるが、調査が限定的となる場合が多いこと、列車運行に関わるため緊急を要することから、とくに変状の発生や進行が認められず、AA、A以外となる場合は、健全度の判定を行う必要はない。

2.8 措置

2.8.1 措置の選定

検査の結果、措置が必要となった場合は、構造物の健全度、重要度、列車運行への影響度などを考慮して、措置の方法と時期を決定する。また、措置の種類には、監視、補修・補強、使用制限、改築・取替があり、いずれか一つあるいは複数を組み合わせて選定する。

全般検査、随時検査で健全度 AA と判定された構造物には、緊急に使用制限などの措置をする。また、全般検査、随時検査で健全度 A と判定された場合は、個別検査を実施して、その結果に基づき必要に応じて措置をする。健全度 B と判定された場合は構造物の状況に応じて必要により監視などの措置を講じ、健全度 C、S の場合は措置を講じる必要はない。しかし、健全度 B、C、S と判定された構造物において、将来変状の発生や進行が予測される場合には、これを防ぐための予防保全の措置を講じるとよい。

コンクリート構造物の場合、構造物に生じた変状の原因を推定して、措置の方法と時期を適切に決定する必要がある。これを怠って不適切な措置を実施すると、所要の効果が得られないだけでなく、逆に変状を促進してしまう場合もあるので注意が必要である。

表-2.9 破壊に関する安全性の照査と健全度判定例

照 査 結 果		健全度
現時点	目標とする供用期間終了時	
$J > 1.0$	—	AA
$J \leq 1.0$	$J > 1.0$	A1
	$0.8 < J \leq 1.0$	A2
	$0.7 < J \leq 0.8$	B
		C
	$J \leq 0.7$	S

2.8.2 監視

監視は、通常の全般検査に加えて、目視などにより変状の状況や進行性を確認するものである。

2.8.3 補修・補強

コンクリート構造物の補修・補強には、耐久性の回復・向上を目的とする場合と力学的性能の回復・向上を目的とする場合がある。維持管理標準では、補修は「変状が生じた構造物の性能を回復させること、あるいは性能の低下を遅らせることを目的とした措置」、補強は「構造物の力学的な性能を初期の状態より高いものに向上させることを目的とした措置」と定義している。耐久性の回復・向上は補修に分類されるが、力学的性能の回復・向上は、補修・補強それぞれに相当する場合を対象としている。

耐久性の回復・向上を目的とした補修とは、構造物の力学的性能とは直接関係しないもので、主に材料劣化の抑制や回復を目的とした措置である。適切な補修方法は、変状原因や変状過程によって異なるため、補修方法の選択にあたっては、変状の原因の推定と変状過程の評価が重要である。耐久性の回復・向上を目的とした補修方法の選定例として、塩害に対する措置の例を表-2.10に示した。なお、劣化期では、構造物の耐力などが低下していることから、力学的性能の回復・向上を目的とする補修・補強を実施する。

力学的性能の回復・向上を目的とした補修・補強は、耐力や剛性の回復や向上など、力学的な性能を改善するための措置であり、表-2.11にその例を示す。

表-2.10 塩害に対する措置の例

変状過程	措置の例
潜伏期（外的塩害のみ）	表面処理
進展期	表面処理、電気防食、脱塩
加速期（前期、後期）	断面修復、電気防食、脱塩
劣化期	力学的性能の回復・向上を主とする

表-2.11 力学的性能の回復・向上を目的とした補修・補強方法の例

方法の分類	工法の分類
部材の交換	打換え工法
断面の増加	増厚工法、コンクリート巻立て工法
部材の追加	桁増設工法、壁増設工法、ブレース増設工法
支持点の追加	支持点増設工法
補強材の追加	鋼板接着工法、FRP接着工法、鋼板巻立て工法、FRP巻立て工法
プレストレスの導入	プレストレス導入工法

2.8.4 使用制限

列車運行の安全性を確保するための使用制限は、運転停止、入線禁止、荷重制限または徐行により実施される。コンクリートのはく落などにより旅客・公衆の安全性に問題を生じた場合は、構造物直下や周辺区域への立ち入りを禁止する措置を講じることがある。

2.8.5 改築・取替

構造物の改築・取替は、多額の工費と工期を要することが多いため、補修・補強などの他の措置で対応することが技術的あるいは経済的に困難である場合に選定される。

2.9 記録

記録は、検査、措置のほか構造物の維持管理に必要な項目が対象となる。記録の保存は、必要な情報が失われないように適切な方法で行う必要があるが、変状履歴など構造物を維持管理するうえで重要な項目については、構造物の供用期間にわたって保存しなければならない。

維持管理に必要な項目としては、設計図書や建設時の施工記録、建設後の検査結果や補修・補強の記録などがあげられる。鉄道の場合は、設計図面や検査記録が良好に管理されているが、多くの記録を保管するためには労力や費用が必要となり、効率的に記録を残し整理保管することが課題となっている。

このうち、検査の記録に関しては、従来は全般検査が中心であり、著しい劣化が生じていない構造物においては、表-2.3に示す健全度の判定のみが記録されているケースが多い。しかし、今後は構造物の経年増加に伴い、変状を生じる構造物が多くなると考えられることから、個別検査の頻度も増え、詳細かつ定量的なデータを取得するケースも増えていくものと考えられる。例えば、山陽新幹線では、全高架橋を対象に中性化深さ、鉄筋腐食度、かぶりや塩化物イオン濃度の調査を実施しデータを収集、記録する総合診断が実施されており、これをもとに維持管理が行われている⁶⁾。

定量的なデータは、劣化の進行性を判断したり予測したりするのに必要であり、適切かつ効率的な維持管理を実現するために重要である。そして、劣化原因や劣化の進行度、調査方法を考慮して、適切にデータを取得し、正確に記録する必要がある。また、信頼性の低い記録の数値のみに頼りすぎて、判断を誤らないようにすることが重要である。

3. PC 鉄道橋の診断と補修・補強技術

3.1 概要

戦後から現在に至るまでの間、スパンの比較的大きい鉄道橋には、主に PC 構造が採用されており、多数の PC 桁が建設されてきた。PC 構造は、導入初期には耐久性が高く維持管理を必要としないと考えられてきたが、建設より長期間経過した構造物が増加するとともに、一部の構造物で変状の発生がみられるようになり、適切な診断や補修、補強技術が必要とされるようになってきた。本章では、PC 鉄道橋の建設と維持管理の歴史と現状を概説し、PC 構造特有の問題としてグラウト充填不良に起因する劣化を対象に、診断ならびに補修、補強技術の現状と課題について述べる。

3.2 PC 鉄道橋の変状と対策

PC 鉄道橋の建設が進められるとともに、変状を生じる事例が報告されるようになってきた。1970年頃より、4本の主桁を並列したスパン 30m の PC 桁において、建設後 5 年余り経過して横締め PC 鋼棒が破断して突出するなど⁷⁾、グラウト充填不良に伴う PC 鋼材の腐食が問題となった。そののちも、撤去した PC 下路桁の解体調査により鉛直 PC 鋼棒のグラウトの不完全な状況とそれに伴う PC 鋼棒の腐食破断、主ケーブル定着部でのグラウトの不完全な状況が発見された⁸⁾。

さらには鋼棒破断によりかぶりコンクリートと鋼棒が地表に落下するという事象も生じている⁹⁾。そして、最近でも横締め PC 鋼材の突出が各地で報告されているほか、主鋼材が破断する事例も報告されている¹⁰⁾。この対策として、新たに建設される PC 桁に、鉛直 PC 鋼棒や主ケーブルの

表-3.1 PC 桁における変状形態とその原因例

変状		原因例
ひび割れ	桁下面	1. プレストレス導入不足 2. PC 鋼材のゆるみ 3. PC 鋼材の破断 4. グラウトの充填不良 5. シース内の雨水凍結
	桁上面	1. 荷重の不足 2. 過大なプレストレス
	腹部（支点付近に斜め形状）	1. 荷重によるせん断力 2. コンクリートの収縮 3. アルカリ骨材反応
	腹部（主ケーブルに沿った形状）	1. プレストレスによるせん断力 2. 荷重の不足 3. コンクリートの初期の強度不足 4. グラウトの充填不良 5. シース内の 6. アルカリ骨材反応 7. 塩害
	支承部	1. 支点上の局部応力過大による割裂 2. 支承部の摩擦抵抗大による引張 3. アルカリ骨材反応
	桁端の中央	1. 鋼材配置不良 2. 鋼線緊張順序不良 3. ゴム支承の場合の反力不均等
	腹部に鉛直方向	コンクリートの打込み順序による温度差およびコンクリートの収縮
	腹部と上フランジの結合部	1. コンクリートの打込み・締固め不良 2. 鉄筋の不足
	PC 鋼材定着部	1. 後埋めコンクリートの収縮 2. 定着部の補強鉄筋不足
ひび割れ	連続桁下縁	1. 日射による桁断面の温度差 2. コンクリート打込み中の死荷重応力
	箱桁腹部内部橋軸方向	1. 横締のプレストレスによる不静定モーメント 2. 温度変化クリープによる不静定モーメント 3. せん断力による斜引張応力 4. 打継ぎによる温度応力
	橋側歩道	1. 主桁架設後橋側歩道を現場打ちとした場合の、収縮の差 2. 横締による割裂
コンクリートのはく落	桁下面、支点中央付近ケーブル曲げ箇所付近	1. コンクリートの締固め不良 2. 自動車などの衝突
	桁支点上横桁側面	横桁と桁座間にコンクリートが流れ込み、桁座と横桁が接触
PC 鋼棒破断 鋼線破断	横締 PC 鋼棒の破断	1. グラウト充填不良による鋼材腐食 2. 材質的欠陥 3. 傾斜定着によるねじ部の曲げモーメント 4. 過度の緊張
	プレテン桁鋼線	コンクリートの締固め不良

上縁定着を用いない設計にしたり、グラウトにはノンブリーディングタイプのグラウトを用いるなどの対策がとられた。また、既設のPC桁についても、種々の対策が実施されるようになってきている。

一方、グラウト充填不良以外を原因とする変状としては、アルカリ骨材反応によるひび割れを生じた事例^{11)~13)}や、桁が反り上がった事例⁹⁾、海岸近くに位置する橋梁で塩害による損傷を受け、電気防食により対策された事例^{14)~18)}が報告されている。

このように、PC鉄道橋の維持管理で問題になるケースはさまざま、表-3.1に示すような変状形態とその原因が考えられる。以下には、これらのうち、PC構造特有であるグラウト充填不良に起因する課題に関する対策技術について詳述する。

3.3 グラウト充填不良、PC鋼材の破断の診断

3.3.1 PC グラウト充填状況の調査

PCグラウトは、ノンブリーディングタイプ以外の材料ではシース内に空隙が残りやすいことが知られるようになり、ノンブリーディングタイプのグラウトが使用されるようになってきている。しかし、1984年に国鉄の施工基準が改訂されるまで、ブリーディング率は5%まで許容されており、この時期に建設されたPC桁には、きちんと施工されていてもグラウト充填不良が生じている可能性がある。グラウト充填不良は、外観では判別がつかないため、表面より削孔して調査する必要がある(写真-3.1)。しかし、削孔調査は、



写真-3.1 削孔調査で確認されたグラウト充填不良例

構造物に損傷を与えるため、X線透過法、インパクトエコー法、広帯域超音波法などの非破壊調査法が提案されており、適用性について検討が進められている。

X線透過法は、図-3.1に示すように対象物に一定時間放射線(X線)を照射し、フィルムを感光させることで空洞の有無を判定する方法である。PC桁に適用した場合、部材厚300~400mm程度で、シースの重複がなければ、可搬型のX線撮影装置により精度の高い調査が可能になるが、一般的なPC桁では部材厚が大きいために判定が困難である。また、放射線を使用するため放射線管理区域を設定し、立ち入り禁止とする必要があるなど、現場で適用するに至っていない。

インパクトエコー法は、図-3.2に示すようにコンクリート表面に加速度センサーを設置し、その近傍を鋼球で打撃し、反射波を受信することで、弾性波の反射深さを測定し、シース内部の空洞の有無を判定する方法である。しかし、鉄筋からの反射波とシースからの反射波が重なるなど、種々の攪乱要因によって判定精度が低下する場合があります、現場で適用するに至っていない。

広帯域超音波法は、一対の発信と受信探触子を調査対象シースに沿ってコンクリート表面に配置し、探触子を移動させながら測定を行い、シース付近の鉄筋の存在、コンクリートの不均一性などにより生じる反射波が受信波に重畳する影響を極力取り除くため、得られた複数の測定波を時系列上で加算平均した波を受信波とし、グラウト充填の程度によりシース反射波の卓越振動数

が異なる現象を利用して判定する方法である。しかし、判定方法の客観性に課題があり、現場で適用するには判定基準を明らかにする必要がある。

このように、非破壊の方法のみでグラウト充填不良を十分調査できる状況になく、実構造物への適用には解決しなければならない課題が多く残されている。しかし、削孔調査のみに依存して多数のPC桁を調査することは困難であり、実用的かつ精度の高い調査法を確立していく必要がある。

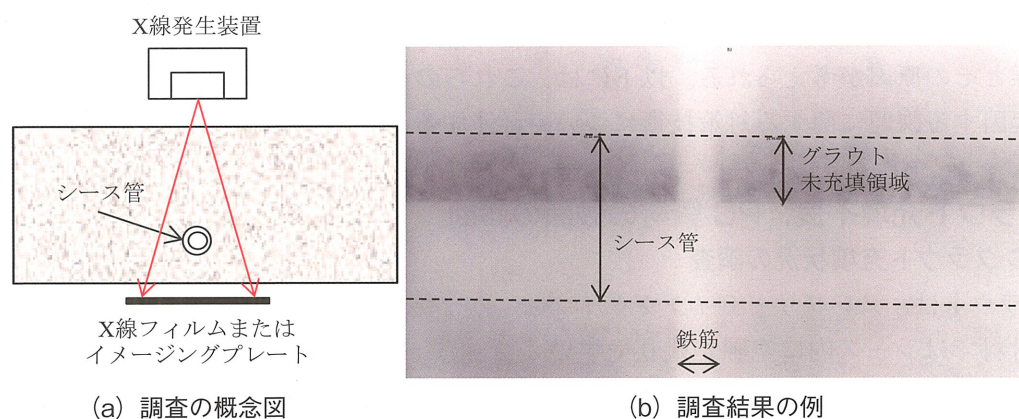


図-3.1 X線透過法による調査の例

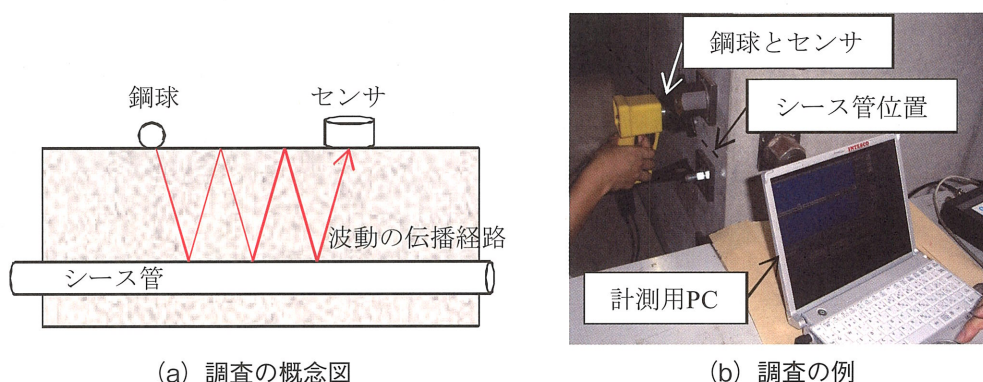


図-3.2 衝撃弾性波法（インパクトエコー法）による調査の例

3.3.2 PC 鋼材破断の検知

グラウト充填不良の調査は前述のとおり、簡易かつ精度のよい調査法がないうえ、PC 桁は横桁の交差部や複数の PC 鋼材が交差する部分などは調査が困難であり、すべての PC 桁のすべての部分でグラウトの充填を確認することは事実上不可能である。したがって、PC 鋼材の腐食による破断を完全に防止することは難しいが、PC 桁には多数の PC 鋼材が配置されており、数本の破断で構造物の安全性に影響することはないものと考えられる。そこで、鋼材破断を前提として、構造物の安全性に影響が生じない段階で検知して、補強などの有効な対策を講じることを考えておくことも重要であると考えられる。

PC 主鋼材が破断して生じると考えられる現象としては、コンクリートのひずみの変化、たわみの増加、固有振動数の変化、ひび割れの発生などが考えられる。しかし、鋼材破断量の比較的小さい時期には、これらの変化が小さく、検知困難であることが考えられ、実用的にはひび割れの発生やそれ以降の状態変化を検知することが有効と考えられる。しかし、ひび割れ発生時にはある程度の PC 鋼材が破断しているものと考えられ、破断の進行によっては安全性に影響する可能性がある

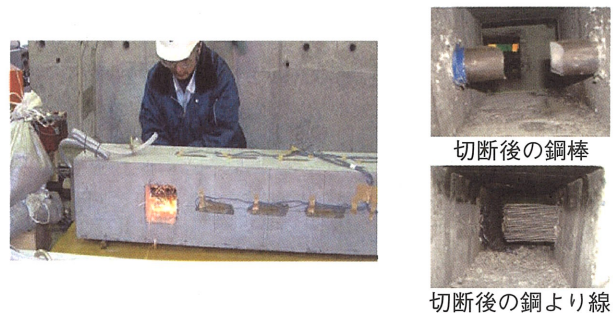
ため、できる限り早期にひび割れの発生を検知する必要がある。また、長期のモニタリングとなるため、低コストかつ耐久性の高い方法を用いる必要があり、今後の技術開発が期待される。

3.3.3 鋼材破断した PC 桁の残存耐力評価

PC 鋼材が破断しても、破断量が比較的少ない段階では安全性に影響が少ないものと考えられるが、適切に維持管理するためには、鋼材破断後の PC 桁の残存耐力を適切に評価する必要がある。また、グラウト充填不良を生じやすい位置は桁端部に多く、鋼材の破断により桁端部のプレストレスが消失しても、スパン中央部では残存していることも考えられ、このような場合の PC 桁の挙動を把握し、合理的な維持管理を実施する必要がある。

ブリーディングなどの影響により、シース内に部分的に空隙が生じ、この部分で PC 鋼材が腐食し破断した場合、破断箇所付近ではプレストレスが消失するが、グラウトの充填された範囲では鋼材との付着により、プレストレスが残存しているものと考えられる。ところで、プレテンション方式では PC 鋼材とコンクリートの付着によりプレストレスを導入しており、ポストテンション方式でグラウト充填不良により PC 鋼材が破断した場合にも同様の原理でプレストレスが残存するものと考えられるが、鋼材破断時に衝撃が加わる影響も考慮する必要がある。そこで、鋼材破断を模擬した実験（写真－3.2）が実施され、鋼材破断後の鋼材ひずみ分布の算定法が提案されている¹⁹⁾。また、鋼材破断した PC 梁の載荷実験が実施され、部材の残存耐力評価法が提案されている²⁰⁾。さらに、実物大 PC 鉄道橋の模型を用いた載荷実験（写真－3.3）が実施され、鋼材破断時の挙動や破断後の残存耐力が明らかにされている²¹⁾。

このように、鋼材が破断した PC 鉄道橋の挙動を明らかにする取り組みが進められてきており、この成果を活用して、構造物の安全性に影響する事態が生じる前に、適切な時期に適切な方法で措置を実施することができるように、的確な調査、診断、モニタリングのための技術開発を進めていくことが期待されている。



写真－3.2 鋼材破断実験状況



写真－3.3 実物大 PC 鉄道橋模型の載荷実験状況

3.4 グラウト充填不良 PC 桁の補修・補強

3.4.1 PC グラウト再注入²²⁾

PC 桁において、グラウト充填が不十分である箇所が発見された場合には、グラウト再注入を実施している。グラウト再注入は、PC 鋼材の腐食進行防止などを目的としているが、建設後長期間経過している場合でも、PC 鋼材の腐食が軽微である場合は、グラウト再注入により PC 鋼材の腐食の進行防止が期待できる²³⁾。

グラウト再注入は、図-3.3に示す手順により実施される。まず、電磁波法により鋼材位置の探査を実施し、桁側面に再注入孔を削孔する。本削孔に先立ち、グラウトの充填状況を確認するため $\phi 30 \sim 35 \text{mm}$ の径で電動コンクリートハンマードリルなどを用いて先進削孔を実施する。グラウト充填不良が確認された場合には、 $\phi 80 \text{mm}$ の再注入孔をコアドリルにより本削孔する。削孔にあたってはPC鋼材を損傷しないように細心の注意を払う必要があり、コアドリルによる削孔はシースの約 10mm 程度手前で中断し、以降はタガネなどによる手はつりが望ましいとされている。

グラウト再注入に先立ち、充填不良区間を測定し、再注入すべき範囲を把握する。測定方法は、再注入孔から検測尺をシース内に挿入し、直接長さを測定する方法が用いられる(図-3.4)。

再注入孔は、グラウト充填不良部1区画につき1箇所とする。従来は2箇所削孔し、孔間の通気を確認した後に、グラウトを再注入する方法が用いられてきたが、孔間の通気を確認できない場合には通気を確認できるまで別の孔を削孔する必要があり、補修作業が煩雑になること、再注入により孔間には確実にグラウトが充填されるが、孔間外の範囲においては不明であることなどの課題があり、改善が図られたものである²²⁾。再注入孔には、排気用ホースをグラウト充填不良区間の先端まで到達させるように挿入し、同じ孔に注入用ホースも配置する(図-3.5)。

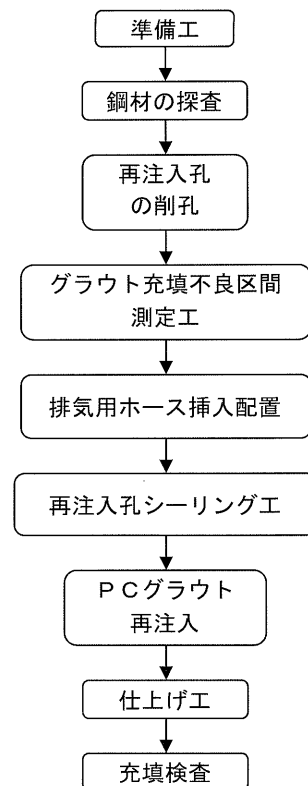
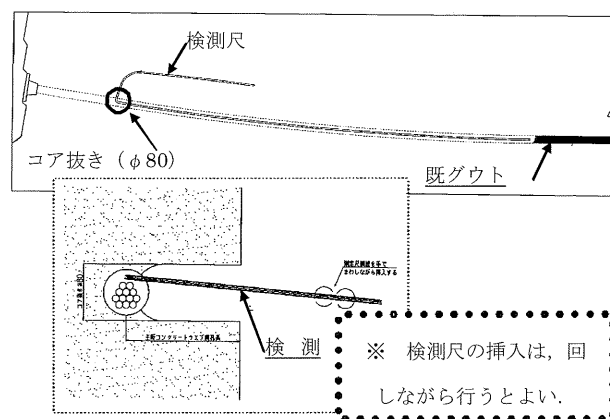
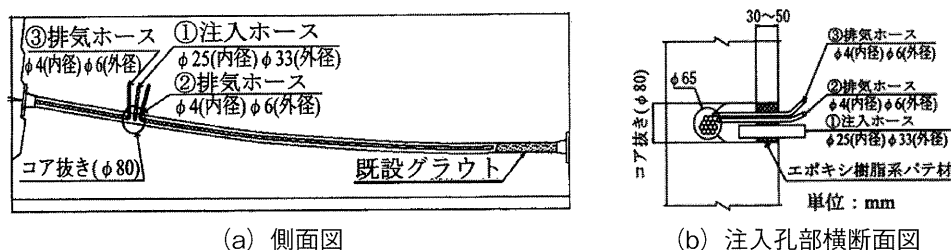


図-3.3 PCグラウト再注入フロー

図-3.4 検測尺による測定概要²²⁾図-3.5 排気用ホース、注入用ホースの配置例²²⁾

再注入に用いるグラウト材は、ノンブリーディングタイプとし、できるだけ粘性が低いタイプとするのがよいことが、試験により確認されている²⁴⁾。再注入作業はグラウトの可使時間内に継続して行い、排気ホースから排出される空気やグラウトの状態を確認し、再注入終了後、再注入孔をポリマーセメントなどで断面修復し、コンクリート表面を平滑に仕上げる。

グラウト再注入完了後、充填状況の確認として、計画注入量と実際に注入されたグラウト量を比較して確認する。このほかに、非破壊調査を活用することも考えられるが、充填不良の調査と同様に適用性に課題があり、完全に確認することは困難である。したがって、再注入作業の前に充填不良区間を十分に調査して的確に把握し、適切な作業が実施されていることを適宜確認しておく必要がある。

3.4.2 PC 鋼棒突出防止工²²⁾

前述のとおり、PC グラウト充填状況の調査は困難であり、鋼材が腐食により破断することも考慮しておかなければならない。PC 鋼棒が破断した場合、コンクリート片や鋼材の一部が落下する可能性があり、第三者災害を引き起こす可能性がある。そこで、横締め PC 鋼棒などを対象として、PC 鋼棒突出防止工が実施されている。

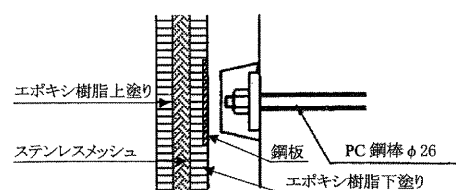


図-3.6 突出防止工の概要²²⁾

横締め PC 鋼棒突出防止工としては、PC 鋼棒定着部周辺のコンクリート表面を被覆する方法が用いられており、コンクリート表面を鋼板とステンレス鋼線製織金網または連続繊維シートで被覆する方法が用いられている（図-3.6）。

3.4.3 主桁の補強

主鋼材が破断すると、PC 桁の耐荷力に影響を及ぼす。多数の PC 鋼材が配置されている場合、数本の PC 鋼材が破断しても構造物の安全性に大きな影響はないと考えられるが、破断本数が増加すると耐荷力が低下し、安全性に影響することが懸念される。これまでのところ、国内の PC 鉄道橋で安全性への影響が懸念された事例はないが、将来に備えて技術開発を進めておく必要があると考えられる。このような場合には、主桁の補強が必要となるが、補強工法としては、外ケーブル工法や鋼板接着工法などが考えられる。

外ケーブル工法は、消失したプレストレスを回復する効果的な補強工法であるが、部分的にプレストレスが減少した PC 桁に対し、過大な圧縮力が生じないように制御しながら補強レベルをいかに設定するかが課題になる。また、鋼板接着工法は、外ケーブル工法のように過大な補強によって負担が生じる懸念はないが、低下した耐荷力を補うためには多くの鋼材量を必要とするうえ、ひび割れが開口している場合はこれを改善することはできないため、別途対策が必要になる。

4. おわりに

最初の鉄道コンクリート構造物が建設されてから100年以上が経過したが、建設後長期間経過した構造物の増加とともに、構造物の劣化も確実に増加している。一般に PC 鉄道橋の架替は困難であり、現在供用されている PC 桁を今後とも使い続けられるように維持管理していく必要がある。鉄道の維持管理においては、かなり早い時期から予防保全の重要性が認識されていた

が、その取り組みはまだ十分とは言えない状況にある。今後、劣化した構造物がさらに増加していくことを考えると、予防保全に対する取り組みはますます重要になってくると考える。そのためには、維持管理に関して多面的な技術開発を行い、現状の課題を解決していく必要があると考える。

参考文献

- 1) 土木学会：構造物表面のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集、コンクリート技術シリーズ80、2008.4
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）コンクリート構造物、2007
- 3) 構設史編集研究会編：鉄道構造物を支えた技術集団―国鉄構造物設計事務所の足跡―、日本鉄道施設協会、2009
- 4) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理標準・同解説（コンクリート構造）、1987
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、2004
- 6) 松田好史、垣尾徹：山陽新幹線鉄筋コンクリートラーメン高架橋等の維持管理、コンクリート工学、Vol.38、No.12、pp.23～31、2000
- 7) 田村章一：PC 橋梁における横じめ工法の問題（I）、構造物設計資料、No.31、pp.19～22、1972.9
- 8) 宮本征夫：プレストレストコンクリート鉄道橋の耐久性評価、東京大学学位論文、1999.3
- 9) 石橋忠良：PC 鉄道構造物の劣化事例と対策、プレストレストコンクリート、Vol.45、No.1、pp.72～75、2003.1
- 10) 吉川正治、狩野周、松田芳範：PC 箱桁主鋼棒破断に関する調査および補修について、SED、No.31、pp.18～25、2008.11
- 11) 新津正義、遠藤和重：大北川橋りょう桁変状（アルカリ骨材反応）対策、日本鉄道施設協会誌、Vol.39、No.10、pp.62～64、2001.10
- 12) 松田芳範、廣瀬明：PC 下路桁の劣化調査と補修、日本鉄道施設協会誌、Vol.39、No.3、pp.41～43、2001.3
- 13) 加藤勝、宮島和彦、高橋秀夫、松田芳範：PC 桁の ASR によるひび割れ補修対策について、SED、No.33、pp.38～43、2010.1
- 14) 松田芳範、佐藤隆義、石橋忠良：葡萄川橋りょうの塩害対策について、SED、No.5、pp.24～29、1995.11
- 15) 天木儀一、高橋治一：葡萄川橋りょうにおける塩害変状の再補修、日本鉄道施設協会誌、Vol.34、No.10、pp.38～40、1996.10
- 16) 吉田昭二、鋪屋幸一、小林英雄、天木儀一、松田芳範：電気防食工法を採用した PC 桁の補修について、SED、No.12、pp.48～57、1999.5
- 17) 鋪屋幸一：塩害を受けた鉄道 PC 橋りょうの電気防食による補修、日本鉄道施設協会誌、Vol.39、No.1、pp.61～63、2001.1
- 18) 諸橋剛：塩害橋りょうの電気防食工法による補修と維持管理、日本鉄道施設協会誌、Vol.42、No.4、pp.53～55、2004.4
- 19) 田所敏弥、谷村幸裕、渡辺健、徳永光宏：グラウトと PC 鋼材の付着特性に着目した鋼材破

断後のプレストレスの評価、第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.209～212、2010.10

- 20) 轟俊太郎、前田友章、谷村幸裕、岡山準也：PC 鋼材破断後の PC 梁の耐荷特性、第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.43～48、2010.10
- 21) 前田友章、轟俊太郎、田所敏弥、谷村幸裕：PC 主鋼材が破断した実大 PC 桁の静的載荷試験、土木学会第65回年次学術講演会、V-645、2010.9
- 22) 鉄道総合技術研究所：PC グラウトの再注入等補修マニュアル（案）、2002.8
- 23) 近藤拓也、村田一郎、田中廣行、宮川豊章：腐食した PC 鋼材へのグラウト補修工に関する基礎的研究、第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.205～208、2010.10
- 24) 新田耕司、鳥取誠一、吉田幸司：PC グラウト充填不良に対する補修、鉄道総研報告、Vol.15、No.8、2001.8

PC 鋼材の展望

—防錆被覆 PC 鋼材、高強度 PC 鋼材—

(株)高速道路総合技術研究所

埼玉大学大学院 教授

(株)富士ピー・エス

(株)ピーエス三菱

八千代エンジニアリング(株)

(株)オリエンタルコンサルタンツ

青 木 圭 一

陸 好 宏 史

堤 忠 彦

河 村 直 彦

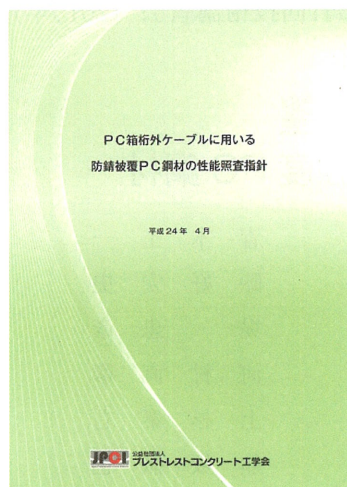
上 杉 泰 右

熊 坂 徹 也

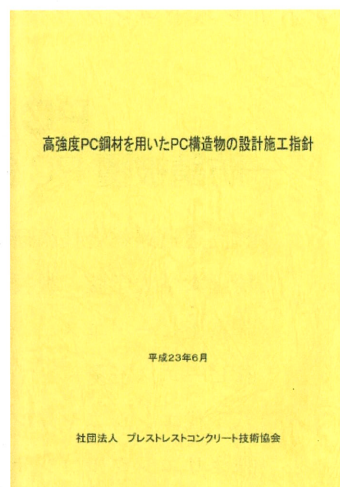
1. はじめに

わが国における PC 橋の歴史は、1951 (昭和26年) 年の長生橋 (プレテンション橋) や1954年 (昭和29年) の第一大戸川橋りょう (本格的なポストテンション橋) が完成して以来、60年を超える歴史を有している。その間、さまざまな PC 橋が建設され、道路橋においては、実に6万¹⁾を超える PC 橋が建設されている。代表的な PC 橋を示すと、1959年 (昭和34年) 完成の初の張出し架設工法による嵐山橋、1962年 (昭和37年) 完成の初の連続合成桁の愛知川橋、1966年 (昭和41年) 完成のφ32鋼棒を使用し当時世界第2位の支間長 160m を有する天草3号橋、1972 (昭和47年) 完成の支間長 230m を有する浦戸大橋、1975年 (昭和51年) 完成の当時世界1位の支間長 240m を有する浜名大橋と、PC 橋の規模・支間長は建設当初の何十倍にもなり、大きな発展をとげ、近年では、1991年完成の東名足柄橋、1994年完成の世界初のエクストラード橋である小田原ブルーウェイブリッジや波形鋼板ウェブを用いた複合斜張橋である矢作川橋などの新技術・新工法を用いた橋梁が建設されるに至っている。

PC 鋼材においては、1920年代に E. Freyssinet が高強度の鋼材 (ピアノ線) を使用することで確立されて以来、わが国では、直径 1~7mm の PC 鋼線の機械的性質の規定 (土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針、1955年)、1958年には PC 鋼棒の規定、1960年にプレテンション工法に用いる PC 鋼線および PC 鋼より線の JIS 規格 (JIS G 3536) が制定され、そののち、1971年に PC 鋼棒の JIS 規格 (JIS G 3109) が、1981年には19本より線、1991年には低リラクセーションが制定されるに至っている。また、プレグラウト PC 鋼材も使用されるとともに、新東名高道路 佐奈川橋などで高強度 PC 鋼材が採用され、エポキシ樹脂などで被覆された高機能 PC 鋼材も登場し、PC 鋼材においても、建設当初から振り返ると、大きな進歩がみられている。新たな鋼材などにおいては、当然、採用する場合の基準や留意点なども整理される必要があり、今回、PC 工学会から、新たに防錆被覆 PC 鋼材²⁾ と高強度 PC 鋼材に関する指針³⁾ (写真1、2) が発刊された。そこで、本稿では、これら指針について概要を述べるとともに、今後の PC 鋼材の展望について述べるものである。



写真－1 防錆被覆 PC 鋼材の指針



写真－2 高強度 PC 鋼材の指針

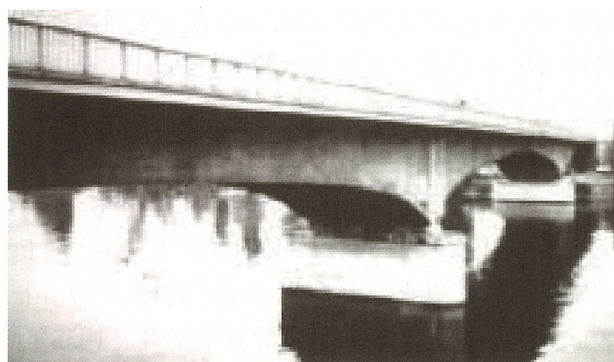
2. PC 箱桁外ケーブルに用いる防錆被覆 PC 鋼材の性能照査指針

2.1 指針作成の背景

外ケーブル自体の歴史は古く、Dischinger により約70年前の1928年 Saale 橋（独；中央支間長 68m）や1936年の Aue 橋（独；中央支間長 69m）（写真－3）で採用されている。また、フランスにおいても、Lossier らにより、1950年前後に数橋建設（写真－4）されている。しかし、当時の材料や技術の未熟さから多くの補修が行われているところである。



写真－3 Aue Bridge



写真－4 Villeneuve-Saint-Georges Bridge

わが国における外ケーブルは、1970年代頃から補修・補強で採用され始め、1985年の東北新幹線の笹目川橋りょう（PC 3 径間連続箱桁）、1990年の四万十川橋りょう（PC 7 径間連続箱桁）などの鉄道橋で採用されている。道路橋では、鈴鳴川橋や岩滑沢橋などで採用され、プレキャストセグメント工法で建設された重信高架橋や弥富高架橋、波形鋼板ウェブ橋で採用され、200橋を超える PC 橋で採用されている。

樹脂被覆 PC 鋼材も、1989年に米国より技術導入がなされ、1991年ちふり湖（吊床版橋）のメインケーブルに採用され、1993年には小田原ブルーウェイブリッジ（写真－5）の斜材、木曽川橋・揖斐川橋の外ケーブル（写真－6）にも適用されている。このような状況において、防錆被覆 PC 鋼材（例えば、エポキシ被覆ストランドなど）の採用も年々増加しており、防錆被覆 PC

鋼材に関する統一的な品質管理規準の制定が望まれる一方で、ASTM A882/A882M-04a (2010)、ISO 14655 (1999)、FIP Recommendations Corrosion protection of un-bonded tendons (1986)、NF A 35-035 (1993)、prEN 10337.2 (2006) など海外基準も整備されるようになり、これらとの整合性を図り、防錆被覆 PC 鋼材の東南アジアなどの海外への積極的な進出も期待される場所であった。



写真-5 小田原ブルーウェイブリッジ



写真-6 木曽川橋・揖斐川橋

そこで、PC 工学会では、(株) 高速道路総合技術研究所の委託により、「PC 箱桁橋における防錆被覆 PC 鋼材の性能照査指針作成委員会 (委員長 陸好埼玉大学大学院教授)」を設立し、「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」(以下「指針」)を作成したものである。なお、本指針は、全6章と参考資料から構成されており、防錆被覆 PC 鋼材に要求される性能とそれを満足する試験・照査法に重点をおいた規準となっている。以下、それぞれの章について解説する。

2.2 指針の基本

PC 橋の外ケーブルの防錆方法は、わが国では、一般的に PC グラウトを充填するタイプ (写真-7)、樹脂被覆タイプ (写真-8) の2つの方法が主流となっている。



写真-7 グラウトタイプ



写真-8 樹脂被覆タイプ

PC グラウト充填タイプについては、注入・排出口の設置、PC グラウト材料、PC グラウト注入方法、充填状況の確認・検査方法などについて、PC 工学会を始め、土木学会や各機関におい

て指針などが整備されている。樹脂被覆タイプについても、土木学会⁴⁾や土木研究センター⁵⁾などにおいて各種製品に対応した独自の設計・施工に関する規準類が発刊されているが、これらの規準は、被覆層の構造が異なるとともに配置される部位（例えば内ケーブルにも対象）が異なり、このため、必要となされる試験方法・時間なども異なっており、PC鋼より線の防錆性能の観点から、統一的な要求性能事項と性能照査方法が求められるところであった。

そこで、本指針では、「防錆被覆 PC 鋼材の品質・施工管理に関する手引き（H22.2）：（財）高速道路調査会」（以下「手引き」）⁵⁾に示す品質・施工管理における性能照査技術の知見を適用拡大させることを基本とするとともに、最新の知見を取込むかたちで、防錆被覆 PC 鋼材の材質や製品を限定しないものとするを基本として作成している。また、英語版も作成しており、国内企業が海外事業などへ進出する際のバックアップ、本分野における国際的な技術の発展に大きく寄与できるものと考えられる。

2.3 目次構成

目次構成は、表－1 に示すとおりである。

表－1 目次構成

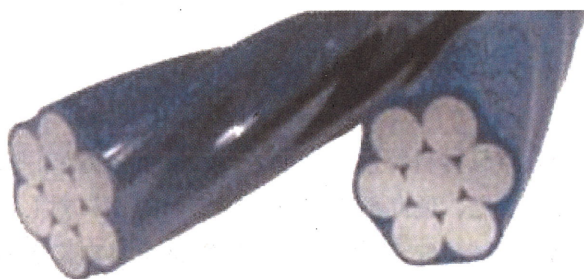
1 章 総 則	5.1 一 般
1.1 一 般	5.2 基準試験
1.2 適用の範囲	5.3 定期管理試験
1.3 性能照査の原則	5.4 日常管理試験
1.4 用語の定義	6 章 防錆被覆 PC 鋼材の施工
2 章 材 料	6.1 一 般
2.1 一 般	6.2 運搬・搬入
2.2 PC 鋼材	6.3 保管
2.3 被覆材	6.4 配置
2.4 定着具および接続具	6.5 緊張・定着
2.5 偏向具	6.6 検査
3 章 供用環境調査と腐食性環境区分	6.6.1 受入れの検査
3.1 一 般	6.6.2 施工の検査
3.2 供用環境の調査と評価	6.7 補修
3.2.1 一般	6.8 維持管理
3.2.2 供用環境調査の方法	参考資料
3.2.3 供用環境調査結果の評価	参考資料－A PC 鋼材の桁内環境調査
3.3 腐食性環境区分	参考資料－B 冷熱繰り返し試験
3.3.1 腐食性環境区分の設定	参考資料－C 被膜のピンホール試験
3.3.2 腐食性環境区分の補正	参考資料－D 連続結露法
4 章 要求性能事項と性能照査方法	参考資料－E 中性塩水噴霧試験
4.1 一 般	参考資料－F 酸・アルカリ浸漬試験
4.2 耐候性	参考資料－G 曲げ試験
4.3 耐水性	参考資料－H 引込み摩耗試験
4.4 耐塩性	参考資料－I 引張破断試験
4.5 耐薬品性	参考資料－J 耐衝撃性試験
4.6 耐損傷性	参考資料－K 2本重ね圧縮試験
4.7 耐疲労性	参考資料－L フレッシング疲労試験
4.8 定着性	参考資料－M 定着具の疲労試験
4.9 機械的特性	参考資料－N 定着具と緊張材を組み合わせた性能試験
5 章 品質管理方法	参考資料－O 諸外国の基準

2.4 各章の解説

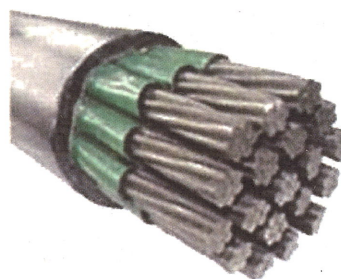
2.4.1 1章 総則 の解説

(1) 適用の範囲

本指針で対象とするPC鋼材は、PC鋼より線に樹脂を用いて一重の防錆被覆（写真－9）を施したものを対象としている。これは、一重被覆鋼材の使用実績が最も多く、また、防錆機能の面でも比較的シンプルであること、維持管理の面でも容易なためである。しかし、多重被覆鋼材やマルチ被覆鋼材（写真－10）に関しても、外ケーブルとして使用する状態で本指針が規定する要求性能事項を満足することを前提に適用の対象としている。



写真－9 一重被覆の例



写真－10 多重被覆の例

また、亜鉛メッキPC鋼より線など樹脂被覆以外の方法による防錆被覆PC鋼材は、現時点ではPC箱桁橋の箱桁内に配置する外ケーブルへの適用実績が少ないこと、被覆層の要求性能事項およびその品質確認方法が、樹脂被覆とは大きく異なることから、これについては本指針の適用の対象外としている。

(2) 性能照査の原則

本指針では、性能照査を実施する場合、供用環境に応じた腐食性環境区分ごとに設定した要求性能事項に対して行うことを原則としており、本指針の特徴的な部分のひとつである。防錆被覆PC鋼材の被覆材に関する性能照査方法について、試験方法はJISおよび土木学会に定められているものに加えて、実橋の調査結果やISO 9223:1992「Corrosion of metals and alloys - Corrosivity of atmospheres - Classification」1)の考え方を盛り込み、長期間の耐久性の確保（具体的には100年）を意識した検討ができるようにしている（具体的には本指針3章に記載）。ただし、現段階においては、樹脂に関して、100年の耐用期間を保証する指標や照査方法は存在せず、想定する期間としては20年程度としていることが多い。このため、本指針で定める照査方法は20年程度を想定したISO 9223の照査方法を単純に5倍することで100年の耐久性照査とすることとしており、実際の外ケーブルの100年間を想定した劣化モデルに基づくものではない。このため、本指針を用いた外ケーブル構造においても、維持管理は必須であり、定期的な点検および今後の技術レベルの進展に応じた維持管理計画の見直しを行うことを前提としていることに留意する必要がある。

2.4.2 2章 材料 の解説

(1) 一般

本指針で対象としている防錆被覆PC鋼材は、母材が普通PC鋼材の場合はJIS G 3536を満足するものとした。また、高強度PC鋼材も適用の対象としているが、高強度PC鋼材に関する

JISなどの品質規格が規定されていないことから、これらの鋼材を用いる場合には、後述する高強度PC鋼材に関する指針³⁾を参考にするのがよいことを記載している。本指針では、今後の新たな防錆被覆PC鋼材の開発を妨げないよう、後述する「3.4 要求性能と照査方法」に示す防錆被覆PC鋼材の要求性能事項を満足することが証明できれば、材料として使用してもよいこととした。

(2) PC 鋼材

本指針では、現在、PC箱桁内の外ケーブルや建築分野において使用実績の多い7本よりのPC鋼より線のうち、以下に示す公称径のPC鋼材を標準としている。

- ・ A 種：9.3mm、10.8mm、12.4mm、15.2mm
- ・ B 種：9.5mm、11.1mm、12.7mm、15.2mm
- ・ 高強度：15.2mm、15.7mm

(3) 被覆材

被覆材の選定においては、使用環境を十分考慮し材料特性を把握しておくとともに、接触材料と反応のないことを確認しておく必要がある。また、偏向部でのフレッティングに対し、所要の防錆性能が確保されることを確認しておく必要がある。被覆材は、PC鋼材を外力による損傷から保護する役割を有しており、仮にPC鋼材が外力を受け、被覆層に損傷が認められた場合には、PC鋼材に損傷が無いことを確認した上で、使用している防錆被覆PC鋼材の種類に応じて要求性能事項を回復できることが事前に確認された補修材料と補修方法によって、被覆層を補修する必要がある。

(4) 定着具および接続具

定着具または接続具の性能は、標準的な試験方法3)に基づいて確認する必要がある。ただし、これらの試験は新しい形式のものを用いる場合に行うものであって、土木学会の既往の指針4)で規定され、試験データのあるものは省略してもよいこととしている。定着具および接続具が錆びて劣化が生じると、外ケーブルとしての性能を十分に維持できなくなる可能性があることから、被覆カバーや充填材などにより定着部を保護し、設計供用期間中に定着具や接続具が錆びないようにする必要がある。

(5) 偏向具

偏向具は、外ケーブルとして用いるPC鋼材を滑らかに曲げ配置し、損傷させない必要があることから、内面に突起や段差がなく円滑である鋼管とその内面に保護管を配置する構造が一般に多く用いられている。また、PC鋼材が偏向部の端部で角折れすることがないように、鋼管を曲面状に加工するか、緩衝材を設置するなどの対処が必要である。

偏向具は外気に曝されるものであることから、腐食しない材料あるいは防錆処理を施した耐久性のある材料を用いる必要がある。

2.4.3 3章 供用環境調査と腐食性環境区分の解説

防錆被覆PC鋼材の要求性能事項の設定には、外ケーブルが曝される環境を決定する必要があるため、まずは、使用される箱桁内部の環境を想定した供用環境の調査を実施することとし、この結果に基づいて腐食性環境区分を決定するものとしている。腐食性環境の設定は、設計供用期間や構造物の重要度などを総合的に考慮する必要があることから、道路管理者となる事業者が行うのが基本である。

2.4.4 4章 要求性能事項と照査方法 の解説

(1) 一般

PC 箱桁橋の主たる要求性能事項は、安全性、供用性、耐久性および復旧性であるが、防錆被覆 PC 鋼材に要求される項目としては、安全性、供用性に影響を及ぼす耐荷性、耐久性に影響を及ぼす耐腐食性が挙げられる。防錆被覆 PC 鋼材を用いた PC 箱桁橋が、その機能を維持するためには、関連する項目である耐荷性、耐腐食性を十分満足させる必要がある。さらには、防錆被覆 PC 鋼材は、次の要求性能事項を満足するものでなければならない。

1) PT システム (Post-Tension System) としての所定の機能を確保する。

2) PC 鋼材を腐食から保護し PT システムの耐久性を確保する。

1) は、防錆被覆を施しても定着性能が損なわれない、あるいは、緊張材としての機械的特性が損なわれないことを保証するものであり、耐荷性に対する要求性能事項である。2) は、PC 鋼材の防錆に関する事項であり、耐腐食性に対する要求性能事項である。

これらの防錆被覆 PC 鋼材の要求性能事項について、本指針の対象とする PC 箱桁橋の箱桁内で使用する外ケーブルに着目して小項目に分類し、実際に照査を行う必要のある性能照査項目を表－4 に示す。

表－4 要求性能事項と性能照査項目

PC 箱桁橋の要求性能事項	防錆被覆 PC 鋼材の要求性能事項	防錆被覆 PC 鋼材の性能照査項目
安全性	【耐荷性】 PT システムとしての所定の機能を確保	定着性、機械的性質
供用性		耐疲労性
耐久性	【耐腐食性】 PC 鋼材を腐食から保護し PT システムの耐久性を確保	耐候性、耐水性、耐塩性
		耐薬品性、耐損傷性、耐疲労性
復旧性	—	—

1) に対する性能照査項目は、PT システムとしての機能確保に関する項目であり、直接、耐荷性に影響を及ぼす事項である。これに対して 2) に対する性能照査項目は、時間の経過に伴い発生する PT システムの不具合を防止するものであり、防錆性能を低下させずに耐腐食性を確保するためのものである。このうち耐疲労性は、偏向部や定着部における繰返し応力変動に対する性能照査項目であり、時間の経過に伴い発生する事項である。しかしながら、偏向部でのフレッキング疲労など PC 鋼材の疲労破壊に関する事項であるため、1) の性能照査項目として挙げるとともに、鋼材同士のこすれにより被覆層が損傷し、防錆性能の低下につながる事項も含まれるため、2) の性能照査項目にも挙げている。

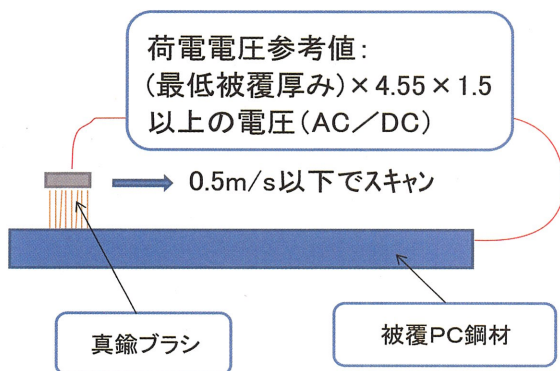
防錆被覆 PC 鋼材の性能照査項目に対する具体の性能照査方法に関して、本委員会でもとめた結果を指針の中で示している（指針 p.21、解説 表－4.1.2）。これは各項目に対して、それを評価するための性能照査方法を記載したものであり、示される試験を実施し、性能照査基準をクリアすれば、設計供用期間中における防錆被覆 PC 鋼材としての要求性能事項が満足されることとなる。ここで、耐候性、耐水性、耐塩性および耐薬品性など供用環境に大きく影響を受ける項目の性能照査方法については、3 章に示される供用環境調査に基づく腐食性区分に応じて、適切に設定する必要がある。

本指針は、PC 箱桁橋の箱桁内で使用する外ケーブルを対象としている。防錆被覆 PC 鋼材ケー

ブルとして使用する場合、製品によっては、例えばエポキシ樹脂による被覆に加えてポリエチレン被覆を二重に施すことを前提にしているものもある。このような場合も含めて、外ケーブルとして使用する状態において、本章に示す要求性能事項に対する性能照査を行う必要がある。ただし、耐候性、耐水性、耐塩性および耐薬品性については、2層目の被覆を施したのちでは1層目の確認が困難となるため、1層目の被覆状態で性能照査を行うこととした。

(2) 耐水性

耐水性では、被覆層にピンホールや被覆異常がないこと、被覆層を浸透して鋼材へ水分が到達しないことである。ピンホールなどの検査には、図－1 および写真－11に示すピンホール検査による検査を標準とし、被覆層への水分の浸透は連続結露法（JIS K 5600-7-2）によることとしている。



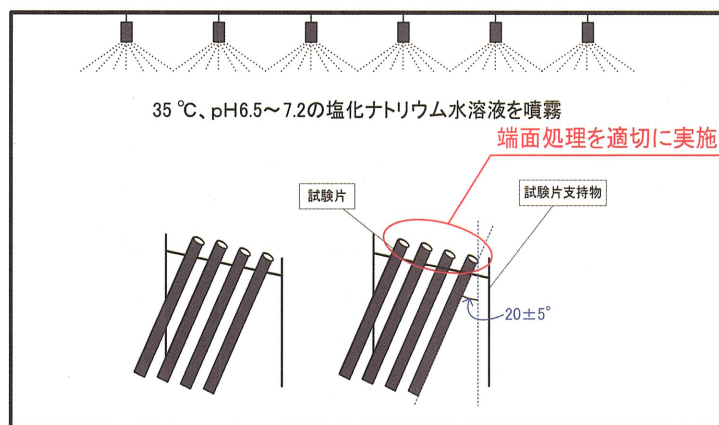
図－1 ピンホール検査の概要図



写真－11 ピンホール試験機

(3) 耐塩性

耐塩性の試験は、図－2に示す中性塩水噴霧試験による確認を標準としている。



図－2 中性塩水噴霧試験の概要図

(4) 耐損傷性

製造から出荷、運搬、保管、施工中において防錆機能が低下することが無いようにする必要がある。このため、出荷、運搬などを想定（写真－12）した曲げ試験（図－3）、施工中を想定した引込み摩擦試験（図－4、写真－13）、引張破断試験、耐衝撃性試験による確認を標準としている。



写真-12 運搬・保管中の状況

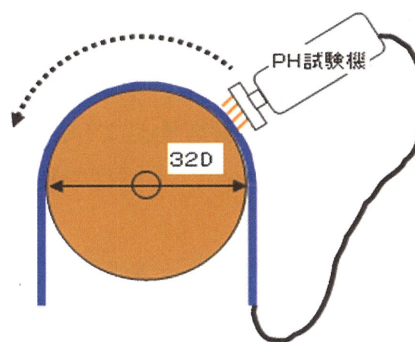


図-3 曲げ試験の概要

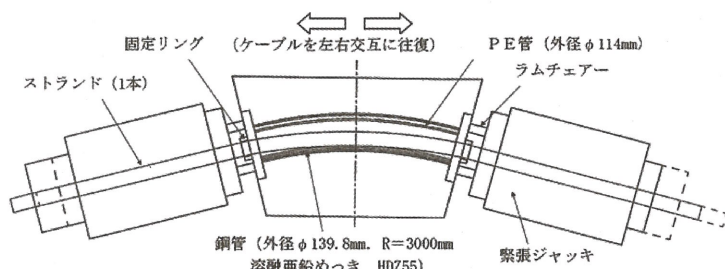


図-4 引込み試験方法の概要図



写真-13 引込み試験状況

また、偏向部における腹圧に対する被覆材は、2本重ね圧縮試験（図-5、写真-14）による確認試験を標準としている。

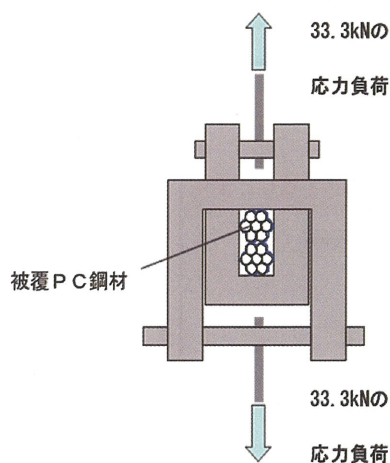


図-5 2本重ね圧縮試験の概要図



写真-14 2本重ね圧縮試験状況

2.3.5 5章 品質管理方法 の解説

(1) 一般

本指針に定める防錆被覆 PC 鋼材に対する①基準試験 ②定期管理試験 ③日常管理試験を規定し、その目的を表-5のとおりとした。

また、品質管理試験の試験実施は責任技術者のもとで監理・承認を得ることを規定し、試験記

表－5 試験項目とその目的

試験項目	目 的
基準試験	防錆被覆 PC 鋼材および被覆層の補修材料が所定の性能を満足しているかを確認する。
定期管理試験	材料が安定した品質管理体制の下で製造されているかを定期的に確認する。
日常管理試験	工場出荷前の防錆被覆 PC 鋼材に対して、不適合品を選別する。

録の保管義務について記述した。

(2) 基準試験

基準試験の実施時期を製品開発時とし、実施項目は4章に規定している各性能照査試験すべてとした。しかしながら、既に採用実績のある材料の基準試験については、既採用時での各種試験結果をもって代替できるものとした。一方、原材料や製造方法を変更した場合には、下記のように基準試験をやり直すこととした。

- ・PC 鋼材の原材料もしくは製造方法変更の場合：
耐疲労性、定着性、機械的特性に関する試験項目。
- ・被覆材もしくは被覆工程での製造方法変更の場合：
耐候性、耐水性、耐塩性、耐薬品性、耐損傷性、耐疲労性に関する試験項目。

(3) 定期管理試験

定期管理試験時に全性能照査試験項目を実施することは、長い試験時間や、大がかりな試験設備のため、実用性に欠ける。よって、基準試験時で全性能を確認していることを前提にして、基準試験項目から定期管理試験項目を抽出し、実施項目は、①中性塩水噴霧試験 ②曲げ試験 ③被覆材の物性確認試験とした。

また、一定期間での定期管理試験が必要であるが、過度に長い期間未確認であることは、品質管理の観点から不適当であるので、次のような期間を設定した。

- ・中性塩水噴霧試験については2年に1回以上。
- ・曲げ試験および被覆材の物性確認試験については被覆材の1製造ロットに1回以上。

(4) 日常管理試験

初期防錆機能の確認、すなわち所定被覆厚を有する健全な被覆層の連続を確認することを目的に、日常管理試験では、被覆厚の確認試験、被膜のピンホール試験を行うこととした。

日常管理試験のうち、被覆厚の確認試験については製品製造時の製造ロットごとに行うものとし、被膜のピンホール試験については、試験器具により実施可能なので、鋼材全長にわたって行うものとした。

2.3.6 6章 防錆被覆 PC 鋼材の施工 の解説

(1) 一般

防錆被覆 PC 鋼材の被覆層は、金属やコンクリートなどのように被覆材より硬い物と直接接触すると傷がつきやすい。また、被覆材の一種であるエポキシ樹脂は、長期にわたって紫外線に曝されることによる品質の劣化が懸念される。防錆性能を十分に発揮させるためには、被覆層の品質に影響を与える損傷や劣化の防止に十分留意しなければならない。

施工に際し最も重要なことは、被覆層に損傷を与えたり劣化させることなく、防錆被覆 PC 鋼材を主桁内に配置し、緊張可能なケーブルとして構成できるかである。そのためには、防錆被覆

PC 鋼材を現場に運搬・搬入してから、保管、配置、緊張・定着などのすべての施工段階において被覆層に損傷を与えたり劣化させる行為を行ってはならない。

このような行為を行わないためには、各施工段階について適切に施工計画を立案し、順守することが重要である。

(2) 緊張・定着

防錆被覆 PC 鋼材を緊張するための引張装置や定着するための定着具は、一般には普通 PC 鋼材に使用されるものとは異なる。所定の引張力を得るためには、使用する防錆被覆 PC 鋼材に適合した引張装置や定着具を使用する必要がある（写真－15）。

使用する防錆被覆 PC 鋼材に適合しない定着具を利用した場合、被覆層が定着ウェッジの歯の PC 鋼より線への食い込みを阻害し、定着滑りを生じることが懸念される。そのため、防錆被覆 PC 鋼材の定着には、被覆厚に応じて定着ウェッジの歯が十分に PC 鋼より線へ食い込むように、定着ウェッジの高さが調整された専用の定着具を使用する必要がある。



写真－15 専用定着具の例（左：防錆被覆 PC 鋼材用、右：裸 PC 鋼材用）

(3) 検査・補修

防錆被覆 PC 鋼材の被覆層は施工の各段階で損傷する可能性があるが、施工完了後に防錆被覆 PC 鋼材を直接的に完全に検査することは非常に困難である。そこで、施工の各段階で必要な検査を行い、一連の検査結果として最終的に要求性能事項が満足されることを保証することが必要である。検査には、材料の受入れ時と配置途中および配置に行うものがある。受入れに際しては、所定の品質を満足していることを製造者の試験成績書により確認する。また、運搬・搬入方法が計画書どおりであることを確認する。なお、目視による被覆層の損傷の確認は開梱時に行えばよい。

配置作業が完了した後では、被覆層の損傷を発見しても補修が困難な場合が多いので、配置後だけでなく配置途中においても目視による被覆層の損傷の確認を行うものとした。さらに、これまでの調査から PC 鋼材配置時や緊張作業時に使用した足場を撤去する際に被覆層を損傷させる事例が多いことがわかっていることから、原則として、すべての施工が完了して防錆被覆 PC 鋼材に損傷を与える作業がない状態で、可能な範囲で全長に対してピンホール検査による損傷の確認を実施することとしている。補修箇所の検査は、目視または触手による確認を標準としている。施工の各段階の検査によって被覆層の損傷が確認された場合、損傷状態から補修可能か判断する必要がある。補修可能な場合とは、PC 鋼より線が損傷しておらず、被覆層の損傷範囲が限定的であると判断され、かつ補修により防錆被覆 PC 鋼材としての要求性能事項を回復できる場合である。補修には、要求性能事項を回復できることが事前に確認された補修材料と補修方法を使用しなければならない。

(4) 維持管理

設計供用期間中に、当該 PC 箱桁橋が所要の機能を果たすためには、防錆被覆 PC 鋼材の品質を維持することが重要であり、このためにも維持管理が必要である。したがって、PC 箱桁橋の維持管理計画に防錆被覆 PC 鋼材に対する維持管理のポイントを明記しておくこととした。この

際、防錆被覆 PC 鋼材に特有の留意点を明確にするとともに、点検の頻度・方法、判定基準・判定方法、予想される経時的な変状とその対策案などの具体的方法を明記することとしている。

維持管理に必要な情報には、受入れ時の品質規格、被覆部の損傷、施工時の被覆部の損傷と損傷箇所などがあり、構築した PC 箱桁橋の維持管理の基礎資料となる。また初期点検やそののちに行われる点検の結果は、次の点検への重要な情報となる。したがって、これらの情報は、維持管理計画に基づいた適切な方法で記録、保管されなければならない、原則として当該 PC 箱桁橋の設計供用期間中、保管されなければならないものとした。

2.4 防錆被覆 PC 鋼材のまとめ

本指針は、今後、NEXCO および一般道路橋の品質・施工管理規準として適用されることになる。さらに、本指針は英訳され、英語版が刊行される。本指針を海外に情報発信することは、わが国の PC 技術が海外にも普及していくことになり、極めて意義のあることと考えられる。関係各位にご一読いただき、ご活用いただければ幸いである。

最後に、本委員会において指針の作成に多大なるご協力をして頂いた委員各位および貴重なデータなどを提供して頂いた PC 鋼材製造会社の方々に厚くお礼申し上げる次第である。

3. 高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針

3.1 指針作成の背景

高強度 PC 鋼材は、JIS に規定されている PC 鋼材に比べて10～20%の強度向上が図られた PC 鋼材であり、近年適用実績が増加している。高強度 PC 鋼材の使用は、PC 構造物の設計をする上で、必要な PC 鋼材本数を少なくできること、設計の自由度をより高める効果があること、高強度コンクリートとの組み合わせによって、より一層の部材の軽量化が実現できること、また、製造、運搬および現場作業の省力化・省資源化・省エネルギー化や環境負荷低減が図れるなどの利点を有する。ケーブル本数の減少による維持管理費用の削減も可能であるといえる。

PC 工学会（PC 技術協会、当時）は、PC 鋼材メーカー 2 社からの委託を受け、高強度 PC 鋼材の品質基準を設け、この鋼材を使用した構造物の設計施工指針を策定することを目的として、「高強度 PC 鋼材の PC 構造物への適用に関する研究委員会（委員長：小柳 洽・岐阜大学名誉教授、副委員長：池田尚治・横浜国立大学名誉教授）」を2009年3月に発足させ、2年間にわたる委員会、幹事会（幹事長：陸好宏史・埼玉大学教授・副学長）、ならびに WG（主査：細田暁・横浜国立大学准教授）の活動により、写真－2に示す「高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針」（以降、本指針）を2011年6月に刊行している。

本稿は、本指針の中で高強度 PC 鋼材の適用によって配慮すべき内容を中心に解説するものである。

3.2 本指針の構成

本指針は、1 章～10 章の本編と資料編から構成される。本指針の目次構成を表－6に示す。

表－6 高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針の目次

1 章 総 則	7 章 性能照査
1.1 適用の範囲	7.1 一 般
1.2 用語の定義	7.2 安全性に関する照査
1.3 記 号	7.3 供用性に関する照査
1.4 関連規準	7.4 耐久性に関する照査
2 章 計 画	7.5 施工時における安全性の照査
2.1 一 般	8 章 構造細目
2.2 設計・施工に関する検討	8.1 一 般
2.3 維持管理に関する検討	8.2 定着具および接続具
2.4 環境負荷に関する検討	8.3 偏 向 具
2.5 景観性に関する検討	8.4 高強度 PC 鋼材、シースのかぶり
2.6 経済性に関する検討	8.5 高強度 PC 鋼材のあき
3 章 設計の基本事項	8.6 高強度 PC 鋼材の配置
3.1 設計の原則	8.7 高強度 PC 鋼材の定着、接続および定着部 付近のコンクリートの補強
3.2 設計供用期間	9 章 施 工
3.3 要求性能	9.1 一 般
3.4 性能照査	9.2 コンクリートの品質
3.5 安全係数	9.3 PC グラウト
3.6 荷重係数	9.4 材 料
3.7 修正係数	9.5 PC 鋼材の配置
3.8 構造解析	9.6 緊 張
4 章 材 料	9.7 検 査
4.1 一 般	10 章 維持管理
4.2 高強度 PC 鋼材	10.1 一 般
4.3 コンクリート	10.2 維持管理計画
4.4 鉄 筋	10.3 点検および評価・判定
4.5 その他の材料	10.4 点検結果に基づく対策
5 章 材料の設計値	10.5 維持管理用設備
5.1 一 般	資料編
5.2 高強度 PC 鋼材	I 高強度 PC 鋼より線品質規格 (案)
5.3 コンクリート	II 高強度 PC 鋼材に関する試験結果
5.4 鉄 筋	III 定着システムに関する試験結果
6 章 荷 重	IV 高強度 PC 鋼材が適用できる定着システム
6.1 一 般	V 高強度 PC 鋼材を適用した場合の試設計
6.2 荷重の特性値	VI 高強度 PC 鋼材実績表
6.3 荷重の種類	VII 高強度 PC 鋼材関連文献

3.3 各章の解説

3.3.1 1 章 総則 の解説

本指針は、引張強度が JIS G 3536 で示されている強度を超える高強度 PC 鋼材を使用した PC 構造物の設計および施工に適用される。なお、引張強度の上限値については、 $2,350\text{N/mm}^2$ 程度を想定している。

従来の PC 構造物は、JIS G 3536 に規定する PC 鋼材が広く用いられているが、近年、わが国において 20% 程度高強度となる PC 鋼材が開発され、高強度用 7 本より 15.7mm の PC 鋼材も製造されている。高強度 PC 鋼材の荷重－伸び曲線を図－6 に示す。

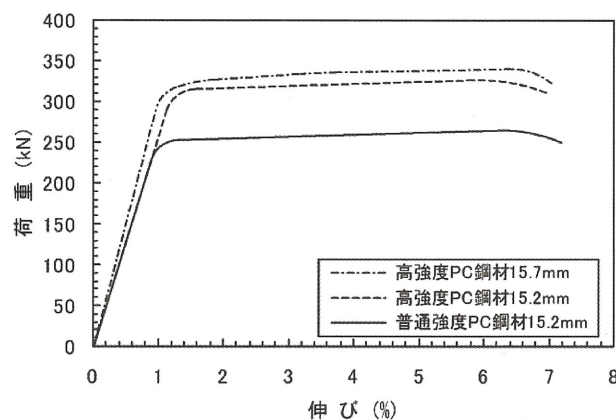


図-6 高強度 PC 鋼材の荷重－伸び曲線

これまでに高強度 PC 鋼材は、歩道橋（写真-16）や PC 斜張橋（写真-17）の外ケーブル、波形鋼板ウェブ橋（写真-18）の内外ケーブル、大型 PC 円筒形貯水槽（写真-19）の内ケーブルなどに使用されている。本指針では、JIS G 3536に示されている引張強度に対し、7本より線で20%程度、19本より線で10～15%程度大きいPC鋼材を対象として、PPC構造を含むPC構造物に適用した場合の設計、施工および維持管理に必要な配慮事項が規定されている。構造物の計画にあたっては、設計・施工、維持管理、環境負荷、景観性、経済性についてそれぞれ検討することが望ましい。高強度 PC 鋼材の使用により、普通強度 PC 鋼材に対して配置本数の減少が可能となり、設計の自由度が大きくなるため、これらの特性を十分生かし、構造物のライフサイクルコストを最小にするよう計画することが必要である。



写真-16 AKIBA BRIDGE



写真-17 矢部川橋



写真-18 裏高尾橋



写真-19 南部雨水排水調整槽

3.3.2 2章 計画 の解説

高強度 PC 鋼材の特性として、普通強度 PC 鋼材に対して優位な事項と注意を要する事項がある。高強度 PC 鋼材の優位な事項は、以下のとおりである。

- 使用本数を減らせるため、定着数を減らすことや部材寸法を縮小することが可能となり、PC 構造物全体でのコスト縮減が可能となる。
- 1 本あたりの緊張力が高いため、使用本数を減らすことができ、作業性が向上する。
- 使用材料が減ることにより、環境負荷が低減する。

一方、注意を要する事項としては、以下のものがあげられる。

- 定着具・接続具に専用のものが必要である。

高強度 PC 鋼材の高い性能を十分に発揮できるように、これらの特性に留意して使用しなければならないこととした。

高強度 PC 鋼材は、一般的に用いられる強度のコンクリートを使用する場合でも上記の優位性を発揮することができる。さらに、高強度コンクリートと組み合わせて使用することで使用数量が削減され、ライフサイクルコストや資源消費量を低減することが可能となる。そのため、高強度 PC 鋼材を使用する場合は、高強度コンクリートの使用も考慮するのがよい。

高強度 PC 鋼材と普通強度 PC 鋼材との主な相違点を表－7 に示す。

表－7 高強度 PC 鋼材と普通強度 PC 鋼材との主な相違点

項 目	高強度 PC 鋼材	普通強度 PC 鋼材
呼び名	7 本より 15.2mm 7 本より 15.7mm 19 本より 21.8mm 19 本より 28.6mm	7 本より 15.7mm は JIS には規定されていない
最大試験力	普通強度 PC 鋼材に対して、 7 本よりでは 20% 増 19 本よりでは 10～15% 増	JIS G 3536 による
遅れ破壊抵抗性	試験により、遅れ破壊抵抗性を有することを確認する。 適切な防錆対策を施すことにより、通常の使用と同様に扱うことができる。	(とくに規定なし)
定着具および接続具	高強度に対応できる、専用のものを用いる。 普通強度 PC 鋼材用と識別できるようになっている。	
偏向部での最小曲げ半径	7S15.2～19S15.2および 7S15.7～19S15.7に対して 4.0m	7S15.2～19S15.2に対して 3.0m

高強度 PC 鋼材を使用する PC 構造物の計画においては、高強度 PC 鋼材に特有の事項を考慮して設計・施工、維持管理、環境負荷、景観性および経済性に対する検討を行う。

①設計・施工に関する検討

高強度 PC 鋼材を使用することで数量を低減させることができるため、断面や施工スペースに関して制約条件が厳しい場合にはとくに有利になると考えられる。

②維持管理に関する検討

高強度 PC 鋼材は、普通強度 PC 鋼材を使用する場合に対して配置本数が少なくなるため、腐

食や損傷によってPC鋼材が破断した場合、その影響は普通強度PC鋼材の場合より大きくなる。そのため、保護方法はPC構造物の耐久性を向上させるために重要な検討項目である。

③環境負荷に関する検討

PC鋼材の数量低減だけでなく、高強度PC鋼材を使用して部材寸法を縮小することでコンクリート量や掘削土量などが減少し、環境負荷を低減することが可能となる。ライフサイクルにわたる環境負荷については、使用材料の数量減により資源消費量が減ること、劣化構造物の補強や設計荷重の増加などに対する補強においても、少量の材料で施工可能なことにより、より有利となる。

④景観性に関する検討

高強度PC鋼材の使用により、部材を縮小して断面寸法の自由度を高くすることが可能となるため、景観性が向上することが考えられる。また、部材の構成や配置に対する自由度も高くなるため、意匠に対する制約を少なくすることが可能となる。

⑤経済性に関する検討

上部工などの当該PC構造物だけでなく、下部構造物のコスト縮減効果や工期短縮による効果といった総合的な比較を行うのがよい。また、定着具などの付属品の数量や点検箇所数を減らすことができ、その効果として維持管理にかかるコストも低減できることが考えられる。したがって、初期コストだけでなく、維持管理に関するコストも考慮して、ライフサイクルにわたっての経済性比較を行うのがよい。

3.3.3 3章 設計の基本事項 の解説

高強度PC鋼材を使用したPC構造物に関しても、一般のコンクリート構造物と同様、設計において設計供用期間を設定することを標準とした。構造物の設計供用期間は、構造物に要求される供用期間、維持管理の方法、環境条件、耐久性および経済性を考慮して定めることを標準とする。

コンクリート構造物の要求性能は、安全性、供用性、耐久性、復旧性、環境適合性および景観性など各種あるが、高強度PC鋼材を使用したPC構造物では、一般に安全性、供用性および耐久性を設定することとした。照査すべき限界状態には各種のものがあるが、PC工学会より発刊されている他の規準類との整合を図り、本指針では、終局限界状態、疲労限界状態および供用限界状態に区分している。本指針で規定した要求性能に対する照査項目・指標と限界状態の関係を表-8に示す。

表-8 本指針で取り扱う要求性能、照査項目・指標と限界状態

要求性能	照査項目・指標	限界状態
安全性	断面破壊：断面耐力 疲労破壊：断面力または応力度	終局限界状態 疲労限界状態
供用性	外観：ひび割れ幅、応力度 走行性：変位・変形、振動	供用限界状態
耐久性	鉄筋・PC鋼材の腐食：ひび割れ幅 コンクリートの劣化：中性化深さ、鋼材位置の塩化物イオン濃度、 相対動弾性係数	—

3.3.4 4 章 材料 の解説

(1) 被覆のない高強度 PC 鋼材

被覆のない高強度 PC 鋼材の機械的性質を表－9 に示す。

表－9 被覆のない高強度 PC 鋼材の機械的性質

呼び名	0.2%永久伸びに 対する試験力 kN	最大試験力 kN	伸 び %	リラクセーション値 %
7 本より 15.2mm	267 ^{以上}	314 ^{以上}	3.5 ^{以上}	2.5 ^{以下}
7 本より 15.7mm	285 ^{以上}	335 ^{以上}	3.5 ^{以上}	2.5 ^{以下}
19本より 21.8mm	570 ^{以上}	659 ^{以上}	3.5 ^{以上}	2.5 ^{以下}
19本より 28.6mm	888 ^{以上}	1,044 ^{以上}	3.5 ^{以上}	2.5 ^{以下}

表－9 に示されていない呼び名の高強度 PC 鋼材を使用する場合は、別途検討を行う。

被覆のない高強度 PC 鋼材は、供用中に遅れ破壊による鋼材破断がないこと、供用中に疲労破壊しないこと、曲げた場合に所要の引張強度が確保されていることが確認されたものを使用しなければならない。これらの照査の方法を表－10に示す。

表－10 被覆のない高強度 PC 鋼材の要求される性能と試験方法

項 目	要求される性能	試験方法	試験片の採り方
遅れ破壊抵抗性	最小破断時間が1.5時間以上、累積破断確率50%のときの破断時間が4時間以上であること。	FIPに定める水素脆化促進試験方法に準拠する。 試験溶液：NH ₄ SCN (20wt%) 溶液温度：50℃ 載荷荷重：最大試験力の80%	材料または製造工程を変更した場合に、任意の1条を選び、その一端から1組採る。 試験数は6個以上とする。
耐疲労性	定着具を組み合わせない鋼材の疲労試験において、上限応力度を $0.7\sigma_{pu}$ 、変動応力幅を 195N/mm^2 の条件で繰返し回数200万回で鋼材が破断しないこと。	ISO6934-4 1991に定める試験方法による。	材料または製造工程を変更した場合に、任意の1条を選び、その一端から1組採る。
曲げ引張抵抗性	鋼材を曲げた状態で引張試験を行い、破断強度低下率が5個の平均値で28%以下であること。	FIPに定める曲げ引張試験方法による。	材料または製造工程を変更した場合に、任意の1条を選び、その一端から1組採る。 曲げ引張試験の試験数は5個とする。

(2) 被覆高強度 PC 鋼材およびプレグラウト高強度 PC 鋼材

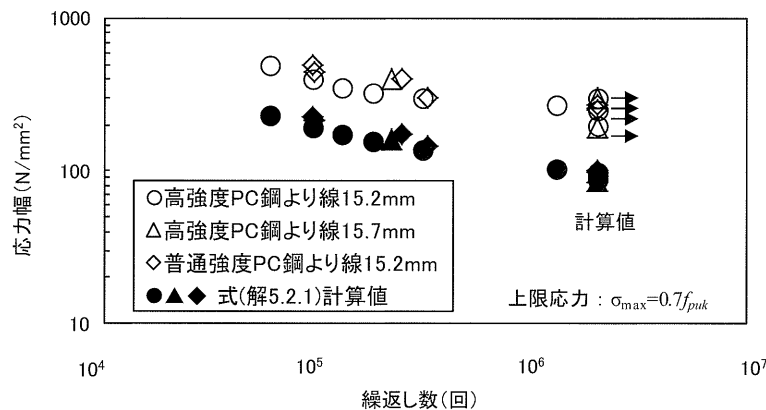
被覆高強度 PC 鋼材は、あらかじめエポキシ樹脂やポリエチレン樹脂などの被覆材によって防食機能を持たせた高強度 PC 鋼材であり、それに使用する高強度 PC 鋼材は、(1) に適合したものでなければならないとした。

被覆高強度 PC 鋼材およびプレグラウト高強度 PC 鋼材の被覆材は、要求される性能が確認されたものを使用しなければならない。ECF 高強度 PC 鋼材（内部充てん型エポキシ樹脂被覆高強度 PC 鋼材）およびプレグラウト高強度 PC 鋼材の被覆材については、それぞれ土木学会規準 JSCE-E 141-2010「内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線の品質規格（案）」、土木学会規準 JSCE-E 145-2010「プレグラウト PC 鋼より線の品質規格（案）」を参考に定めた。それ以外の被

覆高強度 PC 鋼材に必要な性能や試験方法などに関しては、高強度 PC 鋼材の特性などを考慮した上で、「防錆被覆鋼材の品質・施工管理に関する手引」や「全素線塗装型 PC 鋼より線を使用した PC 構造物の設計・施工ガイドライン（(財)土木研究センター）」などを参考にするのがよい。

3.3.5 5章 材料の設計値 の解説

高強度 PC 鋼材の疲労強度の特性値は、高強度 PC 鋼材の寸法、定着具および接続具の種類、作用応力の大きさと作用頻度、環境条件などを考慮して行った試験による疲労強度に基づいて定めるものとする。図－7 に、高強度 PC 鋼材と従来の普通強度 PC 鋼材の母材の疲労試験結果の一例を示す。



図－7 高強度 PC 鋼材と普通強度 PC 鋼材の疲労試験結果

プレストレスの減少を計算するために用いる高強度 PC 鋼材の見掛けのリラクセーション率 γ は、表－11に示した値としてよい。

表－11 高強度 PC 鋼材の見掛けのリラクセーション率 γ

高強度 PC 鋼材の種類	見掛けのリラクセーション率 γ
	標準値
被覆のない高強度 PC 鋼材およびプレグラウト高強度 PC 鋼材	1.5%
ECF 高強度 PC 鋼材	5%

3.3.6 6章 荷重 の解説

「2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】」に準拠する。

3.3.7 7章 性能照査 の解説

性能照査として、安全性、供用性および耐久性に関する照査を行うものとする。

(1) 安全性に関する照査

外ケーブル構造の偏向部における高強度 PC 鋼材の疲労に対する安全性については、対象となる偏向部における腹圧力および緊張材の変動応力をもとに、疲労試験によりその安全性の照査を行うものとする。偏向部においてフレッティング疲労による疲労破壊が懸念されることから疲労試験（写真－20）により安全性を照査することとした。



写真-20 フレッシング疲労試験

高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物は、遅れ破壊に対する照査を行わなければならない。高強度 PC 鋼材は、普通強度 PC 鋼材に比べて高強度化により遅れ破壊に対する感受性が高くなる可能性がある。したがって、高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物が設計供用期間にわたり、十分な安全性を有していることを事前に照査することが必要である。

高強度 PC 鋼材の遅れ破壊については、対象となる鋼材の防錆方法・環境条件および供用時の応力度などの使用条件を考慮して、安全性を確認することを原則とする。ただし、表-10に示される方法で遅れ破壊に対する安全性が確認された材料を使用する場合は照査を省略してよい。

PC 鋼材の遅れ破壊に対する安全性の照査方法については、国内に規定がないが、FIP の報告書に試験方法および判定基準が示されている。これは、使用する製品を腐食溶液に浸漬して破断時間を計測する方法によって評価するものである。施工現場において恒久的な防錆・防食処理を施した緊張材を用いることを前提とし、高強度 PC 鋼材の遅れ破壊に対する安全性の照査は、使用する PC 鋼材が FIP の試験方法で試験が行われ、判定基準を満足していることを確認することにより行ってもよい。

(2) 供用性に関する照査

PC 鋼材の引張応力度の限界値は、 $0.7 f_{puk}$ (f_{puk} : PC 鋼材の引張強度の特性値) の値とする。ただし、外ケーブル構造の偏向部の PC 鋼材は比較的小さい曲げ半径で配置されることが多く、PC 鋼材に局所的な曲げ応力が発生することから、必要に応じて偏向による曲げ応力度を考慮する必要がある。

(3) 耐久性に関する照査

一般に、高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物においては、普通強度 PC 鋼材を使用した場合に比べて PC 鋼材の配置本数が少なくなることや高応力下で使用されることから、PC 鋼材の腐食による劣化が構造物の性能に与える影響は大きくなる。したがって、高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物が設計供用期間にわたり、腐食に対し十分な安全性を有していることを事前に照査することが必要である。

3.3.8 8章 構造細目 の解説

高強度 PC 鋼材を湾曲して配置し、高強度 PC 鋼材に引張力を与えると、半径中心方向のコンクリートに腹圧力が作用する。この腹圧力が過大とならないように、高強度 PC 鋼材を用いた場合の曲げ内半径は、普通強度 PC 鋼材で検討された曲げ内半径よりも大きくするのがよい。

(i) コンクリートと高強度 PC 鋼材が直接接触する場合

普通強度 PC 鋼材を用いた場合の曲げ内半径は、PC 鋼材の直径の40倍以上とされているが、高強度化により曲げ配置部で負荷される腹圧力が増加する。そこで高強度 PC 鋼材用いた場合の曲げ内半径は、「高強度 PC 鋼材の直径の40倍×高強度化により張力増加した比率」以上とする。この比率は例えば 15.7mm 高強度 PC 鋼材では1.3倍程度であり、この場合の曲げ内半径は、高強度 PC 鋼材の直径の52倍以上となる。

(ii) 湾曲したダクトに配置された高強度 PC 鋼材で、後で付着を起こさせる場合

普通強度 PC 鋼材を用いた場合の曲げ内半径は、ダクトの直径の100倍以上とされているが、高強度化により曲げ配置部で負荷される腹圧力が増加する。そこで高強度 PC 鋼材用いた場合の曲げ内半径は、「ダクトの直径の100倍×高強度化により張力増加した比率」以上とする。

なお、試験により安全性が確認されたものについては、普通強度 PC 鋼材で検討された曲げ内半径を適用してもよい。

外ケーブルの偏向部における最小曲げ半径は、高強度 PC 鋼材の種類や防錆方法に応じて定め、実大フレッティング疲労試験などにより確認しなければならない。ただし、過去に同一メーカーおよび同一呼び名の高強度 PC 鋼材による実大フレッティング疲労試験データがあり、その試験結果により安全性が確認されている条件で使用する場合には試験を省略することができる。

ECF 高強度 PC 鋼材19S15.7ケーブルは、曲げ半径 4.0m の実大フレッティング疲労試験によって安全性が確認されており、それに基づいた ECF 高強度 PC 鋼材を用いた外ケーブルの最小曲げ半径を表-12に示す。なお、実大フレッティング疲労試験により高強度 PC 鋼材の安全性が確認されている場合には、その条件を考慮して曲げ半径を定めてよい。

表-12 ECF 高強度 PC 鋼材の偏向部における最小曲げ半径

外ケーブルの種類	定着部付近 (m)	偏向部 (m)
7 S15.7/15.2	5.5	4.0
12S15.7/15.2	5.5	4.0
19S15.7/15.2	5.5	4.0

プレテンション方式の場合の定着長は、試験によって確認しなければならない。プレテンション部材では、PC 鋼材はコンクリートとの付着によって定着される。高強度 PC 鋼材を使用して、従来よりも大きなプレストレスを導入する場合、この定着に必要な長さ（定着長）は、試験によって確認することを原則とした。ただし、過去に実施した試験データがあり、その試験結果より確認されているものは省略することができる。高強度 PC 鋼材 1S15.2 を使用した定着長に関する既往の試験結果では、プレテンション工法に使用される設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリートの場合、普通強度 PC 鋼材と高強度 PC 鋼材の定着長に差がなかったことが確認されている。

3.3.9 9章 施工 の解説

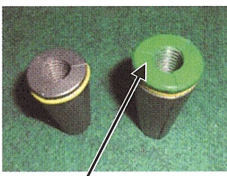
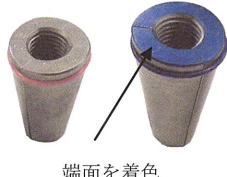
一般に製造会社より入荷した高強度 PC 鋼材には、検査済みの証印、種類の記号、呼び名、製造会社（またはその略号）などの表示がある。目視によって銘柄・種類が所定の高強度 PC 鋼材であることを確認し、種別、径、寸法、質量などが必要とする品質項目に合格した高強度 PC 鋼材であることを、製造工場からの試験成績書によって確認するのが一般的な受入れ検査の方法である。このとき、高強度 PC 鋼材径をノギスなどで測定し、外観を確認するのがよい。

高強度PC鋼より線 7本より 15.7 mm		P000	10-05-25
条 長	100.000 m	高強度PC鋼より線 15.7 mm	
結 束 数	19 本	手配No. CC0000-001	
受 注 号	PT00001-01	100.000 M	
ケーブル 番号	001		

図－8 製品ラベルの例

定着具についても PC 鋼材と同様に、高強度 PC 鋼材用のものと普通強度 PC 鋼材用のものを取り違えないように強度レベル別に識別表示する（表－13）などして、所定の鋼材に使用されていることを確認するのが良い。

表－13 高強度 PC 鋼材用くさびと普通強度 PC 鋼材用くさびの識別事例

工法 A		 端面を着色	右側が高強度 PC 鋼材用で端面を着色している。
工法 B	 O リングの色が異なる	 端面を着色	被覆 PC 鋼材の場合、右側が高強度 PC 鋼材用で端面を着色し、かつ O リングの色も異なる。

3.3.10 10章 維持管理 の解説

高強度 PC 鋼材の適用により、ケーブル本数が減少し維持管理費用の削減も可能となる。

高強度 PC 鋼材は普通強度 PC 鋼材と比較して PC 鋼材 1 本あたりの張力は高くなるため、PC 鋼材 1 本あたりが負担する荷重が大きくなるとともに、定着部や偏向部の負担も大きくなる。高強度 PC 鋼材の用途（プレテンション、内ケーブル、外ケーブルなど）に応じて維持管理計画を立案する必要がある。

3.4 高強度 PC 鋼材のまとめ

本指針は、高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物に関する最新の知見および設計・施工技術について、第一線の技術者が原案を執筆し、これをもとに審議を重ねて成文化したものである。本指針により今後、優れた特性をもつ高強度 PC 鋼材の適用が容易となり、PC 構造物の環境負荷低減、コスト縮減や現場作業の省力化などに寄与していくことを期待している。



写真21 外ケーブルに ECF 高強度 PC 鋼材を使用された桁内の状況

4. PC 鋼材の展望

防錆被覆 PC 鋼材および高強度 PC 鋼材について、その設計施工指針について解説を記述した。記載のとおり、これらの鋼材は世界に先駆けてまとめられたものであり、その技術的価値が非常に高いものであろう。これら鋼材以外にも、プレグラウト PC 鋼材やグラウト充填検査技術など、わが国には、付加価値の高い PC 鋼材や PC 鋼材に関連した材料などがある。これらを駆使して、わが国の PC 技術を、海外へ展開すべきであろうし、また、それが望まれていると思われる。

現在、PC 工学会において「既設ポストテンション橋の PC グラウト問題対応委員会（委員長 宮川京都大学大学院教授）」において、過去のポストテンション橋の健全性について議論が行われている。PC 構造物は、本来、鉄筋コンクリート橋と比較して、経済性や耐久性が高いものである。この特徴をより発揮するためには、PC 鋼材が要であり、この PC 鋼材において、統一的に管理・検査する指針がまとめられたことにより、さらに PC 橋の品質向上や耐久性向上が期待されるところであり、100年に限らず、より長い年月において、PC 構造物が使用されることを願うところである。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局監修「道路統計年報2009」
- 2) 「PC 箱桁内外ケーブルに用いる防錆被覆 PC 鋼材の性能照査指針」、PC 工学会、平成24.4
- 3) 「高強度 PC 鋼材を用いた PC 構造物の設計施工指針」、PC 技術協会、平成23.6
- 4) 「エポキシ樹脂を用いた高機能 PC 鋼材を使用するプレストレストコンクリート設計施工指針（案）－内部充てん型エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線－ プレグラウト PC 鋼材－」、土木学会 コンクリートライブラリー133、2010. 8
- 4) 「全素線塗装型 PC 鋼より線を使用した PC 構造物の設計・施工ガイドライン」、平成22年 3 月、土木研究センター
- 5) 「防錆被覆 PC 鋼材の品質・施工管理に関する手引き」：(財) 高速道路調査会、平成22.2

資料

- 資 料 -

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

- (第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況
昭和46年11月
- (第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題
昭和48年10月
- (第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技
昭和49年11月
- (第4回) 最近の PC の動向について
昭和50年11月
- (第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題
昭和52年1月
- (第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本
昭和53年1月
- (第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例
昭和54年1月
- (第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工
昭和55年1月
- (第9回) PC による構造物の補強と PC 構造物の設計・施工
昭和56年1月
- (第10回) プレストレストコンクリート技術の現況
昭和57年1月
- (第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状
昭和58年1月
- (第12回) PC 構造物最近の設計例と未来像
昭和59年1月
- (第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題
昭和60年1月
- (第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み
昭和61年1月
- (第15回) 21世紀に向けての PC 技術
昭和62年2月
- (第16回) 新しい PC 技術とその展望
昭和63年2月
- (第17回) 新しい分野での PC の活用
平成元年2月
- (第18回) 最近の PC 技術の動向と話題
平成2年1月
- (第19回) 新たな展開を示す PC 構造
平成3年2月
- (第20回) PC 技術の役割と発展*
平成4年2月

- (第21回) PC 構造物の供用性と耐久性の向上
平成 5 年 2 月
- (第22回) 新しい PC 技術の実用化
平成 6 年 2 月
- (第23回) 最近の PC 技術の展開
平成 7 年 2 月
- (第24回) 高性能な PC 構造物をめざして
平成 8 年 2 月
- (第25回) 社会基盤と PC 構造物
平成 9 年 2 月
- (第26回) 新しい PC 技術の動向
平成10年 2 月
- (第27回) PC 構造物の耐震設計の現状
平成11年 2 月
- (第28回) PC 技術の新しい動向と国際化
平成12年 2 月
- (第29回) プレストレストコンクリートの歩みと21世紀の展望
平成13年 2 月
- (第30回) プレストレストコンクリートの新たな発展—21世紀—
平成14年 2 月
- (第31回) プレストレストコンクリート技術の適用拡大と世界の動向 *
平成15年 2 月
- (第32回) プレストレストコンクリート構造物の新たな動向 *
平成16年 2 月
- (第33回) 今求められる PC 技術
平成17年 2 月
- (第34回) PC 技術の進歩とその応用 *
平成18年 2 月
- (第35回) PC の新たな展開 *
平成19年 2 月
- (第36回) PC 技術の新たな発展 *
平成20年 2 月
- (第37回) PC 技術・最近の動向 *
平成21年 2 月
- (第38回) PC 技術の新たな適用と展開
平成22年 2 月
- (第39回) PC 構造物の長寿命化技術と課題 *
平成23年 2 月
- (第40回) 東日本大震災と PC 構造物 *
平成24年 2 月
- (第41回) 防災・減災・強靱化に対する PC 構造物の取組み *
平成25年 6 月

*印はテキスト在庫あり

平成25年 5月27日 印 刷
平成25年 5月30日 発 行

防災・減災・強靱化に対する PC 構造物の取組み

会員特価5,000円
(送料別途500円)

発 行 者 公益社団法人プレストレストコンクリート工学会 専務理事 森田雄三

印 刷 所 レタープレス株式会社 広島市安佐北区上深川町809番地の5

発 行 所 **公益社団法人プレストレストコンクリート工学会**

TEL. 東京 (03) 3260-2521
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル

