論文 塩害により損傷を受けた実橋プレテンション PC 桁の耐荷性状

村上 祐貴*1·内山 拓也*2·井林 康*3·田中 泰司*4

要旨:本研究では日本海沿岸において約35年間塩害環境に晒されたプレテンションPC桁橋の曲げ試験を実施した。その結果,吊具などの,構造材として直接関係の無い鋼材が腐食することにより,残存耐力の低下につながる場合があることが明らかとなった。また,鋼材の腐食状況から残存耐力の計算を行った結果,鋼材破断を考慮することで残存曲げ耐力については概ね評価可能であった。 キーワード:塩害,鉄筋腐食,プレストレストコンクリート,実橋桁載荷試験

1. はじめに

近年,重要な社会資本設備である橋梁の老朽化が表面 化している。わが国の全国の道路橋における築後50年以 上の割合は既に8%に達し,その割合は10年後には26%, 20年後には53%と爆発的に増加する。

一方で、昨今の景気は、世界的な金融危機が深刻化す るなど、急速に悪化しており、厳しい状況にある。この ような経済状況を反映して、雇用・所得環境が厳しさを 増す中で個人消費は弱まっており、公共事業に対する投 資に対する視線も厳しい。

これまで戦後の高度経済成長とともに着実に整備され, 一定のストックを形成してきた社会資本は,今後,「高齢 化」する道路・河川・港湾などの施設の割合が増加して いく課題に直面している。

コンクリート構造物に生じる劣化現象は様々あるが, 特に日本海沿岸に位置する地域では,海からの飛来塩分 に加えて路面凍結防止を目的とした高塩分濃度の凍結防 止剤の散布などにより,塩害による鉄筋腐食劣化したコ ンクリート構造物が多く見受けられる。塩害は加速的に 進行する劣化現象であるとともに構造物の性能に直接影 響を及ぼす場合が多く,現有の構造性能を管理基準値と して予防保全型の管理を行っていくことが構造物の長寿 命化には不可欠であるが,現有の構造性能を定量的に評 価する手法は未だ確立されていない。

このような背景から近年,塩害により損傷を生じた鉄 筋コンクリート構造物の構造性能の定量的評価を実現す るため精力的に研究が実施されており,体系的な取り組 みもなされている¹⁾。

しかしながら,既往の研究はRC部材に対する検討が 多く,わが国の供用中の橋梁の約4割を占めるPC橋に ついては,これまでに検討がなされた事例は少ない²⁾。 著者らは、日本海沿岸において約 35 年間塩害環境に 晒されたプレテンション PC 桁橋を入手する機会を得た。

そこで、本研究ではこの PC 桁橋を実験室内まで移動 し、曲げ載荷試験を行うことで、塩害による損傷が PC 桁橋の構造性能に及ぼす影響について検討を行った。

2. 鱗崎橋の概要

鱗崎橋の全景と劣化状態の外観を図−1 に示す。対象 橋梁は海岸から約 15m という過酷な塩害環境条件であ り、冬季季節風による海からの飛来塩分が著しい塩害地 域である。そのため、鋼材の腐食が進行し、試験体には 多数の腐食ひび割れ、浮き、剥離が確認された。

鱗崎橋は,新潟県糸魚川市能生で久比岐自転車道の一



(a) 全景



(b)劣化状況 図-1 鱗崎橋の外観

*1 長岡工業高等専門学校 環境都市工学科准教授 博(工)(正会員)
*2 長岡工業高等専門学校 環境都市工学専攻科
*3 長岡工業高等専門学校 環境都市工学科准教授 博(工)(正会員)
*4 長岡技術科学大学 環境・建設系助教 博(工)(正会員)

部として供用されていたもので、図-2 に示すように橋 長 10.4m,支間長 9.8m,幅員 3.6mの PC プレテンション 式の I 型の主桁 4 本で構成される橋梁である。1975年(昭 和 50年)に竣工し供用されてきたが、2008年(平成 20 年)に橋梁定期点検を実施した結果、構造物の劣化状況 から撤去が決まり、2010年(平成 22年)に解体・撤去 を行った。なお、本橋梁は土木学会標準示方書に基づき 曲げ耐力およびせん断耐力を算出した場合、せん断破壊 が先行する断面諸元であった³⁾。

本研究では4本の主桁を海側から順にA,B,C,Dと呼ぶ ことにした。このうち本論文では、A,B桁の載荷試験 について述べる。

スターラップにはφ6mm の丸鋼が約 380mm 間隔で使用 されていた。載荷試験終了後に無損傷部からφ63 のコン クリートコアを採取し圧縮試験を実施した結果, A 桁で は 51.9N/mm², B 桁では 66.7N/mm²であった。また, C 桁では 57.2N/mm², D 桁で 49.8N/mm²であった。

3. 塩害による損傷状況

3.1 外観変状

図-4 および図-5 に試験体の損傷状況の展開図を示 す。ひび割れ幅の測定は細かいものはクラックスケール で、幅が大きいものはノギスを使用して測定した。

A 桁は上面に多数のひび割れが認められたが,目視観 察より錆汁の漏出は確認されなかった。ひび割れ間隔や 本数から判断すると,供用中の荷重の作用によって発生 したひび割れではないと考えられるが原因の特定までに





図ー4 A桁の載荷前のひび割れ性状(網掛け:浮き・剥離, ドット:錆汁)



は至っていない。下フランジ部分では海側より山側に多 数の腐食ひび割れが確認された。また,両支点付近のウ ェブで錆汁の漏出を伴う斜めひび割れが観測された。

図-5に示すB桁はA桁に比べて上面にひび割れは少ない。また,下フランジ部分では海側,山側ともに浮き や剥離が梁全長にわたり発生し,腐食ひび割れも非常に 多い。

図-6(a)に下フランジのかぶりコンクリートに発生 したひび割れ面積(ひび割れ幅×ひび割れ長さ)を示す。

A桁では、海側のかぶりコンクリートでは、ハンチ、 側面には腐食ひび割れは発生しておらず、底面において も腐食ひび割れの発生は僅かである。一方、B桁では、 海側のひび割れ面積が山側に比べて約2倍ほど大きい。 また、A桁とB桁を比較すると、B桁の方が全体のひび 割れ面積は大きくなっており、一概に海側に近い桁の腐 食が進行するとは言えないようである。この原因として は、外側の桁は雨水などによる飛来塩分の洗い流しが考 えられる。

また,図-6(b)には腐食ひび割れ面積を各かぶり面積 で除したひび割れ面積率であるが,A,B 桁ともにハン チ部においてひび割れが卓越して発生している。これは, 飛来塩分が他の領域に比べて付着し易いためであると思 われる。

4. 載荷試験

4.1 載荷方法

載荷方法は両桁とも同条件で行なった。図-7 に示す ように単純支持,二点集中載荷を行い,支間は供用時と 同じ9800mmとした。加力位置は設計荷重作用状態(自 重+雪荷重(2m))になるべく近くなるように設定した。 すなわち,載荷時に発生する曲げモーメントの最大値と



せん断力の最大値の比率が,設計荷重作用状態での最大 曲げモーメントと最大せん断力の比率と同じ比率になる ように,等曲げ区間を4900mmとした。ジャッキの制御 方法は荷重制御とした。

4.2 載荷試験結果

(1) 破壊状況

図-8および図-9に載荷後のひび割れ状況を示す。図



中には試験体中央からの距離を示しており,上越側を+ 富山側を-とした。A桁では,せん断ひび割れは,載荷 前に生じていた斜めび割れに沿って進展した。載荷を進 めると,せん断ひび割れが開口すると同時に,ウェブ部 分のコンクリートが剥落した。せん断ひび割れはウェブ コンクリート内を載荷以前からあった斜めひび割れと連 結するように進展したが,上フランジまたは下フランジ まで貫通することはなかった。

図-9 に示す B 桁では,上フランジ上縁のコンクリートが圧壊することなく,部材中央から+0.5~+1.5m 内で 全ての鋼材が破断して梁は破壊に至った。

(2) 荷重と中央変位

図-10に荷重と中央変位の関係を示す。図中には実験 結果と設計耐力を比較するため、コンクリート標準示方 書より算出した曲げ破壊およびせん断破壊時の荷重を示 す³⁾。各断面耐力算出に際し、コンクリートの圧縮強度 は前述した圧縮試験結果の最小値である 49.8N/mm², PC 鋼材の降伏強度は引張強度の規格値の 93% (1712N/mm²) とした⁴⁾。スターラップの降伏強度は引張試験の結果よ り 285N/mm²とした。また、デコンプレッションモーメ ントを算出する際の PC 鋼材のプレストレス導入応力は 道路橋示方書⁵⁾の許容限界値である 1170N/mm²と仮定し た。

A桁の実験では荷重が110kNのときに曲げひび割れの 発生を確認した。曲げひび割れ発生以降,数回鋼材の破 断音が生じたが,荷重と中央変位の関係に大きな変化は 見られなかった。荷重が145kNに達したときに,上越側 のせん断スパン内でせん断破壊が生じた。

設計せん断耐力と比較すると A 桁のせん断耐力は 101%であった。しかし,示方書のせん断耐力式は耐力を



安全側に評価することから,実際のせん断耐力の低下率 はさらに大きい可能性がある。せん断破壊が生じたため に,曲げ耐力は得られなかったが少なくとも設計値の 70%以上の曲げ耐力を有していたといえる。

次に B 桁では、曲げひび割れ発生荷重は A 桁よりも低 く、80kN となった。曲げひび割れ発生以降は、部材剛性 が大きく低下した。荷重が 105kN で中央変位が 83mm の 時点で明確な PC 鋼材の破断音が発生し荷重はわずかに 低下した。その後、変位の増加とともに PC 鋼材が破断 し、それに伴い荷重もわずかに低下した。PC 鋼材の破断 音は等曲げ区間内に集中して発生した。荷重が 84kN で 変位が 182mm のときに中央から約 0.8m 上越側のところ で PC 鋼材が全面的に破断し、桁全体が崩落した。

設計曲げ耐力と比較すると実験値は曲げ耐力が約 51%程度まで低下していたことがわかる。また,せん断 耐力は得られなかったが,少なくとも設計計算値の73% 以上であることがわかった。またB桁については耐力評 価式による強度比較ではせん断破壊が先行すると予想さ れる断面であるにもかかわらず,曲げ破壊が生じた。こ の原因は,後述するように鋼材の腐食量にある。



(3) 鉄筋腐食量調査

載荷試験終了後,試験体を約 500mm 間隔に切断し, 図-3 に示す下フランジ内の PC 鋼材を全てはつり出し た。PC 鋼材は,10%クエン酸二アンモニウム水溶液に 24時間浸漬して錆を除去した後,質量を計測した。桁端 部の PC 鋼材は腐食が殆ど生じていなかったことから, これらの PC 鋼材の質量を用いて非腐食時の単位長さあ たりの質量を算出した。腐食率(質量減少率)は,腐食 に伴い部分的に完全に消失した PC 鋼材も確認されたこ とから,取り出した鋼材の長さを用いて腐食率を算出す ると,腐食程度を過小に評価してしまうため,鋼材の長 さは試験体の切断間隔と同じ 500mm として切断区間内 の平均的な腐食率を算出した。

図-11 に PC 鋼材の各領域の平均腐食率分布を示す。 まず, A 桁は海側の PC 鋼材(鋼材番号 18~34)は、ほと んど腐食しておらず、山側の PC 鋼材(鋼材番号 1~17) のみ腐食が生じており、図-6 に示した腐食ひび割れ面 積と整合する結果となった。また、2.5 m~1.5mの領域で 山側の平均腐食率が約 46%と非常に大きい。

次に B 桁であるが, A 桁と同様,場所によって PC 鋼 材の腐食程度は大きく異なっている。また, B 桁の PC 鋼材の腐食量の全体平均は 18.7%と, A 桁(7.9%)に比べ て大きかった。各領域の腐食率に着目すると, 1.5 m ~0.5m の近傍領域において腐食率は非常に大きな値を示 しているが,この領域は試験体の破断領域と一致する。



図-12 に各試験体の腐食率とかぶり面のひび割れ面 積の関係を示す。ここで腐食率は海側および山側の PC 鋼材の腐食率を平均化した値とし,ひび割れ面積は海側 あるいは山側の底面,側面およびハンチ部のひび割れ面 積の総和である。鋼材腐食率とひび割れ面積は比較的良 好な正の相関性が確認される。

図-13には、各かぶり面付近に配筋された PC 鋼材の 平均腐食率と腐食ひび割れ面積の相関係数を示したもの である。A 桁海側については、ほとんど腐食していない ことから除外した。腐食率の平均化に用いた鋼材は底面 では山側が鋼材番号 2, 5, 8, 12, 17 の平均値であり、 海側が鋼材番号 22, 26, 29, 32, 34 の平均値である(図 -3 参照)。側面は山側が鋼材番号 1, 2 であり、海側が 33, 34 である。ハンチ部では、山側が鋼材番号 1, 3, 6, 9 であり、海側が鋼材番号 23, 27, 30, 33 である。また、 全体とは、海側、山側における底面、ハンチ、側面の腐 食ひび割れ面積の総和と、各側の鋼材の平均腐食率(山 側が鋼材番号 1~17,海側が 18~34)との相関係数であ る。

図-13 に示すように、各かぶり面の腐食ひび割れ面積 と腐食率の相関性は、断面全体の腐食率と腐食ひび割れ 面積の相関性に比べて全体的に低い値を示した。これは、 各鋼材の腐食膨張が相互に影響を及ぼしあっているため であり、かぶり面から比較的離れている鋼材の腐食も腐 食ひび割れ性状に影響を与えるためだと考えられる。す なわち、ある領域に腐食ひび割れが発生すると、その領



図-15 A 桁の斜めひび割れ部

域のコンクリートの拘束が低下するため、ひび割れが拡 大しやすい。したがって、鋼材が複数存在する場合では、 エネルギー的観点に基づき、3次元的な腐食分布と腐食 ひび割れ性状を組み合わせて、局所的な腐食性状を推定 する必要があるものと思われるが、これは今後の課題と したい。

5. 腐食率と断面耐力

図-14に破壊荷重と腐食率の関係を示す。各試験体の 腐食率は破壊近傍の領域の平均腐食率であり,A 桁は 3.5m~3.0m,B 桁は 1.5m~0.5m の領域である。また, これらの領域においてPC 鋼材の破断の有無を基準とし, 破断を生じている鋼材は機能しないものとし,破断した 鋼材の腐食率を 100%とした場合についても整理を行っ た。図中には示方書に基づき算出した曲げ破壊およびせ ん断破壊時の荷重を実線で示した。各断面耐力は,鉄筋 腐食率に応じて鉄筋の断面積を減少させた。その際,ス ターラップによるトラス効果は,PC 鋼材と同程度腐食が 生じているものと仮定して算出した。

まず,A桁については、当該断面内で部分的に破断を 生じていた鋼材は1本のみであったことから、平均腐食 率と破断を考慮した腐食率にほとんど差異はない。また、 計算値と実験値を比較すると比較的良好な一致を示して いるが、示方書によるせん断耐力算定は安全側の評価に なるよう設計されていることを鑑みると、A桁は鉄筋腐 食に伴い、残存せん断耐力が若干低下しているものと判 断される。この原因としては、ウェブ部に斜め方向に発 生していた腐食ひび割れにより、斜めひび割れ破壊が誘 発されたためであると考えられる。はつり調査の結果、 図-15に示すようにこのひび割れは、荷重によるせん断 ひび割れではなく、この桁を橋台に設置するための吊り 具が腐食膨張したことによるひび割れであった。このよ うに、構造体としては有意に作用しない鋼材が残存耐荷 性能に影響を及ぼす場合がある。

次に曲げ破壊を生じた B 桁については,鋼材破断を考 慮した腐食率を用いた場合,曲げ耐力計算値と良好な一 致を示した。一方,平均腐食率を用いた場合には,耐力 を過大評価する結果となった。コンクリートと鋼材の付 着強度の関係で,鋼材破断位置周辺では,鋼材に十分な 引張力が伝達されないことが,その主な原因であると考 えられる。鋼材破断を生じた箇所からどの程度の範囲の 鋼材が機能しないかは,今後別途検討が必要である。

6. 結論

本研究では日本海沿岸において約35年間塩害環境に 晒されたプレテンションPC桁橋の曲げ試験を実施した。 以下に本研究で得られた知見を示す。

- 雨水などの洗い流し効果により、桁の鋼材腐食は海 側に近い桁ほど腐食が進行しているとは限らない。
- (2) PC 桁の断面内の平均的な腐食率と下フランジ全かぶ り面の腐食ひび割れ面積は比較的良好な正の相関性 が確認された。
- (3) 吊具などの構造材として関係の無い鋼材が腐食する ことにより残存耐力の低下につながる場合がある。
- (4) PC 鋼材の破断を考慮した腐食率を用いることにより PC 桁の残存曲げ耐力をある程度評価可能であった。

謝辞:本研究は,国土交通省北陸地方整備局および新潟 県コンクリートメンテナンス研究会の御助力を得た。こ こに甚深なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会:材料劣化が生じたコンクリート構造物の 構造性能,コンクリート技術シリーズ71,2006
- 田中良樹、河野広隆、渡辺博志、鈴木雅博:塩害を 受けたプレテンションP桁の耐荷性状、コンクリー ト工学年次論文集、Vol.21, No.3, pp.973-978, 2001
- 2007年版コンクリート標準示方書設計編,土木学会, 2008
- 4) 猪又稔:コンクリート橋の設計と計算,工学出版, 1997
- 5) 道路橋示方書・同解説/III コンクリート橋編,日本 道路協会,2002