

塩害により PC 鋼材の一部が破断した PCT 桁の構造性能評価の紹介

Presentation about structural performance evaluation of PCT girder that have fracturing PCwire under salt attack.

株式会社北未来技研

○正員 朝倉啓仁 (Keiji Asakura)

寺澤岳真 (Takema Terasawa)

1. はじめに

今回構造性能を評価した道路橋は、河口を横断する位置に架橋されていることから飛来塩分による塩害の環境下にあり、2018年調査時点で62年が経過する、現役のコングリート橋である。便宜的にS橋と称する。

上部工形式は単純PCポストテンション方式T桁橋であり、直近の橋梁点検では主桁下フランジの過年度の補修個所にひび割れやうきを確認しており、「塩害の進行状況に応じた措置が必要である」と診断された。

診断結果を受けた本業務では、二つの技術的課題に対して解決策を示して業務を進めた。

まず、本来鋼材の腐食を考慮しない設計思想であることも影響して、供用中に鋼材腐食・破断を生じたPC桁の構造性能の低下を把握する手法が未確立であり、対策の要否（例えば、供用の可否、緊急措置の有無等）を定めることが出来なかった。**第一の課題**は、破断PC鋼材を有するPCT桁の構造性能の評価手法の検討である。

解決策は「3」章に示す通り、PC鋼材破断率を導入して桁の曲げに対する設計手法を提案し、構造性能低下限界を定めた。さらに、構造性能の低下程度を可視化出来るように、桁の破壊試験のP- δ 関係を模したPC鋼材破断率-構造性能低下率関係図を提案した。

次に、診断結果を受けた本業務で、既往補修部をはつり調査した結果、1ケーブル内の数本のPC鋼線（ ϕ 5mm）の破断を確認したものの、破断総数を特定することは出来なかった。**第二の課題**は、実橋のPC鋼材の破断率を調査により推定することである。

解決策は「4.1」節に示す通り、実橋載荷試験を行い、曲げひび割れの発生を目視することで、PC鋼材破断率を推定することとした。

本報では、以下に概要を報告する。

2. 対象橋梁の概要

2.1 橋梁諸元

- ・活荷重 TL-20 (1車線にて供用中)
- ・橋長 30.4m
- ・支間長 29.4m
- ・幅員 総幅員 6.67m (当初設計 車道 6.0m)
- ・上部工形式 単純PCポストテンションT桁橋
- ・下部工形式 重力式橋台

2.2 橋梁一般図

橋梁一般図、主桁断面図を図-1、2に示す。

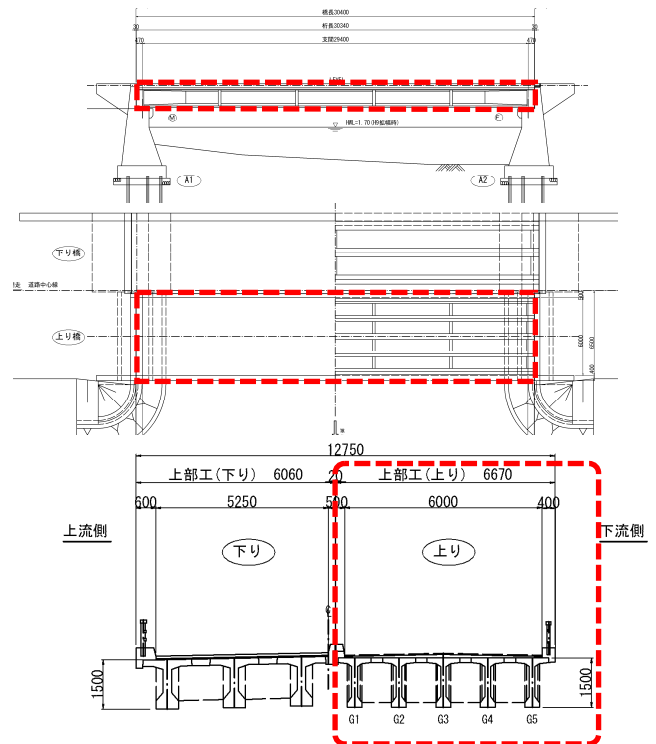


図-1 S橋 橋梁一般図 (赤破線が対象の上り線)
(上段：側面図 / 中段：平面図 / 下段：断面図)

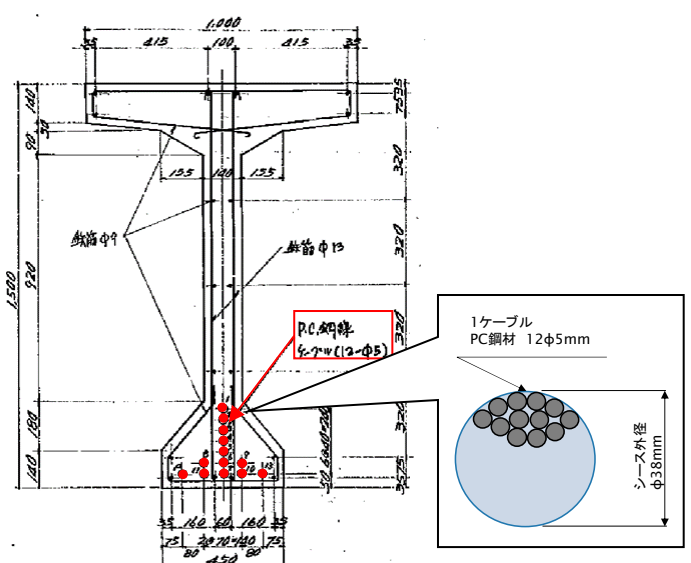


図-2 主桁断面とPCケーブル配置 (13ケーブル/桁)

2.3 補修履歴

S橋の橋体工に着目した補修履歴を以下に示す。

表-1 S橋 補修履歴

年度 (経年)	補修履歴 (主に PCT 桁の橋体工に着目)
1956 (0)	上り線完成
1976(20)	G2、G3 桁 鋼板補強 G1～G5 桁 エポキシ樹脂塗装(FRP)
2002(46)	G2、G3 桁 鋼板補強 再設置 G1～G5 桁 エポキシ樹脂塗装(FRP) 再設置
2012(56)	G2、G3 桁 鋼板補強 撤去 G1～G5 桁 FRP 撤去、断面修復、表面含浸材塗布 (シラン系、鉄筋腐食抑制効果有)
2016(60)	橋梁定期点検 S1 対策区分判定 「塩害の進行に応じた措置が必要」と診断
2018(62)	補修設計業務内にて実橋載荷試験にて構造性能を評価 (本報告)

本橋は塩害環境下にあり、鋼材腐食に起因する腐食ひびわれや錆汁の損傷が発現して以降、鋼板の設置・再設置・撤去、FRP 塗装・再塗装・撤去と補修を繰り返している。この経過からは、従来の塩害対策では塩害による損傷を効果的に抑制出来ていないことが分かる。

そして、直近の 2016 年定期点検にて「・・・次回点検まで放置すれば、鋼材腐食の進行、破断により、橋梁構造の安全性が確保されない懸念がある」「詳細調査を実施の上、塩害の進行に応じた措置が必要である」と診断 (S1 対策区分判定) され、2018 年の本調査に繋がる。

なお、業務内で実施した塩化物イオン濃度試験の結果から、シースかぶり 31mm 位置の発錆時期 (Clim=1.2kg/m³) を推定すると、G2 桁で建設後 32 年であった。鉄筋かぶりは 25mm とさらに小さいことから、表-1 の建設 20 年後の補修実施と符合する。

2.4 はつり調査で PC 鋼線の腐食破断を発見

本業務で実施のはつり調査結果を表-2 に示す。

主桁下フランジコーナー部の過年度断面修復跡に生じたひびわれ個所では、1 ケーブル (φ38mm シース内 12 φ5mm) 当たり、12 本配置の PC 鋼線 (φ5mm) の内、数本の PC 鋼線が破断していた。



はつり調査では、1 ケーブル内に 12 本配置されている PC 鋼線は団子状の塊となっており、外観から破断本数を確認できないことから、安全側の評価となるように 1 ケーブル内 12 本全数の破断と仮定した。

桁内に配置の 13 ケーブル中、1 ケーブルが破断すると、PC 鋼材破断率は約 8% (1/13=0.08) となる。

2.5 曲げ作用に対してコンクリートの圧壊より PC 鋼材の降伏先行を確認

本橋はポストテンション方式 PCT 桁橋としては、最も初期に架設されたコンクリート桁であり、当時の施工会社から設計図を提供頂き、記載の設計条件を元に復元

表-2 はつり調査による PC 鋼材の破断状況

	写真解説: G3 桁下フランジ下面より見上げた写真。断面修復部に生じたひびわれとはつり後の状況写真。
	写真解説: 上記写真のはつり小口面の拡大写真。 ・シース消滅 ・PC 鋼材破断 ・鉄筋、PC 鋼材に達するひびわれ

設計を実施した。

一般に、PCT 桁は終局荷重時の過大な荷重が作用した場合でも、上縁コンクリートの圧壊による脆性的な破壊が生じる前に、PC 鋼材が降伏する様に設計される。これを図-3 で説明すると、PC 鋼材量の上限は、コンクリート圧壊前に PC 鋼材が降伏する領域 I の関係、すなわち $C \geq T$ 関係となる様に定めている。

復元設計の結果、各桁とも領域 I にあり、PC 鋼材降伏先行の破壊形態であった。塩害により PC 鋼材の破断が進行する場合、PC 鋼材量は減少することから、PC 鋼材降伏先行の破壊形態は維持され、曲げに対する検討の前提は確保される。

また、せん断力に対する検討は、せん断力の大きい支点付近では PC 鋼材のかぶりが大きく、PC 鋼材破断の可能性が小さいことから、検討の対象外とした。

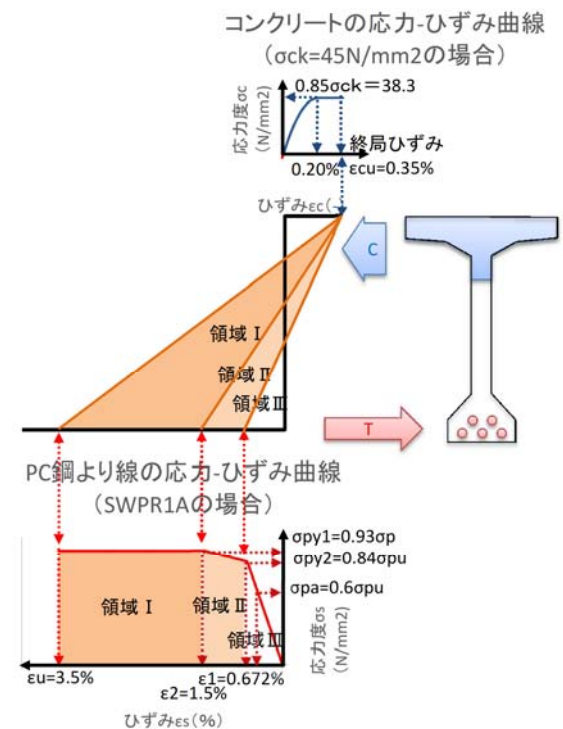


図-3 領域 I、C (圧壊) \geq T (PC 鋼材降伏) 関係

3. PC 鋼材が破断した PCT 桁橋の構造性能評価手法の提案と実橋の構造性能評価

3.1 PC 鋼材破断率を用いた曲げ作用に対する設計

PC 鋼材の破断が生じていないという意味で健全な桁の設計では、当然ながら PC 鋼材の破断を考慮出来ない。このため、塩害等で供用中に PC 鋼材の破断が生じた桁の曲げに対する設計に、PC 鋼材破断率 hr (%) を導入した。ここで、PC 鋼材破断率は桁毎に破断ケーブルをケーブル総数で除して求める。

PC 鋼材の破断がある場合の有効プレストレス Pe は、当初の Pe に PC 鋼材残存率「1-hr/100」を乗じて求める。偏心量 ep は当初の ep が配置 PC 鋼材の上下縁距離 Hp の半分 Hp/2 に破断率 hr を乗じた分だけ減少するとして求める。

コンクリートの応力度照査は式(1)の通りである。

$$M/Z + Pe/Ac + Pe \cdot ep/Z \leq \sigma_{ca} \quad \dots (1)$$

ここに、

- M/Z : 荷重による応力度 (N/mm²)
- M : 荷重による曲げモーメント(N・mm)
- Z : 主桁断面係数 (mm³)
- Pe : 有効プレストレス (N)
- Pe=Pe × (1-hr/100) ⋯⋯(2)
- hr : PC 鋼材破断率 (%)
- ep : 主桁中立軸と PC 鋼材図心の偏心量 (mm)
- ep=ep-Hp/2 × hr/100 ⋯⋯(3)
- Hp : 配置 PC 鋼材の上下縁間距離 (mm)
- Ac : 主桁断面積 (mm²)
- σ ca : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

次に、破断がある場合の PC 鋼材の有効引張応力度は、破断後のケーブルに張力が再配分すると仮定し、当初の σ pe を PC 鋼材残存率「1-hr/100」で除して求める。

PC 鋼材の応力度照査は式(2)の通りである。

$$n \times (\Sigma \sigma_{dg} + \sigma_{lg}) + \sigma_{pe} \leq \sigma_{pa} \quad \dots (3)$$

ここに、

- n : ヤング係数比 (-) (Ep/Ec=6.45)
- σ pe : PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm²)
- σ pe=σ pe / (1-hr/100) ⋯⋯(4)
- Σ σ dg : 考えている PC 鋼材図心位置における主桁自重以外の死荷重曲げ応力度 (N/mm²)
- σ lg : 考えている PC 鋼材図心位置における活荷重による曲げ応力度 (N/mm²)
- σ pa : PC 鋼材の許容引張応力度 (設計荷重時)
- σ pa=0.6 σ pu(N/mm²)

3.2 PC 鋼材破断率に応じた構造性能の低下限界

(1) PC 鋼材破断率と使用性・安全性の低下限界の提案

低下限界 1 : PC 鋼材の腐食発生、例えば鋼材位置の塩化物イオン濃度が発錆限界となる時点を下限界 1 とし、PC 鋼材破断率 hr1=0%とする。

低下限界 2 : PC 鋼材破断率が上昇し、活荷重作用時に桁下縁コンクリートが許容曲げ引張応力度に達する際の

PC 鋼材破断率 hr2 を低下限界 2 とする。

低下限界 3 : PC 鋼材破断率が上昇し、活荷重作用時に桁下縁 PC 鋼材が許容引張応力度 (設計荷重時、σ pa=0.6 σ pu) に達する際の PC 鋼材破断率 hr3 を低下限界 3 とする。

低下限界 4 : PC 鋼材破断率が上昇し、活荷重作用時に桁下縁コンクリートに曲げひび割れが発生 (σ bt=-0.23 × σ ck^(2/3)) する際の PC 鋼材破断率 hr4 を低下限界 4 とする。桁の使用状態では曲げひび割れの発生を許容していないことから **使用性低下の下限、安全性低下との境界**とする。

低下限界 5 : PC 鋼材破断率が上昇し、活荷重作用時に桁下縁 PC 鋼材が降伏 (σ py1=0.84 σ pu) する際の PC 鋼材破断率 hr5 を低下限界 5 とする。PC 鋼材の降伏により桁の弾性挙動から弾塑性挙動へ移行する可能性があることから、**供用制限の開始**とする。

低下限界 6 : PC 鋼材破断率が上昇し、活荷重作用時に桁下縁 PC 鋼材が塑性域 (σ py2=0.93 σ pu) に入る際の PC 鋼材破断率 hr6 を低下限界 6 とする。

低下限界 7 : PC 鋼材破断率が上昇し、死荷重時に桁下縁コンクリートにひび割れが発生 (σ bt) する際の PC 鋼材破断率 hr7 を低下限界 7 とする。この破断率では、活荷重載荷時に発生したひび割れが、除荷後の死荷重時にも残留することとなる。

(2) 低下限界に応じた PC 鋼材破断率の計算

S 橋の G1~5 主桁は各々発生断面力が異なるが、損傷調査から PC 鋼材破断率が高いと想定される G2 桁に着目した計算結果を表-3 に示す。

表-3 PC 鋼材破断率の計算 (G2)

低下限界	低下限界の詳細	PC 鋼材破断率 hr(%)
1	鋼材位置 Clim=1.2kg/m ³ 超過	hr1= 0.0
2	σ ca'=-1.5N/mm ² (for σ ck=40N/mm ²) (許容値は現行設計値とした)	hr2=11.9
3	σ pa=990N/mm ² for SWPR1A	hr3=12.3
4	σ bt=-2.9N/mm ² for σ ck=45N/mm ²	hr4=18.6
5	σ py1=1600×0.84=1344N/m ²	hr5=39.2
6	σ py2=1600×0.93=1488N/m ²	hr6=43.0
7	死荷重時 σ bt=-2.9N/mm ²	hr7=51.6

3.3 PC 鋼材破断率と構造性能低下率との関係図を用いた構造性能の可視化

(1) 構造性能低下率の提案

構造性能を可視化する際のモデルを、載荷試験の荷重 P (縦軸) -たわみ δ (横軸) のトリリニア関係¹⁾ に求めた。PC 鋼材破断率を横軸にとり、構造性能低下率を新たに定義し縦軸とした。ここで、構造性能低下率は弾性限界の**低下限界 5**を上限の 100%とし、各限界の PC 鋼材破断率 hri を**低下限界 5**の破断率 hr5 で除した後、(1+hr5/100)を乗じて求めるものとした。

(2) PC 鋼材判断率と構造性能低下率の計算

PC 鋼材破断率と構造性能低下率の計算結果を表-4 に示し、本表を図化した関係図を図-4 に示す。「4.1」に示す載荷試験結果を表-4、図-4 に赤字で示した。

表-4 PC 鋼材破断率と構造性能低下率との関係 (G2)

構造性能	低下限界	PC 鋼材破断率 hr(%)	構造性能低下率 $hr1/hr5 \times (1+hr5/100)$ (%)
使用性 低下程度	1	hr1= 0.0	$hr1/hr5 \times (1+hr5/100) = 0$
	2	hr2=11.9	$hr2/hr5 \times (1+hr5/100)=42$
	3	hr3=12.3	$hr3/hr5 \times (1+hr5/100)=44$
安全性 低下程度	4	hr4=18.6	$hr4/hr5 \times (1+hr5/100)=66$
	hr(載荷試験) =18.7		比例配分=66
	5	hr5=39.2	max 100
	6	hr6=43.0	max 100
	7	hr7=51.6	max 100

4. 実橋の構造性能評価と対策の要否

4.1 実橋載荷試験による PC 鋼材破断率の推定

表-5 の通り、橋梁点検車および重機を 4 台まで載荷し、設計荷重 (L-20) に近似するモーメント (以下 M) を発生させた。載荷順毎の発生 M、載荷の各段階で曲げひび割れの発生 ($\sigma_t = -2.9N/mm^2$) する PC 鋼材破断率を表-6 に示す。

表-6 の試験結果の通り、荷重①②③④においても曲げひび割れが発生しなかった。このため、PC 鋼材破断率は L-20 載荷時に曲げひび割れが発生するものと仮定し、PC 鋼材破断率 18.7% を hr (載荷試験) とした。この時、構造性能低下率は表-4 の通り 66% となる。

表-5 実橋載荷試験の載荷重

載荷順	車両総重量 (軸重により M 算出)
荷重①	橋梁点検車 W=7.8ton
荷重②	ラフタークレーン 50ton 吊 W=35.8ton
荷重③	ラフタークレーン 25ton 吊 W=25.6ton
荷重④	ラフタークレーン 25ton 吊 W=25.6ton

表-6 曲げひび割れ発生時の PC 鋼材破断率 (G2)

載荷順	発生 M (kN・m)	PC 鋼材破断率 hr(%)	載荷試験結果
荷重①	49(0.05)	50.1	曲げひび割れ発生無
荷重①②	626(0.59)	32.1	
荷重①②③	719(0.68)	29.2	
荷重①②③④	1018(0.96)	19.9	
L-20⑤	1058(1.00)	18.7	曲げひび割れ発生 <仮定>
ひび割れ発生 M⑥	1658(1.57)	0.0	

4.2 S 橋の構造性能評価と対策の要否

図-4 の関係図の赤線の通り、実橋載荷試験により求めた破断率 18.7% は、安全性の低下領域に入ったところであるが、桁の挙動は弾性挙動範囲である。現時点では

安全性の低下はなく、補強対策は必要ないと考える。調査時点で 62 年経過しており、PC 鋼材破断の進行は緩慢ではあるが進行が予測される。PC 鋼材破断率 hr の上昇速度を捕らえ、**低下限界 5** までの時間を把握するためにも、モニタリングを実施する必要がある。

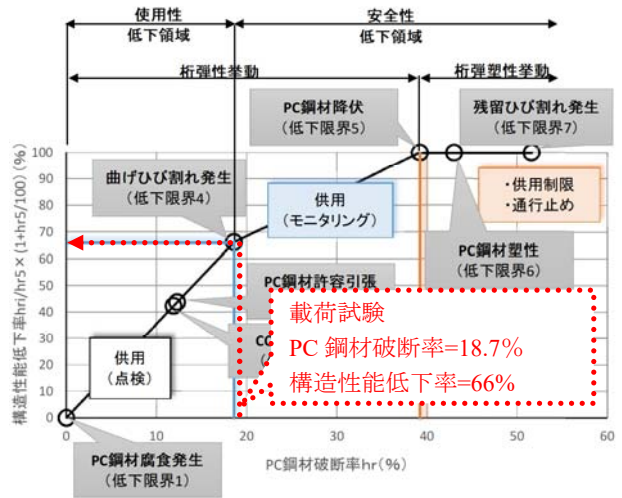


図-4 PC 鋼材破断率と構造性能低下率との関係図 (G2)

5. おわりに

本橋の事例の如く、耐久性への配慮が充分でない時期に設計されたコンクリート橋は、厳しい塩害外力が作用する場合に、既に鋼材の腐食が開始している可能性がある。このため、本報では塩害等により供用後に PC 鋼材の一部が破断した桁の構造性能の評価手法を検討した。

本報が構造性能の低下に関する研究の一助となり、塩害橋の適切な維持管理に貢献できれば幸いである。

なお、本橋の構造性能評価手法を踏まえて、平成 30 年度に提案した「常時における塩害桁の構造性能評価 (案)」²⁾ を表-7 赤字の通り訂正させていただきます。

表-7 常時における塩害桁の構造性能評価 (案)

		健全桁	塩害桁
RC 桁	使用性 低下限界	曲げひび割れ幅 0.3mm	
	安全性 低下限界	曲げひび割れ幅 0.4mm	
PC 桁	使用性 低下限界	曲げひび割れの発生	PC 鋼材の腐食開始 曲げひび割れ発生
	安全性 低下限界	使用性低下の原因に応じて別途設定	破断を補う補強量 PC 鋼材降伏

(以上)

参考文献

- 徳田外：破断した PC 鋼材を有する PC 梁の曲げ性状に関する研究、土木学会第 71 回年次学術講演会、2016.9
- 朝倉啓仁、井上雅弘：塩害を受けたコンクリート桁の構造性能評価についての一提案、平成 30 年度土木学会北海道支部論文報告集、2019.1