

報告 既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する考察

北野 勇一^{*1}・國富 康志^{*2}・山本 将^{*3}・大島 義信^{*4}

要旨：本研究では、撤去 PC 桁の詳細調査を実施するとともに既往の研究資料によりデータを補って、既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する考察を行った。その結果、当初設計等により材料強度や部材寸法を把握できる場合にはそのまま設計値に反映できるが、現地調査に基づき設計強度を推定するときには経年の影響や部位形状のばらつきを考慮する必要があること、既存の調査手法を組み合わせることで既設 PC 部材の現況の残存耐力や補強工法の適用の可否を概ね評価できることを示した。

キーワード：既設 PC 橋, 耐荷力評価, 非破壊調査, 外ケーブル補強

1. はじめに

高度経済成長期に集中的に整備された橋梁が一斉に高齢化を迎える中、さまざまな劣化要因による損傷事例が報告され、そうした既設 PC 橋の性能評価法および補修補強技術の確立が求められている。このうち既設 PC 橋の耐荷力評価に関しては多くの研究がなされてきたが、その成果は実務にあまり反映されていない。その理由としては、材料強度の特性値の決め方や、既存耐力式の適用範囲の確認方法が不明であることが挙げられる。

そこで本研究では、ポストテンション方式の撤去 PC 桁の詳細調査を実施するとともに既往の研究資料により材料品質等の経年の影響や部位形状のばらつきを把握し、実務的な視点から耐荷力評価に必要な調査方法について考察した。

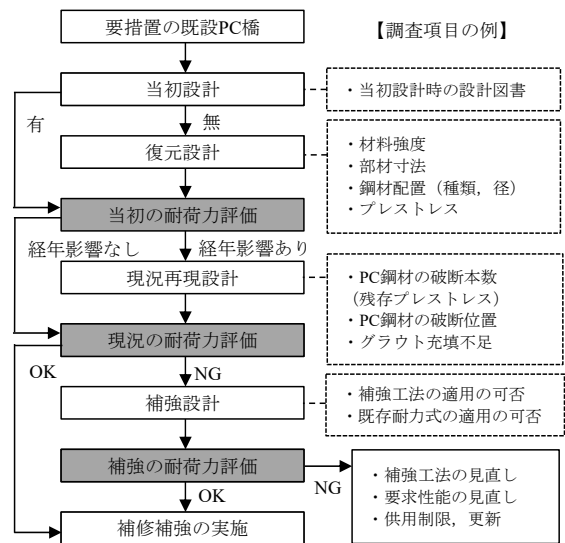


図-1 既設 PC 橋の耐荷力評価と調査項目

2. 検討概要

2.1 詳細調査を実施した撤去 PC 桁の概要

詳細調査を実施した橋梁は、1962年に建設されたポストテンション方式 T 桁の道路橋 (H 橋) であり、塩害劣化による PC 鋼材の破断が確認されたことから 1996 年に外ケーブル補強が行われた。2017 年には新橋建設に伴い撤去され、その一部の桁を譲り受けた。

なお、H 橋では当初設計 (建設当時に行われた設計) がなく、補強時の復元設計 (当初設計を後から復元した設計)、現況再現設計 (経年影響がある現況を再現するための設計)、および補強設計 (要求性能に対し不足する耐荷力を補強するための設計) が残されていた。

2.2 検討方法

図-1 は、劣化が顕在化するなどして措置が必要となった既設 PC 橋の耐荷力評価と調査項目について文献 1) を参考に再整理したものである。各段階の耐荷力評価に必要な調査方法について、以下の要領で検討した。

当初の耐荷力評価：H 橋の復元設計では、現地調査に基づき部材寸法を復元し、当初基準を参考にフルプレストレッシングを前提とした曲げ応力度の照査を行い、PC 鋼材本数とプレストレス量を推定していた。しかし、当初基準に基づき設計値を設定するときには、経年の影響がないことを調査により確認する必要がある。また、現地調査に基づき設計値を設定するときには、部位形状のばらつきを考慮する必要がある。このような当初の耐荷力評価に必要な調査方法について H 橋撤去桁の解体調査および既往の研究資料^{2)~4)}を利用して考察した。

現況の耐荷力評価：H 橋の現況再現設計では PC 鋼材の破断が確認されたため、目視調査および一部のはつり調査から破断本数を推定し、現況の耐荷力が評価されていた。現在においては非破壊調査が普及していることから、H 橋撤去桁を利用してその適用性について検討した⁵⁾。また、既存耐力式を適用するときに必要な調査方法

*1 (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 (正会員)

*2 (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 工博

*3 (国研) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター

*4 (国研) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 工博 (正会員)

表一 本研究で対象とした PC 橋の概略諸元

橋名	建設年度	構造形式 (主桁)	設計強度 (N/mm ²)	PC 鋼材の種類	
A	1953	ポス床版	37.5	12φ5	
B			40	8φ5	
C	1954	ポス T 桁	45	12φ5	
D, E	1957		40	12φ7	
F	1960			12φ5	
G	1961			12φ5	
H	1962			不明	
I			45	不明	
J	1964	ポス床版	40	φ27	
K, L, M	1965	ポス T 桁		12φ5	
N				12φ7	
O				24φ7	
P	1971	12φ7		40	12φ7
Q	1976				
R	1978				
S	1988				

ポス：ポストテンションの略

表二 異なる部位から採取した H 橋のコア強度

部位	平均値(N/mm ²)	変動係数(%)
上フランジ P2	60.2	8.6
上フランジ A2	59.4	
ウェブ P2	55.8	
ウェブ A2	67.4	

について既往の研究資料^{3), 6)}を利用して考察した。

補強の耐荷力評価：H 橋の補強設計では現況の耐荷力不足に対し外ケーブル補強を行うことで所定の耐力を満たすと評価していた。その設計の前提となる外ケーブル補強工法の適用の可否について、H 橋撤去桁を用いた載荷試験⁷⁾により検証した。また、既存耐力式の適用の可否について、既往の研究資料^{8)~11)}に基づき考察を行った。

なお、本研究で対象とした PC 橋の概略諸元は表一に示す通りである。

3. 当初の耐荷力評価に関する検討

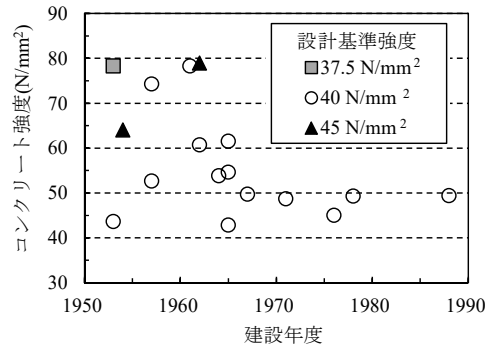
3.1 コンクリートの圧縮強度

(1) 当初設計がある場合

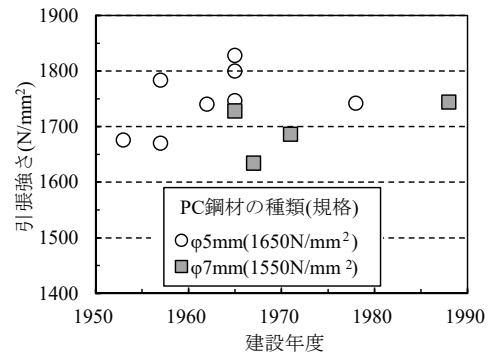
既設 PC 橋 17 橋のひび割れや浮き等のない部位から採取したコンクリートコアの平均強度を図二に示す。経年の影響として、調査した PC 橋では重交通や塩害および寒冷の影響を受け最大 60 年供用されたケースが含まれるが、実測された圧縮強度はすべて設計基準強度を上回ることが確認された。また、設計基準強度 40N/mm² の 14 橋の調査データに着目すると、平均値は 54.6N/mm² で設計値の 1.37 倍、変動係数は 19.0%であった。

以上より、当初設計に基づきコンクリートの圧縮強度の特性値を設定するときには、経年の影響を考慮せずに設計基準強度をそのまま用いてもよいことが示された。

なお、11 橋の PC 橋では静弾性係数の測定結果があり、



図二 ポストテンション桁のコア強度



図三 健全部から採取した PC 鋼材の引張強さ

その平均値は 32.5kN/mm²、変動係数は 16.8%であった。

(2) 当初設計がない場合

1990 年代以前に建設されたポストテンション桁の設計基準強度は 40N/mm² 程度であることが多い(前出表一)。このように当初設計がない場合でも、構造形式や建設年代からコンクリート強度を設定できる場合もある。

H 橋の異なる部位から直径 75mm のコアを各 5 本採取し、圧縮強度試験を実施した結果を表二に示す。これによると、圧縮強度の平均は 55.8~67.4N/mm² で設計値の 1.40~1.69 倍であった。また部位ごとの変動係数は 3.1~5.9% (調査数を 3 に減らし最もばらつきが大きくなる組み合わせの場合でも 7.0%) であるのに対し、全部位の変動係数は 8.6%と大きくなった。

以上より、現地調査に基づきコンクリートの設計基準強度を推定する場合は、空間的なばらつきを考慮できるように調査を行う必要がある。この際、部位ごとの調査数は最小限(コアは 3 箇所など)でよいが、橋の性能に影響を与えない範囲で複数の部位(支間中央ウェブなど)で調査を行うのがよいと考えられる。

3.2 PC 鋼材の引張強度

(1) 当初設計がある場合

PC 橋の健全部から採取した PC 鋼材の引張強さの平均を図三に示す。PC 鋼材 φ5 および φ7 の引張強さは、建設年代によらず規格値を上回ることが確認された。また、PC 鋼材 φ5mm の引張強さの平均は 1746N/mm² で設

表-3 部材寸法の調査結果（支間中央断面）

		H 橋	R 橋（比較）
桁高 (mm)	設計	1200 ^{*1}	1650
	調査 ^{*2}	1207±0.4%	1666±0.4%
ウェブ厚 (mm)	設計	150 ^{*1}	160
	調査 ^{*2}	165±0.9%	172±3.7%

*1 過年度調査等を踏まえ部材寸法を推定し設定した。
*2 桁高とウェブ厚の実測は平均値±変動係数で表示した。

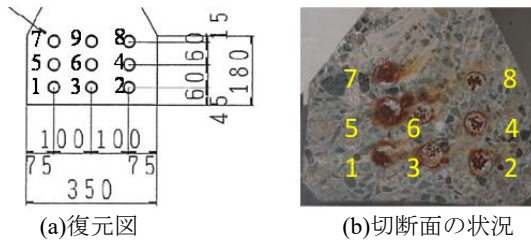


図-4 PC 鋼材配置（H 橋支間中央断面）

計値の 1.06 倍、変動係数は 2.8%であった。

以上より、当初設計に基づき健全な PC 鋼材の引張強度を設定する場合には経年の影響を考慮せずに設計値をそのまま用いてもよいことが示された。

(2) 当初設計がない場合

当初設計がない場合は構造形式や建設年代から PC 鋼材の設計値を設定できる場合もある。また、はつり確認などの現地調査により PC 鋼材の種類を特定することで、PC 鋼材の設計値を設定できる場合もある。

なお、当初設計を確認せずに復元設計を実施したとしても、当初設計のプレストレスに対する差を 10~20%程度の範囲内で復元することは可能である¹⁾。

3.3 部材寸法

当初設計がある場合は一般に部材寸法を変更する必要はないが、当初設計がない場合は調査により部材寸法を明らかにする必要がある。部材寸法の調査方法には、スケールや測量により外形寸法を調べる方法や、弾性波法により部材厚を調べる方法などがある。

外形寸法を調査して復元図を作成した H 橋および当初図面がある R 橋の撤去桁を対象に、桁高とウェブ厚を解体調査により実測した結果を表-3 に示す。当初図面の有無によらず、実測された部材寸法は設計値に比べ平均 10mm ほど大きい。また、非超過確率 5%に相当する値は概ね設計値に一致することが確認された。

以上より、部材寸法の復元は、外形寸法を調査することで十分な精度が得られることが示された。

3.4 PC 鋼材配置

当初設計がある場合は一般に PC 鋼材配置を変更する必要はないが、当初設計がない場合は調査により PC 鋼材配置を明らかにする必要がある。鋼材配置の調査方法

表-4 PC 鋼材配置の調査結果（支間中央断面）

		H 橋	R 橋（比較）
PC 鋼材の種類	設計	12 φ 5mm ^{*1}	12 φ 7mm
	調査	同上	同上
配置本数	設計	9 本 ^{*1}	10 本
	調査	8 本	同上
鋼材位置 (最下段)	設計	45mm ^{*1}	80mm
	調査 ^{*2}	70 mm±15.0%	81 mm±6.1%

*1 過年度調査等を踏まえ PC 鋼材配置等を推定し設定した。
*2 最下段の鋼材図心は平均値±変動係数で表示した。

表-5 荷重試験による曲げひび割れ耐力比

橋名	供用年数	PC 鋼材破断率(%)	曲げひび割れ耐力比 ^{*1}
J	26 年	5	0.97
L	34 年	0	1.01
M	38 年	0	0.97
H	55 年	25	1.06

*1 曲げひび割れ耐力比=(荷重試験における曲げひび割れ発生荷重) / (復元設計から計算した曲げひび割れ発生荷重)
*2 復元設計から計算する曲げひび割れ発生荷重の算定に用いるコンクリート引張強度は、J 橋と L 橋はひび割れ初開口の実験値と対比するため許容引張強度、M 橋と H 橋はひび割れ再開の実験値と対比するため 0N/mm²とした。

には、電磁波レーダ法などによる非破壊調査方法、あるいは、はつりにより局部的に破壊して調べる方法がある。

局部破壊により復元図を作成した H 橋および当初図面のある R 橋の PC 鋼材配置を解体調査により実測した結果を表-4 に示す。R 橋の PC 鋼材配置は当初図面に一致した。一方、H 橋では、PC 鋼材の配置本数および鋼材位置は復元図と異なることが確認された。とくに PC 鋼材の配置本数は、2 段目以降の PC 鋼材（図-4 の 6 と 9）の有無を判別できないことがわかった。

以上より、PC 鋼材配置の復元は、支間中央付近の下フランジ断面調査だけでは不十分であることがわかった。復元の精度を高めるには、支間 1/4 から支点ウェブにおける曲げ上げ状況も非破壊調査などにより確認することで PC 鋼材の詳細な復元図を作成するのがよいと考える。

3.5 プレストレス

当初設計がある場合は一般にプレストレスを変更する必要はないが、当初設計がない場合は調査によりプレストレスを明らかにする必要がある。しかし、プレストレスを高精度に把握できる調査方法は現状ない。したがって、現時点では上記で得られた復元図に基づく復元設計によってプレストレスを推定するのがよいと考える。

なお、既往の荷重試験によると、荷重試験における曲げひび割れ発生荷重と復元設計から計算した曲げひび割れ発生荷重の比である曲げひび割れ耐力比は 0.97~1.06 であることが確認されている（表-5）。つまり、プレストレスは特別な理由がないかぎり、経年的に低下することがないといえる。

4. 現況の耐荷力評価に関する検討

4.1 非破壊調査を利用した耐荷力評価

(1) 各要因が PC 部材の耐荷力に与える影響

H 橋撤去桁の解体調査により得られた情報をもとに、各要因が曲げ破壊耐力に与える影響を試算した結果を表-6 に示す⁵⁾。ここで、曲げ耐力比 100%は設計値を入力した場合である。健全部におけるコンクリート強度や PC 鋼材引張強度の不確かさが既設 PC 橋の耐力に与える影響は曲げ耐力比で 99~104%と算出された。一方、PC 鋼材破断およびグラウト充填不足が支間中央で全数の 25% 生じている場合の曲げ耐力比はそれぞれ 76%, 93%と算出される結果になった。

以上より、現況の耐荷力評価を行ううえで重要な情報は、PC 鋼材破断本数(残存プレストレス)、PC 鋼材破断位置、およびグラウト充填不足(平面保持の有無)であることがわかった。

(2) 非破壊調査の適用性

劣化が顕在化した既設 PC 橋の曲げ耐力を評価することを目的に、H 橋撤去桁の支間中央付近の下フランジについて非破壊調査を適用した結果を表-7 に示す⁵⁾。表中の精度は解体調査および現況再現設計との答え合わせをした結果である。残存プレストレスと PC 鋼材破断位置に関しては既存の非破壊調査でも 10%程度の精度を有することが確認された。一方、グラウト充填不足については PC 鋼材が密に配置されかつ断面形状が複雑な PC 桁下フランジへの適用は困難であることが確認された。

以上より、PC 鋼材の破断は既存の非破壊調査を組み合わせることで破断本数と破断位置を概ね把握できることがわかった。グラウトの有無は非破壊調査が適用可能なウェブで実施し、支間中央下フランジ部についてはその結果をもとに間接的に評価するのがよいと考えられる。

4.2 既存耐力式を適用するときに必要な調査方法

(1) PC 鋼材が腐食している場合

腐食した PC 鋼材の機械的性質は直接確認できないため、腐食状況より推定する必要がある。

L 橋の撤去桁より採取した PC 鋼材の腐食状況と引張試験の結果を表-8 に示す⁶⁾。腐食がより軽微である分類 2 以下のものであれば設計値と同等以上の引張強度を有するが、腐食が進行した状況である分類 3 と分類 4 の引張強度は設計値を下回り、変動係数も大きくなった。また、伸びに関しては分類 3 と分類 4 では設計値の 0.5 倍程度まで低下した。

以上より、PC 鋼材の腐食状況が分類 1 もしくは素線の一部が分類 2 にとどまる範囲であれば既存耐力式を適用できることが示された。一方、分類 3 や分類 4 の腐食が確認された場合は既設耐力式を適用できないばかりか、H 橋撤去桁調査ではその近傍で破断が確認されたことか

表-6 各要因が曲げ耐力に与える影響

要因	曲げ耐力比(%)		
	最小	平均	最大
コンクリート強度	101 (52.2N/mm ²)	102 (60.7N/mm ²)	102 (69.3N/mm ²)
PC 鋼材引張強度	99 (1696N/mm ²)	101 (1740N/mm ²)	104 (1785N/mm ²)
PC 鋼材破断率	76 (25%)	88 (12.5%)	100 (0%)
グラウト充填不足	93 (25%)	96 (12.5%)	100 (0%)

括弧内は、曲げ耐力を算出するための各要因の入力値であり、コンクリート強度と PC 鋼材引張強度については健全部において非超過確率 5%となる値を用いた。

表-7 既設 PC 橋への非破壊調査の適用性⁵⁾

調査項目	調査方法	適用上の留意点	精度
残存プレストレス	コア応力解放法	断面修復部を避け、支間中央下面に適用する	10%程度の誤差
PC 鋼材破断位置	漏洩磁束法	表面側の PC 鋼材に適用する	破断 1 本(全数の 12.5%)
グラウト充填不足	SIBIE 法	T 桁下フランジには適用困難	-

表-8 腐食 PC 鋼材の引張試験結果⁶⁾

分類	PC 鋼材の腐食状況	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
1	錆があっても薄錆(表面錆)である	1728 ±2%	5.94
2	点状の錆が目立つ	1641 ±7%	3.38
3	断面欠損が目立つ	1477 ±8%	2.06
4	PC 鋼材の径が小さくなっている	1190 ±14%	1.76
	設計値 (φ 5mm)	1620	4.0

注) 引張強さは平均値±変動係数で表示した。

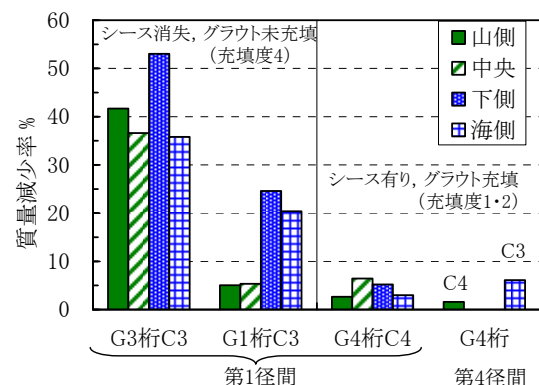


図-5 グラウトの有無が PC 鋼材腐食に与える影響³⁾

ら、引張抵抗材とみなさないのがよいと考えられる。

(2) グラウト充填不足がある場合

グラウト充填不足は図-5 に示すように PC 鋼材の腐食リスクを高める³⁾とともに、耐荷力に影響する範囲でグラウトが充填されていない場合には主桁コンクリートとの付着一体性を確保できないおそれがある。つまり、

既設 PC 橋の耐荷力を既存耐力式により評価するときには、グラウト充填不足を調査により確認し、必要に応じてグラウト再注入を実施するのがよいと考えられる。

なお、既設 PC 橋のグラウト充填調査のポイントは文献 3) に整理されている。

(3) コンクリート断面欠損がある場合

コンクリートに浮きや剥離といった断面欠損がある場合は、PC 部材として有効断面でなくなる。PC 部材の有効断面として回復させる場合は、単に断面修復するだけでなく、追加プレストレスが必要になる⁶⁾。また、一般的な PC 桁の場合、修復可能な範囲はオーバプレストレスを回避する観点より PC 鋼材 2 段分のかぶり程度までとされる⁶⁾。たとえば、H 橋では、桁高 1200mm の約 1 割の断面欠損が認められた場合は当初断面のまま耐荷力を回復させることが困難となる。

なお、これらの検討の詳細は文献 6) に示されている。

5. 補強の耐荷力評価に関する検討

ここでは、耐荷力の回復を目的とした外ケーブル工法による補強を適用する場合の調査方法について検討した。

5.1 外ケーブル工法の補強限界について

PC 鋼材が 25% 破断した H 橋の外ケーブル補強桁の載荷試験により、外ケーブル工法の補強効果は引張鉄筋が補強前に受ける応力履歴が降伏応力までであれば補強後の荷重応力関係は RC 計算（コンクリートが引張応力を受け持たず、すべて鉄筋が受け持つ場合の計算）と概ね一致し、かつ、PC 計算（コンクリートに引張応力を受け持たせた場合の計算）は安全側の設計値を与えることが確認されている（図-6）⁷⁾。また、既往の研究資料を含め、既設 PC 鋼材破断率が 25~29% 程度であれば、既存の外ケーブル設計手法で評価した補強効果が期待できることが確認されている⁷⁾。なお、上記の結果はグラウトが充填されている場合に限られる。

以上より、既存耐力式により外ケーブル補強による耐荷力評価を行う場合は、既設 PC 鋼材の破断が全数の 30% 以下であり、グラウトが完全に充填され、かつ、過大な曲げひび割れが生じていないことを調査により把握する必要がある。

5.2 外ケーブル補強効果の経年影響について

H 橋および既往の研究資料より 11~22 年使用された外ケーブル緊張材の残存強度はいずれも規格値を上回り、明確な経年変化は認められなかった（図-7）⁸⁾。また、H 橋で外ケーブル補強後 21 年経過した外ケーブル定着部の耐荷性能を検証した結果、現行の基準に照らしても十分な耐荷性能を有することが確認された（表-9）⁹⁾。

以上より、外ケーブル補強効果は、特別な理由がないかぎり、経年の影響を受けないことが示された。

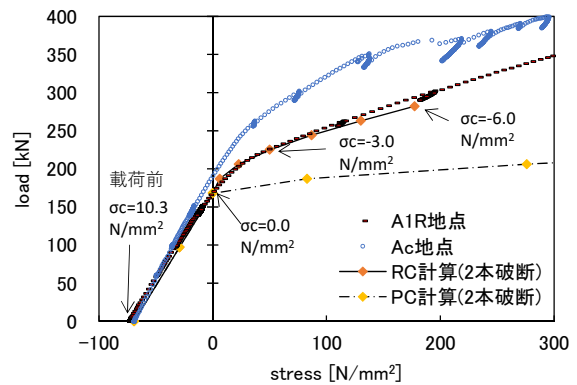


図-6 外ケーブル補強桁の荷重-引張鉄筋応力⁷⁾

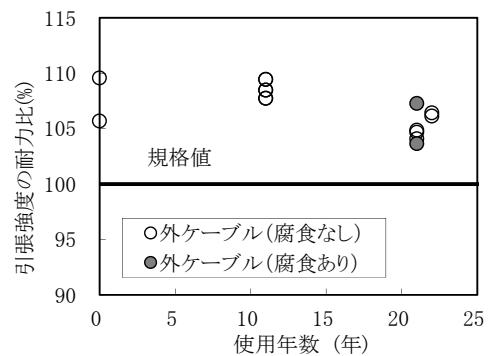


図-7 外ケーブル緊張材の引張強度の経年変化⁸⁾

表-9 外ケーブル定着部の載荷試験結果⁹⁾

	実験値 (kN)	設計値 (kN)	実験値/ 設計値
弾性限界荷重	720	463	1.55
せん断伝達耐力	1199	783	1.53

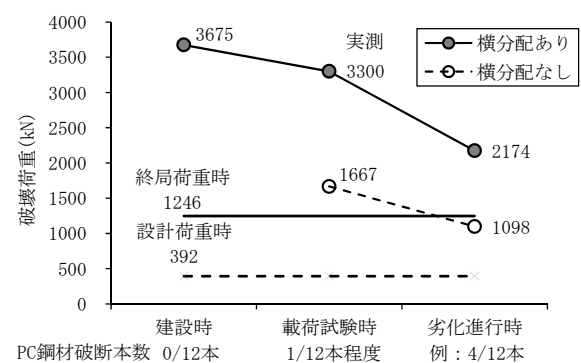


図-8 劣化状況の違いが橋全体耐力に与える影響¹¹⁾

5.3 橋全体としての耐荷力について

ここまでの考察は、橋を構成する主部材の耐荷力についてである。一方、橋全体としての耐荷力についても補強を行う前に、調査により把握する必要がある。

たとえば、F 橋の現地載荷試験によると実測された破壊荷重は 3300kN であり、事前調査により PC 鋼材 12 本中 1 本程度が破断した状態であっても設計断面力（終局

荷重時 1246kN) を大きく上回ることが確認された¹⁰⁾。
この現地載荷試験の結果をもとに、PC 鋼材の破断本数と横分配の有無を変化させた場合の破壊荷重を推定した結果を図-8 に示す。極端な例であるが、横分配を期待しないことは、PC 鋼材破断に比べ橋全体としての耐荷性能の低下に与える影響が大きいことがわかる¹¹⁾。

また、F 橋は 1960 年に建設された一等橋(活荷重 TL20)であるが、当初設計の設計断面力は道路橋示方書における同規格の橋よりも大きく、現行基準の B 活荷重に相当するものであった(図-9)¹¹⁾。現在の設計に比べ安全側に設計された要因は、設計荷重時の算出段階で横分配を小さく見積る手法であったこと、終局荷重時を 2.1(D+L)と現在の 1.7(D+L)より大きく見積もることが挙げられる。

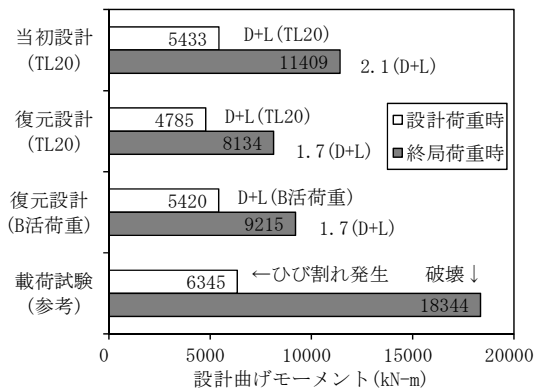
以上より、補強にあたっては部材単位の耐荷力だけでなく、橋全体として求められる耐荷力に対しても補強設計を行うべきことが示された。

6. まとめ

既設 PC 橋の耐荷力評価に必要な調査方法に関する考察を行った結果、次のことが確認された。

- (1) 撤去 PC 桁を対象とした材料試験や寸法調査では当初設計の規格値以上となっていることから、当初設計等により材料強度や部材寸法を把握できる場合にはそのまま設計値に反映できる。一方、現地調査に基づき設計強度を推定するときには経年の影響や部位形状のばらつきを考慮する必要がある。また、PC 鋼材配置の復元の精度を高めるには、詳細な調査による復元図の作成と復元設計の実施が欠かせない。
- (2) 現況の耐荷力評価を行ううえで重要な情報は PC 鋼材の破断本数(残存プレストレス)と破断位置、およびグラウト充填不足であり、既存の非破壊調査手法を組み合わせることでこれらの情報を概ね把握することができる。また、既存耐力式を適用するときには、PC 鋼材やコンクリートの状況を現地調査により把握し、適用の可否を確認する必要がある。
- (3) 現地調査により PC 鋼材破断率が 25~29%程度以下かつグラウトが十分に充填されていることが確認された既設 PC 桁であれば、外ケーブル工法による補強効果が確実に発揮されることを示した。ただし、補強にあたっては外ケーブル補強効果の経年影響は考慮しなくてよいものの、部材単位の耐荷力だけでなく、橋全体として求められる耐荷力に対しても補強設計を行う必要がある。

謝辞：本研究は土木研究所とプレストレス・コンクリート建設業協会の共同研究の成果の一部である。本研究に際してご協力を頂いた関係各位に感謝の意を表します。



注) 復元設計(TL20)は平成 2 年道路橋示方書、復元設計(B 活荷重)は平成 24 年道路橋示方書による。

図-9 設計基準の違いが設計断面力に与える影響

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート技術協会:PC 構造物の復元設計研究委員会成果報告書, 2010.3
- 2) 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 橋の更なる予防保全に向けて—, 2015.3
- 3) 土木研究所, プレストレスト・コンクリート建設業協会:撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書—既設 PC 橋のグラウト充填状況に着目した解体調査—, 2016.3
- 4) 青木圭一, 渡邊晋也, 三加崇, 宮永憲一, 睦好宏史:供用後 40 年経過した PC 桁の性状から推定される PC 橋の性能評価, 土木学会論文集 E2, Vol.71, No.3, pp.283-302, 2015
- 5) 櫻井義之, 國富康志, 山本将, 大島義信:非破壊調査による既設 PC 橋の性能評価に関する検討, 第 28 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.393-398, 2019.11
- 6) プレストレスト・コンクリート建設業協会:プレストレス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
- 7) 渡辺遼, 清水宏一朗, 山本将, 石田雅博:損傷を有する PC 桁の外ケーブル補強効果に関する研究, 第 28 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.605-610, 2019.11
- 8) 北野勇一, 三本竜彦, 山本将, 石田雅博:既設 PC 橋の補強材として 21 年使用された外ケーブルの解体調査, 第 28 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.579-582, 2019.11
- 9) 小野塚豊昭, 北野勇一, 藤原保久, 村井弘恭:撤去 PC 桁を用いた外ケーブル補強工法定着部の載荷試験, 第 28 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.611-614, 2019.11
- 10) 吉田英二, 石田雅博, 西須稔, 清水宏一朗:撤去予定の PC ポステン T 桁橋を活用した現地実橋耐荷力試験, 第 27 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.593-596, 2018.11
- 11) 國富康志, 北野勇一, 吉田英二, 石田雅博:PC 橋の補修補強技術の高度化に関する研究, 第 27 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.589-592, 2018.11