

報告 58 年経過した 2 径間連続 PC 桁橋の解体

山元 康弘*1・近藤 里史*2・田尻 太郎*3・岸 徳光*4

要旨：供用開始から 58 年が経過した 2 径間連続 PC 桁橋の解体・撤去にあたり竣工時の設計計算書を調査したところ、フル PC 橋であることが明らかとなった。鉄筋比が現在の標準と比較して非常に小さくかつ丸鋼であったため、解体時に不用意に PC ケーブルを切断すると落橋の恐れがあった。そのため、事前に健全度調査を行い、通常の設計計算法が適用可能であることを確認した後に施工ステップ解析を行い、解析結果に基づいて解体時に無応力化を図る工法を採用し、かつ各種落橋対策を実施した。解体結果もあわせて報告する。

キーワード：フル PC 橋、解体施工、事前ステップ解析、緊張力開放

1. はじめに

一般国道 275 号に建設されている G 橋は橋長 60 m の 2 径間連続 PC 桁橋で竣工は 58 年前である。既に老朽化しているとの調査結果を受け、撤去し新橋架設の運びとなった。

昭和 32 年の設計図書によれば、本橋梁は、図-1 に示されているとおり PC ケーブルの緊張力によってほぼ全ての曲げ作用に抵抗するフル PC（以下、FPC）桁橋となっていることより、解体時には緊張力の喪失によって無筋コンクリート桁に近い状態となり、落橋の危険があった。そのため、施工手順を再検討するステップ解析の必要性が生じた。また、老朽化によるコンクリートの引張強度の信頼性の低さや、橋脚近傍桁下面に明瞭な既存クラックが認められたため、実挙動と解析結果の乖離も懸念されたことより、事前に耐荷力試験を実施して現況の解析結果と比較検討を行うこととした。さらに、ステップ解析結果に基づいてジャッキアップ（ダウン）による無応力化を図り、解体時の桁切断に起因する応力増加を抑制した。しかしながら、PC ケーブル切断後は、無筋コンクリート桁として扱うのが安全であると判断し、かつ先に述べた不確定要素の影響が無視できないため、最終的にはベント間をつなぐ形で桁全長に渡って落橋防止用の縦桁を配置し、解体施工を実施することとした。

2. 対象橋梁の断面状況

対象橋梁は、昭和 32 年時における竣工時の設計図書の調査から、以下の点が明らかになり、FPC 桁橋であることが判明した（図-2）。すなわち、

- (1) 主桁の断面寸法が約 1100×400 mm に対して、引張主鉄筋はφ9 が 4 本の単鉄筋であり、鉄筋比は 0.05% 程度と非常に小さい。
- (2) 鉄筋は全て丸鋼である。

また、解体に際して発生しうる丸鋼の問題点として、以下の点が挙げられた。

- (1) 丸鋼はフック定着が基本であるので、フック間の定着は期待できない。
- (2) 従って、桁切断位置によっては鉄筋が抵抗せず、無筋に近い状態になることが懸念される。
- (3) 一方で、竣工時の設計図書には定着位置の記載はなく、鉄筋加工図のみでは設計年度が古いことから、安易に桁を切断することは危険であると判断した。
- (4) 従って、解体時に PC ケーブルを切断した後は、無筋コンクリート桁として扱うべきである。

3. 載荷試験の概要

載荷試験は積荷を満載し全重量を 25 ton 程度に調整したダンプトラック 2 台を、支間中央に縦列および並列に配置する全 8 ケースについて行った。載荷試験の目的は、既存ひび割れ等を有する現況状態への通常の設計計算手法の適用性である。対象橋梁の断面状況と経年劣化を考慮し、解析には、以下を仮定した。

- (1) 軸方向鉄筋の鉄筋比が非常に小さいため、引張作用に抵抗するのは、引張側コンクリートと PC ケーブルによる緊張力のみとする。
- (2) PC ケーブルのグラウト状態は不明であることより、安全側で対応するために、PC ケーブルの緊張力が既に消失し、鉄筋と同様にその軸剛性のみが機能しているものと仮定する。但し、断面計算では PC ケーブルの鉄筋換算は行わないこととする。

25 ton トラック 2 台を用いた載荷試験結果では、ひずみ測定値は 50 μ 程度であり、その値は解析結果よりも若干大きい程度であった。これより、本橋梁の応力状態は、弾性計算で十分評価できる範囲であることが明らかになった。

*1 (株)砂子組 土木部 (正会員)

*2 (株)砂子組 土木部 (正会員)

*3 (株)砂子組 土木部 博士（工学） (正会員)

*4 室蘭工業大学大学院 くらし環境系領域 特任教授 工博 (正会員)

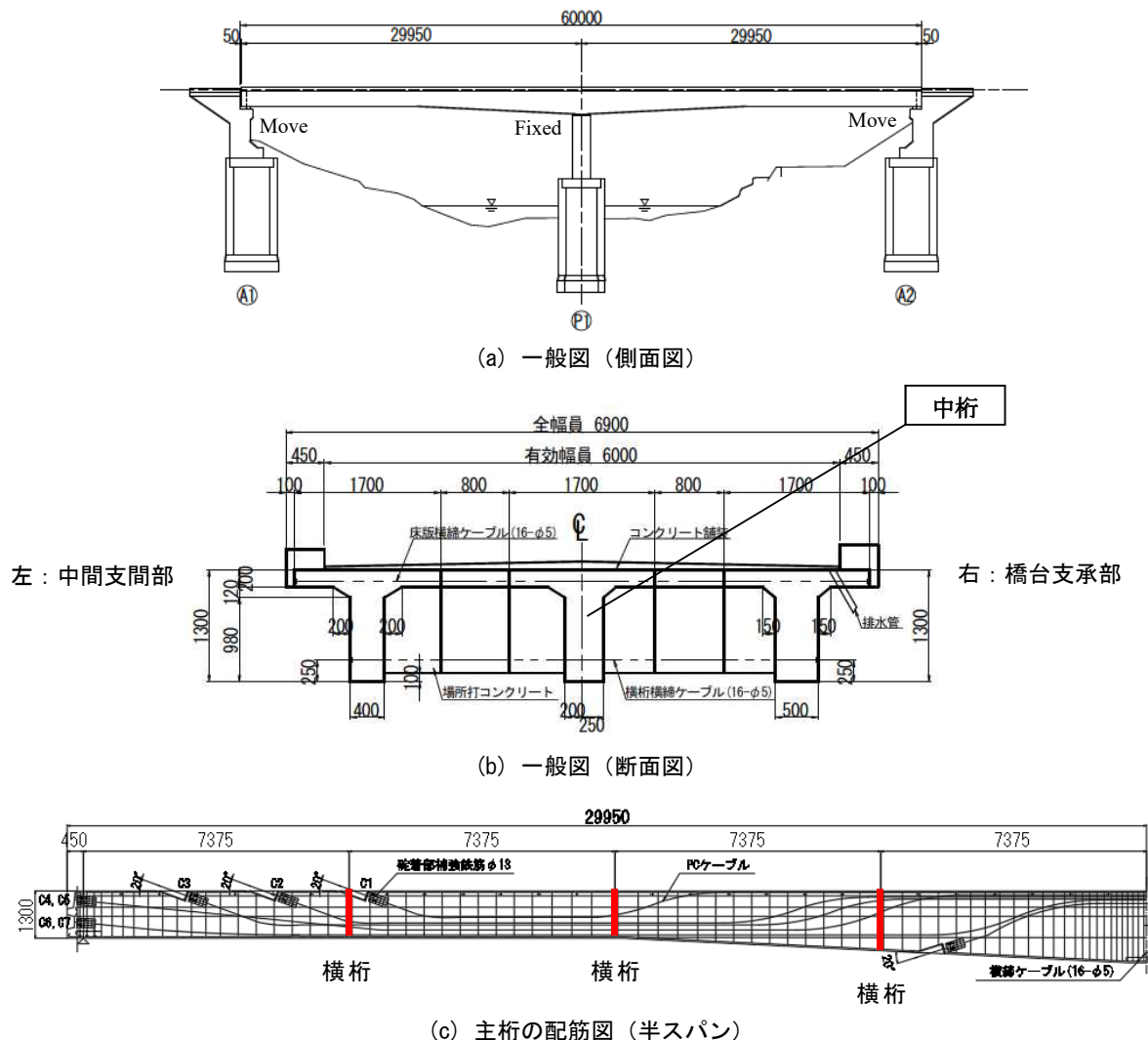


図-1 G橋の概要図

4. 施工ステップ解析

図-3 には、上述の(1)(2)の仮定に基づいた中桁（図-1）の上下縁応力分担分布を示している。図中、横軸は橋軸方向長さであり、横桁間隔毎に目盛りを取っている。また、青、赤線はそれぞれ桁上縁、下縁の応力であり、青、赤点線はそれぞれコンクリートの許容圧縮応力度、同引張強度である。前述のように、現況状態における解析においては PC ケーブルの緊張力は消失しているものとし、かつ補強筋としての効果も無視したことより、解体時の PC ケーブル切断に際しては、図-3 に示す赤色の塗りつぶし部で、広範囲に桁コンクリートが破損する恐れがあった。そのため、図-4 に示すように、横桁直下にベントを設けて支持することとした。図中、白抜きローラー支点がベント位置であり、上向き反力に対してのみ抵抗するように設置した。コンクリート強度は昭和 32 年の設計図書より、 $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ 、弾性係数 $E=31,000 \text{ N/mm}^2$ 、引張強度は $f_t=0.23 f_{ck}^{2/3}$ として評価した。

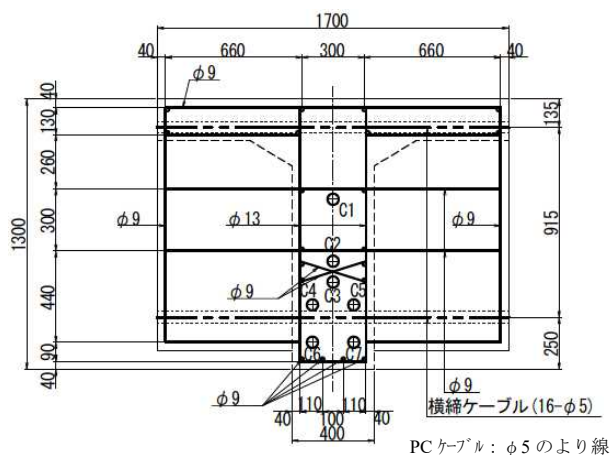


図-2 主桁配筋図

ベント敷設時（解体開始時）の解析においても、現況状態に対する解析時と同様の仮定を考慮し、自重によって変形した状態でベントが敷設されるものとした。

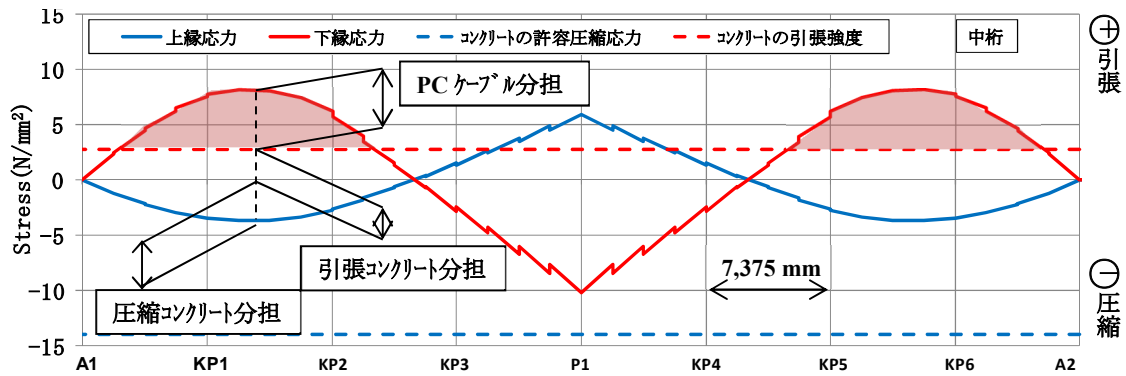


図-3 現況の中桁上下縁応力分布

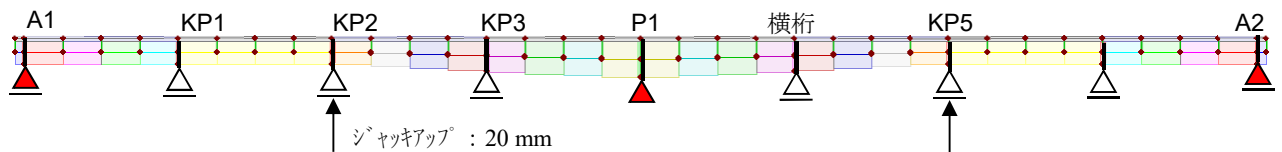


図-4 フレーム解析モデルとベント位置

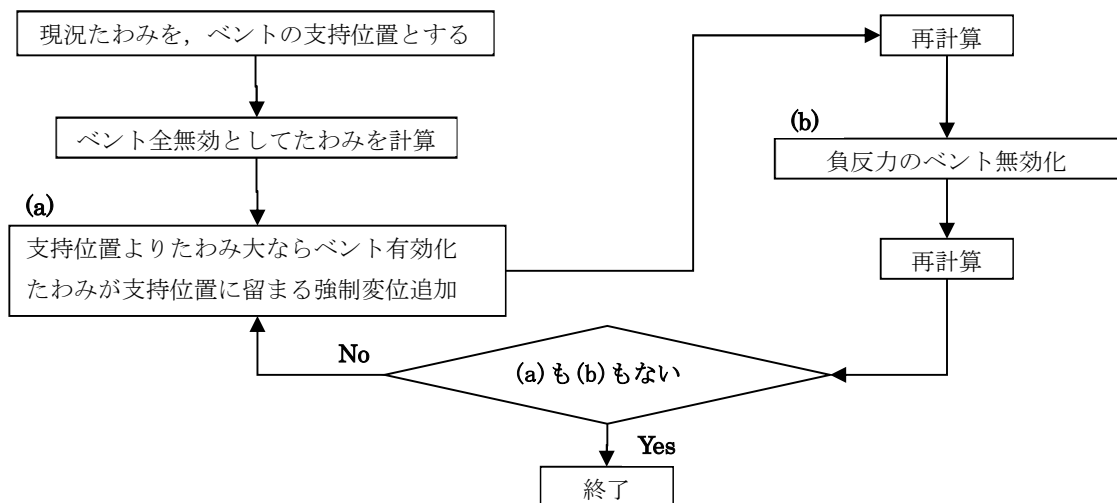


図-5 解体過程の各ステップの計算フロー

自重による変形状態下でのベントの敷設を仮定すると、解体過程において全てのベントに均等に桁重量が配分されないことは勿論である。また、解析上負反力が発生する場合には、桁がベントから浮いた状態になるため、負反力を解放するための繰り返し計算が必要である。負反力を考慮した繰り返し計算は、図-5の手順で行うこととした。1回の桁の撤去長さは横桁間隔とし、端部からの順次撤去を開始する計算を行ったが、撤去時の無効力化を図るため、図-4に示した径間中央のベントでKP2とKP5で20mmのジャッキアップを行うこととした。ジャッキアップ量は、桁上縁に過大な引張応力が作用しない範囲として決定した。

図-6には、ジャッキアップ時における中桁上下縁の応力分布を示している。図中、青、赤太線はそれぞれジ

ャッキアップ後における桁上縁、下縁の応力であり、細線はジャッキアップ前の桁上縁、下縁の応力である。また、青、赤点線は図-3と同様にそれぞれコンクリートの許容圧縮応力度、引張強度であり、赤三角印は有効に働いているベント及び支点を表している。図-6の状態では図-4に示すA1～KP3を撤去すると、既存ひび割れのある橋脚周辺桁下面の引張応力が増加傾向にあったことより、A1～KP1を撤去した時点で、KP2のジャッキをダウンすることとした。図-7はその時点での応力状態である。この時点が応力的に最も厳しい状態であり、それ以降の撤去時には作用応力は十分小さい状態であった。

図-8に解析モデルを示す。解析モデルは、床板（桁上面）の応力状態をより現実に即して評価できるようにするために、主桁と床板を独立した梁要素としてモデル

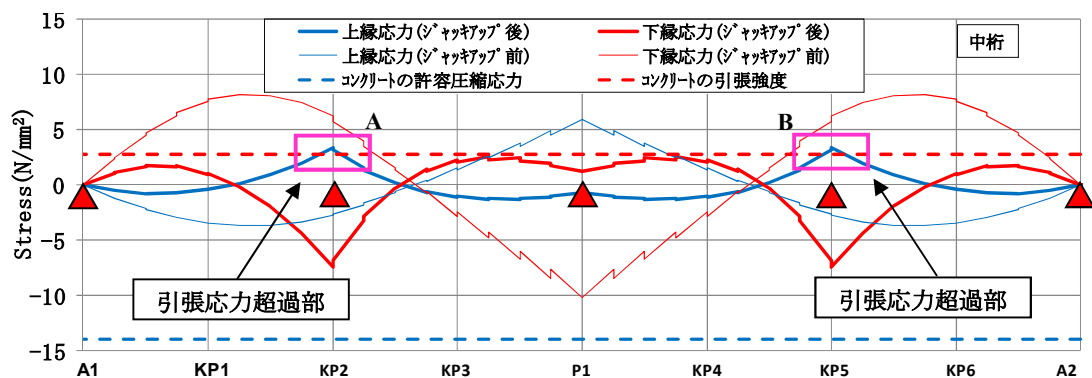


図-6 ジャッキアップ時における中桁上下縁応力分布

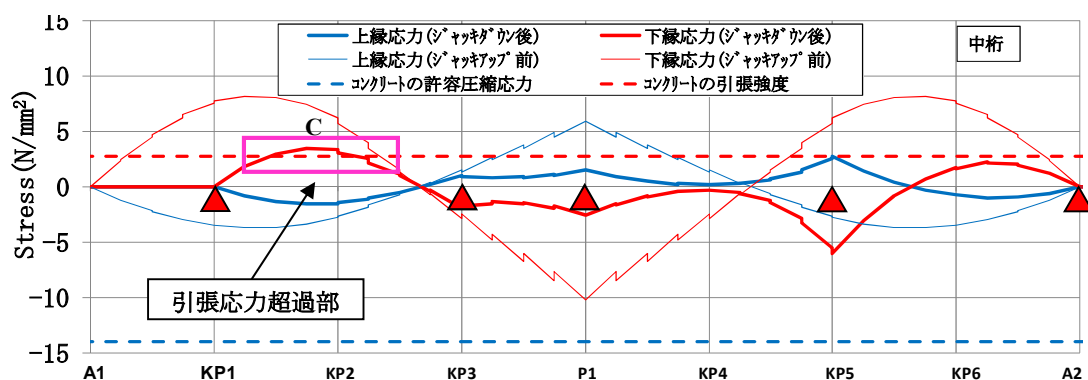


図-7 ジャッキダウン時における中桁上下縁応力分布

モデルイメージ

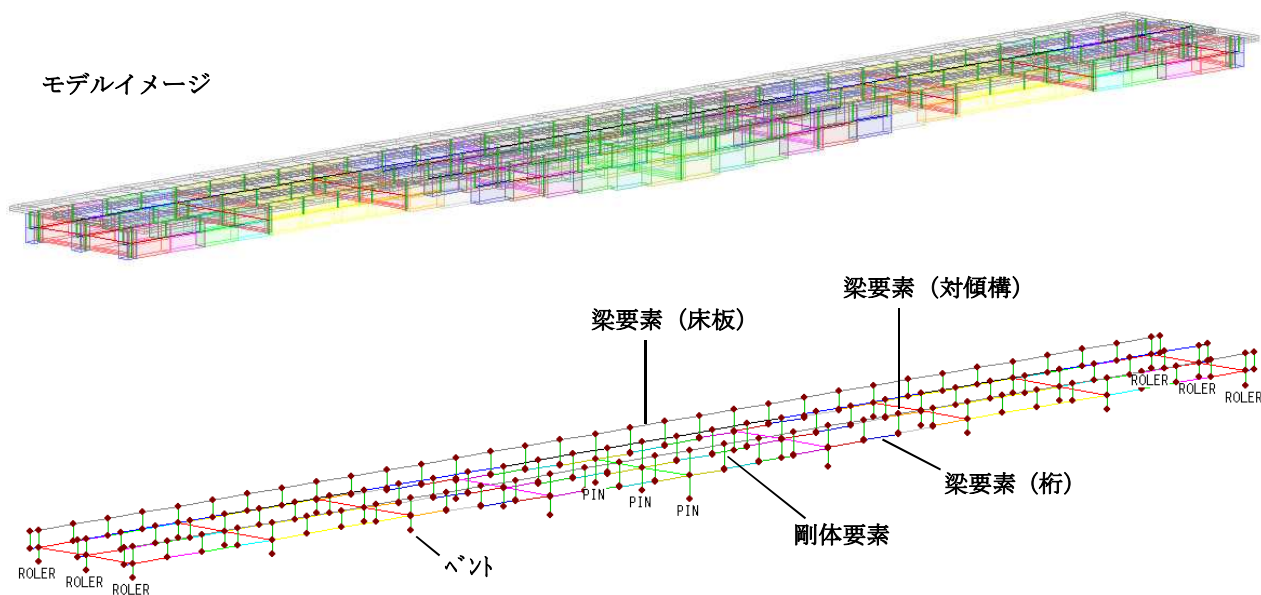


図-8 解析モデル

化し、両者を剛体要素で結合して立体構造を表現した。その際の床版幅は合成桁の有効幅を準用できるものと仮定したが、全断面有効となった。

5. 補強対策および落橋防止

図-6 のジャッキアップ点 A, B で、桁上縁応力がコンクリートの引張強度を僅かに超過したため、横桁間隔

1/4 の範囲に D25 @ 125 を配置し、厚 40 mm の超緻密高強度繊維補強材²⁾(高強度モルタル)で補強することとし、断面計算によって応力状態がコンクリートの引張強度以下になることを確認した。図-9 には、配筋及び高強度モルタルの打設状況を示している。

図-7 の C の桁下面については各種補強工を検討したが、1) 高所作業で施工が困難なこと、2) 補強材重量を



(a) 補強鉄筋 (D25@125)



(b) 高強度モルタルの打設

図-9 補強工



図-10 ベントおよび縦桁

考慮すると大きな応力改善にはならないこと、3) 老朽化によりコンクリートの引張強度を十分に信頼できないこと、さらに 4) ステップ解析ではジャッキ変位を除き具体的な変位が数 mm 程度となり、安全側の仮定の下での解析結果が必ずしも施工時の実挙動と整合しない可能性があること、等より、最終的には、図-10 に示すようにベントを縦桁で繋ぎ、落橋防止を図ることとした。なおジャッキアップの前提はベントが不動点であり、縦桁の目的は施工中に桁が折れた場合に対する落橋防止対策である。

設計では施工中の小型重機 (TL-20 相当) の重量を考慮し、最大死荷重を 15% 増加させて検討を行っている。また、荷重分散を図るために、ベント境界で縦桁をアンクル材で連結して連続化し、突発的に主桁が破損した場合においても、縦桁に過度な応力集中が発生しないように主桁と縦桁間の隙間には発泡スチロールを間詰めした。

6. 施工手順

解体施工手順の概要は以下の通りである。すなわち、

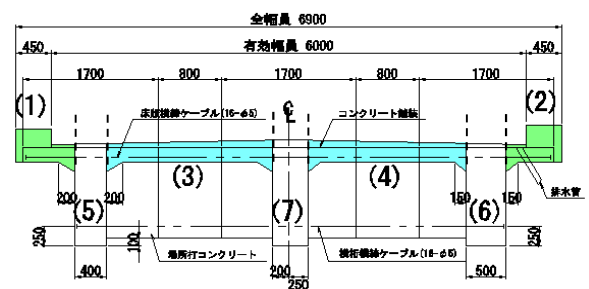


図-11 桁解体順序

1) 図-11 に示すように、全スパンに渡って張出部 (図中の緑色部) を撤去し、橋梁全体の重量の軽減を図る。2) 横桁間隔単位で端部から桁撤去を開始する。3) 横桁間隔単位では、最初に床版と横桁部 (図中の青色部) を撤去して断面の捩り剛性を低下させることとし、4) 外桁、中桁の順で切断する。なお、切断された桁の撤去に際しては、クレーンを用いてつり上げた際にひび割れが発生することを防ぐために、玉掛間隔を 5 m 以下にすることとした。なお図中の番号(1)～(7)は、撤去順序を表している。

表-1 切断面での PC ケーブル縮み量 (mm)

A1~KP1						
G1		G2		G3		
A1側	KP1側	A1側	KP1側	A1側	KP1側	
1	1.0	2.1	0.5	1.0	1.2	2.8
2	1.7	1.9	1.9	1.8	1.4	2.0
3	0.8	1.2	0.6	2.6	0.8	1.0
4	0.8	1.4	0.5	1.7	1.4	1.4
5		0.3		1.1		1.0
6		0.4		0.3		1.0
平均	1.0	1.2	0.9	1.4	1.2	1.5
計	2.2		2.2		2.7	

KP1~KP2						
G1		G2		G3		
KP1側	KP2側	KP1側	KP2側	KP1側	KP2側	
1	2.1	0.6	2.0	0.3	2.0	1.1
2	1.8	1.5	2.0	0.4	1.0	0.9
3	1.7	0.5	1.4	0.6	0.5	1.0
4	2.7	1.0	1.5	1.3	1.5	0.7
5	1.0	1.0	0.8	0.2	0.2	1.2
6	0.6	1.0	0.7	1.0	0.6	0.6
7		0.5		1.0		0.4
平均	1.6	0.9	1.4	0.7	0.9	0.8
計	2.5		2.0		1.8	

KP2~KP3						
G1		G2		G3		
KP2側	KP3側	KP2側	KP3側	KP2側	KP3側	
1	1.4	0.1	1.1	0.6	1.7	0.8
2	1.8	1.8	1.2	1.1	1.5	1.1
3	2.1	1.4	1.2	1.4	2.3	2.6
4	1.9	0.8	0.7	0.7	0.7	1.8
5	1.6	0.5	0.8	0.9	1.0	1.1
6	1.2	0.7	0.9	1.1	0.9	1.7
7	1.3	0.7	0.7	0.8	0.8	1.3
平均	1.6	0.8	0.9	0.9	1.3	1.5
計	2.4		1.8		2.7	

KP3~P1						
G1		G2		G3		
KP3側	P1側	KP3側	P1側	KP3側	P1側	
1	0.7	0.9	2.3	1.4	1.0	0.3
2	0.7	1.1	1.6	0.7	0.7	0.4
3	3.2	0.5	1.8	0.8	1.4	0.4
4	1.3	0.6	1.6	0.7	0.8	0.8
5	1.5	0.3	2.3	1.0	0.6	0.5
6	0.7	0.0	1.5	0.6	0.6	0.6
7	0.8	1.8	1.4	0.8	0.5	1.5
8		0.7		0.9		0.5
平均	1.3	0.7	1.8	0.8	0.8	0.6
計	2.0		2.6		1.4	

P1~KP4						
G1		G2		G3		
P1側	KP4側	P1側	KP4側	P1側	KP4側	
1	1.1	0.9	1.2	1.4	0.9	0.8
2	0.7	1.0	1.1	0.8	1.7	1.1
3	0.7	1.1	1.5	1.1	0.8	1.1
4	0.6	1.2	0.8	1.0	0.7	0.7
5	1.3	1.1	1.8	1.6	0.7	1.4
6	0.8	1.1	0.8	0.8	0.8	1.0
7	1.1	1.1	2.1	0.9	1.5	0.7
8	0.9		1.1		0.9	
平均	0.9	1.0	1.3	1.1	1.0	0.9
計	1.9		2.3		1.9	

KP4~KP5						
G1		G2		G3		
KP4側	KP5側	KP4側	KP5側	KP4側	KP5側	
1	1.1	1.2	1.0	1.1	0.9	1.1
2	1.0	2.8	1.4	1.2	1.3	1.4
3	0.9	1.2	0.8	1.5	0.8	0.8
4	1.3	1.6	1.0	1.0	1.4	1.2
5	1.1	0.7	1.0	1.3	1.6	0.9
6	0.4	0.8	1.2	0.8	1.5	0.9
7	0.8	1.0	0.4	1.1	1.2	1.3
平均	0.9	1.3	1.0	1.1	1.2	1.1
計	2.2		2.1		2.3	

KP5~KP6						
G1		G2		G3		
KP5側	KP6側	KP5側	KP6側	KP5側	KP6側	
1	1.5	0.6	1.5	1.1	1.8	0.9
2	2.1	1.8	1.4	1.6	2.8	2.3
3	1.3	1.4	1.8	1.4	2.1	1.5
4	1.4	1.4	1.8	1.5	2.4	0.9
5	1.6	0.7	0.8	1.1	2.1	0.9
6	1.1	0.6	0.6	0.7	0.9	1.2
7	1.1		0.6		0.9	
平均	1.4	1.1	1.2	1.2	1.8	1.3
計	2.5		2.4		3.1	

KP6~A2						
G1		G2		G3		
KP6側	A2側	KP6側	A2側	KP6側	A2側	
1	1.7	1.0	1.1	1.0	1.7	1.3
2	1.4	0.7	1.0	0.6	1.7	0.9
3	1.1	1.0	1.5	0.8	2.0	0.5
4	1.5	0.5	2.0	0.9	2.3	1.1
5	0.7		0.8		1.3	
6	1.0		1.9		1.6	
平均	1.2	0.8	1.4	0.7	1.8	0.9
計	2.0		2.1		2.7	



7. 解体結果

図-4 の A1~KP1 を切断撤去する過程で、PC ケーブル切断の数分後に橋面上で体感できる程度の揺れおよび衝撃音が観測された。PC ケーブルの切断によって切断部の緊張力が解放され、周辺グラウトとの付着が瞬間的に切れたことによるものと推察されるが、その後の過程ではこのような事象は観測されていない。これは、付着切れが徐々に進展したことによるものと推察される。

図-12 には桁切断面を示している。図より、目視によるコンクリートの劣化は見られないものの、シース管内部にはグラウトが充填されていない部分が確認できる。

表-1 には、全切断面で実測した PC ケーブルの縮み量を示している。桁切断単位で各主桁における縮み量の平均を求めると、G1 桁と G2 桁で 2.2 mm、G3 桁で 2.4 mm であり、G3 桁での縮み量が若干大きいことが分かる。いま、緊張力開放後にケーブル両端の 500 mm 間で PC ケーブルとグラウト間に付着切れがあるものと仮定して、解放された緊張力を概算すると、延長 1,000 mm に対して縮み量を平均 2.3 mm として、 $\sigma_t = 206,000 \times 2.3 / 1,000 = 413.8 \text{ N/mm}^2$ となる。一方、昭和 32 年の設計図書では有効引張応力度は 1577.8 N/mm^2 (161 kgf/mm^2) となっており、経年劣化で緊張力の 2/3 強が失われていた可能性も否定できない。

以上の解体過程において、当初危惧していた PC ケーブル切断後におけるコンクリートの引張強度超過部におけるひび割れの発生や、桁が破損して縦桁が機能する事態には至らず、安全に解体作業を終えることができた。



図-12 桁切断面

8. まとめ

- (1) 概算した残存緊張力は 50 年以上の経年劣化で、当初の 1/3 程度であり、本文で述べたステップ解析と各種工法の事前決定は必須であったと判断される。
- (2) 前世紀の PC 橋の解体として、今後もこのようなケースは発生すると思われる。
- (3) 今後架設される PC 橋においては、解体施工も考慮し、特に PC ケーブルの緊張力を確認できるシステムや機構等の組み込みが望まれる。

参考文献

- 1) 堀田暢夫、中嶋尚志、竹森博美：一般国道 275 号 G 橋架替えの経緯—E1 判定の橋梁への対応について、第 59 回北海道開発技術研究発表会、2016.2
- 2) 松井繁之著：道路橋床版の長寿命化技術、森北出版株式会社、2016.9