

下弦ケーブルを用いた有ヒンジラーメン橋（喜連瓜破高架橋）の補強効果の確認

(株) 富士ピー・エス 正会員 ○ 西 弘
 (株) 富士ピー・エス 正会員 川谷 泰山
 阪神高速道路公団 非会員 鈴木 威
 阪神高速道路公団 正会員 若槻 晃右

1. はじめに

喜連瓜破高架橋は供用開始から約25年が経過した橋長154mのPC3径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋である。本橋では中央ヒンジ部の垂れ下がり量が大きいこと、進行が予測されること、また、アルカリ骨材反応（以下、ASR）の劣化を窺わせるコンクリートの力学的特性値が確認されていることなどから、構造性能の低下が懸念された。これらの原因は広義のコンクリートクリープやASRの影響などによる複合的な要因であろうと推定され¹⁾、平成15年度の大阪松原線大規模補修工事に、今後の垂れ下がり抑止や回復を目的とした下弦ケーブルを用いた補強工事が行われた（写真-1）。本補強方法は工事実績が極めて少ないことから、実橋における各種計測、載荷試験、経過観測に基づき、本橋の健全度評価や本補強方法の検証を行った。以下にそれらの内容について報告する。

2. 補強工事概要

2. 1 工事概要

工 事 名：大阪松原線 PC 橋梁補強工事（14-松）
 橋 梁 名：喜連瓜破高架橋（松 P464～松 P467）
 施工場所：大阪市平野区喜連西6丁目～瓜破1丁目付近
 工 期：平成15年3月28日～平成16年4月20日
 工事概要：下弦ケーブル補強，PCP横締め防護工
 構造形式：PC3径間連続2主桁有ヒンジラーメン橋
 橋梁規模：橋長 154.0m / 幅員 19.00m
 活 荷 重：B活荷重（建設当時はTL-20）
 コンクリート強度：上部工 40N/mm² / 下部工 24N/mm²

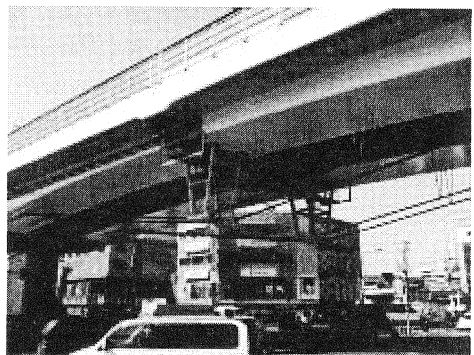


写真-1 工事完成写真

2. 2 橋梁概要および施工順序

本補強工事の概要および施工順序を表-1、図-1 に示す。

本橋は大阪市平野区内の国道309号と国道479号が直交する瓜破交差点を跨ぐ高架橋である。この瓜破交差点は一日あたり約76,000台の交通量を有する主要部であり、路下からの施工時にはヤードの確保のため一時的に交通規制が必要になること、本線部は供用中の施工となるなど、制約条件が多い施工箇所にあたる。

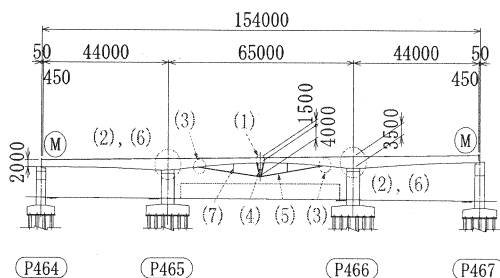


図-1 下弦ケーブル補強の施工順序

表-1 下弦ケーブル補強の工事概要および順序

順序	項 目	仕 様
	水平支承の設置	水平ゴム支承：2基
(1)	既設横桁の補強	増し厚コンクリート：40N/mm ² 補強鋼板：SM400A
	水平支承仮固定	PC鋼棒：SBPR 930/1080 φ32mm
(2)	下弦ケーブル定着部の設置	19T15：8組
	既設柱頭部の補強	増し厚コンクリート：40N/mm ²
(3)	下床版切欠きの施工	5.20m×0.26m：8箇所
(4)	ストラットの設置	STKN490B：2基
(5)	下弦ケーブルの配置	SWPR7BL 19S15.2：4本
(6)	下弦ケーブルの緊張	両引き同時緊張
(7)	制振装置の設置	SS400：16箇所

3. 実橋における計測および静的載荷試験

3. 1 目的および計測内容

本橋の健全度評価や本補強工法の検証、今後の維持管理に活用することなどを目的として、下弦ケーブル緊張作業時に実橋計測を、補強前後にはB活荷重の1/2相当の荷重載荷による実橋静的載荷試験を実施した。表-2に計測項目および目的を示す。本文では各種計測・載荷試験・経過観測を中心に述べるものとする。

3. 2 載荷方法

下弦ケーブル緊張は作業時間の制約、導入張力の左右均等化を図るため、緊張ジャッキ、ポンプを8台使用し下弦ケーブル4本を同時両引きとした。最終緊張力が $\sigma_{pi}=1230N/mm^2$ ($P_i=3, 341kN/本$)のため、 $150N/mm^2$ (約400kN) ほどの緊張ステップとし、計測項目はケーブル張力、中央径間の主桁の変位量、ひずみの挙動をリアルタイムで計測・管理を行った。なお、最終緊張力の30%、60%時点に、各緊張力による主桁たわみ量、ひずみ量の関係から最終緊張力時点の一次直線補間値と解析値を比較することで作業時の安全の確認、設計的検証を行った。静的載荷試験は補強前後に行い、荷重車は50t吊ラフタークレーン車4台(B活荷重に対して約50%の載荷状態)の配置とした。載荷ステージは3ステージとし、図-2に支間中央に着目したステージにおける載荷要領を示す。

表-2 計測項目および目的

計測項目	目的	センサー
(1) 下弦ケーブル緊張力※	下弦ケーブルの緊張力管理	圧力計 磁歪センサー
(2) 鉛直変位	垂れ下がり量改善の検証	電子スタッフ レベル(水準測量)
(3) 主桁軸方向ひずみ	設計照査および安全管理	ひずみゲージ
(4) 局部応力 ・下弦ケーブル定着部 ・中央ヒンジ部横桁 ・下床版切欠部	設計照査および安全管理	ひずみゲージ
(5) ストラットひずみ	設計照査および安全管理	ひずみゲージ
(6) 橋脚の変形	設計照査および安全管理	傾斜計 ひずみゲージ
(7) 中央ヒンジ部の変形	設計照査および安全管理	変位計
(8) 外気温・箱桁内の温度	設計照査およびデータ蓄積	温度計

※ 下弦ケーブル緊張力管理は緊張時のみ計測を行う。

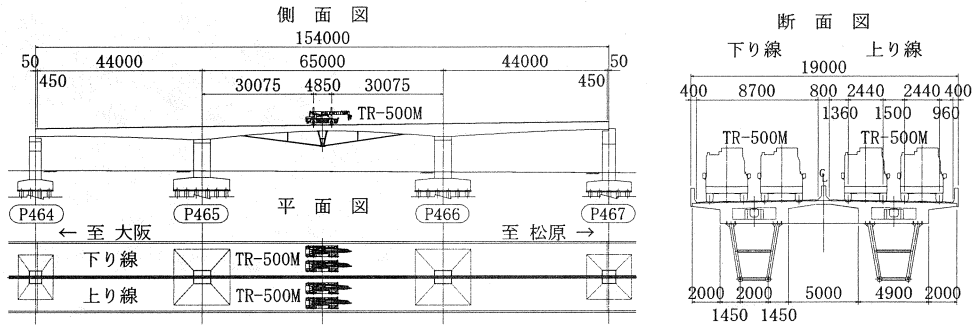


図-2 静的載荷試験の載荷要領

3. 3 計測結果と考察

(1) たわみ性状

表-3に示すように下弦ケーブル緊張による中央ヒンジ部たわみ回復量は、解析値44.8mmに対して、計測値は41.0mmでありほぼ一致している。また、上り線、下り線とも計測値が概ね一致していることから、断面均等にプレストレスが導入されていると考えられる。

静的載荷試験では補強前と補強後の計測値より曲げ剛性の改善は殆どないが、計測値/解析値の比率が9割程度であり概ね一致する。本補強詳細設計(弾性平面骨組解析)の主桁コンクリート弾性係数は $2.5 \times 10^4 N/mm^2$ を仮定しており、以上の結果からはほぼ妥当であると考えられる。図-3に補強前後のたわみ量を、図-4に供用後からの中央ヒンジ部たわみ変化量を示す。近年のたわみ量計測値では温度補正無しで年毎に2mm~9mm程度の進行傾向にあるが、これまでの経過観測結果を温度による影響を考慮し、近似曲線に補正すると垂れ下がり進行は収束傾向にあると考えられる。

表-3 中央ヒンジ部たわみ量計測結果

項目		解析値 a	計測値 b	比率 b/a
下弦ケーブル緊張時計測	上り線	44.8	41.0	0.92
	下り線		40.0	0.89
静的載荷試験	補強前(A)	24.5	22.0	0.90
			21.0	0.86
	補強後(B)	23.7	22.0	0.93
			21.0	0.89
比率(B/A)		0.97	1.00	—
		0.97	1.00	—

※符号：+が上向き、-が下向き/単位：mm

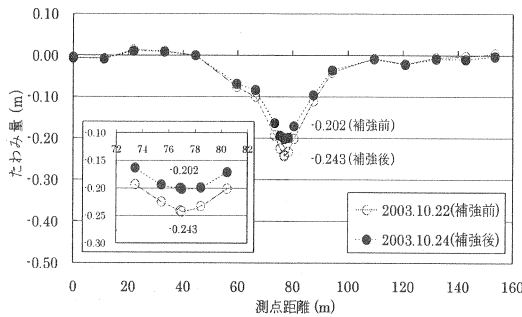


図-3 補強前後のたわみ量比較

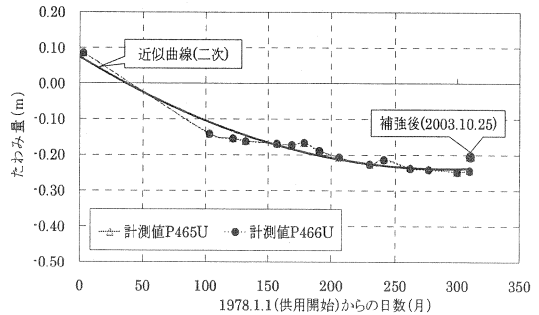


図-4 供用開始からの中央ヒンジ部たわみ量

(2) 主桁のひずみ性状

図-5 に下弦ケーブル緊張時の主桁ひずみをコンクリート弾性係数 $2.50 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ と仮定した応力度換算値を示す。計測値は解析値(平面骨組解析)と比べ、ばらつきがあるものの応力分布の傾向は一致しており、sec. 8, 9 断面以外は解析値より小さな値を記録している。sec. 8, 9 断面については水平支承の軸力伝達により付加された影響である。静的載荷試験の計測値の傾向は補強前後とも解析値と一致し、発生応力度は 2.0N/mm^2 以下の小さな値を示しているため、特に問題ないことが確認できた。

(3) 各部位の局部応力の挙動

各部位の局部応力に関する挙動計測では、計測値と解析値が概ね一致しており、特に有害となるような局部応力など各部位に発生していないことが確認できた。

(4) ストラットのひずみ性状

ストラットはヒンジ部を跨ぎ設置するため、ヒンジの挙動がストラット基部に影響を与える。ストラットの設計では水平ゴム支承を設計用バネ値(試験成績表バネ値と比べ1.4倍程度強い値)としており、緊張時にヒンジ部の回転変位の影響からストラット基部の計測値が一時的に解析値より大きな圧縮ひずみを示した。これは実際のバネ値が設計用バネ値より小さいため、大きく回転したことが原因であり、今後のヒンジ部の挙動は図-6 に示すような荷重載荷の状態であるため、下弦ケーブル緊張時とは異なり緩和される傾向にある。また、土木学会構造力学公式集円筒シェルの座屈式より、局部座屈耐力が計測値の最大値に対して、約8倍の耐力を有していることからストラット部材の安全性を確認している。

4. ストラット応力頻度計測および補強後の中央ヒンジ部の挙動確認

ストラット部材の疲労の照査、今後の維持管理、補強効果の確認のために、ストラットのひずみ、中央ヒンジ部の相対変位量、主桁のひずみなどの発生頻度をピークバレー法により、一般車両走行下 48 時間の頻度計測を行った。結果、図-7 に示すようにストラット部材では最大頻度(回数)を示す発生応力が変動振幅応力の打ち切り限界以下の小さな値であったことから、疲労に対する安全性が確認できた。

中央ヒンジ部鉛直方向の相対変位については、補強前後とも同様な傾向を示しており、最大回数の変位量が $\pm 0.3 \text{mm}$ 程度、変位量の最大値が 0.96mm (48 時間計測で 2 回のヒット)であった。ストラットの設計では

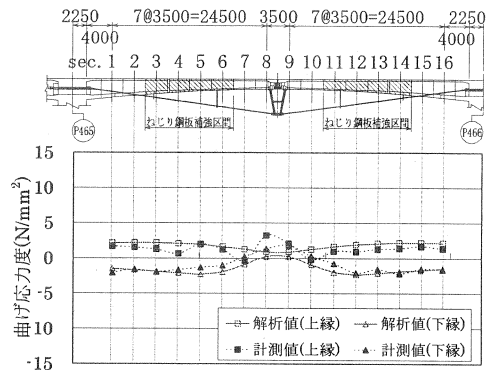


図-5 下弦ケーブル緊張時主桁ひずみ

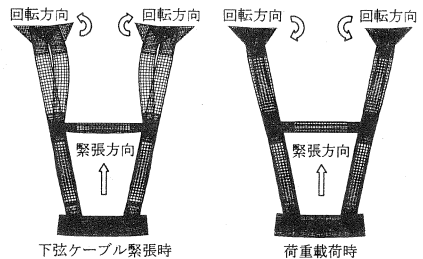


図-6 ストラットの変形

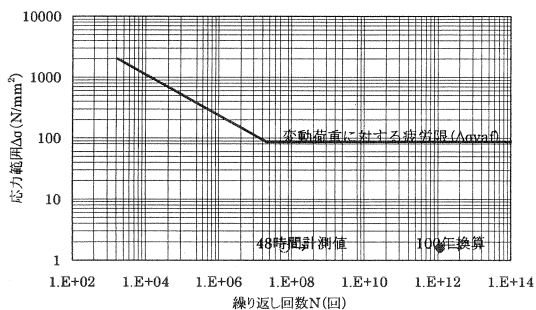


図-7 ストラットの応力頻度計測 (S-N曲線)

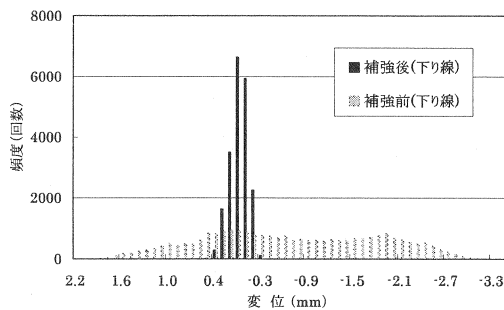


図-8 中央ヒンジ部相対変位 (水平方向)

相対変位量を 5mm 考慮しており問題ないことが確認できた。水平方向の相対変位は補強前後で傾向が異なり、図-8 に示すように補強後ではヒンジ部に軸力が伝達されることで、水平方向の相対変位量の幅は小さくなり、今後の既設ゲレンク沓の疲労 (摩耗) に対する安全性が確認できた。主桁ひずみについては設計活荷重による応力度に対して 7 割程度の発生応力であり、また設計荷重時には圧縮域のため問題ないことが確認できた。

5. 経過観測

経過観測は下弦ケーブル緊張力、中央ヒンジ部のたわみ変動量に着目し、緊張後から竣工までの約 175 日間実施した。下弦ケーブル緊張力については緊張後約 3、6 ヶ月後に磁歪センサーにて張力変動量を確認した。結果、温度変化、床版温度差による張力変動は見られたが、緊張直後に対して最大で 2% 程度の変動量のため緊張力が減少していないことが確認できた。中央ヒンジ部のたわみ変動量については、緊張後 1~2 週間の間隔で定期的なたわみ量と、床版温度差による影響を把握する目的で、1 日当たりの温度変化が著しい春季に 1 時間毎の温度とたわみ量の計測を行った。結果、緊張後のたわみ変動量は ±1mm 程度の値であり、温度変化、床版温度差によるたわみ量の計測値が弾性平面骨組解析による解析値と一致しているため、現時点では本橋における変形挙動を予想できることから大局的に健全であると考ええる。

6. まとめ

- (1) 下弦ケーブル緊張による中央ヒンジ部たわみ回復量は解析値 44.8mm に対して、計測値は 41.0mm 回復する結果が得られた。また、その後のたわみ変動量は殆ど発生していないことから、たわみ回復、抑止対策が可能で一工法として有効であることが確認できた。
- (2) しかし、今後、遅れ弾性たわみなど予期せぬ事象を把握するために中期的モニタリングを行う予定である。
- (3) 主桁のひずみ性状は下弦ケーブル緊張時、静的載荷試験時とも解析値と計測値のひずみ分布の傾向が概ね一致しており、また、計測値は解析値より小さく、設計的にも設計荷重時合成応力度が 2.0N/mm² 程度の余裕があることから、常時での発生応力度に対して安全であることが確認できた。
- (4) ストラット部材は土木学会構造力学公式集円筒シェルの座屈式より、局部座屈耐力が計測値の最大値に対して約 8 倍の耐力を有すること、最大頻度を示す発生応力が変動振幅応力の打ち切り限界以下の小さな値であったことなどから、耐力および疲労に対する安全性が確認できた。
- (5) 経過観測より温度変化、床版温度差によるたわみ挙動が、弾性平面骨組解析で予想できることから、現時点では本橋における健全度は大局的に健全であると考ええる。

謝 辞

本橋の補強工事完了に至るまで貴重なデータの蓄積、また、多大なご指導ご協力を賜った大阪工業大学園田教授をはじめ関係各位に深く感謝の意を表します。本補強方法が今後の補強技術の一助になれば幸いです。

参考文献

- 1) 鈴木・松本・若槻：下弦ケーブルを用いた有ヒンジ PC 箱桁橋の沈下対策、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、第 3 巻、pp. 87~99, 2003. 10