

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) の補強設計

阪神高速道路公団 正会員 ○ 若槻 晃右  
 阪神高速道路公団 非会員 鈴木 威  
 (株) 富士ピー・エス 正会員 工博 真鍋 英規  
 大阪工業大学 正会員 工博 園田 恵一郎

1. はじめに

喜連瓜破高架橋は 1979 年に建設された橋長 154m の PC 3 径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋である。この構造形式は、架設時の死荷重曲げモーメントと構造系完成後の曲げモーメントが相似であること、水平地震力が橋脚毎で分担されること、連続ラーメン橋とは異なり温度変化や乾燥収縮等による不静定力が発生しないことなど、橋長が長く、橋脚高さが高くないときなどの構造に有利とされ、1960～1980 年代にかけて多く建設されている。しかし、ヒンジ沓のメンテナンスや、場合によっては設計当初の計画値とは異なる垂れ下がりや角折れが生じる事例などの報告があり、現在ではその多くが連続桁形式に変更されている。これらの事象は本橋においても確認されており、1980 年 3 月に供用されてから 5 年後には、中央ヒンジ部の垂れ下がりが問題となり、経過観測、各種検計が行われてきたが、垂れ下がり量が大いこと、進行性が予測されること、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の理由から複合的な要因であろうと推定された。そのため、今後の垂れ下がり抑止や回復を目的として、図-1 に示すような下弦ケーブル補強工法が採用された。本稿ではこの補強工法の詳細設計について報告するものである。



図-1 下弦ケーブル補強工法の概要図

表-1 橋梁諸元

|          |   |
|----------|---|
| 構造形式     | PC 3 径間連続 2 主桁有ヒンジラーメン橋                                   |
| 橋長       | 154.0m(44.45m+65.00m+44.45m)                              |
| 幅員       | 0.40+8.70+0.80+8.70+0.40=19.00m                           |
| 活荷重      | B 活荷重 (建設当時は TL-20)                                       |
| 勾配       | 縦断: 1.167% / 横断: 2.0% (拌み勾配)                              |
| 支承       | コロウエルドローラ沓 162tf×8基 (全橋)                                  |
| 中央ヒンジ沓   | ゲレンク沓 4基+水平ゴム支承 2基 (全橋)                                   |
| コンクリート強度 | 上部工: 40N/mm <sup>2</sup> / 下部工: 24N/mm <sup>2</sup>       |
| PC 鋼材    | 内ケーブル: SBPR 930/1180 φ26mm (既設)<br>外ケーブル: SWPR7BL 19S15.2 |
| ストラット    | STKN490B  |

2. 橋梁概要

(1) 橋梁諸元

橋梁諸元および一般図を表-1、図-2 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 台の流入量を有する主要部であり、街路走行車両の視認性、建築限界や施工ヤードの確保など制約条件が多い施工箇所である。

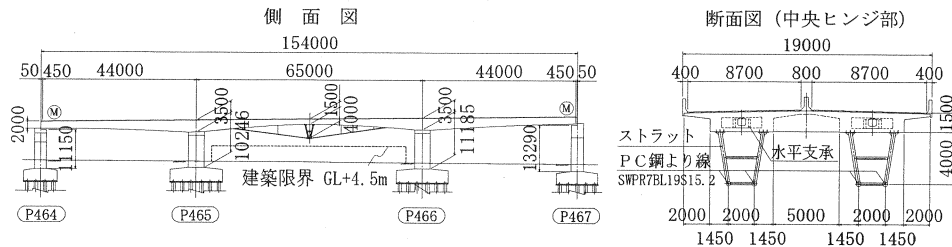


図-2 喜連瓜破高架橋の全体一般図

(2) 本橋の変状概要および補修履歴

図-3に本橋の垂れ下がり状況を示す。中央径間1/4付近の角折れ、側径間の変動が小さいことが特徴的で、使用性回復のために1986年、1993年にオーバーレイが実施されている。その死荷重増加により、それぞれ4mm、7mmのたわみが発生しており、2002年12月測定では中央ヒンジ部の垂れ下がり量は計画高さに対して下向きに236mmとなっている。工事記録による上げ越し量(85.4mm)を考慮すると、累積垂れ下がり量は321mmになり、近年の経年変化量は年々2mm~9mm程度の進行傾向にある。ひび割れについては軽微であるが、柱頭部や横桁部などのマッシュパな部位に亀甲状のひび割れが、床版部ではP C鋼材に沿ったひび割れが確認されている。また、ウェブでは1988年に中央径間の1/4付近部において斜めひび割れが認められ、発生位置は自然環境の変化の著しい壁高欄側が顕著であり、この顕著な部分のみが1993年に鋼板接着工法による補強が施されている。

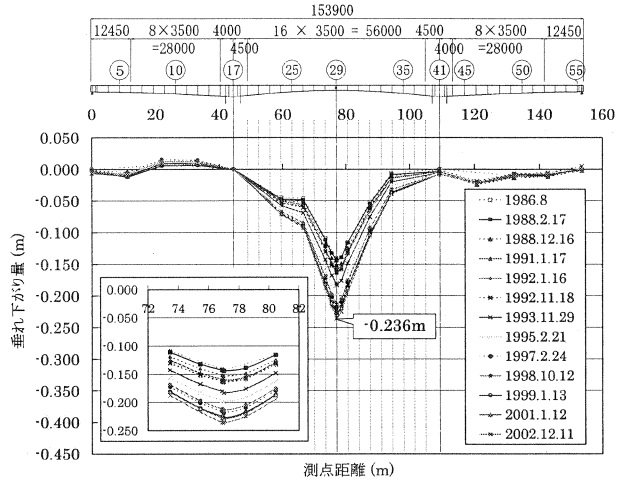


図-3 垂れ下がり量定期点検結果

3. 下弦ケーブル補強の詳細設計

(1) 補強詳細設計の概要

本補強方法における詳細設計および各種調査・計測の全体フローを図-4に示す。本文では事前調査、詳細設計を中心に述べるものとする。

(2) 主桁コンクリートの力学的特性値

表-2にコンクリートの物性調査結果を示す。採取位置は隔壁、ウェブ、下床版である。圧縮強度は設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  に対して  $23.4\sim 45.5\text{ N/mm}^2$  であり、一部強度不足が確認されている。静弾性係数は建設当時の道路橋示方書による設計値  $3.5 \times 10^4\text{ N/mm}^2$  に対して  $60\sim 80\%$  程度の値を示し、化学法、岩種判定では ASR に対して潜在的有害と判断されている。残存膨張量結果では、ASR による劣化としては非常に小さな値を示しており、既に収束段階にあるとも考えられる。

以上のことを踏まえ、設計では現在までに得られた物性調査結果を照査時の値 (以下、検証値) として取り扱い、詳細設計では建設当時に報告されたコンクリート試験練り結果を用いた。ここでのコンクリート弾性係数は  $2.5 \times 10^4\text{ N/mm}^2$  と仮定した。

(3) 中央ヒンジ部相対変位計測

過去における他橋の補修・補強事例報告ではヒンジ杓の摩耗による損傷から取り替え工事が行われており、中央ヒンジ部の現状や挙動把握が重要であると考えられた。一方、本補強方法ではストラットの設置位置が中央ヒンジを跨ぐため、補強前の鉛直方向、水平方

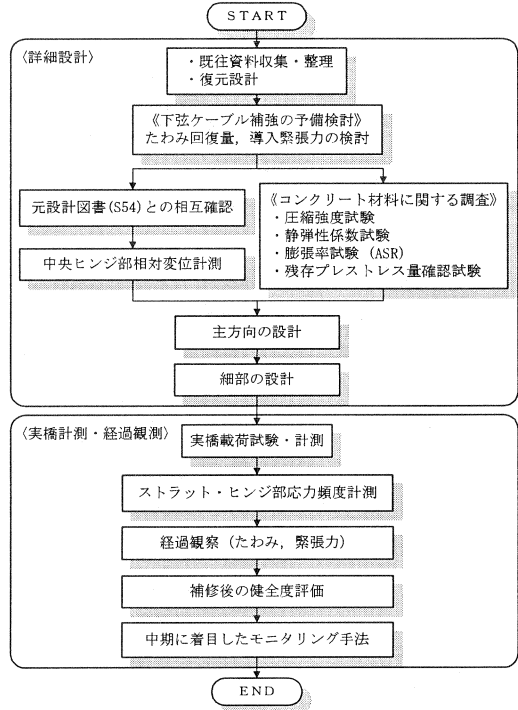


図-4 全体フロー

向の走行荷重による相対変位量の把握が必要であることなどから、図-5に示すようなヒンジ部下床版に高感度変位計を取り付け、ピークバレー法により48時間の相対変位量を計測した。その結果、鉛直方向変位量の最大値は0.96mmであり、ストラットの設計では安全を加味し相対変位量を5mmとした。水平方向変位量の最大値は補強前の値として、開き側2.50mm、閉じ側4.16mmの結果が得られた。ただし、この値は温度変化による伸縮挙動を含んだ値であり、補強後にはプレストレスによる軸力が常時で作用するため殆ど発生しない値となる。

(4) 主方向の補強設計

本補強方法は外ケーブルを大きく偏心配置した連続ラーメン箱桁橋の構造形式となるため、部材評価法による弾性平面骨組解析により設計した。下弦ケーブルの種類、配置は施工性からSWPR7BL

19S15.2を4本とし、街路走行車両の視認性を侵さない範囲の高さ(主桁下面から4.0m)に設定した。緊張力は活荷重および温度変化による応力変動を考慮し、初期引張力 $\sigma_{pi}=1230\text{N/mm}^2$  ( $P_i=3,341\text{kN/本}$ )とした。なお、今後の不測の事態を想定し定着後も再緊張が行えるように配慮した。その結果、補強後は中央径間の曲げ圧縮応力度が改善され(2.0~6.0 $\text{N/mm}^2$ 程度)、補強前と比べ応力上有利となり、検証値を使用した場合でも許容値を満足した。なお、下弦ケーブルによる垂れ下がり回復量は中央ヒンジ部で上側に44.8mm上昇する結果となった。

(5) ストラットの設計

ストラットおよびサドルの構造は軽量化を目的として、ストラットには単鋼管 $\phi 267.4\text{mm}$ 、サドルを二重鋼管(外管 $\phi 355.6\text{mm}$ 、内管 $\phi 139.8\text{mm}$ ) + 無収縮モルタルを充填した方式を採用した<sup>1)</sup>。ストラット付け根部にはリブプレートを設置し、リブプレート高さの範囲の鋼管内部に無収縮モルタルを充填する構造とした。設計は3次元骨組解析を用い、局部応力の照査を3次元FEM解析により行った。図-6の3次元FEM解析結果に示すようにリブプレートの先端部の最小主応力度が、無収縮モルタルの充填効果で約68%の応力集中を緩和することができた。ストラットの疲労については活荷重の応力振幅(活荷重/設計荷重時)が2.0%程度と小さく、また、鋼管構造の継手部については全断面溶け込み溶接を採用することで、疲労に対する安全性を確保した。ストラットの座屈については座屈1次モードでの座屈倍率が13.5であり、十分な安全性を有していることを確認した。

表-2 上部エコンクリートの物性調査結果

| 実施年度        | 採取箇所 | 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 静弾性係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ) | 膨張量(×10 <sup>-6</sup> )                  |
|-------------|------|---------------------------|---|--|
| 1987(昭和62年) | 隔壁   | 36.4~42.2                 | 2.07~2.54                                   | モルタルバー法: 327(26W)<br>化学法: 潜在的有害          |
| 1988(昭和63年) | 隔壁   | 28.0~44.8                 | 1.88~2.72                                   | 330~465                                  |
| 1991(平成3年)  | 隔壁   | -                         | -   | 208~275                                  |
| 1992(平成4年)  | 隔壁   | 38.4~45.5                 | 2.45~2.55                                   | -  |
| 2000(平成12年) | ウェブ  | 29.7~30.6                 | 2.13~2.34                                   | JCI-DD2法: 255<br>カナダ法: 830(28day)        |
| 2003(平成15年) | 下床版  | 23.4~38.2                 | 1.83~2.33                                   | JCI-DD2法: 125~190(29W)                   |
| 各方書書の基準値    | -    | 40                        | 3.10  | JCI-DD2法: 1000(26w)<br>カナダ法: 2000(28day) |

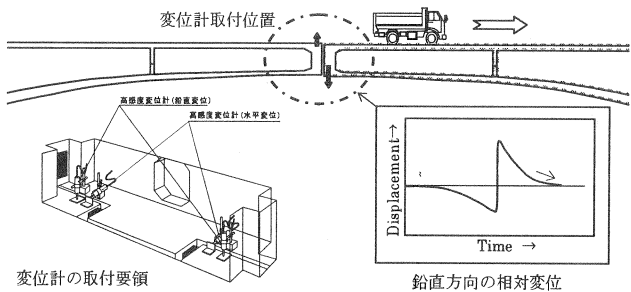


図-5 変位計の取付位置図

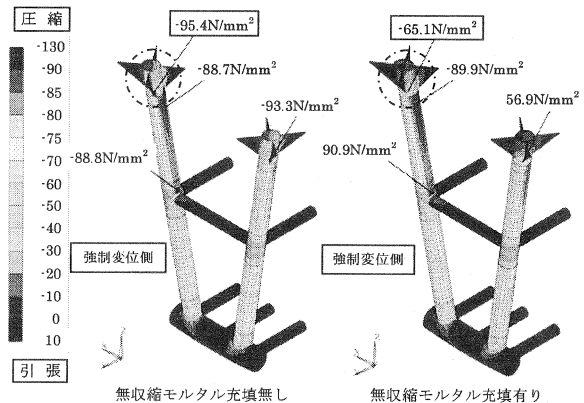


図-6 ストラットの3次元FEM解析結果

(6) 中央ヒンジ部水平ゴム支承の設計および既設横桁の補強

本補強によりプレストレス導入と温度変化の影響から、既設橋脚基部が許容値を超過するため、中央ヒンジ部に軸力伝達の役割で図-7に示すゴム製の水平支承を設置することとした。この水平支承に作用する軸力は最大で約 6350kN/杓となり、既設の横桁の曲げ耐力および押し抜きせん断耐力を確保するために増し厚コンクリート+鋼板接着工法により補強することとした。さらに、下弦ケーブル緊張前に水平支承を設置するため、緊張迄の期間、ヒンジ部水平変位を抑える仮固定の目的でPC鋼棒φ32mmを8本配置、緊張し軸力を与えた。なお、完成後にはこのPC鋼棒は落橋防止装置の機能を有する構造としている。

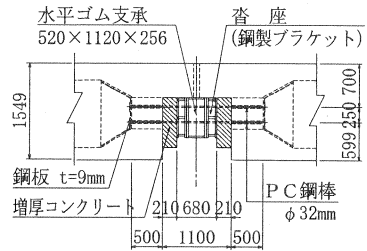


図-7 中央ヒンジ部詳細図

(7) 固有振動特性の照査

補強後の車両の走行などによって生じる構造物の振動と下弦ケーブルの振動による共振を照査するために、下弦ケーブル緊張力によるせん断剛性を考慮した固有振動解析により検証した。結果、共振を伴う有害な振動が発生しないとされる、5倍の主桁の振動数  $f_h$  より、外ケーブルの振動数  $f_c$  が大きい ( $5 \cdot f_h < f_c$ ) 結果が得られ、制振装置を設置しない場合でも共振に対する安全性を確認した。

4. 今後の対策の一提案

本補強方法は施工実績が極めて少ないことから、補強後も垂れ下がりに関して、中期的なモニタリングが必要であると考えられる。その結果、垂れ下がりに進行性が認められた場合には今後の対策が必要となる。その一方策として中央ヒンジ剛結が考えられる。図-8に剛結後の設計荷重時合成応力度を示す。供用開始から25年経過しているため、解析上、構造系変化による二次力は発生せず、活荷重により中央径間中央ヒンジ部下縁側に引張力が発生する。この部位をRC構造により対処することで今後の垂れ下がり対策方法として有効であるとする。

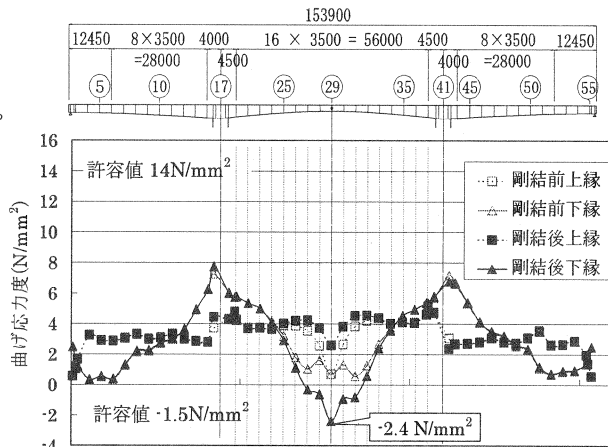


図-8 設計荷重時(max) 合成応力度

5. まとめ

- (1) 補強前にB活荷重を載荷した場合、設計荷重時 (min) 中央径間上縁部の一部の断面が制限値を超過したが、補強後には全ての断面において満足し、また、検証値を使用した場合でも制限値を満足した。
- (2) 補強後の合成応力度は全ての断面においてフルプレストレス状態であり、垂れ下がり回復量が中央ヒンジ部で上側に 44.8mm 回復する結果となり、適切な下弦ケーブルの配置および緊張力の設定であるとする。
- (3) ストラットの設計では、強制変位として 5mm の変位量を評価し安全性の確認を行ったが、今後の維持管理において、せん断伝達の役割であるグレンク杓の経年的摩耗に対して点検する必要があるとする。
- (4) 中央ヒンジ部横桁の増し厚コンクリート補強は、若干の死荷重増加にはなるが、増し厚コンクリートが鋼製杓座と既設横桁の面タッチの仲介となり、懸念されていた水平ゴム支承の施工精度の問題が解消できた。
- (5) 補強後の固有振動特性は、制振装置を設置しない場合でも共振に対する安全性が確認できた。

参考文献

1) 篠崎裕生, Thiru Aravinthan, 渡辺宗樹, 濱田譲: 大偏心外ケーブルトラス橋の偏向部材の疲労耐久性について, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No2, pp. 595-600, 2002