

PC3 径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋の垂れ下がり対策

工務部 設計課 鈴木 威
大阪管理部 調査設計課 山村 清
大阪管理部 調査設計課 杉岡 弘一

要 旨

14号松原線の喜連瓜破高架橋は有ヒンジラーメン橋であり、建設当初からの中央ヒンジ部沈下量は30cmを超え、更に進行する可能性があったため、それを防止するべく、平成15年度の14号松原線大規模補修工事において沈下対策工事を実施した結果、約4cmの沈下量回復が確認された。沈下対策としては、合成トラス案や箱桁内外ケーブル案など比較検討を行った結果、現地条件や当該橋梁の状況を勘案して、主桁下面にストラット部材を設け、外ケーブルを偏心配置させる構造（以下、下弦ケーブル構造という。）を採用した。また、各種計測により、その有効性を検証した。

キーワード：PC3 径間連続有ヒンジラーメン箱桁橋、垂れ下がり、下弦ケーブル、大規模補修工事、維持管理

はじめに

14号松原線の松 P464～467 に位置する、喜連瓜破高架橋は1979年に建設された橋長154mのPC3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、架設時と構造系完成後の死荷重曲げモーメントが相似であること、水平地震力が橋脚ごとに分担されること、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から、橋長が長く、橋脚高さが低い場合に有利とされ、1960～1980年代にかけて多く建設されている。しかし、ヒンジ支承のメンテナンスや、場合によっては、設計値と異なる垂れ下がりや角折れが生じる事例^{1) 2) 3)}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、その5年後の1985年には中央ヒンジ部の垂れ下がりが問題となった。その後、経過観測、各種検討が行われてきたが、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という。）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¹⁾。そのため、平成15年度の14号松原線大規模補修工事で、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構造による補強工事を実施した（図-1）。

この補強方法の設計、施工および本橋の健全度評価のために実施した各種調査・計測について述べる。



図-1 下弦ケーブル補強の概要図

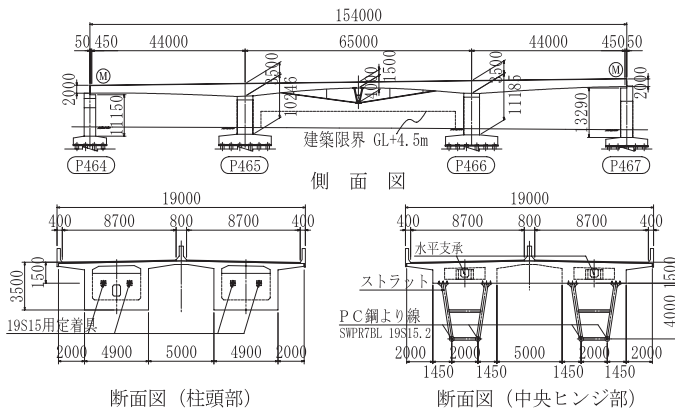


図-2 全体一般図

表-1 橋梁諸元

構造形式	P C 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	コロウェルドローラ沓 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 ² / 下部工: 24N/mm ²
P C 鋼材	内ケーブル: SBPR 930/1180 φ26mm (既設) 外ケーブル: SWPR7BL 19S15.2 (新設)
ストラット	STKN490B φ267.4
サドル	STKN490B φ355.6, φ139.8+無収縮モルタル
制振装置	SS400 L-50×50×4

1. 橋梁概要

1-1 橋梁諸元

橋梁諸元および一般図を表-1、図-2にそれぞれ示す。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交差点であり、街路走行車両の視認性や施工ヤード確保の問題など、施工時には第三者に大きな影響を与える箇所である。

1-2 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。側径間の変位の変動が小さいこと、中央径間1/4付近で急激に折れ曲がっていることが特徴的で、走行性改善のために1986年、1993年に舗装のオーバーレイが実施されている。こ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が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、累積沈下変形量は321mmになり、また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、自然環境の変化が著しい外側のウェブでは、1988年に中央径間の1/4付近に

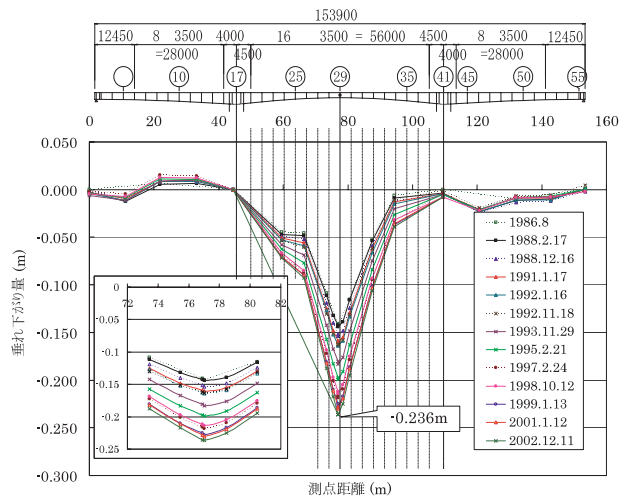


図-3 垂れ下がり量定期点検結果

において、斜めひび割れが認められた。その後、ねじりの影響検討、ひび割れ挙動調査の結果、この顕著な部分については、1993年に鋼板接着工法による補強が施されている。

2. 下弦ケーブル補強の設計

2-1 補強工法の選定

本橋における垂れ下がり抑止・回復対策の選定は、以下に示す理由から、下弦ケーブル構造による補強工法を選定した⁴⁾。

- ①本橋では垂れ下がり量が大きいことから、たわみ回復効果が期待できる方法であること。
- ②長期にわたって蓄積された垂れ下がりを考慮して、後戻りが可能な構造形式とした。(基本的な構造系は変更させない)。
- ③しかし、補強後の経過観測より、垂れ下がりが

進行した場合、再緊張が可能であり、恒久対策（連続化）が行えるような工法であること。

- ④本線や桁下の街路など、施工時、完成後とも、第三者に与える影響が極力抑えられる工法であること。
- ⑤経済的に有利であること。
- ⑥新設橋での施工実績があること（鳥崎川河川公園橋⁵⁾）。

2-2 補強詳細設計の概要

(1) 主桁コンクリートの物性調査

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 40N/mm² に対して 23.4~45.5N/mm² であり、一部で強度不足が確認されている。コンクリートの静弾性係数は、道路橋示方書（以下、道示という。）の設計で用いる値 31kN/mm² に対して 60%~88%程度の値を示している。1987 年の化学法、岩種判定では ASR に対して潜在的有害と判断されている。これまでの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、既に収束段階であるとも考えられる。以上のことを踏まえ、現在までに得られた物性調査結果は、設計照査・検証時の値（以下、検証値という。）として取り扱い、設計では構造物全体にわたり同様な数値であると想定して、コンクリートの弾性係数を建設ときに報告されたコンクリート試験練りの値（25kN/mm²）を使用した。

表-2 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 ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	膨張量 (×10 ⁶)
1978(昭和53年)	Case-A	46.6	24.2	建設当時のコンクリート
	Case-B	44.4	25.1	試験練り報告書より
1987(昭和62年)	隔壁	36.4~42.2	20.7~25.4	モルタル法：327(26W) 化学法：潜在的有害
1988(昭和63年)	隔壁	28.0~44.8	18.8~27.2	330~465
1991(平成3年)	隔壁	—	—	208~275
1992(平成4年)	隔壁	38.4~45.5	24.5~25.5	—
2000(平成12年)	ウェブ	29.7~30.6	21.3~23.4	JCI-DD2法：255 カナダ法：830(28day)
2003(平成15年)	下床版	23.4~38.2	18.3~23.3	JCI-DD2法： 125~190(29W)
各示方書の基準値	—	40	31	JCI-DD2法：1000(26w) カナダ法：2000(28day)

(2) 中央ヒンジ部相対変位計測

有ヒンジラーメン橋における他橋の補修・補強

事例報告^{2) 3)}では、ヒンジ支承の摩耗による損傷からヒンジ支承の取替え工事が行われており、本橋においても中央ヒンジ部の変状把握が必要であると考えられた。一方、本補強方法はストラットが中央ヒンジを跨いで設置されるため、ヒンジ部の挙動把握がストラットの設計において重要となる。これらのことから、高感度変位計を中央ヒンジ部下床版に取付け、ピークバレー法により、一般車両走行下における 48 時間の鉛直、水平方向の相対変位量を計測した。その結果、鉛直方向相対変位量の最大値は 0.96mm の値が得られ、ストラットの設計では安全を考慮し相対変位量を 5mm とした。

(3) 主方向の補強設計

本補強方法により、本橋の構造形式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となる。そのため、部材評価法による弾性平面骨組解析により設計し、たわみ回復効果に寄与する下弦ケーブルの種類および緊張力、ストラットの高さは以下のように決定した。図-4 に施工順序を示す。

- ①下弦ケーブルの種類、配置本数は、既設の検査孔寸法と緊張ジャッキ寸法の関係から、全橋当たり SWPR7BL 19S15.2 を 4 本配置した。

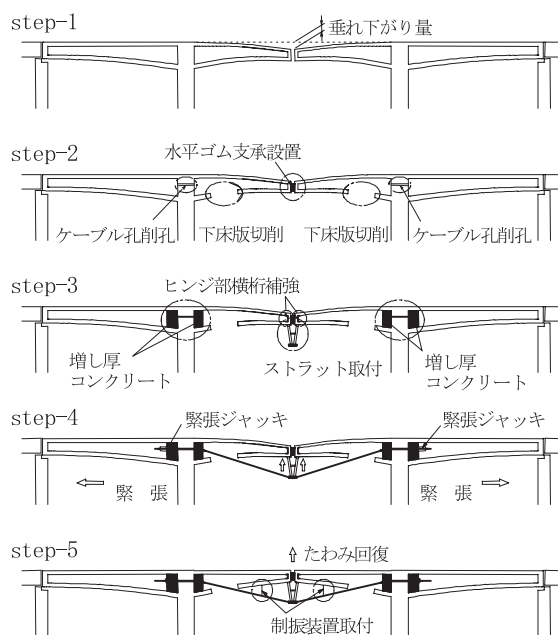


図-4 施工順序

②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。

③ストラットの高さは建築限界を厳守し、さらに、街路走行車両の視認性にも配慮した高さ（主桁下面から4.0m）に設定した。

結果として、補強後は中央径間の曲げ圧縮応力度が改善され（ $2.0\sim 6.0\text{N/mm}^2$ 程度）、補強前と比べ応力上有利となった。また、検証値を使用した場合でも道示の許容応力度を満足した。なお、下弦ケーブルによる垂れ下がり回復として中央ヒンジ部で44.8mm上昇する解析結果が得られた。

(4)ストラット・サドルの設計

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単鋼管を、サドルに「二重鋼管+無収縮モルタル充填」の方式を採用した。ストラット付根部には、リブプレートを配置し、鋼管内部400mmの範囲に無収縮モルタルを充填する構造とした。図-5に示すようにリブプレートの先端部の最大圧縮応力度について、無収縮モルタルの充填効果で約30%応力集中を緩和することができた。鋼管構造の継手部は、完全溶込み溶接の止端仕上げとすることで、溶接部の疲労に対する安全性を向上させた。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。

(5)中央ヒンジ部の改良

本補強方法により、プレストレス導入と温度変化の影響が、既設橋脚基部に付加されることを抑制するため、中央ヒンジ部に軸力伝達の役割で、図-6に示すようなゴム製の水平支承と鋼製沓座ブラケットを設置した。また、既設中央ヒンジ部横桁の曲げ耐力、押抜きせん断耐力を向上させるために、増し厚コンクリート+鋼板接着工法により補強した。さらに、下弦ケーブル緊張前に水平支承を設置するため、緊張までの期間、中央ヒン

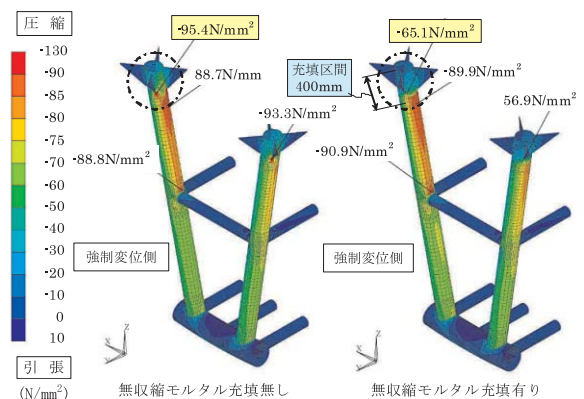


図-5 ストラットの3次元FEM解析結果

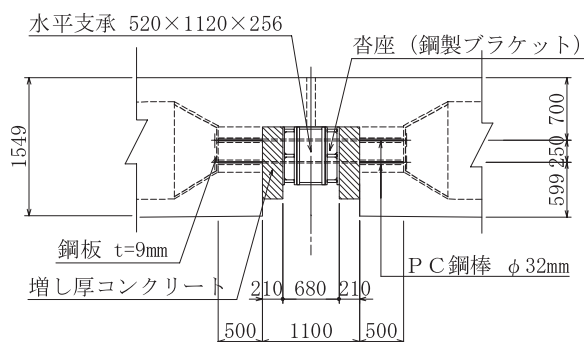


図-6 中央ヒンジ部詳細図（側面図）

ジ部水平変位（開き側）を抑える仮固定の目的で、P C鋼棒 $\phi 32\text{mm}$ を8本配置し、軸力を与えた。

(6)柱頭部の改良

下弦ケーブル定着具、偏向具は既設柱頭部に設け、増し厚コンクリートで対処した。その厚さを定着側では定着具構成部品の配置上0.75mに、柱頭部を挟んだ偏向部はケーブル角変化を保持するために0.6mのコンクリート厚さに決定した。この部位の設計はFEM解析を用い、ひび割れを発生させないRC構造とした（発生引張応力度をコンクリート標準示方書の引張強度 $f_{tk}=2.69\text{N/mm}^2$ 以下に抑制した）。

(7)固有振動特性の照査

一般に外ケーブル構造の場合、外ケーブルの自由長部の振動数が、主桁の最低次たわみ振動数に近いと、車両の走行などによって生じる構造物の振動と外ケーブルの振動により、構造物の振動が

増幅される（共振）．そのため、補強後の振動特性や制振装置配置間隔の妥当性を確認するために、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⁶⁾．その結果、共振を伴う有害な振動が発生しないとされる主桁の振動数 f_h の5倍より、外ケーブルの振動数 f_c が大きい ($5 \cdot f_h < f_c$)⁷⁾ 結果が得られ、制振装置を設置しない場合でも共振に対して安全であることを確認した．

3. 施 工

3-1 本工事の特徴

本補強工事では下弦ケーブル緊張、実橋静的載荷試験などの工種において、一時的に本線の通行止めが必要であり、また、吊り足場組立・解体、中央ヒンジ部水平支承の設置、ストラット据付は、街路（瓜破交差点）からの施工が必要となる．このため、一般車両や歩行者など街路交通に与える影響を把握する目的で、あらかじめ、瓜破交差点において交通実態調査を行い、現状を勘案して、1日当たりのタイムスケジュール、街路交通規制計画を策定した．まず、大規模補修工事期間内で施工する工種を下弦ケーブル緊張、実橋静的載荷試験とし、所要日数は最長で4日と定めた．その他の工種は全て街路から施工することとした．

3-2 主な工事内容

- ①下床版取壊し工はワイヤーソーを用い、下弦ケーブル貫通部は箱桁内から、中央ヒンジ部は桁下面から切断し、小割にした後、桁下の街路から搬出した．なお、切断面の後処理はガラスクロス貼付による防錆処理を施した．
- ②水平ゴム支承および沓座鋼製ブラケットの取付けは、国内では最大である20kN（2t）の揚上能力を有する高所作業車を使用し、沓座鋼製ブラケット、水平支承の順に取り付けた．
- ③中央ヒンジ部横桁、柱頭部の増し厚コンクリート補強は、鉄筋、型枠、定着具などの組立作業を昼間に、コンクリート打設はポンプ車の配置

上、夜間に桁下の街路の一部を交通規制して施工し、締固め作業は狭い箱桁内のため、打設日程を上下線に分け、2日間費やして実施した．なお、施工性、充填性を向上させるために、フロー値45cmのコンクリートを使用した．

- ④ストラット重量は20kN（2t）程度であるが重心が高いため、100kN（10t）吊りラフタークレーンにより架設を行った．下床版部既設鉄筋位置をRCレーダにて事前に探査し、ストラット製作に反映した．
- ⑤下弦ケーブル挿入は松 P464 側下床版下面に設けられている検査孔より挿入し、松 P467 側検査孔を介して、路下に配置しているウインチにより引込んだ．なお、松 P464 側にはクレーンを配置し、挿入時に下弦ケーブルを吊り上げウインチの介錯を行った．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、緊張ポンプを各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 $\sigma_{pi}=1230\text{N/mm}^2$ ($P_i=3,341\text{kN/本}$) に対し、 150N/mm^2 （約400kN）ごとの緊張ステップとして、計測項目である、緊張力 P 、中央径間の主桁の変位量 δ 、ひずみ ε の挙動について、最終緊張力の30%、60%時点の値から、一次直線補間により $P-\delta$ 、 $P-\varepsilon$ の勾配を算出し、最終緊張力時点の補間値と解析値を比較し、作業時の安全確認と設計的検証を行った．

4. 実橋計測および静的載荷試験

4-1 目的および概要

本補強方法は施工実績が極めて少ないことから、①設計的検証、②本橋の健全度評価、③今後の維持管理への活用などを目的として、下弦ケーブル緊張作業時に実橋計測を実施し、また補強前後には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．荷重車は50t吊ラフタークレーン車4台を使用し、載荷ステージ数は両橋脚に着目したものを含み、合計3ステージとした．

4-2 実橋計測・静的載荷試験結果と考察

(1)たわみ性状

表-3、図-7 に中央ヒンジ部のたわみ計測結果を示す。下弦ケーブル緊張によるたわみ回復量は、解析値 44.8mm に対して、計測値は 41mm であり、変形傾向もほぼ一致している。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。本補強方法による曲げ剛性の改善は殆どないが、静的載荷試験では補強前後とも計測値と解析値の割合が 9 割程度であり概ね一致していた。これらのことから、本補強設計で用いた主桁のコンクリート弾性係数 (25kN/mm²) は、ほぼ妥当であると考えられる。

(2)主桁のひずみ性状

下弦ケーブル緊張時の主桁ひずみから、コンクリート弾性係数を 25kN/mm² と仮定して、応力度に換算した値を図-8 に示す。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、⑧、⑨断面以外は解析値より小さな値を記録している。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と考えられる。

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/mm² 程度と小さいため、特に問題が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。解析では水平支承のバネ値を設計用の値 (試験成績表バネ値と比べ 1.4 倍程度大きい値) を使用しており、緊張時にヒンジ部の回転変位、水平変位の

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	0.92	
	下り線		40	0.89	
静的載荷試験	補強前(A)	上り線	22	0.90	
		下り線	21	0.86	
	補強後(B)	上り線	22	0.93	
		下り線	21	0.89	
	比率(B/A)	上り線	0.97	1.00	—
		下り線	0.97	1.00	—

※符号：+が上向き，-が下向き／単位：mm

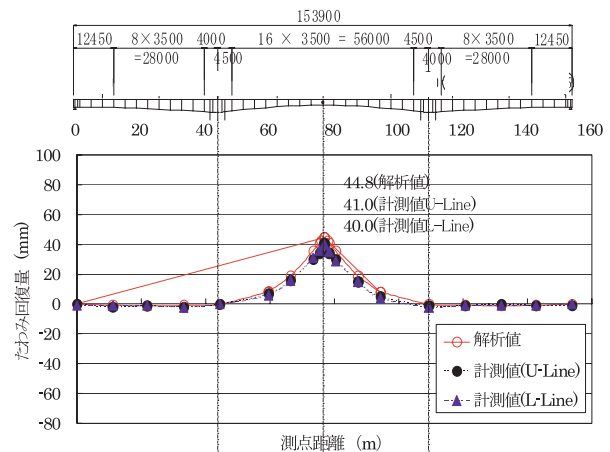


図-7 下弦ケーブル緊張によるたわみ回復量

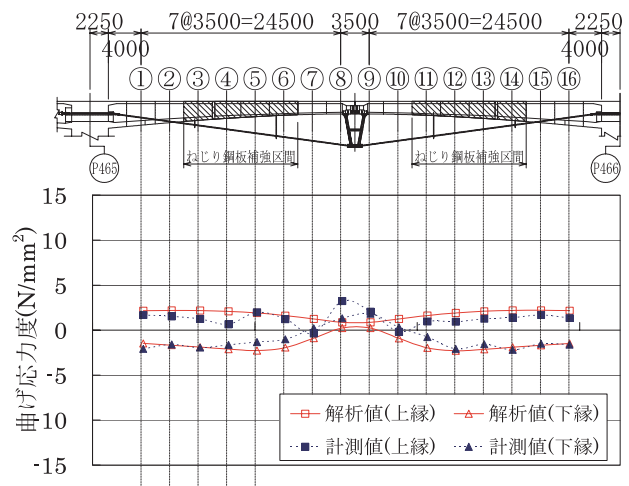


図-8 下弦ケーブル緊張時主桁ひずみ

影響からストラット付根部の計測値が、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、想定より大きく回転したことが原因であるが、今後の挙動は、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⁸⁾より、局部座屈耐力が計測値の最大値に対して、約8倍の耐力を有しており、ストラット部材の安全性を確認している。

4-3 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、主桁ひずみなどの発生応力頻度を、補強前計測と同様のピークバレー法により、一般車両走行下で48時間計測した結果を以下に示す。

①ストラット部材では、**図-9**に示すように最大頻度（回数）を示す発生応力範囲が、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。

②中央ヒンジ部相対変位については、鉛直方向の相対変位量が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±0.3mm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。

③水平方向の相対変位は補強前後で発生頻度の傾向が異なり、**図-10**に示すように、補強後ではヒンジ部に軸力が伝達されたことで、水平方向の相対変位量の発生幅は小さくなっており、既設ゲレンク支承の疲労（摩耗）進行度は、補強前と比べ低減することが予想できる。

④主桁ひずみについては、計測値の最大値が設計活荷重により生じるひずみに対して7割程度であり、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。

4-4 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、緊張後から定期的にモニタリングを実施した。

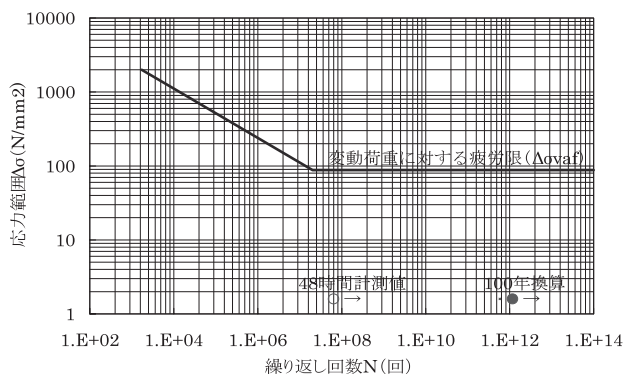


図-9 ストラットの応力頻度計測（S-N曲線）

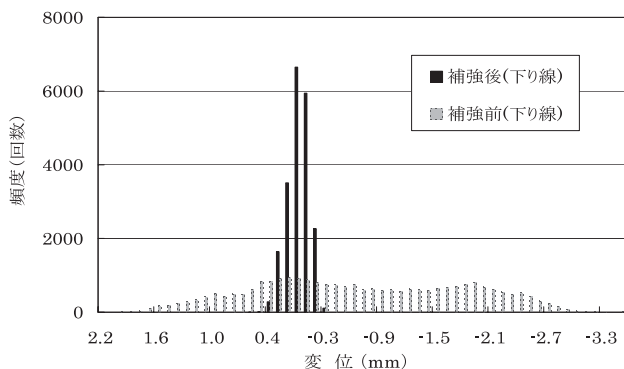


図-10 中央ヒンジ部相対変位（水平方向）

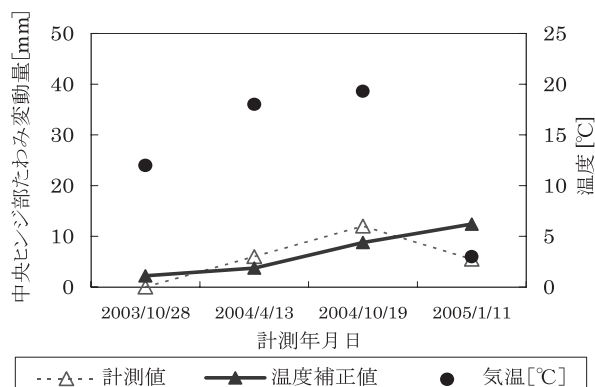


図-11 中央ヒンジ部のたわみ変動量

(1) 中央ヒンジ部のたわみ変動量

緊張後からの中央ヒンジ部たわみ変動量計測結果を**図-11**に示す。温度補正の結果、緊張後から上昇傾向にあり、現在では10mm程度、上昇している。この現象（遅れ弾性たわみ）は弾性解析で特定できないため、今後も継続的に定期的なモニタリングが必要であると考えられる。

(2) 下弦ケーブル緊張力

下弦ケーブル緊張力については、磁歪センサーにて張力変動量を確認した。その結果、温度変化、

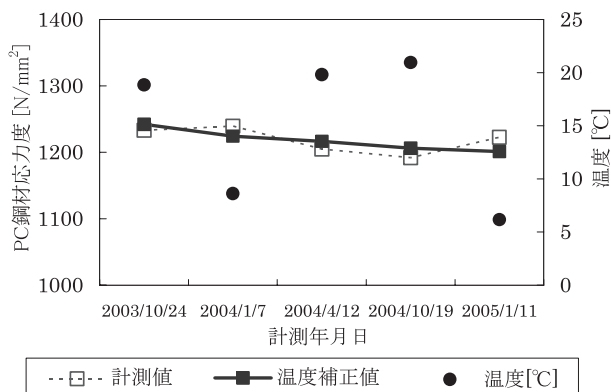


図-12 下弦ケーブル緊張力変動量

床版温度差による張力変動は見られたが、緊張完了から約1年で3%程度の緊張力が減少していた(図-12)。これはPC鋼材のリラクゼーションによる減少と、前述のとおり、中央ヒンジ部たわみ変動量が上昇傾向にあることから、緊張力が若干減少していると考えられる(弾性解析では中央ヒンジ部が10mm上昇することで、緊張力が約1.3%減少する)。



写真-1 喜連瓜破高架橋全景写真

おわりに

本橋は垂れ下がりが確認されてから本補強工事の完了に至るまで、定期的に調査、計測、検討が実施され、そのデータをもとに有識者の助言を取り入れて、対応策の選定、設計、施工、調査・計測を行った。本補強方法は有ヒンジラーメン橋特有の垂れ下がり事象に対して、長期間橋面上の交通規制を行うことなく、たわみ回復および抑止対策が可能な一工法として有効であると考えられる。

謝辞：貴重なデータの蓄積、多大なご指導、ご協力を賜った大阪工業大学の園田教授をはじめ、関係各位にこの場を借りて深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 橋場盛, 石塚幹剛, 宮川豊章, 児島孝之: PC有ヒンジラーメン橋の時間依存変位に関する検討, 土木学会論文集, 1993.11 No. 240/V-21 pp. 13~20
- 2) 酒井和廣: 美陵高架橋の補修, 橋梁と基礎, 1983.8
- 3) 坂本香, 小西哲司, 大澤正三, 北野勇一, 古村崇: 神通川橋の健全度評価と補強計画, 橋梁と基礎, 2003.4
- 4) 余田善紀・鈴木威・林田充弘: ディビダグ橋梁補修設計について, 土木学会第58回年次学術講演会, 2003.9, pp. 1105~1106/I-553
- 5) 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, 2000
- 6) 松本一希, 岸徳光, 小室雅人, 巽治: 鳥崎川公園歩道橋の固有振動特性の評価, 土木学会論文集, 2002
- 7) (財)高速道路技術センター: 外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル, H8.8 pp. 51~52
- 8) 土木学会: 構造力学公式集, H8.9 pp. 400~404

COUNTERMEASURE USING KING-POST CABLES FOR SUBSIDENCE OF PC BOX WITH CENTRAL HINGE

Takeshi Suzuki, Kiyoshi Yamamura, and Koichi Sugioka

Vertical displacement at the central hinge of Kire-urivari Viaduct on Matsubara Route in the Hanshin Expressway had been more than 30 cm from the initial level. Anti-subsidence measure was executed as a part of great-scale repair works on the route in 2003. Through comparative studies on several countermeasures, the king post cable method was chosen due to the advantages for spatial and structural conditions of the bridge. The method was to install new struts at the bottom of the main girder and lay external cables eccentrically.