

喜連瓜破高架橋の補強設計および施工

— 下弦ケーブルを用いた有ヒンジラーメン橋のたわみ回復補強 —

鈴木 威*1・若槻 晃右*2・真鍋 英規*3・西 弘*4

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で分担されること、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、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、設計当初の計画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）の劣化をうかが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⁴⁾。そのため、平成15年度の大阪松原線大規模補修工事（フレッシュアップ工事）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による補強工事が行われた（図-1）。本報告では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・計測について紹介するものである。

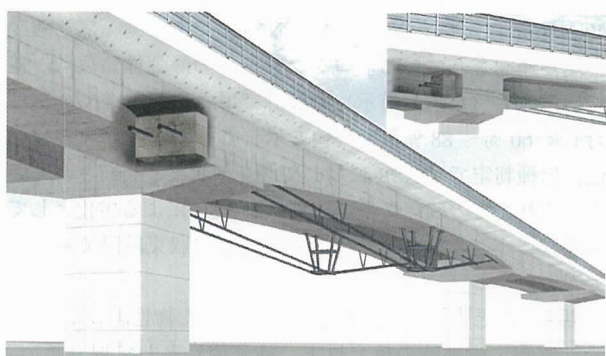


図-1 下弦ケーブル補強の概要図

2. 橋梁概要

2.1 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76000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や施工ヤードの確保など、施工時には第三者に大きな影響を与える施工箇所である。

表-1 喜連瓜破高架橋の橋梁諸元

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 P 464 ~ 松 P 467)
施 工 場 所	大阪平野区喜連西 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	PC 3 径間連続 2 主桁有ヒンジラーメン橋
橋 長	154.0 m (44.5 m + 65.0 m + 44.45 m)
幅 員	0.40 + 8.70 + 0.80 + 8.70 + 0.40 = 19.00 m
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脊 162 tf × 8 基 (全橋)
中央ヒンジ脊	ゲレンク支承 4 基 + 水平ゴム支承 2 基 (全橋)
コンクリート強度	上部工: 40 N/mm ² / 下部工: 24 N/mm ²
P C 鋼 材	内ケーブル: SBPR 930 / 1180 φ 26 mm (既設) 外ケーブル: SWPR 7 BL 19 S 15.2 (新設)
ス ト ラ ッ ト	STKN 490 B φ 267.4
サ ド ル	STKN 490 B φ 355.6, φ 139.8 + 無収縮モルタル
制 振 装 置	SS 400 L - 50 × 50 × 4

2.2 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、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。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

*1 Takeshi SUZUKI: 阪神高速道路公団 工務部 設計課 課長補佐

*2 Kosuke WAKATSUKI: 阪神高速道路公団 計画部 交通環境室

*3 Hideki MANABE: (株)富士ビー・エス 関西支店 技術部土木技術チーム 課長

*4 Hiroshi NISHI: (株)富士ビー・エス 関西支店 技術部土木技術チーム 副長

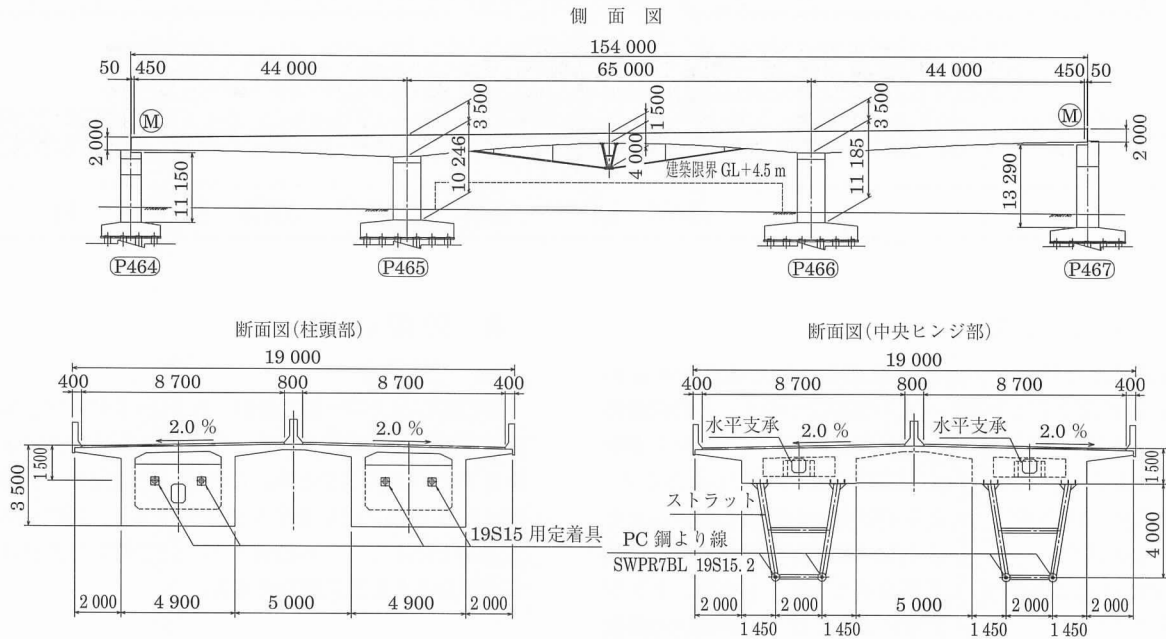


図 - 2 喜連瓜破高架橋の全体一般図

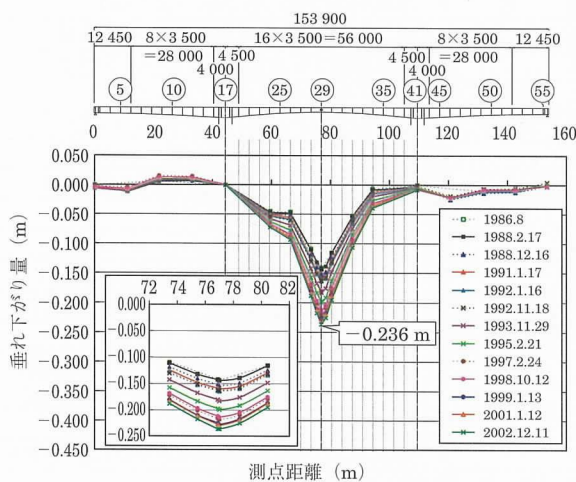


図 - 3 垂れ下がり量定期点検結果

のマッシブな部位に亀甲状のひび割れが、床版部ではPC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壁高欄側のウェブでは、1988年に中央径間の1/4付近において、斜めひび割れが認められた。その後、ねじりの影響による検討、ひび割れ挙動調査の結果、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。

3. 下弦ケーブル補強の詳細設計・各種調査・計測

3.1 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、表-2示す工法について検討した。その結果、以下に示す理由から、下弦ケーブル補強工法を選定した⁸⁾。

- ①本橋では垂れ下がり量が多いことから、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に、後戻りができない構造形式を今回の補強工法には適用しない(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)⁴⁾。

3.2 補強詳細設計の概要

本補強方法における詳細設計、各種調査・計測の全体フローを図-4に示す。

(1) 主桁コンクリートの物性調査

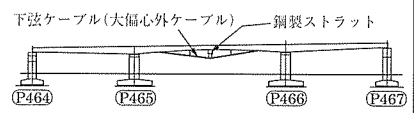
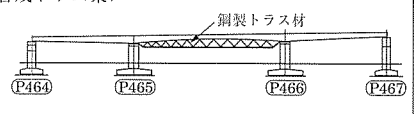
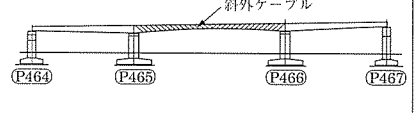
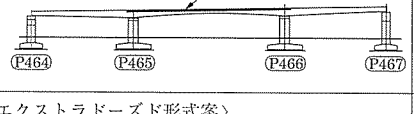
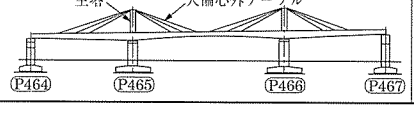
表-3にコンクリートの物性調査結果を示す。採取位置は隔壁、ウェブ、下床版である。圧縮強度は設計基準強度40 N/mm²に対して23.4～45.5 N/mm²であり、一部、強度不足が確認されている。コンクリートの静弾性係数は、道路橋示方書(以下、道示)の設計で用いる値31 kN/mm²に対して60%～88%程度の値を示している。1987年の化学法、岩種判定ではASRに対して潜在的有害と判断されている。これまでの残存膨張量結果ではASRによる劣化としては非常に小さな値を示しており、すでに収束段階であるとも考えられる。

以上のことをふまえ、現在まで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時に報告されたコンクリート試験練りの値(25 kN/mm²)を使用した。

(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

表 - 2 補強工法の選定一覧表

補強工法	補強概要	たわみ回復量	第三者影響度	経済性	施工性	評価	備考
<下弦ケーブル案> 下弦ケーブル(大偏心外ケーブル) 鋼製ストラット 	主桁下面に鋼製ストラット部材、外ケーブルを配置させ、中央ヒンジ部に支点効果を付与することで、中央ヒンジ部のたわみを抑止・回復させる構造。	○	○	○	○	◎	採用
<合成トラス案> 鋼製トラス材 	主桁下面に鋼製トラスを設置して、トラス材の変形拘束により、垂れ下がりに抵抗し、トラス材の取付け前にジャッキアップすることで、中央ヒンジ部のたわみを抑止・回復させる構造。	○	× (桁下街路)	△	△	△	橋面上の交通規制は不要であるが、桁下の街路交通規制に要する期間が長期(約2ヶ月)となる。なお、施工実績は無い。
<斜外ケーブル案> 斜外ケーブル 	主桁ウエブの内外側に、せん断方向とは逆に斜外ケーブルを配置させ、上向き鉛直分力を作用させることで、中央ヒンジ部のたわみを抑止・回復させる構造。	△	○	×	△	×	主桁ウエブに約2000箇所のアンカー孔を削孔する必要があり、施工性、経済性に劣る。なお、施工実績は無い。
<箱桁内外ケーブル案> 箱桁内外ケーブル(有ヒンジ) 	外ケーブルを箱桁内に配置させ、偏向部を介して、プレストレスを主桁に伝達させることで、中央ヒンジ部のたわみを抑止・回復させる構造。	×	○	○	○	△	施工実績は豊富であるが、たわみ回復の効果が小さい。
<エクストラドーズド形式案> 主塔 大偏心外ケーブル 	既設橋脚に主塔を新設し、大偏心外ケーブルを配置させ、吊り上げる要領で、中央ヒンジ部のたわみを抑止・回復させる構造。	○	×	×	×	×	主塔部を施工するために、大掛かりな橋面の交通規制が必要であり、幅員構成と主塔の配置上から、構造上必要な主塔部材厚の確保が困難である。

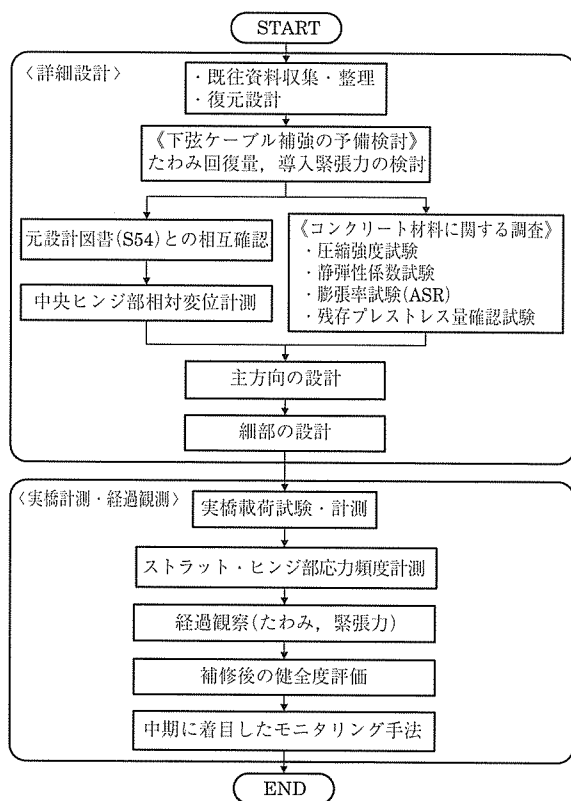


図 - 4 全体フロー

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するため、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、図 - 5 に示すように高感度変位計を中央ヒンジ部下床版に取り付け、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、鉛直方向変位量の最大値は0.96 mm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5 mm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2.50 mm、閉じ側4.16 mmの結果が得られた。ただし、この値は温度変化による伸縮量を含んだ値であり、補強後にはプレストレスにより、常時で水平支承に軸力が作用するため、ほとんど発生しない値となる。

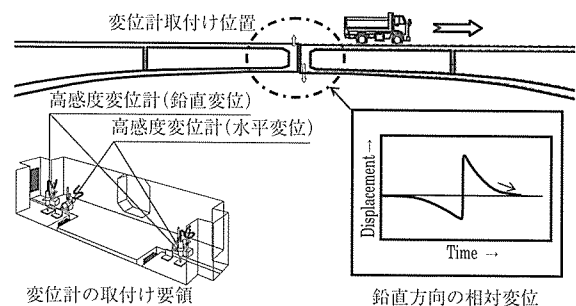


図 - 5 変位計の取付け位置図

表 - 3 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 (kN/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 試験練り報告書より
	Case - B	44.4	25.1	
1987 (昭和 62 年)	隔壁	36.4 ~ 42.2	20.7 ~ 25.4	モルタルバー法：327 (26 W) 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)	ウエブ	29.7 ~ 30.6	21.3 ~ 23.4	JCI - DD 2 法：255 カナダ法：860 (28 day)
2003 (平成 15 年)	下床板	23.4 ~ 38.2	18.3 ~ 23.3	JCI - DD 2 法 ：125 ~ 190 (29W)
各示方書の基準値	—	40	31	JCI - DD 2 法：1 000 (26 W) カナダ法：2 000 (28 day)

(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。

- 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、全橋あたり SWPR 7 BL 19 S 15.2 を 4 本配置した。
- 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 $\sigma_{pi} = 1\,230\text{ N/mm}^2$ ($P_i = 3\,341\text{ kN/本}$) 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 4.0 m）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 ~ 6.0 N/mm² 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量は中央ヒンジ部で 44.8 mm 上昇する結果が得られた。

(4) 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

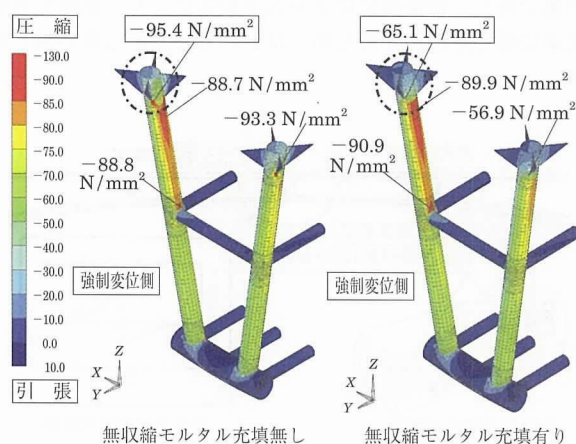


図 - 6 ストラットの 3 次元 FEM 解析結果

トラットに単鋼管 ($\phi 267.4\text{ mm}$) を、サドルに二重鋼管 (外管 $\phi 355.6\text{ mm}$, 内管 $\phi 139.8\text{ mm}$) + 無収縮モルタル充填の方式を採用した⁴⁾。ストラット付け根部はリブプレートを配置し、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 に示すようにリブプレートの先端部の最大圧縮応力度が、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、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) 中央ヒンジ部水平支承の設計および既設横桁の補強

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、道示の許容応力度を超過する結果となった。そのため、中央ヒンジ部に軸力伝達の役割で、図 - 7 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。以下に設計結果を記す。

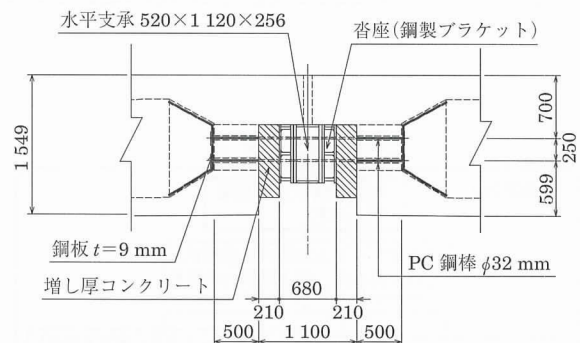


図 - 7 中央ヒンジ部詳細図 (側面図)

- ①この水平支承に作用する軸力は、最大で約 6 350 kN/支承となり、既設横桁の曲げ耐力、押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した。
- ②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、中央ヒンジ部水平変位（開き側）を抑える仮固定の目的で PC 鋼棒 $\phi 32\text{ mm}$ を 8 本配置し、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。
- ③増し厚コンクリートによる若干の死荷重たわみが発生したが、既設横桁と鋼製沓座ブラケットの面タッチの仲介となり、計画時に懸念していた施工精度の問題が解消できた。

(6) 下弦ケーブル定着部付近の照査

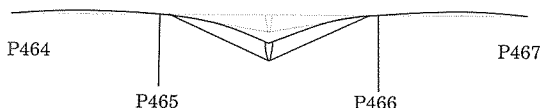
下弦ケーブル定着具、偏向具は既設柱頭部に設け、増し

厚コンクリートで対処した。その厚さを定着部前面では定着具構成部品の配置上 0.75 m 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 0.6 m 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、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 RC 構造としている。

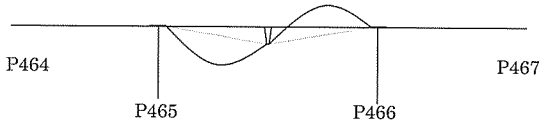
(7) 固有振動特性の照査

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⁵⁾。その結果、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 ($5 \cdot f_h < f_c$)⁶⁾ 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 (図 - 8)。実際に配置した制振装置間隔は、緊張材自体にも有害な振動を与えない目的で 10 m 以下⁷⁾ に設置することとした。

○ 鉛直 1 次振動モード (主桁の最低次たわみ振動数)
振動数 $F = 1.517 \text{ (Hz)}$ 固有周期 $T = 0.659 \text{ (sec)}$



○ 下弦ケーブル 1 次振動モード
振動数 $F = 11.021 \text{ (Hz)}$ 固有周期 $T = 0.091 \text{ (sec)}$



※ $5 \times 1.517 = 7.585$ (主桁の最低次たわみ振動数)
 < 11.021 (下弦ケーブル 1 次振動モード)

図 - 8 固有振動解析結果

表 - 4 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
		ひずみゲージ
		ひずみゲージ
⑤スラットひずみ	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。

4. 実橋計測および静的荷重試験

4.1 目的および概要

本補強方法は施工実績がきわめて少ないことから、①設計の検証、②本橋の健全度評価、③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 相当の荷重荷重による実橋静的荷重試験を実施した (表 - 4)。

図 - 9 に静的荷重試験時の荷重要領を示す。荷重車は 50 t 吊ラフタークレーン車 4 台を使用し、荷重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・静的荷重試験結果と考察

(1) たわみ性状

表 - 5、図 - 10 に中央ヒンジ部のたわみ計測結果を示す。図 - 10 に示すように下弦ケーブル緊張によるたわみ回復量は、解析値 44.8 mm に対して、計測値は 41.0 mm であり、変形傾向ともほぼ一致している。また、上り線、下り線とも計測値がおおむ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ほとんどないが、静的荷重試験では補強前後とも計測値と解析値の割合が 8 割程度でありおおむね一致していた。これらのことから、本

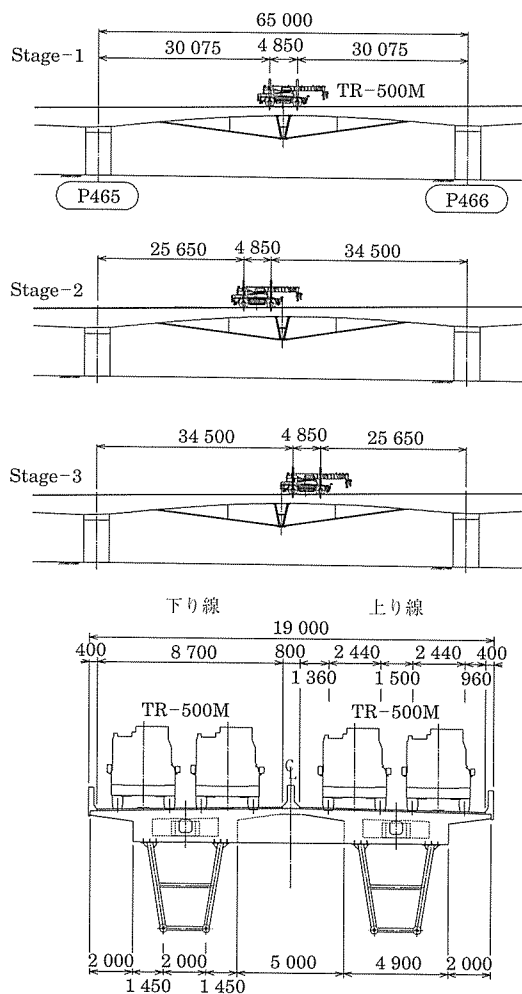


図 - 9 静的荷重試験の荷重要領

表 - 5 中央ヒンジ部たわみ量計測結果

項目		解析値 ①	計測値 ②	比率 ②/①	
下弦ケーブル緊張時計測	上り線	44.8	41	0.92	
	下り線	44.8	40	0.89	
静的荷重試験	補強前(A)	stage - 1	24.5	22	0.90
		stage - 2	21.4	20	0.82
		stage - 3	21.4	18	0.82
	補強後(B)	stage - 1	23.7	21	0.98
		stage - 2	20.7	19	0.80
		stage - 3	20.7	17	0.80
	比率(B/A)	stage - 1	0.97	0.95	-
		stage - 2	0.97	0.95	
		stage - 3	0.97	0.94	

※1 符号：+が上向き，-が下向き／単位：mm
 ※2 静的荷重試験の計測値は上り線，下り線の平均値
 ※3 stage - 1：支間中央着目／stage - 2：P 465 着目／stage - 3：P 466 着目

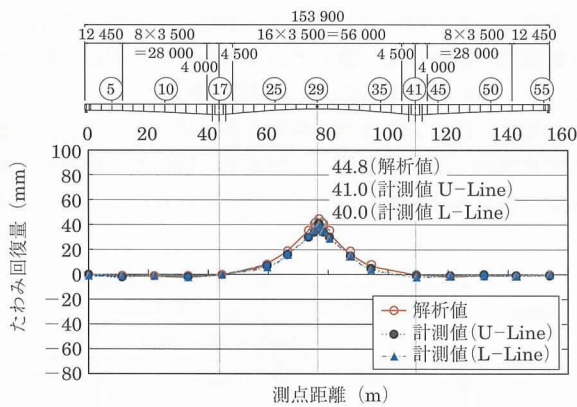


図 - 10 下弦ケーブル緊張によるたわみ回復量

補強設計で用いた主桁のコンクリート弾性係数 (25 kN/mm²) は、ほぼ妥当であると考えられる。

図 - 11 に 1979 年竣工後からの中央ヒンジ部たわみ変化量を示す。近年の中央ヒンジ部たわみ量は、温度補正無しで年ごとに 2 mm ~ 9 mm 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量の進行は収束傾向にあると考えられる。

(2) 主桁のひずみ性状

図 - 12 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 25 kN/mm² に仮定した場合の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、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。

静的荷重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 2.0 N/mm² 程度の小さな値のため、とく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、計測値と解析値がおおむね一致しており、とく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ばね値を設計用の値 (試験成績表ばね値と比べ 1.4 倍程度堅い値) を使用しており、緊張時にヒンジ部の回転変位、水平変位の影響からストラット付け根部の計測値が、一時的に解析値より大きな圧縮ひずみを示した。これは実際のばね値が設計用ばね値より小さいため、想定より大きく回転したことが原因であるが、今後のヒンジ部の挙動は、図 - 13 に示すような荷重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

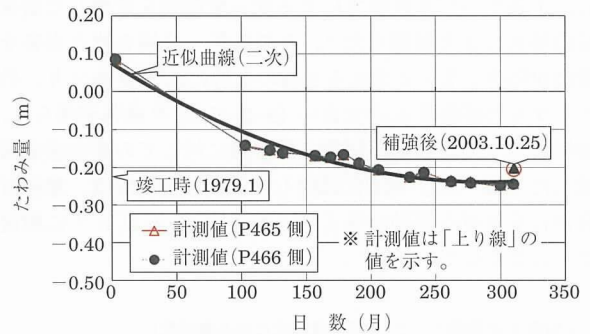


図 - 11 1979 年竣工時からの中央ヒンジ部たわみ量

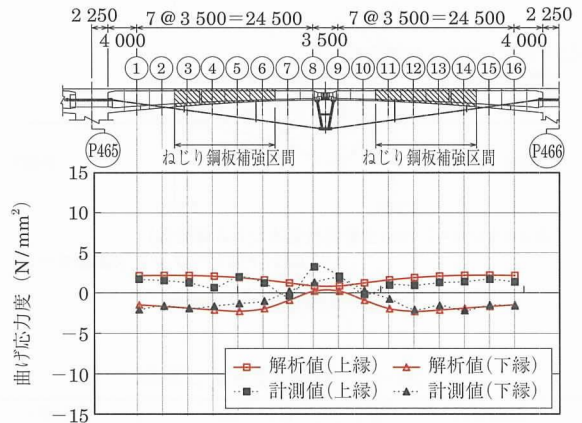


図 - 12 下弦ケーブル緊張時主桁ひずみ

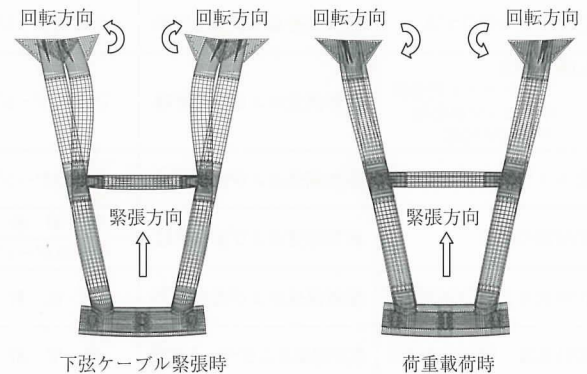


図 - 13 ストラットの変形図

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倍の耐力を有しており、ストラット部材の十分な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頻度を、補強前計測と同様な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。結果を以下に示す。

- ①ストラット部材では、図-14に示すように最大頻度(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。

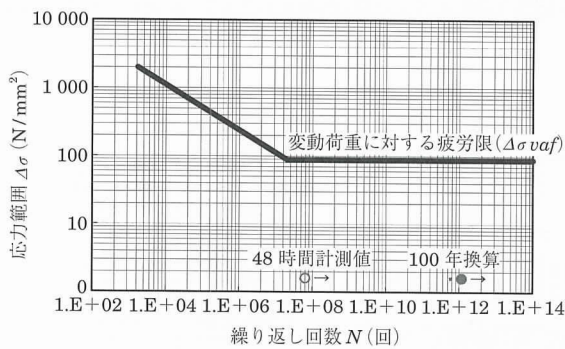


図-14 ストラットの応力頻度計測 (S-N曲線)

- 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±0.3 mm程度、変位量の最大値が0.96 mm (48時間計測で2回のヒット)であった。
- ③ストラットの設計では相対変位量を5 mm考慮しており、問題ないことが確認できた。
- ④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-15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た。
- ⑤今後、既設ゲレンク支承の疲労(摩耗)進行度は、補

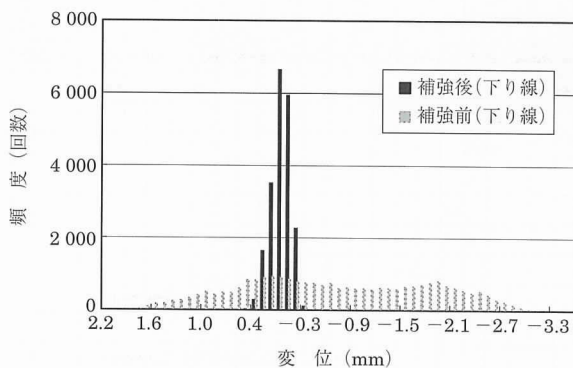


図-15 中央ヒンジ部相対変位(水平方向)

強前と比べ低減することが予想できる。

- ⑥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、緊張後から約175日の期間実施した。

下弦ケーブル緊張力については、緊張後約3ヶ月、6ヶ月後に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、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%程度の変動量であり、磁歪センサーの公称誤差が3%程度であることから、緊張力がおおむね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、①緊張後1週間程度の間隔で定期的なたわみ量と温度計測、②床版温度差による影響を把握する目的で、1日の温度変化が著しい春季(4月中旬)に1時間ごとのたわみ量と温度計測を行った。①、②とも温度補正の結果、緊張後のたわみ変動量は数mm程度の値であり、たわみの進行は認められなかった。よって、現時点では本橋における変形挙動を、弾性平面骨組解析で予想できていることから、大局的に健全であると考えられる。しかし、今後、遅れ弾性たわみなど弾性解析では特定できない事象の有無を確認する必要があり、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。

一方、面的変位(角折れ、ねじりなど)を確認すること、今後の維持管理上での初期値を得ることを目的に、地上型3Dレーザースキャナを用いた計測を行った。図-16は計測時間によってのたわみ変動量を示しており、午後の計測値が支配的で、一様なたわみ量あることから、床版温度差に起因するたわみが発生しているが、面的変位は生じていないことが確認できた。

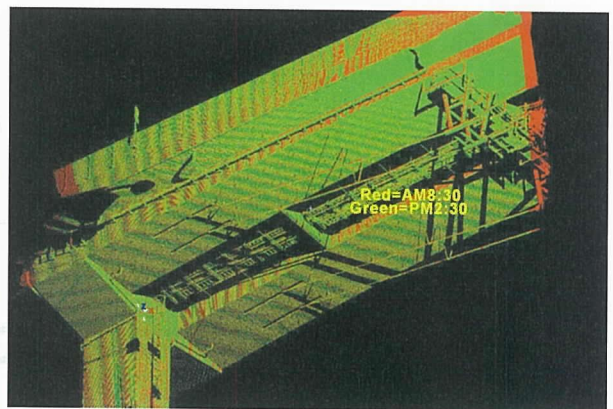


図-16 3Dレーザースキャナ計測結果

5. 施 工

5.1 本工事の特徴

本補強工事では下弦ケーブル緊張時、実橋静的載荷試験時などの工種において、一時的に本線の通行止めを実施する必要があった。また、吊り足場組立て・解体、中央ヒン

○ 工事報告 ○

下部水平支承の設置，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。そのため，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日あ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，本線通行止め期間内で施工する工種を下弦ケーブル緊張，実橋静的载荷試験とし，所要日数は最長で4日と定めた。その他の工種はすべて桁下の街路から施工することとし，街路の第三者への付加は若干増加するが，工事全体に与える影響は小さいものと判断した。

5.2 施工順序および工程

図 - 17 に施工順序概要，施工フローを，表 - 6 に実施工程表を示す。なお，表記中の「①～⑩」は施工順序を示している。

5.3 施工内容

(1) 下床版取壊し工

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（写真 - 1），中央ヒンジ部は桁下面から

切断し，コンクリート塊を小割にした後，桁下の街路から搬出した。なお，切断断面の後処理はガラスクロス貼付の防錆処理を施した。

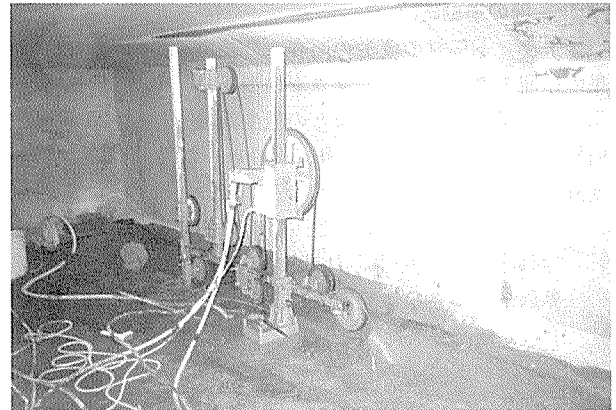
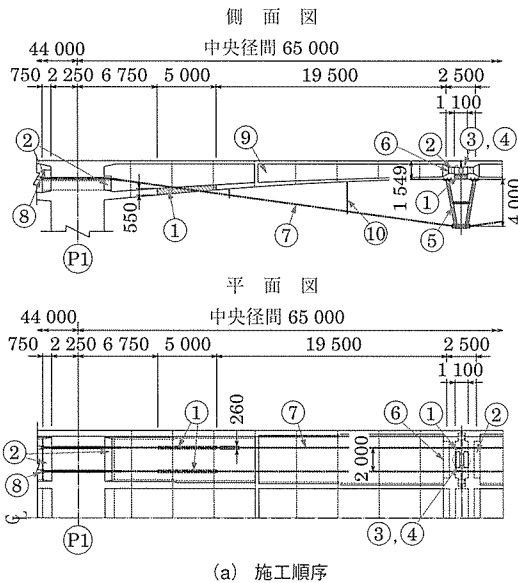
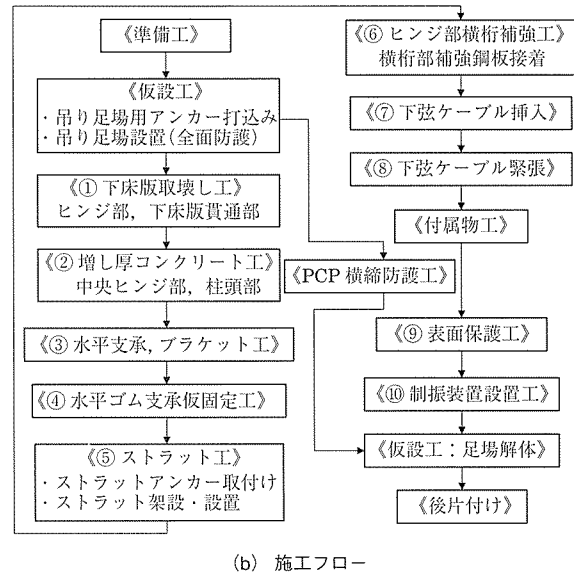


写真 - 1 下床版切断状況



(a) 施工順序



(b) 施工フロー

図 - 17 施工順序概要図

表 - 6 実施工程表

項目/月	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4
工事日数(日)	4	30	31	30	31	31	30	31	30	31	31	28	31	20
累計日数(日)	4	34	65	95	126	157	187	218	248	279	310	338	369	389
準備工・詳細設計・各種調査計測	[Progress bar from month 3 to 4]													
架設工(吊り足場・昇降階段)	[Progress bar from month 6 to 8]													
①下床版取壊し工	[Progress bar from month 7 to 8]													
②ヒンジ部横桁，柱頭部補強工	[Progress bar from month 8 to 9]													
③，④水平ゴム支承設置工	[Progress bar from month 9 to 10]													
⑤ストラット架設工	[Progress bar from month 10 to 11]													
⑥ヒンジ部横桁鋼板接着補強工	[Progress bar from month 11 to 12]													
⑦，⑧下弦ケーブル挿入・緊張	[Progress bar from month 12 to 1]													
⑨コンクリート表面保護工	[Progress bar from month 1 to 2]													
⑩制振装置工	[Progress bar from month 2 to 3]													
付属物工，PCP 横筋防護工	[Progress bar from month 10 to 12]													
後片付け	[Progress bar from month 2 to 4]													

(2) 水平支承設置工

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 20 kN (2 t) の揚上能力を有する高所作業車を使用した。取付け順序は両側の沓座鋼製ブラケットを所定の位置に据付け、後に水平支承を取り付けた (写真-2)。

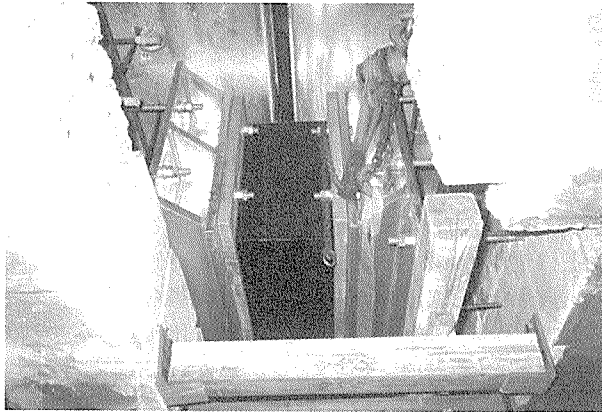


写真-2 水平支承取付完了

(3) 増し厚コンクリート工

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を行った。コンクリート打設時の締固め作業は狭い箱桁内であるため、1日あたりポンプ車2台を配置し、打設日程を上下線に分け、2日間費やして打設を行った。なお、施工性、充填性を向上させるために、使用材料として、フロー値 45 cm のコンクリートを使用した。

(4) ストラット工

ストラット重量は 20 kN (2 t) 程度であるが重心が高いため、図-18 に示すような 100 kN (10 t) 吊りラフタークレーンにより架設を行った。ストラット設置位置の特定は、あらかじめ、下床版部既設鉄筋位置を RC レーダにて調査し、その結果をストラット製作時に反映した。

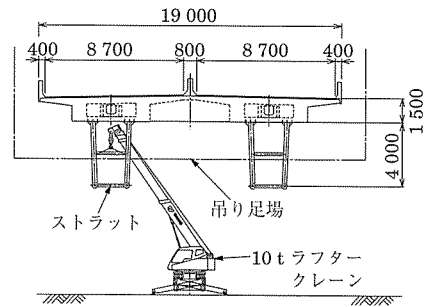


図-18 ストラット架設要領図

(5) 下弦ケーブル工

図-19 に示すように、下弦ケーブル挿入は P464 側下床版下面に設けられている検査孔より挿入し、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、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。また、箱桁内や吊り足場にはケーブル保持のために簡易的なガイドを設置した。

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。最終緊張力が $\sigma_{pi} = 1\,230 \text{ N/mm}^2$ ($P_i = 3\,341 \text{ kN/本}$) のため、 150 N/mm^2 (約 400 kN) ごとの緊張ステップとし、計測項目は緊張力、中央径間の主桁の変位量、ひずみの挙動とした。なお、最終緊張力の 30%、60% 時点の各緊張力 (P) と主桁たわみ量 (δ)、ひずみ量 (ϵ) から、一次直線補間によ



(a) 補強前



(b) 補強後

写真-3 喜連瓜破高架橋全景写真

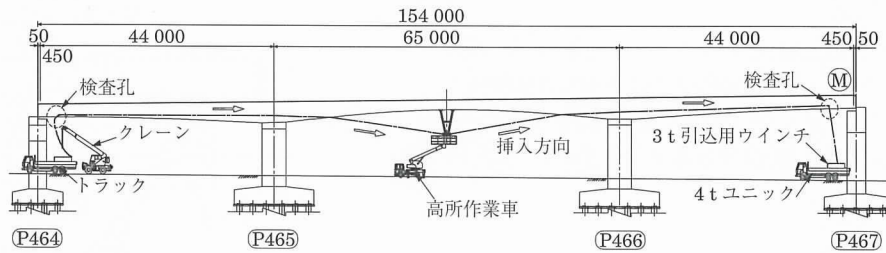


図 - 19 下弦ケーブル挿入要領図

り $P-\delta$, $P-\epsilon$ 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することで、作業時の安全確認と設計的検証を行った。

5. 今後の対策の一提案

本補強工法は施工実績がきわめて少ないことから、補強後も中期的にモニタリングが必要であると考えます。しかし、その結果が著しい場合には今後の対策が必要となるが、その一方策として中央ヒンジ剛結（連続化）が考えられる。図 - 20 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。この引張力に対して鉄筋を配置させ、部分的に補強することで、補強設計上、連続橋としての構造が成り立ち、今後の垂れ下がり対策の一つとして有効であると考えます。

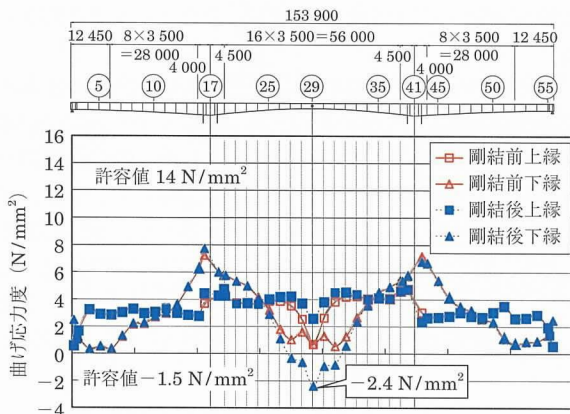


図 - 20 設計荷重時 (max) 合成応力度

6. おわりに

本橋は垂れ下がり事象が確認されてから本補強工事の完了に至るまで、定期的に各種調査・計測、検討がなされて

きた。そのデータをもとに有識者の助言を取り入れ、対応策の選定、設計、施工、調査・計測を行った。本補強方法では有ヒンジラーメン橋特有の垂れ下がり事象に対して、大幅に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ます。しかし、現時点での本橋における健全度の評価は、ある程度の方向性は確認できたものの、現在まで得られたデータのみでは、今後の垂れ下がり予測の判断は困難である。そのため、今後も継続的にモニタリングが必要であると考えます。今回の補強工事が今後の補強技術の一助となれば幸いです。

最後に、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, 見島孝之: 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, pp.27 ~ 31
- 4) 篠崎裕生, Thiru Aravinthan, 渡辺宗樹, 濱田諒: 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 pp.595 ~ 600
- 5) 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, pp.1163 - 1164
- 6) (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
- 7) PC 技術協会: 外ケーブル構造・PCa 工法設計施工基準 (案), H8.3pp.72 ~ 73
- 8) 余田善紀・鈴木威・林田充弘: デイビダーク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
- 9) 鈴木威・松本茂・若槻晃右: 下弦ケーブルを用いた有ヒンジ PC 桁橋の沈下対策, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレードシンポジウム, (社) 日本材料学会, 2003. 10, pp.87 ~ 92

【2004 年 6 月 29 日受付】