

高速道路におけるゲルバー橋の架替え計画 —— 名神高速道路 石山高架橋 ——

縦山 好幸*1・江口 洋一*2・菊池 秀二*3・長橋 弘和*4

1. まえがき

名神高速道路は、わが国で最初の高速道路として昭和38年に栗東～尼崎間が、昭和40年7月に全線が供用され、陸上交通の大動脈として国民生活の向上と経済社会の発展に寄与してきた。しかしながら、開通以来、すでに30年が経過した現在では、当初の予定を2倍強上回る交通量の増加に加えて、車両の大型化により、構造物の疲労、老朽化が問題となっている。特に瀬田西 I.C～大津 I.C 間に位置する石山高架橋のゲルバー桁は、昭和48年には、ゲルバー桁受部にクラック等が発生して以来、種々の補修・補強が行われているが、損傷の進行が著しいことから、今回、抜本的な補強対策を講じる必

要が生じた。

対策検討にあたっては、約9万台/日を超える利用に極力影響を与えないこと、鉄道および道路との交差条件を考慮し、さらに人家連担地域での狭小な作業スペースでの工事等施工上多くの課題をクリアーする必要がある。

2. 橋梁形式

石山高架橋の上部工形式は図-1に示すようにPC3径間連続箱桁(受桁付き)・PC単純Tゲルバー吊桁・PC単純桁(受桁付き)の構造系である。また、下部工形式は、扶壁式橋台・壁式橋脚であり、基礎形式は洪積層の砂礫地盤に床付けた、ケーソン基礎となってい

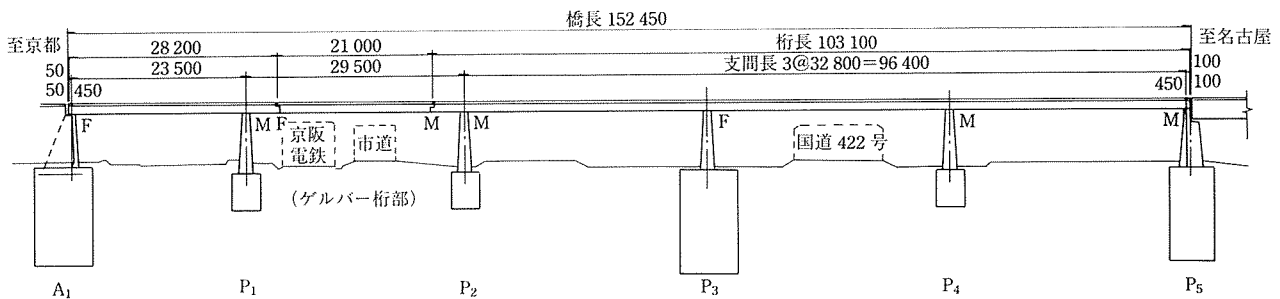
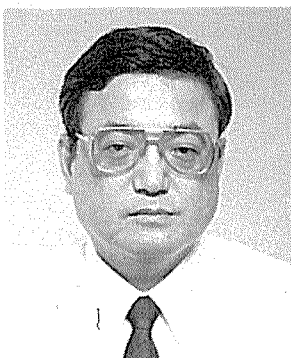
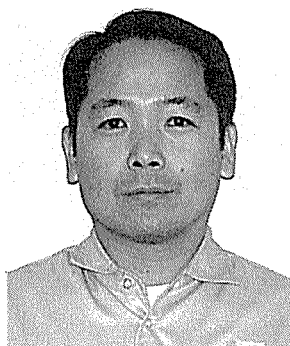


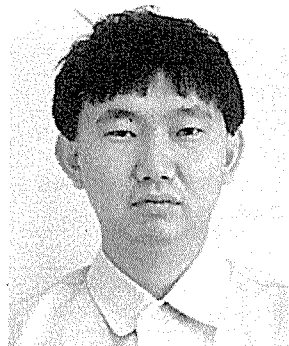
図-1 石山高架橋 概念図



*1 Yoshiyuki MOMIYAMA
JH 日本道路公団
名古屋管理局技術部
調査役



*2 Youichi EGUCHI
JH 日本道路公団
名古屋管理局
栗東管理事務所 改良助役



*3 Shuji KIKUCHI
JH 日本道路公団
名古屋管理局
栗東管理事務所



*4 Hirokazu NAGAHASHI
名古屋道路エンジニア(株)
構造技術部構造技術課



写真-1 吊桁部の現況

る。なお、吊桁部の現況を写真-1に示す。

3. 損傷原因の推定

- 1) 石山高架橋のうち、損傷が著しいのはゲルバー構造部（桁長 21 m）である。ゲルバー構造は通常の桁橋に比べ、吊桁と受桁の掛違い部に衝撃を含んだ集中荷重を受けることから、疲労クラック等の損傷が発生したものと考えられる。
- 2) 供用当時 6 700 台／日であった交通量は、平成 6 年度には予想交通量（36 000 台／日）をはるかに上回る 86 400 台／日（大型車混入率 39%）にも増大した。総通過台数は、約 550 百万台となる。これらの交通量の増大も桁の早期損傷原因の一つと考えられる。
- 3) 設計輪荷重 8 t を上回る軸数は、東名の平成 4 年度のデータによれば約 3 万台軸／年あり、過積載車両の増大も損傷原因と考えられる。

4. 損傷および補修経緯

当該橋梁は、昭和 38 年に供用を開始し、昭和 48 年頃からゲルバー桁部に損傷が見られるようになり、平成 7 年現在に至るまで種々の損傷調査および補修を実施している。



写真-2 ゲルバー部

表-1 石山高架橋の損傷調査結果と対策

時 期	調 査 等 内 容	補 修・補 強 対 策
昭和 48 年度		PC T 桁吊部の間詰めコンクリート剥離防止用鋼板接着
昭和 49 年度	1) 受桁部橋軸直角にクラックが発生した。 2) 上り線受桁部の走行側・追越し側張出し部にクラックが発生し、原因の推定および補修計画を策定。	
昭和 50 年度		H 鋼と PC 鋼棒による張出し受桁の補強
昭和 53 年度	昭和 49 年度に引き続いて調査を行い、クラック箇所からの遊離石灰を確認。	
昭和 54 年度	ゲルバー部の損傷調査および補強方法の検討を行った。	
昭和 56 年度	吊桁ヒンジ部の補強形式として、3 案の検討を実施。方杖構造による支点支持案についての詳細設計を実施。 なお、設計上の条件として方杖が受ける荷重を基礎を含めた高架橋全体に影響を及ぼさない範囲とする暫定補強とした。	
昭和 57 年度		方杖による吊桁・受桁の補強
昭和 62 年度	立体構造解析を行った結果、方杖には荷重の支持台としては構造上の問題がある。また、設計と施工の整合性がとれてないことが判明。	
平成元年度	経年変化に伴う方杖のたわみ・変位・応力等の測定の実施・調査の結果、方杖は吊桁を支持していないこと、腐食によりヒンジ機能していないことが判明。	
平成 3 年度		方杖ゴム沓の取替えおよび反力調整
平成 4 年度	名神高速道路路橋梁老朽化対策検討委員会を設置。	

なお、損傷調査および補修の経緯を表-1に、ゲルバー部を写真-2に示す。

本橋における支点反力を表-2に、検討結果の代表例を図-2に示す。

5. ヒンジ部の応力度照査

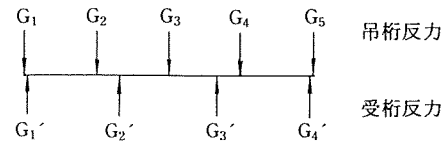
ゲルバー部の応力照査を行った結果、斜め引張応力度が、実際のひびわれ方向と一致しているのか、ひびわれを発生させる応力度に達しているかについて、今井らによるゲルバーヒンジ部応力の提案式に基づく数値解析および2次元FEM解析により検討を行った。また、主桁等の応力度について活荷重(TL-20, TT-43, B活荷重)により照査を行った。

数値解析では、受桁、吊桁のいずれもひびわれ抵抗力および破壊安全度が不足する結果となった。

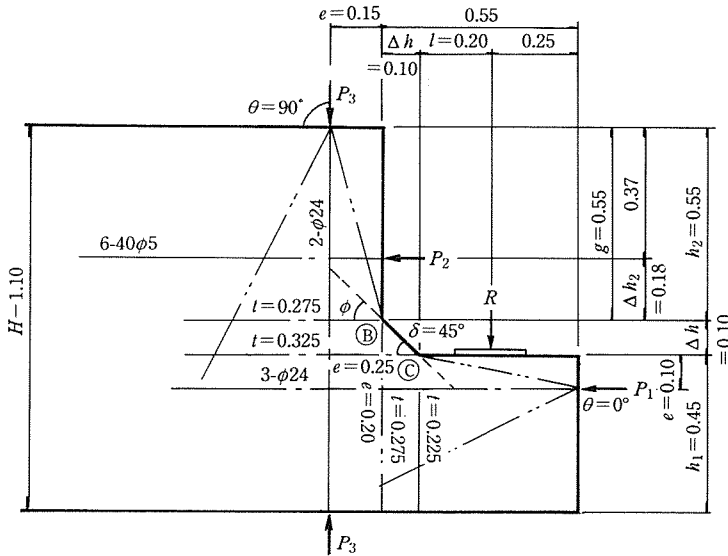
表-2 吊桁、受桁部の支点反力

	吊桁反力					受桁反力			
	G_1	G_2	G_3	G_4	G_5	G_1'	G_2'	G_3'	G_4'
TL-20	47.6	44.8	41.5	43.0	44.0	57.0	56.1	54.3	53.4
TT-43	56.3	51.6	46.8	50.0	52.9	66.1	65.2	63.6	62.7
B活荷重	58.2	53.7	49.2	52.1	54.8	68.8	67.9	66.3	65.4

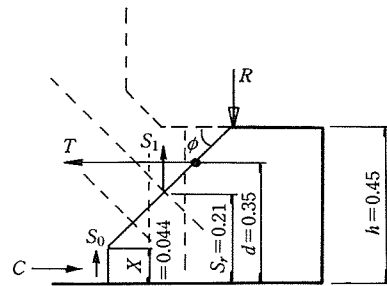
吊桁・受桁の支点については下図参照



(1) ヒビワレ荷重 (隅角部主応力度) の算出



(2) 破壊荷重の計算 (簡略法)



(1) ヒビワレ荷重

		TL-20	TT-43	B活荷重
σ_R	Ⓑ	-168.8	-195.7	-203.7
	Ⓒ	-214.5	-248.7	-258.9
P_2	Ⓑ	-68.8		
	Ⓒ	-		
P_1	Ⓑ	58.4		
	Ⓒ	163.6		
P_1'	Ⓑ	-		
	Ⓒ	-		
P_3	Ⓑ	36.8		
	Ⓒ	12.0		
σ_b	Ⓑ	-141.6	-169.3	-177.3
	Ⓒ	-38.9	-73.1	-83.3
σ_{bk}		-53.0		

$\sigma_{bk} = 0.9 \cdot \sigma_{ck2/3}$ (曲げ強度)

(2) 破壊荷重

		TL-20	TT-43	B活荷重
T (tf)		108.6		
C (")		"		
X (m)		0.044		
S_0 (tf)		11.6		
S_1 (")		71.4		
R_r (tf)	$\Sigma V=0$	83.0		
	$\Sigma M=0$	256.0		
R_u (tf)		104.6	128.1	134.6
$F=R_r/R_u$		0.79	0.65	0.62

(1.3 D + 2.5 L)

ここに、 $S_0 = \tau_{ma} \cdot b \cdot d$ ($\tau_{ma} = 60$ tf/m²)
 $S_1 = A_{sw} \cdot \sigma_{sy}$ ($\sigma_{sy} = 2400$ kgf/cm²)

図-2 受桁部 (PC 3 径間連続箱桁) の検討結果

(注) 提案式については、橋梁と基礎 (Vol. 4, No. 8, 1970-8) PCゲルバーヒンジ部の構造と一設計算法、今井その他著より引用した。

6. 補強計画

供用後、構造的弱点であるヒンジ部に斜め引張力による損傷が現れ、種々の補修を行ってきた。しかし、ひびわれ損傷の進行および程度は予測以上のものがあり、抜本的な補強対策が必要であると判断した。

これに伴い、平成4年度より名神高速道路橋梁老朽化対策検討委員会（委員長 島田静雄埼玉大学教授）を設置し、改良案として考えられた6案（表-3参照）により比較検討を行い、下記の理由により、第4案「ゲルバー部撤去改良」案を選定した。

- 1) ゲルバー損傷部が吊桁・受桁ともに切除でき、弱点を解消できる。
- 2) 単純な構造となり、将来的には2径間連結桁とすることが可能である。
- 3) 秋の名神高速道路の夜間通行止め工事期間内（13夜間）での施工が可能である。

7. 中間定着装置の検討

7.1 概要

ゲルバー部撤去改良案を採用する際の技術的課題として、受桁切削時、PC鋼線を中間定着装置により仮固定する必要が生じた。公団としては今後もPC橋の補強計画が山積みされており、PC鋼線の緊張力を変更することなく施工を行うことができれば、今後、PC部材の補強方法として有効な手段となる。

最近、カーボンファイバー等による新素材の緊張材を対象に石灰系膨張剤を使用し、その膨張圧により緊張材を固持する定着システムが開発・研究されているが、この膨張剤による方法は、今回の中間定着方法としても適用性が高いと考えられた。しかし、本橋のような主ケーブルがマルチ鋼線（BBRV 42-φ5）の緊張材の場合、膨張圧による定着機構が不明であり、解明すべき点も多く残されていた。

よって、マルチ鋼線の定着システムの可能性を確認するために、平成4年度より室内緊張試験および撤去予定の実橋を用いて、その有用性の検討を行った。

7.2 試験方法

試験方法は以下に示す3種類で検討を行った。中間定着装置の試験体の概念図を図-3に示す。

① 試験A

PC鋼線が抜け出すことのない十分に長い中間定着装置を用いて、PC鋼線の引抜き試験を行い、スリーブの軸方向ひずみの結果より必要定着長さを推定した。

② 試験B

試験Aにより決定された必要定着長さに余裕を持たせたスリーブを用いて、PC鋼線を緊張しない状態で定着し、引抜き試験を行った。

③ 試験C

試験Aより決定されたスリーブを用いて、PC鋼線を緊張した状態で中間定着し、その保持性能を調べ、次に引抜き試験により耐荷性能を調査した。

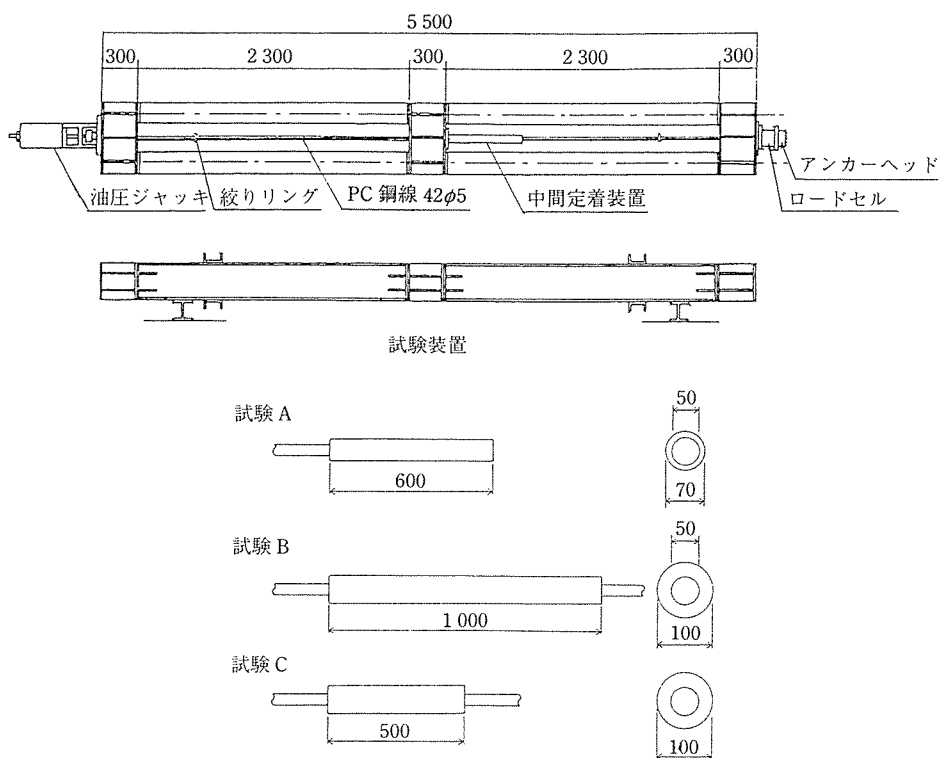


図-3 中間定着装置試験体の概念図

表-3 構造比較表

案	改良概要	概 略 一 般 図	特 記 事 項	経 済 性	構 造 性	維 持 管 理
第 1 案	<p>[現況補強案] 現状のゲルバー部を鉛直 PC 材で補強し、吊桁・受桁間に連続用 PC 鋼材を配し連続桁構造としてゲルバー部を無くす。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) 連続化によりゲルバー機構を解消できるが損傷を受けた吊桁・受桁の改善は不可能である。 2) ヒンジ沓を残したままの一体化であり、狭小な箇所での作業とあわせ、施工の完全性に問題が残る。 3) 将来の全面的改良を前提とした暫定案といえる。 4) 本線規制は短くてすむ。 	小	×	×
第 2 案	<p>[ゲルバー部連続化案] ゲルバー部の損傷に加え、床版・主桁の耐力に欠ける吊桁を撤去し、架け替えるとともに受桁との間に連続 PC 鋼材を配し連続桁構造としてゲルバー部を無くす。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) 補修・補強を行っても受桁の損傷部は将来とも残り、構造上の弱点となる。 2) 連続構造となることから、現況橋脚の補強あるいは支承条件の変更が必要となる。 3) 工事期間は 13 夜間閉鎖内で可能 	大	△	△
第 3 案	<p>[ゲルバー部連続化 プレキャスト刷新案] 損傷を受けた吊桁・受桁を撤去・切削し、新しい部材で建設当初の構造系を修復する。受桁・吊桁間に連続用 PC 鋼材を配し連続化を図ることも可能である。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) 損傷部が吊桁・受桁とも刷新できるが、ゲルバー機能はそのままである。 2) 受桁 PC ケーブルの中間定着・切断という技術・施工上の問題を検証する必要がある。 3) ゲルバー構造は応力集中の少ない形状とする。 4) 工事期間は、2 ヶ月間の交互通行が必要である。 	中	△	△
第 4 案	<p>[ゲルバー部撤去改良案] 現状の吊桁を撤去するとともに、受桁を橋脚上で切断し、当該径間を新たな単純桁で架替えを行うが、連続化も可能である。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) ゲルバー損傷部が吊桁・受桁ともに切除でき、弱点を解消できる。 2) 受桁 PC ケーブルの中間定着・切断という技術・施工上の問題を検証する必要がある。 3) 構造系の変更により、隣接径間の外ケーブルによる補強を要す。 4) 工事期間は 13 夜間閉鎖内で可能。 	大	○	○
第 5 案	<p>[単純桁挿入案] 現状の吊桁を撤去するとともに、受桁上下床版を切削し、受桁ウェブ間に新たな PC 桁を挿入、当該径間を単純桁として改良する。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) 現状の受桁 (ウェブ) と新設桁を縁切るために、新設桁の上床版部を受桁上面に設定する必要がある。そのため、路面高を上げることになる。 2) 受桁の床版・横桁を切削することから、その補強が問題として残る。 3) 工事期間は、1 ヶ月間の交互通行が必要である。 	中	△	△
第 6 案	<p>[架 替 案] 損傷を受けている吊桁・受桁撤去のため、A₁~P₃ 間の架替えを行う。桁切断は P₃ 橋脚付近のカッピングされている部分とし、単純桁の架設を行うが、連続化も可能である。</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1) ゲルバー損傷部が吊桁・受桁ともに切除でき、弱点を解消できる。 2) 工事量および工費は増大するが、特殊技術・特殊材料・特殊工法を必要とせず、既往の架設工法で対応が可能である。 3) 工事期間は、5 ヶ月間の交互通行が必要である。 	大	○	○

7.3 試験結果のまとめ

(1) 全 般

42-φ5 のマルチケーブルを中間定着し、有効緊張力 78 tf を減らさないで主桁を維持するという目的で本試験を実施した結果、膨張圧 600 (kgf/cm²)、定着具の長さ 50 (cm) で、PC 鋼線間に膨張材を充填する条件で緊張力のロスなく確実に中間定着できることが明らかになった。

なお、試験結果を表-4 に示す。すなわち、膨張材と PC 鋼線の摩擦係数は 0.224~0.237、PC 鋼線間の摩擦係数は 0.126~0.127 の範囲を示した。この摩擦係数を用いて必要定着長を検討したが、膨張材と PC 鋼線間ですべりが生じる場合には、41.9~43.0 cm、PC 鋼線

間ですべりが生じる場合には、80.2~86.8 cm となった。

(2) 膨 張 圧

後づめの超速硬コンクリートの硬化熱および保持時間が膨張圧の発現に影響を与えることが明らかになった。今回の施工量による超速硬コンクリートの硬化熱により膨張材は 48 時間後に、600 (kgf/cm²) 以上に達することが室内実験および実橋を用いた試験により明らかになり、この材料を用いることとした。

(3) 定着長寸法

定着具の長さは、膨張圧と反比例の関係にあり、膨張圧が 600 (kgf/cm²) の場合には 50 (cm) で良いことがわかった。なお、構造図を図-4 に示す。

表-4 中間定着装置の試験一覧表

試験名	試験条件				試験結果				
	定着具の概要	初期緊張	膨張圧 (kgf/cm ²)	備 考	定着荷重 (tf)	引張試験結果 (tf)	$\frac{\mu_1 \cdot U}{\mu_2 \cdot U}$	$\frac{\mu_1}{\mu_2}$	必要定着長さの推定 (cm)
試験 A	円筒状スリーブ 長さ：60 cm	無	500		-	49.5	1.80	0.126	86.8
試験 B	円筒状スリーブ 長さ：100 cm	有	500		78.0	105.3	3.51	0.224	43.0
試験 C	円筒状スリーブ 長さ：50 cm	有	439		56.0	78.4	3.72 1.95	0.237 0.127	41.9 80.2

PC 鋼線の緊張力 T は、次式より求められる。 $T = \mu \cdot P \cdot U \cdot L$

- μ_1 = 膨張材と PC 鋼線間の摩擦係数
- μ_2 = PC 鋼線間の摩擦係数
- P = 膨張圧 (kgf/cm²)
- U = PC 鋼線間の見かけの周長 (cm)
- L = 定着具の長さ

これより、 $\mu U = \frac{T}{PL}$ となり、この μU の値を表に示した。

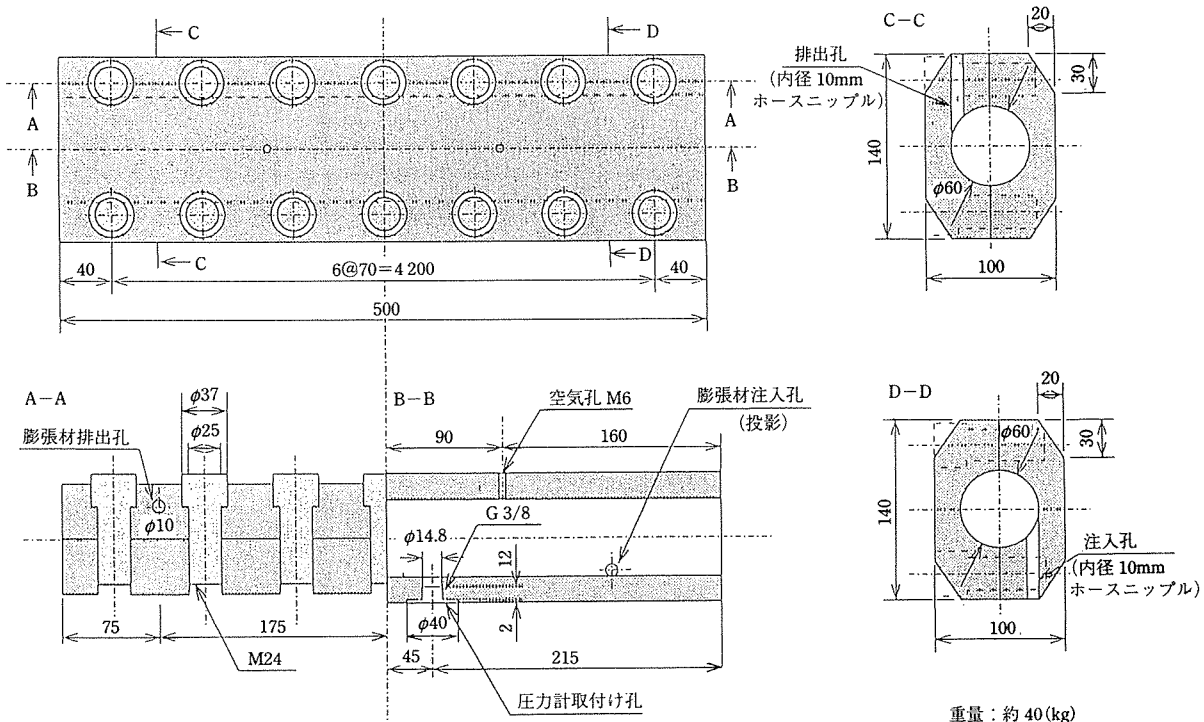


図-4 中間定着装置の詳細図

(4) 鋼線間の摩擦

膨張材と鋼線間の摩擦は期待できるが、鋼線間に何も充填しない場合は、鋼線間で滑り、十分な摩擦が考えられないケースが多かった。しかし、PC 鋼線間にクサビを用いて PC 鋼線を開かせ膨張材を充填することにより PC 鋼線間の滑りをなくして定着を確実にすることができた。

なお、この膨張材による PC ケーブルの定着試験結果の詳細については別途機会があれば詳細に述べたい。

7.4 今後の課題

今までの中間定着装置内の膨張圧 600 kgf/cm² の発現は確実であることが確認されたが、本施工にあたっては、PC 鋼線間に力がスムーズに伝達されていることを確認するための圧力計・ひずみゲージを配置し、測定する予定である。

8. 施工計画

前項で述べたとおり、石山高架橋のゲルバー部の損傷

は著しく、平成 5 年 11 月の車両制限令等の法改正に伴う車両大型化を契機に、その補強対策が急務となり、平成 9 年度末を目途に改良を行うこととした。

ゲルバー部撤去改良に当たっての課題としては、特に下記の項目が上げられる。

- ① PC 鋼線を露出させる際、コンクリートの取壊しで PC 鋼線を損傷させない工法をとらなければならないこと。
- ② 既設桁撤去および新設桁架設は、桁下の京阪電鉄の起電停止時間帯 (AM 0:45~AM 4:30) 内に完了する必要があること。

①については、コンクリートの取壊しはウォータージェット (2 500 kg/cm²) を使用するものとした。実橋による試験工事の結果により十分使用できるものと判断している。

②については、事前作業で壁高欄を撤去した後に、旧桁を 2 分割し、撤去後、新設桁の上下線を片側ずつ横移動装置により、横移動一括架設することで可能と判断し

	20:00 21:00	21:00 22:00	22:00 23:00	23:00 24:00	24:00 1:00	1:00 2:00	2:00 3:00	3:00 4:00	4:00 5:00	5:00 6:00	備 考
夜間通行止め規制開始	★										規制開始時刻 20 時
車 線 規 制	—										走行または追越規制完了 20 時 30 分 規制延長 500m
超高圧水ハツリ工準備作業	—										ハツリ機械等の設置 30 分
超 高 圧 水 ハ ッ リ 工		—	—	—							一次ハツリ 1 時間 二次ハツリ 30 分 三次ハツリ 30 分
スターラップ・床版鉄筋切断等			—	—							一次切断 30 分 二次切断 30 分
中 間 定 着 装 置 工					—	—					1 箇所 20 分 × 6 箇所 = 2 時間
切 断 鉄 筋 復 旧 工						—					スターラップ 15 分 床版鉄筋復旧 30 分
支 保 工 撤 去	—				—						事前 30 分 事後 30 分
残 砂 回 収 工					—						残砂 0.5m ³ 30 分
型 枠 工						—					型枠 2m ² 1 時間
超速硬コンクリート工打設							—				打設作業 0.7m ³ 30 分
超速硬コンクリート工養生								—	—		養生時間 3 時間
アスファルト復旧工									—		舗設作業 2m ² 30 分
舗 装 機 械 撤 去									—		転圧機械撤去 30 分
夜間通行止め規制解除										● ●印は規制解除時刻 6 時	

図-5 中間定着装置施工時間表

ている。なお、工事区域が人家連担区域であり、架設ヤードとしては、東海道新幹線と名神高速道路間の狭隘な($W=20$ m)空間を利用した新桁架設となる。

なお、中間定着工事および架設工事は、両工事とも例年実施している秋の名神高速道路夜間通行止め(PM 8:00~翌AM 6:00)で行う必要があるが、行程上、中間定着装置に1年、架替えに1年の期間を要するため、平成7~8年度の施工を予定している。工事は、夜間通行止め期間(13夜間)の限られた時間帯で行うことから日々の作業行程の詰めと、夜間施工での騒音・振動対策を十分に行う必要がある。なお、概略行程を図-5に示す。

- ③ 石山高架橋の改良は、ゲルバー桁の撤去後、新設単純箱桁を架設するとともに、受桁撤去後の側径間は応力バランスが変わりプレストレス力が足りなくなるため、事前に外ケーブル(SEE工法)を配置し、緊張力を導入することとしている。

9. あとがき

昭和30年代から昭和40年代後半に橋梁形式として採

用されたゲルバー桁構造であるが、今回の石山高架橋のように、抜本的に補強対策として架替え工事を行うのは橋梁の事例として初めてのことであろう。これも、利用交通形態の変化や社会的ニーズの変化に伴う大型車交通量の増加がもたらしたもので、建設当時には想像できなかったことであろう。また、今回の架替え工事は名神高速道路という日本の大動脈で、日々約9万台の交通を確保しながらの工事である。工事中のトラブルは社会的に大きな反響を呼ぶことも予測されることから、入念な施工計画と安全対策が不可欠であるため、今後工事までの間にJH内部および関連業界と十分な検討を行うこととしたい。

石山高架橋補強対策の検討に当たり、「名神高速道路橋梁老朽化対策検討委員会」(委員長 島田静雄 埼玉大学教授)において、多数の学識経験者および専門技術者の方に貴重なご意見とご指導を賜ったことに感謝の意を表します。また、機会があれば工事報告をさせて頂くこととして結びといたします。

【1995年8月17日受付】