

# 外ケーブルプレストレス工法で補強された 既設鋼げた橋の構造特性

原田政彦<sup>1</sup>・上腰正人<sup>2</sup>・梶川康男<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 大日本コンサルタント(株) 北陸支社技術部(〒930-0175 富山県富山市願海寺633)

<sup>2</sup>石川県土木部金沢土木事務所(〒921-8042 石川県金沢市泉本町6-34)

<sup>3</sup>正会員 工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科(〒920-8667 石川県金沢市小立野2-40-20)

耐力不足となっている既設橋梁の補強工法として、外ケーブルプレストレス工法が注目されている。その簡素な構造からプレストレストコンクリート橋では実績が多いのに対して、鋼橋での実績はまだ少ない。その要因として、設計手法が確立されていないことが挙げられる。そのため、鋼橋における外ケーブルプレストレス工法の構造特性を把握するとともに、設計計算上の仮定とモデル化が必要となってくる。そこで本研究では、外ケーブルプレストレス工法によって補強される既設橋梁を対象に、実験的、解析的に、耐荷性と耐久性の面で補強効果を確認するとともに、各主げた間でのプレストレス荷重の分担、解析手法について検討を行った結果を報告するものである。

*Key Words : existing plate girder, strengthening by prestressing, loading test, FEM*

## 1. はじめに

平成5年に道路構造令の設計自動車荷重が改正され、車両の総重量がそれまでの20トンから25トンに引き上げられた。この車両大型化の対応に伴い、多くの既設橋梁は設計計算上耐力不足となり、補強が必要となっている。また、交通量の増大による疲労損傷、経年劣化などにより、耐力低下が生じている既設橋梁の存在も社会問題となってきた。

このような耐力不足となる既設橋梁の補強対策として、さまざまな工法<sup>1)</sup>がとられており、中でも鋼橋ではカバープレートあるいは補強部材を添接し、部材の断面を増加させる工法が多く採用されている。しかし、この工法では、補強部材を取り付けるために、既設部材に多くの孔明けが必要となり、一時的に耐力の低下を生じることや、孔明け作業に費用と時間を要することなどが問題となっている。これを解決する工法として、鋼げたにケーブルを設置しプレストレスを導入する外ケーブルプレストレス工法が注目されている。

この工法は、孔明けなど既設部材の加工が少ないことや、一般車両の供用下で施工が可能であること、ケーブルの断面と配置の組み合わせにより自由に応力域を選択できるなどの利点を有している。この利

点から、海外では鋼橋へのプレストレス導入が早い時期から研究されており<sup>2)</sup>、国内でも実験的、解析的に検討され始めている<sup>3)~13)</sup>。また、床版打ち替え時の仮設補強材としての利用や、プレストレスによる床版の耐荷力向上に着目した研究も行われている<sup>14)~16)</sup>。しかし、プレストレストコンクリート橋では数多くの実施事例<sup>17)</sup>があるのに対して、鋼橋では少ないのが現状である。その要因の一つに、設計手法が確立されていないことが挙げられる。設計では部材の安全性の評価を主に応力度によって行っているが、その応力度に着目した場合、主げた単位でのプレストレス導入による影響については明確になっている。しかし、橋梁全体で見えた場合の主げたや床版など各部材間でのプレストレス荷重の分担などについては、不均等プレストレスによる主げたの変形状とケーブル張力に関しての報告<sup>9)</sup>があるだけで、応力度に着目しての研究成果はほとんどない。また、活荷重によって生じる主げたの応力範囲に着目して、本工法の特徴として、応力域が改善されるのみで、曲げ剛性向上にはほとんど期待できないことが指摘<sup>6), 17)</sup>されている。しかし、耐久性を評価する場合には、主げたに生じるような1次応力だけではなく、過去の事例でも疲労損傷の原因となることが多い2次応力にも着目する必要があるが、そのような研究

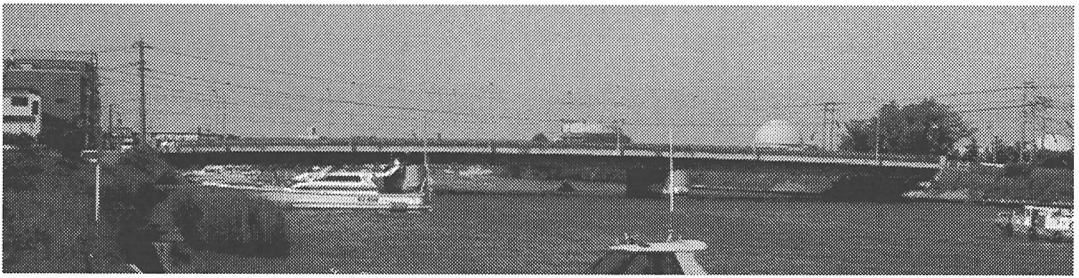


写真-1 対象橋梁

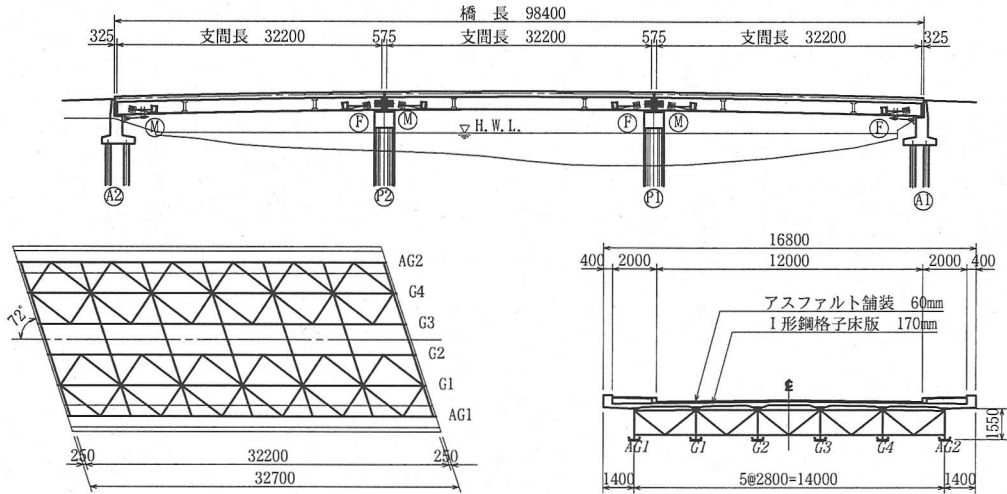


図-1 対象橋梁

はほとんどされていない。

そこで本研究では、外ケーブルプレストレス工法によって補強される既設橋梁を対象に、プレストレス荷重による応力性状の変化を実験的、解析的に明らかにする。その結果をもとに、補強効果の確認を行うとともに、解析モデルと設計手法の検討を行う。また、補強前後の試験車による主げたの応力、変形性状から、応力範囲の変化を把握し、疲労によって決まる耐久性について考察を行う。特に、Iげた橋で疲労損傷の要因となることの多い2次応力にも着目する。

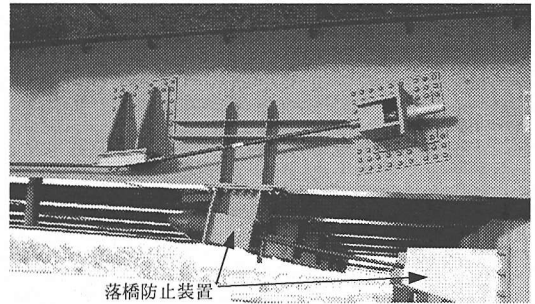


写真-2 補強構造

## 2. 対象橋梁と補強工事

対象橋梁は、写真-1、図-1に示すような、昭和48年竣工の支間長32.2mの単純活荷重合成Iげた橋である。昭和63年に総幅員を12.8mから16.8mに拡幅するため、既設げたの両側に1本ずつ主げたを増設し、6本主げたに改良している。その際、中間対傾構を分配構造に改造し、鉄筋コンクリート床版を死

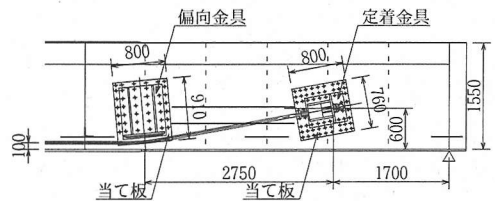


図-2 補強構造

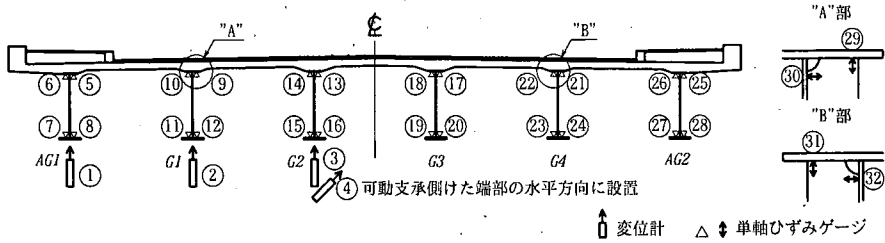


図-3 測点配置図 (支間中央部)

表-1 プレストレス導入ステップ

	1次緊張 147kN	2次緊張 147kN	3次緊張 118kN
1	G2	G2	G2
2	G3	G3	G3
3	G1	G1	G1
4	G4	G4	G4
5	AG1	AG1	AG1
6	AG2	AG2	AG2

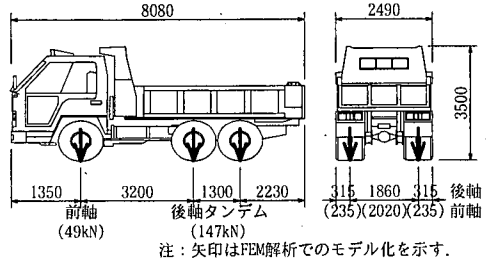


図-4 試験車

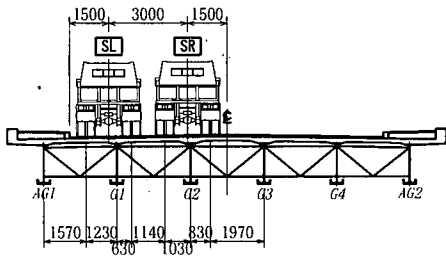
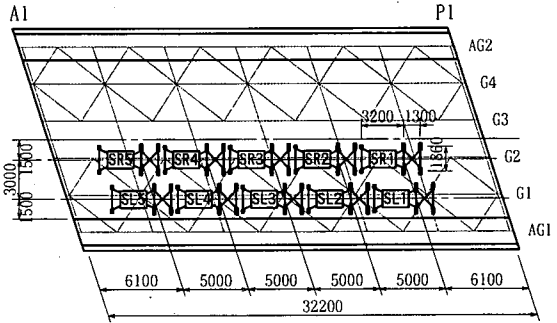


図-5 試験車の荷荷位置



荷重の増加を伴わず耐荷力向上が可能である I 形鋼格子床版に打ち替えを行っている。設計活荷重は、改良前後とも TL-20 を適用している。

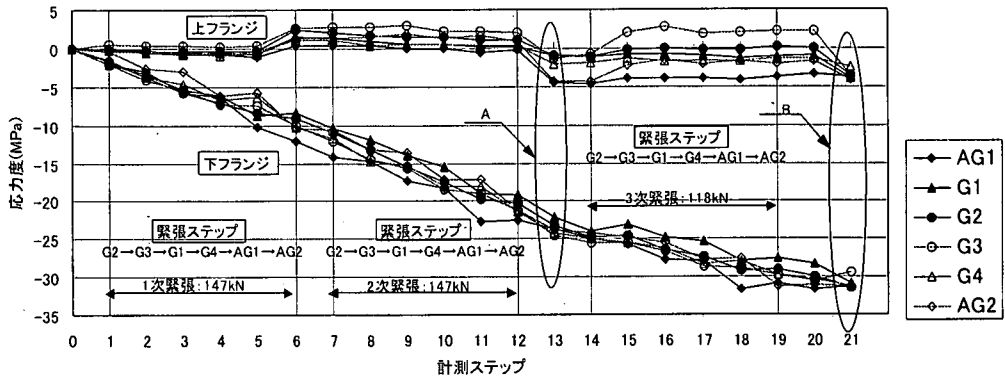
この橋梁に対して、平成 11 年に車両大型化への対応のための、外ケーブルプレストレス工法による主げた補強と部材接合による分配対傾構補強が実施されている。その主げた補強構造を写真-2、図-2 に示す。ケーブルの配置方式としては、キングポスト方式、クィーンポスト方式、ストレート方式があるが、全断面で補強が必要となることや、航路によるけた下制限があること、けた端部での落橋防止装置との取り扱いなどから、クィーンポスト方式を採用している。補強用外ケーブルは、1 主げた当たり 2 本の PC 鋼より線 (7 × φ 9.5mm) を配置している。橋梁全体の剛性を向上させるためには、けたの中立軸位置とケーブル位置との距離を大きくとることが有効となることから、外ケーブルの位置はキャンバーやボルト継ぎ手を考慮して、主げた断面内で最も低

くなるように、偏向金具の位置で下フランジ上面から 100mm としている。ケーブル定着金具や偏向金具は、主げたウェブの両側に 10mm の当て板を定着金具より広い範囲に接合した上に、高力ボルトで摩擦接合により取り付けられている。

### 3. 実橋試験の概要

実橋における応力度と変位の計測を、外ケーブルへのプレストレス導入時と試験車による静的荷荷時について行った。

実橋試験での応力度と変位の計測位置を図-3 に示す。ひずみゲージは、外ケーブルによる耐力への影響を調べるため、支間中央の主げた上下フランジに貼付した。また、耐久性への影響を調べるため、鋼 I げたにおいて疲労損傷の事例が多く報告されている<sup>18)</sup>、支間中央の分配対傾構が取り付く垂直補剛材



注：計測ステップ13は3次緊張直前（12から20時間後），  
20, 21はそれぞれ3次緊張完了後10分後，20時間後の値を示す。

図-6 プレストレス導入による応力度変化

上端にもひずみゲージを貼付した。変位計は、支間中央の3本の主げた（AG1,G1,G2）の鉛直方向と、主げたG2の可動支承側けた端部の水平方向に設置した。

外ケーブルのプレストレス導入時の計測は、各主げたのプレストレス導入ステップごとに行った。プレストレス導入は、1主げたごとに2台のジャッキを設置し、412kNの目標プレストレスを3段階（147kN+147kN+118kN）に分け、表-1の順に行われた。

静的載荷試験における計測は、総重量196kNのダンプトラック1台を使用し、10箇所での載荷時に行った。その使用した試験車を図-4に、載荷位置を図-5に示す。載荷は、左右の車線ごとにP1橋脚からA1橋台に向かって、SL1からSL5、SR1からSR5の順に載荷位置を移動して行った。これを補強前後の2回実施した。

#### 4. プレストレス導入時の計測結果

プレストレス導入による主げたフランジの応力度変化を図-6に示す。図中のフランジの応力度は、主げたフランジごとにウェブを挟んだ2箇所計測した値の平均値を示している。

上フランジの応力度は、中立軸から距離がないため、プレストレス導入によりあまり大きな変化はみられない。それに対して、中立軸から離れている下フランジでは、プレストレス導入ごとに圧縮応力度が増加している。プレストレスは1本の主げたごとに導入されているが、応力度はプレストレスを導入している主げた以外でも圧縮応力度が増加していることが確認できる。

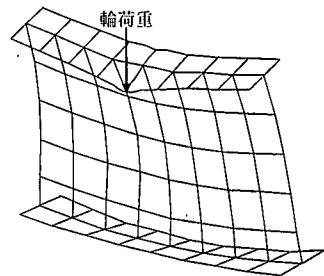


図-7 上フランジの局部変形

計測は3日間にわたって実施しており、図-6の楕円で囲まれたAとBの計測は、その前の計測と約20時間の間隔となっている。そのAとBの実測値は、上下フランジとも前ステップの計測で主げたごとにばらついていた応力度がほぼ同じ応力度に変化している。時間の経過とともに、圧縮ひずみが増加し、主げたごとの応力度が平均化する傾向が見られる。

最終的にはプレストレス導入によって各主げたともほぼ一様に、上フランジで約4MPa、下フランジで約-31MPaの応力度が導入されており、外ケーブルによる応力度の改善が確認できる。

#### 5. 静的載荷時の計測結果

補強工事前後の計測結果を表-2、図-8に示す。図-8は、着目点における試験車の載荷位置による実測値の変化を示したもので、補強前後とも活荷重による応力振幅を比較するため、死荷重状態をゼロとしている。

変位では、補強工事前後においては若干の減少傾向にあるが、その差は3%程度と非常に小さいものと

表-2 静的載荷試験結果

		変位(mm)				応力度(MPa)					
測点位置		AG1-V	G1-V	G2-V	G2-H	G1-U.FLG	G1-L.FLG	G2-V	G2-H		
測点番号		①	②	③	④	⑨	⑩	⑪	⑫	⑲	⑳
左車線 (SL3)	補強前	-3.06	-2.90	-1.94	-0.05	-0.7	-1.4	10.6	10.4	-31.7	-9.0
	補強後	-2.96	-2.92	-1.77	-0.02	-0.7	-1.3	10.4	10.4	-32.9	-7.9
	比率	0.97	1.01	0.91	0.45	1.03	0.96	0.98	1.00	1.04	0.88
測点位置		AG1-V	G1-V	G2-V	G2-H	G2-U.FLG	G2-L.FLG	G2-V	G2-H		
測点番号		①	②	③	④	⑬	⑭	⑮	⑯	⑲	⑳
右車線 (SR3)	補強前	-1.43	-2.00	-2.47	-0.03	-0.1	-0.2	10.2	9.4	16.1	21.3
	補強後	-1.39	-1.94	-2.14	-0.02	0.0	0.5	10.3	9.8	19.2	23.5
	比率	0.97	0.97	0.87	0.49	-0.61	-2.26	1.01	1.05	1.19	1.10

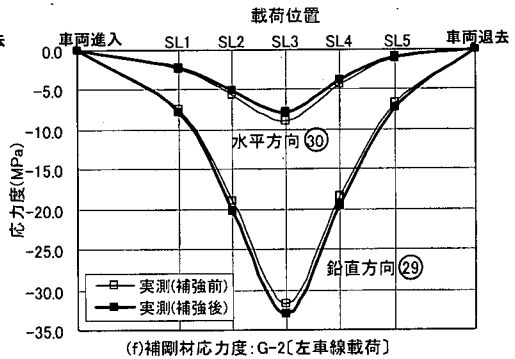
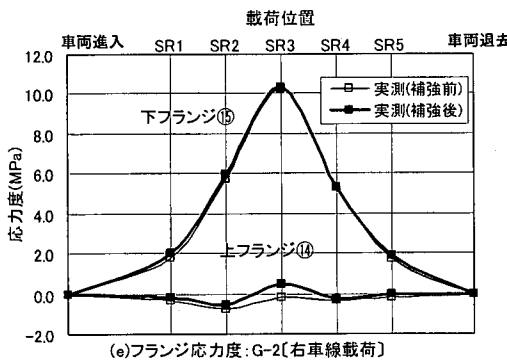
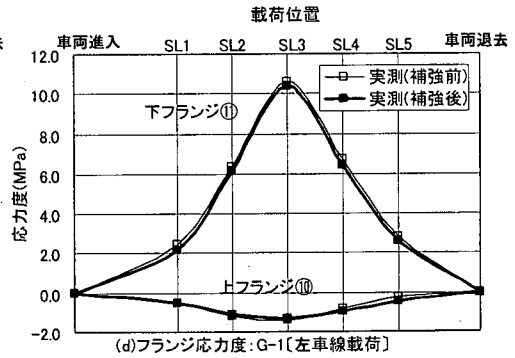
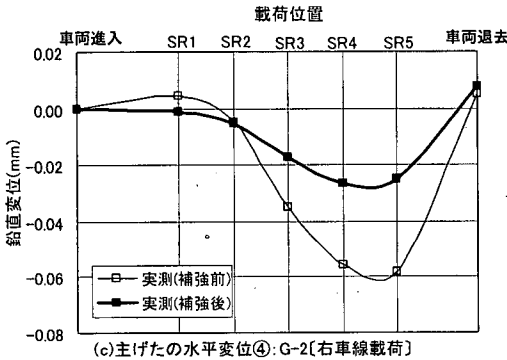
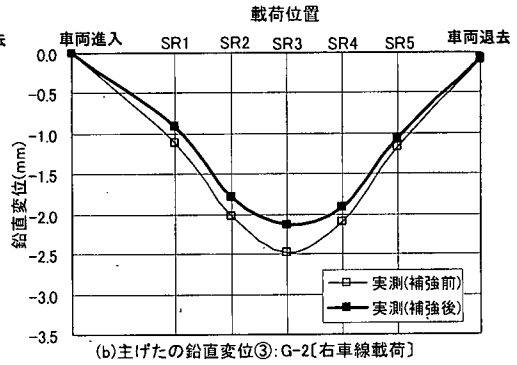
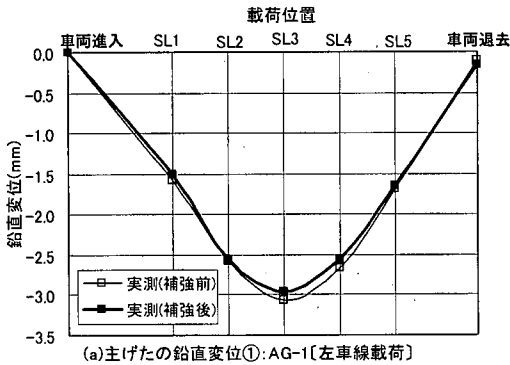


図-8 静的載荷試験結果

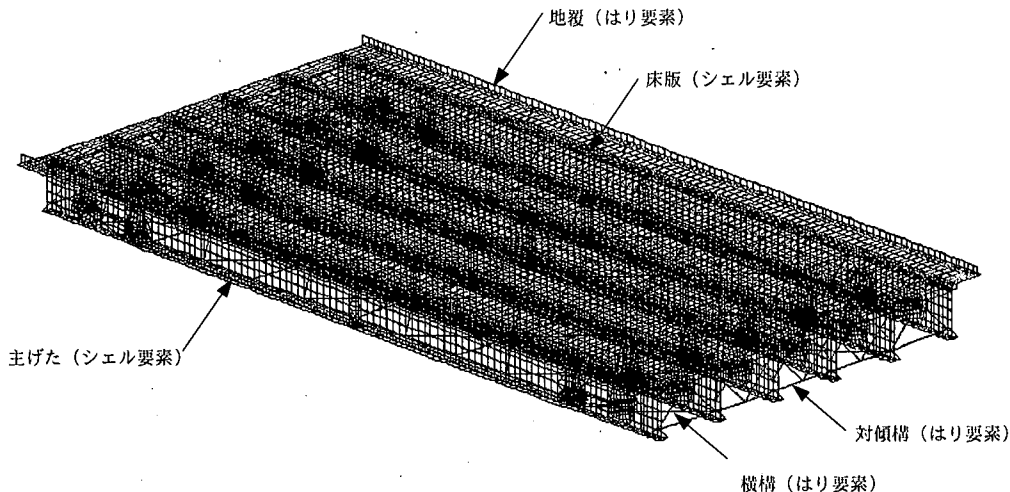


図-9 FEM解析モデル

なっている。同様に、主げたフランジの応力度でも、大きな差は見られない。このことは、主げた断面内にケーブルを配置し、所要プレストレス量から決まるケーブル断面を使用した場合には、けたの剛性向上はほとんど期待できないという既往の研究結果<sup>⑧</sup>と一致している。

主げたの上フランジは、中立軸より上方にあるため、試験車の載荷によって圧縮力が作用すると考えられるが、図-8(e)では支間中央の載荷によって引張力が生じている。これは、図-7に示すような試験車の輪荷重によって、上フランジが局部的に面外方向の変形を生じた結果と考えられる。

分配対傾構が取り付く垂直補剛材の上端では、図-8(f)に示すように今回の実測値の中で最大の振幅となる-33MPaの応力度が計測された。その箇所での応力度は、補強によって4%程度の増加が見られる。

以上より、応力度と変位の活荷重による変化については、補強工事によって若干の増減はあるものの大きな変化は認められない。このことから、外ケーブル補強によるけたの剛性向上は微小であり、活荷重による応力範囲の減少は期待できないと言える。

## 6. FEM解析によるシミュレーション

既設橋梁の耐力および補強の効果を解析的に評価するためには、実橋における計測結果を再現する解析モデルが必要となる。このため、対象橋梁をシェル要素とはり要素とでモデル化し、MSC-NASTRANを使用し、FEM解析を実施した。

表-3 プレストレス導入時の応力度

		実測値			設計値		FEM 解析値
		単位: MPa			主げた単位	橋梁単位	
		緊張完了時	10分後	20時間後			
AG-1	U-Flg.	-3.8	-3.5	-3.7	-2.1	-2.7	-4.1
	L-Flg.	-30.9	-31.6	-31.3	-28.0	-31.0	-34.6
G-1	U-Flg.	-1.2	-0.9	-3.9	-2.0	-1.9	-3.9
	L-Flg.	-27.6	-28.3	-31.0	-31.6	-31.0	-33.3
G-2	U-Flg.	0.1	0.0	-3.6	-2.7	-2.1	-3.8
	L-Flg.	-29.1	-29.9	-31.5	-34.1	-31.1	-34.5
G-3	U-Flg.	2.3	2.2	-3.6	-2.7	-2.1	-3.6
	L-Flg.	-29.9	-30.5	-29.3	-34.1	-31.1	-33.7
G-4	U-Flg.	-1.2	-1.3	-2.4	-2.0	-1.9	-3.2
	L-Flg.	-29.8	-30.3	-31.3	-31.6	-31.0	-31.6
AG-2	U-Flg.	-2.1	-1.8	-4.1	-2.1	-2.7	-3.3
	L-Flg.	-31.2	-31.1	-31.2	-28.0	-31.0	-31.7

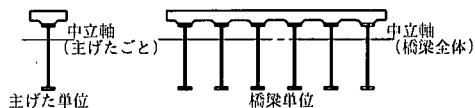


図-10 応力度(設計値)算出時の断面

### (1)解析モデル

解析モデルは、床版と主げたの上下フランジ、ウェブ、垂直補剛材を4節点のシェル要素、対傾構と横構、地覆をはり要素として作成した。そのモデルを図-9に示す。対象橋梁は活荷重合成けたであるため、床版と主げたとは完全合成として、要素間を剛体要素により接合した。

外ケーブルに導入するプレストレスは、温度変化としてケーブル部材に作用させた。

また、活荷重としてのダンブトラックは、タイヤの接地面積の中心に作用する集中荷重としてモデル化し、1-0荷重分配計算法により求めた荷重を各節点に作用させた。

表-4 クリープの回復ひずみによる  
支間中央部の設計計算応力度

		単位: MPa		
		AG1, AG2	G1, G4	G2, G3
床版	現況死荷重時	-1.7	-0.9	-0.7
	プレストレス	0.3	0.3	0.3
	回復ひずみ	-0.2	-0.1	-0.1
上フランジ	現況死荷重時	-64.5	-50.9	-44.6
	プレストレス	-2.0	-1.9	-2.8
	回復ひずみ	5.1	3.3	2.6
下フランジ	現況死荷重時	61.9	46.9	40.2
	プレストレス	-28.0	-31.5	-34.2
	回復ひずみ	-0.8	-0.6	-0.5

## (2)プレストレス導入時の解析結果

表-3に、プレストレス導入時の応力度を示す。補強設計では、主げた単位で外ケーブルにより圧縮力と負の曲げモーメントが作用するものとして応力度を算出している。これでは、各主げたに同じプレストレスを導入した場合、断面積や剛度の小さい内側の主げたほど大きな応力度が導入される計算となる。しかし、実測値やFEM解析値では、このような傾向は見られない。そこで、図-10に示すような主げた単位ではなく、橋梁単位で平面保持の法則が成り立つと仮定して応力度を算出した。その応力度は、プレストレス導入20時間後の実測値とほぼ一致している。したがって、外ケーブルによって導入される各主げたのプレストレスは、床版などによって分配され、橋全体で挙動すると推定される。

1本の主げたにだけプレストレスを導入した場合の各主げたの応力度を図-11に示す。上フランジは発生する応力度が小さいため、多少差があるように見えるが、実測値とFEM解析値とは概ね一致している。1本の主げたに導入されたプレストレスは、隣接の主げたにも影響を与えており、幅員方向の中央部であるG-2主げたでは、ほぼ全ての主げたにプレストレスが導入されている。対象橋梁は拡幅による改良を行っており、横構が4主げた間に配置されている特徴がある。この横構のプレストレスの分配効果を確認するために、横構を省略したFEM解析モデルについても、検討を行った。図-11に示すように、横構の有無による差は最大でも10%程度であり、床版や分配対傾構による分配効果が大きいことを示している。

対象橋梁では、拡幅工事の際に架設された両側の主げたの耐力が比較的余裕があったことから、内側の4本の主げたのみに外ケーブルを設置する補強案も考えられた。しかし、図-12に示すように内側の4本の主げたにプレストレスを導入しても、床版や対傾構の分配効果によって外側の2本の主げたにもプレストレ

スが導入されており、逆に内側の主げたには必要な応力度が生じないことになる。このため、外ケーブルによって導入するプレストレスを決定する際には、主げた単位ではなく、橋梁単位で考える必要があると言える。

実測値では、図-6にも示したように導入直後から時間の経過によって導入される応力度が変化している。この原因の1つとして、床版コンクリートのクリープによる影響も考えられたが、表-4に示すように上フランジの応力度の符号が逆となっている。上フランジには、時間の経過によって圧縮力が増加しているが、クリープの回復ひずみによって生じるのは引張力である。また、時間的にも20時間程度で大きなクリープの回復ひずみが生じることも考えにくい。これ以外の要因としては、支承や外ケーブル偏向金具での摩擦、鋼部材間のなじみ等が考えられるが、今回の試験では明確にできなかった。なお、表-4の応力度は、床版に作用している死荷重による圧縮力がプレストレスによりゼロになると仮定し、回復ひずみに対するクリープ係数を0.4として算出したものである。

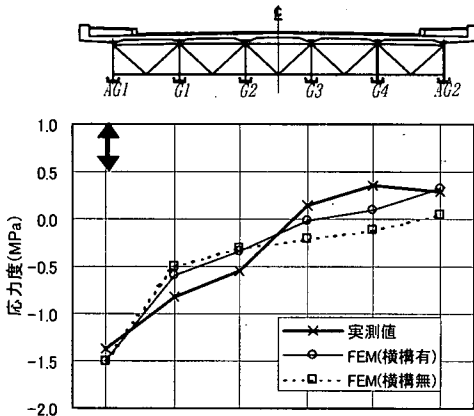
## (3)静的載荷時の解析結果

静的載荷時における、設計計算で使用した格子解析値とFEM解析値、および実測値の比較を行い、解析モデルの精度を検証した。図-13に各着目点での活荷重の移動による変位と応力度の変化を示す。

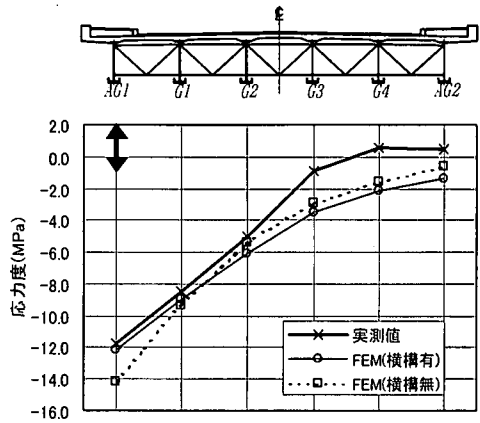
主げたの鉛直変位では、設計計算で用いられる格子解析値が実測値に対してかなり大きな値を示している。これは、実橋では地覆、ハンチ、高欄、横構など、設計計算では考慮しない部材も剛性に寄与しているためと考えられる。これに対して、地覆、ハンチ、横構をモデル化しているFEM解析では、多少大きめではあるが、ほぼ実測値に近い値を得ることができる。しかし、そのFEM解析値でも主げたの水平変位では、実測値と大きな差が生じている。これは、実橋の可動支承には高力黄銅支承板支承を使用しているが、この摩擦係数が比較的大きく、ダンブトラック1台程度の活荷重では水平移動が行われていないためと考えられる。

主げたのフランジや垂直補剛材の応力度でも、同様の結果を示しており、格子解析値は最も大きな値を示し、FEM解析値と実測値はほぼ一致する値となっている。ただし、輪荷重により面外方向の変形を受けるような上フランジについては、タイヤの接地範囲も考慮した荷重のモデル化が必要である。

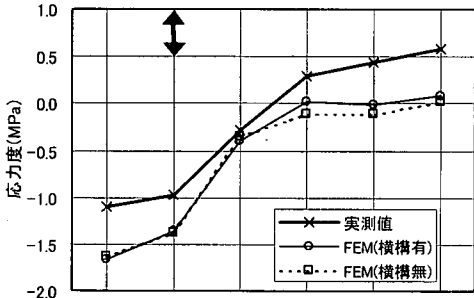
解析モデルとしては、今回使用したFEM解析モデ



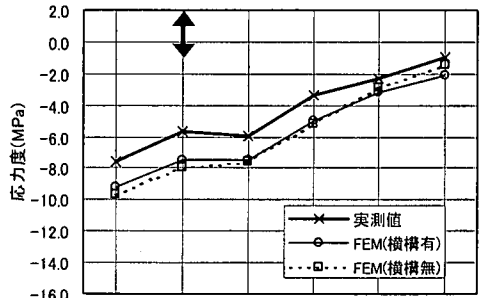
(a)AG-1プレストレス導入時上フランジ応力度



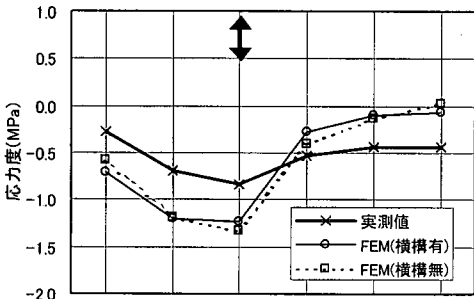
(b)AG-1プレストレス導入時下フランジ応力度



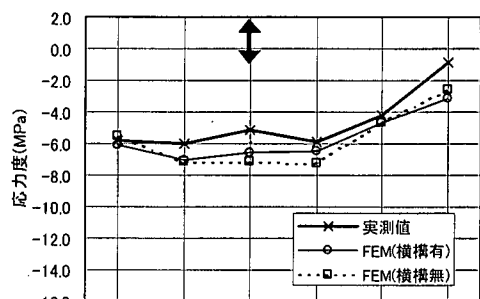
(c)G-1プレストレス導入時上フランジ応力度



(d)G-1プレストレス導入時下フランジ応力度

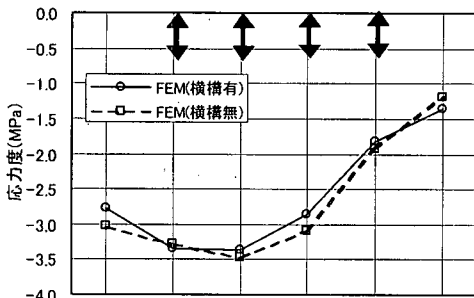


(e)G-2プレストレス導入時上フランジ応力度

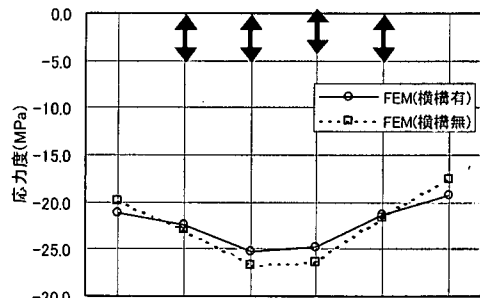


(f)G-2プレストレス導入時下フランジ応力度

図-11 主げたごとに導入されるプレストレスによる応力度



(a)G-1~4プレストレス導入時上フランジ応力度



(b)G-1~4プレストレス導入時下フランジ応力度

注:  $\updownarrow$  は、プレストレス導入する主げたを示す。

図-12 主げたG1~G4にプレストレス導入時の解析応力度



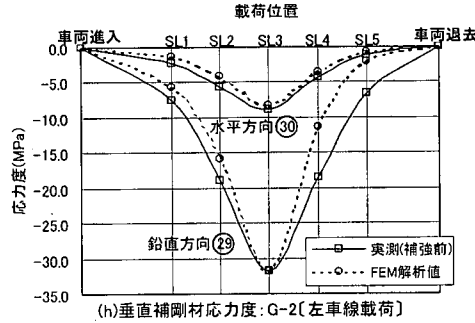
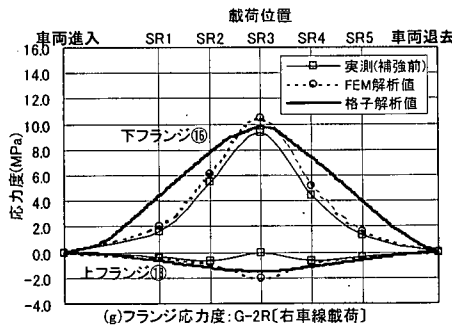
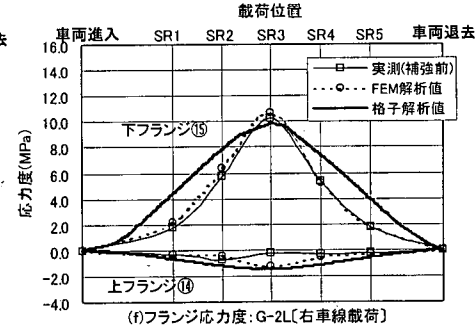
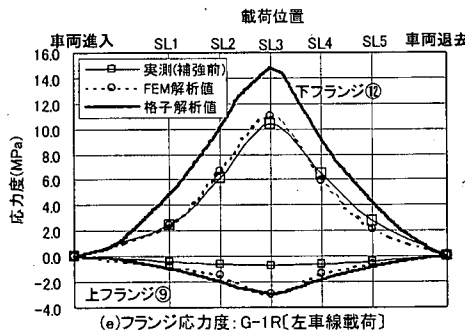
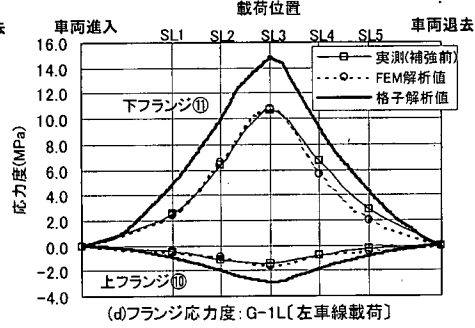
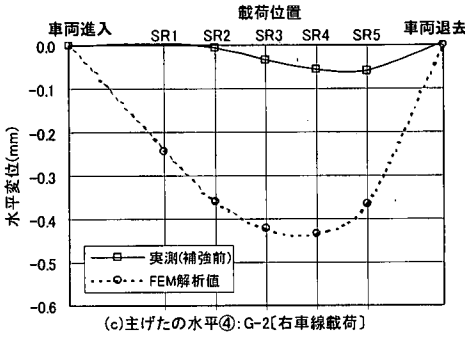
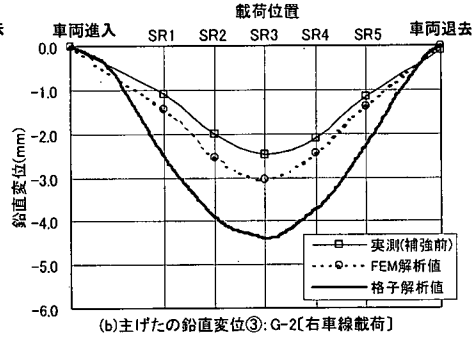
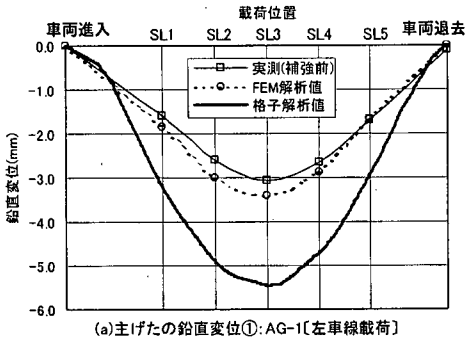


図-13 解析モデルの比較

表-5 FEM解析による静的載荷結果

		変位(mm)				応力度(MPa)					
測点位置		AG1-V	G1-V	G2-V	G2-H	G1-U.FLG		G1-L.FLG		G2-V	G2-H
測点番号		①	②	③	④	⑨	⑩	⑪	⑫	⑲	⑳
左車線 (SL3)	補強前	-3.42	-3.52	-2.36	-0.38	-2.9	-1.6	10.8	11.0	-31.8	-8.3
	補強後	-3.39	-3.50	-2.33	-0.37	-2.9	-1.6	10.7	10.9	-31.8	-8.3
	比率	0.99	0.99	0.99	0.98	1.00	1.01	0.99	0.99	1.00	1.00
測点位置		AG1-V	G1-V	G2-V	G2-H	G2-U.FLG		G2-L.FLG		G2-V	G2-H
測点番号		①	②	③	④	⑬	⑭	⑮	⑯	⑲	⑳
右車線 (SR3)	補強前	-1.77	-2.50	-3.05	-0.42	-2.0	-1.3	10.6	10.4	49.8	16.4
	補強後	-1.75	-2.47	-3.03	-0.42	-2.0	-1.3	10.6	10.4	49.8	16.4
	比率	0.99	0.99	0.99	0.98	1.00	1.01	0.99	0.99	1.00	1.00

ルの精度が高く、特に応力度については実測値とほぼ一致する値を得ることが確認できた。設計計算で使用される格子解析は、応力度が大きく算出され構造物を造る際には安全側となるが、既設橋梁を対象に耐力の評価をする際には、過小となってしまう。応力度が大きく算出されるために補強が必要と判断される場合も生じてくる。このため、既設橋梁の耐力を解析的に評価するためには、非常に煩雑であるが、今回のようなFEM解析モデルを使用することが有効と考えられる。

このFEM解析モデルでの、試験車を静的載荷した場合の補強前後の応力度と変位を、表-5に示す。主げたの応力度、変位ともわずかな減少はあるが、ほとんど同じ値となっている。垂直補剛材上端の応力度については、まったく同じ値であり、補強によって影響しないことがわかる。したがって、外ケーブル補強による活荷重応力振幅の減少は期待できないことが、裏付けられる。

## 7. まとめ

本研究では、外ケーブルプレストレス工法で補強された既設Iげた橋を対象に、外ケーブルプレストレス工法の耐荷性と耐久性に着目した応力性状の変化を、実橋試験とFEM解析により検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 外ケーブルによるプレストレス導入により、応力性状を改善することによって、死荷重状態での応力度の低減が可能である。そのため、車両大型化などによる耐力向上を目的とした補強として効果を期待できる。
- (2) 主げたに導入されるプレストレスは、導入直後から時間の経過によって変化する。この要因としては、支承や外ケーブル偏向金具での摩擦、鋼部材間のなじみ等が考えられる。

- (3) 各主げたに導入されるプレストレスは、床版や対傾構によって分配され、橋梁全体に影響する。導入するプレストレス量を計画する際には、けた1本ごとではなく、橋全体で考える必要がある。その結果、主げたごとにプレストレスを変化させるより、橋全体で必要プレストレスを算出し、それを各主げたに均等に分割して導入することが有効と考えられる。
- (4) 既設橋梁の補強の必要性、補強の効果を解析的に評価するためには、シェル要素を主体としたモデルによるFEM解析が有効である。設計計算に従来から用いられてきている格子解析では、橋梁の剛性を低く評価し、応力度が大きく算出される傾向にある。
- (5) 静的な載荷荷重による主げたフランジの応力度、および鋼Iげた橋において疲労損傷の事例が多い垂直補剛材上端での応力度は、主げた断面内にケーブルを配置した外ケーブルプレストレス工法ではほとんど変化しない。これは応力範囲がほとんど変化しないことと同じであり、動的な影響を考慮しない場合には、疲労によって決まる耐久性に変化はないと言える。

謝辞：本研究における実橋試験では、ショーボンド建設(株)、金沢大学構造工学研究室の皆様にお世話になり、ここに記して深甚なる謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 佐藤栄作：鋼道路橋の補修・補強の概要、橋梁と基礎、Vol.28, No.8, pp.11-16, 1994.8.
- 2) Troitsky, M.S. : Prestressed Steel Bridges - Theory and Design - Van Nostrand Reinhold Co, 1990.
- 3) 宮本文穂, 平田勝巳, 柳下文夫, 森 拓也：プレレスト合成桁の弾塑性挙動解析と橋梁補強工法への適用、構造工学論文集, Vol.40A, pp.1101-1114, 1994.3.

- 4) 宮本文穂, 平田勝巳, 鄭 勝仁: 種々の外ケーブル材料を用いたプレストレス合成桁の力学的挙動と性能評価, 鋼構造論文集, 第1巻第3号, pp.157-169, 1994.9.
- 5) 宮本文穂, 平田勝巳, 鄭 勝仁: プレストレス合成桁の弾塑性挙動解析と性能評価に関する研究, 土木学会論文集, No.513/ I -31, pp.65-76, 1995.4.
- 6) 八塚 博, 柏木亮二, 山田金喜, 名取 暢, 渡辺泰行: 既設鋼板桁橋のプレストレス導入による補強, 橋梁と基礎, Vol.30, No.3, pp.15-24, 1996.3.
- 7) 宮本文穂, 鄭 勝仁, 松本隆史: 施工手順を考慮した外ケーブルプレストレス合成桁の性能評価と設計, 鋼構造論文集, 第3巻第9号, pp.31-46, 1996.3.
- 8) 松本憲文, 神澤福男, 藤本 朗, 成田信之, 前田研一: 単純活荷重合成 I 桁橋の外ケーブル補強に関するケーススタディ, 土木学会第52回年次学術講演会概要集, I -A310, 1997.9.
- 9) 廣瀬彰則, 坂本真徳, 中谷武弘, 藤田悟司: 鋼道路橋のPC鋼棒を用いた主桁補強, 鋼構造論文集, 第4巻第15号, pp.45-52, 1997.9.
- 10) 小坂 崇, 栗田章光, 平野淳治, 大山 理, 中條潤一: 外ケーブル方式多径間連続合成桁のクリープおよび乾燥収縮挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1587-1596, 1998.3.
- 11) 大山 理, 栗田章光, 瀬野靖久, 富田耕司: 内・外ケーブルを有する鋼・コンクリート二重合成連続箱桁橋のクリープおよび乾燥収縮に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1477-1488, 1999.3.
- 12) 土木学会: 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(1)基礎編:理論編, 構造工学シリーズ9-A, 土木学会, pp.35-52, 1999.4.
- 13) 鄭 勝仁, 中村秀明, 宮本文穂: 外ケーブルプレストレス補強設計のシステム化に関する研究, 土木学会論文集, No.623/ VI -43, pp.203-218, 1999.6.
- 14) 中村 準, 丸山久一, 高田道也, 原田哲也: 外ケーブルによる鋼・コンクリート合成桁の補強効果, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.1049-1054, 1994.
- 15) 伊藤 洋, 高田道也, 神田昌幸, 西川和廣, 藤原 稔: 外ケーブルを用いた合成桁橋の床版打替えにおける構造検討, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1087-1096, 1997.3.
- 16) 松井繁之, 東山浩士, 林 功治: 外ケーブルによりプレストレスとした合成桁橋プレキャストRC床版の力学性状の向上に関する研究, 鋼構造論文集, 第4巻第13号, pp.9-18, 1997.3.
- 17) プレストレスコンクリート建設業協会: 外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案), 1998.6.
- 18) 日本道路協会: 鋼橋の疲労, pp.80-116, 1997.

(2000. 7. 19 受付)

## STRUCTURAL BEHAVIOUR OF STRENGTHENED EXISTING PLATE GIRDER BRIDGE USING PRESTRESSED EXTERNAL TENDON

Masahiko HARADA, Masato JOGOSHI and Yasuo KAJIKAWA

Recently, to increase load-carrying capacity of the existing plate girder bridges, strengthening method by using prestressed external tendon, has been attracted much attention. There are many examples of prestressed concrete bridges strengthened by this method due to its simplicity. However, this method has hardly been applied to strengthen steel bridges and there is no design regulation for this purpose. That is, grasping of the structural behaviour of the strengthened steel bridge by this method is necessary. Thus, some assumptions and modeling are necessary in the design. In this study, it is attempted to clarify the effectiveness of this strengthening method using the results of experiments and analysis. The amount of prestressing load sustained by a main beam is verified, and how to analyze the strengthening measures is examined and discussed.