

耐久性に着目した既設鋼橋の 補強効果に関する考察

原田政彦¹・梶川康男²・深田幸史³

¹正会員 博(工) 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)

²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)

³正会員 博(工) 金沢大学大学院助手 自然科学研究科(同上)

耐力不足となっている既設鋼橋の補強工法として、カバープレート工法と外ケーブル工法がある。その耐力的な補強効果は確認されているが、耐久的な補強効果については明確になっていない。特に、疲労損傷の原因となることの多い二次応力の動的荷重下での挙動については、ほとんど研究されていない。そこで本研究では、車両の大型化対策として外ケーブル補強された単純活荷重合成Iげた橋を対象に、数値解析によって算出する動的荷重下での橋梁部材に作用する一次応力および二次応力の妥当性の検証を行い、その数値解析を用いて、カバープレート工法と外ケーブル工法の疲労から決まる耐久性に対する補強効果について検討するものである。

Key Words : existing plate girder, bridge strengthening, endurable capacity, dynamic analysis

1. はじめに

近年、交通量の増大による疲労損傷、経年劣化などによる耐力低下、あるいは車両の総重量の最高制限が20トンから25トンに引き上げられたような設計活荷重の増大により、設計計算上耐力不足となる既設橋梁が多くなってきている。このような設計計算上耐力不足となる既設橋梁に対しては対策が必要となるが、そのためには種々の劣化現象と損傷程度を正確に把握するとともに、実交通荷重下での橋梁部材に生じる応力や変形挙動を知ることが重要となってくる。このようなデータをもとに、個々の橋梁ごとに補強の必要性の評価、補修・補強などの対策工法を検討する必要がある。

鋼橋における対策工法としては、さまざまな補強が提案¹⁾、採用されているが、その中に実績の多いカバープレート工法と、注目されつつある外ケーブル工法がある。カバープレート工法は、既設部材に補強部材を添接し、剛性を向上させる工法であるが、補強部材を取り付ける際、既設部材に多くの孔明けが必要となり、一時的に耐荷力の低下が生じるとともに、交通規制を必要とする。これに対して、外ケーブル工法は、定着金具や偏向金具を既設部材の一部に取り付け、ケーブルを設置しプレストレスを導入して、死荷重や活荷重によって生じる曲げモーメントを打ち

消す方向に曲げモーメントを発生させる工法である。この工法は、孔明けなど既設部材の加工も少なく、一般車両の供用下で施工が可能であり、工事費もカバープレート工法より大幅に安価であるなど優れている点が多く、その補強効果が多岐の研究によって確認^{2)~6)}されているにもかかわらず、実績は少ない。この要因の一つには、外ケーブル工法は応力域が改善されるのみで、走行車両による応力範囲が変化しないことが指摘⁷⁾されており、疲労から決まる耐久性については補強効果がないと考えられている。鋼橋における疲労損傷の事例では、設計時に考慮される一次応力によるものはごくまれで、設計時のモデル化で無視される二次応力に起因するものがほとんどである⁷⁾。その二次応力に着目した補強効果については著者らが文献⁶⁾で静的荷重に対して研究した事例があるだけである。しかし、疲労を対象とした場合、静的荷重下での常識が通用しないケースも多く、動的荷重下で評価する必要があるが、二次応力に対して、これを論じた研究成果は見当たらない。

このような補強効果は、実橋においては補強前後で載荷実験を行うことによって確認できるが、検討段階では他工法とその効果について比較することは困難である。また、実際に生じる応力度は設計計算上の応力度より小さくなることが知られており^{8)~10)}、動的荷重下で橋梁部材に生じる応力度から補強の有

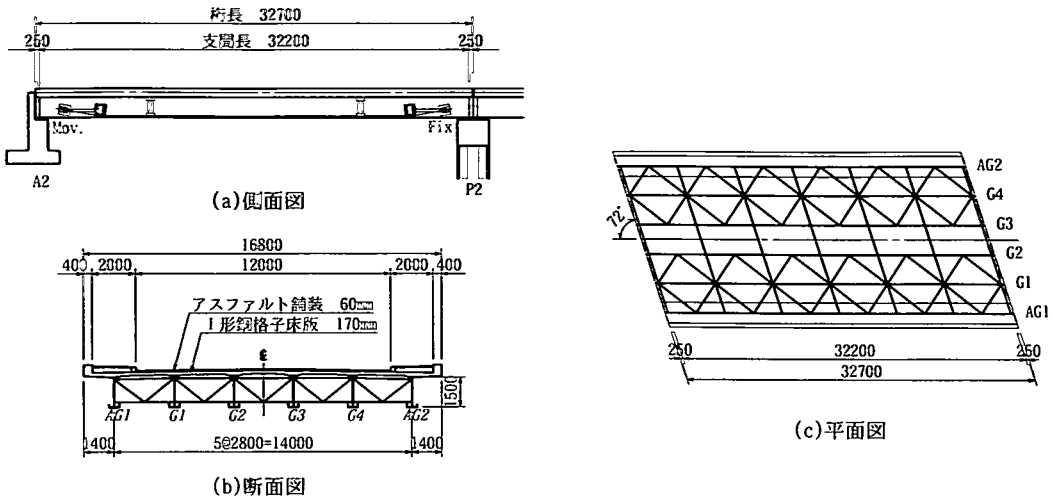


図-1 対象橋梁

無を判断するために、従来、実橋での応力頻度計測が行われてきている。これに代わる方法として数値解析が考えられるが、骨組モデルによるもの¹³⁾はあるが、応力集中を起こすような局部応力を対象とした動的解析は報告されていない。局部応力を扱うような高精度な動的解析が実用化されれば、計画段階で既設橋梁の性能評価や補強効果の確認が容易となり、維持管理において合理化が図れるものと考えられる。

そこで本研究では、車両の大型化対策として外ケーブル補強された単純活荷重合成Iげた橋を対象に、数値解析によって算出する動的荷重下での橋梁部材に作用する一次応力および二次応力の妥当性の検証を行う。その数値解析を用いて、カバープレート工法と外ケーブル工法の疲労から決まる耐久性に対する補強効果について検討するものである。

2. 対象橋梁と補強工法

対象橋梁は、図-1に示すような、昭和48年竣工の支間長32.2m、斜角右72度の単純活荷重合成Iげた橋である。昭和63年に総幅員を12.8mから16.8mに拡幅する際に、主げたの本数を4本から6本に増設し、鉄筋コンクリート床版をI形鋼格子床版に変更している。また、平成11年には、TL-20の活荷重で設計された本橋に対して、設計活荷重TL-25への対応となる車両大型化対策として外ケーブル補強を行っている。

この車両大型化対策時における骨組モデルによる格子解析結果から算出された設計計算応力度を表-1に示す。また、各補強工法における補強断面を図-2

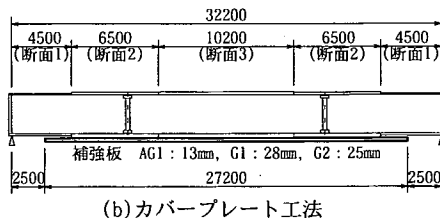
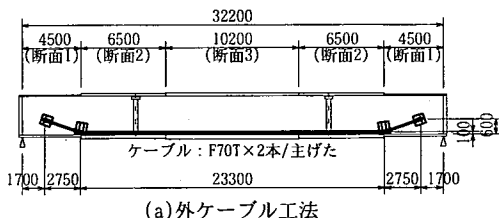
に示す。補強前では、どの断面も下フランジの応力度が許容値を超えており、最大で20%の超過率となっている。また、AG1主げたの支間中央部の断面3では、上フランジの応力度が、許容値を1%超過している。この応力度には、死荷重、活荷重、乾燥収縮、クリープによるものが含まれており、このうち活荷重は上フランジで3~8%、下フランジで30~40%を占めている。設計計算上耐力不足となるこの断面に対して、カバープレート工法と外ケーブル工法による補強計算を行っている。カバープレート工法は、下フランジに高力ボルトで鋼板を接合する構造としているが、実構造では必要となる既設添接部や補強鋼板の添接部におけるフィラープレートや添接板は考慮していない。この工法では、支保工を使用しない施工を想定していることから、既に作用している死荷重や乾燥収縮、クリープによる応力度の改善は不可能であり、活荷重による応力度のみを低減することになる。このため、活荷重の占める割合が小さい断面では、非常に効率が悪くなる特徴がある。外ケーブル工法は、各主げたに2本のPCケーブルをクイーンポスト方式で設置する構造としており、主げた単位に軸力と負働げが作用するものとして応力度を算出している。この工法は、既に作用している死荷重などによる応力度を改善するもので、カバープレート工法とは逆に設計計算上、活荷重による応力度はほとんど変化しない特徴がある。また、中立軸からの離れが小さい上フランジでは、曲げより軸力の影響が大きくなり、圧縮応力度が増加する傾向にある。この2つの工法とも、補強によって下フランジの応力度は低減され、許容値内となっている。しかし、上フランジの一部ではどちらも僅かに許容値を超過している。

表-1 補強工法の応力度

(単位:MPa)

	許容値	断面1(支点から4.5mの位置)			断面2(支点から11mの位置)			断面3(支間中央)			
		補強前	補強後A	補強後B	補強前	補強後A	補強後B	補強前	補強後A	補強後B	
AG1	SLAB	-8.4	-3.3	-2.8	-3.1	-5.5	-5.2	-5.3	-5.9	-5.7	-5.7
	U-FLG	-236.8	-183.8	-187.6	-184.4	-235.9	-238.2	-236.5	-239.2	-241.2	-239.9
	L-FLG	205.9	214.8	160.3	196.5	217.8	187.0	203.5	218.8	190.7	202.1
G1	SLAB	-8.4	-3.1	-2.5	-2.7	-4.7	-4.4	-4.3	-5.0	-4.7	-4.6
	U-FLG	-214.3	-182.6	-186.3	-184.2	-204.8	-206.9	-206.4	-210.5	-212.4	-211.9
	L-FLG	186.3	214.1	154.5	181.4	217.4	182.5	182.1	217.2	185.6	183.9
G2	SLAB	-8.4	-3.1	-2.4	-2.6	-4.7	-4.3	-4.2	-5.0	-4.6	-4.5
	U-FLG	-214.3	-177.0	-182.4	-179.9	-203.1	-206.1	-205.4	-201.4	-204.2	-203.4
	L-FLG	186.3	224.3	159.7	180.2	218.0	180.9	184.5	218.7	184.6	183.7

注)補強後Aは外ケーブル工法, 補強後Bはカバープレート工法, 網掛けは許容値の超過を示す。



(a)外ケーブル工法

(b)カバープレート工法

図-2 補強断面

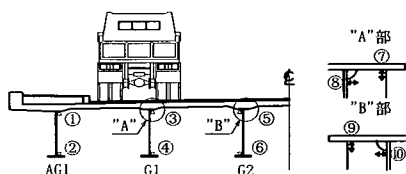


図-3 応力の計測点(着目点)

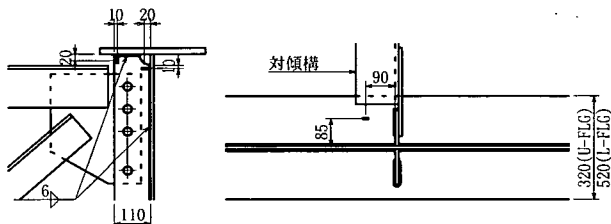


図-4 ひずみゲージの貼付位置

3. 補強前の実橋の耐久性

対象橋梁の補強前の状態における疲労に対する評価を, 実測値を用いた疲労設計指針¹⁰⁾を参考に行った。疲労に対する着目箇所は, 過去の疲労損傷事例^{11), 12)}から鋼 I げた橋で最も事例の多い対傾構の取り付け垂直補剛材上端とした。この箇所は応力分布が複雑で公称応力の定義が困難なことから, 公称応力の代わりにホットスポット応力を用いた疲労照査¹⁰⁾が行なわれることが多い。しかし, 平板構造に対するホットスポット応力の定義に統一されたものはなく, 現時点ではおおよその目安を得る程度であること¹³⁾や, ホットスポット応力範囲を用いて疲労照査を行なう場合の疲労設計曲線が, 公称応力を用いた場合の強度等級のものとはほぼ同じであることから, ここでは継手の強度等級と公称応力を用いた疲労照査を行な

表-2 補強前の実測値の最大応力度(走行速度 5km/h)

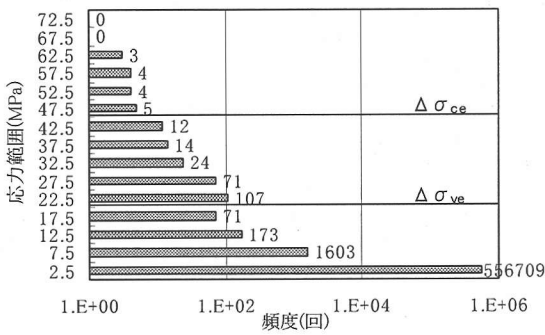
(単位:MPa)

	AG1	G1	G2
フランジ	① -0.3	③ -1.9	⑤ -0.6
	② 10.1	④ 11.8	⑥ 6.2
垂直補剛材	-	⑦ -28.3	⑨ 53.9
	-	⑧ -10.7	⑩ 16.6

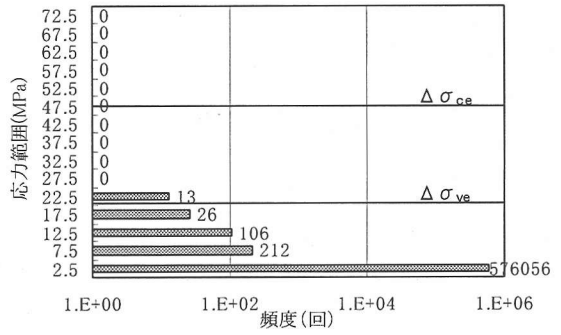
うものとした。

応力の計測は, 図-3に示すような10箇所について, 図-4に示す位置に単軸ひずみゲージ(FLA-10-11)を貼付して行なっている。なお, 垂直補剛材のひずみゲージは, 対傾構取り付け用のガセットプレートが設置される裏側の面に貼付している。

表-2は, 総重量196kNのダンプトラック1台が速度5km/hで左車線を走行した時の最大応力度を示したものである。また, 図-5は, そのひずみ計測点の



(a)垂直補剛材⑨



(b)垂直補剛材⑩

図-5 垂直補剛材の応力頻度 (12h)

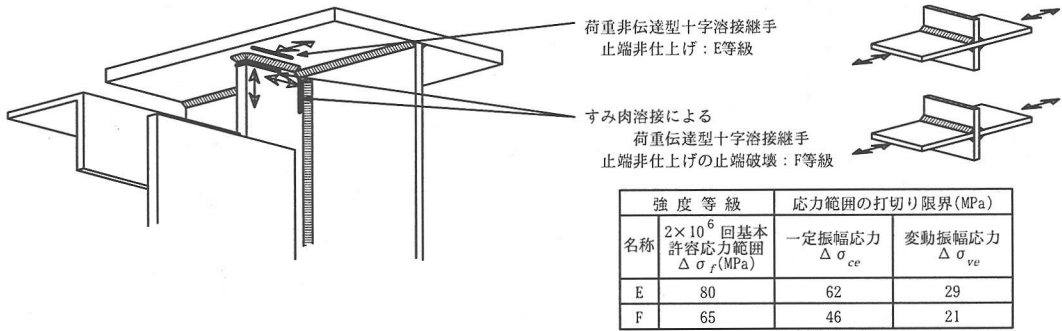


図-6 疲労照査部位と強度等級

中で、比較的大きい応力度を示した垂直補剛材の着目点⑨、⑩の頻度計測結果である。この応力頻度は、平日の朝7時から12時間の計測結果をレインフロー法により波形処理したものである。工事工程の都合上、12時間の計測となっているが、夜間の交通量が極端に少ないことや大型車混入率が15%と少ないことなどの架橋地点の交通状況から判断して、作用応力範囲や頻度に対する最大値をほぼ把握できるものと考えられる。図-6は、疲労照査部位と強度等級を示したものであるが、この強度等級より一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界は、フランジで62MPa、垂直補剛材で46MPaとなる。この応力度は、作用する変動振幅応力のすべての応力範囲成分がこの値以下であれば、疲労照査を行う必要のない応力範囲の限界値とされるものである。図-5における最大値と表-2における実測値から、実橋では総重量196kNのダンプトラックの1.2~1.4倍程度が最大値として作用していると推定される。これからすると上下フランジに発生する最大応力度は、15MPa程度であり疲労照査の必要のないレベルと言える。垂直補剛材では、着目点⑩の応力度が最大で22.5MPaであり疲労照査の必要のないレベルである。しかし、着目点⑨では、最大応力度が62.5MPaで一定振幅応力の打

切り限界46MPaを超える値となっており疲労照査対象のレベルである。

参考として、この垂直補剛材の着目点⑨に対して、図-5の応力頻度を用いて、修正マイナー則により疲労寿命を算出すると68年となる。なお、この寿命の算出においては、計測した12時間の応力頻度に昼夜率を考慮し、この交通状況が将来に渡って継続されると仮定したものである。

4. 走行車両による動的シミュレーション

本研究では、対象橋梁の外ケーブル工法による補強工事の前後に実施した荷重実験に合致した、数値解析による動的シミュレーションを実施した。

解析モデルは、図-7に示すような、はりとしエル要素から構成される斜角を考慮した立体モデルとした。床版、主げたウェブ、着目する箇所上下フランジ、垂直補剛材を4節点のシェル要素に、他の部材をはり要素にモデル化を行った。なお、高欄、舗装、歩車道境界縁石、床版ハンチは、モデル化を行わず、質量のみを考慮した。支承は、高力黄銅支承板支承(BP-A)を使用していることから、固定支承は6成分のう

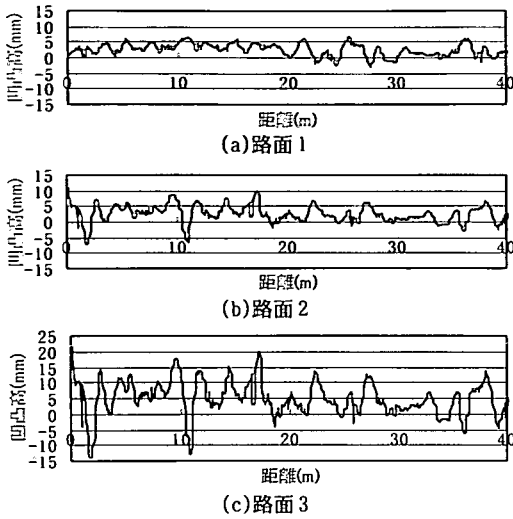


図-9 路面凹凸波形

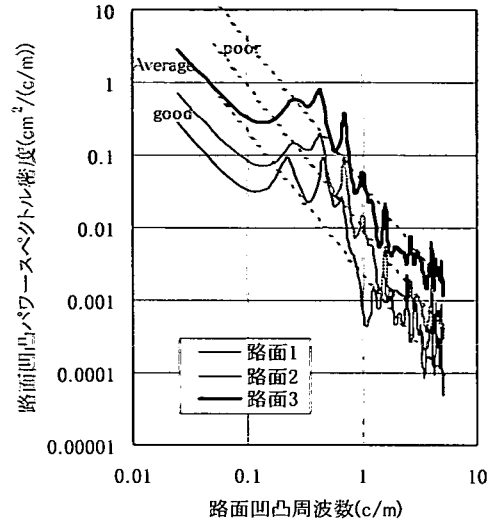


図-10 路面凹凸パワースペクトル密度

なお、逐次積分においては、時間間隔0.01秒、 $\beta = 1/4$ とした。

5. 数値解析結果の妥当性の検証

補強前の状態における動的応答解析の結果と実橋による載荷実験結果を表-4、図-12、13に示す。また、表-5に、総重量196kNの試験車1台を左車線の支間中央に静的載荷したときの主げたに生じる応力度を示す。

表-4は解析値と実測値の最大値を比較したものであるが、フランジの応力度においては上フランジが実測値の約2倍の値を示しており、下フランジは走行速度60km/hを除いて実測値の約0.95倍の値を示している。上フランジにおいては、中立軸からの離れが小さいため発生する応力度も小さく、解析モデルでは剛性を評価していない床版ハンチ、舗装などにより中立軸の位置が実橋より若干下フランジ側となることから、解析値が多少大きくなる傾向にあるものと考えられる。

通常、剛性に寄与する部材を全てモデル化していない解析値が大きな値を与えることが多いが、下フランジにおいては、どのケースも解析値より実測値が大きくなっている。これは、表-5に示すように試験車の直下に位置するG1主げたで解析値が大きく、他の主げたで解析値が小さくなっており、荷重分配効果を解析モデルでは実橋より多少低めに評価しているためと考えられる。このため、着目しているG2主げたの応力度は、実測値より解析値が小さめの値

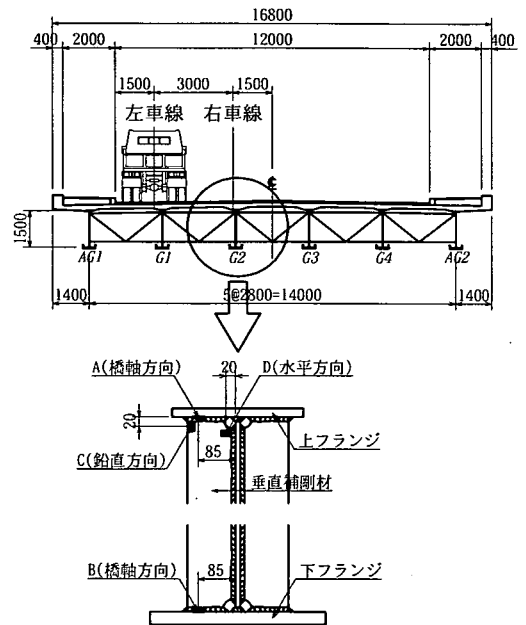


図-11 G2における計測点(着目点)

を示したと考えられる。垂直補剛材の上端の応力度では、実測値に対して小さめの値となっており、最大でも実測値に対して20%程度の差で近似している。この応力度は、応力集中が生じやすい局部的なものであり、解析モデルにおける要素の細分化によって精度を高めることが可能と考えられる。

図-12、13は応力度波形を示したものである。走行速度40km/hでは実測値と解析値とはほぼ近似しているが、走行速度60km/hでは動的成分の影響が実測値では大きくでており、解析値と違いが生じている。

表-4 解析値と実測値の最大応力度

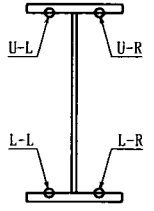
(単位:MPa)

		フランジ		垂直補剛材	
		A	B	C	D
5km/h	解析値	-1.2	5.8	46.3	12.9
	実測値	-0.6	6.2	53.9	16.6
	比率	2.16	0.95	0.86	0.78
20km/h	解析値	-1.3	6.0	50.2	13.9
	実測値	-0.6	6.3	54.7	17.0
	比率	2.04	0.96	0.92	0.82
40km/h	解析値	-1.1	6.1	48.3	13.8
	実測値	-0.5	6.6	53.0	16.2
	比率	2.26	0.93	0.91	0.85
60km/h	解析値	-1.1	6.3	50.6	13.3
	実測値	-0.6	8.9	54.6	17.2
	比率	1.74	0.71	0.93	0.77

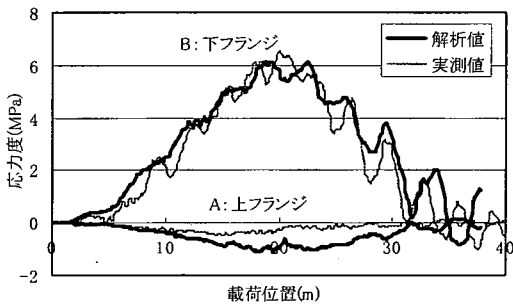
表-5 静的載荷時の主げた応力度

(単位:MPa)

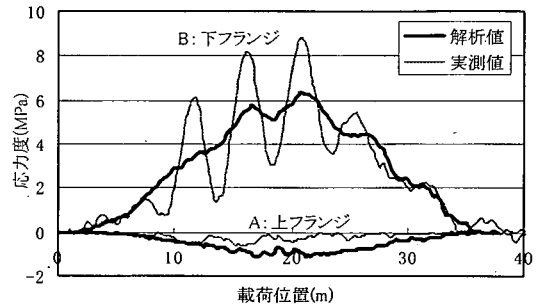
		上フランジ		下フランジ	
		U-L	U-R	L-L	L-R
AG1	解析値	-1.6	-0.5	8.2	8.1
	実測値	-0.9	0.5	9.5	9.8
	比率	1.78	-1.00	0.86	0.83
G1	解析値	-1.6	-2.9	10.8	11.0
	実測値	-1.4	-0.7	10.6	10.4
	比率	1.14	4.14	1.02	1.06
G2	解析値	-2.2	-2.3	5.9	6.5
	実測値	-1.7	-0.6	7.4	5.8
	比率	1.29	3.83	0.80	1.12



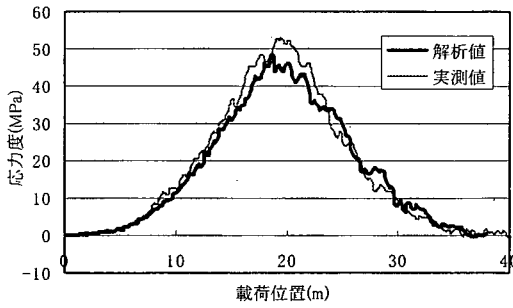
注) 網掛けは、着目点A, Bを示す。



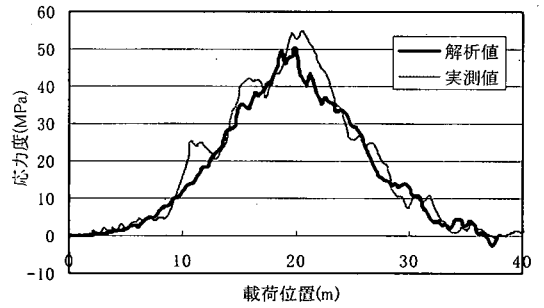
(a) フランジ A・B



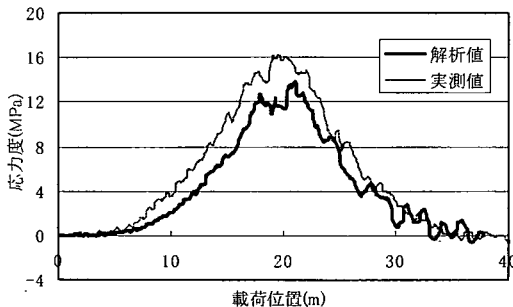
(a) フランジ A・B



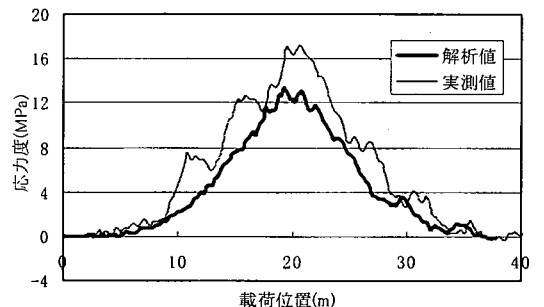
(b) 垂直補剛材 C



(b) 垂直補剛材 C



(c) 垂直補剛材 D



(c) 垂直補剛材 D

図-12 走行速度 40km/h の応力波形 (路面 1)

図-13 走行速度 60km/h の応力波形 (路面 1)

この動的成分は、約3Hzの振動成分で、橋梁のたわみ1次振動数と一致している¹⁶⁾。この要因として路面の影響が考えられたため、3種類の路面凹凸波形による応答値の比較を行った。その結果を表-6、図-14に示す。路面2は、伸縮装置による段差を想定した正負20mm程度の起伏のあるものであるが、解析値での応力度は10%程度、路面1のものより大きくなっている。路面3は路面2の路面凹凸量を2倍にしたものであるが、その解析値での応力度は路面1に対して30%程度大きくなっている。図-14に示すように、下フランジの応力度波形も路面2,3で動的成分が大きくなっており、実測値に近づいている。動的な影響のほとんどない走行速度5km/hに対する比率でも、路面の違いによって最大1.5倍程度まで変化することが確認できる。なお、道路橋示方書の衝撃係数では、0.243となる。実橋における路面凹凸波形は交通規制の関係上、計測することはできていないが、計測した中では走行速度60km/hだけが動的な影響が特に大きくなっている。これは、走行速度の増加に伴って、伸縮装置の段差により車両ばね上振動(3Hz付近)が大きく加振され、たわみ振動(3.0~3.1Hz)に影響したものと考えられる。したがって、路面凹凸と走行速度の組み合わせで車両ばね上振動が加振されにくいケースで解析値と実測値が近似し、加振されやすいケースで差が大きくなったと考えられる。実際の路面凹凸は、走行速度60km/hの時に3Hzとなるような波長が卓越する波形と推定される。

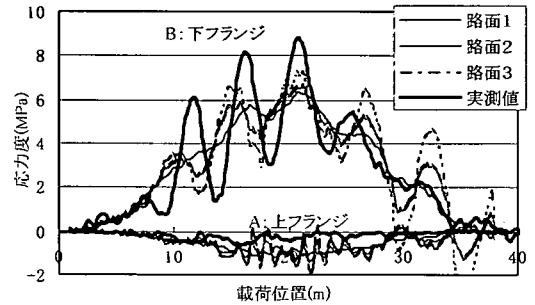
垂直補剛材上端の応力度は、床版変形に伴う上げたの上フランジの回転変形と荷重分配作用による上げたの相対変位が発生要因であり、特に最大応力発生時には床版の回転変形が主要因であることが明らかになっている¹⁷⁾。荷重位置が着目する垂直補剛材近傍では床版の回転変形が支配的となり、その他の荷重位置では上げたの相対変位が支配的となっており、上げたの相対変位による応力度に動的な影響が表れている。この結果、最大値では走行速度による違いはあまりなく、最大値以外の応力に走行速度による変化が生じている。このため、最大値以外の応力に路面の違いが影響しており、図-14に示すように路面2,3では高次のモードが加振される結果となっている。下フランジの応力度波形と同様、走行速度と路面凹凸の組み合わせによって加振されやすいケースが存在するが、それ以外では図-12に示すように近似させることが可能である。

以上から、モデルの精度や路面の凹凸の違いによって加振されやすいケースとそうでないケースが存在するため、解析値と実測値では若干の差が生じているが、応力度波形も近似している。これから、動

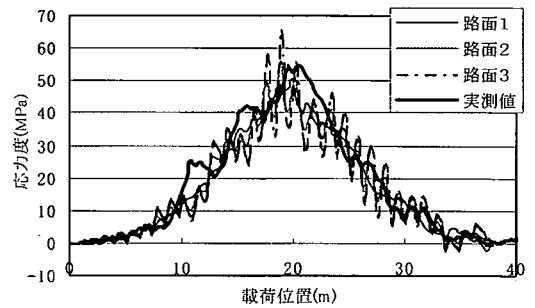
表-6 路面の違いによる最大応力度

		フランジ		垂直補剛材	
		A	B	C	D
実測値	5km/h	-0.6	6.2	53.9	16.6
	60km/h	-0.6 (1.11)	8.9 (1.44)	54.6 (1.01)	17.2 (1.03)
解析値	5km/h	-1.2	5.8	46.3	12.9
	路面1	-1.1 (0.89)	6.3 (1.08)	50.6 (1.09)	13.3 (1.03)
		路面2	-1.4 (1.16)	6.6 (1.14)	56.1 (1.21)
	路面3		-1.9 (1.53)	7.3 (1.25)	65.4 (1.41)

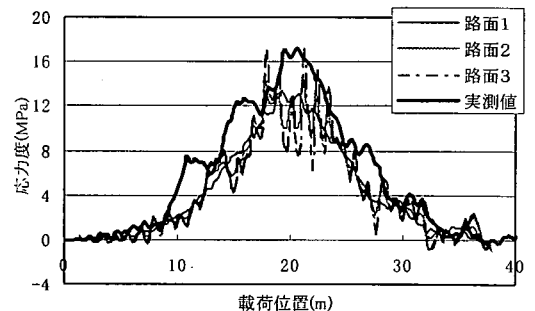
注)カッコ内は、(60km/h)/(5km/h)の比率を示す。



(a) フランジ A・B



(b) 垂直補剛材 C



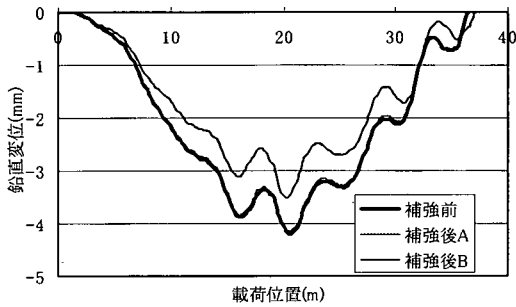
(c) 垂直補剛材 D

図-14 路面の違いによる応力波形 (走行速度 60km/h)

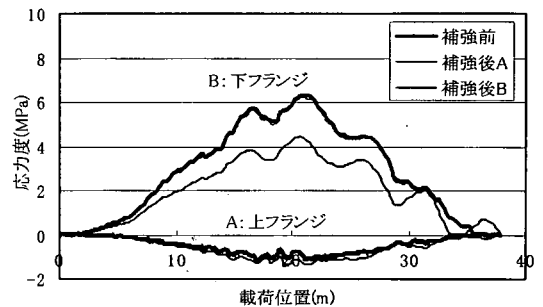
表-7 補強の違いによる最大応力度

		たわみ(mm)		応力度(MPa)			
		AGI		G2フランジ		G2垂直補剛材	
		支間中央		A	B	C	D
静的	補強前	-3.8 (1.00)	-1.2 (1.00)	5.8 (1.00)	46.3 (1.00)	12.9 (1.00)	
	補強後A	-3.7 (0.99)	-1.3 (1.02)	5.7 (0.98)	46.2 (1.00)	12.9 (1.00)	
	補強後B	-3.0 (0.80)	-1.5 (1.20)	3.9 (0.67)	42.3 (0.91)	11.7 (0.91)	
20km/h	補強前	-4.0 (1.00)	-1.3 (1.00)	6.0 (1.00)	50.2 (1.00)	13.9 (1.00)	
	補強後A	-4.0 (0.99)	-1.3 (1.01)	6.0 (0.99)	50.2 (1.00)	13.9 (1.00)	
	補強後B	-3.2 (0.79)	-1.5 (1.18)	4.2 (0.69)	45.5 (0.91)	12.5 (0.90)	
40km/h	補強前	-4.0 (1.00)	-1.1 (1.00)	6.1 (1.00)	48.3 (1.00)	13.8 (1.00)	
	補強後A	-4.0 (0.99)	-1.1 (1.01)	6.0 (0.99)	48.2 (1.00)	13.8 (1.00)	
	補強後B	-3.3 (0.82)	-1.4 (1.28)	4.3 (0.71)	44.1 (0.91)	12.5 (0.91)	
60km/h	補強前	-4.2 (1.00)	-1.1 (1.00)	6.3 (1.00)	50.6 (1.00)	13.3 (1.00)	
	補強後A	-4.2 (0.99)	-1.1 (1.02)	6.2 (0.99)	50.5 (1.00)	13.3 (1.00)	
	補強後B	-3.5 (0.84)	-1.4 (1.24)	4.4 (0.70)	46.0 (0.91)	12.1 (0.91)	

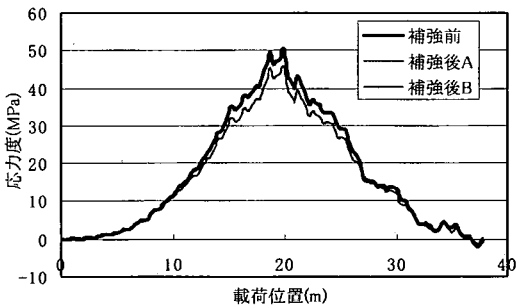
注)補強後Aは外ケーブル工法, 補強後Bはカバープレート工法, ()は補強前に対する比率を示す。



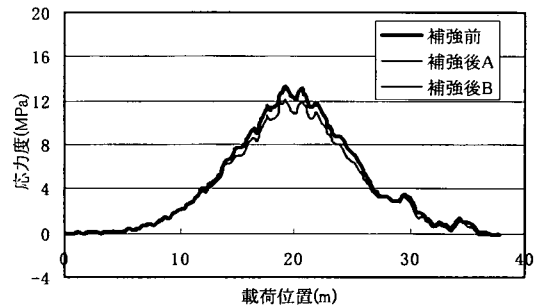
(a)AGI 主げた支間中央たわみ



(b)フランジA・B



(b)垂直補剛材 C



(c)垂直補剛材 D

図-15 補強の違いによる応力波形 (走行速度 60km/h・路面1)

的応答解析によって、主げたフランジなどの一次応力だけではなく、疲労損傷の原因となりやすい二次応力度においても、路面凹凸を正確に入力することによって走行車両による動的な応力度を把握できると考えられる。

なお、外ケーブル工法による補強後についても、解析値と実測値の比較を行ったが、補強前と同じ傾向であった。

6. 補強効果の評価

対象橋梁に対して、外ケーブル工法とカバープレート工法によって補強を行った場合の動的応答解析の結果を表-7、図-15に示す。外ケーブル工法においては、主げたに軸力が導入されることから理論的には固有振動数が低下する要因と考えられる¹⁸⁾が、ケーブルの断面積による剛性の増加も影響し、固有振動数の変化はほとんど生じていない結果となっ

ている¹⁰⁾。これにより、この工法による動的な影響の変化も生じていないものと考えられる。

たわみでは、走行速度60km/hの時に最大値を示し、その値は補強前に対して外ケーブル工法で1%、カバープレート工法で16%の低減が見られる。外ケーブル工法では、静的載荷と動的載荷の低減率での差は見られないが、カバープレート工法では静的載荷で20%の低減が動的載荷で16%の低減になっており、静的載荷の結果が補強効果を過大に評価する傾向にある。

主げたでは、上フランジが走行速度20km/hの時、下フランジが60km/hの時に最大値を示している。その最大値における変化では、上フランジが外ケーブル工法で1%の増加、カバープレート工法で18%の増加となっているが、その応力レベルが1~1.5MPa程度と小さく、補強効果の観点では影響はほとんどないと考えられる。下フランジでは、走行速度60km/hの時に最大値を示しており、その値は外ケーブル工法で1%、カバープレート工法で30%の低減となっており、カバープレート工法における曲げ剛性の増加による補強効果が確認できる。静的載荷と動的載荷の低減率では、カバープレート工法で静的載荷の低減率が大きくなる傾向にある。

垂直補剛材上端の応力度では、着目点Cが走行速度60km/hの時、着目点Dが走行速度20km/hの時に最大値を示している。外ケーブル工法では着目点C、Dの応力度とも、補強前とほとんど変化が見られない。これに対して、カバープレート工法では、着目点C、Dとも補強前に対して10%程度の低減が見られる。このカバープレート工法の静的載荷の低減率が9%程度となっており、動的載荷の低減率とほぼ同じである。この応力度の低減を式(1)で与えられる疲労寿命として評価する。

$$N = \frac{2 \times 10^6 \cdot \Delta \sigma_f^m}{\Delta \sigma^m} \quad (1)$$

ここで、 $\Delta \sigma_f$ は 2×10^6 回基本許容応力範囲、 $\Delta \sigma$ は直応力範囲、 m は疲労設計曲線の傾きを表す指数で直応力を受ける継手では $m=3$ となる。応力レベルがカバープレート工法により90%に低減されると1.37倍(=1/0.9³)に延長されることになる。これに対して、すみ肉溶接部を止端仕上げし、強度等級を1ランク上げた場合、 2×10^6 回基本許容応力範囲が80MPaとなり、疲労寿命は1.86倍(=80³/65³)となる。このように、疲労損傷に対する補強としては、カバープレート工法よりTIG処理(Tungsten Inert Gas Dressing)などにより強度等級を上げる工法の方が効果的と言える。

垂直補剛材の応力度は、床版の回転変形と主げた

の相対変位によって生じるが、このうち回転変形を低減するような補強を行っていないことから、カバープレート工法での補強効果は主げたの曲げ剛性の増加によって主げた間の相対変位が減少した結果と考えられる。このため、カバープレート工法では主げたの曲げ剛性が支配的なたわみやフランジの応力度の補強効果よりも低い補強効果となったものと考えられる。

7. まとめ

本研究では、既設鋼橋を対象に、車両走行時における橋梁部材に生じる応力や変形挙動を知る手段としての数値解析の適用を検証し、その数値解析を用いて補強工法の耐久性に対する効果の評価を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 対象橋梁のような交差荷重下では、主げたの上下フランジに作用する一次応力は、設計での活荷重時応力より大幅に小さく、疲労損傷の可能性はほとんどない。しかし、局所的な応力集中が生じている垂直補剛材上端の二次応力では、疲労損傷の生じる可能性がある。
- (2) 走行車両による動的シミュレーションが、主桁の上下フランジのような一次応力だけではなく、疲労損傷事例の多くの要因となっている二次応力を把握する手段として、妥当であることを確認した。
- (3) 路面凹凸が動的応答値に与える影響は大きく、応力範囲は路面の凹凸性状によって変化する。
- (4) 補強の効果を評価する場合、静的載荷ではその効果を過大に評価する場合があります。その効果を正しく評価するためには動的載荷によることが望ましい。
- (5) 外ケーブル工法は、垂直補剛材上端などに生じる二次応力において、応力範囲が補強前とほとんど変化せず、疲労から決まる耐久性の点では、補強効果が期待できないと言える。
- (6) カバープレート工法では、曲げ剛性の増加に伴い、主げた下フランジ、垂直補剛材上端で応力が低減する。しかし、耐久性に影響のある垂直補剛材上端の低減率は、主げた下フランジ応力度が70%の低減に対して90%程度と小さい。
- (7) 既設鋼橋の補強にあたっては、要求される性能を明確にし、工法を選定する必要がある。耐力補強と疲労耐久性補強では対象とする部位が違う場合が多く、必要とされる補強効果を明確にし、補強内容ごとに対策工法を検討する必要がある。

最後に、本研究での動的シミュレーションを既設橋梁の補強設計だけではなく、新設橋梁や既設橋梁の性能評価として活用することも十分考えられる。その場合には解析値と基準値の比較となることから、変位や応力度などの絶対値の精度が要求される。特に疲労に影響するような局部応力を把握する場合など、二次応力が得られるような部材のモデル化や要素の分割数、境界条件など十分に注意を払う必要がある。しかし、道路橋示方書の改定など、仕様規定型から性能規定型へと設計手法が移行する中で、今後需要は高まるものと考えている。

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.
- 2) 宮本文穂，平田勝巳，柳下文夫，森 拓也：プレスト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) 宮本文穂，平田勝巳，鄭 勝仁：プレストレスト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) 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.
- 5) 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.
- 6) 原田政彦，上腰正人，梶川康男：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，土木学会論文集，No.675/ I -55, pp.331-341, 2001.
- 7) 日本道路協会：鋼橋の疲労，丸善株式会社，1997.
- 8) 藤原 稔，村越 潤，鹿嶋久義：鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告，構造工学論文集，Vol.37A, pp.1181-1188, 1991.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鋼・合成構造物設計標準に関する委員会報告書，1991.
- 10) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.
- 11) 梶川康男，織田一郎，杵本正信：走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用，構造工学論文集，Vol.37A, pp.1089-1096, 1991.
- 12) 三木千寿，坂野昌弘，館石和雄，福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析，土木学会論文集，No.392/ I -9, pp.403-410, 1988.
- 13) 鋼構造委員会鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価，土木学会論文集，No.501/ I -29, pp.21-36, 1994.
- 14) 日野幹夫：スペクトル解析，朝倉書店，1979.
- 15) 南茂夫：科学計測のための波形データ処理，CQ出版，1986.
- 16) 原田政彦，梶川康男，深田宰史，初田大成：外ケーブルで補強された既設合成げた橋の動的挙動，構造工学論文集，Vol.47A, pp.449-459, 2001.
- 17) 松本信二，堀川浩甫，北沢正彦：合成I桁橋の主桁と横桁の取付部の疲労，土木学会論文集，No.386/ I -8, pp.247-255, 1987.
- 18) 鄭 勝仁，中村秀明，宮本文穂：外ケーブルプレストレス補強による合成桁のたわみ振動特性，橋梁振動コロキウム'97論文集，pp.315-322, 1997.

(2001. 6. 25 受付)

THE STRENGTHENED EFFECT OF ENDURANCE IN EXISTING STEEL BRIDGE

Masahiko HARADA, Yasuo KAJIKAWA and Saiji FUKADA

To increase the load-capacity of the existing plate girder bridge, there are two ways of strengthening method, by using cover plate and by using prestressed external tendon. As for these methods, the strengthened effect to load-capacity has been confirmed. However the endurance effect has not been confirmed. Especially, the dynamic behavior due to moving vehicle of the member with secondary stress that fails under fatigue is not clearly understood. Comparing of experiment and analytical primary and secondary stress due to moving vehicles in the existing plate girder bridge strengthened by prestressed external tendon confirmed the validity of this study. Moreover, this study evaluated strengthening effect of endurance due to fatigue failures using analytical results.