

外ケーブルで補強された既設合成げた橋の動的挙動

Dynamic behaviour of strengthened existing composite plate girder bridge using external tendon

原田政彦*, 梶川康男**, 深田宰史***, 初田大成****

Masahiko HARADA, Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA and Taisei HATSUDA

- * 大日本コンサルタント(株), 北陸支社技術部 (〒930-0175 富山市願海寺633)
(金沢大学大学院自然科学研究科システム創成科学専攻)
- ** 工博 金沢大学大学院教授, 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野2丁目40-20)
- *** 博(工) 金沢大学大学院助手, 自然科学研究科 (同 上)
- **** 金沢大学大学院学生, 自然科学研究科(前期課程) (同 上)

To increase load-carrying capacity of the existing plate girder bridges, strengthening method by using prestressed external tendon has been attracted much attention. This method has much merit due to its simplicity. However, the structural characteristics of bridges strengthening by using prestressed external tendon are not adequately clear. In specially, the dynamic behavior of the existing plate girder bridges strengthening by using prestressed external tendon have hardly studied so far, comparing with the static behavior. In this study, we analytically and experimentally investigated dynamic behavior of the existing plate girder bridges strengthening by using prestressed external tendon under moving vehicle.

Key Words: existing plate girder, strengthening by prestressing, loading test, dynamic property

キーワード: 既設橋梁, 外ケーブルプレストレス補強, 載荷試験, 動的性能

1. はじめに

近年, 交通量の増大による疲労損傷, 経年劣化などにより, 耐力低下が生じている既設橋梁の存在が社会問題となってきた。それに加え, 平成5年には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。これらの結果, 多くの既設橋梁が耐力不足となっており, 早急な補強が必要となっている。

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¹⁾が提案, 採用されており, 鋼橋ではカバークラップあるいは補強部材を添接し, 部材の断面積を増加させ, 剛性を向上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²⁾, 国内でも実験的, 解析的に検討され始めている^{3)~9)}。また, 床版打ち替え時の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

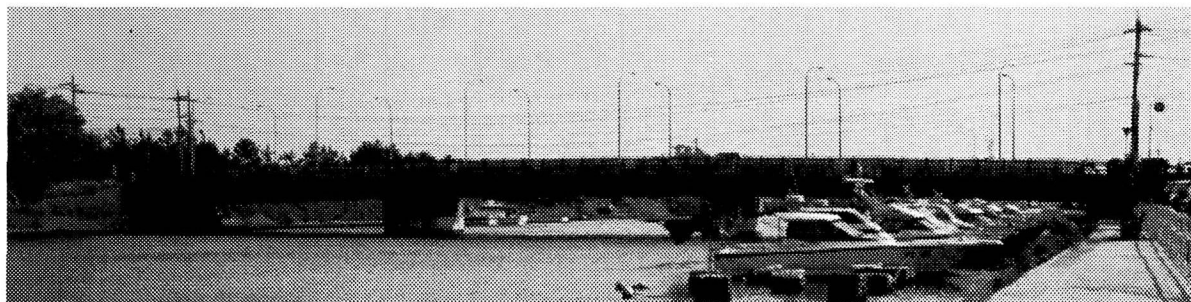
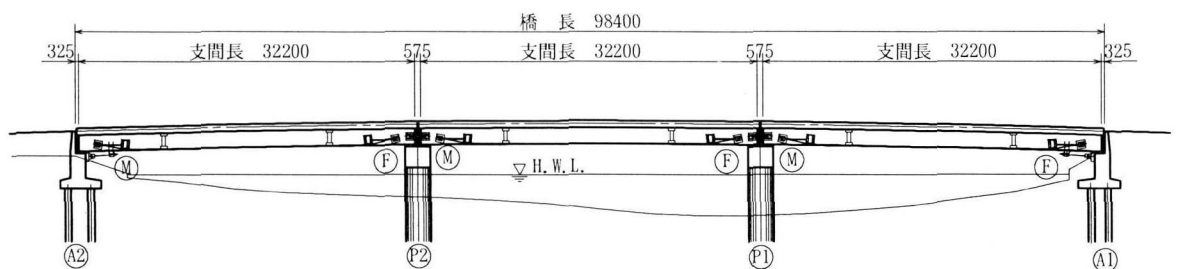
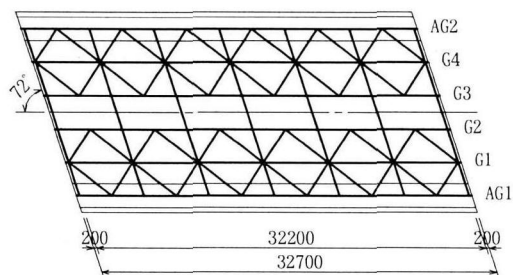


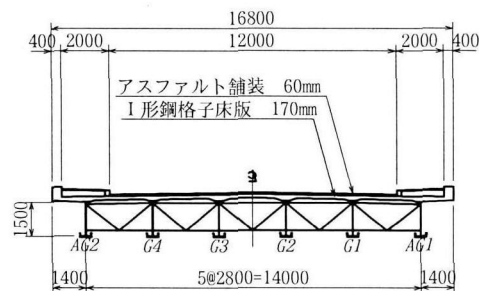
写真-1 対象橋梁



(a) 全体側面図



(b) 平面図 (1連分)



(c) 断面図

図-1 対象橋梁

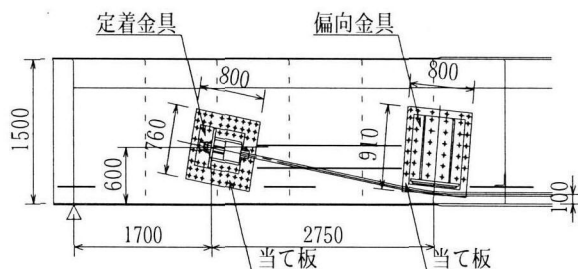


図-2 補強構造

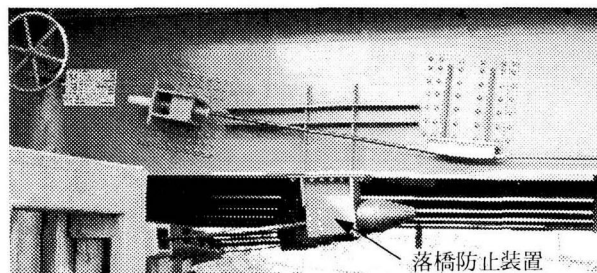


写真-2 補強構造

行われている^{10)~12)}。これらの研究により、本工法による耐力向上効果が明らかにされている。しかし、応力域が改善されるのみで、応力振幅は補強によって変化しないことも指摘⁵⁾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。これらは主に静的な力学性能評価によるものであり、動的な力学性能評価からはほとんど検討がなされていない。動的な問題については、けたの自由振動を対象に補強前後の振動特性の影響を研究したもの¹³⁾¹⁴⁾があるだけである。応力範囲によって左右される疲労強度は、静的な荷重状態ではなく、車両が走行した状態である動的な値に対して求める必要がある。このため、本工法による補強で、静的にはほとんど変化しない応力範囲が、活荷重が走行した動的な状態で、どのように変化するか、把握する必要がある。

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(写真-1参照)を対象に、走行車両による動的応答の変化を、実験的、解析的に検討するものである。また、その結果から、疲労によって決まる耐久性、歩道を利用する歩行者に対する振動使用性など、橋梁の動的な要求性能の改善策としての本工法の適用性について考察するものである。

2. 対象橋梁と補強工事

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、既設けたの両側に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荷重の増加を伴わず耐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、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図-2、写真-2に示す。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であるが、航路によるけた下制限を受けていることから、外ケーブルは主げた断面内に配置している。この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×φ9.5mm)を、クィーンポスト方式によって、偏向金具の位置で下フランジ上方100mmを基本として設置している。

ケーブル定着金具や偏向金具は、主げたウェブの両側

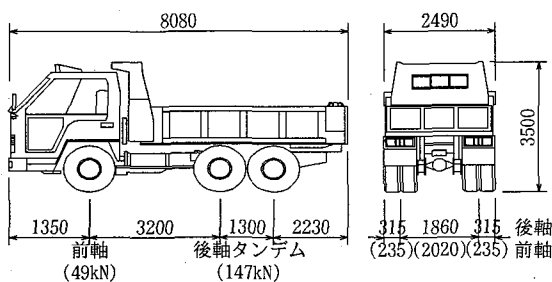


図-3 試験車

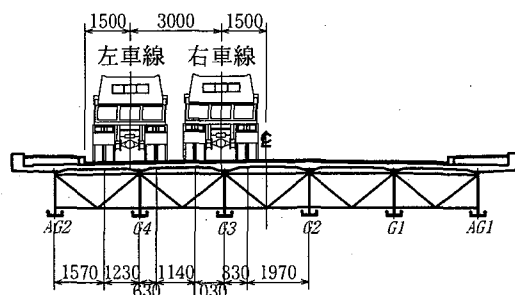
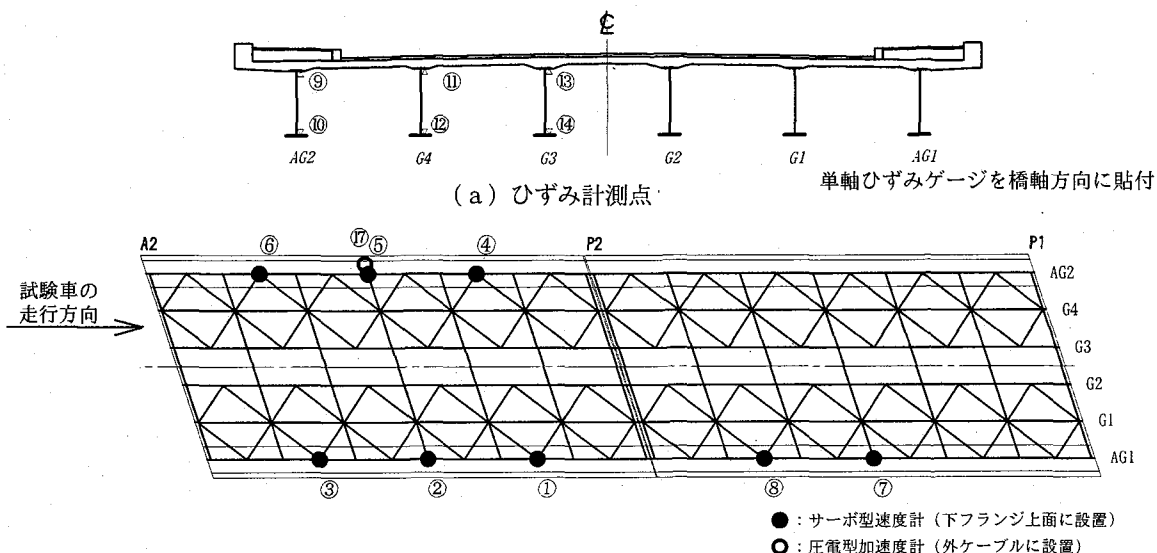


図-4 走行位置



(b) 振動計測点

図-5 測点配置

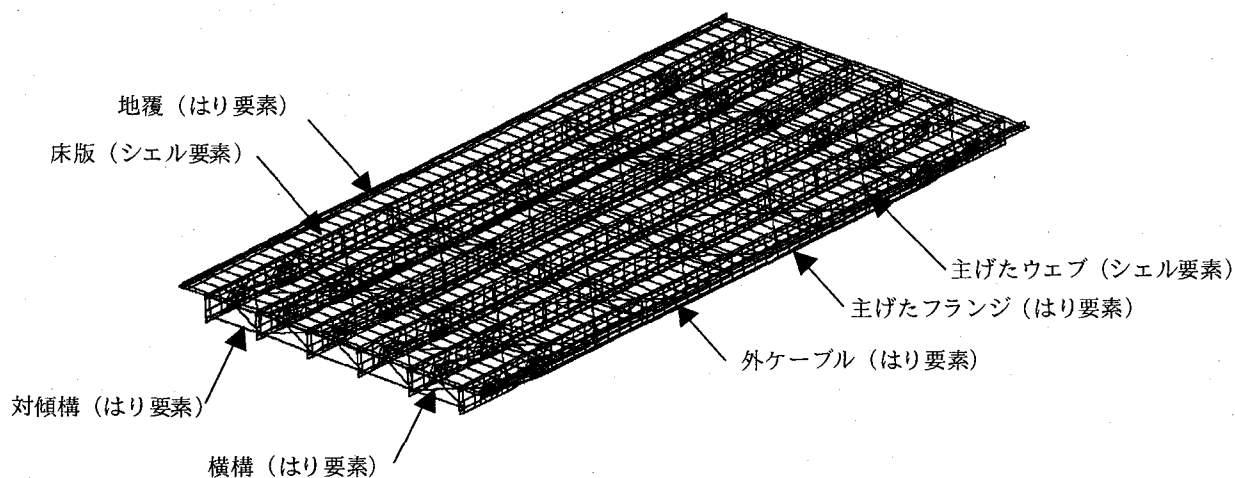


図-6 解析モデル

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

本研究では、3連の同形式の橋梁から構成される対象橋梁のうち、P2～A2の1連に対して、既知重量の大型ダンプトラック（図-3参照）1台を試験車として用い、

AG2主げた側2車線を走行させ、その時の振動と応力度の計測を行った。その計測点を図-5に示す。試験車の走行速度は、左車線で20km/h、40km/h、60km/hの3ケース、右側車線で40km/hの1ケースとした。

4. 解析概要

解析モデルは、床版と主桁ウェブを4節点のシェル要

素, その他の部材をはり要素として作成しており, そのモデルを図-6に示す。対象橋梁は, 活荷重合成げたであるため, 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ている。また, 高欄, 舗装, 歩車道境界縁石, ハンチは, 部材としてモデル化を行わず, 質量のみを考慮している。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成分のうち回転成分を自由, 他を固定, 可動支承は鉛直と橋軸直角方向の水平移動を拘束, 他は自由とした。補強用の外ケーブルは, 補強後のモデルにおいて, はり要素にモデル化している。しかし, 補強前の計測時点で既にプレストレスが導入されない状態で部材が設置されていたことから, 補強前のモデルでも部材のモデル化を行わず質量のみを考慮するものとした。

この解析モデルを使用し, 固有値解析と車両走行による動的応答解析を実施した。固有値解析は, サブスペース法により行った。また, 車両走行による動的応答解析では, 路面凹凸を考慮して直接積分法のNewmark β 法($\beta = 1/4$, $\Delta t = 0.01$)により, 車両-橋梁系の運動方程式を逐次積分して応答値を求めた。試験車は図-7に示すような, 前軸, 後軸のばね上, ばね下を考慮した3軸の立体車両モデルを用いた。なお, 減衰マトリックスはReyleigh型とし, 各部材の減衰定数を $\eta = 2\%$ とした。路面凹凸に関しては, 実測値がないため, 別途計測した実際の高速道路における路面凹凸を用いた。採用路面は, MEM法によるパワースペクトル密度(図-8参照)から判断すると, ISOの評価基準では「良」に分類されるものである¹⁵⁾。

5. 試験・解析結果

5.1 自由振動特性

実橋試験と固有値解析により得られた, 本橋の卓越振動数と減衰定数を表-2に示す。また, 固有値解析より得られた振動モードを図-9に, 実橋試験の振動波形から得られたスペクトルを図-10に示す。実測値は, 試験車が速度40km/hで左車線を走行後, 対象橋梁上から退去した状態での振動波形から求めたもので, 計測点によって多少のバラツキがあったため, 範囲として示した。なお, 減衰定数は, 実測値をバンドパスフィルタ処理し, その波形から直接求めたものである。

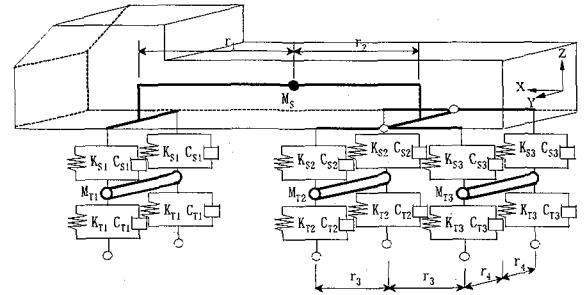


図-7 11自由度車両モデル

表-1 車両モデルの諸元 (片側車輪分)

総重量	(kN)	196.0
ばね上ばね定数 前軸 K_{s1}	(kN/m)	1321/2
後軸 K_{s2} K_{s3}	(kN/m)	2642/2
ばね上減衰係数 前軸 C_{s1}	(kNs/m)	2.7/2
後軸 C_{s2} C_{s3}	(kNs/m)	5.4/2
ばね下ばね定数 前軸 K_{T1}	(kN/m)	3317/2
後軸 K_{T2} K_{T3}	(kN/m)	6634/2
ばね下減衰係数 前軸 C_{T1}	(kNs/m)	7.3/2
後軸 C_{T2} C_{T3}	(kNs/m)	14.6/2
前軸ばね上～重心 距離 r_1	(m)	2.4
重心～後軸ばね上 距離 r_2	(m)	1.45
後軸間距離/2 r_3	(m)	0.65
左右軸間距離/2 r_4	(m)	1.0

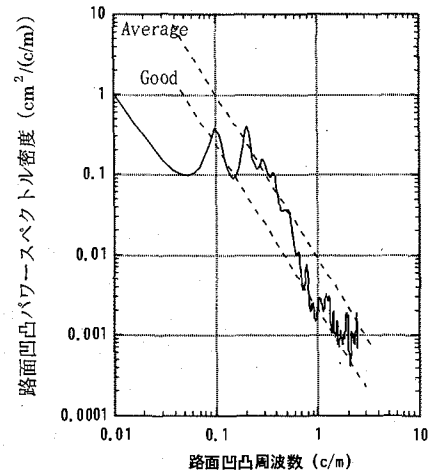


図-8 路面凹凸パワースペクトル密度

表-2 卓越振動数と減衰定数

振動モード	補強前			補強後		
	実測値		解析値	実測値		解析値
	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)		振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	
1	3.03	2.0~2.5	2.74	3.03~3.13	2.0~2.5	2.77
2	3.42~3.52	1.6~1.8	3.48	3.42~3.52	1.6~1.8	3.48
3	—	—	5.75	—	—	5.75
4	—	—	6.31	—	—	6.31

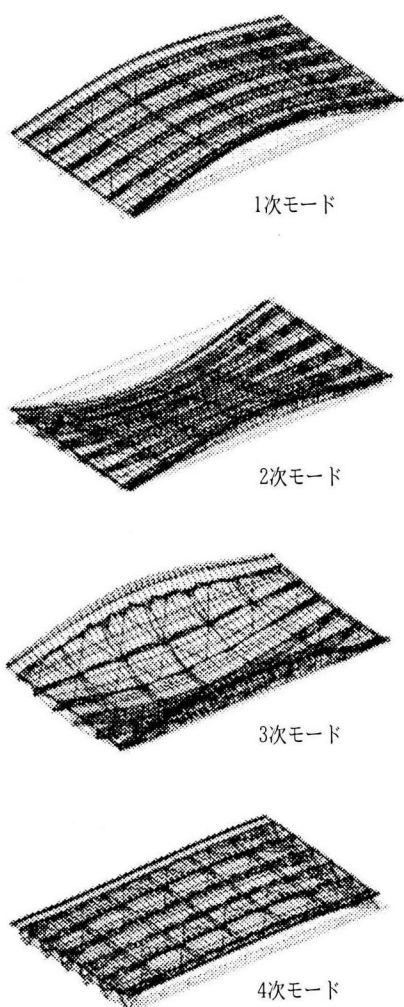
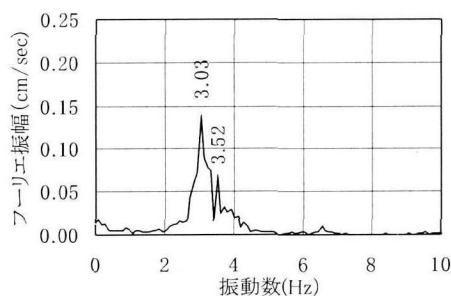


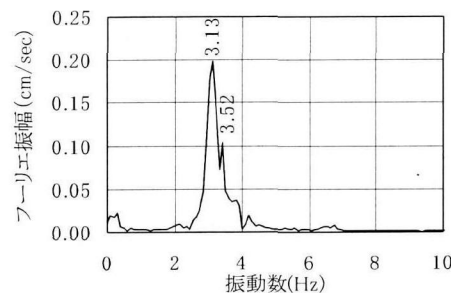
図-9 振動モード

振動数は、スペクトルが示すように1次モードと2次モードが卓越しており、その数値は補強前後で大きな変化は認められない。また、実測値と解析値では、1次モードで顕著に見られるように、実測値が大きい値となっている。これは、可動支承の摩擦抵抗による見かけ上の剛性の増加、高欄や舗装の剛性への寄与などが原因と考えられる。実際、実橋試験での走行試験に先立ち行った静的載荷試験で、ダンブトラック1台載荷時の可動支承の水平変位が、解析上 0.7mm に対して、実測値では0.05mm となっており、実橋での可動支承の水平移動が大きく拘束されていることを確認している。補強前後の振動数については、主げたに軸力を与えた場合には、理論的には固有振動数を下げる要因と考えられる¹³⁾が、ケーブルの断面積による剛性の増加も影響している。しかし、それらの影響は振動数の増減を相殺する要因であることと、補強前の剛性に比較してかなり小さいことから、有意な変化が認められないと考えられる。

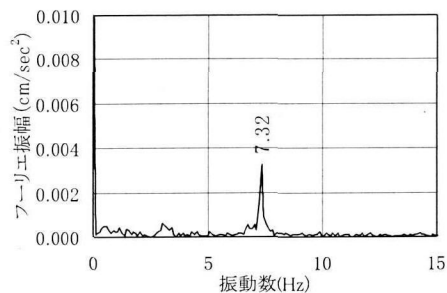
減衰定数については、外ケーブルの設置に伴い偏向金具の摩擦などによる構造減衰の増加も期待されたが、振動数と同様、変位の小さな自由振動においては有意な変



(a) 補強前：速度 40km/h・左車線走行・測点⑤



(b) 補強後：速度 40km/h・左車線走行・測点⑤



(c) 補強後：速度 40km/h・左車線走行・外ケーブル

図-10 スペクトル

化は認められない。

外ケーブルの振動数は、弦の振動理論式の式(1)で算出した1次モードの値が7.1Hzであり、実測値とほぼ一致している。

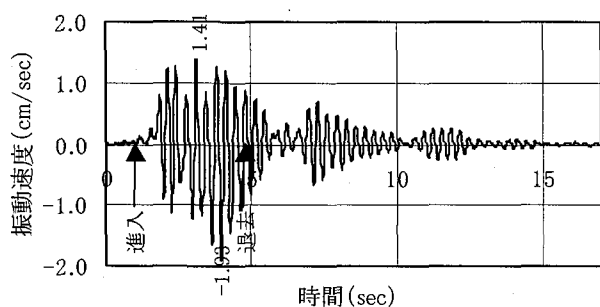
$$f_n = \sqrt{\frac{n^2 g}{4wL^2}} \cdot T \quad (1)$$

ここに、 f_n 、 w 、 L 、 T はそれぞれ第 n 次固有振動数、ケーブルの単位体積当り重量、長さおよび張力である。

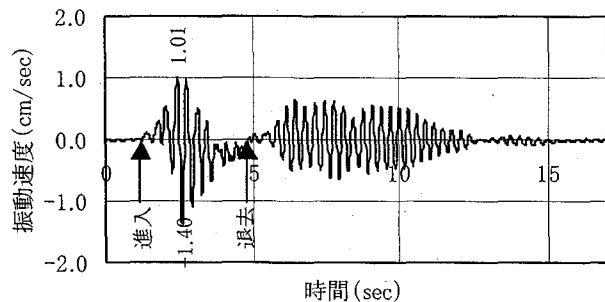
5.2 走行車両による動的応答特性

(1) 実測値

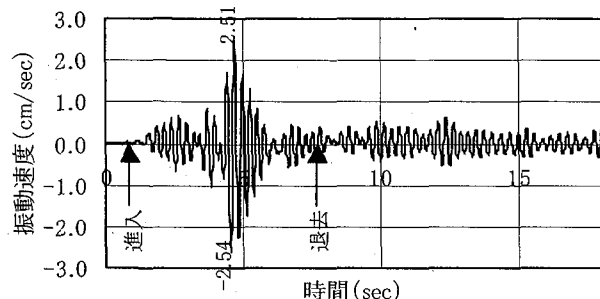
車両走行による補強前後の振動特性の変化を明らかにするために、走行ケースごとの振動速度波形とそのランニングスペクトルを図-11、12に示す。このランニングスペクトルは、サンプリングタイム0.01秒の実測データの1024個から計算したスペクトルを0.5秒間隔で表示したものである。このスペクトルは、自由振動から求めた図-10とは違い走行車両による強制振動となることから、車両のばね振動などの影響を受けている。



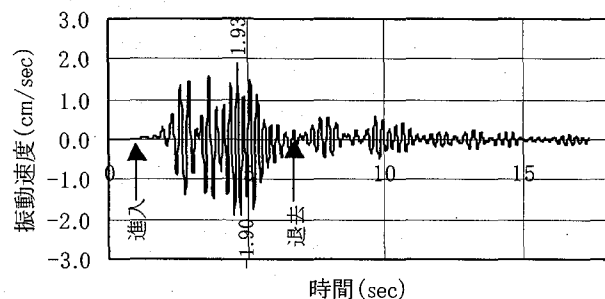
(a) 補強前: 40km/h・左車線走行



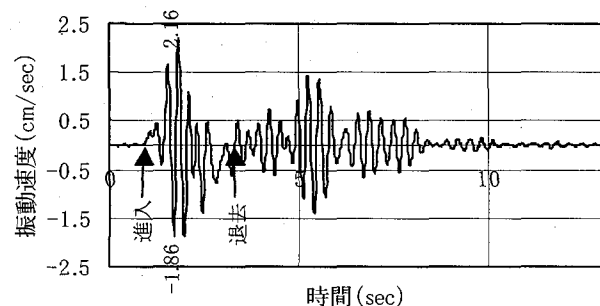
(b) 補強後: 40km/h・左車線走行



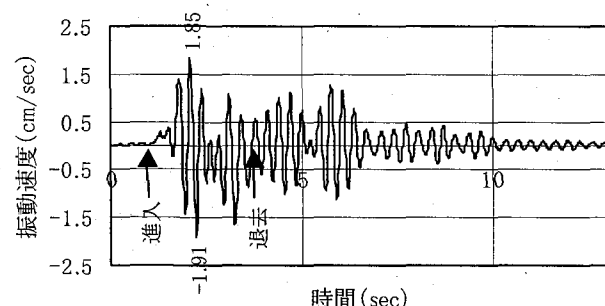
(c) 補強前: 20km/h・左車線走行



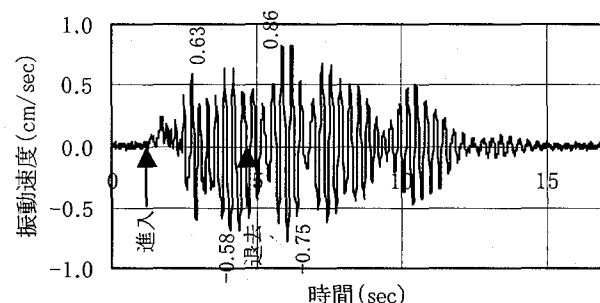
(d) 補強後: 20km/h・左車線走行



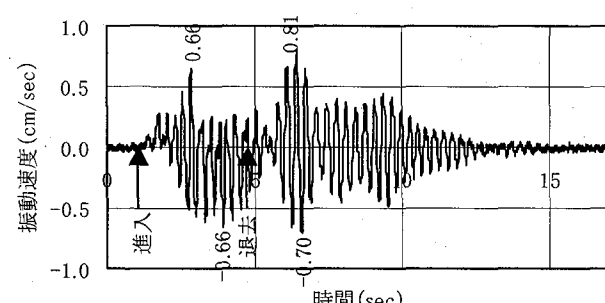
(e) 補強前: 60km/h・左車線走行



(f) 補強後: 60km/h・左車線走行



(g) 補強前: 40km/h・右車線走行



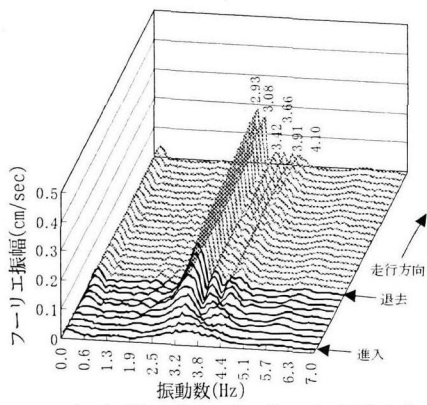
(h) 補強後: 40km/h・右車線走行

図-11 測点⑤の振動波形

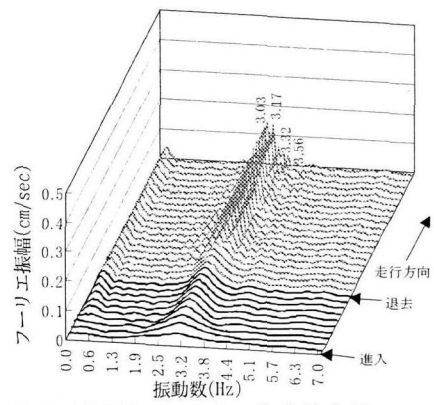
振動速度波形における補強前後のピーク値の変化に着目した場合、位相のずれにより変化する可能性があるものの、補強後での振幅が減少する傾向が認められる。また、計測している上部構造上から試験車が退去しても、振動が増幅する傾向も認められる。特に、速度40km/hの右車線走行時においては、退去後に最大値が計測されている。これは、計測対象上部構造に隣接して同じ形式の上部構造が他に2連並んだ構造となっており、上部構造どうしが共振したものと考えられる。

ランニングスペクトルでは、時間ごとの卓越振動成分

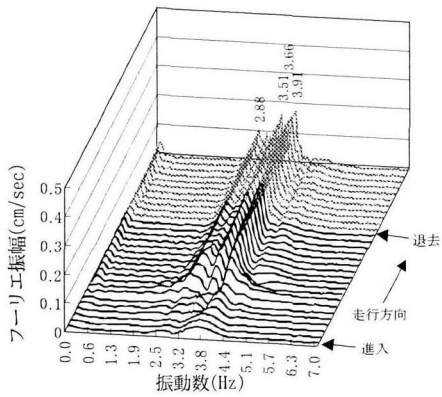
を把握することができる。速度40km/h、左車線走行のケースでは、補強前に試験車が計測対象上部構造上にある状態で卓越する振動成分が3つ生じているのに対して、補強後では1次モードを頂点に際立った振動成分がない状態に変化している。また、補強前に見られた2次モードなどの他の振動成分は、試験車が計測対象上部構造上から退去した後の自由振動の状態が生じている。補強前後とも、最も卓越しているのは1次モードとなっている。速度40km/h、右車線走行のケースでは、試験車が計測対象上部構造上にある場合には、補強前後とも3つ



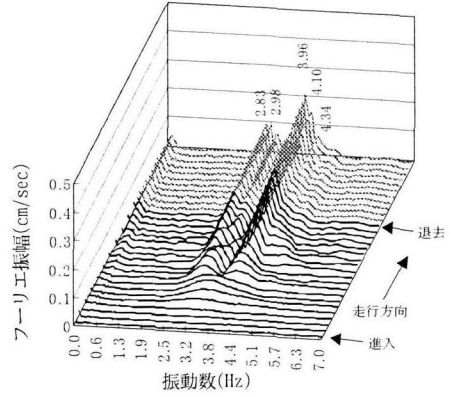
(a) 補強前：40km/h・左車線走行



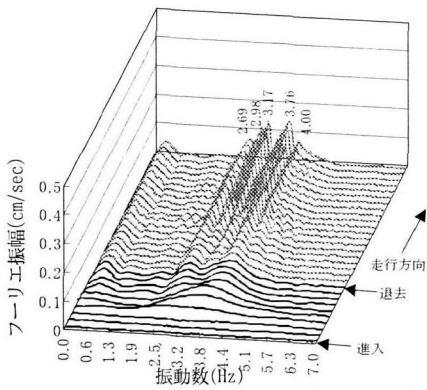
(b) 補強後：40km/h・左車線走行



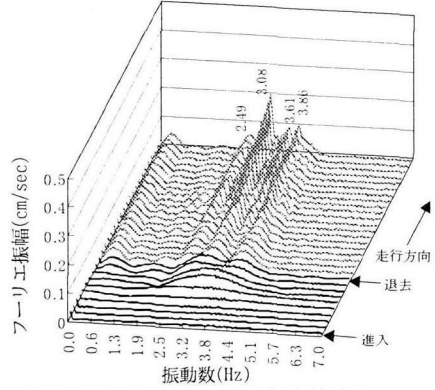
(c) 補強前：20km/h・左車線走行



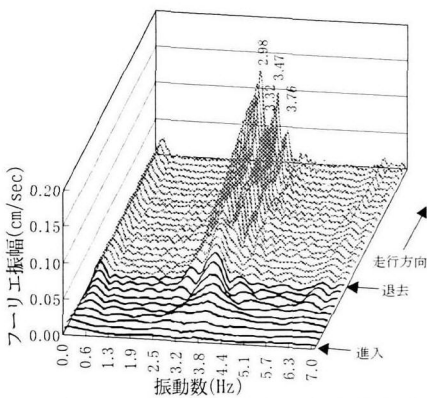
(d) 補強後：20km/h・左車線走行



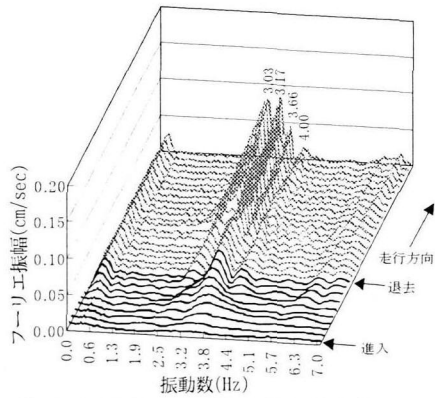
(e) 補強前：60km/h・左車線走行



(f) 補強後：60km/h・左車線走行

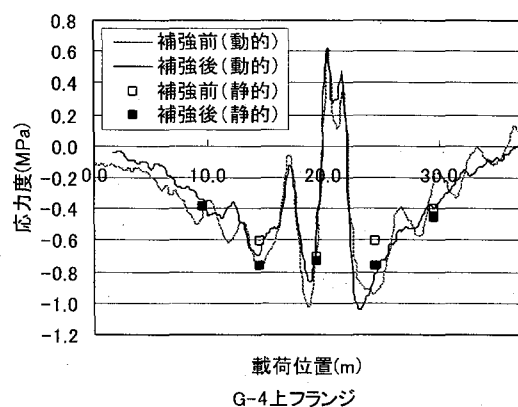
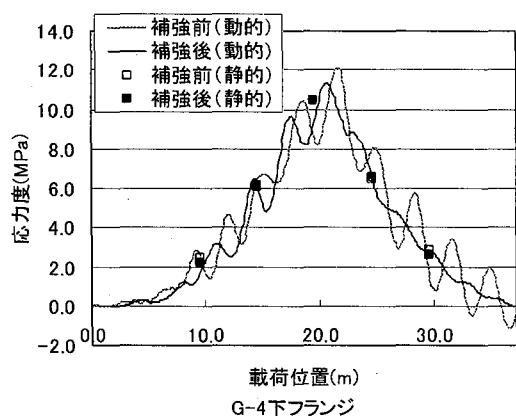


(g) 補強前：40km/h・右車線走行

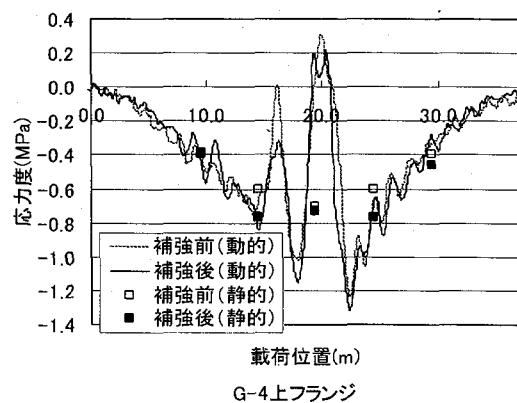
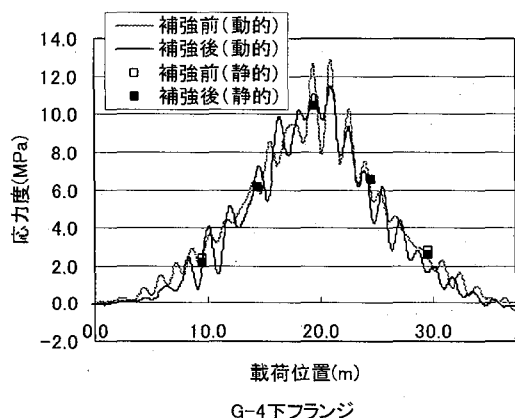


(h) 補強後：40km/h・右車線走行

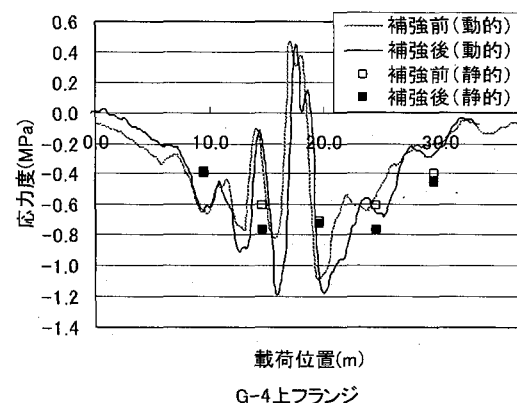
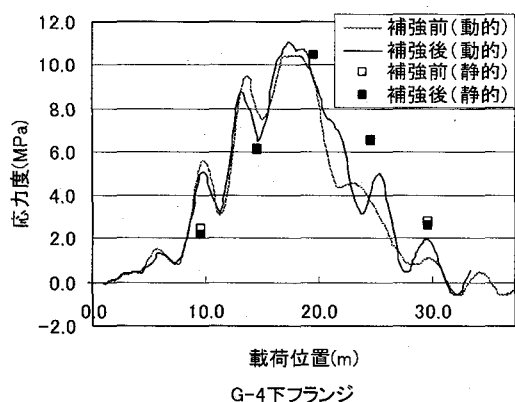
図-12 測点⑤のランニングスペクトル



(a) 40km/h, 左車線走行



(b) 20km/h, 左車線走行



(c) 60km/h, 左車線走行

図-13 主げたの応力度

表-3 G-4下フランジ応力度のピーク値と動的増幅率

走行車線	走行速度	ピーク値(MPa)			動的増幅率		
		補強前	補強後	比率	補強前	補強後	比率
左車線	20km/h	12.8	11.5	0.896	1.235	1.169	0.947
	40km/h	12.1	11.3	0.933	1.193	1.147	0.961
	60km/h	10.5	11.1	1.057	1.210	1.214	1.003
右車線	40km/h	6.8	7.2	1.061	1.136	1.084	0.954

卓越する振動成分が生じており、中でも2次モードが最も卓越している。このケースでは、補強前後においてフーリエ振幅が多少小さくなるだけで、卓越する振動成分の数には変化が生じていない。速度20km/h、左車線方向のケースでは、試験車が計測対象上部構造上にある場合には、補強前では3つの振動成分が卓越しており、試験車の進入後の比較的早い時期から生じてきている。それに対して、補強後では2つの振動成分が卓越しており、その卓越してくる時期も進入から退去までの間の1/2点くらいからとなっている。速度60km/h、左車線走行のケースでは、補強前後とも大きな変化は見られない。試験車の走行速度が速く、振動が生じる前に走り抜けてしまうため、対象上部構造上に試験車が存在している状態では卓越する振動成分が生じないと考えられる。これらの傾向は、3回ずつ行った各走行ケースの計測値についても、同様の結果であった。

各走行ケースでの主げたの応力度を図-13、表-3に示す。また、同じ試験車を用いて測定した5箇所での静的載荷試験結果を参考として図-13に示す。図-13に示した主げたG-4は、計測した3本の主げたのうち、最も大きな応力度を示すものである。表-3では、そのG-4の下フランジ応力度のピーク値を示したもので、ほぼ主げたに作用する応力範囲と一致している。また、橋梁の動的効果を評価する方法として用いられている動的増幅率も参考に示す。この動的増幅率は、走行車両の初期条件での僅かの違いによって生じる変化を考慮したもので、式(2)で算出されるものである¹⁶⁾。

$$DIF = \frac{\sigma_{I,dy,max}}{\sigma_{st,max}} + 1 \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{st,max}$ は静的応答成分の最大値、 $\sigma_{I,dy,max}$ は $\sigma_{st,max}$ を含む1サイクル中の動的応答成分の最大値である。補強前後のピーク値では、ランニングスペクトルにおいて卓越する振動成分の数の変化した20km/h、40km/hの走行ケースにおいて、減少がみられる。卓越する振動成分の数が変わらなかった60km/hについては、補強前後で応力度に有意な差はみられない。補強前後ごとの最大値に着目した場合、補強前は20km/hの時に、補強後は60km/hの時に生じており、最大値の生じる走行ケースが変化している。その最大値どうしの比較では、補強によってピーク値が減少している。なお、上フランジの応力度の波形では、計測点上に輪荷重が載ったときに、図-14に示すような局部変形が生じるため、主構作用では負の応力度が作用するにも関わらず、正の応力度が部分的に発生している。

(2) 解析値

実橋試験結果より、走行車両が載った状態の振動では、補強前後で卓越する振動成分に変化が生じ、その結果、振動速度や主げたに発生する応力度が減少する走行

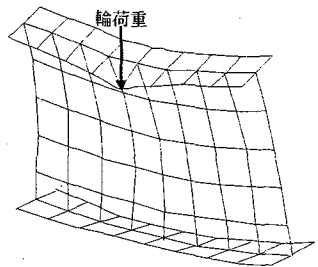


図-14 主げた上フランジの局部変形

表-4 解析ケース

case	外ケーブル	プレストレス	ケーブルの支持条件	備考
1	無	—	—	補強前
2	有	有	端部支持	補強後
3	有	有	中間支持	
4	有	無	端部支持	

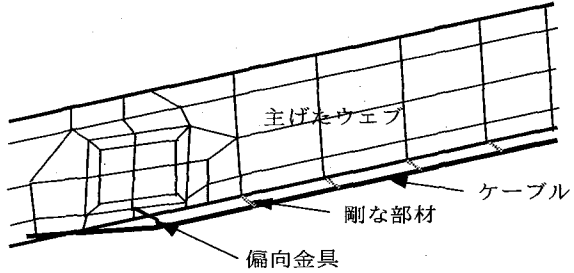


図-15 ケース3のケーブル支持条件

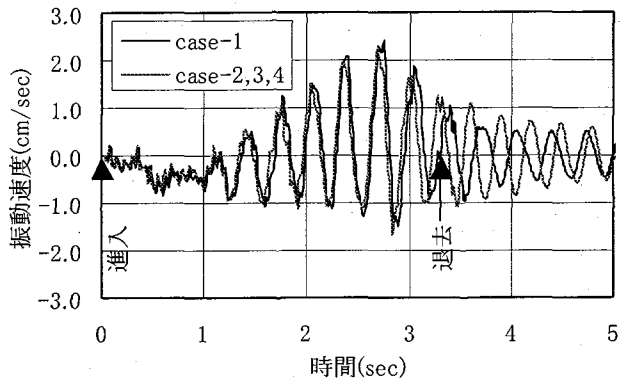


図-16 測点⑤の振動波形(解析値)

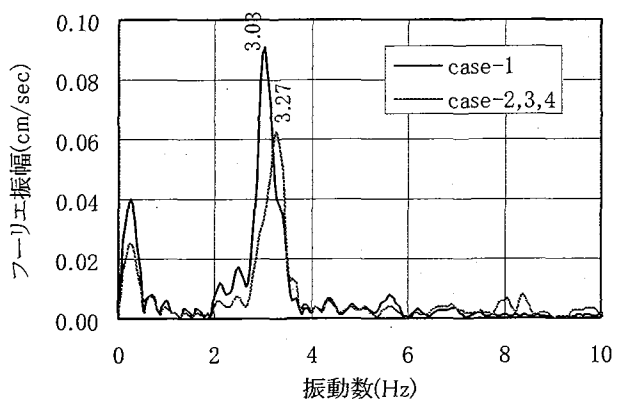


図-17 測点⑤のパワースペクトル(解析値)

ケースがあることがわかった。この原因を検討するために、車両走行による動的応答解析を実施した。

解析は、表-4に示す4ケースについて行った。ケース3は、全長にわたってひずみが一樣となるケーブルの特徴の影響を確認するためのもので、図-15に示すように外ケーブルを剛な部材で主げたと多点で接続したモデルとした。ケース4は、プレストレスの影響を確認するためのもので、ケーブルは設置するがプレストレスを導入しないモデルとした。

速度40km/h、左車線走行時の解析結果における、振動速度波形とそれのパワースペクトルを図-16、17に示す。4ケースの解析結果のうち、ケース2、3、4については、振動波形がまったく同じとなった。この結果、ケーブルのプレストレスの有無や全長にわたってひずみが一樣となるケーブルの特徴は、振動に対して影響を与えず、ケーブルの断面積による剛性の変化だけが影響することになる。しかし、外ケーブルによる剛性の変化は小さいため、ケース1と他のケースでは、振動波形が若干変化しているものの、有意な差は確認できない。このため、ケーブルの断面積が振動に対して影響しているのは確認できるが、実測値のような減少の要因とはなっていないと言える。このことから、振動速度や応力範囲が減少する要因は、今回の解析で考慮されない構造減衰、たとえばケーブルの素線どうしの摩擦、偏向金具、定着金具とケーブルとの摩擦などと推定される。この構造減衰は、振動振幅の小さい自由振動では見られなかったことから、振幅依存性があるものと考えられる。

(3) 補強効果

外ケーブルプレストレス工法での補強によって、静的にはほとんど変化しない応力範囲が、動的には変化する場合があることが実測値からわかった。その原因としては、ケーブル設置に伴う振幅依存性のある構造減衰と推定され、走行車両が載った状態の振動において、卓越する振動成分の数が補強によって減少している。振動成分の減少により、各々の振動成分の重ね合わせである振動速度や主げた応力度は減少することになる。しかし、この減少は、全ての載荷条件によって生じるものではなく、今回の実橋試験では速度60km/hの走行ケースにおいては生じなかった。

橋梁の動的な要求性能としては、疲労によって決まる耐久性と、歩道を利用する歩行者に対する振動使用性があげられる。前者は応力範囲によって、後者は振動速度によって¹⁷⁾、評価することができる。疲労は応力範囲の繰返しによって生じるが、異なった条件の車両によって生じる応力範囲の累積として表される。異なった条件のうち、一部の条件については、表-3のピーク値のように90%くらいに応力振幅が減少することから、疲労寿命としては延長することになる。このことから、疲労によって決まる耐久性としては、効果があると言える。

振動使用性は、生じる振動の中の最大値を使って評価しており、必ずしも最大値が減少するとは限らないことを考えると、設計上、効果は期待できないとすることが妥当と考えられる。

6. 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合成Iげた橋を対象に、車両が走行したときの動的応答の変化を、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) 外ケーブルプレストレス工法の補強によって、振動振幅の小さい自由振動においては橋梁全体の固有振動数、減衰定数に有意な変化は認められない。
- (2) 走行車両が載った状態では、走行ケースによっては補強前後で卓越する振動成分に変化がみられ、振動の最大振幅が減少する傾向にある。その結果、主げたに生じる動的効果を考慮した応力度の振幅が減少する場合がある。
- (3) 補強によって、走行車両が載った状態で生じる振動波形の変化は、解析上考慮されていない、ケーブルの素線どうしの摩擦やケーブルと偏向金具、定着金具との摩擦などが原因と考えられる。この構造減衰は、振幅依存性があると考えられる。
- (4) 走行ケースによっては、応力範囲の減少が見られることから、いろいろな載荷状態での累積として評価される疲労寿命は、延長されることになる。このことから、外ケーブルプレストレス工法は、疲労によって決まる耐久性について、効果が期待できる。
- (5) 歩道を利用する歩行者に対する振動使用性は、最大振動速度によって評価されるが、補強によってその最大振動速度が減少するとは限らないため、設計上は効果が期待できるとは言い難い。

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のご協力を得た。ここに記して、謝意を表する。

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) M.S. Troitsky : 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.
- 4) 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.
- 5) 八塚 博, 柏木亮二, 山田金喜, 名取 暢, 渡辺泰行: 既設鋼鉄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.
 - 6) 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.
 - 7) 廣瀬彰則, 坂本眞徳, 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.
 - 8) 土木学会: 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (I) 基礎編: 理論編, 構造工学シリーズ9-A, 土木学会, pp.35-52, 1999.
 - 9) 鄭 勝仁, 中村秀明, 宮本文穂: 外ケーブルプレストレスト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.
 - 10) 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.
 - 11) 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.
 - 12) 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.
 - 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.
 - 14) 有馬健次, 白倉篤志, 久保田安祐, 山本晃久, 宮本文穂: 外ケーブルプレストレス工法で補強した既存橋梁の振動特性, 橋梁振動コロキウム'97論文集, pp.323-328, 1997.
 - 15) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.
 - 16) 小松定夫, 川谷充郎: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, No.275, pp.13-28, 1978.
 - 17) 小堀為雄, 梶川康男: 橋梁振動の人間工学的評価法, 土木学会論文報告集, No.230, pp.23-31, 1974.

(2000年9月14日 受付)