

合成 I 桁橋の対傾構部材力に及ぼす 床版損傷補修対策の影響

INFLUENCES OF FLOOR SLAB DAMAGE REPAIRING WORKS ON
SWAY BRACING MEMBER FORCES IN COMPOSITE I-GIRDER BRIDGES

増田陳紀*・三木千壽**・西脇威夫***・皆川 勝****

By Nobutoshi MASUDA, Chitoshi MIKI, Takeo NISHIWAKI and Masaru MINAGAWA

Sway bracing member forces are considered to be the direct factor of causing local stresses which generate cracks and crack growths around weld toes at the web gaps in composite I-girder bridges. A simple analysis method presented by the authors previously is used to analyze the sway bracing member forces. The method is based on an idea that whole a bridge can be modeled as eccentrically stiffened plates. Namely, floor slabs as plates with main girders and sway bracings as stiffeners. Investigations are made concerning the influences of the associated factors, especially the floor slab damage repairing works on the sway bracing member forces. It is revealed that addition of stringers with supporting diagonals as a measure of strengthening floor slabs may yields larger stresses around web gaps than those when nothing is done.

1 はじめに

合成 I 桁橋において、横桁や対傾構を取り付けた主桁の垂直補剛材の上端の溶接部およびその周辺に、図-1に示すような種々の亀裂が生じていることがこの数年報告されてきている^{1)~5)}。我が国においては、昭和40年代前半まで道路橋の横桁や対傾構の取り付け部の標準的な構造形式として採用されて来た部分にこのような亀裂の発生が報告されている。この種の亀裂は、それがすぐに構造物の崩壊あるいは機能停止に継がるものではないが、放置し亀裂がさらに成長した場合には重大な問題となり得る。そのため、亀裂の発生機構の解明および亀裂発生の予防ならびに発生後の対策に関する努力がなされている。^{6)~10)}

既設の合成 I 桁橋では、床版のひび割れの発生防止あるいは進行防止の目的で床版のたわみを減少させるための縦桁増設およびそれに伴う対傾構の補強(以下「補強」と呼ぶ)が施されてきている。増設される縦桁の桁高や対傾構の断面は年とともに増大する傾向にある。現在、垂直補剛材取り付け部の亀裂発生に関して各種の関連機関においてその防止対策が検討されているが、上述の床版に対する補強対策の二次的効果として、垂直補剛材上端部におけるきれつ発生防止効果を期待している面も認められる。しかし、このような床版の補強が亀裂発生にどのような影響を及ぼすかについて定量的には考慮されておらず、今後の床版の補

-
- * 工博 武蔵工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
 - ** 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)
 - *** 工博 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科 (〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)
 - **** 工修 武蔵工業大学助手 工学部土木工学科 (〒158 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

強にあたり検討すべき問題となっている。

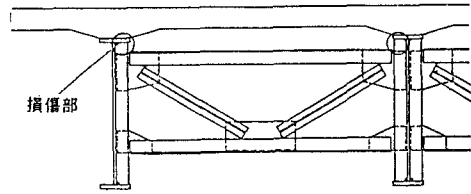
亀裂発生の原因は、図-2に示すように横桁あるいは対傾構が取り付けられている主桁のたわみ差および床版の変形に起因する局部応力にあるものと考えられている^{1), 3), 11), 12)}。この局部応力の性状は主桁の本数、主桁の間隔、床版の厚さ、横桁や対傾構の構造、車線の位置などの因子によって変動することが推定できる。したがって、これらの局部応力の発生とその性状に関与する各種因子の影響を評価することは、亀裂発生機構の解明および補強方法の検討を行う上で重要である。

局部応力の発生とその性状に関する各種要因の影響を評価する方法として、実橋での測定により評価する方法および解析的に評価する方法が考えられる。このうち、実橋での測定のみにより評価する方法は、亀裂は複数の因子が絡み合って発生していることより困難な面があり、また経費の面からも得策ではない。したがって、解析的に評価することが必要となり、実測値を利用して部分構造を詳細解析する方法^{13), 14)}も考えられている。純解析的に評価する方法としては、従来、橋梁全体を格子構造に置き換えて解析する方法^{1), 8)}と、橋梁全体を薄板で構成された3次元構造としてモデル化し、3次元有限要素解析を行う方法^{1), 9)}が用いられている。しかし、格子構造に置き換えて解析する方法は、主桁のたわみ差の影響を求めることはできるものの床版の変形を直接評価することはできず、また有効幅の評価や車線位置の影響の評価にも問題点が残される。

一方、3次元有限要素解析を行う方法は、かつ膨大なデータ量および計算量が必要であるために経済性の面から必ずしも好ましいものではない。以上のように、現状においては、純解析的に局部応力を評価する実用的な解析方法は確立されているとはいえない。

ところで、局部応力解析の目的である、亀裂発生機構の解明という原点に戻って考えると、亀裂の発生が認められる垂直補剛材はほとんど全てが対傾構を取り付けられたものであるという実橋での調査結果¹⁵⁾が注目される。すなわち、局部応力の主たる発生原因が主桁のたわみ差および床版の変形のいずれにせよ、対傾構各部材から伝達される力が亀裂発生の要因であると推定できる。特に斜材の取り付け位置は損傷部に近く、軸力の絶対値も比較的大きいことから、局部応力の発生に関して斜材軸力が支配的な因子であると考えられる。実際図-3に示すように垂直補剛材端部の応力測定においてこの部分の主応力が対傾構の斜材方向に生じており、その符号も斜材のそれと良く一致しているという結果がいくつかの橋梁に関して報告されている¹⁵⁾。

このような観点から著者らは、垂直補剛材上端溶接部およびその周辺の疲労をまずは対傾構の部材力により検討することを目的として、前述した車線位置等の因子の影響を容易に取り込むことのできる簡易な対傾構部材力の解析方法を提案した¹⁶⁾。すなわち、通常の格子桁解析とは逆に解析モデルとしては床版を中心



き裂の発生パターン	内 容
	主桁上フランジと垂直補剛材との溶接端部からき裂が発生
	主桁ウェブと垂直補剛材の溶接端部からき裂が発生
	垂直補剛材上端部のスカーラップから斜めにき裂が発生
	主桁上フランジとウェブとの溶接部または垂直補剛材と主桁ウェブとの溶接端部からき裂が発生

図-1 亀裂発生様式⁵⁾

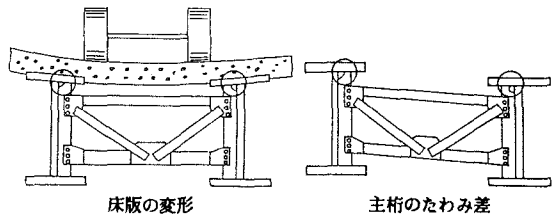


図-2 従来考えられている局部応力発生の原因

に置き、床版を文献[17]の板要素で、主桁および縦桁を文献[18]の偏心骨組要素で、対傾構を新たに導入した対傾構要素（主桁部分に剛体棒を配置した平面骨組構造で対傾構をモデル化し、床版面上の節点自由度のみを残して剛性行列を縮約した要素）でモデル化し、橋梁全体を偏心補剛材付平板としてモデル化する解析方法である（図-4参照）。

本論文では、この解析方法を用いて、主桁本数、主桁間隔、車線位置などの各因子および従来RC床版のひび割れ損傷補修対策の一環あるいは防止対策として行われている縦桁の増設と対傾構の斜材、下支材の補強あるいは床版の増厚などが対傾構部材力に与える影響をケーススタディ的な計算により検討する。

2 解析対象橋梁とそのモデル化

(1) 解析対象橋梁

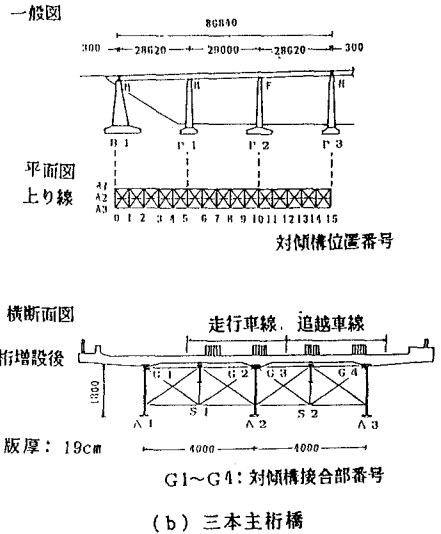
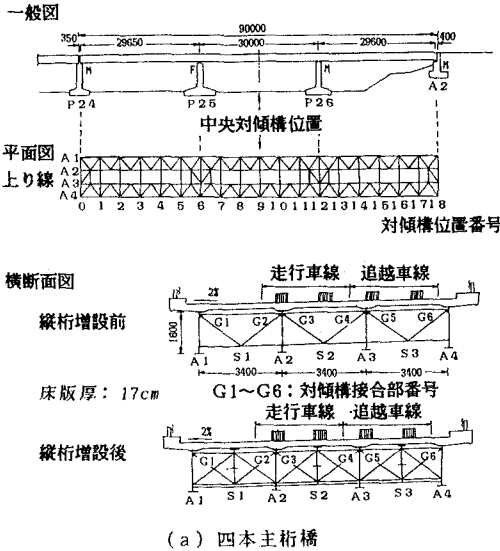


図-5 解析対象の連続合成桁橋

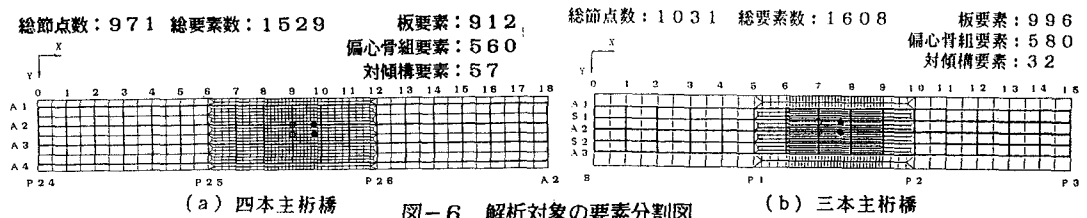


図-6 解析対象の要素分割図

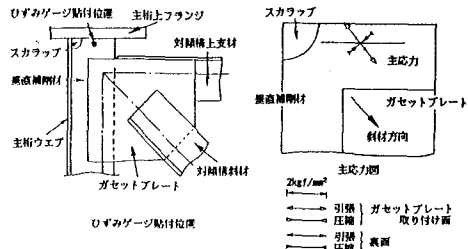


図-3 垂直補剛材上端部の応力状態の一例¹⁵⁾

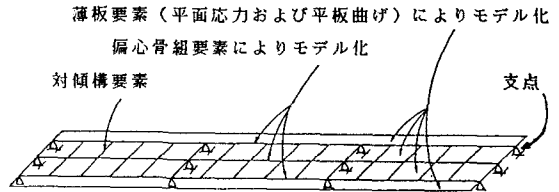
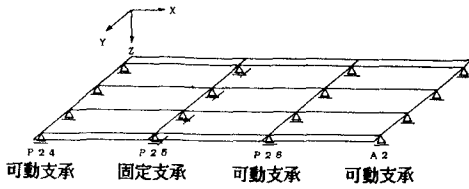
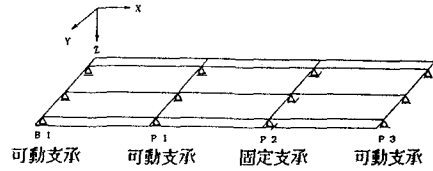


図-4 橋梁全体構造のモデル化



(a) 四本主桁橋



(b) 三本主桁橋

図-7 拘束条件

本論文で対象とする橋梁は、図-5(a), (b)に示す幅員約10mの四本主桁および三本主桁を有する三径間連続合成桁橋である。これらの橋梁の主桁本数、主桁間隔、垂直補剛材の上端ギャップの長さおよび床版のひび割れ対策としての補強の形式などは、我が国の代表的な高速道路において多く用いられているものである。

(2) 要素分割

それぞれの橋梁の要素分割図を図-6(a), (b)に示す。太線は主桁要素および対傾構要素を配置した位置を示している。図中のA_iは、主桁の番号、数字は対傾構の番号、またP_iは橋脚の番号、AおよびBは橋台を表す。

(3) 荷重条件および拘束条件

荷重は、道路橋示方書¹⁹⁾に規定されているT-20荷重の後輪(各8tf(78.4kN))計16tf(156.8kN)を中央径間の中央の対傾構位置(図-6において○で示した位置)に、前輪(各2tf(19.6kN))計4tf(39.2kN)を同図の●の位置に載荷する。計算の簡略化のため要素分割をこの部分で等分割としたため図-5(a)の場合、T-20荷重の前後車輪間隔4mに対し6%短い3.75m、左右車輪間隔1.75mに対し3%短い1.70mの載荷条件で計算を行った。また、拘束条件は、図-7に示すように、実橋に対応させ、橋脚P₂5およびP₂の支承位置で固定、その他の橋脚、橋台位置で橋軸方向に移動自由の条件を与える。

3 車両走行位置と対傾構斜材軸力との関係

補強前の四本主桁および三本主桁橋を対象として、それぞれのT-20車両後輪載荷位置を中央径間中央対傾構上に置いて幅員方向に移動させたときの斜材軸力の変化を図-8(a), (b)に示す。

四本主桁の場合、内側主桁間の対傾構斜材軸力は、車両が走行車線を通ずる場合と追越車線を通ずる場合で正負交番し、約3tf~最大4.7tf程度の振幅を生じるのに対し、外側パネルの対傾構斜材軸力の変動範囲は路肩を通ずる車両がないものとすれば、たかだか2.5tf程度である。

一方、三本主桁の場合、走行車線側のパネルの対傾構斜材軸力の変動幅は路肩を通ずる車両を考えなければ約1.5~2.5tfであるのに対し、追越車線側のパネルの対傾構斜材軸力は正負交番しその変動幅は4.0tf以上に達する。

4 床版損傷補修・補強工の対傾構部材力への影響

(1) 縦桁増設とそれに伴う対傾構補強の影響

ここでは、補強前と補強後の解析結果をもとに縦桁増設およびそれに伴う対傾構補強工事が対傾構部材力に及ぼす影響を計算した一例を示す。

(a) 四本主桁橋の場合

本橋梁は、床版の補強の目的で主桁のそのの1/10程度の断面二次モーメントを有する縦桁の増設とそれに伴う対傾構の斜材および下支材の補強が施されている。図-5(a)の第9番対傾構の位置における補強前および補強後の床版たわみと対傾構の斜材の軸力をそれぞれ表-1、表-2のA~D欄に示す。表-2には実測値も付記してある。床版のたわみは補強により全体的に減少しており、この補強の本来の目的を満たしていることが解る。しかし、対傾構の斜材の軸力に関してはほとんどの斜材で30%~50%程度減少しているものの斜材G4では軸力が80%程度増加し、補強以前の最大軸力(2.38tf(23.3kN))より大きな軸力(2.68tf(26.3kN))が発生している。実測値でも補強後の軸力の最大値は斜材G4で生じ(2.38tf(23.3kN))、補強前(1.60tf(15.7kN))に比し約50%増加しており、床版変形に対する補強工事の垂直補剛材の亀裂発生との関係についてはさらに詳細な検討を要する。

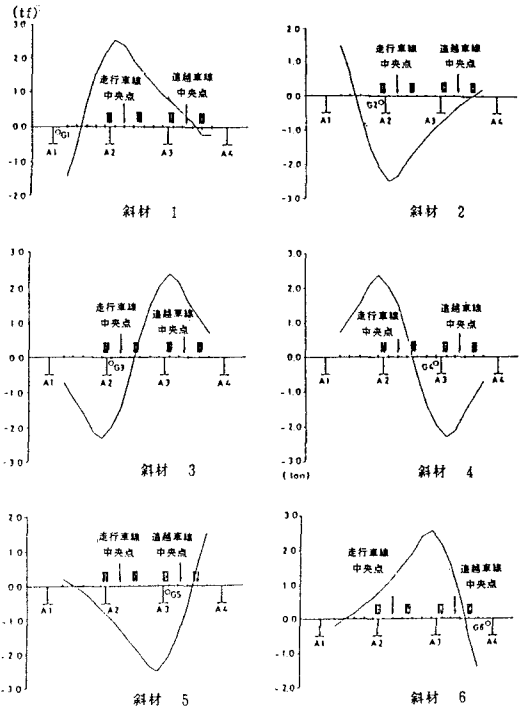
(b) 三本主桁橋の場合

図-5(b)の第7番対傾構の位置における補強前および補強後の床版たわみを図-9(a)と表-3のA~C欄に、対傾構の斜材軸力を図-9(b)と表-4のA~C欄に示す。表には実測値も付記してある。

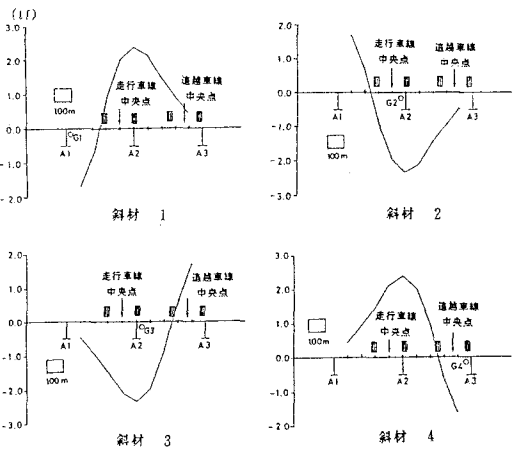
四本主桁橋と同様に、床版のたわみは補強により全体的に減少しており、床版のたわみを減少させるという目的を満たしている。

対傾構の斜材の軸力に関しては、ほとんどの斜材で30%から50%程度絶対値は減少しているが、斜材G1の軸力は補強前に比較し80%程度絶対値が増加し、補強以前の絶対値が最大の軸力(2.09tf)より大きな軸力(3.26tf)が発生している。また、実測値に関しても補強後の軸力は斜材G1で最大(3.03tf)となっている。このため、縦桁の増設により斜材G1が結合する垂直補剛材上端部には補強前よりも大きな応力が作用すると考えられる。

本橋梁は、昭和43年に供用が開始されて間もなく床版の損傷が観測され、この対策として昭和47年に縦桁の増設と対傾構の補強が施されている。したがって、斜材G1が結合する垂直補剛材上端部には、十数年間にわたって大きな応力が繰り返し作用していたことが推測される。当該橋梁の損傷状況調査結果¹⁵⁾において、斜材G1が結合する垂直補剛材上端部の損傷が特に激しい原因は、この応力によるものと考えられる。



(a) 四本主桁橋



(b) 三本主桁橋

図-8 車両走行位置と対傾構斜材の軸力との関係

(2) 補強程度と対傾構部材力の関係

図-5(a)の補強において新たに設置された縦桁の桁高は主桁の約1/2、また新たに付加された対傾構の斜材の断面積は既存の斜材断面積のほぼ2倍であり、比較的大きな部材が用いられている¹⁵⁾。床版のたわみを減少させるという観点からは補強の程度が大きいほど望ましいが、前述のようにむしろ補強のために対傾構部材力が、ひいては局部応力が、増大する場合も考えられる。したがって、対傾構部材力低減の観点からは、どの程度の補強が望ましいかを検討することが必要となる。

解析対象の四主桁橋(図-5(a))より以前に同様な方法で補強が施された同規模の三主桁橋(図-5(b))においては比較的弱めの補強が施されている。この補強において、縦桁の断面二次モーメントは四主桁橋の縦桁の約1/2、新たに加

表-1 床版のたわみの比較(四本主桁橋)

位置	実測値(mm)			解析値(mm)		
	A 補強前	B 縦桁増設・対傾構補強後	C 補強前	D 縦桁増設・対傾構補強後	E 弱めの補強	F 床版厚24cm
A1	2.2	2.2	2.18	2.23	2.23	2.01
S1	2.7	2.5	2.53	2.36	2.44	2.27
A2	3.2	2.7	2.83	2.47	2.61	2.48
S2	3.5	2.5	3.32	2.40	2.58	2.58
A3	2.4	2.0	2.17	1.97	2.07	1.96
S3	1.6	1.6	1.71	1.63	1.68	1.57
A4	1.2	1.2	1.25	1.30	1.28	1.17

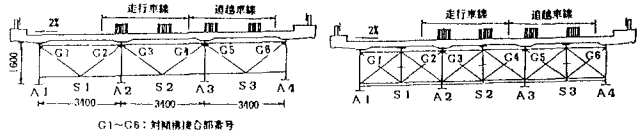


表-2 対傾構斜材軸力の比較(四本主桁橋)

斜材位置	実測値(tf)			解析値(tf)				
	A 補強前	B 縦桁増設・対傾構補強後	B/A	C 補強前	D 縦桁増設・対傾構補強後	D/C	E 弱めの補強	F 床版厚24cm
G1	3.34	2.21	0.66	2.38	1.65	0.69	1.73	1.60
G2	-3.54	-1.88	0.47	-2.34	-1.23	0.53	-1.04	-1.56
G3	-1.46	0.39	-0.27	-1.42	0.87	-0.61	1.36	-0.96
G4	1.60	2.38	1.49	1.51	2.68	1.77	3.13	1.04
G5	-1.96	-1.18	0.60	-1.22	-0.67	0.55	-0.80	-0.63
G6	2.04	0.74	0.36	1.23	0.81	0.66	0.79	0.64

表-3 床版のたわみの比較(三本主桁橋)

位置	実測値(mm)		解析値(mm)		
	A 縦桁増設・対傾構補強後	B 補強前	C 縦桁増設・対傾構補強後	C/A	D 床版厚24cm
A1	2.3	1.66	1.67	0.73	1.57
S1	2.6	2.57	1.95	0.75	2.09
A2	2.3	1.93	1.78	0.77	1.77
S2	1.7	1.46	1.40	0.82	1.37
A3	1.3	0.97	1.00	0.77	0.93

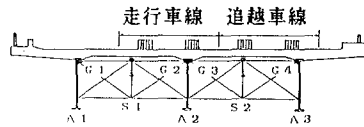
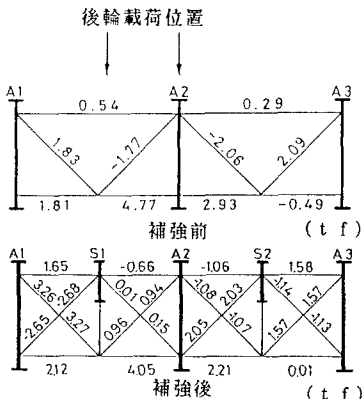
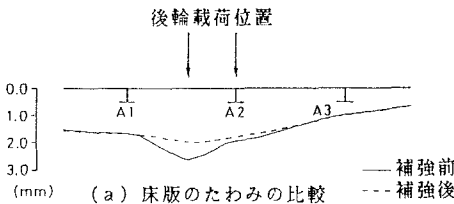


表-4 対傾構斜材軸力の比較(三本主桁橋)

斜材位置	実測値(tf)		解析値(tf)		
	A 縦桁増設・対傾構補強後	B 補強前	C 縦桁増設・対傾構補強後	C/A	D 床版厚24cm
G1	3.03	1.83	3.26	1.08	1.43
G2	0.83	-1.77	0.94	1.13	-1.37
G3	-1.54	-2.06	-1.08	0.70	-1.62
G4	1.09	2.09	1.57	1.44	1.64



(b) 対傾構の軸力の比較

軸力は引張を正、圧縮を負とする

図-9 三本主桁橋における補強前後のたわみおよび対傾構部材力の比較

える斜材の断面積は四主桁橋の既存の斜材の1.5倍程度であり、下支材の補強は行われていない。この三主桁橋に用いられた弱めの補強を四主桁橋に適用し解析を行い、補強の程度が対傾構部材力に及ぼす影響を計算した一例を示す。

実際の補強後の四主桁橋と、三主桁橋と同程度の補強を施した四主桁橋の、図-5の第9番対傾構の位置における床版のたわみの比較を図-10(a)および表-1(D~E欄)に、対傾構斜材の軸力の比較を図-10(b)および表-2(D~E欄)に示す。床版のたわみに関しては、主桁A2~A3間において両者の違いがみられるがその差は4%~7%程度である。対傾構の斜材の軸力は、斜材G3、G4において弱めの補強の方が大きく、実際の補強に比しそれぞれ56%および17%増加している。特に斜材G4の軸力に関しては補強前の軸力(1.51tf(14.8kN))の2倍以上(3.13tf(30.7kN))となっており、斜材G4が結合する垂直補剛材の上端部には実際に施された補強の場合よりも大きな応力が作用することになる。これより、床版の補強に用いる縦桁および対傾構の寸法はここで比較している二例の間では実際に用いられたものの方が弱めの補強のものより望ましいことが解る。

(3) 床版厚の対傾構部材力に及ぼす影響

床版ひび割れ損傷の補修対策としては、以上のような縦桁増設などの他に鋼板を床版裏面全体に張り付ける方法なども取られている。また、昭和40年代前半までの標準的な設計により製作された厚さ17cmの床版においてひび割れ損傷が多発したために、その後床版厚を増厚するように規定が改定され、昭和53年以降24cmの床版厚が採用されている。

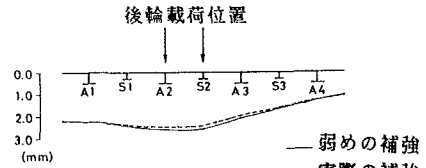
ここでは、床版厚の対傾構部材力に及ぼす影響を、縦桁増設補強によるそれと比較して計算した結果を示す。

(a) 四本主桁橋の場合

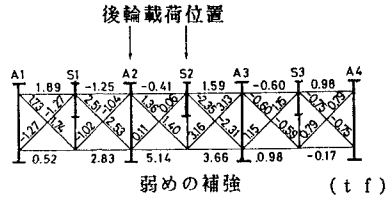
補強前の橋梁の床版厚(17cm)を24cmに増厚した場合の図-5(a)の第9番対傾構の位置における床版のたわみの解析結果を表-1のF欄に、また対傾構斜材の軸力の解析結果を表-2のF欄に示す。床版たわみは補強前より全体的に減少し、最大たわみの減少量は縦桁増設の場合と同様20%程度である。縦桁の増設による補強では主桁A1の取り付け位置で床版のたわみが最大となっている(表-1のD欄)が、床版増厚による補強では縦桁S2の取り付け位置(走行車線における輪荷重の位置にほぼ相当する)で最大となっている。この違いは、縦桁の増設による方法においては縦桁が対傾構により支持されているため縦桁S2の取り付け位置で床版のたわみが小さくなることによる。しかし、両者は全体的にほぼ等しいたわみ量を示している。また、対傾構斜材の軸力も縦桁増設の場合と同様に、ほぼ30%~50%程度低減している。ただし、この場合斜材G4も含めてすべての斜材の軸力が減少している。

(b) 三本主桁橋の場合

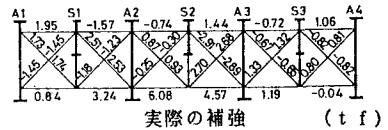
補強前の床版厚19cmを24cmに増厚した場合の、図-5(b)の第7番対傾構の位置における床版のたわみの解析結果を表-3のD欄に、また対傾構斜材の軸力の解析結果を表-4のD欄に示す。床版のたわみは補強前より全体的に減少し、最大たわみは20%程度減少している。これは表-3のC欄に示す縦桁の増設による補強と同程度の効果を示している。対傾構斜材の軸力は、表-4のC欄に示す縦桁の増設による補強の効果とは異なり、斜材G1を含めすべての斜材に関して20%程度低減している。したがって、三本主桁橋に関し



(a) 床版のたわみの比較 --- 弱めの補強 --- 実際の補強



弱めの補強 (t f)



実際の補強 (t f)

(b) 対傾構の軸力の比較

軸力は引張を正、圧縮を負とする

図-10 実際の補強と弱めの補強の比較 (四本主桁橋)

ても、床版の増厚により対傾構を取り付けたすべての垂直補剛材上端部の応力は軽減すると考えられる。

これより現行の床版厚の規定と既設橋梁の補強対策としての縦桁増設ならびに対傾構補強の補強程度とは対傾構部材力の観点からみてほぼ同程度の効果を有していることがわかるが、全体的に対傾構部材力を低減しているという意味で床版の増厚の方がより効果的であると判断できる。

5 おわりに

本論文では、文献[16]において提案した合成I桁橋において対傾構に生ずる部材力の評価のための比較的簡易な解析法を用いて、対傾構部材力に及ぼす主桁本数、車線位置の影響ならびに、従来床版の補強の目的で行われている縦桁の増設とそれに伴う対傾構の補強あるいは床版の増厚の影響を検討するための計算を行った。主な結果は以下の通りである。

(1)対傾構斜材に最大軸力の生ずる車両走行位置は、四本主桁橋では内桁の直上、一方、三本主桁橋では幅員の中央である。また、走行車線と追越車線を交互に車両が通過するとき、四本主桁橋では内桁の内側の斜材(G3, G4)の軸力が交番し、三本主桁橋では追越車線側の斜材(G3, G4)の軸力が交番する。ただし、これは走行および追越車線の位置にも依存する。

(2)四本主桁橋、三本主桁橋ともに床版厚を厚くした場合、ほぼその割合だけ斜材の軸力が減少する。しかし、四本主桁橋では斜材によりその軸力の減少率がやや異なるのに対して、三本主桁橋ではすべての斜材に関して同程度減少する。

(3)縦桁増設補強は対傾構部材力の低減に必ずしも結びつくとはいえない。

(4)現行の床版増厚と縦桁増設工とは、その本来の目的である床版のたわみの低減の観点からは、ほぼ同程度の効果を有する。しかし、対傾構部材力の低減の面からは、既設橋梁に対して必ずしも適用可能とはいえないが、床版増厚による方法が有効である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、竹之内博行氏を始めとする(社)日本建設機械化協会建設機械化研究所の皆様には、貴重な測定データを提供して頂くなど多大のご協力を得ました。また、現川田工業(株)勤務の街道浩氏には修士論文として本文中の全ての計算を行っていただきました。ここに感謝の意を表します。なお、本研究の一部は文部省科学研究費の援助を受けて行われたことおよび本論文のすべての計算は、東京大学大型計算機センターHITAC M-682H/M-680H および武蔵工業大学情報処理センター FACOM M-360を用いて行ったことを付記します。

参 考 文 献

- 1) Fisher, J.W. et al.: Displacement induced fatigue cracks, Eng. Struct. Vol.1, pp.252-257, October, 1978.
- 2) 三木千壽：米国における道路橋の破損と保守, 道路, pp.26-30, 1982-11.
- 3) 西川和廣：道路構造物の損傷例・補修例, 道路, pp.44-47, 1982-11.
- 4) 西川和廣：プレートガーダー橋の疲労損傷例, 道路, pp.58-63, 1985-7.
- 5) 鋼構造委員会疲労変状調査小委員会：鋼橋の疲労変状調査, 土木学会論文集, 第368号/1-5, PP.1-12, 1986-4.
- 6) 西川和廣：道路橋における疲労問題と補修・補強, 橋梁と基礎, pp.19-23, 1983-8.
- 7) 三木千壽・Fisher, J.W.: 海外の橋梁における疲労問題と補修・補強, 橋梁と基礎, pp.30-34, 1983-8.

- 8) 佐伯彰一・西川和廣・滝沢 晃：共和高架橋載荷試験報告書，建設省土木研究所資料，第2123号，1984-6.
- 9) 阪神高速道路公団・川崎重工業株式会社：合成I桁の主桁及び横桁の取合部検討（その2）業務報告概要，1985-3.
- 10) 篠原洋司・西川和廣・滝沢 晃：疲労損傷を受けた合成H型鋼橋の応力頻度測定，建設省土木研究所資料，第2344号，1986-3.
- 11) Kato,S.,Yosikawa,O.,Terada,H.and Matsumoto,Y.: Studies on fatigue damages based on strain measurements of a highway bridge , Proc. of JSCE Struct. Eng./Earthq. Eng., Vol.2, No.2,pp .199-208, Oct. 1985.
- 12) 平野 浩・大倉一郎・前田幸雄：プレートガーダー橋の主桁と横桁の連結部の疲労亀裂と橋の全体剛性の関係，土木学会第41回年次学術講演会概要集，1-262， pp.523-524，1986-11.
- 13) 阿部 允・井口光雄：有限要素法による横けた切欠部の検討，国鉄構造物設計資料No.47，pp.23-26，1976-9.
- 14) 阿部英彦・阿部 允：下路プレートガーダーの床組の疲労（その2），国鉄構造物設計資料No.61，pp .2-5,1980-3.
- 15) 建設機械化研究所：昭和60年度構造物変状対策工検討報告書，1986-3.
- 16) 増田陳紀・西脇威夫・皆川 勝・街道浩：I型並列合成桁橋の対傾構部材力の簡易解析手法，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，第11巻，pp.199-204，1987-7.
- 17) 吉田 裕・雨宮栄一郎・増田陳紀：立体構造解析のための薄板有限要素，土木学会論文報告集，第211号，pp.19-29，1973-3.
- 18) 増田陳紀・西脇威夫・皆川 勝・早坂茂紀：有限要素法による補剛パネルの耐荷力評価に関する研究，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，第10巻， pp.371-376，1986-7.
- 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，pp.8-17. 1980-2.

（1987年10月16日受付）