

床組が補強された鋼トラス橋の応力・変位挙動

BEHAVIOUR OF STRESS AND DISPLACEMENT ON STEEL TRUSS BRIDGE WITH REHABILITATED FLOOR SYSTEM

佐藤 恒明* 倉西 茂**

By Tsuneaki SATOH, Shigeru KURANISHI

The Choshi Bridge, located at the mouth of the Tone River on the weather-beaten Pacific coast, has been exposed to sea breezes over 30 years. Rehabilitation of the floor system of this corroded truss bridge has been done by replacing the corroded lateral bracings and reinforcing the lower flanges of stringers and cross beams. In this paper, the effects on behaviour of stress and displacement of this truss bridge by rehabilitation are discussed and the most important inspection points are suggested in the present condition.

1. まえがき

銚子大橋・ゲルバートラス橋は、架橋地点が河口部という潮風の厳しい環境下にあるため、床組部材の腐食が著しい¹⁾。このため、千葉県では昭和63年度から床組の縦桁・横桁の下フランジを山形鋼やL型プレートで補強する^{2) 3)}とともに、下横構を新規材に交換する工事を開始し、平成4年3月末に5径間すべての補強工事を完了している。図-2に縦桁・横桁の補強図を示す。

一方、この工事期間中に第2径間 ($P_{13} \sim P_{14}$) の床組部材について行われた補強前と補強後の応力頻度測定結果から、縦桁および横桁の各スパン中央下フランジでは補強効果が認められた。しかしながら、縦桁-横桁連結部では、横桁の腹板の面外曲げ応力が大きくなり、等価応力範囲の値が約50%増加する結果となった^{4) 5) 6) 7)}。

測定箇所および測定結果の一部を図-3・4および図-5に示す。また、等価応力範囲の算出結果を表-1に示す。

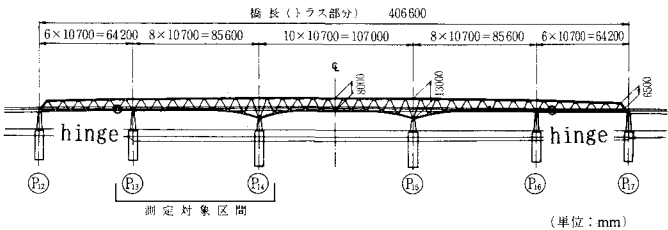


図-1 銚子大橋・ゲルバートラス橋

* 工修 木更津工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒292 木更津市清見台東2-11-2)
** 工博 東北大学教授 工学部土木工学科 (〒980 仙台市青葉区荒巻字青葉)

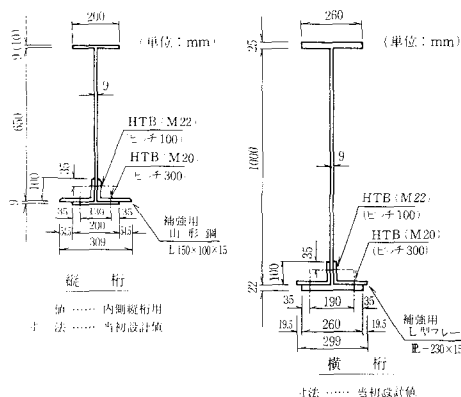


図-2 縦桁および横桁補強図

本文は、床組の補強前・後における各構成部材の断面力の変化を把握するために、橋構造全体 (L = 406.6 m) を対象に 3 次元モデルを作成して

- (1) 供用開始時
- (2) 補 強 前
- (3) 補 強 後

の 3 ケースについて数値解析を行い、補強工事が縦桁と横桁の断面力に及ぼす影響を橋構造全体の中で考察するものである。

表-1 等価応力範囲の算出結果

構 造	箇 所	縦 桁 の スパン 中央下フランジ	横 桁 の スパン 中央下フランジ	縦桁・横桁連結部 (横桁腹板)
記 号		S 1	F 5	F 6-S 2-②
詳 強度等級		D	D	E
細 $\Delta \sigma_r$ (MPa)		100	100	80
$\Delta \sigma_{ve}$ (MPa)		39	39	29
補 強 前 $\Delta \sigma_{max}$ (MPa)		167.2	59.7	59.7
$\Delta \sigma_e$ (MPa): B		35.2	17.1	12.7
補 強 後 $\Delta \sigma_{max}$ (MPa)		79.7	39.1	84.4
$\Delta \sigma_e$ (MPa): A		24.4	13.8	19.4
比	A / B	0.7	0.8	1.5

ここで

- $\Delta \sigma_r$: 2×10^6 回基本許容応力範囲
 $\Delta \sigma_{ve}$: 変動応力に対する応力範囲の打ち切り限界
 $\Delta \sigma_{max}$: 測定最大応力範囲
 $\Delta \sigma_e$: 等価応力範囲

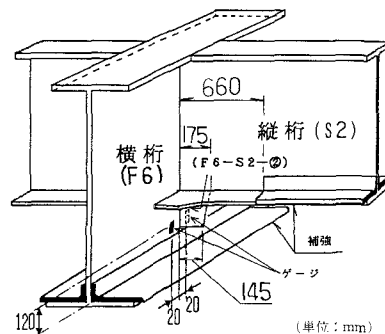


図-3 縦桁-横桁連結部ゲージ位置

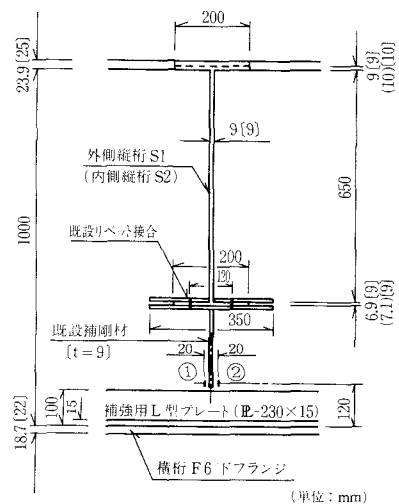


図-4 縦桁-横桁連結部正面図

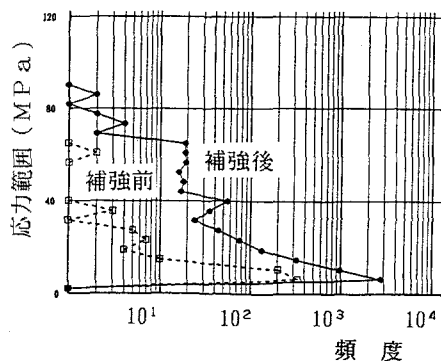


図-5 応力頻度分布 (F6-S2-②)

2. 数値解析入力諸元

(1) 解析モデル

図-3に示すように、縦桁および横桁の下フランジの山形鋼やL型プレートによる補強工事は、縦桁-横桁連結部および横桁-下弦材連結部では行われていない。また各部材も当時（昭和30年代前半）の設計思想に基づき板厚を部材途中で変えている。

したがって、これらの板厚の変化を考慮できるように、図-6に示すように横桁を10分割、縦桁を4分割とする解析モデルを作成した。

また、第1及び第5径間には、下弦材にゲルバー・ヒンジがあり、ここで縦桁は隣接の格間の縦桁と不連続になるため、横桁との結合状態をヒンジとした。全節点数は961、全部材数は1,486である。

次に、RC床版の床組部材への合成作用は以下の理由から無視することとした。

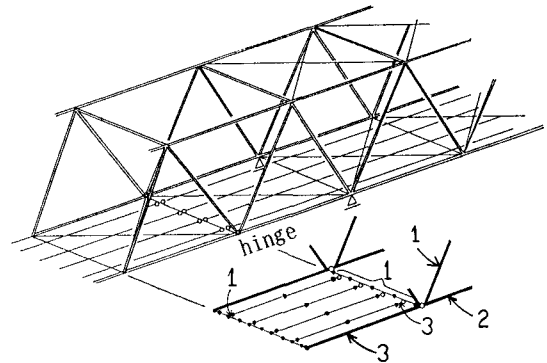
- ① 大型車走行時の応力測定結果から得られた応力分布図からは、著しい中立軸の上昇は見られないこと（図-11）。
- ② RC床版下面のかぶりの設計値は、引張側 38mm、圧縮側 30mm である。鉄筋位置での塩分量はコア採取による分析結果¹⁾から約0.1%以上と推定され（図-7）、海岸地域での塩分量の許容値は、0.03%である⁸⁾ことから鉄筋腐蝕の状況下にあると考えられること。（床組の補強工事と並行して、鉄筋の露出箇所の補修と床版下面全面の防蝕ライニング工事が実施されている。）

(2) 荷重

補強工事の前後で実施された応力頻度測定値と解析値を比較するため、载荷する格間は第2径間の第5格間とし、図-8に示すように上り車線と下り車線にT-20荷重¹⁰⁾をそれぞれ1台ずつ載せ、縦桁のスパン中央に最大曲げモーメントを生じるように車輪の位置を設定した。

また、縦桁への輪荷重の分配は、床版を単純版の集まりと仮定する慣用法¹⁰⁾により、図-12の上段に示すように各縦桁の反力影響線を描いて求めた。さらにこれらの荷重が、床版内を45°の角度をなして伝達し、縦桁に作用しているとみなし分布荷重として扱った。

ここで、1つの部材の中間に分布荷重を受ける場合の剛性マトリックスと荷重項については、Laplace変換による方法で誘導している文献⁹⁾の成果を用いることとし、荷重の入力は、部材左端から分布荷重両端までのそれぞれの距離とその荷重値を入力した。



〔拘束条件〕

- 1 : ● — ● 左端剛結 — 右端剛結
- 2 : ○ — ● 左端ヒンジ — 右端剛結
- 3 : ● — ○ 左端剛結 — 右端ヒンジ

注) ヒンジ部は、面内・面外曲げモーメントおよびねじりモーメントを生じないとして剛性マトリックスを誘導した⁹⁾。

図-6 解析モデル

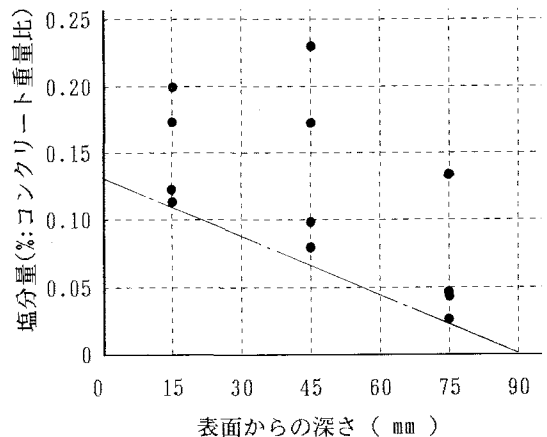


図-7 RC床版下面の塩害状況

(3) 腐食量

本橋の鋼材板厚測定は、供用開始後約24年を経過した時期に行われている¹⁾。

板厚の測定は、超音波板厚計（測定精度 0.1mm）を使用して河口側の上弦材、下弦材、斜材、縦桁、横桁、下横構を中心に行われ、総測定点数は、表-2に示すとおり 4,007点である。図-9に主要部材の板厚測定位置を示す。

これらの測定データから主要部材の構成板の腐食速度を求めるに当たっては、過去に板厚測定が行われていないため、腐食は経過年数に正比例して進行してきたとみなし、各構成板について得られる平均腐食量（mm）を経過年数（24年）で除して算出した。算出結果¹⁾を表-3および図-10に示す。

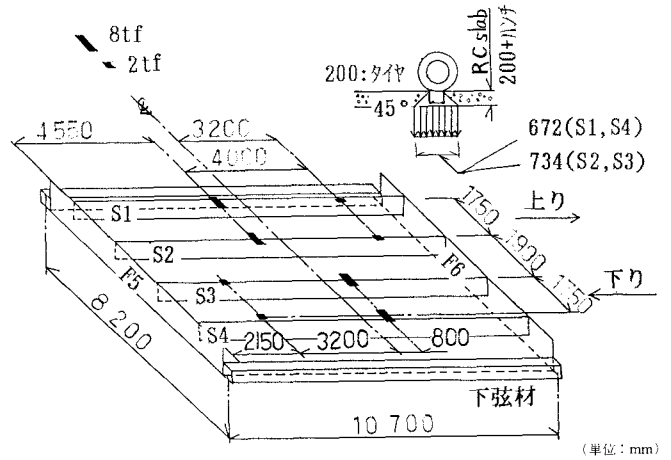


図-8 載荷状態

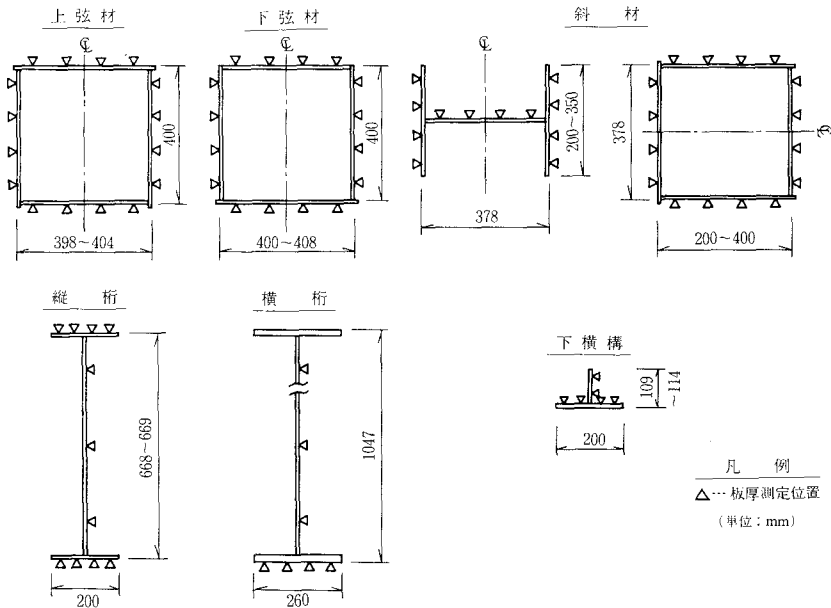


図-9 主要部材の板厚測定位置

補強工事の前後の応力頻度測定は、供用開始から約28年後に行われているので、数値解析に使用する各部材の板厚データは、以下のようにして作成した。

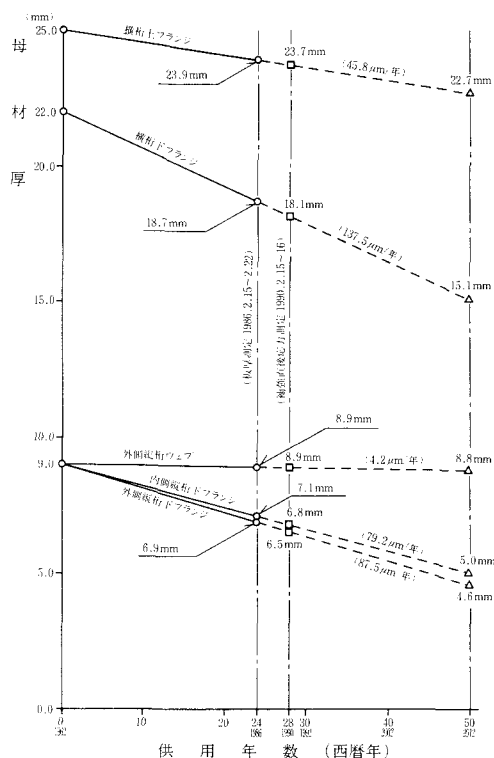
- (1) 供用開始時：当初設計板厚
- (2) 補強前：当初設計板厚 - 腐食速度に供用年数（28年）を乗じて得られる腐食量
- (3) 補強後：当初設計板厚 - 腐食速度に供用年数（28年）を乗じて得られる腐食量
+ 補強設計板厚 （ただし、新規材は、その設計板厚を入力する。）

表-2 測定点数の内訳

部材名	項目	部材数	1部材当たり 実測断面数	1断面当たり 測点数	実測点数
床組 センターラインより河口側	上弦材	14	2	27	432
	下弦材	14	2	28	448
	斜材	28	2	□ 20 H 36	220 576
	外側縦桁	14	3	42	462
	内側縦桁	14		43	473
	横桁	14	2	28	308
	下横構	28	1~2	40	240
	小計	126		264	3,159
	その他(上横構, 上下支材, 補剛材, 下横構用ガセット)				848
	合計				4,007

表-3 平均腐食量および腐食速度

部材	項目	平均 データ数	平均 腐食 代 (mm)	最大値 (mm)	最小値 (mm)	平均腐食量 (mm)	腐食率 (%)	腐食速度 (μm/年)
上弦材	データ数	27×4面=108	0.5	-0.9	-0.3			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	1.1 0.8	-0.7 -0.7	-0.2 0.0			
下弦材	データ数	28×4面=112	1.3	-1.0	-0.1			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	1.1 0.8	-0.7 -0.7	-0.2 0.0			
斜材	データ数	36×4面=144	3.4	-1.0	-0.1			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	1.1 0.8	-0.7 -0.7	-0.2 0.0			
外側縦桁	データ数	42	1.2	-1.0	-0.4			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	1.1 0.8	-0.7 -0.7	-0.2 0.0			
内側縦桁	データ数	42	0.6	-0.4	0.1	1.1	4.2	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
横桁	データ数	43	4.9	-1.0	-0.2			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
下横構	データ数	43	4.9	-1.0	-0.2			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
上フランジ	データ数	43	4.9	-1.0	-0.2			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
腹板	データ数	43	0.3	-1.0	-0.1			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
下フランジ	データ数	43	5.0	-0.2	1.9	21.1	79.2	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
上フランジ	データ数	28	4.2	-0.8	1.1	4.4	45.8	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
腹板	データ数	28	0.5	-0.6	-0.2			
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
下フランジ	データ数	28	11.5	0.25	3.3	15.0	137.5	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
鉛直板	データ数	40	7.0	-0.5	1.3	14.4	54.2	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		
水平板	データ数	40	9.8	-0.1	3.6	40.0	150.0	
	鉛直板 水平板	20×2面=40 20×1面=20	4.9 -0.2	2.1	23.3	87.5		



(備考)

供用年数 0年の母材厚 = 当初設計板厚

供用年数24年の母材厚 = 板厚測定値の平均値

供用年数28年の母材厚 = 腐食速度からの推定値

供用年数50年の母材厚 = 腐食速度からの推定値

図-10 各板厚の腐食速度

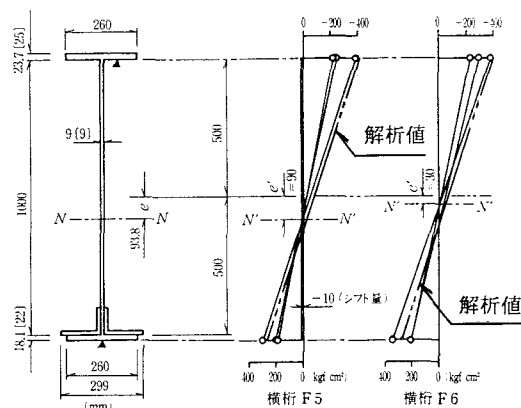
3. 解析結果及び考察

(1) 横桁の断面力

図-11に床組補強後の大型車走行時における横桁スパン中央の応力測定結果と今回の数値解析結果を示す。ここで、数値解析結果は道示¹⁰⁾の規定にしたがって、

$$\text{横桁支間 } L = 8.2 - 0.4 = 7.8 \text{ m}$$

$$\text{衝撃係数 } i = 20 / (50 + L) = 0.346$$



(凡例)

○—○ 応力測定結果

N—N 横桁の補強後断面の中立軸

N'—N' 応力測定結果の平均の中立軸

N''—N'' 応力測定結果の平均の中立軸

図-11 横桁の応力分布図(補強後)

を用い、1.346 倍して図示している。

応力測定結果にバラツキがあるのは、走行位置を決めていなかったためと考えられる。

応力測定結果から描かれる応力分布図から中立軸の位置を読み取ると、鋼桁のみの中立軸の位置とほぼ同じであり、RC床版の合成作用はほとんど認められない。

図-12に第2径間の载荷格間にある横桁(F6)の面内曲げモーメント・面外曲げモーメントおよびねじりモーメントを示す。

面内曲げモーメントは供用開始時・補強前・補強後の3ケースともほぼ同じ値であった。

これに対して面外の曲げモーメントは、外側縦桁の連結部付近で、補強後の値が大きくなっている。

次に、ねじりモーメント値は、補強前は供用開始時に比較して減少しているが、補強後は、再び増加しており、特に外側縦桁の連結部付近で値が大きくなっている。

(2) 縦桁の断面力

図-13にヒンジ部から第2径間までの河口側の外側縦桁(S1)の面内曲げモーメント及びねじりモーメントを示す。

面内曲げモーメント図から、縦桁は、横桁で支持されている連続桁の挙動を示しており、载荷格間に隣接する格間内の縦桁には大きな負の曲げモーメントを生じている。

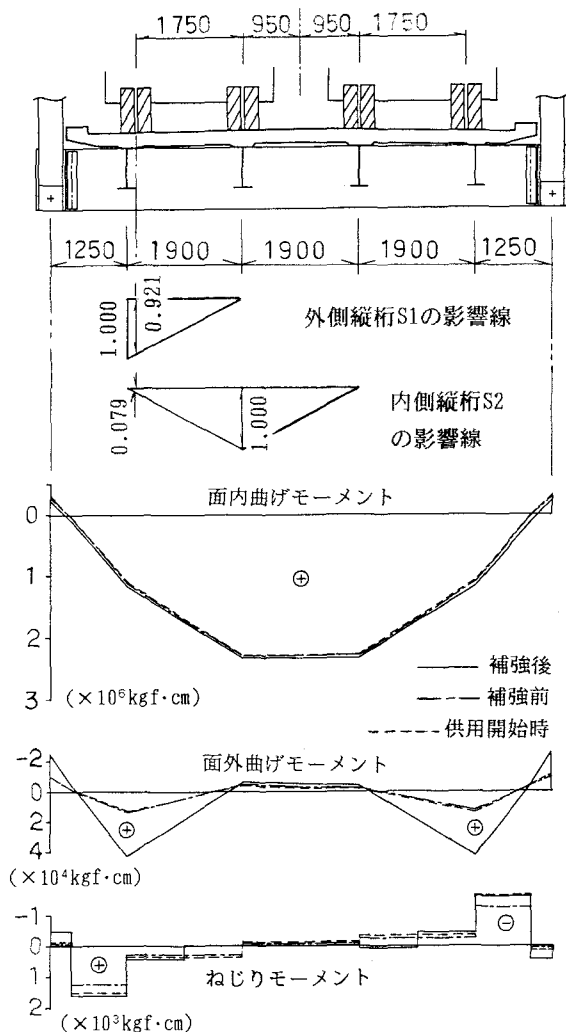


図-12 横桁 (F6) の断面力

また、供用開始時・補強前・補強後の3ケースともほぼ同じ値であった。

これに対して、ねじりモーメントは、供用開始時・補強前ともほぼ同じ値であるが、補強後は、増加している。

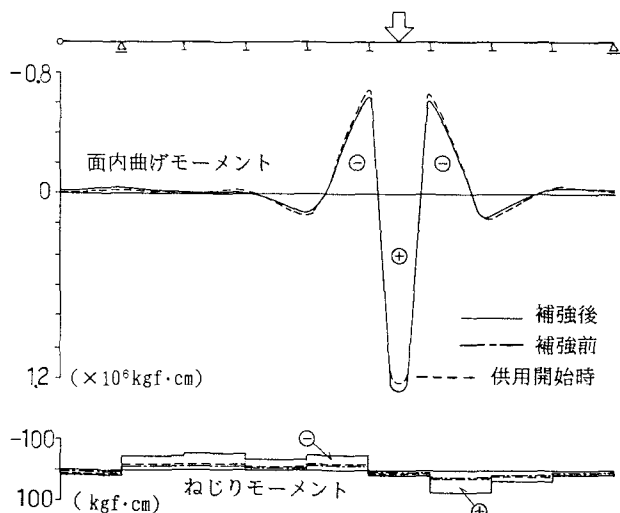


図-13 外側縦桁 (S1) の断面力

(3) 縦桁－横桁連結部

図－１２に示される横桁（F6）の面外曲げモーメントが、補強後に外側縦桁との連結部付近で大きい値となる要因について考察する。

図－１４にヒンジ部から第２径間までのトラス主構造の変形図と河口側の下弦材の軸力図を示す。また、図－１５に河口側の外側縦桁（S1）と内側縦桁（S2）の軸力図を示す。

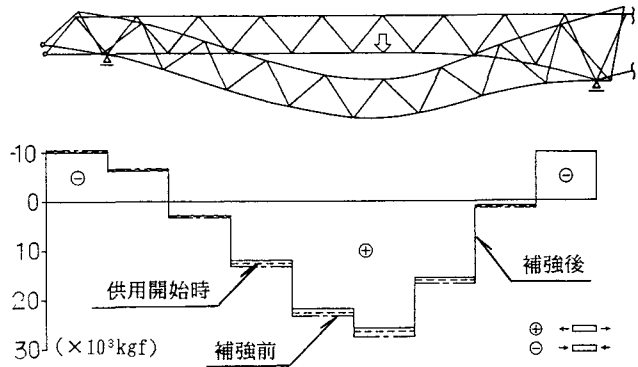
内側縦桁では、ほとんど軸力を生じていないが、外側縦桁では、スパン中央付近で軸方向引張力を生じている。さらに、補強後の値が供用開始時や補強前に比べて大きくなっており、同一格間の下弦材の軸方向引張力の約14%～25%の軸力を生じている。

これは、補強工事によって床組の剛性が増加し、下弦材の役割りの一部を外側縦桁が負担する程度が大きくなっていることを示している。

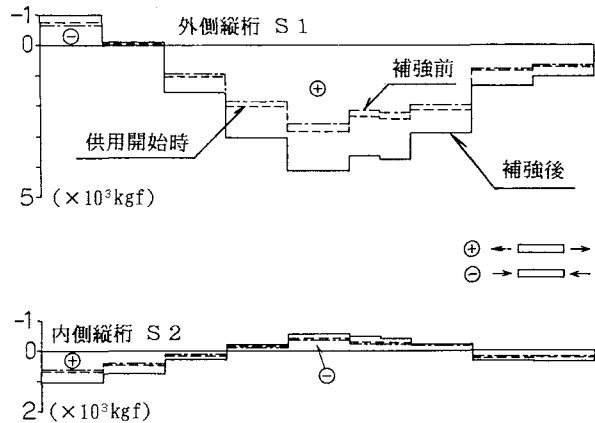
また、下弦材の伸びに伴って外側縦桁にも強制的な伸びを生じ、図－１６に示すようにその相対的な変位差によって、外側縦桁との連結部付近に面外の曲げモーメントを生じていると考えられる。

一方、図－１５から内側縦桁には、ほとんど軸力は生じていない。図－１６から橋軸方向の伸びも少なく、内側縦桁－横桁連結部は、外側縦桁－横桁連結部に比較して大きな面外曲げモーメントを生じる可能性は少ないと考えられる。

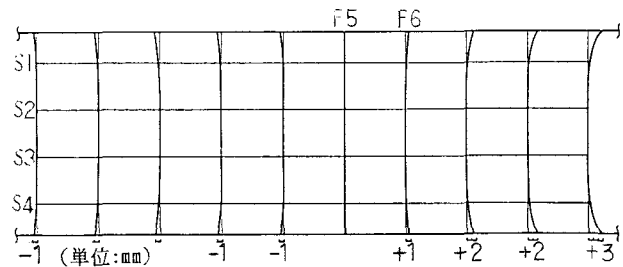
次に、図－１２に示される横桁（F6）のねじりモーメントが外側縦桁と横桁－下弦材連結部との間で大きくなるのは、図－１７に示すように載荷格間に隣接する格間内の縦桁が上に凸の曲げ変形となるのに対して、下弦材は下に凸の変形であるので、同一格間で接近している外側縦桁と下弦材を結合している横桁に複雑な変形を生じさせているためと考えられる。



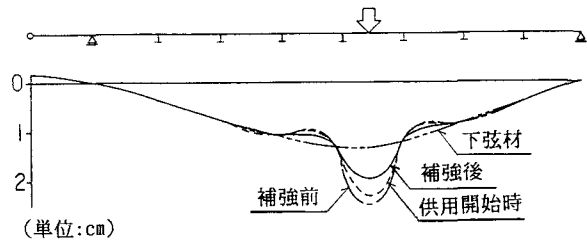
図－１４ トラス主構造変形図と河口側下弦材軸力図



図－１５ 外側縦桁と内側縦桁の軸力図



図－１６ 下弦材と縦桁の水平変位図



図－１７ 外側縦桁の垂直変位図

さらに、図-3に示すように縦桁と横桁は図心が一致しておらず、補強工事による外側縦桁の軸力の増加が、横桁腹板の連結用補剛材下端部付近の局部応力を増加させる方向に作用することも考えられる。

4. ま と め

本研究から得られた主な結果は以下のとおりである。

- (1) 横桁の面外曲げモーメントは、外側縦桁の連結部付近で、補強後の値が大きくなる。これは、同一格間内の下弦材と外側縦桁との相対的な変位差によるものと考えられる。
- (2) 縦桁・横桁の下フランジの補強によって、外側縦桁の下弦材に対する軸力の分担率は大きくなり、外側縦桁には同一格間の下弦材軸力の約20%程度の軸方向引張力を生じていると推定される。
- (3) 外側縦桁－横桁連結部付近は、横桁に面外曲げモーメントやねじりモーメントを生じており、維持管理に当たっては、外側縦桁－横桁連結部付近を最重点に点検すべきである。

5. あとがき

腐食の著しい床組の縦桁・横桁の下フランジは山形鋼等で補強され、下横構はすべて新規部材に交換されたが、今回の数値解析の結果、この補強工事によって外側の縦桁の軸方向引張力が増加し、外側縦桁－横桁連結部付近の横桁に面外曲げモーメントやねじりモーメントを生じることがわかった。

一方、図-5の応力頻度分布から、補強後に内側縦桁－横桁連結部の補剛材下端部付近の局部応力が増加していることから、今後は、補強に伴う外側縦桁の軸力の増加等が、外側縦桁－横桁連結部の補剛材近傍の局部応力に及ぼす影響について検討していきたいと考えている。

本文をまとめるにあたり、貴重なデータをお貸しいただいた千葉県土木部道路維持課並びに千葉県銚子土木事務所の各位に厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 千葉県銚子土木事務所：道路調査（銚子大橋）構造材料の劣化度調査および分析、1988。
- 2) 千葉県銚子土木事務所：橋梁補修詳細設計業務委託（銚子大橋）業務概要書、1988。
- 3) 梅津省吾・宮沢智明・長堀正幸：腐食の進んだトラス橋床組の補修、宮地技報第6号、1990。
- 4) 千葉県銚子土木事務所：県単道路調査委託（応力頻度調査）報告書、1990。
- 5) 佐藤恒明・鳴野慶次：腐食の進んだ鋼トラス橋床組の疲労寿命について（第1報）、木更津工業高等専門学校紀要、第25号、1992。
- 6) 佐藤恒明・倉西茂：腐食環境下にある鋼トラス橋床組の疲労寿命に関する一考察、土木学会第19回関東支部技術研究発表会講演概要集、I-35、1992。
- 7) 日本鋼構造協会：疲労設計指針（案）、JSSCレポート、No.14、1989。
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向、コンクリートライブラリー第70号、1991。
- 9) 渡辺昇・宮本裕：時刻歴地震応答解析法、技報堂出版、1985。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）、1990。
- 11) 佐藤恒明・須賀政彦：鋼トラス橋の腐食状況に関する一考察、木更津工業高等専門学校紀要、第25号、1992。

（1992年9月21日受付）