

ゴールデンホーン橋の構造特性

STRUCTURE CHARACTERISTIC OF THE GOLDEN HORN BRIDGE

成瀬輝男*
By Teruo NARUSE

1. まえがき

ひとつの路面を支えるのに 2 本の I 断面主桁を用いている意味では、二主桁橋は本質的な新しさを持っていない。類似形式のものは日本では上路橋よりもむしろ下路形式の道路・鉄道橋に数多くの実績がある。最近の二主桁橋にして新しさを見出すとすれば、従来は路面高を制約された下路橋に限ってやむをえず用いていたのに対し、最近では広幅員・大支間の上路橋に積極的に用い始めている点であろう。しかしながら適用対象の大型化につれて検討課題もまた質的に変わってくることは自明である。以下本稿においては最近トルコ国において完成したゴールデンホーン橋（以下“本橋”）の計画・施工段階

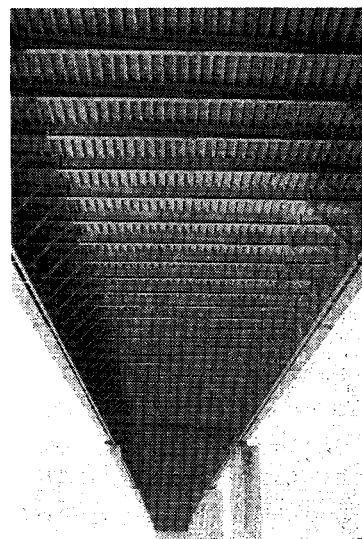


写真-1 完成橋梁下面

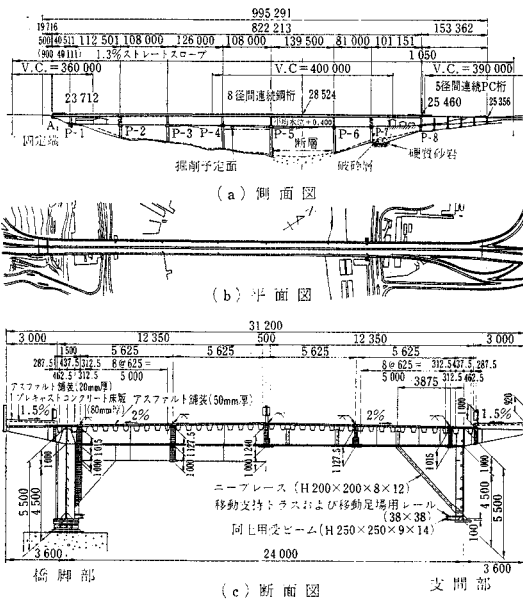


図-1 ゴールデンホーン橋一般図

で研究した諸事項、完成後行われた載荷実験について報告する。

本橋は欧亜を結ぶボスポラス計画の一環として 1971 年トルコ政府より 2 か年半の工期で発注されたものである。トルコ政府より指示された設計条件は、米国 AAS-HO 示方書 (1969 年版) に準拠することを原則としていたが、設計荷重はその 10% 増をとることのほか、たわみ制限や疲労強度に関していくつかの特記仕様が与えられていた。図-1 に一般図を、写真-1 に完成後の鋼橋下面を示す。使用鋼材は主桁下縁部が SM 58, 主桁上縁と鋼床版は SM 53 ないし SM 50 Y である。本橋の鋼重は 7 000 t, 歩道を含む単位橋面積当り鋼重 (主構造および支承) は 268 kg/m² である。

2. 下フランジの座屈安定

一般にプレートガーダーの圧縮フランジの座屈は次の

* 正会員 石川島播磨重工業(株)鉄構基本設計部次長

いずれかあるいはこれらを連成した形で発生する。

- (1) フランジを構成する単板の局部座屈
- (2) フランジ全体の鉛直方向の座屈
- (3) " のねじり座屈
- (4) " の水平方向の座屈

二主桁橋についても基本的には同じであるが、一般のプレートガーダーと多少趣を異にするのは、腹板とフランジの断面積比率である。多主桁の場合と比べると、二主桁橋は桁数が2本のみであるからフランジが大型化するの当然である。腹板内の作用力として増大するのはせん断力のみである。しかし多主桁の場合腹板のせん断力に対する耐力は応力的にみて大幅な余裕を残しているから、主桁数を2本にしても腹板厚が著しく増大することはない。本橋についていえば、腹板厚は10~14mmの範囲にとどまり、また腹板/フランジの総断面積比が2を越える箇所は皆無で場所によっては1に近い。フランジの座屈に対する腹板の拘束力も当然減少するから、二主桁橋の大型の下フランジの座屈安定問題はむしろ圧縮力をうける柱に準じて扱うべきである。図-1に示すように本橋の下フランジを柱状の中空断面としたのもこの観点によるものである。腹板とフランジ板の隅角部に斜板(以下隅板、フランジの一部として応力を分担する)を設け上記(1)~(3)に対処することにより、本橋のフランジの座屈安定照査は(4)、特にもっともきびしい状態としてカンチレバー架設中の下フランジ全体の横座屈の問題に集中した。まず下フランジを“ニーブレスで弾性的に支持されかつ軸方向に断面積・軸力とも逐次変化する柱”として解析的な検討を加えた。ニーブレス連結点での水平方向の弾性支持係数は次の二つの因子の影響を重ね合わせる形で考慮した。

- (1) 横リブ、ニーブレスおよび主桁腹板の垂直補

部材	格点	σ_{ei} (kg/cm ²)	σ_{ei} (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)	$\nu = \sigma_y/\sigma$
2	1~2	1 833	833	149	5.59
2	2~3	1 275	1 275	228	5.59
3	3~4	1 963	1 963	351	5.59
4	4~5	3 960	3 618	708	5.11
5	5~6	5 185	3 803	927	4.10
6	6~7	6 428	3 933	1 185	3.22
7	7~8	8 065	4 016	1 442	2.79
8	8~9	7 885	3 997	1 374	2.91
9	9~10	8 949	4 054	1 600	2.53
10	10~11	10 442	4 103	1 867	2.20
11	11~12	11 874	4 139	2 123	1.95
12	12~13	12 332	4 149	2 206	1.88
13	13~14	11 767	4 137	2 104	2.17
14	14~15	10 587	4 107	1 893	2.17
15	15~16	11 008	4 124	2 004	2.06
16	16~17	11 874	4 139	2 123	1.95
17	17~18	10 369	4 101	1 854	2.21
18	18~19	9 122	4 060	1 631	2.49
19	19~20	7 931	4 009	1 418	2.83
20	20~21	9 620	4 078	1 720	2.37
21	21~22	8 132	4 019	1 454	2.76
22	22~23	6 987	3 957	1 251	3.16
23	23~24	5 772	3 863	1 032	3.74
24	24~25	4 843	3 760	866	4.34
25	25~26	4 180	3 654	742	4.95
26	26~27	3 630	3 547	649	5.49
27	27~28	3 026	3 026	541	5.39
28	28~29	2 030	2 030	363	5.59
29	29~30	1 886	1 886	339	5.59
30	30~31	1 829	1 829	329	5.59
31	31~32	1 644	1 644	294	5.59

σ_{ei} : 理想座屈応力 σ : 作用応力
 σ_{e} : 換算座屈応力 ν : 座屈安全率

図-2 主桁下フランジのカンチレバー架設中の横座屈照査

剛材で構成される門型ラーメンの脚端の横変位。この場合は2つの下フランジがともに内側あるいはともに外側へ、つまり相対する方向に変位する場合を想定したもので、鋼床版横リブ断面が一定なので弾性支持係数も一定。

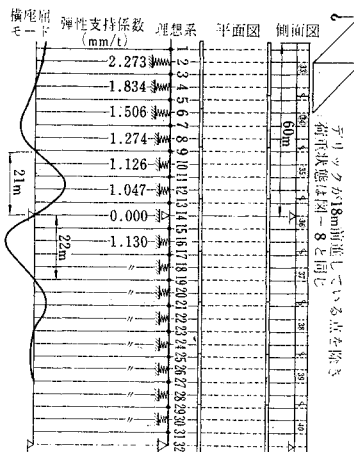
- (2) 橋体全断面の曲げねじり変形に伴う下フランジの横変位。この場合は二つの下フランジが同方向に変位する場合を想定したもので、ねじり回転量の橋軸方向変化に伴い弾性支持係数も軸方向に変化する。

計算結果の要約を図-2に示す。ここには記載を省略するが、弾性支持係数の見込み誤差に対する下フランジの座屈個有値および座屈モードの感性性をも検討し、結果として弾性支持係数をかなり低下させてもその影響は僅少であることを確認した(文献2))。以上は下フランジが平面的に直線であるという前提で解析したものであるが、さらに下フランジが初期不整を有する場合についても検討を加えた。図-2に示す座屈モードに相似した初期曲がりを柱に与えて計算したもので、無応力状態における初期曲がり量として座屈モードの半波長の1/1000を与え、軸力を0から400tごとに増加し、これらの軸力によって逐次付加される曲がり量を初期曲がり量に追加しながら、非線形的に増大する横曲げ応力を追跡したものである。結論として設計軸力下における作用応力は横曲げ影響を加えても材料(SM58)の比例限以下であること、少なくとも設計軸力下において下フランジの不安定現象はありえないこと、下フランジの弾性曲がりによって生じるニーブレスの軸力は $\pm 38.3t$ でありニーブレスの設計耐力以下であること、などを確認した。このような解析的な検討と平行して、1/8の大型模型によって、カンチレバー状態にある橋体の耐力確認実験を行い、作用応力を弾性限いっぱいまで上げて下フランジに不安定現象はないこと、そのさいのニーブレス応力は $\pm 200 \text{ kg/cm}^2$ 程度であることなどを確認した(文献3))。

3. 残留応力の照査

さきに述べた圧縮フランジの初期曲がりのような幾何学的な不完全さと別に、圧縮材のもつ不完全要素のひとつとして残留応力の問題がある。本橋は通常のI桁に比し、

- (1) 下フランジが厚さ・幅とも大きい。
- (2) フランジと腹板の隅角部に隅板を有する。
- (3) 通常のI断面では圧縮フランジと腹板間の溶接線は2本であるが、本橋の場合隅板の存在により溶接線は6



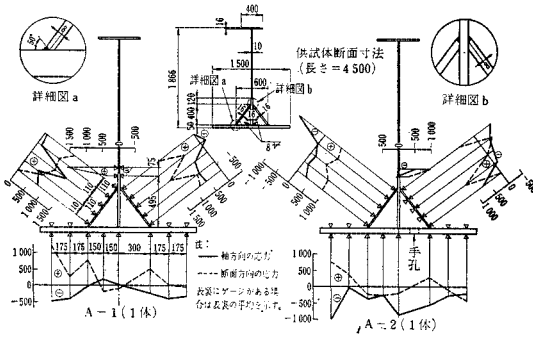


図-3 供試体 A-1 および A-2 の残留応力の分布
(単位：応力 kg/cm²，長さ mm)

本でしかも 2 段階に溶接が行われる。

などの諸点で相違している。本橋の架設工法とも関連して、下フランジ周辺の残留応力の大きさと分布形状を巨視的に把握することは設計者として関心があったので、図-3 に示す原寸大供試体 2 体によって残留応力の測定を行った。供試体の材質は実橋の桁下縁と同じく SM 58 で、実橋部材の製造工場で実橋部材と同じ条件で製作した。すなわち上下 2 段の腹板の縦継手は自動溶接により、また腹板とフランジおよび隅板上下縁の継手は半自動溶接により行った。供試体のフランジには突合せ溶接がないが、実橋の部材においてもフランジの突合せ溶接は皆無であるから、この点も同条件である。残留応力の計測はセクションング法により行われた。閉断面については内面のゲージ貼付が困難なので、A-1 については外面のみとしたが、A-2 についてはフランジ板に手孔を設け片側の隅板内面にもゲージを貼付した。ゲージには(株)昭和測器製自己温度補償型ストレインゲージ SFT-5 を使用した。図-3 は 50×50 mm の最終ブロックの測定値であるが、この値は溶接による残留応力のみならず鋼板圧延のさいの素材残留応力も含むものである。軸方向の残留応力については下フランジにほぼ全域にわたり圧縮応力が、また隅板下縁には引張力、さらにその上縁側では引張力が圧縮力に転ずる傾向がみられる。全般的にこの種の溶接構造物として残留応力、特に圧縮成分の値は特に大きいとは考えられない。A-2 の手孔周辺で圧縮応力がやや大きいのは孔控除による応力増と推定する。断面方向の測定値については隅板に両端拘束による張力の分布がみられる。以上の諸点から巨視的な判定として、隅板には引張力の残留応力が支配的であることからみても隅板の単板としての座屈安定に残留応力が影響を与えるとは考えられないこと、下フランジ全体の座屈耐力は前節の解析・実験結果からみて短柱に準ずるので、厚板フランジ内の多少の圧縮成分の残留応力が問題になるおそれはないことなどの諸点があげられよう。逆に隅板の軸方向引張成分の残留応力は、正モーメ

ント領域の主桁ブロックにおいて、隅板終端部のピード周辺の局所的な集中応力発生の可能性を示唆している。この観点から隅板終端部については、ピードを十分にまわすとともに、隅板端に半円の切欠きを設けて集中応力の拡散をはかった。

4. 主桁下フランジの高力ボルト継手

広幅員の二主桁橋では主桁下フランジは必然的に大型化するが、極端な厚肉フランジは継手の設計に困難を伴う。本橋のフランジ隅角部に隅板を設けたのは前記のとおり圧縮耐力の向上を期したこともあるが、もうひとつの目的はフランジ板の板厚を抑える点にある。すなわちフランジ所要断面積の一部を隅板に肩がわりさせるとともに、隅板下縁がフランジ板を軸方向に支持することを利用して、フランジ板の幅をより広くすることを可能とした。継手の構造の概要を写真-2 に示す。フランジ板の端面はすべて機械切削され、圧縮継手ではフランジ板応力の 50% はメタルタッチ面で直接応力伝達するとして設計した。圧縮継手のみならず完成後引張力のみ作用する継手についても端面切削を行ったのは、主桁の直線性管理・キャンパー管理を目的としたものである。すなわちカンチレバー架設を基本とする本橋では、主桁ブロックの取付けのさいブロック自重によって下フランジ端面はみずから圧着する形となるから、端面直角精度は継手部におけるフランジの直線性を決定する重要な因子となりうる。またキャンパー形状についても同じ理由からボルト孔を基準とするより切削端面を基準とした方がより高い精度を期待できる。

継手の強度設計で考慮した事項は次の 2 点である。

(1) フランジ板相互の目違いに対する配慮：接合される 2 つの主桁ブロックの間には、桁高誤差や腹板部のボルト孔誤差による鉛直方向の相対ずれ、フランジ板厚の公差やフランジ板の溶接ひずみによるフランジ端面相

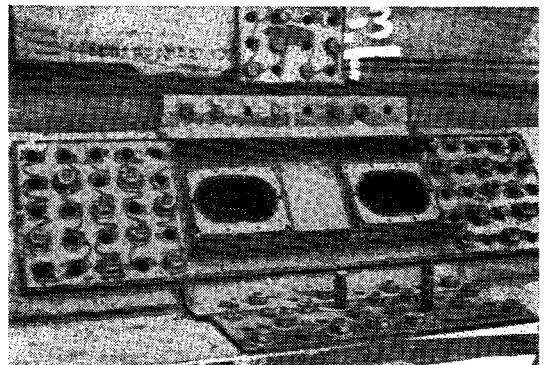


写真-2 圧縮領域における下フランジの高力ボルト継手例(工場仮組立の状況)

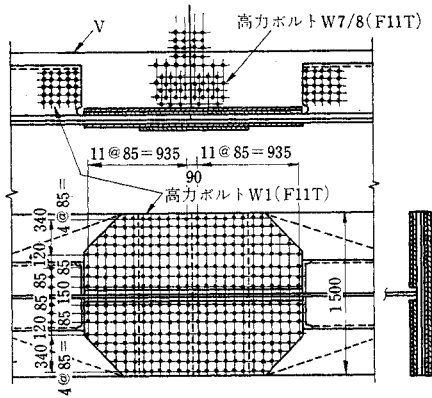


図-4 引張領域における下フランジの高力ボルト継手例

互の目違いがあろう。一般に部材の大型化に伴ってこの種の目違いは増大傾向にあるとみる必要がある。そこで文献 4) に報告した一連の実験の結果に基づいてフランジ全厚の大きな継手については添接板を 2 枚重ねとし、多少の目違いがあってもすべり耐力が減少しない対策を構じた。添接板の最大厚を 22 mm に抑え、それ以上の厚さの添接板が必要な箇所では添接板を 2 枚重ねとして摩擦面に対するなじみの向上をはかったものである。また工場製作時の腹板のけがきはすべて桁下端から行い、下フランジの目違いを最小に抑制した。

(2) 菱形もしくは八角形のボルト配置に対する配慮：本橋のフランジ板は最大厚を 50 mm に抑えそれ以上の厚さが必要な箇所はカバープレート 1 枚を重ねた。主桁全ブロックを通じて突合せ溶接は前章でも述べたとおり皆無である。結果的に引張フランジの場合孔控除による断面損失が大きくなることはやむをえないが、この影響を極力避ける観点からボルト配置を検討すると菱形に近い形状のものになる。極端な菱形配置はボルト相互間に伝達力の不均一性を生じ、結果的にすべり耐力が低下することを実験によって確認し(文献 4)), 極端な菱形形状のボルト配置を回避すると同時に、ボルトの配列形状によっては念のためボルト総数を 10% 以上増加させた。

引張フランジの高力ボルト継手の一例を図-4 に示す。このほか全継手について閉断面の水密性について構造・施工面で特に注意を払う必要があった。

5. 鋼床版横リブのスカラップ周辺の応力集中

スカラップ周辺の応力集中の問題については、日本造船研究協会に設置された研究部会において広範な実験と解析が大手造船会社によって行われ、応力集中による疲労割れと座屈の問題が検討された(文献 5))。石川島播磨重工業技術研究所ではこの実験と平行して、有限要素

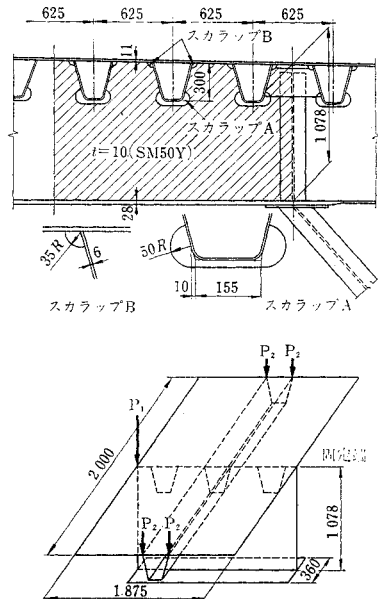


図-5 着目スカラップと解析モデル

法に基づく板構造解析用汎用プログラム ISTRAN/PL によってこの問題を 3 次元のモデルに置換し、解析的に実験結果とほぼ等しい精度で応力集中の状況を把握しようる手法を確認した。本橋の場合、横リブの支間長が大きいこと、横リブ高に比して縦リブ高が高いこと、などからスカラップ周辺の応力集中の程度をこの手法によって解析的に調査することにした。実際には 3 種類の形状のスカラップを比較検討したが、ここでは実橋に採用した図-5 の形状についてその内容を要約する。横リブのせん断力の大きい斜線部分に注目し、同図下のようにモデル化した。スカラップは縦リブ 3 本分をあけてあるが、計算時間の都合上縦リブは中央 1 本のみ組んだ。モデルの支持条件はニーブレース直上部の縁端でデッキプレートと横リブ縁端を固定し、他の縁端はすべて自由端とした。すなわち全体は片持ばりとなっている。荷重としてはスカラップ周辺の応力が横リブせん断力のみならず縦リブせん断力によって影響される点を考慮し、その影響度判定も意図して、

$$\text{荷重状態 I : } P_1=40 \text{ t, } P_2=0 \text{ t} \quad \Sigma P=40 \text{ t}$$

$$\text{荷重状態 II : } P_1=0, \quad P_2=2.5 \text{ t} \quad \Sigma P=10 \text{ t}$$

$$\text{荷重状態 III : } P_1=30 \text{ t, } P_2=2.5 \text{ t} \quad \Sigma P=40 \text{ t}$$

の 3 種とした。図-6 に横リブ腹板のメッシュ分割を、また図-7 に算出された主応力を整理した結果を示す。各荷重状態に対するスカラップ A の左端部および右端部の最大主応力は次のとおりである。

$$\text{荷重状態 I : } -2950 \text{ kg/cm}^2 \text{ (左), } +2450 \text{ kg/cm}^2 \text{ (右)}$$

$$\text{荷重状態 II : } -480 \text{ " (左), } +280 \text{ " (右)}$$

$$\text{荷重状態 III : } -2750 \text{ " (左), } +2750 \text{ " (右)}$$

スカラップ B の最大主応力はいずれも 800 kg/cm² 以下

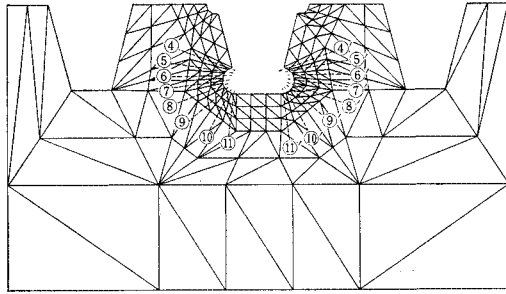


図-6 横リブ腹板のメッシュ分割図

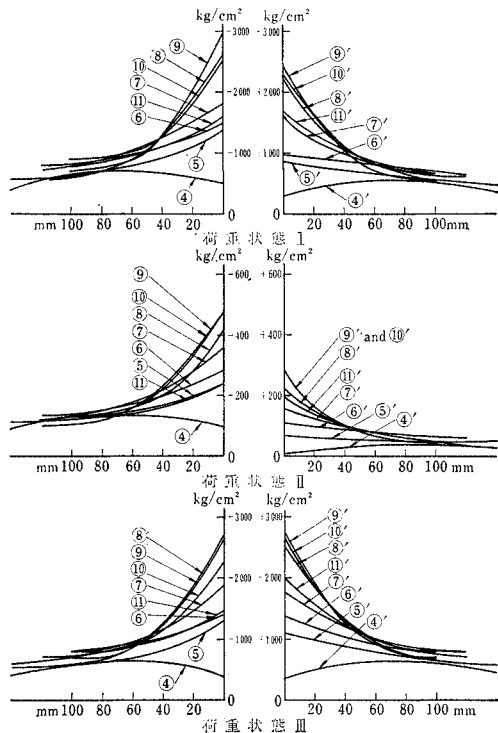


図-7 スカラップAの各断面主応力

と小さい。以上の解析は実際の設計作業の途上で行った関係上、荷重の大きさとしてやや安全側をみている。すなわち集中応力に支配的な影響を与えている着目断面腹板せん断力は、後出 8.における立体骨組構造解析から計算すると、ニーブレースの存在などにより減少して死荷重・活荷重・衝撃荷重計 36.7tである。

結論としてスカラップAについては、

(1) 算出した引張応力はガス切断縁端を有する SM 50 Y の疲労限 2600~2800 kg/cm² にほぼ等しい値を示すが、ここで検討したような荷重が発生することはまれである。

(2) 腹板板厚と圧縮応力をうけるスカラップ周辺自由長の比からみて弾性限内の座屈はありえない。また圧縮応力の最大値は局所的に集中していて平均応力はより

低い。などの諸点から安全と判定した。むしろ中空縦リブおよびスカラップBの存在により、横リブ腹板とデッキプレート間の隅肉溶接は事実上断続溶接の形になり、大きな水平せん断力が発生するのでこれに対処する必要があった。実施設計においては幅員方向に4枚あるデッキパネルのうち、せん断力の大きい外側の2枚についてはスカラップBを設けず、隅肉溶接の長さをできるだけ長くすることにした。追記すれば、鋼床版溶接部の疲労強度については設計活荷重の50%をとって作用応力を算出し、西ドイツの鉄道橋設計基準 DV 848 に照らして耐力の確認を行った。

6. カンチレバー架設中の応力測定

二主桁橋の下フランジが圧縮力に対してもっともきびしい状態におかれるカンチレバー架設中の応力状態について本橋の架設中現地測定したところを以下報告する。

架設中の応力測定の対象として選んだのは P-5 から海上へ向って張り出すカンチレバーアームの基部である(図-8)。橋体ブロック長はすべて 18m であるから、デリック・移動支持トラスなど架設器材はすべて 18m を単位として前進していく。架設手順については文献 6),7)に詳しい。現地測定に先立ってあらかじめ理論計算によって架設各段階の発生応力を予測したが、カンチレバーアームの長さに応じて鋼床版有効幅が逐次変化する関係上、図-9 に示す手順で各段階における有効幅を勘案しながら新規荷重による作用応力を算出し、これを次々に加算していく必要があった。図-8 に示す荷重はすべて静荷重としての数値であり、測定応力と対比するための予測応力値はこの静荷重から算出した。しかし実際の設計計算時にはクレーン関連基準を参照して、デリックのジブおよび吊っている部材重量に対しては 1.2、デリック本体については 1.1 の動荷重係数を乗じ、さらに風荷重による影響も加算して安全率を照査した。こ

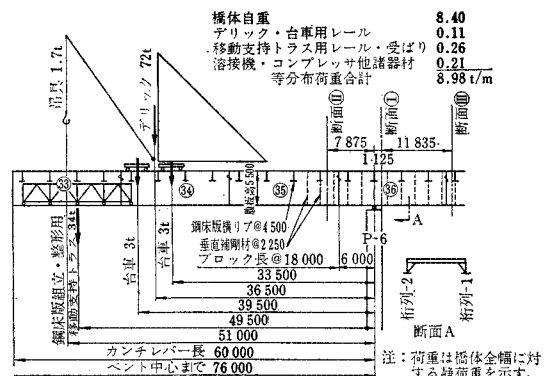


図-8 カンチレバーアーム載荷状態

橋体	デリック	移動支持トラス	載荷状態	支点上有効幅
ブロック 部材全載	ブロック ③6上	ブロック ③5下	パネル結合完了後 パネル結合完了後	$A = 1800$ $A/h = 0.150$ $L = 6000$
ブロック パネル結合完了	移動前進	移動前進	トラス ③5	$A = 6492$ $A/h = 0.541$ $L = 24000$
ブロック 部材全載	ブロック ③5上	ブロック ③4下	格納トラスデリック ③4	$A = 6492$ $A/h = 0.541$ $L = 24000$
ブロック パネル結合完了	移動前進	移動前進	③4	$A = 8340$ $A/h = 0.695$ $L = 42000$
ブロック 部材全載	ブロック ③4上	ブロック ③3下	③3	$A = 8340$ $A/h = 0.695$ $L = 42000$

図-9 カンチレバー各段階の載荷状態 (単位 mm)

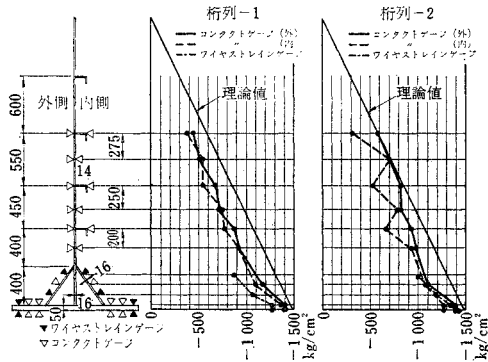


図-10 カンチレバー架設中の主桁の応力測定結果 (図-8 の断面 ①)

の設計計算における安全率としては AASHTO 規定には特に数値が明記された条文がないが、カンチレバー架設はその途上において部材特に圧縮フランジに座屈を生じると次のつり合い状態がないこと、本橋工事の社会的意義などを考慮して、AASHTO 規定が完成後の橋体に対して要求している安全率 (σ_p/σ) 1.82 が架設中においてもつねに保持できることとした。測定は主桁下フランジ周辺の圧縮応力作用値の確認を主眼とした。測定に1か月近い長期を予想した関係から、測定方法はコンタクトゲージ (STAEGER 社 BAM 型) を主体とし、一部に比較照査の意味でワイヤストレインゲージ (協和電業製単軸ゲージ) を併用した。図-10 にブロック ③3 を全塔載した状態 (図-8 の状態) における測定結果を示す。図-10 から次の諸点を読みとれる。

- (1) 全般に理論上の予測値よりやや値が低目である。
- (2) 腹板水平補剛材に曲げ応力が生じている。
- (3) 補剛腹板の応力分担にやや減退傾向が認められる。

(1) の原因として鋼床版有効幅の安全側の仮定による誤差も考えられるが、一般に桁の上フランジ断面の増減が下フランジの応力値に与える影響は小さく本橋について試算してもこの傾向は変わらないから、主因はむしろ下フランジ近傍に設けられている架設機器用レールとその受梁 (図-1 参照) が下フランジの応力の一部を分担

したことによるものとする。(2) については両側の主桁が同一傾向を示しているところから、水平補剛材が偏心軸力を受けたことに起因するとみてよい。図-10 の桁列-2 最下段の水平補剛材について測定値から水平補剛材と腹板との合成断面に対する曲げモーメントを求め、モーメント分布を垂直補剛材間 (2.25 m) で2次放物線としてこの水平補剛材の面外たわみを概算すると、面外たわみは内側へ向って 0.12 mm という数値になる。いずれにせよ量的に微小でありこの変形がおよぼす二次的な影響は小さいとみてよからう。(3) は薄肉断面の補剛腹板が初期不整などの諸因子によって、本来補剛腹板自身で分担すべき応力の一部を厚肉断面の下フランジ板に肩がわりさせた結果とみられる。しかし本橋の橋体の断面二次モーメントのなかに占める補剛腹板の断面二次モーメントの比率は 7~8% と僅少であり、このために生じる下フランジ板の応力増加量は小さい。以上が主桁の応力測定の概要である。ブロック ③3 塔載時下フランジに約 2000 kg/cm² の応力が測定されたが、架設作業を進行中の測定であること、カンチレバー先端のベント仮受けがすでに開始され外力状況が明確でないことから報告を省略する。また鋼床版デッキプレートの応力測定も主桁測定に平行して行ったが、当時デッキ面は部材・器材の仮置場ないしは運搬路に使用された関係上ほとんど常時大小の床組応力の混入が不可避であったため、信頼すべき測定値は採取不可能であった。さらに下フランジを支持しているニーブレースの応力測定、圧縮応力増大による腹板の面外たわみ (ヤセ馬) 変化量の測定なども平行して行ったが、架設全工程を通じて特記すべき応力発生あるいは変化を認めなかった。カンチレバー先端のたわみは予測値に近く、風による振動を人体に感じることはほとんどなかった。

7. 支承と伸縮継手

後述する載荷実験結果によっても明らかとなり、二主桁橋に用いられるような大支間の鋼床版のたわみは版の荷重分配作用によって支間の割には小さ目である。しかし荷重分配の良くない版の終端部つまり橋端においては、版のたわみは過大になりがちである。当然大型の端横桁を設ける必要があるが、端横桁のたわみはその大きさが設計示方書の要求する δ/l 制限内にあるかどうかということよりも、この場合むしろ路面走行性および伸縮継手の保全に対する配慮からよりきびしく照査する必要がある。たとえば本橋の固定端の橋台部では伸縮継手の支間 24 m の端横桁をその支間中央で揺柱によって支持し (写真-3)、たわみを最少に抑制する処置をとった。また可動端には同じくたわみを抑える観点から、桁

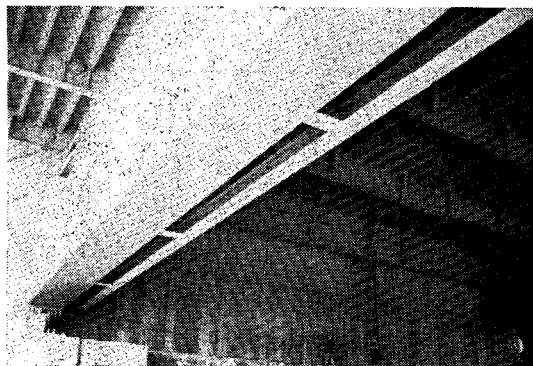


写真-3 固定端端横桁の揺柱による支持

高 2.6 m の箱断面横桁を設けてこの上への伸縮継手を保護することが必要であった。こうしたことから一般的にいて、二主桁橋は極力連続桁形式とし版の構造的な不連続性を最小にとどめることが望ましい。本橋の全長 822 m を 8 径間連続構造としたのは、ひとつにはこの観点によるものである。本橋の可動端における移動量の設計値は次のとおりである。

イスタンブールの最高気温 (1929 年～)	+39.4°C
最低気温 (")	-16.0°C
日光直射によるデッキプレート温度上昇	+20.0°C
	75.4°C

$$75.4 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 822 \cdot 10^3 = 745$$

$$\text{上部工据付誤差および下部工移動} \sim \frac{80}{825 \text{ mm}}$$

結局可動支承の最大移動量は端支点で $\pm 412.5 \text{ mm}$ 、最大反力は中間支点で 1466 t となった。可動支承として西ドイツの F. Kreutz 社の 1 本ローラー形式のものを購入使用した。ローラーおよび支圧版は 13 クローム鋼を中心部まで焼入れしたものである。伸縮継手の設計移動量は PC 橋の伸縮量を加えて $\pm 475 \text{ mm}$ 、西ドイツ Demag 社の N-Type (全重量 95 t) を購入使用した。橋脚 P-8 上で測定した支承移動量と気温・橋体温度との関係を 図-11 に示す。まず横桁は直射日光の影響を受けない部材として温度測定したものであるが、早朝は気温と同じく以後は気温変化に多少の時差で追従している。一方デッキ裏で測定したデッキプレートの温度が朝方気温より低目であるのは、夜間に冷却した舗装および中空断面縦リブ内の冷気の影響による。夕方のデッキプレートの温度下降が遅いのは逆にこれらの保温効果によるものである。次に支承の移動量と橋体温度との関係であるが、主桁外面への日光直射の影響を考えると、図-11 のデータから両者の相関性を理論的に追跡することには無理がある。そこでひとつの目安として、日光直射の影響を常時受けているデッキプレートの温度変化と、日光直射の影響がなく気温変化のみに影響されている横桁の温度変化とをそれぞれ鋼橋全長の伸縮量に換算して

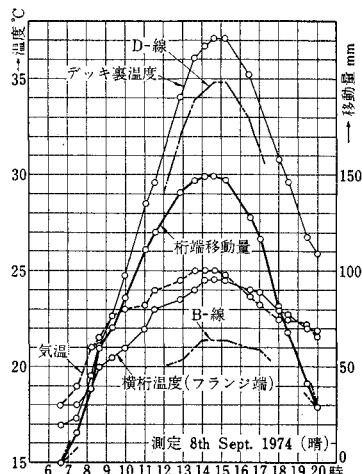


図-11 P-8 における桁端移動量

みたのが、図-11 中に示した D線および B線である。両線の値を実際の支承移動量と比較すると、実際の移動量は両線間を 63 : 37 で内分する形で D線寄りにあり、支承移動量に対してデッキプレートの温度がより支配的であることを示している。一方全橋体断面における鋼床版と主桁の断面比率を計算すると、平均比率はほぼ 6 : 4 であり上記比率とほぼ対応する形になっている。このように広幅員二主桁橋では日光直射によるデッキプレートの温度上昇はかなり直接的に全橋体の伸縮に影響するので、支承および伸縮継手の設計にさいしてこの点に留意する必要がある。本橋の 8 月上旬の測定例としてデッキ裏で 48°C の記録があるが、継続的にデータ採取を行ったわけではないので最高値とはいえない。Demag 社の報告によれば舗装下のデッキプレートで 63°C という計測例もあるようである。完成橋梁が未舗装で夏を過ごす場合には、デッキプレートは予測以上の高温に達するので注意を要する。二主桁橋は桁間隔が広いので当然横方向の橋体伸縮も考慮する必要がある。本橋の場合横方向の全伸縮量は $75.4 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot 24 \cdot 10^3 = 21.7 \text{ mm}$ であり、下部工の横伸縮を考慮しても支承の横方向遊間だけでは吸収できない。そこで橋脚をフレキシブルな独立柱とし温度応力の拘束を極力さける構造とした。

8. 載荷実験

本橋の載荷実験はボスボラス海峡の吊橋と並んでトルコ政府の指示により行われたものである。内容は設計荷重満載による主桁の耐力検定、静的・動的荷重による橋体各部の挙動の測定であった。以下静的実験についてその結果を要約する。測定対象としては作業上の便、車輛の台数限度などから海上部の最大径間部を避け、陸上部の P-2 から P-3 に至る 108 m の径間を選定した。

(1) 荷重の選定と計量

実験当時本橋取付道路の舗装工事が進行中であり、舗装業者の使用しているトラックを夕刻後に限って借用することが可能であった。車種は全5種であるが、これらの全車種はトルコの標準設計に基づいて製造されたものであり、細部付属品は別として主要寸法と軸重はまったく同一である(図-12)。幸いに本橋橋端至近距離に広大な骨材貯蔵場がありローダーと計量器も常時配置されていたので、このトラックに砂利を積載して一台当り総重量 15 t の実験用荷重として使用した。計量器の検定は事前に行った。すなわち無載荷トラック一台をボスポラス道路計画の工事用に設けられていた3箇所の計量所を順回し、計3台の測定値を比較した。結果は6670 kg、6675 kg、6700 kg で実験用としていずれも精度は十分と判定した。実際に使用した計量器は前記骨材貯蔵場のものため検定時 6670 kg を示した計量器である。

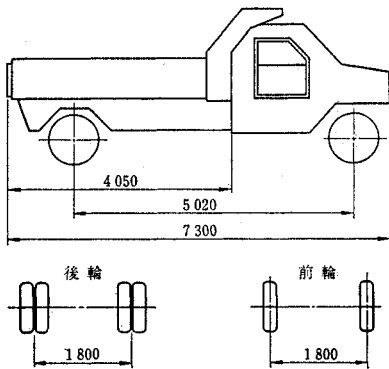


図-12 実験用荷重主要寸法図

車輛台数としてはまず主桁測定用として42台を用いた。支間中央の正モーメントが設計計算値とはほぼ同等になるように台数をきめたものである。

設計荷重：衝撃を含む活荷重モーメント=3365 t・m

実験荷重：静荷重による曲げモーメント=3530 t・m

すなわち曲げモーメントに換算して設計荷重の5%増しの荷重をのせた。この42台のトラックの計量は総重量についてのみ行った。実験の精度確保のみならず安全上の理由もあって、重量計測時には許容誤差範囲を明確にし、これをはずれるものについては調整を行った。最終計測値を表-1(1)に示す。次に床組測定用の荷重としては各車線1台計6台のトラックを用いた。この場合の重量計測は前輪軸重、後輪軸重、総重量の3段階について行った。最終計測値を表-1(2)に示す。

(2) 測定箇所と測定方法

応力測定箇所を 図-13 に示す。人員・器材をすべて

表-1 載荷用荷重の最終計測値 (単位 kg)

(1) 主桁計測用車両重量計測値

No.	重量	No.	重量	No.	重量
1	15260	15	15540	29	14670
2	15430	16	15400	30	15220
3	15300	17	15360	31	15520
4	15400	18	14350	32	15100
5	14600	19	14850	33	14870
6	14590	20	14330	34	14800
7	15200	21	14760	35	14980
8	14980	22	15430	36	15150
9	15220	23	14920	37	15200
10	15070	24	14460	38	15150
11	15270	25	14800	39	15300
12	14900	26	14730	40	14560
13	15410	27	14980	41	15390
14	14700	28	15090	42	15000

計 631240 kg (平均 15030 kg/台)

(2) 床組計測用車両重量計測値

第1日目使用荷重

第2日目使用荷重

第1日目使用荷重			第2日目使用荷重				
No.	前輪軸重	後輪軸重	全体重量	No.	前輪軸重	後輪軸重	全体重量
1	3240	11320	14650	1	3480	11470	14998
2	3890	11540	15400	2	3740	11340	15150
3	3790	11480	15370	3	3834	11480	15380
4	3670	11580	15340	4	3640	11480	15180
5	3480	11560	15140	5	3580	11502	15150
6	3410	11200	14670	6	3520	11470	15080
計	21480	68680	90570	計	21794	68742	90938
平均	3580	11450	15100	平均	3630	11457	15160

日本から調達した関係上測定点数に制約があったので、下記の趣旨によって測定点の選定を行った。まず主桁については正負の曲げモーメント領域各1断面について応力の大きい下縁側を測定する。次に鋼床版横リブについては横リブ自身の曲げ変形によるニーブレースおよび主桁下フランジの応力挙動も測定する。この場合横力に対する下フランジの弾性支持強さは支承に近い箇所と支間中央では異なるから、主桁同様断面1および12について測定を行う。荷重は断面1上から断面12上に4.5mきざみに逐次移動させ、順次測定を行うことによって、影響線の形で鋼床版の荷重分配性状を把握する。最後に鋼床版縦リブについては測点を最少限に抑え支間中央部の1本だけについてその下縁応力を測定する。縦リブを精密に測定するためには着目縦リブと輪荷重との位置関係の厳密な管理が前提となるが、舗装ずみの橋面表裏の位置関係把握に困難を予想したこと、むしろ部材が大型で測定上の問題点の少ない横リブに測定点を集中し、横リブの測定点と理論値との対比を媒介として縦リブの挙動を推定する方が容易と判断したこと、などが縦リブ測定点を最少限に抑えた理由である。以上が測定点選択趣旨の概要である。応力測定には(株)東京測器製ワイヤストレインゲージ WFLA-3-11 (単軸)を用いた。たわみ測定箇所を 図-14 に、測定器を 写真-4 に示す。こ

のたわみ測定器は早稲田大学堀井研究室によって本実験のために製作されたもので、160 m までの大たわみをダイヤルゲージ同等の精度で測定可能である。一端をピン支持された 400 mm 長のレバーの他端でたわみをとらえ、変位量をピン近傍で 1/20 に縮小したところに隣青銅の板ばねを連結し、板ばね表裏のひずみをワイヤスト

レインゲージで測定するのがこの測定器の原理である。個々の測定器は本実験前にキャリブレートされ、ひずみとたわみとの関係を示す特性曲線が準備されていた。荷重の載荷位置を図-15~16 に示す。トラックを極力正確な位置に置くために、実験に先立って舗装面にガムテープで十字型の印を設け、各車の後輪をその上に位置させた。これらの静的実験は 1974 年 7 月末連続 3 日にわ

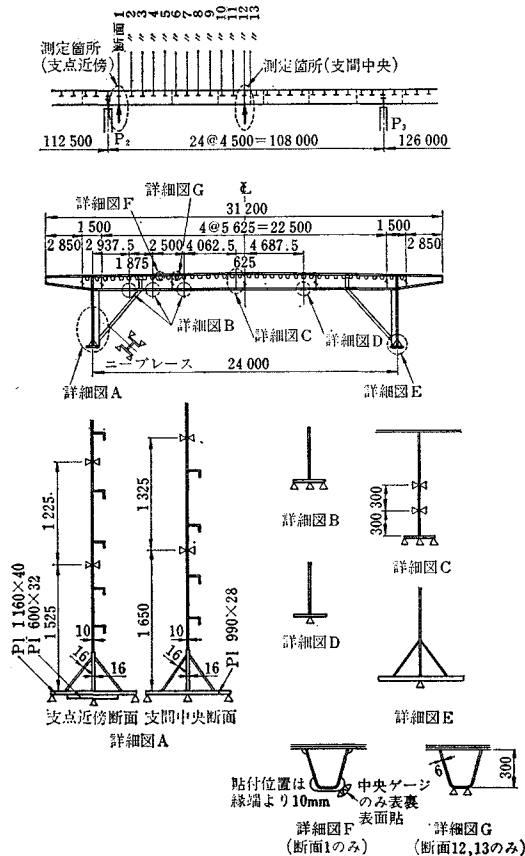


図-13 静的実験の応力測定箇所

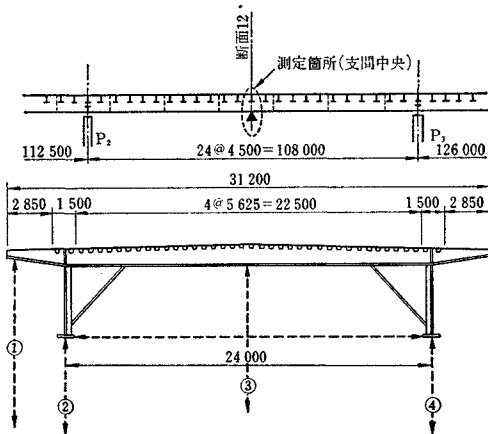


図-14 静的実験のたわみ測定箇所

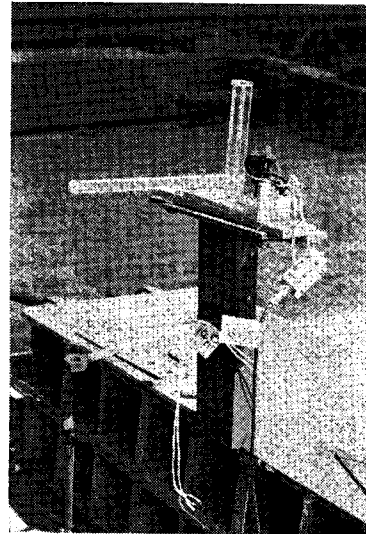


写真-4 大たわみ測定器

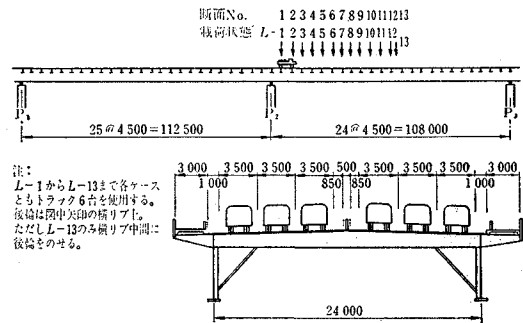


図-15 床組測定を主眼とした荷重載荷 L-1~L-13

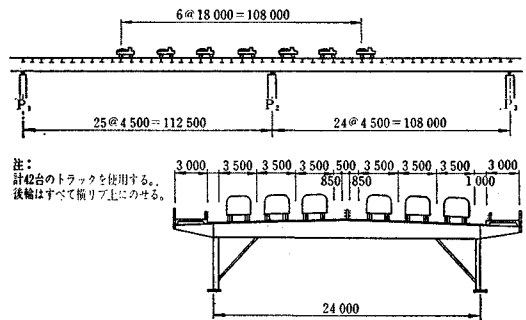


図-16 主桁(-M)を主眼とした荷重載荷 L-1

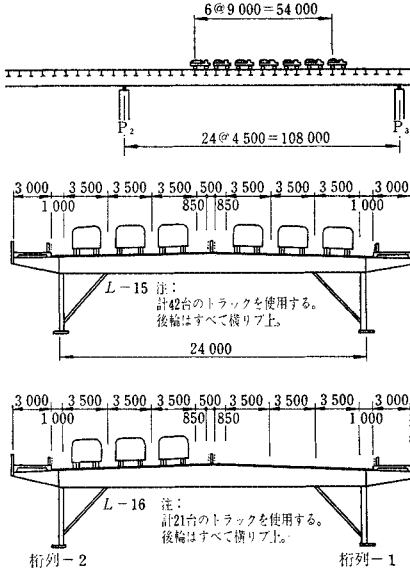


図-17 主桁 (+M) を主眼とした荷重載荷 L-15, 16

たってすべて日没後行われた。測定は原則的に2回ずつ行った。採取した生データは即日トルコ政府に提出され別途検討をうけた。

(3) 応力とたわみの理論値

主桁の理論値算出については特筆すべきことはないの
で内容報告は省略するが、トラック荷重の主桁への配分
をいわゆる 1-0 法で行ったこと、偏載荷重 (L-16) に
よる曲げねじりで主桁下フランジに生ずる横曲げ応力の
計算値は $\pm 50 \text{ kg/cm}^2$ 以内であることのみ付記する。本
橋の鋼床版の設計は米国 AISC の Design Manual に
よって行ったものであるが、このさいニーブレースの存在
は無視されている。この仮定は鋼床版にとっては安全
側のものであるけれども、実際にはニーブレースが働き
さらに主桁下フランジが横曲げをうけることは明らかで
ある。この観点から設計時すでにニーブレースと主桁を
含む全断面系の立体的な応力挙動を別法によって照査し
た(文献 1))。載荷実験にさいしても測定値と理論値の対
比を目的として、当時と同様の手法でさらに詳細に理論
解析を行った。橋桁を3径間連続の骨組構造に置換し、
トラックの各輪荷重を集中荷重として載荷したものであ
る。前・後輪間距離は便宜的に横リブ間隔に合わせ 4.5
mとした。図-18 にその骨組構造の一部を示す。縦リブ
の本数と配置は実際の構造物と相違するが、床版単位幅
当りの縦リブの曲げ剛性およびねじり剛性は実際の構造物
と等価になるように配慮されている。ここで明記する
必要があるのは、この解析はあくまで床組構造に着目し
て行ったもので、主桁の理論値算出には無縁なことであ

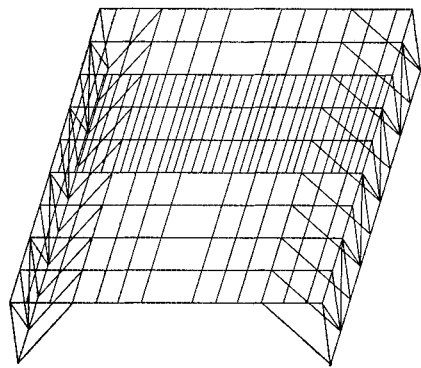


図-18 床組の立体解析のための骨組構造の一部

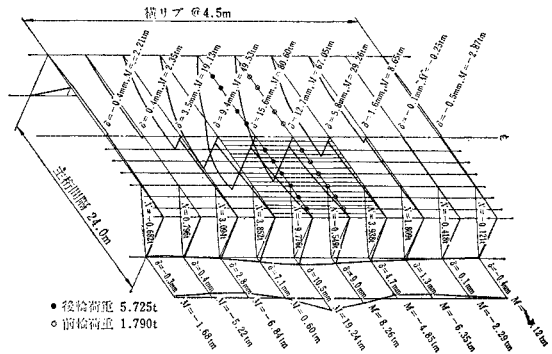


図-19 P-2~P-3 間の立体骨組系の理論解析値

る。換言すればトラスに置換された主桁は床組の立体解
析のための境界条件を与えるものである。図-19 に解
析結果の一部を示す。

(4) 測定結果と考察

図-20 ~ 22 に主桁応
力測定値を示す。理論値
に比して実測値が小さい
のは、架設中の応力測定
と同じく台車受梁の協同
作用が主因であろう。架
設時の移動足場は完成後
の橋桁の検査車として恒
久的に使用されることにな
ったので、受梁とレール
もそのまま残されたも
のである。下フランジに
はニーブレースの軸力に
よるものと思われる横曲
げがみられる。これらの
横曲げが後出 L-1, 12 す

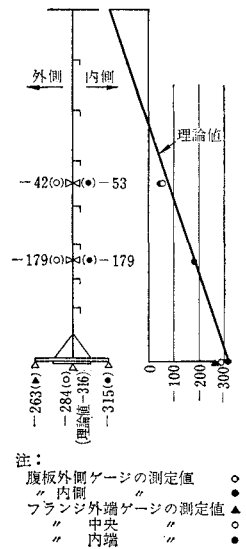


図-20 L-14 載荷による断面 1 (支点近傍) 主桁応力 (単位 kg/cm^2)

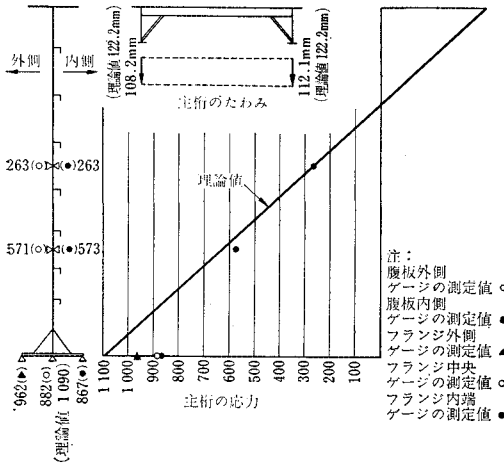


図-21 L-15 載荷による断面 12 (支間中央) 主桁応力とたわみ (特記なき単位 kg/cm²)

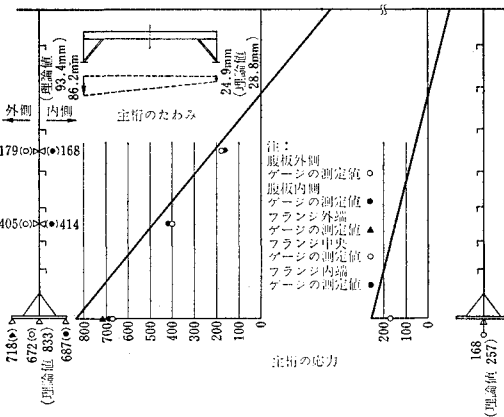


図-22 L-16 載荷による断面 12 (支間中央) 主桁応力とたわみ (特記なき単位 kg/cm²)

なわち測定点上に集中荷重(各車線にトラック1台、トラック計6台)を載荷した場合より小さいのは、この場合荷重が着目点直上だけでなく前後方向に広く分布しているため、下フランジの横たわみも前後方向に分布し、局所的な横曲げがむしろ緩和されたものであろう。L-16の左右主桁の鉛直たわみの合計はL-15の左右主桁の鉛直たわみの平均値にほぼ一致している。路面上の活荷重を1-0法により各主桁へ分配することの妥当性が裏付けられている。次に鋼床版であるがまず横リブ・ニーブレス関係の測定値を図-23~26に示す。各図とも着目点固定、荷重移動であるから影響線の形になっている。横リブの測定値として支間中央部でなくやや側方(図示)の測定値を示した。支間中央部は高力ボルトによる現場継手が、その両側方にはフランジ付き垂直補剛材があり、やむをえず下フランジ断面変化広の板厚の大きい側で測定した。結果として理論値に比して測定値が

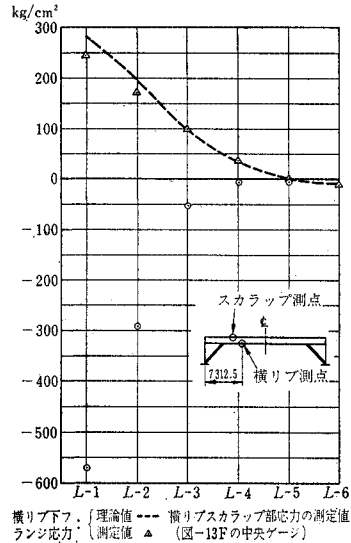


図-23 L-1~6 載荷による断面 1 (支点近傍) 測定値 その1

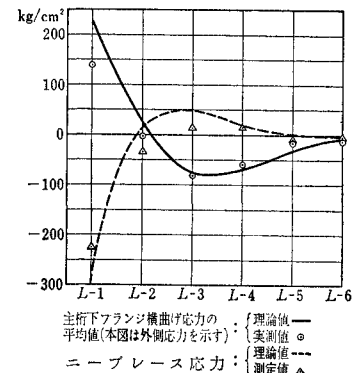


図-24 L-1~6 載荷による断面 1 (支点近傍) 測定値 その2

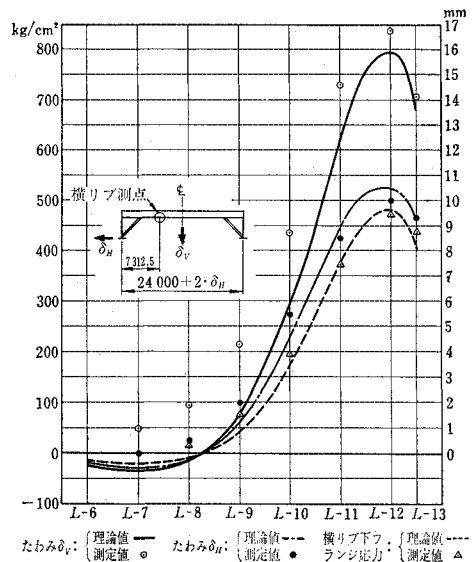


図-25 L-6~13 載荷による断面 12 (支間中央) 測定値 その1

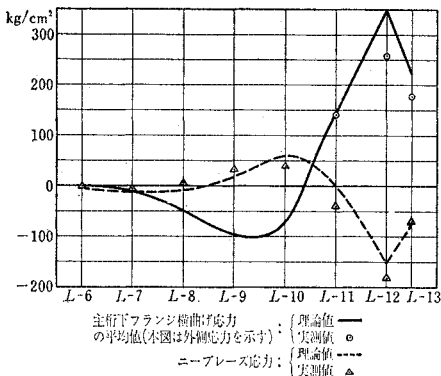


図-26 L-6~13 載荷による断面 12 (支間中央) 測定値 その 2

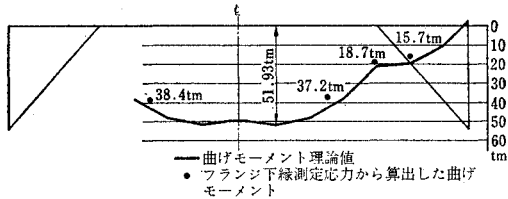


図-27 L-1 載荷による支点近傍横リブ曲げモーメント

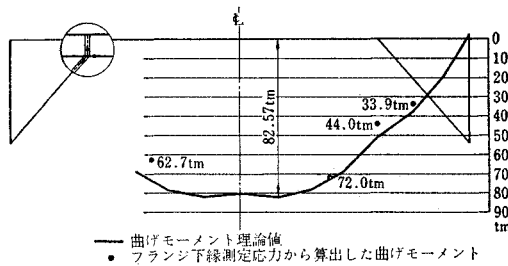


図-28 L-12 載荷による支間中央横リブ曲げモーメント

大幅に過少となるなど、この断面変化部の測定値は若干の疑問を残したので、信頼性のより高い側方の測定値を示したものである。ニーブレースの軸力は主桁下フランジの側方変位拘束の大きい断面 1 においてより大で、軸力にして 14.3 t である。必然的に断面 1 の横リブ応力は断面 12 より小さい値を示している。図-27, 28 に横リブの下フランジ応力測定値から算出した曲げモーメントを理論値と対比した。支間中央部については前記の理由からデータを省略したが、その測定値ならびに推定補正值については文献 8) にやや詳しく述べたので参照されたい。支間中央部で曲げモーメント理論値がやや凹になっているのは、中央分離帯近傍に輪荷重がない上に、たわみの大きな支間中央で縦リブを経由して荷重分配が特に大きいためである。ニーブレースの軸力は横リブに水平分力として圧縮軸力を与えるが、図-23, 25 および図-27, 28 の理論値にはこの影響は考慮されていない。

この影響は横リブ全断面に対し最大 -10 kg/cm^2 程度であるが、ニーブレース連結部近傍では局部的にやや大きいかも知れない。横リブスカラップ周辺の応力は測定値のみを示した。骨組系によるこの部分の横リブ断面のせん断力は 9.5 t である。測定応力を理論値と厳密につき合わせることは困難であるが、巨視的に 5. の検討結果と対比しうる。横リブの支間中央のたわみは 16.7 mm 、 $\delta/L=1/1430$ である。横リブの桁高に比したたわみが小さいのは、鋼床版の橋軸方向への大幅な荷重分配によるものであり、広幅員二主桁橋の床組構造のひとつの特長といえる。断面 12 の測定値が理論値に比して全般に 0 に向っての収斂がおそいのは、デッキプレートの膜効果によるものと推定する。その場合デッキプレートの張力に対し反力として横リブに圧縮軸力が生じていることになるが、弾性理論で捉えうる範囲外なので推定の域を出ない。次に主桁の下フランジを断面 12 についてみると、 10.5 mm 側方へ変位すると同時に $\pm 257 \text{ kg/cm}^2$ の横曲げを二次応力として生じている。前述したとおりこの横曲げは設計荷重満載の場合逆に減少するので実際上の問題はないと考えるが、二主桁橋設計上のひとつの留意点であろう。以上が横リブ・ニーブレース関連の測定結果である。次に縦リブ下縁の測定応力を図-29 に示す。主桁上フランジとしての圧縮軸力を含むものであり、測定点を遠ざかっても 0 に収斂しないのはその影響である。この縦リブの測定値をさきの骨組系による理論計算値と対比させることは不可能である。骨組系における縦リブは鋼床版単位幅当りの曲げ剛性とねじり剛性を等価に置換したもので縦リブ本数まで合わせていないこと、骨組系における縦リブはおおのが独立した棒でありデッキプレートの曲げ剛性による縦リブ相互間の荷重分配が考慮されていない(文献 9) p. 50, $\mu=1$ に相当) ことなどがその理由である。そこで文献 9) の Pelikan-Esslinger の

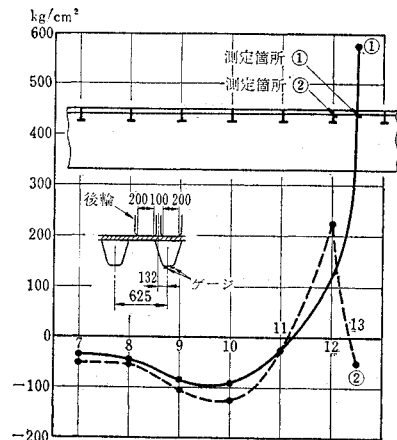


図-29 L-7~13 載荷による支間中央断面付近縦リブ下縁測定応力

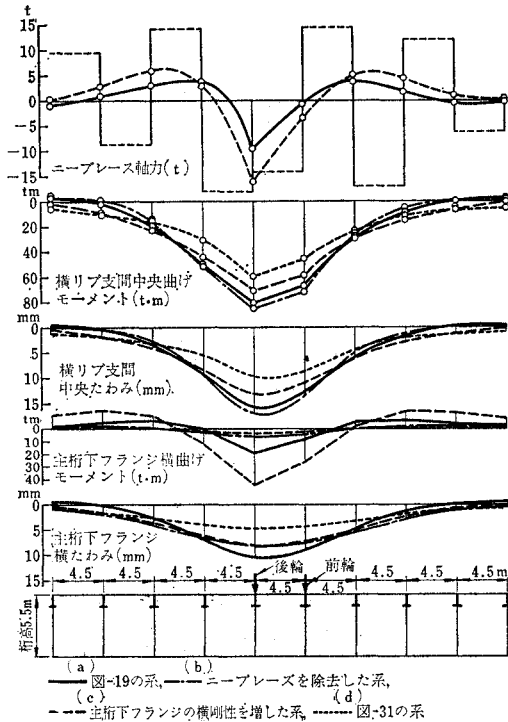


図-30 鋼床版の支持条件を変えた各種系の性状比較 (理論値)

原系にさかのぼって実験荷重に対する測点箇所①(図-29)の縦リブ下縁応力を精算した結果、 $+717 \text{ kg/cm}^2$ の値がえられた。このさい輪荷重の縦リブ反力はデッキプレートに剛支承上の連続ばりとして求めたものである。この点の主桁としての応力は L-7 の測定値からみて約 -100 kg/cm^2 と推定されるから、理論値と測定値はほぼ対比しうるものである。以上が測定結果の要約である。最後に 図-30 に次の各種骨組系の理論解析値の比較を示す。

- (a) 図-19 (原系) の理論値
- (b) 原系のニーブレスを除去した系の理論解析値
- (c) 原系の主桁下フランジの横方向断面2次モーメントを5.3倍に増した系の理論解析値
- (d) 原系のニーブレスを 図-31 のようにトラス状に組み替えた系の理論値

(b) は原系におけるニーブレスの役割を明らかにする意味で、原系の各要素は変えずにニーブレスのみを除去した場合の理論値を算出したものである。原系に比して大きな差はないが鋼床版の荷重分配にやや劣化が認められ、ニーブレスが荷重分配に関与している事実を示している。(c) は原系の下フランジ板 (990×28) を本橋の最大径間 P-5~P-6 径間の下フランジ板 (1500×50) に置換して立体骨組系の理論値を算出したものである。鋼床版の荷重分配に改善傾向が認められる。主桁下

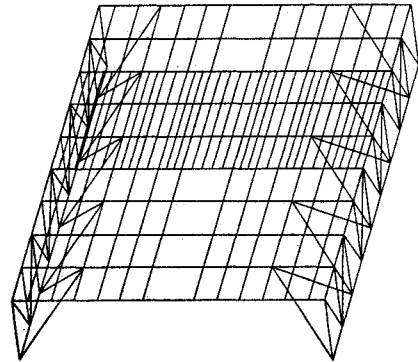


図-31 ニーブレスをトラス状に組んだ立体骨組系の一部

フランジの横方向曲げモーメントが大幅に増加しているが、別途計算するとフランジの横方向断面係数の増大により横曲げ応力は逆に $2/3$ に減少する。このことは二主桁橋の下フランジはその総厚を厚くするよりむしろなるべく幅広に形作る方が、フランジの座屈安定のみならず床組との相関関係においても有利であることを示している。最後の (d) の系は荷重分配が良いこと、フランジの二次応力の抑制の面で顕著な利点を示している。問題点として橋軸方向にも斜角を有する上にニーブレス上端の鋼床版に縦桁を要するなど構造の複雑化、箱桁に準ずるせん断流の発生によるニーブレスの断面増大、および充腹構造の主桁とトラス構造のニーブレスとの間のせん断力分担比率の解明を要するなどの諸点があげられる。

最後に動的挙動測定については近く別途発表が予定されているので、検討項目のみ記すと、走行トラックによる橋体の振動測定および歩道上の人体に対する心理的影響の検討、トラックの後輪落下による橋体の振動測定と個有振動の検討、測定器を搭載した乗用車の走行による車輛の振動測定および車輛内の人体に対する心理的影響の検討などがその内容である。最後の車輛振動は路面平坦度の検定を目的としたものであるが、近傍のボスボラス海峡の吊橋上を本橋測定と同一条件で車輛を走行させ、比較データを採取・検討した。

(5) 設計荷重と実験荷重との対比

床組に対する設計荷重に等価のものとして L-11, L-12, L-13 荷重にそれぞれ 0.616, 0.726, 0.950 を乗じた上これを重ね合わせた荷重を考えた。これらの3つの荷重の横リブ反力合計が、設計に用いた3軸荷重 (AASHO 荷重の10%増) による横リブ反力と等価になることを利用したものである。次に L-11, L-12, L-13 による測定応力にそれぞれ上記係数を乗じて設計活荷重に対する実応力を換算し、許容応力に対して余裕の

あることを確認した。縦リブに関しては数値的な直接確認は困難であるが、横リブが正常な挙動を示していること、前項で述べたとおり設計時と同じ手法で求めた測定点の計算値が実測値とほぼ対比しうること、などから問題ないものと判定した。横リブのたわみはその支間に対し、衝撃を含む活荷重に対し $\delta/L=1/700$ 、静的設計荷重に対し $\delta/L=1/870$ で、本橋の特記仕様書の許容範囲内であった。主桁については測定値がいずれも理論値を下まわっていることから、これも問題ないものと判定した。

9. 結 論

本橋は無事故で全架設工程を終了し、その後1年間の保証期間中4万台/日の交通に供用されたが、全般になんら異常を認めず、最終検収を完了した。本稿に報告した検討事項の結論を要約すると下記のとおりである。

(1) 大型の二主桁橋においても下フランジの適当な横支持、局部座屈に対するフランジ断面形状の設計上の配慮などを前提として、他の橋梁形式と同様にカンチレバー架設を行うことを、解析・模型実験・実橋測定の各面から確認した。

(2) 隅板により閉断面に形成された圧縮フランジは、ねじり剛性・曲げ剛性とも増大し、座屈強度向上に有効であることを確認した。

(3) 隅板つき閉断面フランジの溶接による残留応力は特に大きいとはいえず、フランジの座屈安定に大きく影響することは考えられない。

(4) フランジ継手の強度確保の観点から、極端に菱形の高力ボルト配置は避けるべきであること、摩擦接合部の万一の目違いに対して2枚重ねの添接板の使用が有効であることを実験結果から確認し、これを設計に反映した。

(5) 鋼床版横リブ腹板のスカラップ周辺には大きな集中応力発生可能性があるため、スカラップ形状を疲労強度・座屈強度の面から十分検討する必要がある。

(6) 広幅員二主桁橋の場合、橋体温度と桁伸縮量の測定結果からみて、デッキ面への日光直射が伸縮量に大きな影響を与えるので、架設中の状態を含め支承の設計に注意を要する。

(7) カンチレバー架設中および完成後の橋体の応力

測定を行い、主桁応力の測定値が理論値と大差ないことを確認した。

(8) 完成後の床組に対する載荷実験を行い、支間24mの鋼床版の挙動が応力・変形とも正常であることを確認した。また鋼床版がニーブレース・主桁を含む立体系の一部として挙動していること、この応力伝達機構が鋼床版の荷重分配を助けていること、このさい主桁下フランジの横変位とそれに伴う2次応力について注意することなどなどを解析・測定両面から明らかにした。

総合的な結論として、従来安全面について未解明の問題を残していた二主桁橋形式に関する解析的・実験的研究の結果、この形式は軽量であるにもかかわらず、機能的に十分信頼のおける構造系であることを確認した。

10. む す び

おわりに本橋の計画施工にあたり東京大学 奥村名誉教授、完成橋梁の載荷実験ならびに本稿のまとめについて早稲田大学 平嶋教授、現地における応力測定の方法について早稲田大学 堀井教授、模型による座屈実験について大阪大学 前田教授のご指導を、またその他設計・実験などについて多くの方々ご助力・助言をえたことを記し、ここに厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 成瀬：Golden Horn 橋の計画と設計の概要、橋梁と基礎、7巻12号、1973。
- 2) 松下・結城：二主桁橋の設計上の諸問題——下フランジおよびウェブの座屈安定について——、土木学会第27回学術講演会講演概要集、I-255、1972。
- 3) 結城・松下・安藤：二主桁橋の横倒れ座屈実験、土木学会第27回学術講演会講演概要集、I-248、1972。
- 4) 成瀬：大形試験体による高力ボルト摩擦継手の実験的研究、土木学会論文報告集、第224号、1974。
- 5) 日本造船研究協会第120研究部会：大型船の横部材におけるスロット周辺のクラック防止に関する研究報告書、日本造船研究協会研究資料 No. 136、1971。
- 6) 中原・星：Golden Horn 橋の架設における工事の機械化、土木技術、第28巻第12号、1973。
- 7) 中原・上条：ゴールボンホーン橋の工事概要、橋梁、第11巻第4号、1975。
- 8) Golden Horn 橋 (Turkey) の応力測定、石川島播磨技報、第15巻2号、1975。
- 9) Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, AISC, 1963。

(1975.2.19・受付)