

2. -4

仁淀川橋の補強とそれに関する応力測定について

建設省 高知工事事務所 正会員 矢萩 和郎 ○肥田 木 修

1 まえがき

仁淀川橋は、一般国道33号線の高知県吾川郡伊野町地内で、仁淀川に架設されている7連の鋼ワレントラス橋で完成は昭和5年である。架設後30年を経た本橋では、部材の老朽化や振動もみられ、また近年の交通量の増加、大型化に伴って交通の混雑は著しいものがあつた。

そこで本橋の将来の使用に対する安定性並びに歩行者と自動車交通の分離による混雑の緩和を図り橋本体の補強と歩道橋の添架を計画し、それに伴って応力の測定を実施した。

まず補強以前の応力状態を把握するために応力測定を静的動的両面にわたり実施し、その資料をもとに昭和42年度に補強と歩道橋の添架を行い、さらに設計計算や補強の妥当性のチェックの意味で補強後の応力状態を静的応力について測定した。以下にこれら補強と応力測定の結果を述べる。

2 構造概要

仁淀川橋は図-1に示す構造であり、示方書は「内務省道路構造に関する細則」である。

3 補強前の応力状態

3-1 応力及び振動測定試験

7連のトラスに対し代表として右岸より第1連、第2連の2連を選び主構については上下弦材、斜材、垂直材より代表的部材を選び、また床組構造については支間中央部の縦桁横桁において測定を実施した。

測定は試験荷重車として13トントラック2台を使用し、停止荷重による応力及び撓み測定、移動荷重による応力及び撓み測定並びに衝撃荷重による振動の測定を行った。

3-2 測定結果

3-2-1 静的撓み

静的撓みは上下流両側の下弦材の支間中央部に計器を設置して測定しその結果を表-1に示す。これによれば撓みをトラスの骨組のみによつて計算し、床組縦横などの影響は無視する慣用計算法による撓み比（実測値／計算値）は平均43%で床組等が主構に協力していることが推察される。

そこでいま縦桁のみが全面的に下弦材に協力しているものと仮定して修正計算を行うと撓み比は平均62%に上昇する。これより縦桁のみならず床版その他も若干協力していることが考えられる。

なお撓みの実測値から単純梁としての主構の曲げ剛性を逆算すれば第1連の $0.686 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ 、第2連の $0.710 \times 10^8 \text{ kg/cm}^2$ となる。

3-2-2 動的撓み

試験荷重車を各種の速度で橋中央を走行させた時の振動周期を求め表-2に示す。

図-1 仁淀川橋一般図

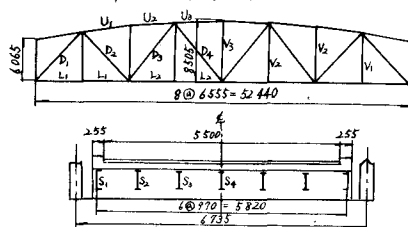


表-1 撓み比

経年	慣用計算	修正計算
第1連	43.8%	63.6
第2連	42.8	61.4

表-2 振動周期

経年	第1連				第2連			
速度(km/h)	10	20	30	40	10	20	30	40
実測周期	0.310	0.309	0.315	0.325	0.330	0.330	0.335	0.310
計算周期	0.333				0.327			

計算による固有振動周期を求めるに当り、トラス主構を撓み計算の結果より逆算した曲げ剛性を有

する単純梁とみなし計算すると振動数は第1連 $f = 3.00 \text{ sec}$ 第2連 $f = 3.06 \text{ sec}$ となる。固有振動周期を T とすれば両者の平均は $T = 0.330 \text{ sec}$ となり実測値とほぼ一致する。

3-2-3 静的応力

主橋部材の応力実測値を慣用計算法による計算値と比較した応力比（実測値／計算値）は表-3の様になる。ここ

表-3 主橋応力比

区間	上弦材	下弦材	斜材(左)	斜材(右)	垂直材
第1連	75.2	33.3	53.7	65.1	49.7
第2連	59.5	31.0	63.6	65.4	12.6

で下弦材の応力比が特に小さいが、これは撓み比が小さい事と同様に下弦材に床版が相当に協力して働いているものと思われる。また他の部材の応力比が小さい事はこれと関連して下弦材の近くに強固な床組があるためにトラス全体としては下弦材の位置に剛性の大きい桁を有するランカー橋に似た働きをしていることが推察される。

橋桁の応力実測値は上下フランジ毎に求め、計算値は橋桁は主橋面梁を支間とし橋桁は橋桁面梁を支間とした単純梁として求めた応力比は表-4の通りである。これを検討すると上フランジと下フ

表-4 床版応力比 ()内:修正計算結果

区間		横桁	縦桁 S ₁	縦桁 S ₂	縦桁 S ₃
第1連	上フランジ	69.8 (114.8)	7.1 (40.5)	6.5 (36.9)	3.6 (20.1)
	下フランジ	110.7 (114.5)	17.9 (34.7)	20.0 (35.2)	15.3 (26.9)
第2連	上フランジ	22.5 (93.8)	13.3 (31.1)	10.4 (24.3)	10.9 (25.5)
	下フランジ	107.2 (120.2)	18.1 (26.7)	17.3 (28.4)	17.2 (25.4)

ランジでは応力比にかなり違いがあり、これは床版は床版と協力して荷重に抵抗していること、すなわち合成桁に近い働きをしていると考えられる。また橋桁の応力比が横桁に比べて小さい。

そこで横桁及び橋桁は床版と合成桁を形成しているとし（中性床版比 $n = 7$ ）、橋桁は横桁によつて支持された連桁梁と考えて修正計算を行った。その結果上フランジと下フランジの応力比はほぼ一致し床版は床版と合成桁を形成していることが解る。また橋桁の応力比は修正計算後も30%前後でこれは4桁の橋桁数は7桁と多い橋でありそのため床版の横方向の荷重分配作用が大きいためと思われる。橋桁については主橋下弦材格点で単純支持された単純梁として働いていると推察される。

3-2-4 動的応力

衝撃荷重車を各種の速度で走行させて動歪を記録し、衝撃係数及び振動周数を求めた。表-5の衝撃係数はおおむね下弦材では走行速度と共に増加し上弦材では2.0~3.0km/hで最大値を示している。また示方書による衝撃係数は上下弦材の1/9.5斜材の2.24垂直材の3.56であつて実際の上下弦材が多少大きい。振動周期は各部材とも撓み計の結果とほぼ一致した。

床組の衝撃係数は示方書による横桁の3.53縦桁の3.54より大部分小さい値であつた。

3-2-5 衝撃荷重による振動

支間中央上にコンクリートブロックを置き車輪後車輪がブロック上より静かに落下した時の衝撃による振動周期及び振動減衰係数を求めた。表-6に見る通り撓み計による結果と動歪計による結果とはほぼ一致しており本橋の減衰状況は良好であると思われる。

3-2-6 主橋の2次応力

単純トラスには様々な原因によつて2次応力が生じるが、ここでは格点をヒンジと仮定するために生じる2次応力に着目し曲げモーメントの大きい格点近くにケージを貼り2次応力を測定した。一般に2次応力比は1%~3%位が普通とされて

表-5 衝撃係数

区間	速度%	上弦材	下弦材	斜材	垂直材
第1連	10	0.301	0.139	0.260	0.111
	20	0.323	0.191	0.239	0.176
	30	0.210	0.271	0.189	0.144
	40	0.240	0.320	0.220	0.189
第2連	10	0.150	0.181	0.136	0.089
	20	0.215	0.265	0.186	0.131
	30	0.343	0.250	0.221	0.128
	40	0.231	0.263	0.267	0.130

表-6 減衰振動

区間		振動周期	減衰係数
第1連	撓み計	0.330	0.126
	動歪計	0.320	0.115
第2連	撓み計	0.330	0.144
	動歪計	0.320	0.122

いる様で表-7の通り本橋ではいずれも1/5%以内で2次応力に対する特別の考慮は行わなくてよいと思われる。

4 補強及び歩道橋添架

4-1 歩道橋添架時の計算応力

歩道橋添架の方法として各種の比較検討の結果図-2に示す様な鋼床版歩道添架案を採用した。下弦材の各格点にブラケットを取付けそれを支承として図-2の鋼床版歩道を添架する。

歩道添架時の各部材の応力度の算定は次の様に行つた。

- a 許容応力は架設当時の「内務省道路構造に関する細則」に基づき、軸方向引張応力度 $1200 \text{ kg/}\Phi$ 、軸方向圧縮応力度 $1500 \times (1 - 0.00551/r) \leq 1000 \text{ kg/}\Phi$ とする。

ここで本橋と同年度に架設されたボニートラス橋で腐蝕が著しく架換を行つた徳島市両国橋の両国橋応力測定報告書によれば、同橋の部材を採り引張試験を実施した結果、破壊強度は $4100 \text{ kg/}\Phi$ 以上となつており許容応力度は現行示方書を採用してもよいとも思われるが、本橋の部材による試験結果ではないので安全をみて架設当時の示方書に使う。

補強前の応力測定の結果を基にして定めた表-8の係数で、慣用計算法により求めた各部材の応力度を修正する。

トラス部死荷重 計算値、 歩道部死荷重 計算値 $\times \alpha$
トラス部L荷重 計算値 $\times \beta$ 、歩道部群集荷重 計算値 $\times \alpha$

- c 一等橋としての耐荷力を持たせるために設計荷重は現行示方書の $TL-20$ とする。

以上により算定した計算応力及び許容応力は表-9の様になる。

4-2 補強

4-2-1 応力超過部材の検討

前章に示した計算結果より計算応力が許容応力を超える部材を図示すると図-3の様になる。

これによると上弦材、下弦材においてかなりの応力超過がみられ、斜材においても多少計算応力が許容応力より大きい。しかし斜材における応力の超過は微少であり、また実測の応力比から修正応力比を求める段階で安全をみているので斜材においては補強は行なわず、上弦材、下弦材についてのみ補強を行うこととする。なお補強部材は図-3に太線で示す。

4-2-2 補強の方法

補強部材の断面決定の方法としては、死荷重は在来断面のみで受け持ち活荷重応力を在来断面と補強断面で併せて受け持つ方法と、死荷重活荷重両応力を在来断面と補強断面で併せて受け持たせる方法の2つが考えられる。前者は補強断面には死荷重を受け持たせないため断面は大きくなるが仮設は

表-7 2次応力比

種類	上弦材	下弦材	斜材
第1次	0.1%	9.4	0.3
第2次	4.6	10.3	14.8

図-2 歩道橋一般図

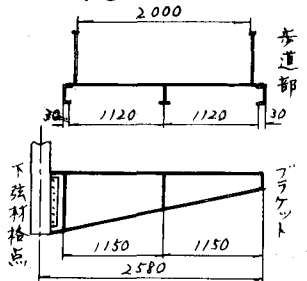


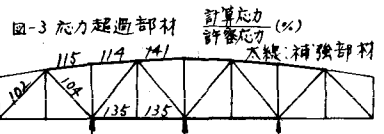
表-8 修正係数

部材	実測応力	α	β
上弦材	0.75	1.00	1.110
下弦材	0.35	0.50	0.517
斜材	0.76	0.90	0.844
垂直材	0.66	0.80	0.800

α : 修正応力比 β : $\alpha \times \beta$
実測応力係数

表-9 計算応力 kg/cm^2

部材	計算応力	許容応力
上弦材	U ₁ 1148	1000
	U ₂ 1144	
下弦材	L ₁ 882	1200
	L ₂ 1614	
垂直材	V ₁ 703	1200
	V ₂ 111	
斜材	D ₁ 834	8/5
	D ₂ 1246	
	D ₃ 282	
	D ₄ 649	



簡単で、後者は断面は小さくなるがトラスの死荷重による部材力を0の状態に補強しなければならず、そのため死荷重による撓みを0の状態にサポートする仮設材に工費がかさむ。

本橋の補強においては後者を採用して図-3に示す3格点を死荷重による撓み量だけジャッキアップして後に補強を行つた。

5 補強後の応力状態

5-1 応力測定試験

7連のトラスに対して左岸より第1連、第3連の2径間を選び歩道橋添架側の上弦材、下弦材、斜材、垂直材より代表的部材を選び測定を行つた。測定は試験荷重車として20トントラック2台を使用し、コンクリートゲージにより静的荷重に対する歪みを測定し、これより部材応力を算定し計算応力と比較する。

5-2 測定結果

主橋各部材の応力実測値を換用計算法による計算値と比較した応力比は表-10の様になる。上弦材、斜材の応力比は補強以前の応力測定の結果と比較して同様の値を示しているが、下弦材については補強前の応力比35%に対し7%とほぼ半分に減っている。これは本橋の歩道添架の構造上、歩道部分がトラス主橋に対して協力し安全側となつていることもその一つの理由と考えられる。

5-3 耐荷力

補強断面の算定に際し、補強前の実測応力比を基に修正応力比を定め、歩道添架時の部材応力の計算を修正した。トラス部分の死荷重はそのまま各部材に働き、活荷重及び歩道部の荷重は計算応力に応力比をかけたものが各部材に働いているものとして補強を実施した。

表-10の通り補強後の実測応力比と修正計算に用いた応力比を比較すると垂直材を除いて実測値がいずれも修正応力比を下回っており、垂直材においても実応力は700kg/cm²程度で許容応力値よりもかなり小さい。従つて、本橋の補強後の一等橋としての耐荷力は十分であると考えることができ

6 あとがき

以上長い年月を経たトラス橋の歩道添架に伴う補強とそれに関する応力測定について述べてきた。その結果補強の前後における2回の応力測定は同様の傾向を示し、またその資料をもとにして行つた補強によつて本橋の歩道添架後の一等橋としての耐荷力は十分であると考えられる。

なお補強後の応力状態について都合上動的応力あるいは振動についての測定は行なわなかつたが、補強前の応力測定における振動実験の結果は、おおむね良好であつた。

表-10 補強後応力比

部材	補強後 応力比	補強前 応力比	修正 応力比
上弦材	0.72	0.75	1.00
下弦材	0.17	0.35	0.50
斜材	0.73	0.76	0.90
垂直材	0.83	0.66	0.80