

桃介橋の修復事業の検証 — 力学的安全性照査の重要性

名古屋大学

正会員 馬場 俊介

Verification of Restoration of the Momosuke Bridge — Importance of Safety Check from Mechanical Viewpoint

By Shunsuke BABA

概要

木曾川・読書発電所の建設工事用の吊橋として1922年に架設された桃介橋は、4径間、全長247m、わが国に現存する最大・最古の木製補剛吊橋である。桃介橋は1978年の被災以降は放置されてきたが、1992年度の自治省の「ふるさとづくり特別対策事業」による起債を用いて修復・復元が進められた結果昔日の姿を取り戻し、1993年10月17日2度目の渡り初めが行われた。土木史的な観点から見た桃介橋の意義は、「文化財にふさわしい復元」のあり方を、近代土木構造物に対し初めて正面切って論じた点にある。吊橋のような複雑な構造物の場合、力学的な安全性の照査は多岐にわたり、しかも荷重、形状・寸法、発生応力は互いに線形関係にない（少しでも前提が変われば全て再計算となる）ことから、中間段階での安全性照査はどうしても簡略計算に頼らざるを得ない。桃介橋の保存・修復に係わる委員会では、こうした推定値に従って修復方針を決定し、それを受けてより正確な推定値が計算され、さらに具体的な修復工程が詰められていった。本論文では、こうした力学的な検討の変遷を詳らかにすることにより、技術的検討のもつ重要性和それに伴う責任の重さについて分析を加える。

[大正・橋梁]

1. はじめに

文化財の修復は、原形を保持するよう努めることが原則だが、そうかといって当初のまま寸分違わずということはありません。金属装飾品・絵画などのように完全保存が当たり前の工芸美術品でも、劣化を防ぐための高分子薬液の浸透や和紙を用いた補修は欠かせないものとなっている。風雨にさらされつつ日々の生活に使われている土木構造物の場合、安全性と供用性（機能と使い易さ）を保証し、それを長期間維持するための管理的作業が現実的に可能なことが必須であり、文化財といえどもそうした点への配慮は欠かせない。桃介橋は、たまたま、鋼ケーブル、鉄筋コンクリートの主塔、木製の補剛トラスや床組といった「石に比べて耐久性に乏しい」材料で構築され、しかも建造後70年の歳月（特に15年の放置期間）を経て各部が相当の損傷を受けていた。このように劣化した構造物を現代に甦らせ、歴史的な文化財としての価値を失わないようにしながら、現在の構造安全諸基準を満足させ、しかも将来の維持管理が地方財政に負担を掛けないようにするには、材料だけでなく構造改変を含んだ大胆で柔軟な発想が必要であった。桃介橋の成功は、歴史的な

化財としての厳しい要件を追求する文化財関係者、安全性の確保と維持管理のし易さを追求する土木工学関係者、それを財政面から支える町政関係者の三者の協力体制があって初めて結実したものと見えよう。

本研究は、『文化財桃介橋保存修理工事報告書（仮称）』の執筆を依頼されている著者が、提示された全資料を利用させていただいてまとめたものであり、資料の分析だけは著者の成果といえるが、その他、修復・復元に対する種々の対策の検討、最終的な決断などの全ての成果は、著者もその一員であった「桃介橋保存・活用検討特別委員会（委員長：太田博太郎東大名誉教授）」に帰属する。また、本報告で頻繁に引用される構造設計計算に係わる数値は、構造解析を担当した（株）建設技術研究所により算出されたものである⁴¹。

桃介橋については著者をはじめ¹⁻³⁾ 報告論文、紹介記事などが随所に見られる。その中で、桃介橋復元事業の真髄ともいえる各種の検討事項について最も詳しく解説しているものは、1992年6月に出された本報告の前報¹⁾である。本報告は、事業半ばの報告であった前報を補おうとする総括的な側面も有するが、主たる目的は力学的な面から見た安全性照査の事後分析である。桃介橋のような複雑な（多枝にわたる詳細な設計作業が必要な）構造物の場合、複数提示する原案の段階から詳細な設計計算を行うことは時間的・経費的に限界があり、初期段階ではどうしても簡略な計算法に頼らざるを得ない。このようなとき、簡略計算と詳細計算とで（作用力・応力などの）推定値が似ていれば問題はないのだが、後述するように、主塔、主ケーブル、木部のいずれも、推定値はかなり変動しており、特に初期段階での重要な決定の多くが、最終値とはかけ離れた推定値に基づいて下されていたのである。幸い、誤判断には結び付かなかったものの、今後同様の検討を行う場合に、最も注意しなくてはならない点であろう。

2. 桃介橋の概要

（1）来 歴

桃介橋は、読書発電所の工事用の吊橋として計画された。読書発電所は、大同電力の社長・福沢桃介の標榜する一河川一会社主義、すなわち、木曾川の一貫的な水力開発の中心であり、当時わが国最大・最新鋭の大発電所であった（当時最大の40700kW、わが国初の154kV送電）。発電所の工事には、鉄道駅（建設資材の到着拠点）と工事現場とを結ぶための吊橋の建設がつきもので、木曾川の場合も、前報¹⁾で紹介したように、大同電力由来の人名を冠した吊橋が軒並架けられているが、読書発電所が抜きん出て最大であるのと同じように、桃介橋も工事用吊橋としては飛び抜けて大きい。

読書発電所の工事用には、発電所の近くの渡島吊橋（1921年 2月26日に施工願）、より上流部でインクラインの工事現場付近の沼田吊橋（同年 7月15日に施工願）の2橋が計画された⁶⁾。前者はそのまま建設されたが、沼田吊橋の方は、架橋点を130間（236m）上流側に移した上で、構造を1 径間吊橋から4 径間吊橋に変更、橋長を367.5尺（111m）から795尺（241m）へと倍増させ、名を改めて桃介橋とした（同年11月 4日に変更願）。現存する史料がないので確たることは言えないが、橋名に桃介の名を与えると同時に、当時わが国最大級の吊橋へと変容させた点に、橋を自らの事業の成功の象徴にしようとする桃介の意気込みが感じられる。福沢桃介は、辣腕の起業家であるが、事業の進行を円滑に進めるため発電所施設の景観にはかなりの配慮を示している。木曾川最初の賤母発電所には桜公園が造られ、賤母、読書、大桑、須原など一連の発電所にはユニークな外観が与えられ、読書発電所用の柿其水路橋も美観を考えてRCアーチが採用された。桃介に関しては、八百津発電所の放水口発電施設に絡んで、廃煉瓦で造った門柱を「贅沢だ」と批判したという話も伝わっているが、それも別件を諷める口実と解釈できる⁷⁾ので、桃介の人物像には抵触しない。むしろ、読書発電所の工事に付随して桃介橋のたもと近くに建てた別荘から橋と木曾駒ヶ岳の雄姿を楽しんだ（地元伝承）とか、発電所の余水吐で渡島向いに人工の滝を造って喜んだとか（地元にとっては迷惑千万だった⁸⁾）、桃介の風流人としての一面を覗かせる伝承が残っている。さすれば、敢えて川幅が2倍もある中洲の地点を選び立派な橋を架けようとしたのが桃介の本心だった、と想像してもあながち間違いではなかろう。工費は、沼田橋の40,500円から88,168余円へと倍増している⁶⁾が、この金額は大同電力が木曾川沿いの

16町村に対して支払った水利権絡みの補償金の総額29,000円⁶⁾と比べても、いかにも多い。

桃介橋は、1922年1月23日の施工認可を受けて工事に入り、早くも同年8月9日には竣工検査を受けている⁶⁾。スパン104.4m（全長は247m）と、設計スパン102.3m⁶⁾を若干上回っているが、測量誤差か、施工中の随意的変更によるものであろう。4径間の特異な吊橋で、中洲に降り立つことができるように、中央主塔に大階段が付けられている。この中央主塔は、他の主塔と全体寸法が変わらない上に、階段へ抜けるアーチ型の開口部まであって、かなり脆弱な構造となっている。それも当然で、沼田橋（スパン111m）から桃介橋（スパン102）への設計変更にあたり、径間数は異なっているが、スパンは類似していたため、「沼田橋を2つ並べて桃介橋とした」程度の操作しか行われなかった⁶⁾からである。従って、本来4径間吊橋なら非常に剛に造らなければならないはずの中央主塔が最も弱い主塔となるという矛盾を生み、今回の修復で最も難しい問題を提起することになった。

桃介橋は、その後、関西電力、読書村（現・南木曾町）と所有者を替えつつ利用されてきたが、1978年に増水中に耐風索が破断してから後は放置され、一度は廃橋の町議会議決も受けた。幸い生き残ることができたのは、橋を撤去する費用がなかったためである。世が替わり、橋の修復・復元が自治省の「ふるさとづくり特別対策事業」で進められる運びとなり、具体的方針を「桃介橋保存・活用検討特別委員会」の答申に求めることになった。

（2）委員会における論議

「桃介橋保存・活用検討特別委員会」は、建造文化財の第一人者である太田博太郎・東大名誉教授を委員長に、文化庁から建造物課の斎藤英俊・主任調査官（のち村上詔一・主任調査官）、建築史の立場から大同電力の発電所に詳しい小寺武久・名大教授、コンクリート工学の立場から椛岡 勇・山梨大教授、橋梁工学の立場から山田健太郎・名大教授、地元の南木曾町の関係者他、土木史を専業とする著者が幹事として加わり構成されたものである。委員会に提出する設計検討に係わる数値の算出は、特にお願いして⁷⁾建設技術研究所に業務委託した。表-1には、設計委託コンサルタントから提出された報告書と、委員会、作業部会の日取りを経年的に示す。

表-1 委員会における検討の経過

1990年 12月 付	『桃介橋調査及び南木曾橋一般図 作成業務』 『桃介橋予備検討業務 主塔検討書』
1991年 9月 付	
1992年 2月 頃	『桃介橋基本構造事前の簡易検討』 『桃介橋基本構造検討書』 桃介橋保存・活用検討委員会 第1回委員会 桃介橋保存・活用検討委員会 第2回委員会 桃介橋保存・活用検討委員会 第1回部材検討委員会 桃介橋保存・活用検討委員会 第2回部材検討委員会 『桃介橋詳細設計設計計算書』 桃介橋保存・活用検討委員会 第3回委員会 『桃介橋詳細設計設計計算書・補遺2』 『桃介橋詳細設計設計計算書・補遺4』 『桃介橋コンクリート復元工事工事施工計画書』 桃介橋保存・活用検討委員会 第4回委員会 桃介橋 渡り初め
1992年 3月 頃	
1992年 2月 7日	
1992年 4月 24日	
1992年 7月 17日	
1992年 8月 5日	
1992年 9月 迄	
1992年 10月 1日	
1992年 11月 頃	
1992年 11月 頃	
1993年 6月 付	
1993年 7月 1日	
1993年 10月 17日	

表-1の上2行は、委員会発足前に南木曾町と別のコンサルタントの間で取り交わされた資料であるが、後述の各種分析でも一部触れたため一緒に掲載した。また、表中太字で表示したものが、重要な決定に係わる報告書ならびに委員会である。

「桃介橋保存・活用検討特別委員会」で論議された修復・復元の比較検討案については、前報¹⁾の表-3

～5に詳しく紹介されている。ここでは再録を避け、より概念的な「修復・復元方針の方向性」という視点からまとめ直したものを、表-2として示す。前報の発表以降に発生した議論も含めていることは、もちろんである。表-2では、さまざまな論点を、①安全性の保持、②将来にわたり実施可能な維持・管理、③文化財としての保存、の3つに分けて整理した。このうち、②を軽視すれば「将来とても維持できないような」文化財を抱え込むことになり、③を軽視すれば「もはや文化財でない」ありふれた構造物に成り下がってしまう。土木構造物である以上①を満足していることは当たり前なので、②と③のバランスをとることが是非とも必要なのである。

表-2 桃介橋の修復・復元方針の方向性

安全性の保持	全面更新	主ケーブルをはじめ鉄線ワイヤは、将来の強度が保証されないので全て更新する。
		木構造は、腐食が進んでいるので全て更新する。
	部分補修	コンクリートのクラック部には薬液注入を行い、コンクリートの中性化と鉄筋の発錆を遅らせる。
将来にわたり 実施可能な 維持・管理	材料変更	木構造に用いる木材は、当初の材種に拘らない。地元で調達可能な材種に材料変更する。
		吊桁の取り替えは困難なので、超強木材であるボンゴシ材に材料変更する。
	構造改良	耐風支索と斜吊索は保守作業が困難なので、平行鉄線からワイヤーに変え、端部をクリップ止めにするなど構造改良する。
		吊桁の劣化を防ぐため、縦桁の固定方法を構造改良する。
		隅沓材と斜材の結合部の抜け落ちが目立つため構造改良する。
		抗風材の取付け部の破損が目立つため構造改良する。
	継手部の腐食が目立つため構造改良する。	
文化財として の保存	絶対保存	主塔の強度不足は、主塔を補強するのではなく、人数制限を導入することで回避する。
		旧・主ケーブルを奇形な形で残置するより、主アンカレッジをきれいな形で保存する方を選択する。アンカレッジは本体、ソケットなどの部品を含め再利用を徹底する。
		吊策や耐風支索などに使われていたソケットや吊り金具、木構造部で使われた添接板などの鉄製品は、可能な限り再利用を図る。再利用出来ないものについては、忠実なレプリカにより原型を再現する。
		コンクリート表面の凹みなど当初からの傷で、内部鉄筋の劣化に影響を及ぼさないようなものは、敢えて埋めたりしない。また、表面は軽く洗浄するにとどめ、表面保護も無機系の薬剤による。
	形態保存	補剛トラスの座屈耐力不足は、抗風材を密に配して外観を変えるよりは、人数制限を強化して回避する。
		レールの敷いてあった場所に濃色のボンゴシ材を配し、由来を明確にする。
技術伝承	吊索は、技術の継承という観点から、平行鉄線とシージング加工という組合せを再現する。	
	床組の4層構造は、各桁の配置間隔を含めて、(見えない部分も)正確に再現する。	

3. 構造設計による力学的照査と修復論議

桃介橋は、非常に複雑な形状の大型構造物であり、表-2における①安全性の保持、②将来にわたり実施可能な維持・管理という点を検証するには、現行の吊橋の各種設計法に則った力学的な計算が必要となる。実際には、先に推定作用力と推定耐力の大小比較による構造系としての安全性照査があり、その結果に基づいて、「土木構造物としてどうするか、文化財としてどうするか」という議論が行われることになる。このとき、前提としての推定値がどの程度正しいか、についての吟味が重要な意味を持つ。

振り返って桃介橋の修復論議を分析すると、この吟味が不十分だったように思われる。結果論的には、幸い修復方針は全て正鵠を得ていたが、検討の各段階で出された様々な推定値をフォローしていくと、判断ミスのなかったことは僥倖であったとも言える。1992年4月に開催された第2回委員会では、主ケーブルの全面更新、主塔の完全保存（人数制限の導入）、ボンゴン材の導入などの主要な決断が全て下された。ところが、その判断の基準となったのは、時間的制約もあって、簡略的な構造解析によって出された推定値（1992年2・3月）であった。そして、その決定に従って、詳細な設計計算が行われ、計算上新たな問題が生じた点を討議するため同年10月に第3回委員会が開かれた。こうした流れの中で、悪く言えば「数値に振り回される」事態が生じたが、反省を込めて振り返れば、それは吊橋の構造解析を行う際の仮定の内容とその適用性に対し著者の認識が欠けていたためである。

次ページ以降に添付する表-3(a)~(d)は、桃介橋の修復・復元を検討する各段階において（表-1の各報告書、委員会で提示された）各種の推定値の推移を、表の形にまとめたものである。(a)は中央主塔、(b)は主ケーブルとそのアンカレッジ、(c)は補剛トラス、(d)は吊桁と床組について選択的に整理したもので、表-2が修復の方針に関する理念的な面を記述していたのに対し、本表はそうした判断の材料となった安全性に係わる設計値そのものを示したものである。表には、設計荷重、使用した理論、それらに基づいて計算した作用力・応力、設計上クリヤーすべき耐力・許容応力、そして、その設計が「OK」か「NO」かを決めるための判断基準を記載する。これらは、設計値の妥当性を判断する上で必要な情報である。また、表中の★印は、著者の個人的な見解である。表に挙げられた数値は、委員会で配付された公開資料をもとに特定し、設計に携わったコンサルタントの担当者の検閲を経たものである。

表-3を視覚的に判り易くまとめたものが、図-1(a)~(d)である。(a)は中央主塔に作用する水平力 H 、水平力によって鉄筋に生ずる引張応力 σ_t の変遷、(b)は主ケーブルの張力 T の変遷、(c)は補剛トラス（上弦材）の引張応力 σ_t と圧縮応力 σ_c の変遷、(d)は吊桁の曲げ応力 σ_b の変遷についてまとめたものである。それぞれの図は、個々の小ブロックに分れているが（下欄の年・月は表-1や表-3(a)~(d)の報告書、委員会に対応している）、それぞれ該当する報告書の記載事項や委員会の決定内容（設計推定値の変化）を模式的に表現している。また、図中、○印は作用力・応力を、一印は耐力・許容応力を示している。○が一の下にあれば設計基準が満たされて「OK」、○が一の上であれば設計基準が満たされなくて「NO」であることを意味している。

以下、図-1(a)~(d)を、表-3の数値を引用しつつ解題していこう。

(1) 中央主塔

図-1(a-1)の左図(①1991年9月)は、桃介橋の文化財としての修復・復元の決まる前の初期検討段階で、別のコンサルタントにより提示された推定値である。そこでは、主塔が無筋と仮定され（従って、水平耐力 $=0$ ）、一方ケーブル水平力が25.7tfと推定されている。結論は、「主塔を補強すれば水平耐力を9.0tf程度までアップできる。それでも作用力25.7tfとは大きな差がある。もし、補剛トラスを木製から鋼製に変えれば、作用力は8.9tfまで減少し、 $8.9 < 9.0$ となってOK」というものであった。この25.7tfという推定値は、活荷重 200kgf/m^2 （歩道橋の設計基準による）に対応するものであり、偏載人数が800人程度と「山間部の吊橋としては非現実的な」大荷重に対する数値である。この推定値は、もし、桃介橋で最終的に採用された

表一-3 修復方針の変遷 (a) 中央主塔

検討時点	検討内容	設計の数値			結論
		設計荷重	設計理論	作用力・応力	
桃介橋予備検討業務 主塔検討書 (1991. 9)	◇安全性の検証 ★「安全性的検証は本来に正当な場合の検証ではないか？」	◇活荷重: 200kgf/m ²	◇簡易計算 (1スパン) ★1スパン計算により過大評価された。2スパン計算すれば、 $H_1=12.9\text{tf}$ ($H_1=H_1/2$) と半減する。	◇無筋コンクリート →引張に耐えない ◇中央主塔を鋼板接着で補強し引張力に抵抗できるようにすることとは不可能	◇木製の補剛トラスでは、偏載 →補剛トラスが破壊する ★簡易計算による過大評価
桃介橋造検討書 基本構 (1992. 3)	◇トラス補剛を鋼製化した場合の安全性の検証	◇活荷重: 200kgf/m ²	◇電算機利用 (2スパン) ◇中央主塔の水平力 $H_1=9.9\text{tf}$ ★2スパン計算のため小さい。	◇中央主塔 (鋼板接着で補強) $H_1=9.9\text{tf}$	◇鋼製の補剛トラスでは、偏載 →中央主塔が破壊しない ★鋼板接着による補強が必要
桃介橋造検討書 主塔構 (1992. 3)	◇「基本構造設計書」の結果の意味	◇活荷重: 200kgf/m ²	◇簡易計算 (1スパン) ★線形弾性理論 (176) を含む。	◇鉄筋 (φ22×5, かぶり150mm) ◇コンクリート $\sigma_{cc}=70\text{kgf/cm}^2$ ★主塔コンクリートの圧縮強度の乗割値から210kgf/cm ² 級と推定。その1/3をとって70kgf/cm ² を採用。	◇下記に張約
桃介橋保存・活用検討委員会 第2回委員会 (1992. 4. 24)	◇「人教制限」を前提とした主塔の設計 ★初めての詳細設計。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人教制限 (300人) ★「基本構造設計書」に照し、人教制限を導入した可能性を検討した。	◇線形弾性理論 (176) などごとの併用 ◇中央主塔の水平力 (荷重理論) $H_1=39.1\text{tf}$ ◇活荷重→80kgf/m ² なら $H_1=12.1\text{tf}$ ◇材料詳細設計をすれば $H_1=5\sim6\text{tf}$ 程度に低下? ★人教制限の効果を初めて数値的に示した。	◇許容力 $H_1 < H_2$ ★簡易計算のため、比較した。	◇「人教制限 (通称張約化、通弾 (各種案) のいすかかの導」 ★型に置え、①②を導入すれば、復元が可能であることが明らかになった。
桃介橋詳細設計 設計計算書 (1992. 9)	◇「人教制限」を前提とした主塔の設計 ★初めての詳細設計。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人教制限 (300人)	◇弾性理論 (2スパン) (主塔と仮定) ◇中央主塔の水平力 $H_1=6.72\text{tf}$ $\sigma_{cc}=50\text{kgf/cm}^2$ $\sigma_{cc}=1280\text{kgf/cm}^2$ ★先の $H_1=19.6\text{tf}$ は、荷重制限を入ると、80/200倍されて、 $H_1=7.81\text{tf}$ となり、 H_2 とはほぼ一致する。	◇許容応力 $\sigma_{cc} < \sigma_{cc}$ を満たす	◇人教制限を前提として設計が完了の ★「の」の補上げは、概念的にも映るが、許容応力設計の概念に合致する向きの安全率の概念を考へれば、取付部の確定にしている桃介橋の取付、特に問題はなかつた。
桃介橋保存・活用検討委員会 第3回委員会 (1992. 10. 1)	◇補剛トラスの横倒れ防止のため、人教制限を強化したことの影響	◇活荷重: 50kgf/m ² →人教制限 (200人)	◇同上	◇同上	★上記の設計のいまいましい部分が解消した。
桃介橋詳細設計 設計計算書 ・補強4 (1992. 11)	◇主塔が剛であることの影響の検証 ★桃介橋の主塔は「梁」として振動する。主塔はかぶり剛性を見える。	◇活荷重: 50kgf/m ² →人教制限 (200人)	◇線形弾性理論 (2スパン) (主塔と仮定) ◇中央主塔の水平力 $H_1=7.87\text{tf}$ $\sigma_{cc}=53\text{kgf/cm}^2$ $\sigma_{cc}=1793\text{kgf/cm}^2$ ★かぶり剛性による影響、再び主塔の安全性が問題となった。	◇安全率 σ_1/σ_{cc} $=1.38$ ★安全率1.7は欲しいところだが...	◇安全率1.4程度だが、主塔を補強しないという前提ではやむを得ない ★主塔の剛性をサドル部の滑りなど不確定要因が多く、正確な判断はし得ないが、最悪でも安全率1.4は保たれている」と考へてよい。
桃介橋コンクリート 補強工事 工事地設計書 (1993. 6)	◇主塔頂部のクラック → 主塔全体の腐蝕破壊の危険性 → 各種の補強 ★工事開始後になって新たに生じた問題点。				◇主塔頂部をエポキシ樹脂と炭素繊維で補強 ◇新素材として材料、塊の割裂という破壊モード、クラックを考慮する必要がある。

表-3 修復方針の変遷 (b) 主ケーブル・アンカレッジ

検討時点	検討内容	設計の数値			結論
		設計荷重	設計理論	作用力・応力	
検討予備検討 委員会 第1回委員会 (1991. 9)	◇安全性の検証 ★当初の検証は本主に正 しいか?			◇耐風索(旧)の引張線による ケーブル切斷張力の推定値 $T_1 = 266tf$ $T_2 = 266tf$ の半分以下 ◇安全率 $T_1/T_2 > 3$ を満たさない ◇主ケーブルの更新が必要	
検討予備 基本構想 事前の簡易検討 委員会 (1992. 2)	◇主ケーブルの安全性の 再検証 ★当初の検証は本主に正 しいか?	◇活荷重: 200kgf/m ² ◇死荷重(脚橋) ★死荷重は考えない。	◇簡易計算 (1スパン)	◇同上 ★唯一の実験値なので使わさ るを得ない(本主に、完全に 置きかえられていた耐風索の インディケーションは悪い)。	
検討予備 基本構想 検討書 (1992. 3)	◇主ケーブルの安全性の 再検証	◇活荷重 ★活荷重は考えない。	◇簡易計算 (1スパン)	◇同上	
検討予備 基本構想 検討書 (1992. 3)	◇アンカレッジの安全性 の検証	◇活荷重: 200kgf/m ² ◇死荷重(脚橋) ★「簡易検討」の数値		◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.3$ を満たさない ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第2回委員会 (1992. 4. 24)	◇主ケーブルの保残線の検討 ★旧ケーブルの本数(上〜4本) のいずれにせよ、「荷重=新 ケーブル」というのが大前提。			◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.3$ を満たさない ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第2回委員会 検討書 (1992. 8. 5)	◇主ケーブルの保残線の検討 ★主ケーブルの本数(上〜4本) のいずれにせよ、「荷重=新 ケーブル」というのが大前提。	◇活荷重: 200kgf/m ² ◇死荷重(脚橋) ★「簡易検討」の数値	◇T ₁ 、T ₂ の双方を提示	◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.3$ を満たさない ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第2回委員会 検討書 (1992. 8. 5)	◇主ケーブルの保残線の検討 ★主ケーブルの本数(上〜4本) のいずれにせよ、「荷重=新 ケーブル」というのが大前提。	◇活荷重: 200kgf/m ² ◇死荷重(脚橋) ★「簡易検討」の数値		◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.3$ を満たさない ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第2回委員会 検討書 (1992. 9)	◇「人数制限」を前提と した主ケーブルの設計 ★切戻りの詳細設計。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人) ◇死荷重	◇弾性理論 (2スパン)	◇安全率 $T_1/T_2 > 3$ を満たす ◇新ケーブルは十分に安全 ★切戻り時と同規格の主ケーブル は、現行の設計基準を満たす ことを確認。	
検討予備 活 荷重委員会 第3回委員会 (1992. 10. 1)	◇「人数制限」を前提と した主ケーブルの設計 ★切戻りの詳細設計。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人) ◇死荷重	◇同上	◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.4$ を満たす ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第3回委員会 (1992. 10. 1)	◇加副トラスの構造材断 面防錆のため、人数制 限を強化したことの影響	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人) ◇死荷重	◇同上	◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.4$ を満たす ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第3回委員会 (1992. 10. 1)	◇主ケーブルの保残線の検討 ★主ケーブルの本数(上〜4本) のいずれにせよ、「荷重=新 ケーブル」というのが大前提。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人) ◇死荷重	◇同上	◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.4$ を満たす ★安全率1.5が 望ましいが...	
検討予備 活 荷重委員会 第3回委員会 (1992. 10. 1)	◇主ケーブルの保残線の検討 ★主ケーブルの本数(上〜4本) のいずれにせよ、「荷重=新 ケーブル」というのが大前提。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人) ◇死荷重	◇同上	◇安全率 $R_1/2T_1 = 1.4$ を満たす ★安全率1.5が 望ましいが...	

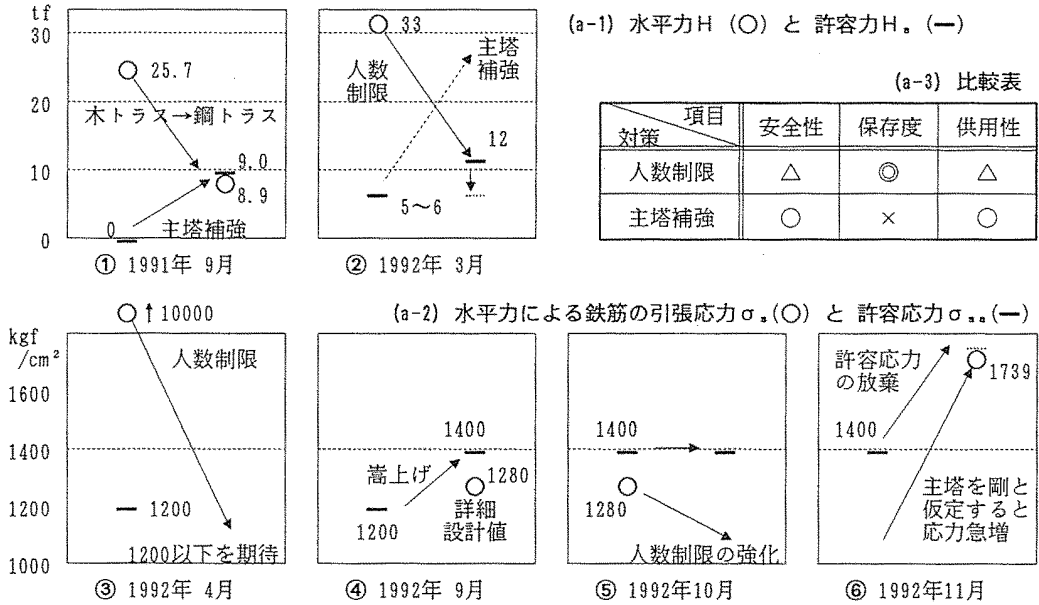
表-3 修復方針の変遷 (c) 補剛トラス

検討時点	検討内容	設計荷重	設計理論	設計の数値		結論
				作用力・応力	耐力・許容応力	
桃介橋親保存及び南木塔第一墩図作成業務(1990.12)	◇補剛トラスの鋼製化 ★初期の検証は本当に正しいか?	◇活荷重: 200kgf/m ² →人数制限(450人)	◇簡易計算(詳細不明) +Steinman	◇弦材の引張応力 $\sigma_{11} = 83 \text{ kgf/cm}^2$ ★鋼材のたけの巨大な応力が発生している。	◇II断面(300×213)の鋼部材の許容引張応力 $\sigma_{11} = 1288 \text{ kgf/cm}^2$ ★ $\sigma_{11} < \sigma_{11}^*$ を満たす	◇形状・細部構造を全て変更 桁材間隔: 3818mm→3500mm 主桁間隔: 3030mm→3000mm 主桁高さ: 2121mm→2000mm 床板: 木構造→R.C床板 ★文化庁の強い批判を招く。 ◇補剛トラスの安全性を確認 ◇木材の再利用は不可能
桃介橋基本構造事前の検証(1992.1)	◇補剛トラスの安全性の検証 ★当初の検証は本当に正しいか?	◇活荷重: 120kgf/m ² →人数制限(450人)	◇簡易計算(1スパン) +Steinman	◇弦材の引張応力 $\sigma_{11} = 124 \text{ kgf/cm}^2$ ★簡易計算にしても低すぎる値は無い。	◇国産材の許容引張応力を想定 $\sigma_{11} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ ★ $\sigma_{11} < \sigma_{11}^*$ を満たす。	◇補剛トラスの安全性を確認 ★補剛時の木製トラス補剛桁は、現行の設計基準を満たすことを確認。 ◇木材の再利用は不可能
桃介橋基本構造事前の検証(1992.3)	◇補剛トラスの安全性の検証 ★初期検証と照らしては妥当。	◇活荷重: 200kgf/m ²	◇弾性理論(1スパン) +Steinman	◇弦材の引張応力 $\sigma_{11} = 383 \text{ kgf/cm}^2$ ★初期検証と照らしては妥当。	◇国産材の許容引張応力 $\sigma_{11} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ ◇引張が生ずるとホゾが外れる ★垂直材(鋼棒)で圧縮力が導入されているか、荷重の状況により引張力が生ずる。	◇補剛トラスの安全性を確認 ★補剛時の木製トラス補剛桁は、現行の設計基準を満たすことを確認。 ◇木材の再利用は不可能 ◇鋼材と木材の添接部の構造変更が必要
桃介橋保存・活用検討委員会第2回委員会(1992.4.24)	◇補剛トラスの構造(形式・材質)の検討 ★鋼材と木材の添接部の構造は、落下しはハウトラスの抱える根本的な問題であり、補修の跡が各所に見られ、このまま正転に復元しても早晚同様の欠陥が頻発する。					◇木部は全て消耗品であり新材に交換する(材質は変更可) ★維持管理上大きな欠陥のある「腐食材」にボング材を用いることが承認された。 ◇鋼材と木材の添接部: ホゾ穴結合 → 何らかの方式で緊結 ★不合理であることが歴史的に証明されていく。かつ、不合理の程度が後年の維持管理に支障をきたすとは重大な場合には構造変更が許される」という明確な判断。
桃介橋保存・活用検討委員会第2回委員会(1992.8.5)	◇補剛トラスの上弦材の許容圧縮応力不足の検討 ★鋼材に構造上の問題があり(角度、本数)、横倒れ座屈の可能性が高い。					◇抗風材の増設と鋼材の金具による緊結を並用 ★この時点では、主梁の設計で導入された300人の人数制限の強化は念頭になかった。
桃介橋詳細設計設計書(1992.9)	◇「人数制限」を前提とした補剛トラスの設計(主梁の設計で許入) ★初めての詳細設計。	◇活荷重: 80kgf/m ² →人数制限(300人)	◇弾性理論(2スパン) +Steinman ★線形弾性理論による照合を行う。	◇上弦材の引張応力 $\sigma_{11} = 41 \text{ kgf/cm}^2$ ◇上弦材の圧縮応力 $\sigma_{33} = 34 \text{ kgf/cm}^2$ ◇垂直材の引張応力 $\sigma_{11} = 301 \text{ kgf/cm}^2$ ◇鋼材と木材の添接部材力: $N = 1.39 \text{ tf}$	◇上弦材の許容応力 $\sigma_{11} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ ★ $\sigma_{11} < \sigma_{11}^*$ を満たす ◇抗風材は3パネルに1ヶ所 ◇鋼棒の許容引張応力 $\sigma_{11} = 1400 \text{ kgf/cm}^2$ ◇引張が生ずるとホゾが外れる ★垂直材による圧縮力の導入の効率は少ない。	◇底風材を2パネルに1ヶ所で設計 ★ $\sigma_{33} = 34 \text{ kgf/cm}^2$ となり $\sigma_{33} = \sigma_{33}^*$ でOK。 ◇許容応力 $\sigma_{11} < \sigma_{11}^*$ を満たす ◇ $\sigma_{11} < \sigma_{11}^*$ を満たす ◇構造変更に基づいた設計
桃介橋保存・活用検討委員会第3回委員会(1992.10.1)	◇補剛トラスの上弦材の許容圧縮応力不足の検討 ★鋼材に構造上の問題があり(角度、本数)、横倒れ座屈の可能性が高い。 ◇上下弦材の継手部の上部カバナー ★水が浸透し腐食を早めている。					◇人数制限の強化を決定: 300人 → 150人(当初案) ~ 200人(南木塔の要望) ★人数制限の増設は橋そのもの外観を一変させる恐れがあるので否決。 ★鋼材と木材の添接部の構造は、補修による緊結は了承。 ★鋼材と木材の添接部の構造は、鋼材と木材の添接部には新たに鋼製金具を導入した。 ★上下弦材の継手部の上部カバナー
桃介橋詳細設計設計書(1992.10)	◇補剛トラスの横倒れ座屈防止策としての「人数制限」の効果 ★理屈を付けた。	◇活荷重: 50kgf/m ² →人数制限(200人)	◇線形弾性理論(2スパン)	◇上弦材の圧縮応力 $\sigma_{33} = 15.7 \text{ kgf/cm}^2$ ★曲げモーメント $M = 14.96 \text{ tf}\cdot\text{m}$	◇上弦材の許容圧縮応力 $\sigma_{33} = 16.4 \text{ kgf/cm}^2$ ★ $\sigma_{33} < \sigma_{33}^*$ を満たす ★ $M < M_r$ でOK	◇人数制限200人を入れれば横倒れ座屈に対応できる

表一3 修復方針の変遷 (d) 吊桁・床組

検討時点	検討内容	設計の数値			結論
		設計荷重	設計理論	作用力・応力	
構介紹 基本構造 事前の簡易検討 (1992.2)	◇吊桁の安全性の検証	◇活荷重: 300kgf/m ² ◇死荷重 (概略)	◇吊桁の曲げ応力 $\sigma_{b1} = 39\text{kgf/cm}^2$ ★初期推定値としては妥当。	◇許容応力 $\sigma_{b1} = 90\text{kgf/cm}^2$ を越たさない。	◇吊材に国産材は不適 ★現行制案でも吊材には曲げ 破壊が多く発生している。
	◇床板の安全性の検討	◇ハイヒールのような 特異な集中荷重はない。 ★計算には乗らない。			◇板厚20mmは不可 (当初設計は50mmだが、後年 の修復で一部用いられた) ★木構造の専門家の意見。
構介紹 基本構造検討書 (1992.3)	◇吊桁の安全性の検証	◇活荷重: 300kgf/m ² ◇死荷重 (概略)	◇吊桁の曲げ応力 $\sigma_{b1} = 110\text{kgf/cm}^2$	◇許容応力 $\sigma_{b1} = 90\text{kgf/cm}^2$ を越たさない。	◇吊材に国産材は不適 ★現行制案でも吊材には曲げ 破壊が多く発生している。
	◇床組の安全性の検証	◇活荷重: 500kgf/m ² ★死荷重計算の煩雑さ と、重量計算のため、活荷 重を割り増す。	◇床板: $\sigma_{b1} = 17\text{kgf/cm}^2$ 床柱: $\sigma_{b1} = 38\text{kgf/cm}^2$ 縦桁: $\sigma_{b1} = 23\text{kgf/cm}^2$ ★ σ_{b1} よりかなり大きい。	◇許容応力 $\sigma_{b1} = 90\text{kgf/cm}^2$ を越たす	◇床材は国産材でよい ★作用力の推定値は過大だが、 安全余裕裕は大きいため、結論 には影響しなかった。
構介紹保存・活 用検討委員会 第2回委員会 (1992.4.24)	◇吊桁の材質、吊索その他の取付け方法の改善についての検討 ★土木系以外の専門家を発注して、維持管理を配慮した 構造改善案を出した。				◇吊桁にボンゴジ材を使用 ◇吊桁への吊索、耐風支索の取付け部に、構造変更を含めた改善案の導入。 ★吊桁の床組を優先し、構造変更が了承された。補剛トラスの構造変更と並んで、 枕角部固定の大きな柱の一つ。
	◇床組の構造、線桁の固定方法、軌条の固定について、の検討 ★土木系以外の専門家を発注して、より合理的な構造案を出して しまった(一部)。				◇床組の構造は、床板→吊桁→線桁→吊桁の4層構造を復元 ★合理化のための構造変更(3層構造化)などでもない。木材の配置(本数・位 置)も不変。 ◇線桁の吊桁への固定はボルト結合をL型の鋼製金具による固定に変更 ★吊桁の床組を優先し、構造変更が了承された。 ◇軌条(工事用トラック用のレール)の復元をする代わりに、軌条部分の床板にボンゴ ジ材を使用し、位置を明示 ★レールが劣化すると通行の妨げとなる。ボンゴジ材は淡色、床板は淡色なので、レール らしさを何とか表現できるのではないかと。
構介紹詳細設計 検討書 (1992.9)	◇吊桁の設計	◇活荷重: 300kgf/m ² ◇死荷重	◇吊桁の曲げ応力 $\sigma_{b1} = 111\text{kgf/cm}^2$	◇許容応力 $\sigma_{b1} = 250\text{kgf/cm}^2$ を越たす	◇吊材はボンゴジ材で設計 ★安全余裕裕はかなり大きい。
	◇床組の設計		◇床板: $\sigma_{b1} = 2\text{kgf/cm}^2$ 床柱: $\sigma_{b1} = 6\text{kgf/cm}^2$ 縦桁: $\sigma_{b1} = 16\text{kgf/cm}^2$	◇ヒノキ・アスヒ材の許容曲げ 応力(同前) $\sigma_{b1} = 90\text{kgf/cm}^2$ を越たす	◇床材はヒノキ・アスヒ材で設 計 ★安全余裕裕は非常に大きい。
構介紹保存・活 用検討委員会 第3回委員会 (1992.10.1)	◇修復方針の確認 ★詳細設計後も、特に問題なし。				◇吊桁への耐風支索の取付け部の構造確認

図-1 耐力照査の推移 (a) 中央主塔



50kgf/m² (偏載で200人) の荷重では、25.7tfの4分の1の6.4tfとなり、それならば補剛トラスの鋼製化案など出るよしもなかった。

図-1 (a-1) の右図 (②1992年3月) は、第2回委員会での討議に間に合わせるべく、大急ぎの簡略計算で大まかな方針案が作られたときのものである。そこでは、コンクリート試験結果から推定される圧縮強度を用いて水平耐力が5~6tfと推定され、一方ケーブル水平力は33tfと見積もられている。第2回委員会に対するたたき台として、33tfに耐えるよう補強する (点線の矢印) ための比較案として、Λ型の鋼ラーメンや塔に沿った立体トラスなど3種類の案が作られた。一方、主塔補強の対案として人数制限案も用意され、そこでは、80kgf/m² (偏載で300人) に減らすことで作用力が33tf→12tfと下がり、さらに、将来設計理論をより詳細なものに替えていくことで、作用力が5~6tfまで下がるであろうと結論付けている。こうして、主塔補強、人数制限のどちらでもクリアできることを示し、後は委員会の裁断に委ねることとなった。

事後的に分析すると、33tfという推定値はさまざまな評価を受ける。表-3 (a) では、設計荷重が一定ではないため、全て活荷重200kgf/m²に換算すると、1992年9月の詳細設計における水平力は16.8tf、同年11月の詳細設計・補遺では31.5tfを算定していることになる。同一の主塔なのに、作用力には16.8~33tfもの差が生じてしまっている。①の25.7tfや②の33tfという推定値は、簡略計算として1スパンだけをとって計算したことにより得られたもの、これに対し16.8tfという低い値は、2径間吊橋という特性を加味した線形撓度理論による推定値、最後の補遺の31.5tfは、線形撓度理論で主塔を柔構造と扱っているのが現実的でないとして主塔=剛構造と仮定して再計算したものである。主塔が剛で、かつ、ケーブルの滑りがないとすれば、1径間計算の結果 (33tf) と2径間計算の結果 (31.5tf) が似てくるのは当たり前である。全て有限要素で分割して正確な数値解析を行えば、16.8tf~31.5tfの間の数値になるのであろう。ただし、もしそうした計算が最初から行われていて、もしその数値が31.5tfに近いものであったら、当初考えていた80kgf/m² (300人) 程度の人数制限では、作用力を5~6tfの水準に下げることが無理で、30kgf/m² (100人) 程度の強力な人数制限を要求されたことであろう。その場合、町政側から反対意見が出されたことは必須で (150~200人が限界線)、「主塔の補強を含む案」が採用されていたかもしれない。

図-1(a-2)のシリーズでは、縦軸を鉄筋の引張応力とした。すなわち、コンクリートの圧縮ではなく鉄筋の引張によって安全性が規定されるようになった。図-1(a-2)の最左図(③1992年4月)は、前記②の提言を受けて、第2回委員会人数制限を決定した時のもの。主塔の鉄筋のかぶりを非破壊検査から大き目に150mmと推定したのを受け、鉄筋の許容引張応力を 1200kgf/cm^2 と算定し、それを下回るまで活荷重(人数)を減らすことを決めたのである。

図-1(a-2)の中央左図(④1992年9月)は、詳細設計の内容である。活荷重 80kgf/m^2 (300人)に対し、2径間(+2側径間)吊橋に対する弾性理論から鉄筋の引張応力として 1280kgf/cm^2 を得たが、先に算定した許容応力の 1200kgf/cm^2 を上回ってしまった。そこで、主塔の鉄筋のかぶりを100mmに減らし、新たに 1400kgf/cm^2 という許容応力値を誘導した。これにより、第2回委員会における既定方針である「主塔は補強しない」「人数制限は300人」という条件をクリアしたのである。ここに見られる許容応力値の「見直し」は恣意的なようにも見えるが、許容応力設計の概念に含まれる何重もの安全率のことを考えれば、荷重上限が決まっている桃介橋の場合、特に問題はなかろう。土木文化財の修復ということで、文化財関係者に安全性や維持・管理について特例的な配慮を期待する以上、土木技術者の側でも柔軟な発想を心掛けていくべきであろう。

図-1(a-2)の中央右図(⑤1992年10月)は、④の詳細設計を受けての第3回委員会決定である。その際、表-3(c)でも触れたように、補剛トラスの横倒れ座屈の可能性という新たな問題が生じ、それを回避するため委員会ではさらなる人数制限(300人→200人)が決められた。⑤では、活荷重減により作用応力も減った状況が示されている。

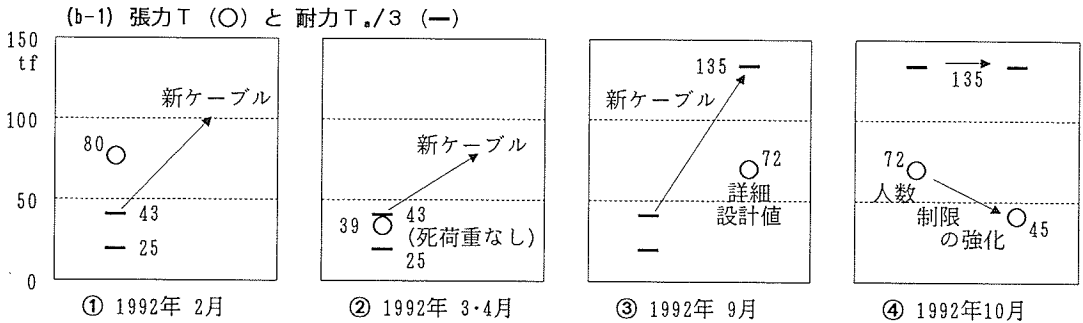
図-1(a-2)の最右図(⑥1992年11月)は、前述した詳細設計・補遺による検討結果を示している。水平力が $16.8\text{tf} \rightarrow 31.5\text{tf}$ へと倍増したため、応力的にも 1280kgf/cm^2 (300人) $\rightarrow 1739\text{kgf/cm}^2$ (200人)へと、人数制限が強化されたにもかかわらず1.5倍に増加するという事態を招いた($1400 < 1739$ となり、NO)。そのため、許容応力の代わりに降伏応力 2400kgf/cm^2 を持ち出してきて、「安全率が 1.38 ($2400/1739=1.38$)なのでOK」という極限設計的な論法で、「主塔の無補強」「人数制限200人」を貫いた。こうした考え方は、許容応力設計を否定するもので、ご都合主義のようにも受け取れるが、荷重が200人を超えないという桃介橋の特殊事情を汲み、「最も危険側の推定でも安全率1.38は確保されている」と読み直せば、安全上特に問題はなかろう。ただ、先にも触れたように、最終段階に至っての検討なので「辻妻合せ」で解決したが、当初段階からこうした推定値が示されていたら、別の桃介橋が生まれていたことであろう。

最後に、図-1(a-3)は、主塔の修復方針を決定するにあたり、「人数制限」と「主塔補強」の両極案がどのような観点から評価されたかを示すものである。そして、最終的には、「供用性=橋の機能保持(主塔補強なら○)」より「文化財としての保存度(人数制限なら◎)」が選択された。

(2) 主ケーブル

主ケーブルについては、第2回委員会の前に2通りの簡略計算が実施された。図-1(a-1)の最左図(①1992年2月)はその最初のもの、図-1(a-1)の中央左図(②1992年3・4月)はその1ヶ月後のものである。いずれの図も、2つの耐力(一)が示されている(43tf と 25tf)。これらの推定値は、破断落下していた耐風索の引張試験値 76tf と 130tf を、安全率3をとって3分の1にしたものである。主ケーブルは耐風索ほど腐食が進んでいないため正確な推定値とは言いがたいが、現橋の主ケーブルを切断する訳にもいかず、唯一の貴重な判断材料として使わざるを得ない。ここに、ケーブル作用力の推定値が 25tf を下回っていれば安全と判断することができる。結果は、①でケーブル作用力 80tf 、②で 39tf となった。後者が小さいのは死荷重が入っていないためである。いずれにせよ、耐力 25tf を大幅に上回っており、旧ケーブルでは絶対に危険であることを示している。両者がもう少し接近していれば旧ケーブルにもある程度荷重を持たせた残置策が検討されたかもしれないが、旧ケーブルがこれほど弱いことがケーブルの全面更新を促す遠因となった。

図-1 耐力照査の推移 (b) 主ケーブル



(b-2) 比較表

主ケーブル 構成		形態保持	文化財のあり方	経年安全性	アンカー保全
新材	旧材残置				
4本	ゼロ	◎	×	◎	○
2本	2本	○	△	○	×
1～2本	4本	×	◎	○	×

図-1 (a-1)の中央右図(③1992年9月)は、詳細設計に該当する。ケーブル作用力は①80tf→③72tfに下がり、一方新ケーブルの耐力が135tf(公称引張強さ404tfの3分の1)なので、安全性は十二分に確保できるという結果となった。作用力の推定精度という点では、①80tfは200kgf/m²に対応した推定値、③72tfは80kgf/m²に対応した推定値なので、80tfと72tfは表面上似ているかのように見えて、実は全く違っている。もし、①80tfが80kgf/m²で計算されていれば、80tf→32tfに大幅ダウンとなる。特に、第3回委員会で人数制限が強化された④(1992年10月)の50kgf/m²で計算すれば、80tf→20tfまで低下する。もし、第2回委員会の時点(3月)で人数制限が強く謳われ、委員会の席上出されていた「200kgf/m²で80tf」という推定値が直接見直され、「80kgf/m²なら32tf」「50kgf/m²なら20tf」という数字が一人歩きしていたらどうなっていたであろう。後者の場合、旧ケーブルの耐力25tfを下回っており、「それなら人数制限200人で旧ケーブル全面保存だ」という案が誕生していたかもしれない。ところが、実際には、詳細設計によれば、「80kgf/m²で72tf」「50kgf/m²で45tf」となり、主ケーブルの残置は非現実的であり、当初の決定は正しかった。つまり、当初(①)の80tfという算定値は、とんでもない過小評価(③72tfという数値は活荷重200kgf/m²なら180tf!に相当する)にもかかわらず、人数制限を主塔とだけ結び付けていた怠慢から、偶然にも「誤推定」に結び付かなかった。

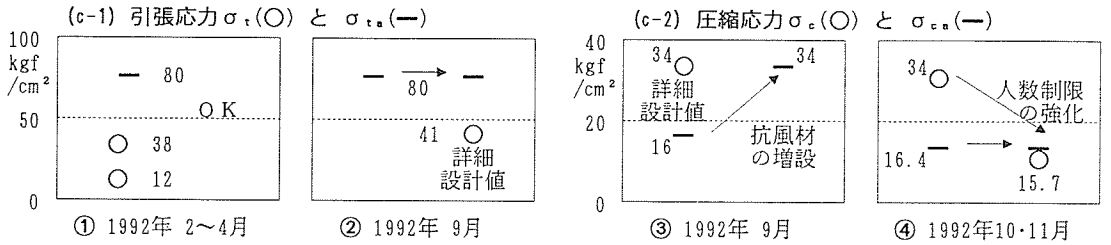
最後に、図-1 (b-2)は、旧ケーブルの残置本数の優劣を示したもので、「文化財としての現物保存(残置4本なら◎)」より「経年的な安全性(残置ゼロなら◎)」「アンカーの保全(残置ゼロなら○)」が重視された格好となっている。

(3) 補剛トラス(上弦材)

補剛トラスは、第2回委員会の段階では引張に対するチェックだけが行われ(図-1 (c-1))、第3回委員会になって、圧縮に対する対抗策を打ち出さざるを得なくなる((c-2))という失態を演じた。複雑な設計計算を短時間のうちに済ますことはできないとはいえ、ポニートラスの座屈安定性を直感として見抜けなかった点、土木技術者側に瑕疵がなかったとは言えない。

図-1 (c-1)の左図(①1992年2～4月)は、第2回委員会に至るまでの予備検討の内容を示す。上弦材の引張応力の推定値として、予備計算1では12kgf/cm²(活荷重120kgf/m²)、予備計算2では38kgf/cm²(活

図-1 耐力照査の推移



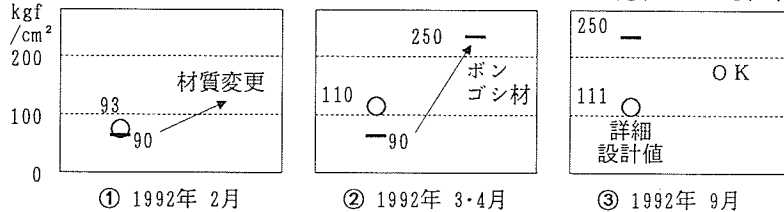
(c-3) 比較表

対策	項目	
	供用性	構造変更
人数制限の強化	×	◎
抗風材の増設	○	×

対策	項目		
	構造保全	材質保全	耐久性
ボンゴシ材	△	×	◎
国産材	×	◎	×

(d-2) 比較表

図-1 耐力照査の推移 (d) 吊桁



荷重 $200\text{kgf}/\text{m}^2$)を得ている。前者は、活荷重の違いを考慮しても異常に低い推定値であり、共に国産の新材の許容引張応力の $80\text{kgf}/\text{cm}^2$ を下回ったから良かったようなものの、同時期に行われた計算にこれだけ差があるのは好まい姿ではない(幸い、第2回委員会では前者の推定値のみ人目に触れた)。

図-1(c-1)の右図(②1992年9月)には、詳細設計の結果が示されている。すなわち、上弦材の引張応力の推定値として、 $41\text{kgf}/\text{cm}^2$ (活荷重 $80\text{kgf}/\text{m}^2$)を得ている。図上の比較では、①の38と②の41とでぴったり合っているかのように見えるが、活荷重が $200 \rightarrow 80\text{kgf}/\text{m}^2$ となっていることを考えれば、①の38という推定値はもっとずっと大きくなってしかるべきであった。この差は、①が1径間吊橋としての計算法、②が2径間吊橋としての計算法を採用しているという違いによるが、仮定の違いがこれほどの差を生むとは、当初の段階では誰も認識していなかった。

図-1(c-2)の左図(③1992年9月)は、詳細設計の段階で判明した「補剛トラスに横倒れ座屈の危険がある」という計算結果と、それを回避するための案を示したものである。上弦材の圧縮応力は、抗風材間隔が3パネルに1ヶ所という構造では、人数制限後の活荷重 $80\text{kgf}/\text{m}^2$ に対しても $34\text{kgf}/\text{cm}^2$ に達し、許容圧縮応力 $16.4\text{kgf}/\text{cm}^2$ の倍以上の値となっている。そのため、詳細設計では、抗風材間隔を2パネルに1ヶ所とすることで(許容圧縮応力が $34\text{kgf}/\text{cm}^2$ に増大する)回避する案を示した。

ところが、この案は第3回委員会で否決される。図-1(c-2)の右図(④1992年10・11月)では、抗風材間隔の増加という「構造変更」ではなく、人数制限の強化($80 \rightarrow 50\text{kgf}/\text{m}^2$)により安全性を確保しようとした状況が示されている。委員会の決定を踏まえて11月に出された詳細設計・補遺によれば、圧縮応力は③ $34 \rightarrow$ ④ $15.7\text{kgf}/\text{cm}^2$ と半減し、許容圧縮応力 $16.4\text{kgf}/\text{cm}^2$ を下回ることが保証された。

最後に、図-1(c-3)は、人数制限の強化か構造変更かの選択について説明したもので、主塔の時と同様に、「供用性=橋の機能保持(構造変更なら○)」より「保存度(人数制限なら◎)」が選ばれたことを示している。

(4) 吊桁

図-1 (d-1) の左側の2図 (①1992年2月, ②1992年3・4月) は、第2回委員会に至るまでの予備検討の内容を示している。吊桁などの床組は、一律活荷重 $300\text{kgf}/\text{m}^2$ に対して計算されるので、これまでのように人数制限の違いによる数値の混同はあり得ない。従って、吊桁の曲げ応力推定値も、① $93\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、② $110\text{kgf}/\text{cm}^2$ (詳細設計段階では $111\text{kgf}/\text{cm}^2$) と非常に精度が良い。これに対し、国産材の許容曲げ応力は $90\text{kgf}/\text{cm}^2$ であり、いずれの場合も許容応力を上回る。その結果、第2回委員会では、「吊桁を国産材で再現しても、いずれ構造上の問題が生ずる」として、ボンゴシ材の導入に踏み切ったが、その初期決定が正しいものであったことを示している (最右図③)。

最後に、図-1 (d-2) は、吊桁の材質の優劣を示したもので、「材質の保全 (国産材なら◎)」より「維持・管理のための耐久性 (ボンゴシ材なら◎)」を選択した経緯を示している。

4. 結 論

土木文化財として修復・復元の方法論をきっちり討議した初めてのケースである桃介橋について、「桃介橋保存・活用検討特別委員会」で使われた全資料を分析し、特に「力学的な推定値 (の誤り) が復元方針に与える影響」という観点から再整理を行った。主塔、主ケーブル、補剛トラス、吊桁の4つの構造体について、結論だけを簡単に述べると、つぎのように事後評価できる。

- (1) 吊橋のモデル化の方法によって、主塔の安全性の照査に係わる水平力の推定値がこれほどバラつくとは予想しなかった。当初の推定値は低目だったので、「主塔は無補強」のまま人数制限を導入する方針が確立した。後になって、推定値は2度にわたり上昇したが、その都度、安全照査の方法を替えることで何とかすり抜けた。結果的には、主塔が完全保存され、人数制限も妥当なレベルに収まった。
- (2) (1)と同様、ケーブル張力の推定値も大きくバラついた。当初の推定値は低目だったが、主塔の方に注意が向いていたため、旧ケーブル残置の可能性には誰も気付かず、旧ケーブルの全撤去が決定された。後になって、推定値は上昇し、旧ケーブル残置の可能性が消えた。結果的には、旧ケーブルの全撤去という方針は正しかった。
- (3) 補剛トラスの応力推定値も、当初過小であった。しかし、許容引張応力の方がはるかに大きかったため、全く影響を与えなかった。一方、圧縮 (座屈安定性) については当初チェックを忘れていて、後で、設計条件の変更を強いられた。
- (4) 吊桁の応力計算にはモデル化の影響がないので、最初から最後まで安定した推定値を与えた。従って、吊桁の「ボンゴシ化」の決定は、いつの段階でも妥当であった。

以上、(4)を除いていずれも問題があったものの、幸い、最終的には最もベストな選択肢を採っていたことが判明した。そして、力学的に精緻なバランスの上に造られた土木構造物では、修復・復元のための安全照査を行う場合、数値解析の近似度にも十分配慮することが土木技術者の責務であるという教訓を残した。

参 考 文 献

- 1) 後藤和満, 石塚喬康, 尾崎健博, 馬場俊介: 「桃介橋—文化財としての修復・復元」, 土木史研究 (12), 1992, pp. 213-225
- 2) 馬場俊介: 「近代土木遺産と桃介橋」, 橋梁 (29), 1993, pp. 40-45
- 3) 馬場俊介: 「復元された桃介橋—文化財を前提として修復を行った初の試み」, 土木学会誌 (78), 1993, pp. 10-13
- 4) 南木曾町: 『桃介橋保存・活用検討特別委員会資料一式』, 1992
- 5) 南木曾町: 『南木曾町誌・通史編』
- 6) 長野県: 『第一種公文編冊 三冊ノ内式』, 1922
- 7) 有吉天川, 出口啓輔: 『流れとともに—石川榮次郎伝』, 輿論時代社, 1955