支点状態を考慮した既設鋼鈑桁橋の簡易健全度評価に関する一考察

A Study on Simply Health Evaluation of the Existing Steel Composite Girder Bridge Considering Shoe Condition

岩崎 正二*, 出戸 秀明 **, 兼子 清***, 宮本 裕*, ○上野 大介**** Shoji IWASAKI, Hideaki DETO, Kiyoshi KANEKO, Yutaka MIYAMOTO, Daisuke UWANO

- ** 工博 岩手大学助教授 工学部建設環境工学科 (〒020-8551 盛岡市上田 4-3-5)
- *** 東亜技研(株) (〒020-0834 盛岡市永井 15 地割 66-7)

ABSTRACT A new update of the existing bridge is difficult because of the reduction of the budget of the central government finance by an economic long slump. It is important to be going to attempt making of the existing bridge long-lived with an appropriate of maintenance in the future. Therefore, it is necessary to develop the simple investigation technology to be enforceable of the health evaluation of the deteriorated bridge in year of passing promptly and easily. The purpose of this paper is to propose the technique for simply health evaluation by using the measurement strain and the measurement natural frequency for the existing steel composite girder bridge that movable shoe is restricted and doesn't move horizontally.

Key Words: Steel Composite Girder Bridge, Natural Frequency, Horizontal Shoe Reaction, Strain, Two-Dimensional Elastic Theory キーワード: 合成鋼鈑桁橋, 固有振動数, 水平支承反力, ひずみ, 2次元弾性論

1. まえがき

経済情勢の変化に伴う国、地方自治体の公共事 業縮小のため、既設橋梁の新規更新は難しくなり、 適切な維持管理によっていかにその長寿命化を図 るかが課題となっている。そのためには、既存橋 梁の健全度評価を、迅速、低廉で行う簡易調査技 術の開発が必要である。このような社会的背景か ら(社)岩手県土木技術センター共同研究会では、 平成 11 年度より岩手県内の架設後年数のかなり 経過した単純活荷重合成鋼鈑桁橋を対象に実橋載 荷試験を行い、発生する実応力の実態把握に努め てきた。岩手県内の6橋で実施した実橋載荷試験 結果 ¹⁾より、ほとんどの試験橋梁で支承の老朽化 などのため可動支点が拘束されて水平支承反力が 発生していることが分かった²⁾。またその影響に より固有振動数も変動することも分かった。著者 らは、それらの結果に基づき支点拘束を考慮した 既設鋼鈑桁の計測・評価手法の提案^{3),4)}を行ってき た。本論文の目的は、可動支承が拘束された既設 鋼鈑桁橋に対して実測ひずみと実測固有振動数を

用いて簡易的に健全度評価を行う手法の提案であ る。本研究では、岩手県紫波町にある2連単純合 成鋼鈑桁橋において、20tfトラックを用いた実橋 載荷試験を実施した。それらの試験結果より、提 案手法を用いて試験橋梁の簡易健全度評価を行い、 提案手法の妥当性を検討した。また、下部構造を 含めた全体系モデルによる応力解析を行い、それ らの計算結果と試験結果を比較検討することによ り、下部工が支点拘束を有する2連単純合成鋼鈑 桁橋の動的挙動にどのような影響を与えるか検討 した。なお、本論文で用いる健全度とは、主に主 桁の耐力に関する性能を満足する程度を表してい る。

2. 既設合成鋼鈑桁橋の簡易健全度評価法

2.1 支点拘束を有する鋼鈑桁の水平支承反力推定

前述したように著者らが岩手県内で実施したト ラック車両を用いた実橋載荷試験では、ほとんど の試験橋梁で鋼製支承の老朽化・機能不全などの ため可動支承が移動拘束されて水平支承反力が発

^{*} 工博 岩手大学教授 工学部建設環境工学科 (〒020-8551 盛岡市上田 4-3-5)

生していた。可動支承が可動していないことは、 目視点検あるいは支承部の水平変位を計測するこ とにより容易に確認可能である。そのような橋の 健全度評価を行うためには,最初に水平支承反力 を推定する必要がある。本節では、静的載荷試験 により生ずる支点近傍の下フランジの実測ひずみ 値を用いて水平支承反力を逆算する手法について 述べる。水平支承反力の推定法には梁理論と2次 元弾性論を用いる二つの算定法を考えた。梁理論 を用いる方法は、図-1 に示す支点から0 /8 点(0: 支間長)の主桁下フランジの実測ひずみを梁理論 式(1)に代入して水平支承反力を求める方法であ る。なお、ひずみ計測点は梁理論が成立する範囲 内であれば、0/8点以外でもかまわない。ただし、 支点から離れるに従いひずみゲージ設置のための 足場が必要になる。



図-1 支点拘束を有する鋼鈑桁の水平支承反力

$$P = \frac{E_s I}{y^2 + r^2} \left(\frac{My}{E_s I} - \varepsilon\right) \quad \cdot \quad \cdot \quad (1)$$

ここで,

P:水平支承反力(KN),

ε: l /8 点のひずみ実測値(l は支間長を表す), M:20tfトラック支間中央載荷時の

単純梁の0 /8 点の計算曲げモーメント(KN・m), E_s:鋼桁のヤング係数(2×10⁸KN/m²), I:合成鋼鈑桁の断面二次モーメント(m⁴), y:中立軸と桁下フランジ下面までの距離(m), r:断面二次半径(m)

もう一つの水平支承反力推定法は、主桁下フラ ンジの支点近傍実測ひずみを2次元弾性論から誘 導した理論式(2)に代入して求める方法である。推 定式の誘導にあたっては、支点近傍を図-2に示す ようにモデル化し、半無限扇形板の縁端に集中荷 重を受ける応力式に、下フランジと垂直補剛材の 効果を考慮して理論式を求めている。式誘導の詳 細については,文献5),6)を参考にしてほしい。な お式(2)中のrは支点からの距離であり,式(1) 中の断面2次半径を表すrではない。

$$P = a(r)\varepsilon(r) + b(r)R \quad \cdot \quad \cdot \quad (2)$$

$$\sum \sum \varepsilon, \qquad E A A.$$

$$a(r) = -\frac{2a_{3} \cdot 4^{1} \cdot 2^{2}}{A_{1} \sin^{2} \alpha_{1} + A_{2} \cos^{2} \alpha_{1}}$$

$$b(r) = \frac{(A_{1} - A_{2}) \sin \alpha_{1} \cos \alpha_{1}}{A_{1} \sin^{2} \alpha_{1} + A_{2} \cos^{2} \alpha_{1}}$$

$$A_{1}(r) = rt_{1} \left\{ \alpha_{0} + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_{1} + \sin 2\alpha_{2}) \right\}$$

$$+ B_{2}t_{2} \cos^{2} \alpha_{1} + B_{3}t_{3} \cos^{2} \alpha_{1}$$

$$A_{2}(r) = rt_{1} \left\{ \alpha_{0} - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_{1} + \sin 2\alpha_{2}) \right\}$$

$$+ B_{2}t_{2}\alpha_{1} \sin \alpha_{1} + B_{3}t_{3} \frac{\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_{1}\right)^{2}}{\alpha_{1}} \sin \alpha_{1}$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} + \sin^{-1} \frac{l'}{r} \right) , \quad \alpha_1 = \frac{2rt_1 \alpha_0^2 + B_3 t_3 \frac{\pi}{2}}{2rt_1 \alpha_0 + B_2 t_2 + B_3 t_3}$$

$$\alpha_2 = 2\alpha_0 - \alpha_1$$

ε (r):支点から r cm 離れた点の

下フランジの実測ひずみ,

R:鉛直支承反力(KN),

E_s:鋼桁のヤング係数(2×10⁸KN/m²), r:支点からの距離(m), t₁:ウェブの厚さ(m), B₂, t₂:下フランジの幅(m), 厚さ(m), B₃, t₃:垂直補剛材の幅(m), 厚さ(m),

Q ':桁端部のはねだし長さ(m)



図-2 支点付近のモデル化

2.2 支点拘束率の導入

既設鋼鈑桁において可動支点が完全に水平移

動拘束された状態は、ピン・ピン支持の梁と考えることができる。そのとき、両支点に生じる水平支承反力 P₀は、以下の手順で求めることができる。

支点がピン・ローラー状態の単純梁に死荷重に よる曲げモーメント M_x が作用しているときの単 純梁下端の軸方向の伸び $\Delta \ell_1$ は次式で表される。

$$\Delta \ell_1 = \int_0^\ell \frac{M_x y}{E_s I} dx \quad \cdot \quad \cdot \quad (3)$$

次に、水平支承反力 P が桁下フランジに作用した時の軸方向の伸び Δ ℓ₂ は、次式のようになる。

$$\Delta \ell_2 = Pk \int_0^\ell \frac{y^2 + r^2}{E_s I} dx \quad \cdot \quad \cdot \quad (4)$$

ここで、k は支点近傍の局部ひずみによる補正係数 で、およそ1.03~1.07の値となる。

従って、支点がピン・ピン状態の水平支承反力 P_0 は、 $\Delta \ell_1 = \Delta \ell_2$ (P=P₀)の関係より式(5)のように求めること ができる。

$$P_0 = \frac{\int_0^{\iota} \frac{M_x y}{E_s I} dx}{k \int_0^{\iota} \frac{y^2 + r^2}{E_s I} dx} \quad \cdot \quad \cdot \quad (5)$$

変断面桁の場合は、式(5)を数値積分して $P_0 \varepsilon$ 求める。もし、平均断面二次モーメントを用いて 等断面桁に置き換えると、 ω の等分布荷重が作用 した場合、 P_0 は次式のようになる

$$P_0 = \frac{\omega \ell^2 y}{12k(y^2 + r^2)} \quad \cdot \quad \cdot \quad (6)$$

従って支点の拘束状態は、水平支承反力を P と すると P/P₀で表すことができる。この P/P₀を α と おいて支点拘束率とする。ただし、明らかに支承 が錆びついて目視上固定とみなせる場合でも、橋 脚等の下部構造が上部構造によって動く場合には、 支点拘束率は見かけ上減少する場合がある。

$$\alpha = P / P_0 \quad \cdot \quad \cdot \quad (7)$$

2.3 支点拘束を有する鋼鈑桁の基本固有振動数

本研究で用いる解析手法は、「架設後年数が経 過した鋼製支承を有する既設鋼鈑桁橋は、可動支 承の水平移動機能が低下し、設計時よりも可動支 点が拘束されている」という前提のもとに、桁理 論より算出した固有振動数と実測固有振動数とを 一致させることにより、可動支点部の支点拘束率 と鋼鈑桁橋の経年劣化の状態を同時に判定する方 法である。そのためには、支点拘束を有する鋼鈑 桁の基本曲げ固有振動数の近似式を求めなければ ならない。近似式は「重力の方向に振動する質量-ばね系の固有振動数は重力による静的たわみの平 方根に逆比例する」⁷⁾という考え方を用いて誘導 する。なお本論文の経年劣化とは、主桁の全長あ るいは一部の剛性低下、主に床版の剛性低下を考 えている。

まず単純支持等断面桁(ピン・ローラー支持)の、 自重だけが作用した場合の曲げ一次固有振動数 f_0 は,死荷重のたわみの公式を用いて次式のように 表せる。

$$f_0 = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{E_s Ig}{\omega}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\left(\frac{5g}{384}\right) \frac{1}{\delta_0}} \quad \cdot \quad \cdot \quad (8)$$

ここで,

ℓ:支間長(m),
 E_s:鋼桁のヤング係数(KN/m²),
 I:合成鋼鈑桁の断面二次モーメント(m⁴),
 g:重力加速度,ω:桁の死荷重(KN/m),
 δ₀:死荷重による桁中央のたわみ

次に、支点拘束を有する桁(ピン・ピン支持)の曲 げ一次固有振動数は、式(8)中の δ_0 のかわりに支 点拘束を有する桁の中央たわみ δ を代入すること で求められる。支点拘束を有する桁の中央たわみ は、単純支持桁の死荷重による中央たわみ δ_0 から、 図-3に示す支点拘束によって生じる水平支承反力 P_0 による上向きの中央たわみ δ_p を差引くことに よって求めることができる。 すなわち、

$$\delta = \delta_0 - \delta_p = \delta_0 \left(1 - 0.8\beta / k \right) \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot (9)$$

ここで, β = y²/(y²+r²), y:中立軸から桁下端までの距離(m), r:断面二次半径(m)

従って支点拘束を有する桁(ピン・ピン支持)の 固有振動数 f_pは次式のようになる。

$$f_p = f_0 \sqrt{\frac{1}{1 - 0.8\beta/k}} \cdot \cdot \cdot (10)$$



図-3 支点拘束を有する合成鋼鈑桁

なお、式(10)中の $0.8 \beta / k$ は支点拘束によって生 じる水平反力 P_0 によるたわみ δ_p の δ_0 に対する 割合である。これに前節で定義した支点拘束率 α を乗ずると α に応じたたわみの割合が求められ, 支点拘束率 α のときの曲げ一次固有振動数 f が求 められる。よって、支点拘束率 α を有する既設鋼 鈑桁橋の曲げ一次固有振動数は次式のようになる。

$$f = f_0 \sqrt{\frac{1}{1 - 0.8\beta \alpha / k}} \ (0 \le \alpha \le 1) \cdot \cdot \cdot (11)$$

2.4 支点状態を考慮した簡易健全度評価法の提案

本論文の健全度診断は、通常の目視点検に加え て主桁の耐荷力性能に着目して簡易な実橋載荷試 験を実施して架設時に主桁が有していた耐力(あ るいは剛性)が、経年劣化により現状でどの程度減 少しているか評価する方法である。したがって支 点が正しく機能しているとき、鋼桁と床版コンク リートの弾性係数比の変化により、各主桁の劣化 度を大枠評価することができるが、支点拘束が生 じている場合には、支点状態を正しく考慮しない と正確な耐荷力判定は出来ない。本節では 2.1~ 2.3節の流れを整理して、次のような簡易健全度評 価法を提案する。図-1に示すように活荷重合成鋼 鈑桁橋に加速度計とひずみ計を設置して計量済み の20tfトラック1台を支間中央に静的に載荷した り、走行させたりして計測を実施する。この計測 方法は、平成15年に(社)岩手県土木技術センター が発表⁸⁾した「既設鋼鈑桁橋の計測・評価マニュ アル(案)」の中の一次計測(簡易計測)に対応してい る。それらの実測ひずみ結果を用いて最初に水平 支承反力を推定する。水平支承反力Pを推定する 方法としては2つある。1つ目は0/8点(梁理論の 成立する範囲なら他の点でもよい)の実測ひずみ から梁理論式によって水平支承反力を算定する方 法である。もう1つの方法は支点近傍の実測ひず みを2次元弾性論式に代入して求める方法である。 その際支点近傍のひずみ計は2箇所必要である。 支点から30cmの位置(ただしソールプレート前面 から10cm以上離す)と60cm以上120cm以内の橋 座内作業可能な所に設置する。次に梁理論式から 桁下フランジの伸び(支承はピン・ローラーの状 態)とその伸びを抑える水平支承反力 $P_0(支承はピ$ ン・ピンの状態)を算定すると、支承の拘束状態を $<math>P/P_0$ で表すことができる。この $P/P_0(0 \le \alpha \le 1)$ をα とおいて支点拘束率とする。支点拘束率αが求ま れば、提案式(11)より支承の拘束状態を考慮した 第一次固有振動数fが求められる。この計算値 f が実測加速度波形から求めた第一次固有振動数の 値に収束するように、合成鋼鈑桁橋のヤング係数 比 n と支点拘率αを同時に算定する方法である。

健全度評価のための劣化判定は、実測加速度波 形から求めた曲げ一次固有振動数fと本手法で推 定した支点拘束率αと鋼鈑桁のヤング係数比nを 用いて総合的に判断する。劣化判定基準の詳細に ついては、文献4)を参照してほしい。前述したマ ニュアル(案)の計測・評価フローでは一次計測(簡 易計測)を行い、支点拘束や経年劣化が有る場合に は、二次計測(詳細計測)を行うようになっている。 また、実橋載荷試験の前に目視点検を実施してお り、大きな損傷(建設省が制定した「橋梁点検要領 (案)」の判定区分I)がある場合には、直接補修・ 補強を行うという流れになっている。

3. 実橋載荷試験

本節では、今回実施した実橋載荷試験の概要と 試験結果について述べる。本論文で提案している 簡易健全度評価法では、既設合成鋼鈑桁橋の健全 度把握を迅速・低廉で行うことを目的としている ため、支点近傍のひずみと地覆上における加速度 のみの必要最小点の計測となっている。しかし、 今回行った実橋載荷試験では、それらの点以外に も桁全体にわたって測定点を設け詳細な計測を行 っている。すなわち、対象橋梁の実応力を正確に 把握し、簡易的な評価法で得られた結果を照査す るためである。

3.1 対象橋梁と試験概要

図-4 に示す試験対象橋梁である下梅田橋は、岩 手県紫波町に1982年3月に竣工し経過年数24年、 支間長27.74m、桁高1.5mの二等橋(TL-14)である。 主桁は3本、上部工形式は2連単純活荷重合成鋼 鈑桁橋である。今回の載荷試験では1径間につい て静的載荷試験⁹⁾と動的載荷試験¹⁰⁾(車両走行試 験)を実施した。

静ひずみ測定では、図-5 に示すように各桁の下 フランジの両支点と両支点より 300,600,1200mm 離れた点及び支間の1/2、3/8、1/4、1/8の点に橋 軸方向にひずみゲージを貼り、桁全長にわたって 計測を行った。また、支点近傍ウェブの詳細なひ ずみデータの採取を目的として、G1桁の可動側の ウェブ15箇所に図-6に示すように橋軸方向にひ ずみゲージを設置した。

載荷重は 20tf トラックを 2 台用意し耳桁(G1、 G3 桁)や中桁(G2 桁)に最大応力が生じるように幅 員方向に位置を変えて、トラックの後方どうしを 突き合わせる形で直列載荷した。1 台による単独 載荷の場合は、トラック後輪の前タイヤが支間中 央に一致するように載荷させた。





図-7 動的載荷試験の計測機器設置図

動的載荷試験(車両走行試験)における測定は、 図-7に示すように地覆の1/2点、各主桁の1/2点 の下フランジに加速度計を設置するとともに、各 主桁の1/2点の下フランジに垂直に変位計を設置 して行った。また、各主桁の支点近傍(支点から 30cmの点)の動的ひずみも測定した。車両走行試 験では、試験車両の20tトラックを耳桁及び中桁 上に10km/h及び20km/hで各2回走行させた。

3.2 試験結果と考察

(1) 静的載荷試験

静的載荷試験結果の一例として、20tfトラック 2台をG1桁側の支間中央に直列載荷した場合を取 り上げる。



図-8 主桁下フランジの実測ひずみ分布





図-8は、下フランジの橋軸方向の実測ひずみ分

布を各桁ごとに描いて比較したものである。すべ ての桁で両支点からℓ/8までの区間で圧縮ひずみ が生じており、最大ひずみは支間中央の引張ひず みより大きな値となっている。このようなひずみ 分布は、両端固定桁に生じるひずみ分布と同じで あることから、下梅田橋では可動支承が拘束され て軸方向に水平反力が発生している状態と考える ことができる。可動支点の水平変位も、各桁の値 を平均すると0.02mmしかなかった。

図-9は、G1桁の可動支点近傍ウェブの桁高方向 の実測ひずみ分布を、可動支点から30、60、120cm 離れた点上で比較したものである。下フランジで は、支点に近づく程大きな圧縮ひずみが生じてい るが、ウェブ上では、支点から60cm離れた点で桁 高方向に大きな圧縮ひずみが計測されている。図 より支点近傍では梁理論とは異なるひずみ分布と なっていることが分かる。









図-10は、G1桁の下フランジ橋軸方向のひずみ分 布についてFEM解析値と実測値を比較したもので ある。FEM解析では、上部工のみをモデル化し、 主桁と水平・垂直補剛材をシェル要素、床版をソ リッド要素、横構・対傾構を梁要素を用いて3次元 でモデル化している。解析上の支承条件としては、 固定支承側をピン、可動支承側をローラー

(Fix-Mov) またはピン (Fix-Fix) でモデル化す る場合を取り上げた。さらにピン・ローラー支承 条件において、ひずみの実測分布に一致するよう に、任意の水平支承反力をローラー支承側に作用 させるケース (Fix-Mov+水平支承反力) も解析 した。このケースを導入することで、例えば橋脚 変形により支承が相対的に水平移動を起こす場合 も解析可能となる。

図-10より下梅田橋の下フランジの実測ひずみ 分布は、支承条件がFix-FixとFix-Movの場合のFEM 解析値の中間的な性状を示した。水平支承反力を 作用させたFEM解析結果は、支点付近で若干誤差が あるものの実測値に極めて良く近似している。こ こで、Fix-Fix状態でFEM解析した場合の支点には、 224.5kNの水平支承反力が生じた。一方、ひずみ 実測値に一致させるためには122.8kNの水平支承 反力を必要とした。従って、Fix-Fix状態の支点拘 束率を1.0とすると下梅田橋の支点拘束率は、約 0.55と考えることができる。

また、図-11に示すように可動支点近傍ウェブの 桁高方向のひずみ分布においても、水平支承反力 を作用させたFEM解析結果は実測値とよく合って いるように思われる。

(2) 動的載荷試験

支間中央の主桁下フランジに設置した加速度 計より得られた応答加速度データからFFT方式に よりパワースペクトルを算出し、卓越固有振動数 により動的特性を評価した。代表例として走行車 両が 20km/h・耳桁走行時の応答加速度波形を図 -12 に示し、図-13・図-14 にはそれぞれ車両走行 中・退出後のパワースペクトル図を示す。パワー スペクトル図によると卓越固有振動数は 3.22Hz、 4.69Hz であるが、走行車両による影響が少ない車 両退出後に 3.22Hz が減少しているので 3.22Hz は 車両の影響によるものと考えられる。よって、曲 げ振動に関する基本固有振動数は4.69Hzとなる。 なお、本論文で提案している簡易健全度評価手法 における加速度計測では、支間中央地覆上に加速 度計を設置して計測する。本実験による地覆上の 加速度計から得られた実測固有振動数は下フラン ジに設置した加速度計より得られた値と同様の結 果となった。

次に、3 次元 FEM プログラム(ANSYS)を用いて、 支点拘束条件が Fix-Mov(固定-可動)、Fix-Fix(固定 -固定)の 2 ケースについて固有振動解析を行い、 基本固有振動数の解析値を実測結果と比較した。





図-15 支点条件による支間長と基本固有振動数

3 次元 FEM 解析値は支承条件が Fix-Mov の場合 で 3.58Hz、Fix-Fix の場合で 5.56Hz となり、実測 値は Fix-Mov の場合と Fix-Fix の場合の FEM 解析

値の中間の値となった。図-15 は、単純鋼鈑桁橋 の支点拘束が有る場合(Fix-Fix)と無い場合 (Fix-Mov)の支間長と基本固有振動数の関係⁸⁾を示 したものである。なお、鋼桁と床版コンクリート のヤング係数比は n=10.5 を用いている。本研究で 得られた実測結果と解析結果が図中に示されてい るが、妥当な結果が得られていると思われる。同 橋梁において行われた静的載荷試験では、可動支 承の水平変位は、ほとんどゼロに近い値が得られ た。それに対して同時に測定した橋脚上端の水平 変位は極めて大きな値が得られた。これらのこと から、下梅田橋の実測固有振動数は可動支承が十 分に機能していないため、Fix-Mov 時の基本固有 振動数より高くなった。しかし、可動支点が橋脚 と一体になって動くため、Fix-Fix 時の基本固有振 動数の値までは上らなかったものと考えられる。 これらの考察については5節において後述する。

次に、変位計により得られた各桁 1/2 点の動的 最大変位を、静的変位と比較することにより動的 応答倍率(衝撃係数)を求めた。結果を表-1 に示す。 道路橋示方書に示される衝撃係数は以下の式で表 される。

$$i = \frac{20}{50 + L}$$
 (L:支間長,i:衝撃係数)・・・(12)

• •

下梅田橋(L=27.74m)の場合、0.257 となる。たわみ による動的応答倍率は全平均で 0.295 となり、道 路橋示方書に示される衝撃係数より大きい値を示 した。しかし、10km/h・20km/h について動的応答 倍率の各平均を見れば、0.247・0.343 となり、下 梅田橋の動的応答倍率は車両速度の影響が大きい ことが分かった。

表-1 動的応答倍率

走行状態	速度	動的応答倍率				
	(km/h)	G1	G2	G3	平均	
G1桁走行	9.9	0.217	0.239	0.309	0.255	0. 250
	8.6	0. 221	0.233	0. 281	0.245	
	18.3	0. 288	0.315	0.380	0.328	0. 348
	18.3	0.343	0.352	0.409	0.368	
G2桁走行	9.4	0. 265	0.247	0. 180	0.231	0. 244
	9.2	0.267	0.258	0.246	0.257	
	17.7	0. 408	0.396	0.339	0.381	0. 338
	18.3	0.355	0.297	0. 232	0.295	

4. 簡易健全度評価法の適用例

3.1 で述べたように平成 17 年 11 月に岩手県紫 波町の下梅田橋(単純活荷重合成鋼鈑桁橋,支間長 27.74m, TL-14, 架設年次:昭和57年)で実施した 静的載荷試験から図-16 に示す 20tf ダンプトラッ ク1台を支間中央中桁に載荷したケースを解析対 象とする。また、解析に必要な実測基本曲げ一次 固有振動数は、20tf ダンプトラック1 台を 20km/h で中桁走行させた場合の応力加速度から求めた。 計測器は静ひずみ計を支点近傍では 0.30, 0.60, 1.20m と0 /8 点=3.468m の位置に、加速度計は支

間中央地覆上に1個ずつ両側に配置した。表-2に 実測値と解析結果を示す。実測ひずみ値は静的載 荷試験結果であり、固有振動数は車両退出後の第 一次固有振動数である。

ヤング係数比nの値を仮定しながら固有振動数 計算値が実測固有振動数に一致するようにケース 1では式(1),(7),(11)の計算を繰り返す。ケース2で は(2),(7),(11)の計算を繰り返す。図-17は、ケース 1におけるヤング係数比 n の変化に伴う支点拘束 率αの変化を示したものである。図中の実線は式 (1)より求めた支点拘束率-ヤング係数比の関係で あり、点線は式(11)より求めた支点拘束率-ヤング 係数比の関係式である。両曲線が交わる点が対象 橋梁の支点拘束率とヤング係数比となる。図-17 から分かるように、ヤング係数比nが大きくなる 場合(床版が剛性低下する場合)、支点拘束率の変 化は、実測ひずみの値よりも実測固有振動数の値 の方が感度がよいように思われる。それぞれのケ ースにおける固有振動数の計算値は, n=9.8.(α =0.59),n=9.2,(α=0.568)の場合に実測固有振動数の 値 4.69Hz とほぼ一致した。両ケースの解析結果よ り下梅田橋の支点拘束率はα=0.57~0.6、ヤング 係数比は n=9~10、基本固有振動数は f=4.69Hz と なり、これらの値から総合的に健全度を評価した。 前述したマニュアル(案)8の劣化判定基準に従う と可動支承が拘束されている場合は、実測基本固 有振動数が以下の式を満たす場合は経年劣化が生 じている可能性が高いと判定している。

 $f < 0.85 \times 56L^{-0.76} \cdot \cdot \cdot (13)$

ここで、f:実測基本曲げ固有振動数(Hz)

L:支間長(m)

本橋の場合、式(13)を満足しないので健全度は 高いものと判断される。なお、式(13)の判定式の 誘導過程については、参考文献4)に詳しく述べら れている。

次に、目視点検の結果より、鋼主桁に腐食や損 傷が見られないのでヤング係数比 n=9~10 の解析

結果は、設計でのヤング係数比 n=7 と比較すると 床版コンクリートに経年劣化の可能性が有ると判 断される。しかし、そのように判断すると固有振 動数による診断と矛盾するようである。今回の3 次元 FEM 解析モデルでは、n=10.5 で解析結果と 実測値がよく一致した。目視点検結果からも、床 版コンクリートには、ひび割れ等の劣化・損傷は 見られなかった。また、著者らが以前実施した新 設橋の実橋載荷試験においても、n=10.5を用いた 3次元 FEM 解析結果が実測値と一致した。このよ うに設計でのヤング係数比nは実橋梁の初期状態 のnと一致するとは限らないので、設計で用いる nと本手法で推定したnにどの程度の差があれば、 経年劣化と判定できるかなど劣化基準について今 後検討が必要と思われる。合成鋼鈑桁橋のヤング 係数比の推定値による劣化判定条件については、 現段階ではnが10.5より高くなった場合に経年劣 化が生じている可能性が高いと判定する。



実測値と解析結果 表-2



図-17 ヤング係数比nの変化に伴う 支点拘束率の変化(ケース1の場合)

ヤング係数比n

5. 既設 2 連鋼鈑桁橋の動的挙動に及ぼす下部工 の影響について

5.1 車両走行試験結果

車両走行試験を実施する下梅田橋は、図-18 に 示すように支間長 2@27.74m,橋長 56.68mの 2 連 単純活荷重合成鋼鈑桁橋(3 本主桁)である。



図-18 下梅田橋側面図

車両走行試験では、20tfトラックを耳桁及び中 桁上に A1 橋台側から A2 橋台側に 10km/h 及び 20km/h で走行させ、3 主桁すべてに対して変位、ひ ずみ、振動加速度の応答波形を測定した。



図-19 動的変位(20km/h·中桁走行·中桁 1/2 地点)

変位計により得られた動的変位の代表例として、 20tトラックが20km/hで中桁上を走行した場合の、 中桁 1/2 点の変位を図-19 に示す。試験開始から 2.95 秒後に車両が橋上に進入、8.21 秒後に退出し た。本来であれば、車両退出後の変位は0mmに なるはずだが、実際には車両退出後に正の変位が 表れた。これは、他径間の車両走行時に可動支承 の拘束により橋脚を介して計測径間の支承に水平 反力が生じたためと考えられる。なお、同時に行 われた静的載荷試験においても橋脚に水平変位が 生じることを確認している。これらの結果より、 下梅田橋は支点拘束のため各径間が橋脚を介して 互いに影響を及ぼし合う橋梁であると思われる。



図-20 可動支点動ひずみと固定支点動ひずみの 比較図

図-20 は,20tf の試験車両が橋面中央を走行した 時の,耳桁(G1 桁)の固定及び可動支点近傍(支点か ら 30cm の点)の動的ひずみの時刻歴応答曲線を示 したものである。図より応答曲線は可動支承の支 点拘束のため二つの山を持ち試験車両が測定径間 を通過して隣接径間を走行した際にも,本来生じ るはずのない圧縮ひずみが計測されている。

5.2 下部構造の変形を考慮した水平支承反力の 推定法

水平支承反力の影響が下部構造までおよんでい ることが動的載荷試験結果から判明した。これは 図-18 に示すように、試験車両が第1径間(試験橋) を通過して第2径間に載ったとき、第2径間で生 じた水平支承反力が中間橋脚を変形させて第1径 間に伝達しているものと考えられる。

次に図-21 に示すような下部構造を含めた全体 系モデルを考え,各径間の主桁下フランジの伸び と、橋脚・橋台の下部構造上端の水平変位の適合 条件から支承に発生する水平反力を求める応力法 的な解析手法を提案する。

動的載荷試験では、ダンプトラック(試験車両) が桁上を走行するので、厳密な応答値を得るため には、構造物の慣性力等を考慮した動的応答解析 が必要である。本論文では、簡単に水平支承反力 を得るため、トラック1台を3点荷重に置き換え、 その荷重を移動させながら、静的に応力解析を行 う準静的解析を採用した。

トラック車両が第1径間に載荷され水平支承反 カ X_1 が発生したときの第一径間の桁の下フラン ジの伸び ΔL_1 は,式(14)のようになる。



図-21 応力法の解析モデル

$$\Delta L_1 = \gamma A - \eta X_1 \quad \cdot \quad \cdot \quad (14)$$

$$\gamma = y^{2}L/E_{s}I \qquad , A = mM_{0}/y$$
$$\eta = (\gamma + \frac{r^{2}L}{E_{s}I})\kappa$$

M₀:単純梁としたときの 最大曲げモーメント(N·m),

m:弾性荷重の形状による係数,

- y:中立軸から下フランジまでの距離(m),
- L:支間長(m), E_s:鋼の弾性係数(N/m²),
- I:上部工の断面二次モーメント(m⁴),

r :断面二次半径(m),

κ:支点近傍の局部ひずみなどによる補正係数

第二径間には支承に水平反力 X_2 のみしか作用していないので,第二径間の桁の下フランジの伸び ΔL_2 は,

 $\Delta L_2 = \eta X_2 \qquad \cdot \cdot \cdot (15)$

下部構造を軸方向力Vと水平荷重Xを受ける片持 梁と考えると,左側橋台,中央橋脚,右側橋台の上端 変位δ₁,δ₂,δ₃は以下のようになる。¹¹⁾

$$\delta_{1} = \frac{X_{1}}{V_{1}K_{1}} (\tan k_{1}h_{1} - k_{1}h_{1}) = \eta_{1}X_{1} \cdot \cdot (16)$$

$$X_{1} - X_{2}$$

$$\delta_2 = \frac{X_1 - X_2}{V_2 K_2} (\tan k_2 h_2 - k_2 h_2)$$

= $\eta_2 (X_1 - X_2) \cdot \cdot \cdot (17)$

$$\delta_3 = \frac{X_2}{V_3 K_3} (\tan k_3 h_3 - k_3 h_3) = \eta_3 X_2 \cdot \cdot \cdot (18)$$

ここで,

- δ_i:下部構造上端の水平変位(m), X_i:i径間の支承に作用する水平支承反力(N),
- V_i:i支承に作用する鉛直反力(N),
- h_i:下部構造の高さ(m),
- I_i:下部構造の断面二次モーメント(m⁴),
- $E_c: 下部構造の弾性係数(N/m²), k_i: \sqrt{V_i / E_c I_i}$

第一径間の適合条件から,

$$\Delta L_1 = \delta_1 + \delta_2 \qquad \cdot \cdot \cdot (19)$$

第二径間の適合条件より,

$$\Delta L_2 = \delta_2 - \delta_3 \qquad \cdot \cdot \cdot (20)$$

式(14),(15),(16),(17),(18)を式(19),(20)に代入して連 立して解くと,X₁,X₂は次式のようになる。

$$X_{1} = \frac{\gamma / \eta_{2}}{\{(\eta + \eta_{1} + \eta_{2}) / \eta_{2}\} - \{\eta_{2} / (\eta + \eta_{2} + \eta_{3})\}} A$$

•••(21)

$$X_{2} = \frac{\eta_{2}}{\eta + \eta_{2} + \eta_{3}} X_{1} \qquad \cdot \cdot (22)$$

従って、この場合の第1径間の支点拘束率αは以下の式で表せる。

$$\alpha = \frac{\eta/\eta_2}{\{(\eta + \eta_1 + \eta_2)/\eta_2\} - \{\eta_2/(\eta + \eta_2 + \eta_3)\}} \quad (23)$$

第一径間主桁の任意点のひずみ εは,

$$\varepsilon = \frac{My}{E_s I} - \frac{X_1(y^2 + r^2)}{E_s I} \qquad \cdot \cdot (24)$$

ここで、M は単純梁としたときの任意点の曲げモ ーメントを表す。

5.3 解析結果と実測値の比較検討

計算に用いる諸数値を整理すると、図-22 のようになる。なお、本手法では上部構造と下部構造 は等断面梁としてモデル化している。

トラックの載荷位置を1径間から2径間にわた って変化させると図-22中の V_1 、 V_2 、 V_3 、m、 M_0 の値がその載荷位置により変化し、そのときに発 生する X_1 、 X_2 の値を計算することができる。



図-22 解析モデルの計算条件

図-23 は,20tf の試験車両が時速 20km/h で橋面 中央を走行した場合の,耳桁(G1 桁)での可動支点 近傍の動的ひずみの数値解析結果と実測結果を比 較した図である。



図-23 可動支点動ひずみの解析結果と 実測結果の比較図

図より応力法による数値解析結果は,全体的に実 測応答曲線の上限値に良く近似しているようであ る。精度確認のため図-22 に示す荷重状態で橋脚 上端の水平変位 δ_2 を計算すると 0.374mm となり, 実測値の 0.384mm に近い値になった。

このように、可動支承が完全拘束に近い既設鋼 鈑桁橋でも、本橋のように中間に橋脚を有する 2 径間の橋梁形式である場合には、支点拘束率は式 (23)より求めることが可能となる。その結果は 0.562 となり、簡易健全度評価手法より得られた支 点拘束率の値とほぼ一致した。



実測結果の比較図

図-24 は同じ試験での耳桁支間中央の動的たわ みの解析結果を実測結果と比較したものである。 計測径間走行時では,応力法による解析結果は実 測結果に比べやや大きめの値になっているが,隣 接径間走行時では,実測結果とほぼ一致する結果 となった。本手法は,今後さらに改善していく予定 であるが,中間に橋脚を有する2径間単純合成鋼鈑 桁橋の応力状態を明らかにする有効な手法である と思われる。

6. まとめ

本論文では、支点拘束を有するという既設鋼鈑 桁橋の特長を生かし、支点近傍ひずみと固有振動 数の実測値を用いた健全度評価手法を提案した。 本論文の提案式は既設橋梁の力学的現状把握を迅 速・低廉で行うことを目的としているため、梁理 論や二次元弾性論に基づく近似式となっている。 近似式では誤差が問題となるが、本解析結果と FEM 解析結果を照査したところ、支点拘束率、ヤ ング係数比ともに 7%以内の誤差に収まり、簡易 な提案式でも十分有効であることが明らかになっ た。

次に、2 径間単純活荷重合成鋼鈑桁橋のトラッ ク車両走行時のたわみや応力の応答を、上部構造 に下部構造を含めた橋全体系モデルを用いて応力 解析を行い、実測値に近い応力状態を再現するこ とができた。これにより既設2連鋼鈑桁橋のトラ ック車両走行時の動的挙動に下部構造(主に橋脚) の変形が影響していることが明らかとなった。ま た、可動支承が完全拘束に近い既設鋼鈑桁橋でも、 本橋のように2 径間の橋梁形式である場合には、 下部構造の影響で支点拘束率が約 0.55~0.6 に下 がることが分かった。従って、数多くの2 径間単 純鋼鈑桁橋で本手法を適用し、この事実が正しい かどうか今後検討していきたい。

経済や社会情勢の変化に伴い既設の社会資本の 更新はより難しくなり、現有の橋梁をいかに長く 維持・管理していくかが問題となっている。岩手 県内でも、昭和55年前後に多数の橋梁が架設され たために、既設橋梁の健全度評価が急務となって いる。また、平成5年に道路橋示方書の設計自動 車荷重が20tfから25tfに改定されたのをうけて、 本手法を用いて既設橋梁の劣化度を定量的に評価 し、余剰耐力によりA及びB活荷重への対応が可 能かどうかの判定に利用できる。本提案手法は、 簡易計測により多数の橋梁を迅速・低廉で力学的 評価ができるため実用的である。特に、ケース 2 については仮設費低減の利点があるのが特徴であ る。

さて、今後の課題としては、本手法の実用性を 高めるため、多くの橋梁で本手法を適用し、橋梁 の健全度とヤング係数比nの関係を明らかにして いきたい。また、設計で用いるnが実橋梁の初期 状態のnと一致するとは限らないので、設計での nと本手法で推定したnにどの程度の差があれば、 経年劣化と判定できるか等劣化判定基準について さらなる検討が必要と思われる。なお、本論文の 実測固有振動数を用いた評価法により拾える劣化 レベルは、例えば完全支点拘束の場合においてヤ ング係数比が n=10 から n=15 に変化した場合、固 有振動数が 10%減少する程度である。その場合、 評価法が振動に着目しているので、評価重量の精 度や地覆や高欄などの剛性寄与などの影響を、ど のように評価すべきかも今後の課題と思われる。 さらに交通規制の必要ない通常交通下の実測値を 用いて健全度評価が可能かどうかも研究していき たい。また、支点拘束の影響を考えるときに、荷 重レベルが小さい場合、正常な状態の可動支承に おいても摩擦力が勝って固定状態になると考えら れる。固有振動数で健全度を判定しようとする場 合、常時微動的な微小振幅の範囲での固有振動数 を用いることも考えられるので、固有振動数を測 定する場合に振動レベルの問題(固有振動数の振 幅依存性)は避けて通れない課題と考えられる。

本論文を作成するに当たり、実橋載荷試験に協 力いただいた日本大学工学部五郎丸英博教授、 (社)岩手県土木技術センター研究員の皆様に心よ り御礼申し上げます。

なお、本研究は、平成17年度科学研究費補助金 (基盤研究(C),代表者:岩崎正二)から援助を受けま した。ここに記して謝意を表します。 【参考文献】

- 社団法人岩手県土木技術センター:道路橋設計 荷重の変更による既設橋梁上部工に及ぼす影
 響,第1回~5回共同研究報告書,1999.6~ 2003.6
- 2) 岩崎正二,出戸秀明,寺田晃,兼子清,村上功: 静的載荷試験に基づく既設鈑桁橋の静的耐荷 力算定に関する一考察,鋼構造年次論文報告集, 第8巻,pp.9-16,2000.11
- 新銀武, 岩崎正二, 出戸秀明, 宮本裕, 保憲一: 既設鋼鈑桁の計測・評価手法の提案, 鋼構造年次論文報告集, 第 12 巻, pp.371-378, 2004.11
- 新銀武, 岩崎正二, 出戸秀明, 宮本裕, 保憲一: 支点拘束を考慮した既設鋼鈑桁の計測・評価手 法の提案, 土木学会構造工学論文集, Vol.51A, pp.1081-1092, 2005.3
- 5) 岩崎正二, 出戸秀明, 宮本裕, 兼子清, 蘇武秀
- 文:2 次元弾性理論による既設鋼鈑桁橋の支点応
- 力解析, 鋼構造年次論文報告集, 第 11 巻,
- pp.503-510, 2003.11
- 6) 岩崎正二,出戸秀明,新銀武,兼子清,蘇武秀 文:2 次元弾性理論による既設鋼鈑桁橋の水平 支承反力推定,土木学会構造工学論文集, Vol.50A, pp.685-696, 2004.3
- 7)松平精:基礎振動学,現代工学社,昭和48年復 刻版
- 8) 社団法人岩手県土木技術センター: 既設鋼鈑桁 橋の計測・評価マニュアル(案), 2003.11
- 9)上野大介,橘芳明,黒墨秀行:静的載荷試験に 基づく下梅田橋の静的挙動特性について,土木 学会東北支部技術研究発表会講演概要,I-47, pp.108-109,2006.3
- 10) 熊谷清一,五郎丸英博,亀井亮:動的載荷試 験に基づく下梅田橋の動的特性評価,土木学会 東北支部技術研究発表会講演概要, I-48, pp.110-111,2006.3
- 11) 土木学会編:構造力学公式集, pp.182 (2006年9月11日受付)