

## 動的載荷試験に基づく既設合成鋼鉄桁橋の水平支承反力推定法

### Estimation Methods of Horizontal Shoe Reactions of the Existing Steel Composite Girder Bridge by Dynamic Loading Test

○岩崎 正二\* 出戸 秀明\*\* 五郎丸 英博\*\*\* 兼子 清 山村 浩一\*\*\*\*  
Shoji IWASAKI, Hideaki DETO, Hidehiro GOROUMARU, Kiyoshi KANEKO, Kouichi YAMAMURA

**ABSTRACT** On the Shoutoku Bridge in Iwate Prefecture, which is a simple steel composite plate girder bridge of two spans, when examination vehicle passed through the measurement span and ran the span of contiguity in dynamic loading test, compression strain and upward displacement were measured by the lower flange of the measurement section because of generation of horizontal shoe reactions. In this paper, it is shown that horizontal shoe reactions arise also during the run of examination truck similarly to static loading test and it presumed from quasi-static analysis of the whole bridge model which includes substructure for how much the value of the reaction becomes.

**Keywords:** 動的載荷試験, 合成鋼鉄桁橋, 水平支承反力

*Dynamic Loading Test, Steel Composite Girder Bridge, Horizontal Shoe Reaction*

#### 1. まえがき

近年の貨物輸送の増大や車両の大型化に対応し、平成5年の道路法一部改正により道路橋設計自動車荷重が、従来の20tfから25tfへと移行した。岩手県内の大部分の既設橋梁が20tf対応で設計されており、今後何らかの対策を講ずる必要がある。このような社会的背景から、社団法人岩手県土木技術センターが主催する共同研究では、既設橋梁の耐荷力評価と実態把握を目的として、平成11年から動的・静的実橋載荷試験を行っている。そのうち、岩手県雫石町に架設されている2径間単純合成鋼鉄桁橋の正徳橋では、動的載荷試験において試験車両が測定区間を通過して隣接径間を走行した際に、測定区間の下フランジで圧縮ひずみと上向きの変位が計測された。これは、主桁の変形が可動支承の摩擦抵抗により拘束されて軸方向に水平反力が発生し、この水平反力が下部構造を

介して隣接径間に伝達されたものと考えられる。昨年の鋼構造シンポジウムにおける静的載荷試験の報告<sup>1)</sup>では、正徳橋スパン中央でひずみの実測値が格子理論による計算値を大きく下回ることを確認している。一般的に、計算応力度と実応力度に隔たりがあることは周知の事実であり、単純合成I桁橋や単純非合成I桁橋の実応力比がほぼ0.6になることも報告<sup>2)</sup>されており、正徳橋の静的載荷試験においてもスパン中央の実応力比の平均は0.65であった。昨年の報告<sup>1)</sup>の中では、静的載荷試験によるひずみの実測値と計算値の違いに着目し、その原因として水平支承反力の影響を取り上げ検討した。本報告では、動的載荷試験における試験車両の走行中にも、同様に水平支承反力が生ずることを示すとともに、その値がどの程度になるのかを、下部構造を含めた橋全体のモデル化を行い、準静的解析から推定したので報告したい。

---

\* 工博 岩手大学 工学部建設環境工学科 助教授 (〒020-8551 盛岡市上田4-3-5)  
\*\* 工博 岩手大学 工学部建設環境工学科 講師 (〒020-8551 盛岡市上田4-3-5)  
\*\*\* 工博 日本大学 工学部土木工学科 助教授 (〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1)  
\*\*\*\* 土木技術コンサルタント (〒020-0835 盛岡市津志田20地割5-8)

2. 動的載荷試験概要と実測応答結果

するようにトラックを走行させている。

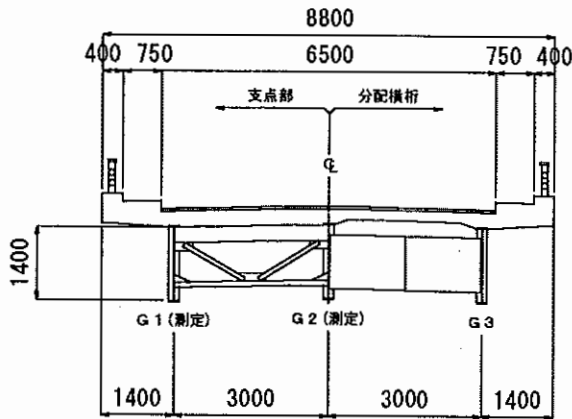


図-1 正徳橋断面図

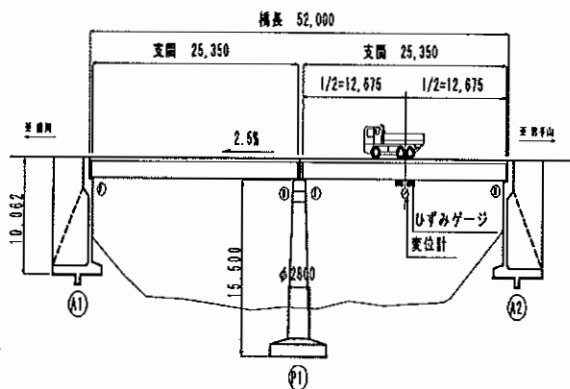


図-2 正徳橋側面図

車両走行による動的載荷試験を実施する対象橋梁は岩手県雫石町にある昭和45年竣工の鋼2径間単純合成鈹桁橋(正徳橋)、支間長2@25.35m、橋長52.00m、幅員8.00m、桁高1.40mで鉄筋コンクリート床版や主桁に損傷箇所が認められない健全な橋梁であった。橋格は一等橋(TL-20)であり、支承は鋼製線支承である。正徳橋の断面図と側面図をそれぞれ図-1、図-2に示す。

測定は、3主桁のうち耳桁・中桁の2つの主桁に対して行い、変位、ひずみ、振動加速度を測定した。測定器の設置位置は、変位計をスパン1/2点、ひずみ計をスパン1/2点の上下フランジ、加速度計をスパン1/2、1/4、1/8点の下フランジに設置した。試験は、20tfトラックと25tfトラックを1台ずつ用意し車両重量、走行位置、走行速度を変え、表-1に示す8ケースについてそれぞれ2回ずつ実施した。橋軸直角方向の載荷方法は、図-3に示すように中桁や耳桁に最大応力が発生

表-1 動的載荷試験試験ケース

①	20tf車 耳桁 20km/h 走行
②	25tf車 耳桁 20km/h 走行
③	20tf車 中桁 20km/h 走行
④	25tf車 中桁 20km/h 走行
⑤	20tf車 耳桁 40km/h 走行
⑥	25tf車 耳桁 40km/h 走行
⑦	20tf車 中桁 40km/h 走行
⑧	25tf車 中桁 40km/h 走行

応力度と変位の実測値の代表例として、ケース③の20tfの試験車両が時速20km/hで橋面中央部を走行した際の耳桁スパン中央での変位と応力度の応答結果をそれぞれ図-4、5に示す。図より試験車両が測定区間を通過して隣接径間を走行した際に、測定区間の下フランジで圧縮ひずみと上向きの変位が測定された。このような傾向は、他のすべてのケースで認められた。本論文では、このような現象が生じた原因として、水平支承反力の影響を取り上げ、その値がどの程度になるかを上部構造と下部構造を一体とした全体系のモデルを作成し、応力度と変位の2つの解析手法を用いて、それぞれ検討していくものである。

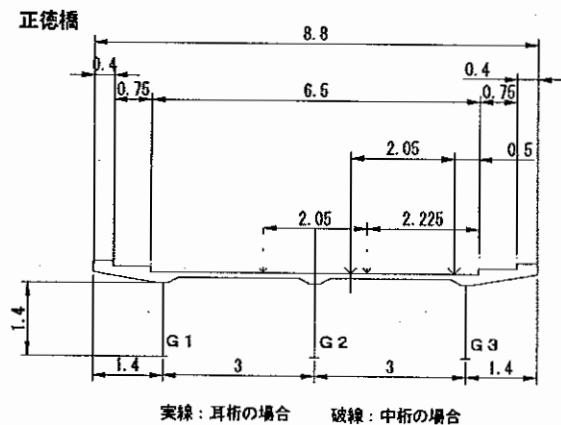


図-3 試験車両載荷位置図(単位:m)

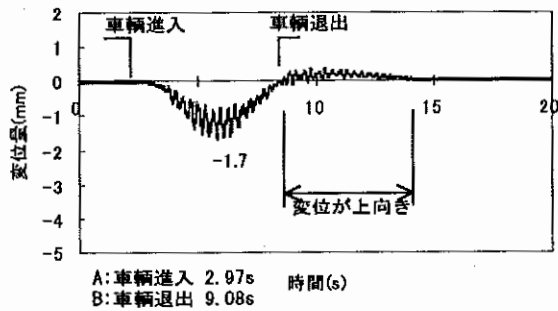


図-4 耳桁スパン中央での変位

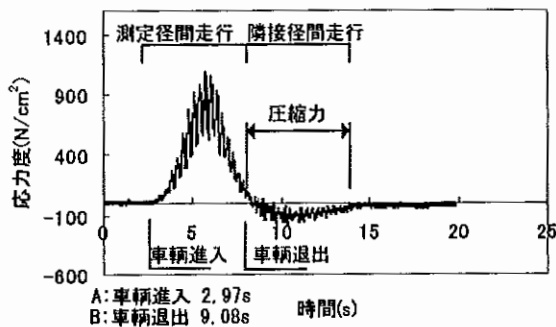


図-5 耳桁スパン中央での応力度

### 3. 下部構造の変形を考慮した支承水平反力の推定法

前述したように、支承水平反力の影響が下部構造までおよび、橋全体を変形させていることが動的載荷試験結果から判明した。これは図-6に示すように、試験車が第1径間(試験橋)を通過して第2径間に載ったとき、第1径間の下フランジに圧縮力が働いたこと、また変位(たわみ)が上向きになったことから第2径間のひずみ、たわみが下部構造を変形させて第1径間に力の伝達があったものと考えられる。

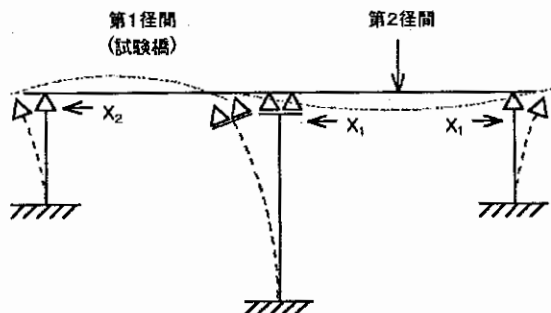


図-6 第2径間に車が載った時の変形図

次に、発生する水平支承反力を求めるために図-7に示すような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水平支承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。

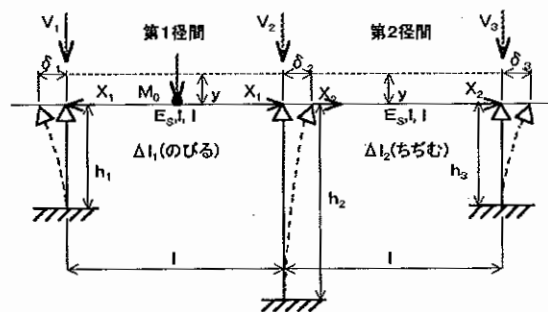


図-7 変形諸元図

トラック荷重が第1径間に載荷され、第1径間に $M_0$ の最大曲げモーメントが作用したときの、第1径間と第2径間のそれぞれの水平支承反力 $X_1$ 、 $X_2$ を算定する。第1径間の桁の下フランジの変形量は、次式で表される。

$$\Delta l_0 = \frac{mM_0 y l}{E_s I} \quad (1)$$

ここに、 $\Delta l_0$ :単純梁としたときの下フランジの伸び(m)、 $M_0$ :単純梁としたときの最大曲げモーメント(tf·m)、 $m$ :弾性荷重の形状による係数でダンプトラック1台のときは $m \approx 0.55$ 、 $y$ :中立軸から下フランジまでの距離(m)、 $l$ :支間長(m)、 $I$ :上部工の断面二次モーメント( $m^4$ )、 $E_s$ :鋼の弾性係数( $N/m^2$ )

支承に $X_1$ が作用したときの第1径間の桁の下フランジの伸び $\Delta l_1$ は、次式のようになる。

$$\Delta l_1 = \frac{mM_0 y l}{E_s I} - \frac{X_1 y^2 l}{E_s I}$$

$$\alpha = \frac{y^2 l}{E_s I}, \quad A = \frac{mM_0}{y}$$

とおくと

$$\Delta l_1 = \alpha A - \alpha X_1 \quad (2)$$

第2径間には支承に $X_2$ のみしか作用していないので、第2径間の桁の下フランジの伸び $\Delta l_2$ は、

$$\Delta l_2 = \frac{X_2 y^2 l}{E_s I} = \alpha X_2 \quad (3)$$

下部構造を軸方向力 $V$ と横荷重 $X$ を受ける片持梁と考えると、左側橋台、中央橋台、右側橋台の上端水平変位 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ 、 $\delta_3$ は以下になる<sup>3)</sup>。

$$\delta_1 = \frac{X_1}{V_1 K_1} (\tan k_1 h_1 - k_1 h_1) = \alpha_1 X_1 \quad (4)$$

$$\delta_2 = \frac{X_1 - X_2}{V_2 K_2} (\tan k_2 h_2 - k_2 h_2) = \alpha_2 (X_1 - X_2) \quad (5)$$

$$\delta_3 = \frac{X_2}{V_3 K_3} (\tan k_3 h_3 - k_3 h_3) = \alpha_3 X_2 \quad (6)$$

ここに、 $\delta$ :片持梁のたわみ(m)、 $X$ :支承に作用する水平力(N)、 $V$ :支承に作用する鉛直力(N)、 $h$ :下部構造の高さ(m)、 $K$ : $\sqrt{V/Ecd}$ 、 $I$ :断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)、 $E_c$ :下部構造の弾性係数(N/m<sup>2</sup>)

第1径間から、

$$\Delta l_1 = \delta_1 + \delta_2 \quad (7)$$

式(2)、(4)、(5)を式(3)に代入すると

$$\alpha A - X_1 \alpha = \alpha_1 X_1 + \alpha_2 (X_1 - X_2) \quad (8)$$

$$X_2 = \frac{\alpha + \alpha_1 + \alpha_2}{\alpha_2} X_1 - \frac{\alpha}{\alpha_2} A$$

第2径間から

$$\Delta l_2 = \delta_2 - \delta_3 \quad (9)$$

式(3)、(5)、(6)を式(9)に代入すると

$$X_2 \alpha = \alpha_2 X_1 - \alpha_2 X_2 - \alpha_3 X_2 \quad (10)$$

$$X_2 = \frac{\alpha_2}{\alpha + \alpha_2 + \alpha_3} X_1$$

式(8)と式(10)から $X_2$ を消去すると

$$\therefore X_1 = \frac{\frac{\alpha}{\alpha_2}}{\frac{\alpha + \alpha_1 + \alpha_2}{\alpha_2} - \frac{\alpha_2}{\alpha + \alpha_2 + \alpha_3}} A \quad (11)$$

20tfトラックが第1径間中央に載荷した場合の水平支承反力を計算する。計算に用いる諸数値を整理すると、図-8のようになる。

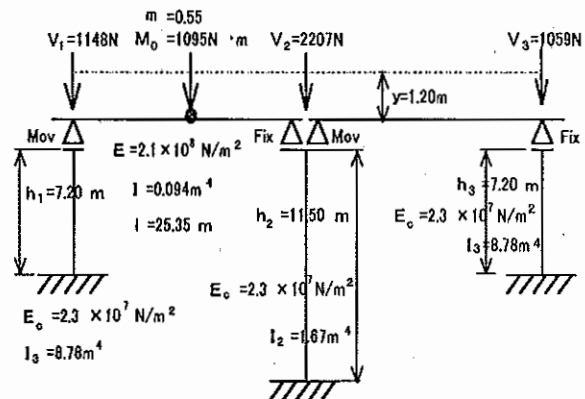


図-8 計算条件

これらの値を用いて計算した結果は、式(10)、(11)より

$$X_1 = 0.5A \quad X_2 = 0.432A$$

$$A = \frac{m M_0}{y} = \frac{0.55 \times 1095}{1.2} = 502 \text{ N}$$

より $X_1=251\text{N}$ 、 $X_2=217\text{N}$ となる。

前回の報告<sup>3)</sup>によると、耳桁の荷重配分係数は0.3492となったため、耳桁に生じる $X_1$ 、 $X_2$ は、次のようになる。ただし、かつこ内の値は、前回の報告<sup>3)</sup>で推定した水平支承反力の値である。

$$X_1 = 251 \times 0.3492 = 87.6 \text{ N} \quad (105.7\text{N})$$

$$X_2 = 217 \times \frac{1}{3} = 72.3 \text{ N}$$

$X_1$ の87.6Nは、105.7Nに比較すると小さく、 $X_2=72.3\text{N}$ は実測値の応力度からみれば大きすぎるようである。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-8中の $V_1$ 、 $V_2$ 、 $V_3$ 、 $m$ 、 $M_0$ の値がその載荷位置に従って変化し、その時に発生する $X_1$ 、 $X_2$ の値を計算することができる。それらの水平支承反力を使って再現した耳桁中央点の応力度の時刻歴図を図-9に示す。ただし、振動、衝撃は組み込まれていない。図-9の解析結果より、第1径間トラック載荷中の応力度は実測結果の振幅中央値となって

おり、第2径間载荷中の応力度は実測値の振幅上限値あたりとなり、計算応力度は実測値に近い結果となった。

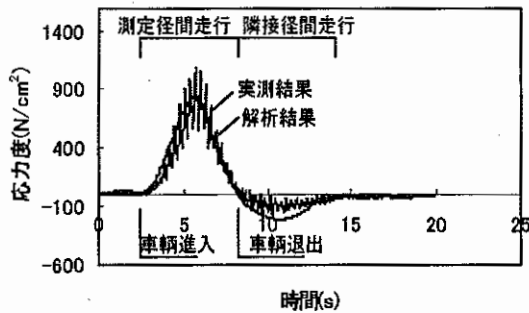


図-9 応力度

#### 4. 変位法による水平支承反力の推定

総重量20tfの試験車両が時速19km/hで橋面中央部を走行した際の中桁スパン中央での応力度の測定結果を図-10に示す。図中の動的応力度の最大値は1148(N/cm<sup>2</sup>)である。トラック後輪がスパン中央に载荷する静的载荷試験<sup>4)</sup>による中桁スパン中央の静的応力度は971(N/cm<sup>2</sup>)であるため、動的増幅率は1.18となっている。表-1に示した試験ケース全ての動的増幅率の平均値は1.10となり、やや低めの値となっている。ここでは、水平支承反力の影響を静的な荷重として扱うため、実測値の応力度は図-10の振幅の中央値を用いた。

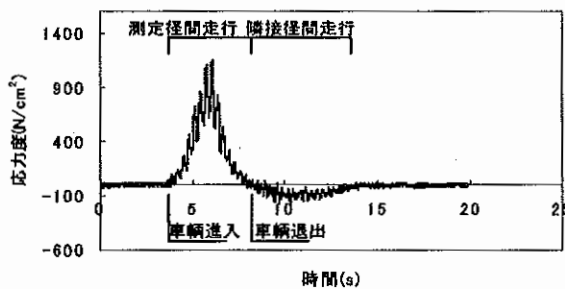


図-10 応力度の実測値

図-11に示す16節点、15要素の骨組構造モデルを設定し、橋脚天端を強制変形させた場合に生じる主桁の曲げモーメントと実測値の応力度から求めた曲げモーメントを一致させる。橋脚天端を強制変形させた荷重Hが水平支承反力である。なお、床版が引張を受ける荷重状態であるため、上部工の剛性は床版を無視して鋼断面のみで評価している。また、基礎バネを考慮

した場合と考慮しない場合の曲げモーメントの差が0.3%以下であることから、基礎バネは考慮しないこととした。表-2に時刻歴ごとの水平支承反力を示す。

図-11に示す解析モデルに試験車両の鉛直力と水平支承反力を時刻歴ごとに作用させ、中桁スパン中央における曲げモーメントを求めた。解析結果を主桁一本当りに生じる応力度に換算し実測値と比較したのが表-2である。応力度が大きい時刻歴5.42~6.42秒では、実測値(振幅中央値)と解析値の相対誤差が10%~28%と小さくなっている。格子桁理論による計算値と実測値との違いの原因として様々な要因が考えられるが、この比較から可動支承の摩擦抵抗により発生する水平支承反力がこの違いの大きな要因であることがわかった。

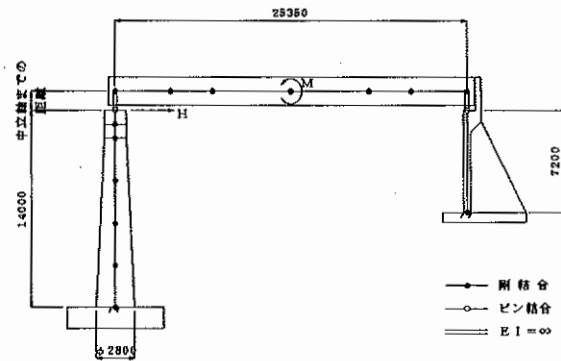


図-11 解析モデル

表-2 時刻歴ごとの水平支承反力と応力度

時刻歴 (s)	水平支承反力の推定値(N)	中桁スパン中央の応力度 (N/cm <sup>2</sup> )		
		実測値	計算値	水平支承反力を考慮した解析値
3.92	120	39	422	206
4.42	163	157	765	451
4.92	183	402	1118	746
5.42	207	697	1324	903
5.92	207	952	1501	1059
6.42	194	540	1148	755
6.92	183	255	795	451
7.42	151	108	451	186
7.92	130	10	196	20

次に、計算値と実測値の違いの要因を全て可動支承の拘束によるものと仮定し、支承境界条件を様々に変化させて解析を行った。図-12に示すような、27 節点、26 要素からなる支承境界条件を考慮した全体系モデルを作成し、下部構造の剛性が大きく活荷重反力が作用する A2 橋台の支承を剛結、その他をピン結合でモデル化した。なお、試験車両載荷径間は、床版剛性を考慮して合成断面としてモデル化し、隣接径間は床版が引張を受ける状態なので鋼断面として評価した。基礎パネの影響については、考慮しても解析値は変わらないため無視することとした。解析値と実測値を比較したものが図-13 である。各支承に剛体要素を組み込むことで水平支承反力が発生し、実測値により近い状態が再現できた。図中の実測値の応力度は図-10 の振幅の中央値である。応力度が大きい時刻歴 5.42~6.42 秒では、実測値(振幅中央値)と解析値の相対誤差は 3~23%と小さくなっている。

図-14 は、トラック後輪が桁中央に載った時の全体系モデルの曲げモーメントの分布を示したものである。支承部に大きな負の曲げモーメントが生じていることがわかる。

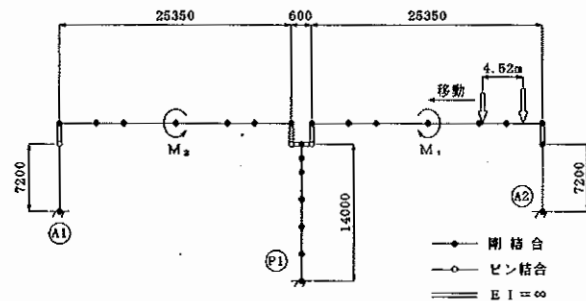


図-12 解析モデル

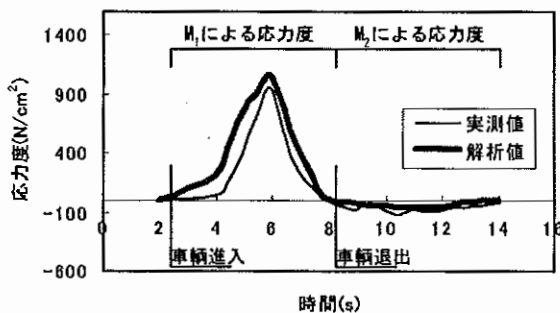


図-13 応力度の比較

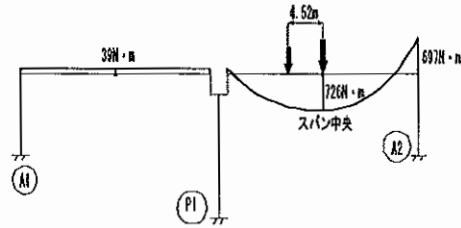


図-14 主桁の曲げモーメント図

### 5. 耐荷力評価に及ぼす水平支承反力の影響

正徳橋で明らかとなった可動支承の拘束が、正徳橋固有の現象であるかどうかを確認するために、同じ橋種の単純桁を選定して静的載荷試験を実施した。試験橋梁は岩手県久慈市に架設されている梨ノ木橋であり、橋体及び支承の健全度が極めて高い3主桁を有する橋長 30mの橋である。

図-15 に 20tf と 25tf トラックを G1 桁中央に直列載荷した場合のひずみの計測値を示す。図を見ると支承付近に負のひずみが発生していることがわかる。これは両端固定の梁に生じるひずみの分布と同様であることから、梨ノ木橋においても可動支承が拘束されていたものと考えられる。

また、スパン中央に比べ支承部のひずみの方が大きいことも注目すべき点である。理論上、支承付近に生じる正の曲げモーメントは極めて小さいため、主桁のフランジ形状は構造細目の最小規定により設計されている。しかし実橋では支承部に大きな負の曲げモーメントが発生しているため、床版と合成されていない主桁断面のみでこの荷重に抵抗していると考えられる。そこで、B 活荷重が作用した場合に、スパン中央と支承部の主桁の耐荷力がどの程度になるのかを推定してみた。

まず、12 の車両載荷ケースについてそれぞれ 2 回の計測を行った結果から、ひずみの計測値と理論上の発生曲げモーメントの相関式(12)、(13)を設定した。次に、鋼材の許容応力度から死荷重相当の応力度を差し引いた余裕量と、活荷重による発生応力度の割合を求めこれを基本耐荷率とし、B 活荷重に対する耐荷力を推定した (式(14))。

・ひずみの計測値と理論上の発生曲げモーメントの相関式

スパン中央の位置

$$\epsilon = 0.5558M + 11.407 \quad (12)$$

支点からスパン中央側に0.3m離れた位置  
 $\epsilon = 1.214M$  (13)

・基本耐荷率

$$\frac{\sigma_a - \sigma_d}{\sigma_o} \quad (14)$$

ここに、 $\sigma_a$  : 鋼材の許容応力度  
 $\sigma_d$  : 死荷重による応力度 (支承部は合成後の死荷重による応力度)  
 $\sigma_o$  : 作用荷重によって生じる応力度

各位置における主桁の耐荷力は表-3 となり、スパン中央に比べ、支承部の耐荷力が小さいことがわかる。正徳橋では支承部のひずみを計測していないために、支承部の耐荷力は推定できない。しかし、スパン中央における基本耐荷率が 1.23 であったことや、梨ノ木橋と同様に可動支承が拘束されていたことから、支承部の耐荷力はスパン中央の 1.23 に比べかなり低い値であると推定される。

ひずみ ( $\epsilon$ )

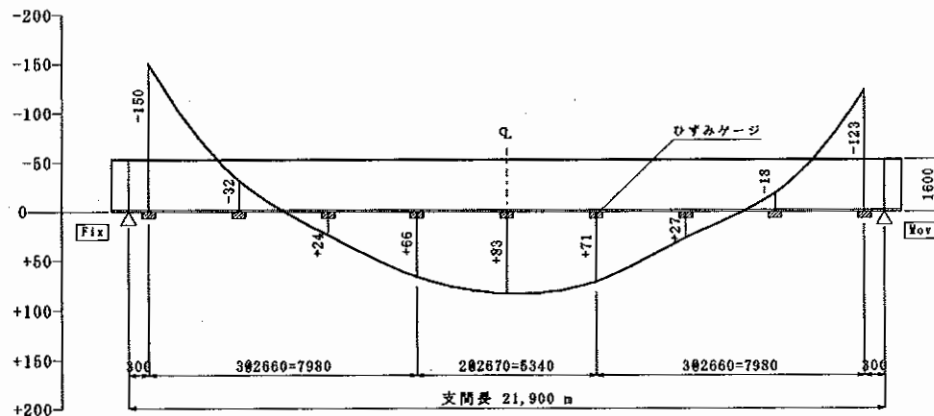


図-15 ひずみの計測値

表-3 主桁の耐荷力

	スパン中央	支点からスパン中央側に 0.3m離れた位置
死荷重による応力度 (支点部は合成後死荷重) $\sigma_d$	$\sigma_d = \frac{y}{I} Msd + E \cdot \epsilon vd$ $= 1.1 \times 10^4 \text{ (N/cm}^2\text{)}$	$\sigma_d = 1.214 \times M \cdot E$ $= 0.11 \times 10^4 \text{ (N/cm}^2\text{)}$
B活荷重によって 生じる応力度 $\sigma_a$	$\sigma_a = (0.5558M + 11.407) \times E$ $= 0.38 \times 10^4 \text{ (N/cm}^2\text{)}$	$\sigma_a = 1.214 \times M \cdot E$ $= 0.77 \times 10^4 \text{ (N/cm}^2\text{)}$
基本耐荷率	$\frac{2.1 \times 10^4 - 1.1 \times 10^4}{0.38 \times 10^4}$ $= 2.63$	$\frac{1.4 \times 10^4 - 0.11 \times 10^4}{0.77 \times 10^4}$ $= 1.68$

ここに、 $y$  : 鋼桁の図心からの距離、 $I$  : 鋼桁の断面二次モーメント、 $E$  : ヤング係数、 $Msd$  : 合成前の死荷重による曲げモーメント、 $\epsilon vd$  : 合成後死荷重によるひずみ、  
 支点の主桁の許容応力度は横倒れ座屈強度を考慮した値である。

## 6. まとめ

本論文では、動的載荷試験における試験車両走行中にも、可動支承が拘束され水平支承反力が発生することを示すとともに、この水平支承反力が主桁応力度の実測値と計算値との違いの大きな要因であることを明らかにした。次に、車両走行時に発生する支承水平反力を推定する2つの手法を提案した。第1の手法は、図-12に示すように、剛体要素を組み込み支承境界条件を変化させた全体系骨組みモデルを作成し、一般の変位法と同様に解析する手法である。第2の手法は、上部構造と下部構造を一体とした全体系モデルを作成するところまでは第1の手法と同じであるが、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との適合条件から水平支承反力を求める応力法的な解析手法である。両手法とも、今後さらに改善の余地はあるものの、新規性から評価されるものと考ええる。

また、支承の境界条件を変化させて実測値に近い応力状態が再現できたことは、供用後の橋梁に設計とは異なる支承条件が生じている可能性を示唆する。すなわち、上部構造と下部構造が剛結された状態に近い場合には、支承部に大きな圧縮力が発生する可能性があり、既設橋梁の健全度評価や耐荷力評価を行う際には注意が必要となる。これまでの試験では、主桁の耐荷力評価を支間中央を中心に行ってきたが、今回の試験においては支

承部にかなり大きな負の曲げモーメントが発生し、支間中央の耐荷率に比べ支承付近の主桁の耐荷率が小さくなることが明らかとなった。今後は、主桁中央のみでなく支承部も考慮した総合的な耐荷力評価法の検討が必要であると考ええる。また、本論文で提案する動的載荷試験による試験車両走行時に発生する水平支承反力の推定法は、支承部の計測を必要としない極めて簡単な手法であり実用性に富んでいる。なお、支承部の主桁は、他の部分に比べて剛性が小さく苛酷な環境に置かれることが多く、今後、水平支承反力によって支承部に生ずる応力状態を明らかにすることは、主桁の耐荷力を評価していく上で重要であると考ええる。

## 【参考文献】

- 1) 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鋼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
- 2) 土木学会構造工学委員会橋梁振動モニタリング研究小委員会：橋梁振動モニタリングのガイドライン、pp.178、2000.10
- 3) 土木学会編：構造力学公式集、pp.182
- 4) (社)岩手県土木技術センター：第1回共同研究報告書「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」、pp.4-21、1996.6