

2次元弾性理論による既設合成鋼板桁橋の水平支承反力推定

Estimation on Horizontal Shoe Reaction of the Existing Composite Plate Girder Bridge by Two-Dimensional Elastic Theory

岩崎正二*, 出戸秀明*, ○新銀 武**, 兼子 清***, 藤武秀文****

Shoji IWASAKI, Hideaki DETO, Takeshi SHINGIN, Kiyoshi KANEKO, Hidefumi SOBU

* 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)

** 工修 (株)土木技研 (〒020-0835 盛岡市津志田 12-19-44)

*** 東亜技研(株) (〒020-0834 盛岡市長井 15 地割 66-7)

**** 岩手大学大学院工学研究科 (〒020-8551 盛岡市上田 4-3-5)

ABSTRACT It found that movable bearing was restricted and that the horizontal shoe reaction occurred because of the decrepit-ization of steel supports from the results of static loading tests, which was implemented on the Nashinoki Bridge at the Kuji City in Iwate Prefecture. To clarify a complicated stress distribution near steel supports, which occurs with the horizontal shoe reaction, it leads the theory formula of the stress distribution near support based on the two-dimensional elastic theory. In this paper, it is shown that horizontal shoe reaction can be obtained by substituting strains of center and support of main girders which occurs in static loading test into this theory formula. It is clarified the effectivity of the proposal formula by examining a computation result by this theory formula in the comparison with the FEM analysis result and the measurement value.

Key Words : Steel Composite Girder Bridge, Horizontal Shoe Reaction, Steel Support, Stress on Support, Two-Dimensional Elastic Theory

キーワード: 合成鋼板桁橋, 水平支承反力, 鋼製支承, 支点応力, 2次元弾性理論

1. まえがき

経済や社会情勢の変化に伴い、社会資本の更新はより難しくなることが予想されるため、既設橋梁を、補修・補強しながら、いかに長く有効に維持・管理していくかが課題となっている。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板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¹⁾²⁾。これらの試験では、主桁のスパン中央におけるひずみの実測値が格子桁理論による計算値の 65%程度になることが確認された。共同研究会ではひずみの実測値と計算値が大きく異なる原因の一つとして、可動支承の水平移動機能が拘束されている可能性が高いことを報告³⁾⁴⁾してきた。しかし、これまでの試験では、スパン中央以外の実測データが少なかったため、可動支承に水平移動拘束が生じることにより、主桁各部の応力状態がどのようになるかを明らかにするまでには至っていなかった。そこで、平成 12 年に実施した岩手県久慈市梨ノ木橋の載荷試験では、3 主桁に対してひずみゲージを 97 箇所、変位計を 12 箇所に取り付け、支点近傍を含めた主桁各部の計測を行った。その結果、支点付近でかなり大き

な圧縮ひずみを確認した。設計上、単純桁の支点付近に圧縮ひずみが生じる場合は、可動支承の健全度が損なわれ水平方向の移動が拘束された場合である。すなわち、試験橋梁が、架設時の設計で想定している支承条件とは異なっていたことを示す。本論文では、最初に梨ノ木橋の中桁(G2 桁)を 3 次元の有限要素でモデル化し、どのような支承条件を与えた場合に、実橋と同様のひずみ分布が再現できるのかを数値解析した。その結果から、実橋における可動支承の拘束状態や、主桁の支点応力について考察した。

次に、可動支承が拘束され水平支承反力が発生している既設合成鋼板桁橋の支点付近の複雑な応力状態を明らかにするために、2次元弾性理論⁵⁾に基づく支点応力分布の理論式を誘導し、この理論式を用いて実橋載荷試験時に発生する支点近傍の応力分布の再現を試みる。本理論式による計算結果を FEM 解析結果や実測値と比較検討することにより提案式の有効性を明らかにする。また、本理論式を用いて下フランジや縦補剛材の寸法が、支点近傍の応力分布にどのような影響を与えるかを検討する。また、支点近傍の下フランジのひずみ実測値と本理論式による値がよく一致することから、本理論式に実測ひずみを代入し水平支承反力を逆算する解法を提案する。梨ノ木橋の静的載荷試験を解析例として取り上げ、提案手法を用いて水平支

承反力を推定する。

本報告で提案する2次元弾性理論による水平支承反力推定法は、3次元FEM解析を用いる逆算法に比べ精度は若干落ちるかもしれないが、2次元弾性理論と桁理論より求めた解析式を用いるため、水平支承反力を簡単に推定できる利点がある。最後に、動的載荷試験より得られた実測固有振動数と3次元FEM固有振動解析結果を比較することにより、水平移動拘束が既設合成鋼鉄桁橋の動的特性に与える影響について報告する。

2. 実橋載荷試験

2.1 実橋載荷試験概要

実橋載荷試験として、静的載荷試験と動的載荷試験を実施した。静的載荷試験とは、実橋に対して予め計量された車輛を載荷し、ひずみ及び変位量を計測するものである。本試験では、採石を積載し総重量を20tfにした車輛と、それ以外に5tf相当の鋼板を上載せして25tfとした車輛を1台ずつ用意し載荷重とした。車両台数や位置を変化させた12の試験ケースで主桁に直接貼ったストレインゲージでひずみを、支点及び支間中央にセットした変位計で鉛直たわみや水平たわみを測定した。動的載荷試験としては20tfと25tfの車両による走行試験を実施し、加速度、動的ひずみ及び動的変位を連続的に測定した。対象橋梁の選定基準は、外観目視で床版、主桁などに損傷のない岩手県内の橋梁とし、既設橋で最も多い鋼単純鉄桁形式の橋を選定した。選定した橋梁は、主要地方道久慈岩線梨ノ木橋であり、TL-20荷重により設計された単純活荷重合成鉄桁橋である。試験対象橋梁の諸元を図-1に示す。図-1に示すように3主桁橋であり、支承は高力黄銅支承板支承を用いている。

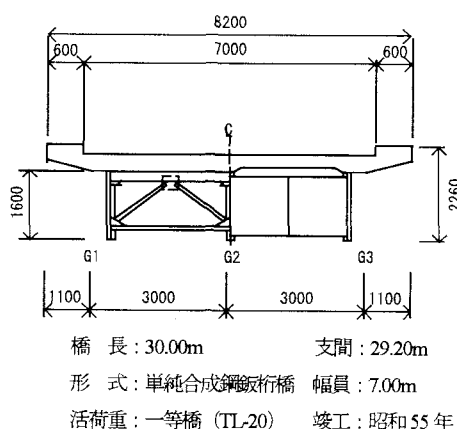


図-1 梨ノ木橋の諸元

図-2に梨ノ木橋の測定器具の設置位置を示す。静ひずみ測定器は、TDS-303（東京測器研究所株）を、動ひずみ測定器は、SDA-810C（東京測器研究所株）をそれぞれ使用した。今回の試験では、対象橋梁の全体挙動を把握するため3主桁全てについて計測点を設けた。各主桁の静ひずみ測定では、1/8点、1/4点、3/8点、1/2点、5/8点、3/4点、7/8点、両支点より30cm離れた点及び両支点にひずみゲ

ージを貼り、桁全長にわたって計測を行った。ひずみゲージの取り付け位置は応力度最大となる支間中央断面の位置で上下フランジ2箇所、ウェブ6箇所の総計8箇所とする。また支点上では、上下フランジ2個とウェブ2箇所の総計4箇所とする。その他の位置では下フランジ1箇所とする。動的載荷試験の測定器の測定位置は、変位計及び動ひずみ計を支間1/2点の下フランジ、加速度計を支間1/2、1/4点及び支点の下フランジに設置した。

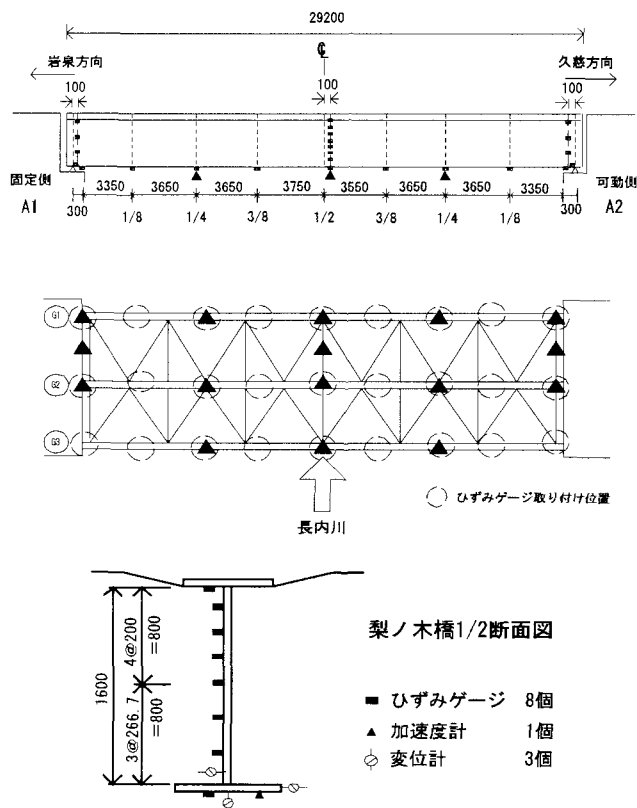
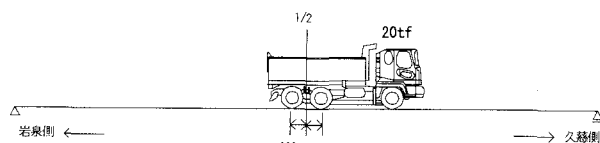
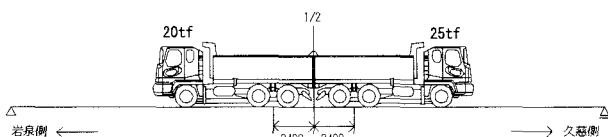


図-2 梨ノ木橋測定器具の設置位置図（単位：mm）

梨ノ木橋の橋軸方向の載荷方法として、図-3(1)に示すように20tf車あるいは25tf車のトラックを1台載荷する場合（ケース5～10）、トラック後輪の中心が支間中央にくるように載荷した。また、図-3(2)に示すように20tf車と25tf車を同時に直列載荷する場合（ケース1、2）は、トラックの後側を突かわせるように載荷した。20tf車と25tf車を幅員方向に並列載荷する場合（ケース3、4）も、後輪の中心が支間中央にくるように載荷した。その他、後輪の中心が支間中央にくるように2台の車両を交差して幅員方向に載荷する場合（ケース11、12）も行った。



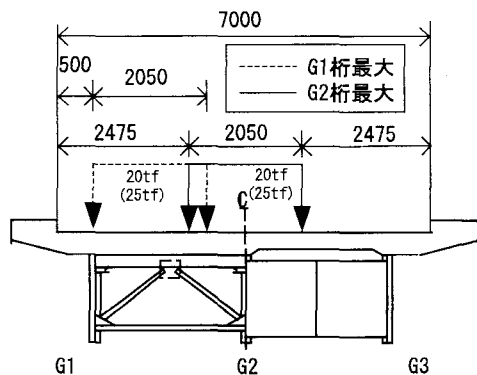
(1) 単独載荷、並列載荷



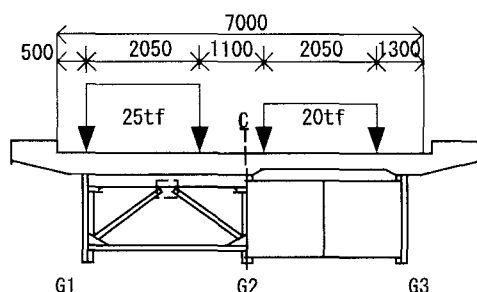
(2) 直列載荷

図-3 梨ノ木橋の橋軸方向のトラックの載荷位置

図-4 に橋軸直角方向のトラックの載荷位置を示す。図-4(1)は、G1 桁あるいはG2 桁に最大応力が発生するように、トラックを単独載荷(直列載荷)させる場合の載荷位置を表している。G3 桁に最大応力を発生させるためには、G1 桁の場合の載荷状態を左右対称にして載荷する。図-4(2)は G1 桁に最大応力が発生するように、トラックを並列載荷させた場合を示している。G3 桁に最大応力を発生させるためには、G1 桁の載荷状態を左右対称にして載荷させる。また、事前に採石を積載した状態で試験車輛の軸重を測定した結果を表-1 に示す。表-2 に梨ノ木橋の静的載荷試験の全荷重ケースを示す。動的載荷試験で採用した車両走行試験は、車両重量、走行位置を表-2 の載荷ケース(2 台直列のケースは除く)と同様に变化させ、それぞれのケースで車両速度(10km~40km)を変化させて実施した。



(1) 単独載荷・直列載荷



(2) 並列載荷の場合

図-4 梨ノ木橋の橋軸直角方向のトラック載荷位置 (単位: mm)

表-1 試験車輛の1輪当たりの重量

	前輪 (tf)	後輪 (tf)
20tf車	2.800	7.200
25tf車	3.475	9.025

表-2 静的載荷試験の荷重ケース

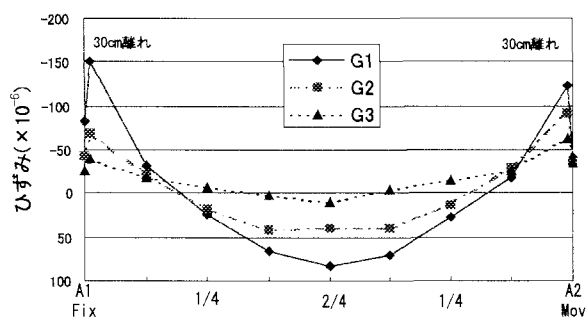
ケース	梨ノ木橋		
	載荷重	載荷位置 (橋軸方向)	載荷位置 (橋軸直角方向)
1	20tf+25tf	2 台直列	G1 桁最大
2	20tf+25tf	2 台直列	G2 桁最大
3	20tf+25tf	2 台並列	G1 桁最大
4	20tf+25tf	2 台並列	G3 桁最大
5	20tf	単独	G1 桁最大
6	25tf	単独	G1 桁最大
7	20tf	単独	G3 桁最大
8	25tf	単独	G3 桁最大
9	20tf	単独	G2 桁最大
10	25tf	単独	G2 桁最大
11	20tf+25tf	交差	G1 桁最大
12	20tf+25tf	交差	G3 桁最大

2.2 実橋載荷試験結果と考察

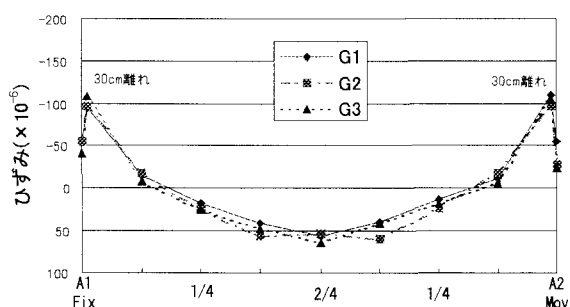
静的載荷試験は、表-2 に示す試験ケースを各ケース 2 回ずつ行った。その結果、本橋の支間中央における下フランジのひずみの計測値と格子桁理論による計算値の比率(実応力比)の全試験ケースの平均値は、G1 桁、G2 桁、G3 桁において、それぞれ 0.64、0.54、0.63 となった。一般に、計算応力度と実応力度に隔たりがあることはよく知られた事実であり、単純合成 I 桁橋ならびに単純非合成 I 桁橋の実応力比がほぼ 0.6 になることも報告されている。⁹⁾また、著者等が平成 10 年度に行った静的載荷試験の正徳橋、有根橋の主桁平均の比率は、それぞれ 0.65、0.66 であり、平成 11 年度に行った矢崎橋の主桁の平均比率は 0.63 であった。これらのことから、今回得られた梨の木橋の比率は十分妥当な値と思われる。また、支間中央のたわみの計測値と計算値の全試験ケースの平均比率は、各主桁とも、ほぼ 60%前後であり、荷重分配が効果的に行われていることが確認できた。

本橋では、3 主桁全長にわたって下フランジのひずみの計測を行ったため、橋軸方向のひずみ分布図を描くことができるとともに、活荷重載荷時の橋の全体挙動を把握することが可能となった。今回の 12 載荷パターンの静的載荷試験結果のうち、ケース 1~5 の下フランジの橋軸方向ひずみ分布図をそれぞれ図-5 (1) ~ (5) に示す。すべての試験ケースにおいて両支点下フランジ及び両支点から 1/8(1:スパン)~1/4 までの下フランジ間で、圧縮ひずみが測定された。また、スパン中央の引張応力に比べ両支点近傍の圧縮ひずみのほうが大きく出ていることも注目すべき点である。その値は、試験ケースによっては約 2 倍に達する。このようなひずみ状態は両端固定梁に生じるひず

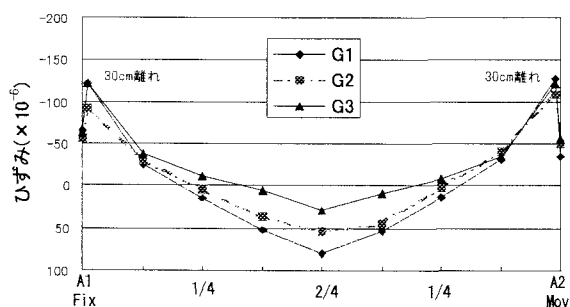
み分布と同様であることから、梨ノ木橋でも可動支承が拘束されて軸方向に水平支承反力が発生していることが明らかとなった。この水平支承反力により各主桁中央部の正曲げモーメントが減少しているように思われる。また、各支点の拘束状態は、それぞれの支点で若干異なるために、各支点にはそれに応じた水平反力が生じるように思われる。



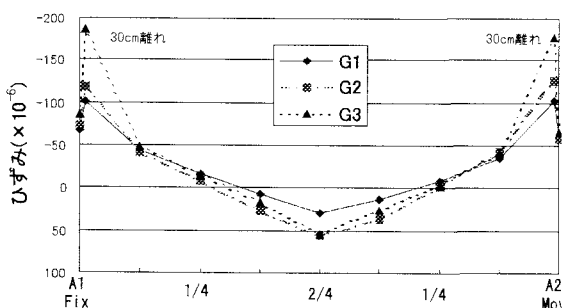
(1) 試験ケース 1



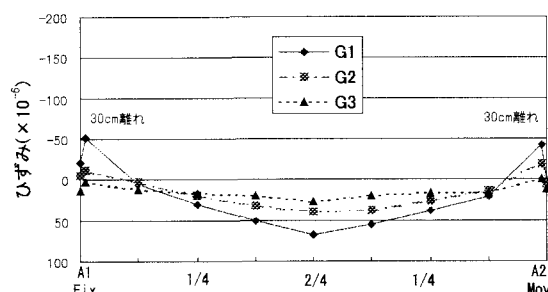
(2) 試験ケース 2



(3) 試験ケース 3



(4) 試験ケース 4



(5) 試験ケース 5

図-5 試験ケース別ひずみ分布図

次に、動的載荷試験による全ケースの動的増幅率の平均値は応力度が、1.120 でありたわみが 1.297 となり同じような値とならなかった。ここで、動的増幅率とは動的応力度(たわみ)の最大値を静的応力度(たわみ)で除したものである。道路橋示方書による衝撃係数は支間 29.2m の場合 0.253 であり、動的増幅率では、1.253 に相当するため、今回の試験結果はたわみの結果がこの値に近似した。

振動加速度は、橋梁進入約 7 秒前から 20 秒間測定し、その応答加速度のデータから高速フーリエ変換してパワースペクトルを求めた。代表例として 25t 車が 40km/h で中桁走行した時の G1 桁支間中央の振動加速度図を図-6 に示す。また図-7、図-8 は、車両走行時のパワースペクトルと車両退出後のパワースペクトルを示している。両者に共通する卓越周波数は、5.1Hz と 6.4Hz である。

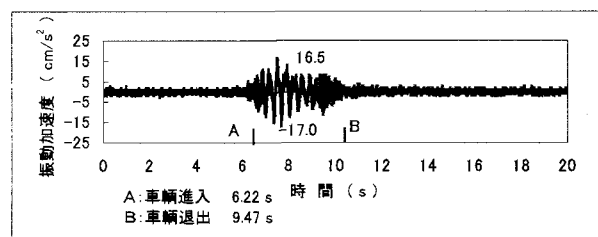


図-6 G1 桁支間中央点の振動加速度

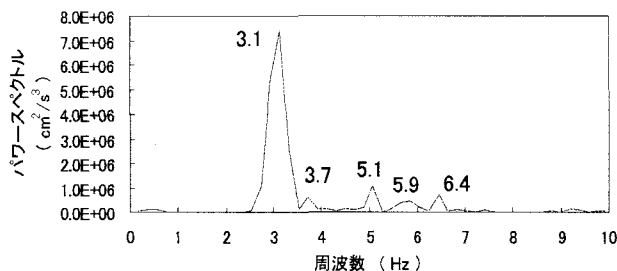


図-7 車両走行時のパワースペクトル

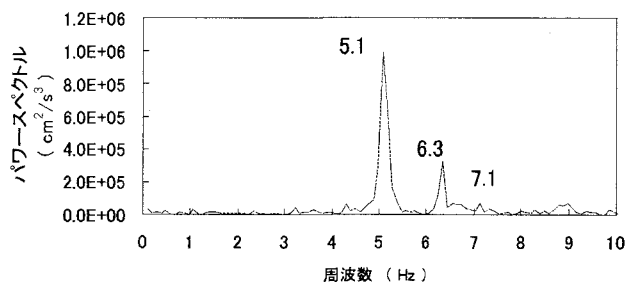


図-8 車両退出後のパワースペクトル

3. FEM 解析による水平支承反力推定と支点応力分布

発生する水平支承反力の値とそれによる支点付近の応力状態を明らかにするために、3本主桁の梨ノ木橋から中桁のみ取り出し、水平・垂直補剛材、ソールプレートを考慮した詳細な合成桁モデルを作成した。その際、変断面鋼主桁と水平・垂直補剛材をシェル要素、床版と支承部のソールプレートをソリッド要素を用いて3次元でモデル化した(図-9 参照)。検討に用いた静的载荷の試験ケースは、表-2のケース2の例である。解析支承条件は、固定側をピン、可動側をローラーまたはピンでモデル化した場合の2ケースについて解析した。さらに、可動側をローラーでモデル化したケースにおいて、スパン中央の下フランジの垂直たわみの解析値を実測値と一致するように、任意の水平力(水平支承反力)を可動支承のソールプレート下端に作用させたケースについても解析した。表-3に解析ケース別の支承条件を示す。なお、G2桁が分担しているダンプトラックの荷重が、実橋と一致するように、荷重分配係数は、各主桁のたわみの実測値から求めている。

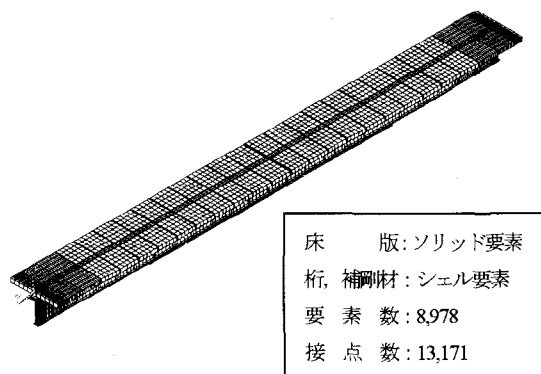


図-9 FEM 解析モデル

表-3 解析ケース別の支承条件

解析ケース	ケース1	ケース2	ケース3
固定側の支承モデル	ピン	ピン	ピン
可動側の支承モデル	ローラー	ピン	ローラー
任意荷重	なし	なし	水平支承反力

主桁の下フランジにおける橋軸方向の静ひずみ(以下、ひずみ)の解析値と実測値を比較したのが、図-10 および 11 である。図-10 では、「解析ケース1」のひずみと「格子桁理論によるひずみの計算値」は、ほぼ一致するが、実測値との差は大きくなっている。図-11 では「解析ケース2」と「解析ケース3」のひずみが実測値に近似し、そのうち「解析ケース3」は、支点附近のひずみも実測値に極めて近くなっている。ここで、「解析ケース2」の支承には、23.6tf (231kN) の水平反力が生じている。一方、「解析ケース3」では、たわみの実測値 (4.2mm) と一致させるのに、18tf (176kN) の水平支承反力を必要とした。主桁ウェブのひずみ分布を比較したのが、図-12 および 13 である。図-12 に示すスパン中央のウェブでは、先に述べた下フラン

ジの比較と同じように、「解析ケース2及び3」のひずみ分布が実測値に近似している。図-13 に示す支点のウェブでは、計測間隔が広いために、実測ひずみの分布は粗いものの、実測値と「解析ケース2および3」とは、類似した傾向を示す。図-12 と図-13 のひずみ分布を比べると、スパン中央部のひずみ分布は、ほぼ直線的であるのに対して、支点部の分布は、曲線的になるのがわかる。設計上のひずみは、格子桁理論の計算値と近似する「解析ケース1」を想定していることになり、実橋のひずみは、「解析ケース3」(ケース2も同等)のようになっていると言える。

このように、解析ケース3では、スパン中央の垂直たわみで実測値と解析値を最適化したのにもかかわらず、主桁全体のひずみの解析値が実測値とほぼ一致することがわかった。同様に、可動支承をピンでモデル化した「解析ケース2」の場合のひずみ分布は、支承近辺で実測値ひずみより若干大きめに算出されているものの、支承近傍を除くと主桁全体のひずみの実測値とほぼ一致することが明らかとなった。このことは、本橋の場合、可動支承をピンでモデル化しても、静的载荷試験の実測ひずみを大方再現できることを示しており、「解析ケース3」に比べてモデル化が簡単なため大変実用的である。

実際には、可動支承の支承はピンで拘束されているのではなく、かなり大きな値の水平バネに拘束されていると考えられる。これは「解析ケース2」の水平支承反力 23.6tf (231kN) が、「解析ケース3」の水平支承反力 18tf (176kN) より 31%ほど大きかったことから推定できるものである。さらに、18tf (176kN) の水平支承反力は、可動支承の橋台がG2桁を介し地震時に分担する水平力の3倍である。このように設計上、さほど重要視されていなかった支点部が、応力的にも環境的にも、実は、最も過酷な状態になっていることが明らかとなった。

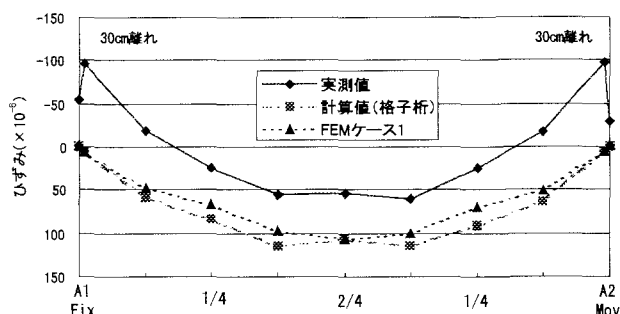


図-10 下フランジのひずみ(1)

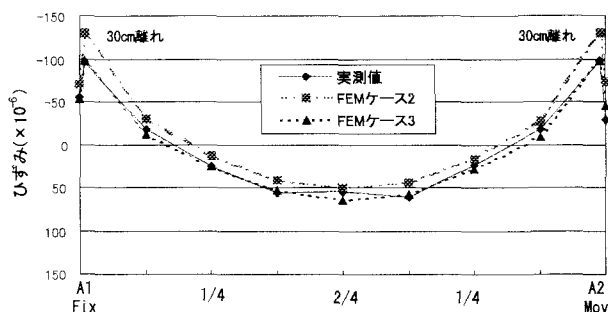


図-11 下フランジのひずみ(2)

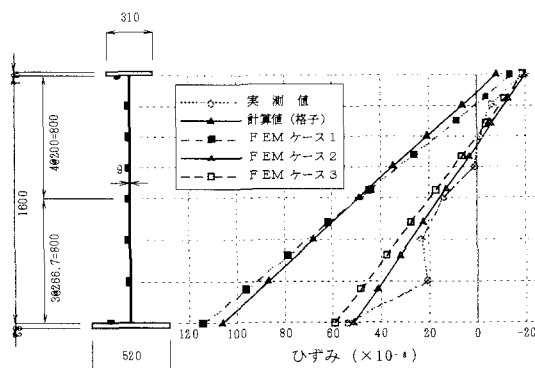


図-12 スパン中央ウェブのひずみ

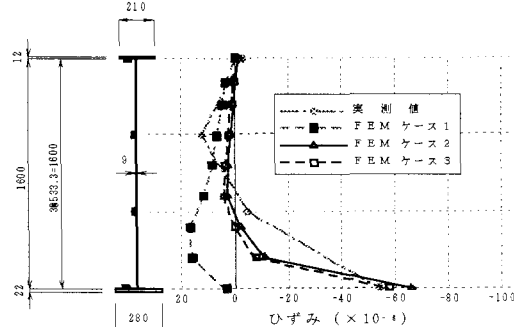


図-13 支点ウェブのひずみ

4. 2次元弾性理論による支点応力分布式

4.1 支点応力分布式の誘導

本論文で用いる支点近傍の応力分布式の導出過程を以下に示す。図-14 に示すような厚さ t_1 の半無限扇形板の縁端に水平荷重 P 、鉛直荷重 Q の集中荷重を受けるときの半径方向の応力式⁹⁾は次式のようにになる。

$$\sigma_r = \frac{-(P \cos \alpha + Q \sin \alpha) \cos(\alpha - \theta)}{r t_1 \left(\alpha + \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right)} + \frac{-(P \sin \alpha - Q \cos \alpha) \sin(\alpha - \theta)}{r t_1 \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right)}$$

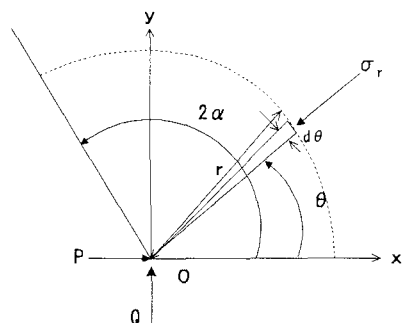


図-14 扇形板の縁端に垂直・水平荷重を受けるときの応力分布

次に、図-15 に示すようなくさび形の両縁にフランジがついた場合は、集中力 P がくさび軸に直角に働く場合の応力式と単純梁の応力式が近似しているため、これを利用して半径方向応力式を誘導すると次式のようにになる。

$$\sigma_r = \frac{-P \sin \theta}{r t_1 \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) + 2 B t_2 \sin \alpha}$$

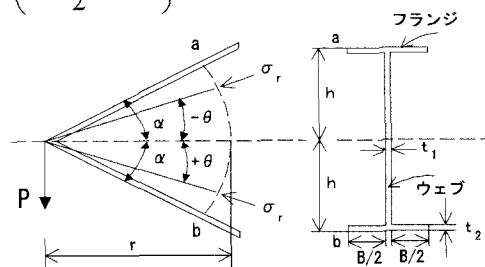


図-15 くさびにフランジがついた場合の応力分布

図-16 に示すように両縁のフランジの断面が非対称な場合は、くさびの中心線を重心線に置き換えて解く。ウェブのみの応力分布式は

$$\sigma_r = \frac{-P \sin \theta}{r t_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\}}$$

フランジを含む場合は、 $\theta = \alpha_1$ とすると

$$\sigma_r = \frac{-P r y}{I} = \frac{-P r^2 \alpha_1}{I} = \frac{-P \sin \alpha_1}{I \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 r^2}} = \frac{-P \sin \alpha_1}{(I_1 + I_2 + I_3) \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 r^2}}$$

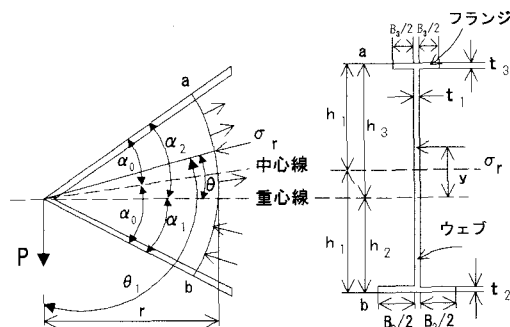


図-16 くさびにフランジがついた場合（非対称断面）の応力分布

ここで、 I は重心軸まわりの断面 2 次モーメントを表わし、

$$I = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I_1 = \frac{t_1}{3} (h_1^3 + h_2^3)$$

$$I_2 = B_2 t_2 h_2^2 = B_2 t_2 \alpha_2^2 r^2$$

$$I_3 = B_3 t_3 h_3^2 = B_3 t_3 \alpha_3^2 r^2$$

$$\text{また、} I_1 \frac{\sin \alpha_1}{\alpha_1 r^2} \text{ は } r t_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\}$$

に相当すると考えると

$$\sigma_r = \frac{-P \sin \theta}{r t_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \alpha_1 \sin \alpha_1 + B_3 t_3 \frac{\alpha_2^2}{\alpha_1} \sin \alpha_1} \quad \dots (1)$$

集中荷重 Q が重心方向に作用する場合、誘導過程を省略するが次式のようになる。

$$\sigma_r = \frac{Q \cos \theta}{r t_1 \left\{ \alpha_0 + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \cos^2 \alpha_1 + B_3 t_3 \cos^2 \alpha_2} \quad \dots(2)$$

支点近傍を図-17 に示すようにモデル化し、半無限くさび板の先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すると、式(1), (2)を応用して支点近傍の応力式が得られる。半径方向の応力式は、極座標を用いると以下のようになる。

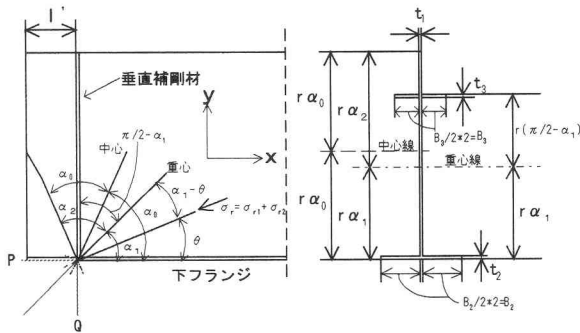


図-17 支点付近の応力分布

$$\sigma_r = \sigma_{r1} + \sigma_{r2} \quad \dots(3)$$

ここで、

$$\sigma_{r1} = \frac{-(P \cos \alpha_1 + Q \sin \alpha_1) \cdot \cos(\alpha_1 - \theta)}{r t_1 \left\{ \alpha_0 + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \cos^2 \alpha_1 + B_3 t_3 \cos^2 \alpha_2}$$

$$\sigma_{r2} = \frac{-(P \sin \alpha_1 - Q \cos \alpha_1) \cdot \sin(\alpha_1 - \theta)}{r t_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4} (\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \alpha_1 \sin \alpha_1 + B_3 t_3 \frac{\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1 \right)^2}{\alpha_1} \sin \alpha_1}$$

$$\text{ここで、} \alpha_1 = \frac{2 r t_1 \alpha_0^2 + B_3 t_3 \frac{\pi}{2}}{2 r t_1 \alpha_0 + B_2 t_2 + B_3 t_3}$$

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

$$\alpha_0 = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} + \sin^{-1} \frac{l'}{r} \right)$$

- r : 半径,
 t_1, t_2, t_3 : ウェブ, 下フランジ, 垂直補剛材の厚さ,
 $B_2 + t_1, B_3/2$: 下フランジの幅と垂直補剛材の幅
 α_0, α_1 : 中心角, 重心角,
 l' : 支点と自由端までの距離

また、 x 方向と y 方向の応力成分とせん断応力は次式のようになる。

$$\sigma_x = \sigma_r \cos^2 \theta, \sigma_y = \sigma_r \sin^2 \theta, \tau_{xy} = \sigma_r \cos \theta \sin \theta \dots(4)$$

4.2 支点応力分布式による数値解析結果と考察

誘導した応力分布式の有効性を確認するためここでは、梨ノ木橋の中桁(G2 桁)の可動側支承近傍を対象に、静的載荷試験のケース 2 を解析例として取り上げる。(図-18 参照)前節の 3 次元 FEM 解析では、スパン中央のたわみの解析値が実測値と一致するように、任意の水平力(水平支承反力)を可動支承に作用させた。その結果、水平反力を 18tf 加えた時に、解析値が実測値と一致した。今回の解析では、この水平反力を用いて計算を行った。

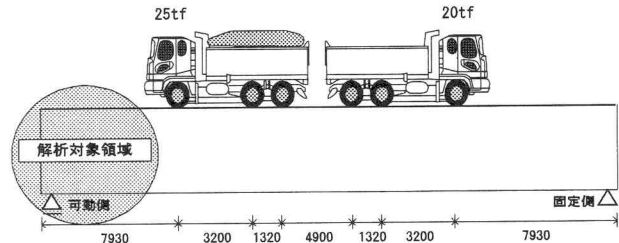


図-18 幅員中央におけるトラックの載荷位置

図-19 と図-20 は、それぞれ本論文の提案式から導かれた橋軸方向 (x 方向) の支点近傍の応力分布図と FEM 解析から得られた応力分布図を表わしたものである。支点回りと上フランジ近辺、及び支点から自由辺にかけての領域で大きく異なる傾向を示しているが、その他の領域の値は若干異なるものの類似した応力集中傾向を示している。異なる領域が存在する理由としては、本解法では支点を中心とする半径 l' の半円領域で精度が落ちることと、解析式中に FEM で考慮しているソールプレート、床版及び上フランジの効果が取り入れられていないためと思われる。

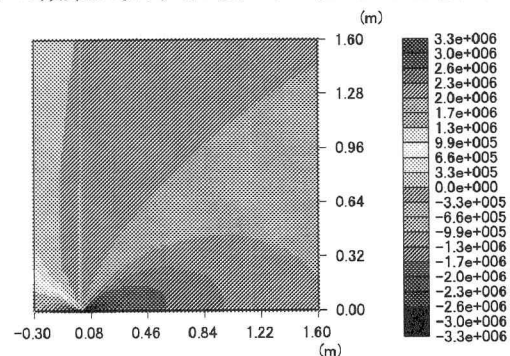


図-19 2次元弾性理論による橋軸方向の応力図 (単位: kgf/m^2)

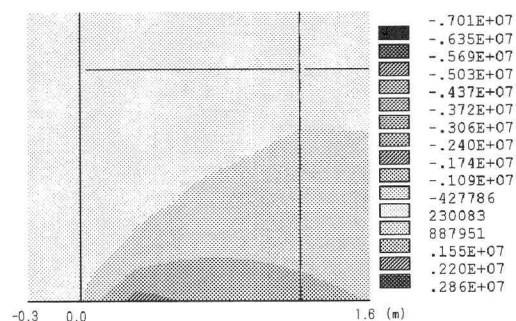


図-20 FEM 解析による橋軸方向の応力図 (単位: kgf/m^2)

同様に、図-21 と図-22 は、それぞれ本論文の提案式から導かれた鉛直方向(y 方向)の応力分布図と FEM 解析による鉛直方向の応力分布図である。提案式では、モデル化に際してソールプレートを考慮できないため、FEM 解析による結果に比べて応力集中の度合いが大きいようである。

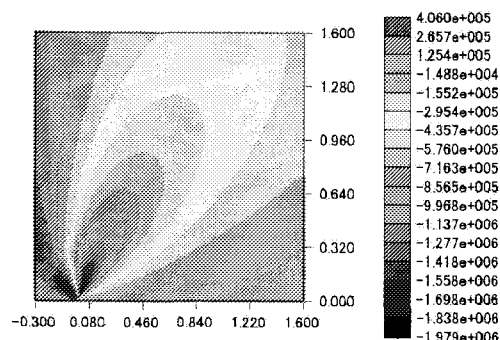


図-21 2次元弾性理論による鉛直方向の応力 (単位: kgf/m²)

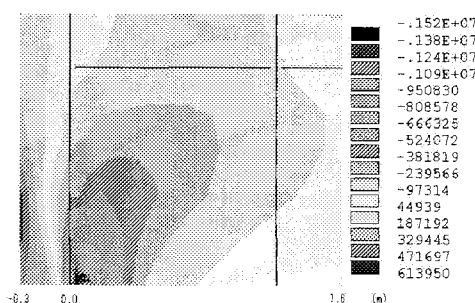


図-22 FEM 解析による鉛直方向の応力図 (単位: kgf/m²)

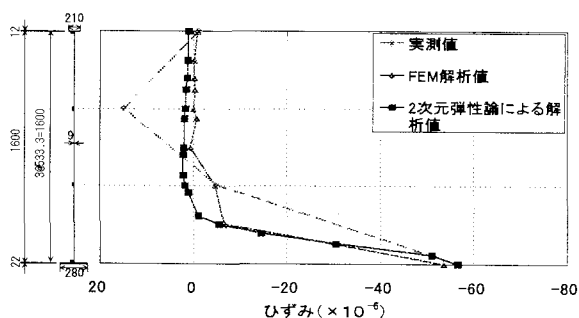


図-23 支点ウェブのひずみ

図-23 は、支点から 30cm 内側のウェブ断面の高さ方向の分布を示したものであり、本解法による結果と FEM 解析値及び実測値を比較検討したものである。本解法による応力分布は、実測値に比べ小めに算出される傾向が見られるが、下フランジ上では良い一致を示している。

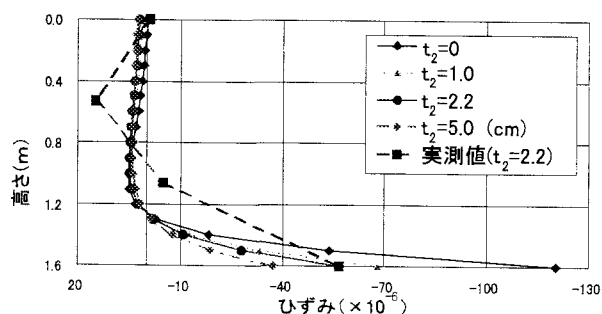


図-24 下フランジの厚さ t_2 とひずみの関係

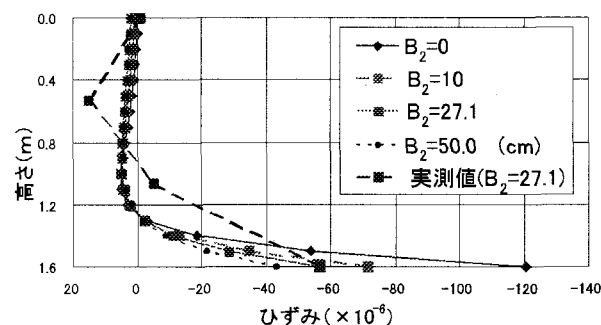


図-25 下フランジの幅 B_2 とひずみの関係

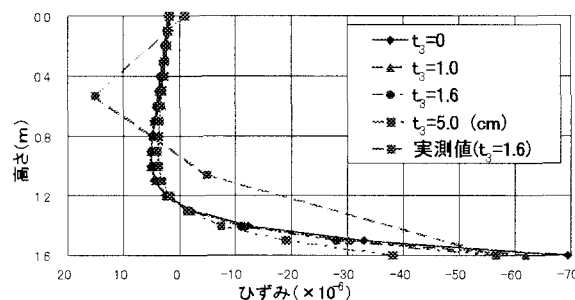


図-26 垂直補剛材の厚さ t_3 とひずみの関係

図-24～図-26 は 2次元弾性理論に基づく応力式を使い、支点上の下フランジの厚さ・幅と垂直補剛材の厚さを変化させたときに、ウェブ断面の高さ方向のひずみ分布がどのような変化を示すかを表わしたものである。図-24～図-26 のいずれの結果も、各パラメータの変化はウェブ上部にはほとんど影響を及ぼさず、ウェブ下部と下フランジに大きく影響を及ぼすことが分かった。

5. 支点応力分布式に基づく水平支承反力推定

水平反力が生じている支点近傍の下フランジにおける x 方向と y 方向の応力分布とせん断応力は、式(3), (4)の式に $\theta=0$ を代入することにより次のように求められる。ただし、X, R は支点到作用する水平及び鉛直反力とする。

$$\sigma_x(r) = \frac{1}{A_1}(-X \cos^2 \alpha_1 - R \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) + \frac{1}{A_2}(-X \sin^2 \alpha_1 + R \sin \alpha_1 \cos \alpha_1) \cdots (5)$$

$$\sigma_y = 0, \quad \tau_{xy} = 0$$

ここで、

$$A_1(r) = rt_1 \left\{ \alpha_0 + \frac{1}{4}(\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \cos^2 \alpha_1 + B_3 t_3 \cos^2 \alpha_1$$

$$A_2(r) = rt_1 \left\{ \alpha_0 - \frac{1}{4}(\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2) \right\} + B_2 t_2 \alpha_1 \sin \alpha_1 + B_3 t_3 \frac{\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1 \right)^2}{\alpha_1} \sin \alpha_1$$

式(5)より、Xについて整理すると次式となる。

$$X = a(r)\varepsilon(r) + b(r)R \quad \dots(6)$$

ここで、

$$a(r) = -\frac{E_s A_1 A_2}{A_1 \sin^2 \alpha_1 + A_2 \cos^2 \alpha_1} \quad \dots(7)$$

$$b(r) = \frac{(A_1 - A_2) \sin \alpha_1 \cos \alpha_1}{A_1 \sin^2 \alpha_1 + A_2 \cos^2 \alpha_1} \quad \dots(8)$$

ただし、 $\varepsilon(r)$ は支点から r cm 離れた点の下フランジのひずみを表わし、 E_s は、鋼桁の弾性係数を示す。

梨ノ木橋の各支点に生ずる水平支承反力を、2次元弾性理論に基づいて誘導した理論式(6)を用いて誘導する。ただし、各主桁における下フランジのスパン中央と支点近傍のひずみは得られているものとする。梨ノ木橋 G_1 桁、 G_2 桁、 G_3 桁の固定支点側の水平支承反力をそれぞれ、 X_{1f} 、 X_{2f} 、 X_{3f} とし、拘束された可動支点側の水平支承反力を X_{1m} 、 X_{2m} 、 X_{3m} とすると、式(6)より

$$X_{if} = a_{if} \varepsilon_{if} + b_{if} \beta_i R_f \quad \dots\dots(9)$$

$$X_{im} = a_{im} \varepsilon_{im} + b_{im} \beta_i R_m \quad (i=1, 2, 3) \quad \dots\dots(10)$$

ここで、

ε_{if} : G_i 桁における固定支点側から r cm 離れた点の下フランジの実測ひずみ

ε_{im} : G_i 桁における可動支点側から r cm 離れた点の下フランジの実測ひずみ

a_{if} 、 b_{if} : G_i 桁における固定支点側から r cm 離れた点の係数 $a(r)$ 、 $b(r)$

a_{im} 、 b_{im} : G_i 桁における可動支点側から r cm 離れた点の係数 $a(r)$ 、 $b(r)$

R_f 、 R_m : 橋全体を単純梁としたときの固定側と可動側の鉛直支点反力

β_i : G_i 桁の荷重分配係数

G_i 桁のスパン中央の下フランジの実測ひずみを ε_i とすると、図-27 より、 ε_i は次式のようになる。

$$\varepsilon_i = \frac{\beta_i M_0}{E_s I_i} y_i - \frac{X_{if} + X_{im}}{2 E_s I_i} (y_i^2 + r_i^2) \quad (i=1, 2, 3) \quad \dots(11)$$

ここで、

M_0 : 橋全体を単純梁とした時のスパン中央点の曲げモーメント

I_i : G_i 桁のスパン中央点の断面2次モーメント

y_i : G_i 桁のスパン中央点の中立軸から下フランジ下面までの距離

r_i : G_i 桁のスパン中央点での断面2次半径

$r_i = \sqrt{I_i / A_i}$ 、 A_i はスパン中央の断面積

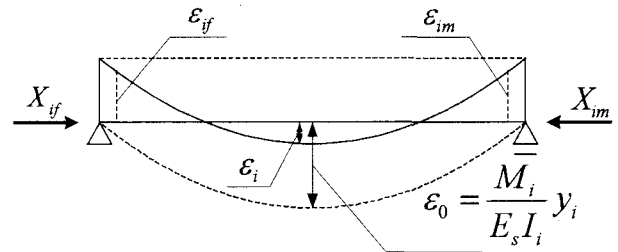


図-27 水平支承反力を受ける主桁のひずみ分布
式(9),(10)を式(11)に代入して、 β_i について整理すると

$$\beta_i = D_i / C_i \quad (i=1, 2, 3) \quad \dots(12)$$

$$\text{ここで、} \quad D_i = E_s I_i \varepsilon_i + \frac{1}{2} (a_{if} \varepsilon_{if} + a_{im} \varepsilon_{im}) (y_i^2 + r_i^2)$$

$$C_i = M_0 y_i - \frac{1}{2} (b_{if} R_f + b_{im} R_m) (y_i^2 + r_i^2)$$

式(12)を、式(9)、(10)に代入することにより、各主桁の固定側と可動側の水平支承反力を求めることができる。

計算に際しては、最初に主桁の n を仮定する。ただし、 $n = E_s / E_c$ を表わし、 E_c は床版の弾性係数を示す。 n を変化させると各主桁の I_i 、 y_i 、 r_i が変化するため、 β_i 、 X_{if} 、 X_{im} の計算結果は当然異なるものとなる。条件式(13)との誤差が少なくなる n を採用し、その値を用いて計算した結果を正解とした。本解法では、 n の値から床版剛性の変化を把握できる。

$$\sum \beta_i = 1, \quad \sum X_{if} = \sum X_{im} \quad \dots(13)$$

6. 水平支承反力推定結果と考察

6.1 静的載荷試験時の水平支承反力推定結果

式(12)と式(9)、式(10)を用いて梨ノ木橋の静的載荷試験の全荷重ケースの12ケースについて計算を行った。計算に用いた各主桁断面の諸数値を表-4に示す。その結果の一部を表-5に示す。表-5の各結果から、荷重分配係数の総計は正確に1.0となっていない。0.782~0.994の範囲となり若干誤差が出ているようである。また、各主桁の固定側水平支承反力 X_f と可動側水平支承反力 X_m は、つりあっていないが、固定側支点の水平支承反力の総計と可動側支点の水平支承反力の総計は、ほぼ等しくなっているようである。表-5より固定側と可動側の水平支承反力総計の相対誤差は、4.8%(ケース2)~11.5%(ケース5)である。しかし、その水平反力総計の差は1.75tf(ケース5)~4.5tf(ケース4)の範囲内であり、水平反力の総計に対して大きな値とはいえない。

次に、試験ケース2について、3次元FEM解析を用いて推定した可動側支点の水平支承反力は18tfである。本手法で推定した結果は20tfである。10%の誤差が生じているが、梨ノ木橋で生じる水平支承反力の大方の傾向を把握するためには本手法で十分であるといえる。この差の原因としては本推定法では2次元弾性理論と桁理論に基づき推定式を求めているため、FEM解析で考慮している、横桁、ソールプレート、床板及び上フランジ等の効果が十分に取

り入れられていないためと思われる。今後、式(11)の代わりに格子桁理論を用いるなどさらなる改善が必要と思われる。

表-4 計算に用いた諸数値

r (cm)		30
t ₁ (cm)		0.9
t ₂ (cm)	G1桁	2.2
	G2桁	2.2
	G3桁	1.4
t ₃ (cm)		1.6
B ₂ (cm)		27.9
B ₃ (cm)		25
l' (cm)		30
I (m ⁴)	G1桁	0.05288
	G2桁	0.05443
	G3桁	0.04931
y (m)	G1桁	1.504
	G2桁	1.535
	G3桁	1.461
A (m ²)	G1桁	0.1203
	G2桁	0.1334
	G3桁	0.1199

表-5 計算結果

ケース	桁	単純梁としたときの緒元		水平反力	
		曲げモーメント M _i (tfm)	分配係数 β _i	固定側 X _{if} (tf)	可動側 X _{mf} (tf)
1	G1	112.039	0.449	31.162	25.341
	G2	59.692	0.239	14.055	19.159
	G3	23.435	0.094	7.231	11.532
	計	195.166	0.782	52.449	56.032
2	G1	80.446	0.322	19.660	23.045
	G2	76.223	0.305	19.908	20.088
	G3	80.386	0.322	19.981	19.407
	計	237.055	0.949	59.548	62.539
3	G1	108.869	0.371	21.094	21.195
	G2	93.969	0.320	10.930	14.039
	G3	88.943	0.303	14.578	15.106
	計	291.780	0.994	46.602	50.341
4	G1	73.591	0.251	14.698	14.621
	G2	103.061	0.351	22.629	24.018
	G3	106.193	0.362	29.696	23.855
	計	282.845	0.963	67.022	62.494
5	G1	69.563	0.533	9.166	9.093
	G2	36.445	0.279	2.969	4.427
	G3	23.063	0.177	1.257	1.622
	計	129.070	0.989	13.391	15.143

6.2 B活荷重作用時の水平支承反力推定法

表-5の計算結果は、梨ノ木橋の各主桁における支点部下フランジのひずみ計測値とスパン中央下フランジのひずみ計測値から水平支承反力と各主桁の荷重分配係数を算定したものである。もし、各主桁の荷重分配係数に格子桁理論値を用いるならば、水平支承反力を求めるためにスパン中央の実測ひずみを使う必要がなくなる。しかし、実測値から得られる荷重分配係数と格子桁理論より得られる荷重分配係数は、異なるのが一般的であるので、理論上の

荷重分配係数を用いる場合、得られる水平支承反力は幾分精度が落ちる。また、表中のM_iは各主桁を支承拘束を受けない単純桁にモデル化したときの各主桁スパン中央に生ずる曲げモーメントを表わしたものである。図-28～30は、それぞれ表-2に示す各試験ケースにおけるG₁桁、G₂桁、G₃桁の固定側支点到に生ずる水平支承反力X_{if}と単純桁にモデル化した各桁のスパン中央の曲げモーメントM_iの関係を示したものである。図-31は、同様にG₃桁の可動側支点到の水平支承反力とスパン中央の曲げモーメントの関係を示したものである。各図では、すべての試験ケースにおけるスパン中央の曲げモーメント上に水平支承反力をプロットし最小二乗法により直線近似している。このようにして得られた曲げモーメントと水平支承反力との相関式より、B活荷重が作用するときの各桁の支間中央の曲げモーメントが計算されると、その時支点部に生じる水平支承反力を簡単に推定することができ、支承の耐荷力評価が可能となる。

図-28～図-30より、各主桁の相関式の傾きが異なることが分かった。また、図-30と図-31より固定側支点と可動側支点の相関式は、ほぼ同じような傾向を示している。

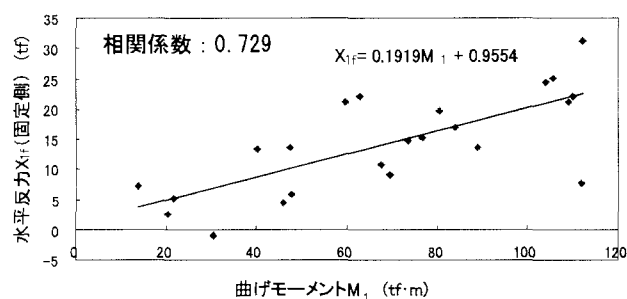


図-28 曲げモーメントと水平反力（固定側）の相関：G1桁

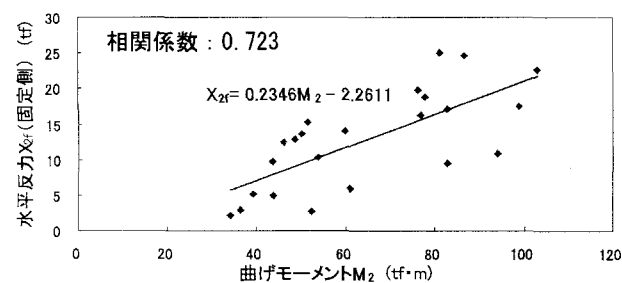


図-29 曲げモーメントと水平反力（固定側）の相関：G2桁

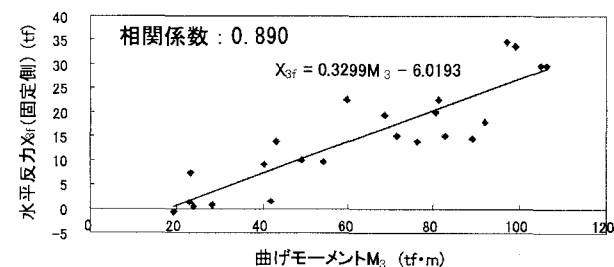


図-30 曲げモーメントと水平反力（固定側）の相関：G3桁

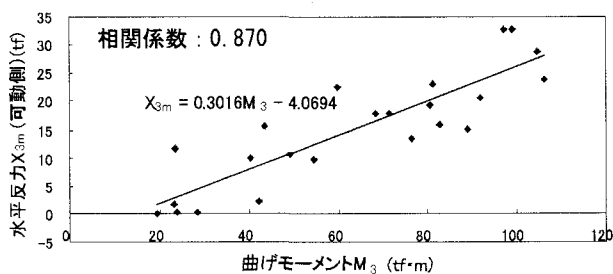


図-31 曲げモーメントと水平反力（可動側）の相関：G3桁

B活荷重による合成後発生するスパン中央曲げモーメントは、格子桁計算によるとG₁桁、G₂桁、G₃桁に対して、それぞれ309.6tf・m、268.7tf・m、307.2tf・mとなる。従って図-28～30の相関式より、B活荷重が作用するときの固定側支点の水平反力は、G₁桁、G₂桁、G₃桁でそれぞれ60.4tf、60.8tf、95.3tfとなる。このような大きな水平反力が支承部に作用すると、支承が破壊するか支承の摩擦抵抗が切れる可能性が十分考えられる。

7. 水平移動拘束が動的特性に及ぼす影響

梨ノ木橋の静的載荷試験では、支点部の水平移動拘束が見られ、主桁の応力度に大きな影響を与えることが明らかとなった。ここでは、動的載荷試験より得られた実測固有振動数と3次元FEM固有振動解析結果を比較検討することにより、可動支承の水平移動拘束が、梨ノ木橋の動的特性に与える影響を検討する。表-6は、車両走行時と車両退出後の固有振動数の実測値と、支承条件としてピン-ローラー支持とピン-ピン支持を仮定して計算した3次元FEM固有振動解析値を比較したものである。FEM固有振動解析の場合、曲げ1次振動数は、ピン-ローラー支持では3.0Hzとなり、ピン-ピン支持では5.2Hzとなる。同様に、ねじれ1次振動数は、ピン-ローラー支持では5.6Hzとなり、ピン-ピン支持では6.6Hzとなる。支点移動拘束を想定したピン-ピン支持では、曲げ1次振動数は大幅に上昇する。表-6の実測値と解析値を比較すると、車両走行時の実測値とピン-ローラー支持の解析値が比較的良好に対応している。また、車両退出後の実測値とピン-ピン支持の解析値が、さらに良好に対応しているようである。これは、車が橋上を走行している時は、可動支承が橋軸方向に若干可動している可能性があり、車が退出後は固定条件に近くなったためと考えられる。

表-6 実測固有振動数とFEM解析値との比較

モード	実測値 (車両走行中)	実測値 (車両退出後)	FEM (ピン-ローラー)	FEM (ピン-ピン)
1	3.1	4.3	3.0	3.7
2	3.7	5.1	3.6	5.2
3	5.1	-	5.6	5.9
4	5.9	6.3	5.9	6.6
5	6.4	-	6.8	6.8
6	-	7.1	7.2	7.5
7	-	-	10.0	10.3

このような現象に近い例として、常時微動計測から得られる固有振動数は、起振機を用いた強制加振試験の測定値と比べて若干高くなることが言われている。これは、常時微動法では支承が橋軸方向に可動しないためと考えられている。どちらの支承条件で考えても、固有振動数が解析値よりも小さくなっていないので、橋梁本体に重大な欠陥が生じていないと判断できる。

次に、岩手県内で既設単純活荷重鋼板桁橋として代表的と思われる幅員(8.0m, 9.5m)を2種類選定し、各幅員の橋梁に対して、30m, 40m, 50m, の支間長の橋梁を仮想設計し、設計された橋梁に対して、FEM固有振動解析を行った。対象とした単純合成鋼板桁橋の構造概要を図-32に示す。

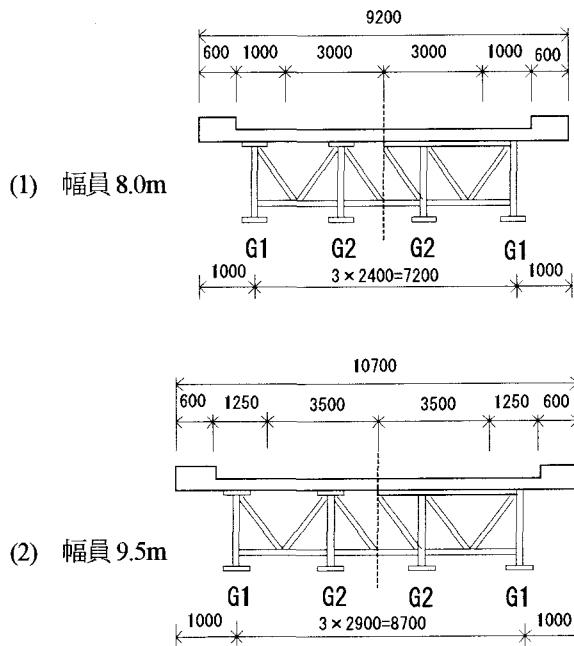


図-32 仮想設計橋梁の断面緒元(単位：mm)

支承条件として、新設時を想定した最良のピン-ローラー支持状態と水平移動を認めない完全拘束である最悪のピン-ピン支持状態を採用した。現実の支承条件は、この2つの状態の間に存在すると考えたためである。これらの傾向解析結果を図-33、図-34に示す。横軸は支間長L(m)を示し、縦軸は鉛直曲げに関する基本固有振動数をプロットしたものである。図中の $F=105/L$ は、基本固有振動数の概算式を表わす。図-33は幅員8.0mの解析モデルで $n(=E_s/E_c)$ と支承条件を変化させた場合のものである。ピン-ローラー支持(F/M)の解析結果は概算式の線上にほぼ対応している。ピン-ピン支持(F/F)の基本固有振動解析の解析結果はピン-ローラー支持の解析結果と比較すると $n=10$ の場合は48%～54%程度、 $n=15$ の場合42%～48%程度増加する。 $n=10$ から $n=15$ の床版の約33%の剛性低下の影響はピン-ローラー支持に対して5.4%～5.7%、ピン-ピン支持に対して9.0%～9.5%程度固有振動数が減少する。図-34は $n=10$ の場合について幅員8.0mと9.5mの解析モデルの比較をしたものである。幅員の拡大は、固有振動数の減少をもたらすが、その差はわずかである。経年的変化

により基本固有振動数に及ぼす様々な損傷要因は多岐に渡るが、振動学的には曲げ剛性の変化、減衰定数の変化及び支承状態の変化などに集約できる。傾向解析から、支承の水平移動拘束の影響は剛性低下よりも基本固有振動数に大きな影響を与えることがわかった。

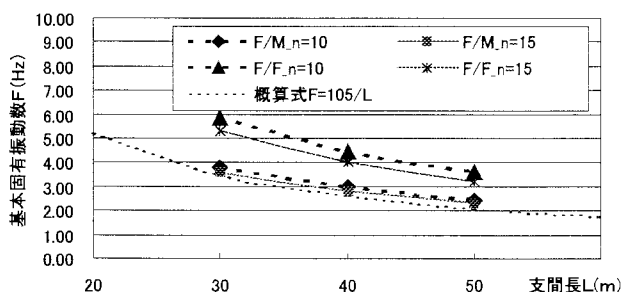


図-33 支間長による基本固有振動数(nの変化)

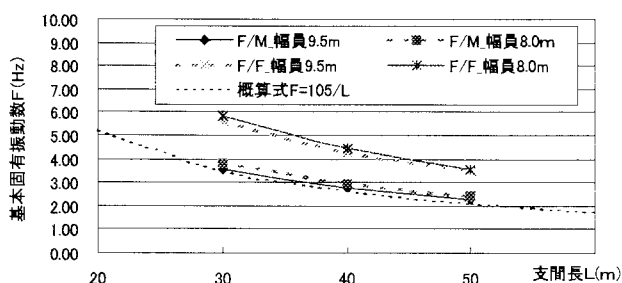


図-34 支間長による基本固有振動数(幅員の変化)

8. まとめ

本論文で取り上げた架設後 22 年経過した岩手県久慈市の梨ノ木橋でも、静的載荷試験の実測ひずみにおいて支点付近に圧縮ひずみが生じることを確認した。すなわち、この事実は梨ノ木橋が活荷重を受けるとき、支点部に水平支承反力が生じていることを示している。そして、主桁全体のひずみの実測値が、可動支承をピンでモデル化した場合のひずみの解析値と、両支点近傍で実測ひずみより若干大きめに算出されるものの、ほぼ一致することが 3 次元 FEM 解析より明らかとなった。

本論文では、このような水平支承反力により生じる支点近傍の複雑な応力状態を明らかにするために、支点近傍を下フランジや垂直補剛材を考慮した半無限くさびにモデル化し、2 次元弾性理論に基づく支点応力分布の理論式を誘導した。この理論式を用いて梨ノ木橋の静的載荷試験時に発生する支点近傍の応力分布を再現した。本理論式による計算結果を 3 次元 FEM 解析結果や実測値と比較したところ、本理論式が工学的に十分有効であることが分かった。また、本理論式を用いて下フランジや垂直補剛材の形状変化が支点応力分布に与える影響を明らかにすることができた。

次に、支点近傍の下フランジのひずみ実測値と本理論式による値がほぼ一致することから、本理論式に支点近傍の下フランジの実測ひずみを代入し水平支承反力を逆算する解法を提案した。

本論文で提案した推定法を用いて得られた水平支承反

力は、3 次元 FEM 解析を用いて推定した結果に比べて 10% の差が生じたが、各支点で生じる水平支承反力の大方の傾向を把握するためには、本手法は工学的に十分有効であると思われる。本推定法は、2 次元弾性理論と桁理論に基づく解析式を用いるため、3 次元 FEM 解析を用いる逆算手法に比べ、より簡易に水平支承反力を計算できる利点がある。

B 活荷重により各支点に発生する水平支承反力を推定するため、各試験ケースにおいて得られる主桁中央点の曲げモーメントとその時発生する水平支承反力の相関式を最小二乗法で求めた。各支点における相関式が得られるなら、B 活荷重に対する梨ノ木橋の各支点及び各支点近傍の耐荷力評価が可能となる。今後主桁の耐荷力を向上させるためには、支承部の維持管理が必要であり、より精度の高い水平支承反力の把握が重要である。最後に、動的載荷試験より得られた実測固有振動数と 3 次元 FEM 固有振動解析結果を比較することにより、水平移動拘束が既設合成鋼鉄桁橋の動的特性に与える影響について明らかにした。

9. あとがき

現在新設される橋梁にはゴム支承が用いられており、既設橋梁もゴム支承への置き換えが盛んに行われている。そのため、この論文の適用範囲は、主に鋼製支承を持つ既設合成鋼鉄桁橋に限定される。支点拘束による将来的損傷に与える影響としては、通常使用状態において、高応力の発生による疲労破壊の危険性や予期せぬ応力による溶接部の破断が考えられる。支点付近の応力集中による破壊事例としては、ソールプレート前面溶接部の疲労亀裂の発生等がみられるが、支点拘束された支点近傍で生じる高応力は圧縮領域であるためこの状態で疲労亀裂が進展するかどうかは今後の検討課題と思われる。

参考文献

- 1) 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 回共同研究報告書、1999.6
- 2) 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 2 回共同研究報告書、2000.6
- 3) 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
- 4) 岩崎正二、出戸秀明、五郎丸英博、兼子清、山村浩一：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、鋼構造年次論文報告集、第 10 巻、pp.95-102、2002.11
- 5) 中原一郎：応用弾性学、実教出版(株)、pp.92-93、1977
- 6) 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

(2003 年 9 月 12 日受付)