

斜角 47° を有する鋼道路橋の構造特性と動的応答

Structural characteristics and dynamic response of skew steel girder bridge with 47 degree angle

原 弘行*, 本田 秀行**
Hiroyuki Hara, Hideyuki Honda

*金沢工業大学大学院, 土木工学専攻博士前期課程 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)
**工博, 金沢工業大学教授, 工学部環境系土木工学科 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)

The bridge in this study was constructed as a part of the highway network in the K city zone. The bridge has a wide road of single-sided 3 lanes, and skew structure of about 47 degree angle. To investigate structural characteristic of the skew bridge with 47-degree angle, the field test had been done, and then three-dimensional static and eigenvalue analyses were carried out using FEM. Furthermore, the three dimensional dynamic response due to moving vehicles was analyzed. This study presents, structural characteristics and dynamic response of the bridge based on field test and analyses.

KeyWords: skew steel girder bridge, dynamic characteristics, structural analysis
キーワード: 斜橋, 振動特性, 構造解析

1. まえがき

本研究の対象橋梁である T 橋は, K 都市圏内の高速道路ネットの利便性を促進する K 外環状線の山側幹線の一部である. 本橋梁は図-1 に示すようにランプターミナルを設けているため, 片側 3 車線で支間長 34.700m・幅員 18.647m~18.992m の広幅員かつ斜角約 47° の斜角構造になっている. そのために, 荷重分配横桁と対傾構が主桁に対して直角に配置される多主桁の直格子斜桁形式となっており, 荷重分配効果を高めて連結部の構造を簡単にしている. 図-1 に本橋梁の全体平面図, 表-1 にその設計概要を示す.

一般に斜橋は鈍角端に大きな正反力が生じ, 鋭角端には小さな正反力または負反力が生じるため, 偏心载荷の場合だけでなく橋軸の中心载荷によっても主桁にねじりが生じ, 最大曲げモーメントの位置も主桁の支間中央から鈍角端に寄る傾向がある. また, 橋体が曲げと同時にねじりを受けるために曲げモーメントが打ち消されるので直橋に比べると曲げモーメントが減少するなどの特性を有している. このような斜橋の特性は支間が短く斜角が著しいほど明確に現れる事¹⁾が分かっている.

通常, 斜角は 60° に抑えられているようであるが, 本橋梁は斜角 47° をとるために斜橋の特性を強く示す可能性がある. このことから本橋梁は厳しい斜角構造であると言える. さらに, 桁高も制限されていて広幅員で上部構造の断面も一様ではないことから, 本研究では本橋梁

の斜角構造に対する静的・動的な特性を調べるために実験と解析を行った. すなわち常時微動測定試験, 砂袋落下衝撃試験の実橋実験および, 静解析・固有値解析・走行車両による 3 次元動的応答解析を実施した. 実験および各種の解析結果を基に, 斜角が厳しい本橋梁の構造特性や動的応答特性に考察を加えたので以下に報告する.

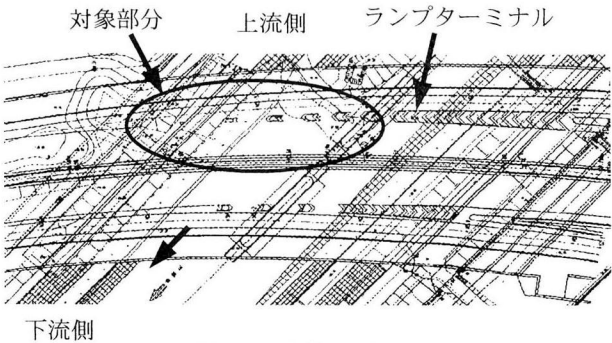


図-1 全体平面図

表-1 設計概要

橋 長		67.300m
径 間 長		34.700m
支 間 長		33.150m
幅 員		18.831m ~ 18.992m
斜 角		47° 01' 40"
活 荷 重		25 (B)
雪 荷 重		1 kN/m ²
上 部 構 造	形 式	鋼 2 径間単純非合成鉄桁橋
	鋼 材	SM490Y
	床板コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{ N/mm}^2$
	鉄 筋	SD295A

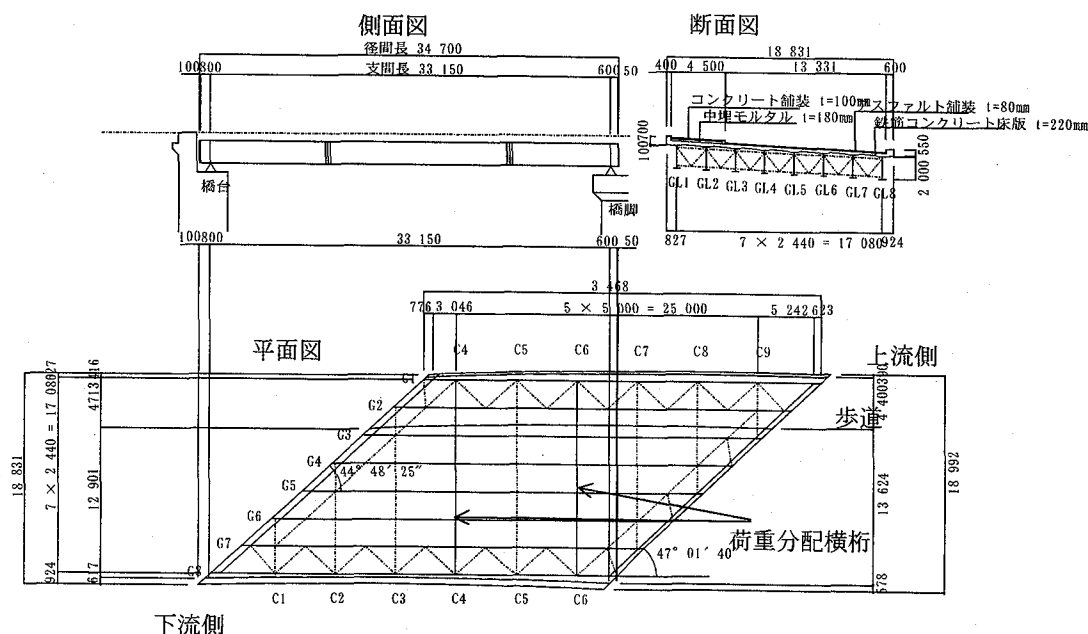


図-2 対象橋梁上部構造一般図

2. 対象橋梁

本橋梁は支間長 34.700m, 幅員 18.647m~18.992m であり、一様な断面を持たない構造となっている。床版は 2 方向スラブの鉄筋コンクリートであり、歩道は中埋モルタルとコンクリート舗装がなされている。各主桁の端部には厚さ 170 mm の積層ゴム支承が使用されている。なお、図-2 の G1~G8 は主桁、C4, C6 は荷重分配横桁、C1~C3・C5・C7~C9 は中間対傾構を示している。

3. 実験概要

対象橋梁の動的性質を把握するために常時微動測定試験（鉛直・水平方向）、砂袋落下衝撃試験（鉛直方向）を行った。それらの詳細を以下に示す。常時微動測定試験は地球全体の地表面がわずかに振動し、橋梁に非常に小さな微振動を起こしている。これを利用して測定を行う実験である。本実験では応答速度・応答加速度を測定し、橋梁の振動特性の評価に利用した。また、砂袋落下衝撃試験は 392.4N の砂袋を径間長の 1/4 点、1/2 点、3/4 点の幅員中央と偏心の計 9 ヶ所に約 1m の高さから落下させることで本橋梁に鉛直加振、ねじれ加振の衝撃力を加えて測定を行う実験である。本実験では応答速度・応答加速度を測定して、固有振動数値と振動モードの同定、各次振動モードに対する減衰定数の評価に利用した。加振位置を図-3 に、測定点を図-4 に示す。

なお、本橋梁は斜橋のために鋭角端に負の反力（浮き上がり）が生じる恐れがある。このことから、対象橋梁の幅員両端の鋭角端（支承部直上）、幅員端部の中央、鈍角端（支承部直上）にサーボ型速度計を設置して端部の振動特性の把握も行った。

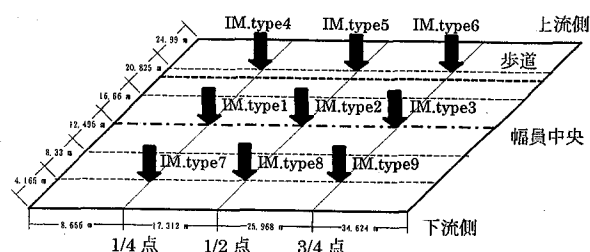


図-3 砂袋落下衝撃試験での加振ケース

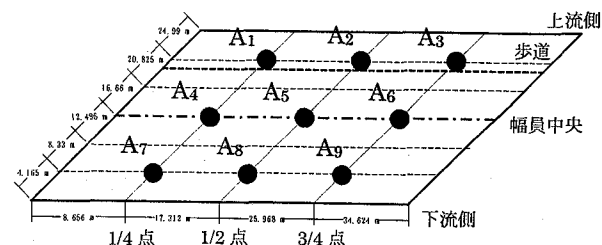


図-4 砂袋落下衝撃試験での測定点の位置と番号

4. 実験結果

本実験から表-2 に示す振動特性が得られた。表-2 より 3 次振動のねじれ 1 次を振動モードと剛性の関係から考えれば、ねじり方向の剛性が鉛直・水平方向の曲げ剛性より強いと考えられる。

表-2 固有振動数と減衰定数

振動次数	振動モード	固有振動数(Hz)		減衰定数
		実験値	解析値	
1	鉛直曲げ1次	3.81	3.81	0.014~0.021
2	水平曲げ1次	4.30	4.30	—
3	ねじれ1次	4.49	4.59	0.030~0.051
4	鉛直曲げ2次	8.50	8.75	0.013~0.014

また、特異な振動特性として下流側 3/4 点を加振すると、同側 1/4 点に加振点より振幅が大きくなる事が認められた。逆の場合も同様に、加振点ではない対岸の点が

大きな振幅を示す振動が認められた事から、そのような挙動の一例として、図-5にIM. type9(測定点 3/4(A₉)に加振した時の)振動波形を示す。以上のように斜橋特有と考えられる振動特性が見られた事から動的応答解析等で検討する必要がある。なお、支承部での応答速度からは小さな振幅しか認められなかった。

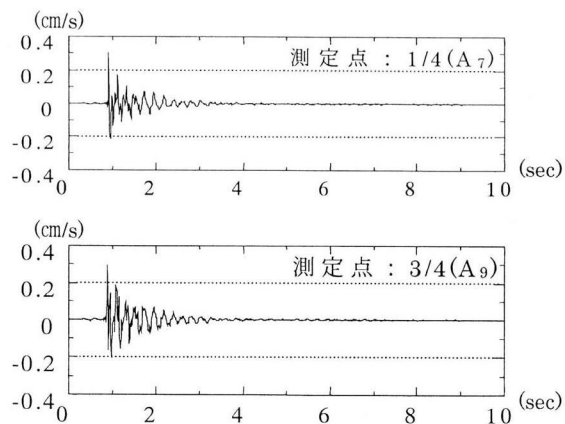


図-5 応答速度波形例

5. 構造解析

同定された実験値を基に固有値解析を用いて実橋と整合性を持つ構造解析モデルを作成した。構造解析モデルに用いた各主桁、荷重分配横桁、対傾構等は梁要素にした。また、床版については2方向スラブの鉄筋コンクリート床版であることからシェル要素(板要素)にした。歩道は中埋モルタルとコンクリート舗装がなされ、橋軸直角方向に約10m間隔で目地が切られているため、鉛直方向への曲げ剛性が弱いと考えられる事から非構造質量として扱った。厚さ170mmの積層ゴム支承に関しては、道路橋支承便覧²⁾に基づく計算を行って検討した。その結果、深田ら³⁾の研究に示されるように、常時における剛性を考慮してせん断ばね定数を10倍にした値を採用した。なお、本解析にはMSC/NASTRANを使用した。

5.1 固有値解析

構造物はそれぞれ固有の振動数を持っていて、それを表現したものが固有振動数値である。橋梁の実際の振動ではいくつかの固有振動モードが重なり合って生じている。そこで、固有値解析を行って固有振動数値を求め、

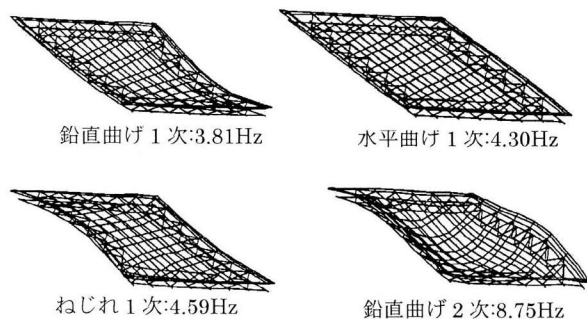


図-6 固有値解析結果

本橋梁の振動特性を検討した。解析の結果から得られた固有振動数値とその振動モードは図-6に示す。表-2と図-6から解析値の1次、2次の固有振動数値は実験値とよく一致している。

5.2 静解析

総重量196.2kNのダンプトラック車を想定して、1~9台載荷時での静解析を行った。1例として図-7に4台載荷の載荷箇所と変形図を、図-8、9にその載荷状態時での反力を示す。また、表-3に載荷台数別最大たわみ値を示す。結果として、図-8より鈍角端に大きな正反力、鋭角端に負反力が生じている事、図-7より中心載荷であるにもかかわらず正の最大たわみ(4.06mm)が中心から鈍角側にずれている事、負の最大たわみ(-0.29mm)は鋭角端に生じている事の3つが認められた。このことから本橋梁が一般的な斜橋の特性を持つ事が認められた。さらに、支承部での浮き上がりはなく、表-3に示すように支承以外の部位でも1mm以上の浮き上がりは認められなかった。

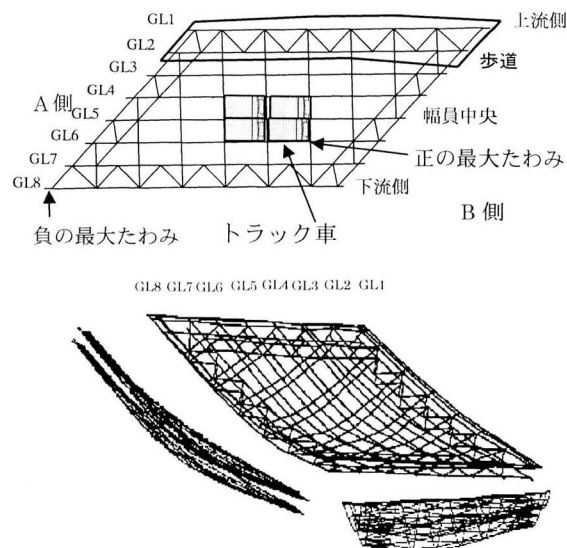


図-7 4台中央載荷

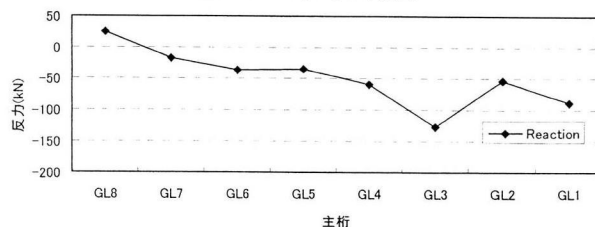


図-8 A側の反力(単位: kN)

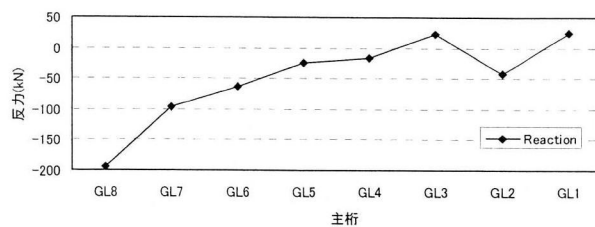


図-9 B側の反力(単位: kN)

表-3 載荷台数別最大たわみ値(単位: mm)

	負のたわみ値	正のたわみ値
1台載荷時	-0.76	2.79
2台載荷時	-0.27	3.14
3台載荷時	-0.63	5.78
4台載荷時	-0.29	4.06
9台載荷時	-0.90	8.49

斜橋の特性であるねじりの影響を把握するため、主桁と荷重分配横桁、中間対傾構、横構の軸応力について検討した。その結果、図-10と図-11に示すように鈍角端の付近に圧縮応力が生じていた。

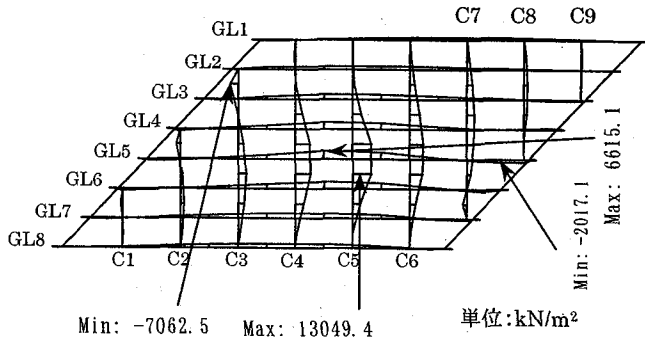


図-10 4台載荷ケースでの主桁、荷重分配横桁、中間対傾構の軸応力

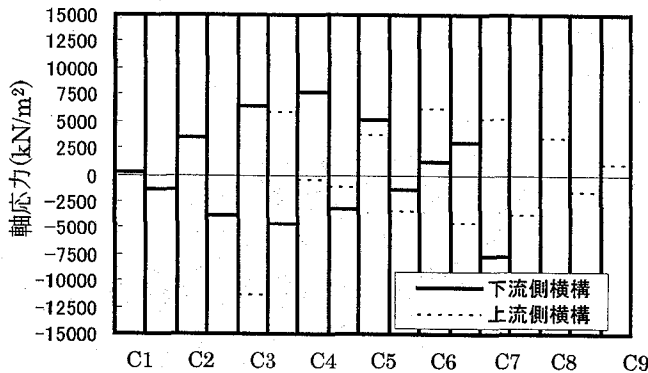
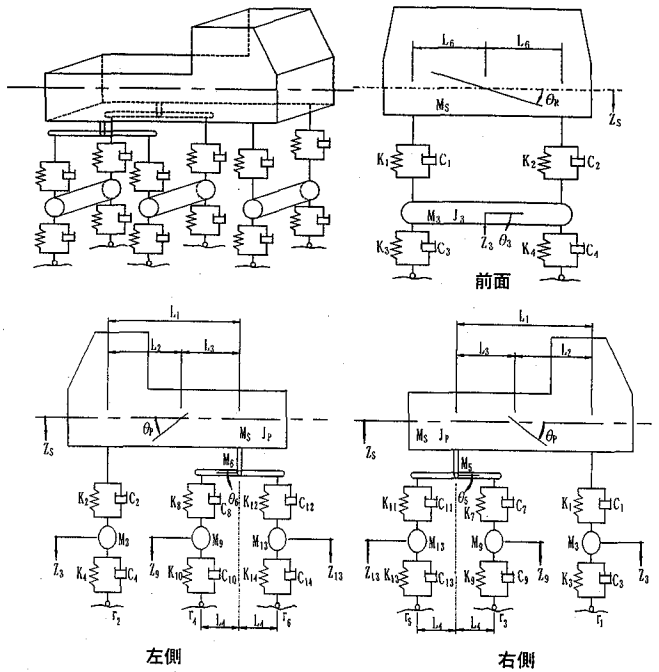


図-11 横構の軸応力

5.3 走行車両による動的応答解析

本解析では、水野⁵⁾の研究から表-4と図-12に示す3次元11自由度車両モデルと諸元を用いて車両が走行したときの動的応答を検討した。そこで、具体的な本橋梁の挙動を把握するために有限要素法で直接積分法を用いた動的応答解析を行った。そして、車両走行時の応答変位、応答速度、応答加速度を図-13に示す各着目点において算出し、実験で見られた加振点ではない対岸の点が大きな振幅を示すことへの検討を行った。さらに、車両通過後の減衰自由振動を用いてモードの同定を行った。車両の走行ラインは、図-14に示す幅員両端部と幅員中央部の3ラインとした。また、井上⁶⁾の研究において桁倒れの静的な検討は行われているが、動的な応答に対する検討は行われていないため、斜角による動的応答への影響の検討も行った。



$$\eta = 4\pi f_2(h_2 - \pi f_2 \alpha) \cdots (2)$$

振動数が f ，減衰定数が h ，剛性依存分が α ，質量依存分が η として，表-2 に示す 1 次振動と 4 次振動の固有振動数値と減衰定数を用いて算出した．結果 $\alpha = 3.198 \times 10^4$ ， $\eta = 0.50$ となる．

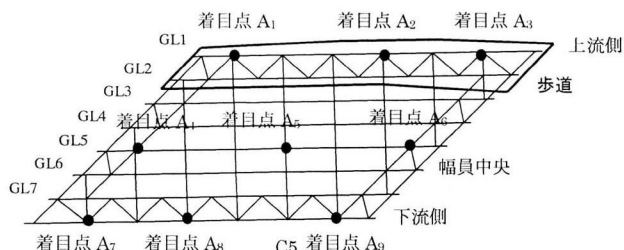


図-13 動的応答解析の着目点

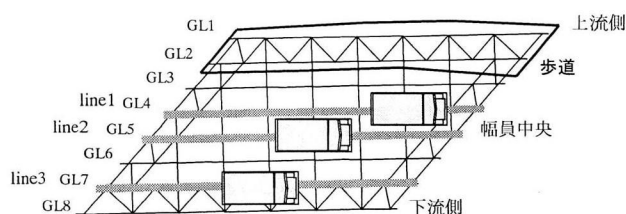


図-14 動的応答解析走行ライン

解析例として，30km/h 車両走行 line2（以下，30 km/h-line2 とする．）で走行した時の下流側の応答波形を図-15 に示す．車両は鋭角端側 A_7 より時刻に沿って鈍角端側 A_9 へ走行しているにもかかわらず，鋭角端側 A_7 の方が常に大きな応答波形を示している．また，車両通過後の減衰自由振動波形から同定した固有振動数値と振動モードは固有振動数値 3.91Hz で鉛直曲げ 1 次振動モードを示した．

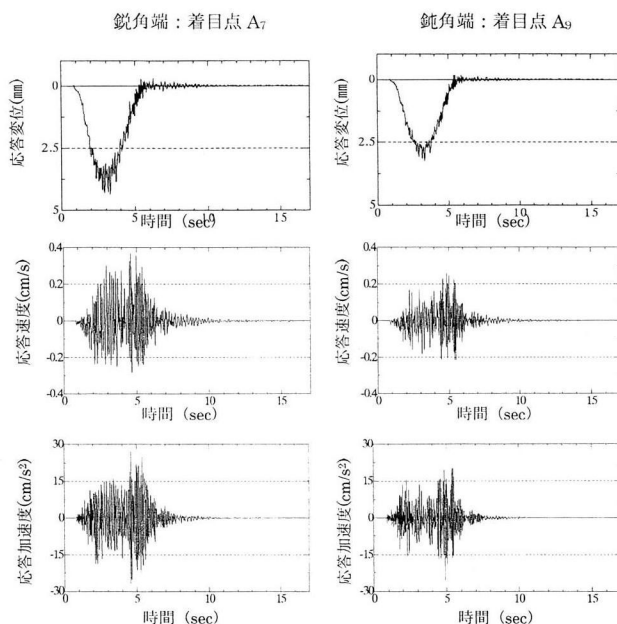


図-15 30 km/h-line2 での下流側の応答波形

次に，桁倒れ量について検討した．桁倒れ量は次式⁶⁾で求められる．ここに桁倒れ量が δ ，桁高が h_w ，たわみ差が d ，主桁間隔が a である．

$$\delta = h_w \cdot \frac{d}{a} \cdots (3)$$

計算結果として，C5 の位置の 30 km/h-line2 の桁倒れ量の応答波形を図-16 に示す．この図より走行ラインから遠いほど桁倒れ量が多い事がわかる．しかしここで，全ての応答波形を図示して，応答波形の詳細について比較・検討を行うのは困難である．そこで，各走行ケースにおける各主桁間の最大桁倒れ量を求めた結果を用いて，桁倒れ量を検討した．求めた結果を表-5 に示す．この表から 30 km/h・60 km/h-line3 での値を除いては，全てのケースで平均値に対して ± 0.1 mm 程度の範囲以内になっている事がわかる．これより橋軸直直角方向への荷重分配が適切になされていると考えられる．

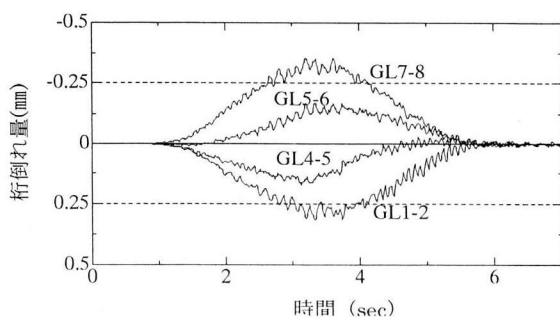


図-16 30km/h 車両走行 line2 での C5 の桁倒れ量の応答波形例

表-5 各走行ケースでの最大桁倒れ量（単位：mm）

	30km/h-line1	30km/h-line2	30km/h-line3
GL1-2	0.338	0.316	0.213
GL2-3	0.369	0.347	0.221
GL3-4	0.288	0.357	0.289
GL4-5	0.326	0.306	0.408
GL5-6	0.360	0.289	0.566
GL6-7	0.334	0.344	0.603
GL7-8	0.311	0.352	0.512
平均	0.332	0.330	0.402

	60km/h-line1	60km/h-line2	60km/h-line3
GL1-2	0.380	0.352	0.199
GL2-3	0.407	0.400	0.237
GL3-4	0.322	0.425	0.334
GL4-5	0.370	0.363	0.506
GL5-6	0.386	0.307	0.738
GL6-7	0.365	0.380	0.770
GL7-8	0.340	0.376	0.672
平均	0.367	0.372	0.494

6. あとがき

本研究では，斜角の厳しい斜橋に対して実験と解析の

両面から構造特性や動的応答特性などを検討した。土地の制約から、本橋梁のような斜角構造の橋梁が採用される可能性はありうる。本研究の内容が設計等の参考資料になれば幸いである。

本研究で得られた知見を列挙すると以下のようなものである。

- (1) 実験結果において、本橋梁は鉛直・水平方向の曲げ剛性よりねじれ方向の剛性が強いと考えられる。また、砂袋落下衝撃試験で認められた下流側 3/4 点を加振すると同側 1/4 点が加振点より振幅が大きくなる振動特性は、走行車両による動的応答解析でも認められた。
- (2) 静解析において実橋実験ができなかったことから実験値との比較はできなかったが、解析結果から中心載荷において、正の最大たわみが中心から鈍角側にずれている事、鈍角端の付近に圧縮応力が生じている事が認められた。さらに、一般的な斜橋の特性である鈍角端に大きな正反力が生じ、鋭角端には小さな正反力または負反力が生じている事が認められた。
- (3) 動的応答解析の結果、下流側 3/4 点を加振すると同側 1/4 点が加振点より振幅が大きく、またはほぼ同等になる事が確認された。また、車両通過後の減衰自由振動波形から固有振動数値 3.91Hz の鉛直曲げ 1 次振動モードが同定された。

以上の結果より、現時点では確認された斜橋特有の振

動特性に対して、本橋梁の取り付け道路が整備された後に本橋梁の静的・動的な実橋実験によって以上に述べた点を検証する事が必要であると思われる。また、ねじれ剛性が期待される荷重分配横桁と中間対傾構などへの検討及び、それらと主桁との接合部への検討は構造解析モデルの再作成も含めて今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 最新 橋梁設計・施工ハンドブック編集委員会：最新 橋梁設計・施工ハンドブック，建設産業調査会，pp. 258-259，1990 年 1 月。
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧 改定案，平成 13 年 2 月。
- 3) 深田幸史・梶川康男：短スパン PC 橋の環境振動特性，橋梁振動コロキウム'01 論文集 pp. 167～pp. 174，2001 年 10 月。
- 4) 尾下里治：直交格子斜橋の横構軸力と主桁付加応力度に関する研究，土木学会論文集，No. 404/I-11，pp. 321-330，1989 年 4 月。
- 5) 水野寿行：近代木車道橋の動的応答特性と衝撃係数に関する研究，金沢工業大学大学院修士論文，2002 年 3 月。
- 6) 井上稔康・佐藤浩一・杉江豊・武田敦：斜橋の桁倒れによるそり応力について，土木学会年第 48 回次学術講演会講演概要集，I-687，1993 年 9 月。

(2002年9月13日受付)