

斜張橋の走行荷重による動的応答実験と理論解析

EXPERIMENTS AND THEORETICAL ANALYSES OF DYNAMIC RESPONSE
OF A CABLE-STAYED BRIDGE UNDER MOVING VEHICLES川谷 充郎^{*1}・難波 宗行^{*2}・大松 正成^{*3}・亀井 正博^{*4}・中出 収^{*5}

By Mitsuo KAWATANI, Muneyuki NAMBA, Masanari OMATSU, Masahiro KAMEI and Osamu NAKADE

Recently, cable-stayed bridges tend to have long span with multi-cables. Therefore, the cables come to vibrate in low frequency. These transverse vibrations of the cables happen easily and are likely to resonate with vibrations of a whole system of the bridge. The resonance will have important influence on dynamic response of the bridge. The characteristic of cable vibration under moving vehicles is not clearly examined.

In Sugahara-Shirokita Oh-Hashi, which is a cable-stayed bridge constructed by Osaka City, the field tests on free vibration and dynamic response due to test vehicles are carried out, and dynamic responses of the girder, towers and cables are measured. For two dimensional model of bridge with transverse cable vibration, eigenvalue and dynamic response of this bridge are analyzed. In the analyses of dynamic response, vehicles are modeled as one or two degree of freedom system. The analytical results are compared with the test ones to verify the validity of analytical method and models. Through parametric analyses influences of roughness of road surface, model type of vehicle and headway on dynamic response under moving vehicles are investigated.

1. まえがき

斜張橋は桁をケーブルで弾性支持した吊り構造であり、桁の曲げ剛度が一般の桁橋に比べて小さく、一種の柔構造と考えることができる。柔構造系において、その動的性状を把握することは重要な課題である。斜張橋の場合も、地震応答特性および耐風安定性について多くの調査、研究が行われているが、走行荷重下の動的性状に関しては未だ明らかにされていないことも多い。

走行荷重による斜張橋の動的応答に関しては、小松・川谷¹⁾の実験的・理論的研究により、動的応答解析の手法とそれを用いた解析結果が示された。その研究においては、路面不整を考慮せず、走行車両を1自由度振動系にモデル化し、それが共振車頭間隔(車頭時間が橋の対称1次固有周期に等しい)で連行する荷重列モデルを用いている。ところで、これまでの桁橋の走行荷重下の動的応答に関する研究は、路面不整が

*1 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

*2 大阪大学大学院生 工学研究科前期課程土木工学専攻 (〒565 吹田市山田丘2-1)

*3 北九州市建設局 門司建設事務所工務課 (〒801 北九州市門司区清滝1丁目1-1)

*4 工修 大阪市建設局 街路部立体交差課 主査 (〒530 大阪市北区梅田1-2-2-500)

*5 工修 三菱重工業(株) 広島製作所 鉄構部橋梁設計課 (〒730 広島市中区江波沖町5-1)

動的応答に及ぼす影響の大きいことを明らかにしており^{2), 3)}, それが斜張橋においても同様に大きな影響を持つことが分かっている⁴⁾。文献4)においては、路面不整を考慮した場合、車両のモデル化も動的応答に大きな影響を及ぼすことより、車両モデルとしては、1自由度振動系モデルの他に、ダンブトラックをより適切に表現できる、前後輪を考慮した2自由度振動系モデルも用いている。

近年、斜張橋は着実に支間長を伸ばしつつあり、現在、支間長500m規模の斜張橋を架設中であり、さらに本州四国連絡橋、尾道・今治ルートの方々羅大橋は中央支間長890mの鋼斜張橋として建設されることが決まっている。このように支間長が伸び、斜張橋が長大化していくとき、ケーブルも長くなり、その固有振動数が小さくなる。さらに、斜張橋はマルチケーブル化により、さまざまな固有振動数のケーブルを有するようになり、低い振動数領域において桁との共振の可能性が大きくなっている。低次の振動は比較的発生し易く、また振幅も大きいと考えられるので十分な検討が必要である。すでに幾つかの斜張橋において、ケーブル振動が報告されている⁵⁾。このように振動しやすいケーブルの走行荷重下における動的挙動については未だ明らかにされていない。

今回、大阪市が建設した菅原城北大橋の完成時に、起振機による自由振動実験ならびに試験車走行による動的応答実験が行なわれ、桁および塔の応答、ならびにケーブルの振動が測定された。本研究では、ケーブルの振動を考慮した斜張橋の固有値解析および走行車両による動的応答解析を行い、それらの実験結果と比較検討し、さらに、走行荷重下の動的応答に対する、路面凹凸、車両のモデル化および車頭間隔等の影響について考察する。

2. 対象橋梁

大阪市が建設した菅原城北大橋は⁶⁾、斜張橋の前後のPCラーメン橋を張り出し、3径間連続鋼斜張橋の桁端を支持させる構造となっており、斜張橋部とPC部はヒンジで結合されている。このように、本橋は従来の斜張橋とは異なった構造系を有し、動的特性について特に検討が必要である。ケーブルは11段で中央1面タイプであるが、塔にスリットを設けてケーブルを2列に配し、さらに桁が2室箱形であり中央に腹板があるため、ケーブルをその両側に定着する構造となっている。橋梁の一般図を図-1に示す。

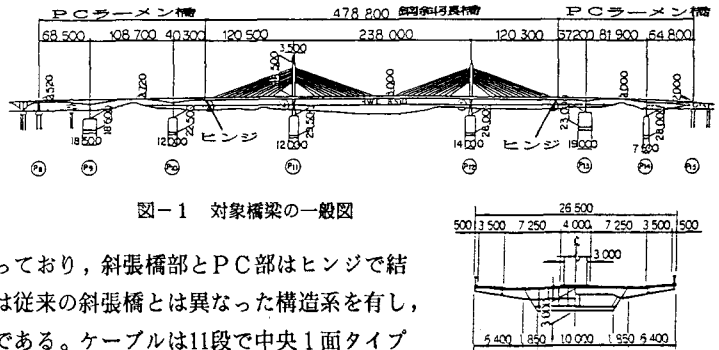


図-1 対象橋梁の一般図

本橋のようなマルチケーブル形式の斜張橋は、ケーブル長および初期張力の異なる多くのケーブルを持つ。これらのケーブルはそれぞれ異なる固有振動数を有し、それが全体構造の固有振動数と接近し共振する可能性が高くなる。ケーブルと全体構造が共振するとき、ケーブルがダンパーとして働き、斜張橋の動的安定に有益であるとされているが、逆に、動的安定に対して悪影響を与える可能性も指摘されている⁷⁾。また、ケーブルの振動は、橋梁全体の動的挙動のみでなく、ケーブルおよび定着部の疲労に対しても大きな影響を与える。

3. 自由振動性状

3.1 起振機による自由振動実験結果

中央支間のL/2点およびL/4点で起振機によりそれぞれ鉛直方向、橋軸直角水平方向の加振を行ない、主桁、タワーの加速度、ケーブルの変位を測定した。この自由振動実験の結果、

表-1 菅原城北大橋の自由振動性状

振動モード	固有振動数(Hz)		対数減衰率	減衰の評価振幅
	実験値	解析値		
鉛直曲げ振動	対称1次	0.393	0.362	4.2 ~ 2.1 (cm)
	逆対称1次	0.603	0.535	2.1 ~ 1.2 (cm)
	対称2次	0.923	0.886	1.3 ~ 0.85 (cm)
捻り振動	対称1次	1.173	—	0.82 ~ 0.49°
	逆対称1次	2.058	—	0.31° ~ 0.054°
水平曲げ振動	対称1次	0.838	—	0.64 ~ 0.25 (cm)
	逆対称1次	2.014	—	0.07 ~ 0.02 (cm)

橋梁全体系の鉛直曲げ振動モードに対する固有振動数 f は、対称 1 次が 0.393Hz、逆対称 1 次が 0.603Hz、対称 2 次が 0.923Hz であった。また対数減衰率 δ は、以上の固有振動モードに対して 0.042~0.047 であり、振動モードの違いによる減衰率の変化はほとんどなかった。対称 1 次モードでの振動時、側径間最上段ケーブルの変位に、全体系の 1 次固有振動数を有する振動が測定されたが、他のケーブルにおいて有為な振動は生じていない。ねじり振動および水平曲げ振動における固有振動数と対数減衰率を含めて、自由振動実験結果を表-1 に掲げる。

3.2 斜張橋の自由振動性状

本橋の自由振動実験結果を他の斜張橋の自由振動性状と比較して、図-2 および図-3 に示す。図中の番号は表-2 の斜張橋 No. と対応する。

基本固有振動数について比較すると、トラス構造の櫃石島橋や六甲大橋は、鋼箱桁の橋梁に比べて大きな値となっている。さらに、トラス構造、箱桁構造それぞれについてみると、どちらも中央支間長が長くなるほど振動数の減少する傾向がある。PC 斜張橋である呼子大橋の基本固有振動数は、同規模の鋼斜張橋に比べ小さな値となっている。

対数減衰率については、振幅依存性があるため、一概に比較はできないが、六甲大橋はトラス構造であり、さらにダブルデッキ形式であるため、他の橋梁に比べて対数減衰率がかなり大きく、また、同じくトラス構造である櫃石島橋も大きめの値となっている。また、同じような規模および構造形式であるかもめ大橋と本橋では、基本固有振動数は比較的近い値であるが、対数減衰率は本橋の方がかなり小さくなっている。一般に、PC 斜張橋は鋼斜張橋に比べ、固有振動数は小さくなり、対数減衰率は大きくなるとされている。先に記したように、固有振動数は予想された結果が現れているが、対数減衰率はデータが少ないものの大きな差は現れていない。

斜張橋は、鋼であるか PC であるかというだけでなく、桁の構造（トラス桁、箱桁、I 型桁）、塔の形式（門形、1 本柱、A 形など、桁との結合関係、支持条件）およびケーブルの配置（1 面、2 面、放射形、ファン形、ハープ形）などによりさまざまな構造形式が考えられ、実際に架設された橋梁を見ても、それぞれに特徴を持ったものになっている。したがって、中央支間長や、ケーブル段数だけで斜張橋の自由振動性状を特徴づけることは難しく、他の要因も複雑に関係していると考えられる。

3.3 固有値解析

ここでは、対象橋梁を図-4 に示すように斜張橋部とその前後の



図-4 対象橋梁解析モデル

PC 橋部を節点数 241 の離散質量系に理想化したモデルを用いる。ここで、ケーブルの弦振動を考慮するため、各ケーブルの中間に 3 つずつ節点を配置している。

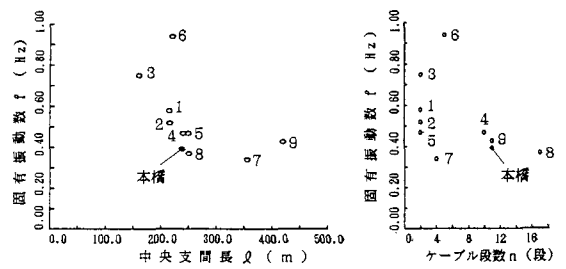


図-2 斜張橋の基本固有振動数

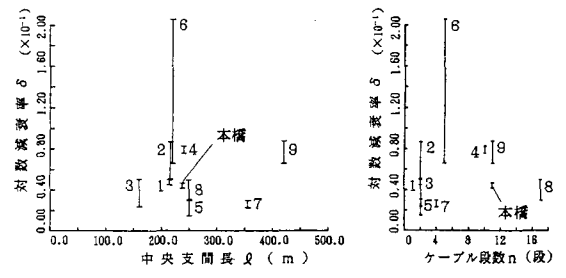


図-3 斜張橋の対数減衰率

表-2 斜張橋の構造形式

No.	橋梁名	径間長(m)	ケーブル形式	補剛桁の形式
1	尾道大橋	85+215+85	放射形(2面2段)	I形2本主桁
2	豊里大橋	80.5+216+80.5	ファン形(1面2段)	逆台形箱桁
3	荒川大橋	60.3+160+60.3	ハープ形(1面2段)	箱桁+I桁
4	かもめ大橋	100+240+100	ファン形(1面10段)	逆台形箱桁
5	本広大橋	110+250+110	ファン形(1面2段)	逆台形箱桁
6	六甲大橋	89.35+220+89.35	ファン形(2面5段)	鋼トラス桁
7	大和川橋梁	149+355+149	ハープ形(1面4段)	逆台形箱桁
8	呼子大橋	121+250+121	ハープ形(2面17段)	逆台形PC箱桁
9	櫃石島橋	185+420+185	ファン形(2面11段)	鋼トラス桁

固有値解析により得られた固有振動数を、前述した実験結果と共に表-1に示す。解析値が実験値よりやや小さい値となっている。一般に解析モデルは、その重量においては設計荷重を用いて安全側に重くモデル化されており、また実橋は高欄等の付属物によって設計値より剛性が高いため、固有振動数は解析値の方がやや小さくなるのが普通である。今回の値も、解析値としては妥当な範囲内であると思われる。紙面の都合で詳細は省略するが、表に示したような低次の振動モードではケーブルの振動モードは小さかった。

4. 走行車両による動的応答特性

4.1 路面凹凸の測定

車両走行による動的応答に及ぼす路面凹凸の影響を調べるため、3mプロフィールメータを用い、斜張橋部の路面凹凸を計測した。3mプロフィールメータでは、計測台車のスパンが3mと短く、長波長の路面凹凸を測定できないため、3m間隔の水準測量を行い、3mプロフィールメータで計測されたデータを補正することとした。測定された路面凹凸波形をFFT法（高速フーリエ変換法）を用いてスペクトル解析し、そのパワースペクトルを求める。斜張橋部の縦断勾配を除いた路面凹凸のパワースペクトル密度をISO評価基準とともに図-5に示す。

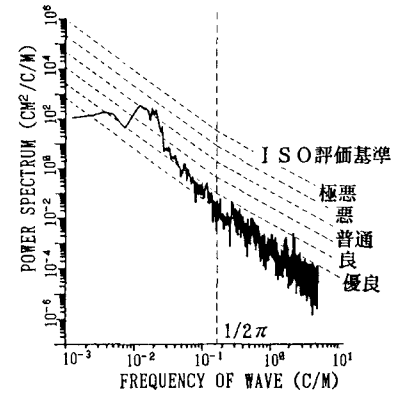


図-5 路面凹凸のパワースペクトル

表-3 試験ケース

台数	速度	方向	CASE番号	備 考
1台	30km/h	上り	CASE1-1	
		上り	CASE1-3	スリッポンター 20mm 4'77'
		上り	CASE1-4	Exp. 20mm 4'77'
		上り	CASE1-5	歩道側走行
		上り	CASE2-1	
2台	40km/h (車頭間隔21m)	上り	CASE3-1	
		上り	CASE3-3	スリッポンター 20mm 4'77'
		上り	CASE4-1	
4台	40km/h (車頭間隔21m)	上り	CASE5-1	
		上り	CASE5-3	スリッポンター 20mm 4'77'
		上り	CASE6-1	
2台	40km/h (車頭間隔28m)	上り	CASE7-1	スリッポンター 20mm 4'77'
		上り	CASE7-2	Exp. 20mm 4'77' 歩道側
1台	50km/h	上り	CASE8-1	
		上り	CASE8-2	スリッポンター 20mm 4'77'

4.2 試験車走行実験

4.2.1 実験概要

車両走行実験では重量約18tのダンブトラックを最大4台走行させ、主桁下フランジのひずみ、タワー最上部の加速度および左岸側ケーブルの加速度と変位、左岸側径間側ケーブル軸力の測定を行なった。舗装完工直後の路面上の走行ケースの他に、厚さ20mm、幅800mmのゴム板をPC部と斜張橋部間の伸縮継手部に設置するケース、および斜張橋の中央径間中央部に、厚さ20mm、幅200mmのゴム板を共振車頭間隔で2枚並べて設置するケースについて、それぞれ段差走行実験を行なっている。試験ケースを表-3に、試験車の動的特性を表-4に掲げる。

車両を連行させる場合には、起振機による振動実験より得られた固有振動数から共振車頭間隔¹⁾を求めてその間隔を維持するようにして走らせた。このとき、テープスイッチにより車両の通過パルスを記録し、各テープスイッチ間の平均走行速度およびテープスイッチ通過時の車頭間隔を計測した。

表-4 試験車の動的特性

	重量 (ton)	固有 振動数 (Hz)	対数 減衰率	ばね 定数 (t/m)	減衰係数 (t·sec/m)
前輪	5.23	—	—	122.2	17.44
後輪	12.91	—	—	839.9	32.57
合計	18.14	3.43	0.36	762.1	20.01

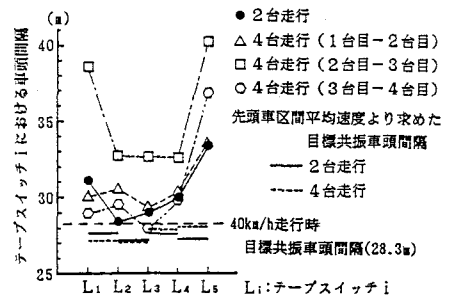


図-6 実測車頭間隔

2台あるいは4台連行の場合の車頭間隔の測定値を、目標とした共振車頭間隔と共に図-6に示す。

4.2.2 実験結果

主桁下フランジのひずみおよびケーブル軸力の応答に関して、走行台数や走行速度、段差の有無に着目して考察する。走行速度に対するケーブル軸力（左岸側径間側最上段，4段目，最下段ケーブル）および主桁下フランジひずみ（側径間L/2点，中央支間上，中央径間L/4点，中央径間中央）の動的増幅率 DIF を図-7(1)～(7)に示す。DIFの定義については参考文献1)，2)を参照されたい。ここで DIFは動的応答曲線から静的応答値を推定して算出した。

(1) ケーブル軸力

ケーブル軸力の動的増幅率について、各ケーブルともに走行台数が増えるにつれ DIF が若干小さくなる傾向がうかがわれる。また、段差の無い走行ケースについて、1台走行の場合では各ケーブルとも40km/h走行時に DIF が一番大きくなっていることが分かる。

段差の影響については、1台走行では側径間最下段（11段目）ケーブル（30km/h走行ケース）を除いて段差のあるケースの方が DIF が大きく、2台走行では側径間最下段ケーブルで段差のあるケースの DIF の方が大きくなっている。4台走行の場合には、側径間最下段ケーブルで段差を設けたケースの DIF の方が段差の無い走行ケースに比べて若干大きくなっているが、他のケーブルでは明確な差は見られない。

(2) 主桁下フランジのひずみ

図-7(4)～(7)に示すとおり、例外はあるものの、全体的に走行速度が増すにつれ DIF が大きくなる傾向がある。特に図-7(5)の中央支間上の桁ひずみにその傾向が強い。走行台数の DIF に及ぼす影響はあまり顕著でないが、中間支点上の桁ひずみと、中央径間中央の桁ひずみの中央径間中央に段差を設けたケース（いずれも 30km/h走行時）について走行台数が増えると DIF が小さくなっている。段差の影響は必ずしも明確でないが、1台走行では中央径間中央に段差を設けたケースの中央径間中央の桁ひずみと伸縮継手部に段差を設けたケースの側径間中央を除く3箇所の桁ひずみ、2台走行では測定した総ての桁ひずみにおいて、また4台走行では側径間中央および中央径間中央の桁ひずみにおいて段差を設けたケースの DIF が段差の無いケースに比べて大きくなっている。図-7(4)～(7)を比較すると、ひずみ測定位置によって動的応答に違

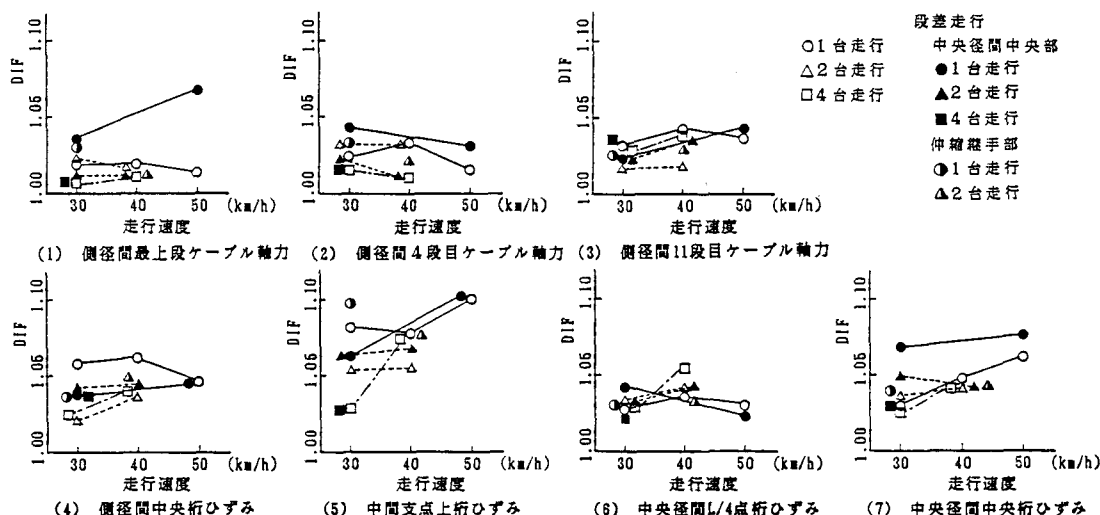


図-7 走行速度と DIF の関係

いのあることが分かり、支点上の桁ひずみに動的応答が顕著に現れ、DIF も大きくなっている。

全体的にみて、ケーブル軸力の DIF は、桁ひずみの DIF に比べやや小さい値になっている。

4.3 動的応答解析

4.3.1 解析方法

本解析法では、固有値解析と同じく斜張橋を平面構造の離散質量系に理想化し、マトリックス変形法により橋の強制振動方程式を導く^{(1),(4)}。さらに、1 台の自動車を 1 自由度系あるいは 2 自由度振動系にモデル化して、モード法により橋と車の連成振動方程式を求める。これを Newmark- β 法を用いて逐次積分して斜張橋の動的応答を求める。その過程において、質量マトリックスの逆マトリックスの計算は、部分行列法により計算の効率化を計る。なお、Newmark- β 法における積分時間間隔 Δt は、考慮した最高次振動モードに対応する固有周期の $1/5 \sim 1/6$ とし、 $\beta=1/4$ として収束精度 $1/1000$ 以内で解を得る。

主要部材の静的応答値をモード法による収束計算で求め、静的解析値との誤差が 5% 未満となる次数を動的応答解析におけるモード次数とする。節点数 241 節点の本解析モデルにおいて、誤差 5% 未満のモード次数は 196 次であった。そのモード次数における固有周期 0.0242sec より、積分時間間隔 Δt は 0.00403sec とした。

路面不整を考慮する場合には、3m プロファイルメータにより計測したアナログ波形から 10cm 間隔で凹凸量を読み取り、3m 毎の水準測量による長波長成分の補正を行ったデータを用いた。路面凹凸には縦断勾配を含んでいるので、路面平滑の場合にも縦断勾配を与えている。解析条件は、実験との比較を行うケースにおいてはほぼ実験と同一の条件としているが、解析において路面凹凸は斜張橋部のみを与えており、この点において実験とは条件が若干異なる。

4.3.2 走行荷重モデル

図-8 に示すよう

な、ばね下質量を無視した 1 自由度振動系モデルと、実際のダンブトラックを適切にモデル化した前輪 1 軸および後輪 2 軸を有する 2 自由度振動系モデルを用いる。車両モデルの動的特性は試験車の動的特性より決定した。

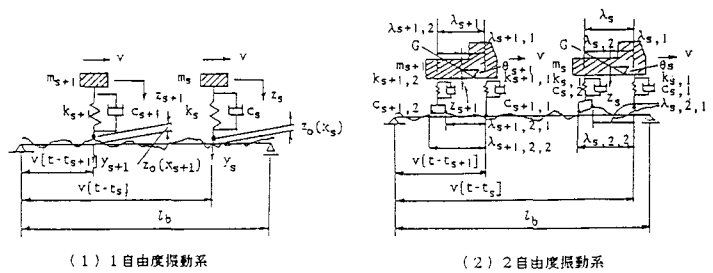


図-8 走行車両モデル

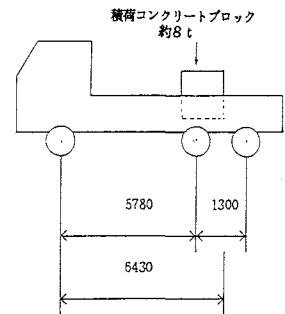


図-9 試験車の車両寸法

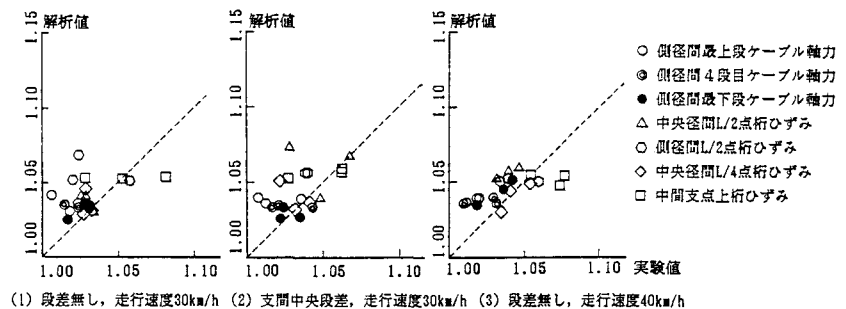


図-10 実験値と解析値の比較 (DIF)

試験車の車両寸法を図-9に示す。連行荷重列では、共振車頭間隔を有する荷重列を用いる。実験結果と比較するための解析では、試験車走行実験において実測した車頭間隔を用いた。また、理想的な共振車頭間隔として、固有値解析結果の基本固有周期から算出した車頭間隔の場合についても別途解析を行った。

4.3.3 解析結果

(1) 試験車走行実験結果と動的応答解析結果との比較

試験車走行実験と比較するため、走行車両として2自由度系振動モデルを用い路面凹凸を考慮し、実測の走行速度と車頭間隔を保持して動的応答解析を行った。解析により得られた DIF を実験値と比較して図-10(1), (2), (3)に示す。走行ケースによって多少ばらつきがあるものの、桁のひずみは実験値と解析値が比較的よい一致を示している。ケーブル軸力のDIFは全体的に解析値の方が大きな値となっているが、これは実橋においてはケーブルのサグが振動を吸収するためであると考えられる。

(2) 車両のモデル化および路面凹凸の影響

図-11において、1台走行の場合について、車両のモデル化や路面凹凸がDIFに与える影響を示している。車両のモデル化によるDIFの変化をみると、2自由度系にモデル化すると1自由度の場合より若干小さくなり、さらに路面凹凸を考慮することによってDIFは大きくなっている。路面凹凸の影響は桁および塔の曲げモーメントにおいて顕著である。

4台連行の場合、図-6に示すように実際の車頭間隔は目標とした共振車頭間隔より大きくなっているが、このような車頭間隔の差異が動的増幅率に及ぼす影響を図-12に

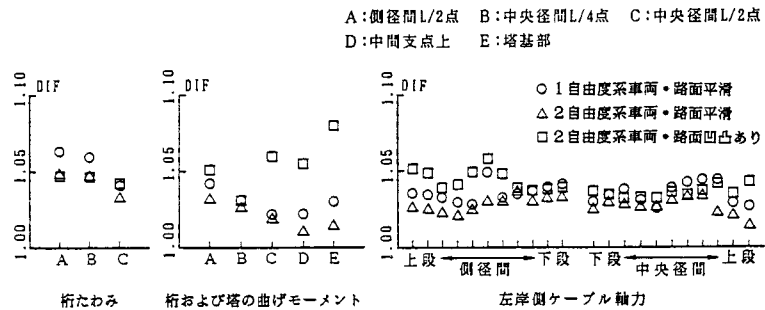


図-11 車両モデル・路面凹凸による DIF の変化

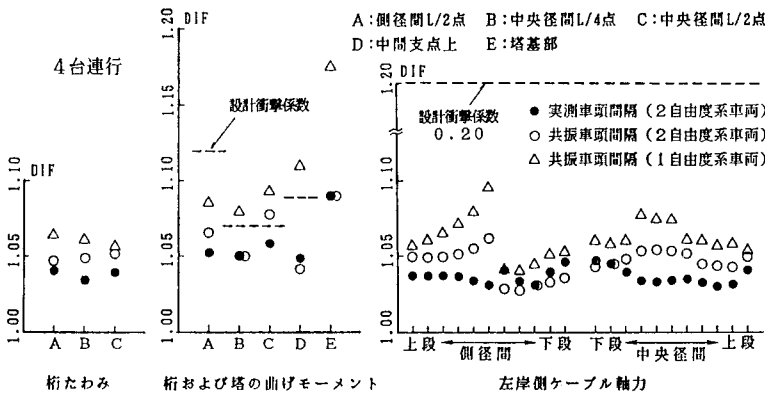


図-12 車頭間隔による DIF の変化

示す。共振車頭間隔を用いた解析のDIFは、実測車頭間隔による解析のDIFに比べ大きくなっている。さらに1自由度振動系車両モデルを用いた場合、DIFはかなり大きな値となっている。

4.3.4 設計衝撃係数との比較

主桁の設計に用いられた衝撃係数の値は、道路橋示方書に定められた式 $i = 20 / (50 + L)$ によって与えられている。ただし、側径間の支間長Lは中間支点からヒンジまでの長さとしている。また、ケーブルに関しては別途に設計衝撃係数 0.20 を与えている。図-12 にこれらの設計値を破線で示す。

実際のトラックに近いモデルである2自由度振動系車両モデルを用いた4台連行の場合の解析結果を設計

値と比べると、動的増幅率が大きくなる共振車頭間隔を用いた場合でも、主桁の曲げモーメントに関して中央径間L/2点以外は安全側にあり、また中央径間L/2点も共振車頭間隔を用いたケースが設計値をわずかに上回っているだけである。さらにケーブル軸力に対しても設計値に対して解析値が充分安全側にあるので、これらのことから解析結果はほぼ安全側にあると考えることができる。

5. 結 論

本研究においては、斜張橋の走行荷重による動的応答特性について、現地実験および理論解析により調査した。調査事項およびその結果は次の通りである。

- (1) 菅原城北大橋の固有値解析により得られた固有振動数は現地振動実験結果と比較的よい一致を示しており、対象橋梁のモデル化および解析法の妥当性が検証された。
- (2) 試験車走行実験において、走行速度の増加により動的増幅率 DIF は大きくなる傾向がある。ケーブル軸力の DIF は、桁ひずみの DIF に比べやや小さい値になっている。
- (3) 走行荷重下の動的応答解析によって得られた DIF の値は、桁ひずみについて実験値と比較的よい一致を示しており、走行車両のモデル化および数値積分の妥当性が明らかにされた。
- (4) 斜張橋の走行荷重下の動的応答に対して、路面凹凸、車両のモデル化および車頭間隔も大きな影響を及ぼす。
- (5) 動的応答解析によって得られた DIF の値は、設計衝撃係数に比べて安全側にある。

謝 辞 本研究の遂行に際して多くの助言を頂いた大阪大学 福本啓士教授、ならびに自由振動実験に際してお世話頂いた三菱重工業(株) 佐々木伸幸氏に感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp.13-28，1978.7.
- 2) 川谷充郎・小松定夫・佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答性に関する研究，土木学会論文集，No.392/I-9，pp.351-358，1988.4.
- 3) 川谷充郎・小菅 朗・嶋田玲志・小松定夫：路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数，構造工学論文集，Vol.33A，pp.459-466，1987.3.
- 4) 川谷充郎・本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集，Vol.36A，pp.697-704，1990.3.
- 5) 横山功一・日下部毅明：斜張橋ケーブルの風による振動と対策，橋梁と基礎，Vol.23，No.8，pp.75-84，1989.8.
- 6) 藤澤政夫・亀井正博・井下泰具：菅原城北大橋主橋梁部の設計と施工，土木学会論文集，No.403/VI-10，pp.239-247，1989.3.
- 7) 前田研一・米田昌弘・前田幸雄：斜張橋のシステムダンピングの実際とその応用，橋梁と基礎，Vol.22，No.3，pp.27-35，1988.3.

(1990年10月12日受付)