

波形鋼板ウェブ PC 橋の実橋載荷実験

—山陽自動車道小犬丸川橋—

永田 孝夫*1・安川 義行*2・梅津 健司*3・永元 直樹*4

1. はじめに

小犬丸川橋は、山陽自動車道の龍野西ジャンクション(仮称)～新宮 IC(仮称)における兵庫県龍野市揖西町小犬丸に位置する PC 6 径間連続ラーメン箱桁形式の波形鋼板ウェブ橋(2001 年完成)である。波形鋼板ウェブ PC 橋は、主桁自重の低減、合理的な構造、施工の省力化が図れるなど、数多くの特長を有することから、近年国内において施工実績が増加している構造形式である。小犬丸川橋の諸元は、以下である。

道路規格：第 1 種 3 級 B 規格 (V = 80 km/h)

活荷重：B 活荷重

橋 長：429.942 m
 桁 長：429.642 m
 支間割：49.942 m + 4@81.000 m + 54.068 m
 全幅員：10.39 m
 有効幅員：9.36 m
 上部構造架設法：張出し架設工法

波形鋼板ウェブ橋については、その構造に関する特徴を明確にするために数多くの研究が進められているが、実橋で構造特性を確認した事例は少ない。そこで本橋では、波形鋼板ウェブ橋の静的・動的特性を確認するために、架設時計測および完成構造系における載荷実験を行った。それにより、設計上の仮定の妥当性を検証した。本稿では、そ

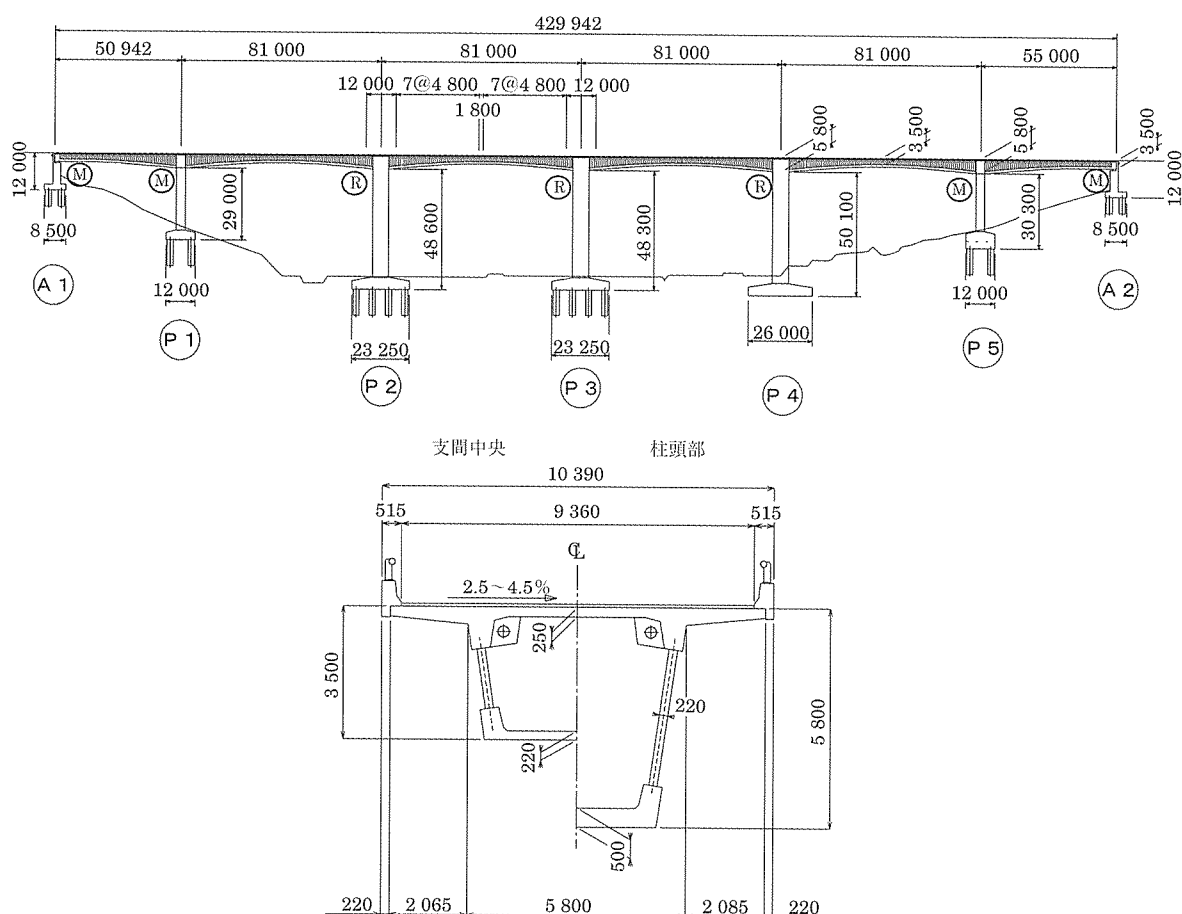


図 - 1 橋梁一般図

*1 Takao NAGATA：日本道路公団 東京管理局(東局)宇都宮管理事務所 所長(関西支社 姫路工事事務所 前所長)

*2 Yoshiyuki YASUKAWA：日本道路公団 関西支社 建設第二部 構造技術課 課長代理

*3 Kenji UMEZU：住友建設(株) 技術研究所 主任研究員

*4 Naoki NAGAMOTO：住友建設(株) PC 設計部 主任

表 - 1 計測項目一覧

計測ステップ	計測時期または計測項目	分析項目
1. 架設時計測	①外ケーブルプレストレッシング時	波形鋼板の面外変形、局部応力
	②コンクリート打込み時	波形鋼板のアコーディオン効果、フランジ剛性の寄与
2. 温度計測	箱桁断面の温度分布	部材相互の温度差
3. 静的載荷実験	①主桁のたわみ分布	剛性評価に対する検証
	②主桁のひずみ分布	解析の妥当性の検証
	③主桁の横方向変形	横方向剛性評価に対する検証、上床版と鋼板フランジとの目開き
4. 動的載荷実験	①車両踏台落下実験	固有振動数、振動モード、減衰定数
	②常時微動測定	固有振動数、減衰定数
	③車両走行実験	固有振動数
	④外ケーブル振動測定	外ケーブルの固有振動数、曲げ疲労に対する安全性

の概要および結果について報告する。

2. 実験内容

本橋で実施した計測項目を表 - 1 に示す。

架設時計測、温度計測、静的載荷実験は、本橋の標準断面区間で、かつ平面線形が直線に近い P3～P4 径間を対象とし、その区間に計測器を配置して行った。

架設時計測は、P3 上部構造の張出し架設時の第 1、第 4、第 7 ブロック (図 - 2 参照) の外ケーブルプレストレッシング時および第 7 ブロックのコンクリート打込み時に行った。

温度計測は、上部構造が連結した直後に一週間行った。

静的載荷実験は、完成構造系に対し、P3～P4 径間に試験車 (ダンプトラック) を載荷 (6 台～15 台) させ、橋面、床版、波形鋼板ウェブの変位、ひずみ分布を計測した。

動的載荷実験は、橋梁全体系の振動特性を、常時微動や

試験車の車両踏台落下実験、走行実験によって計測した。

3. 架設時の計測結果

3.1 外ケーブルプレストレッシングが波形鋼板に与える影響

本橋では張出し架設時に、各施工ブロックの小口付近の上床版に設置した定着突起に定着している外ケーブル (19S15.2B) のプレストレッシングを行う。それに伴う箱桁の変形を 3 次元弾性 FEM で求めた結果を図 - 3 に示す。図の①の橋軸直角方向軸回りの変形および②の橋軸回りの変形は、それぞれ上床版、コンクリートウェブに対し外ケーブル定着位置が偏心していることが原因していると考えられる。

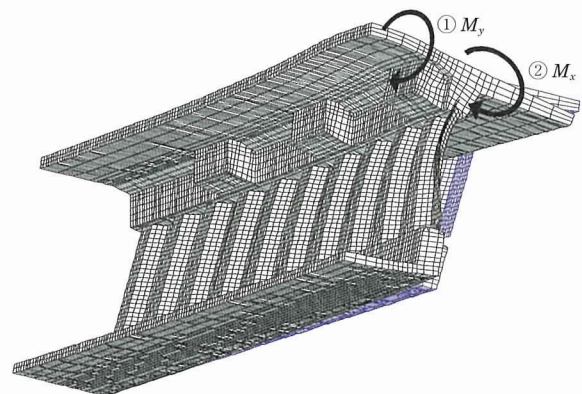


図 - 3 外ケーブルプレストレッシングによる箱桁の変形

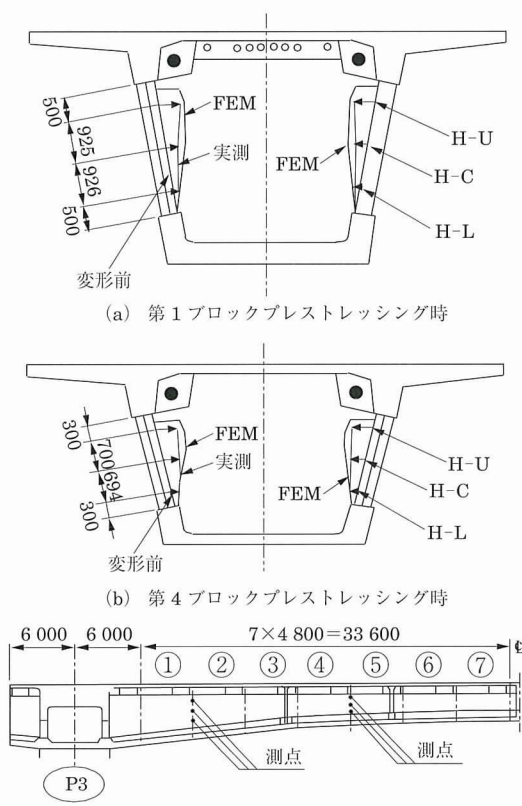


図 - 2 箱桁小口における波形鋼板の変形

この変形性状を確認するために、第 1 ブロックと第 4 ブロックの外ケーブルプレストレッシング時に、小口断面における波形鋼板の橋軸直角 (水平) 方向変位を計測した。その結果を表 - 2、図 - 2 に示す。解析値と実測値はほぼ整合している。このように、外ケーブルプレストレッシングにより、波形鋼板は橋軸直角方向における箱桁内側に最大 0.9 mm (FEM 結果より) の変位が生じており、張出し架設時に行う波形鋼板相互の接合では、このことに配慮し隙間を矯正できるような溶接前の仮固定方法の採用などが必要と考えられる。

なお、このとき定着突起付近の波形鋼板 (SM490YB : 降伏点 = 365 N/mm²) で実測された最大応力は - 34 N/mm² (圧縮) であった。

表 - 2 波形鋼板の橋軸直角方向変形

状 態	測 点	単位：mm	
		実測値	FEM 解析値
第1ブロック外ケーブル プレストレスング時	H-U	0.75	0.90
	H-C	0.40	0.65
	H-L	0.19	0.19
第4ブロック外ケーブル プレストレスング時	H-U	0.74	0.89
	H-C	0.55	0.67
	H-L	0.24	0.25

3.2 鋼板フランジを不連続にするこの効果

本橋の波形鋼板ウェブのフランジとコンクリートウェブとは、アングルジベルにより接合している。

一般に波形鋼板の上下フランジは、施工継目にて不連続とすることで橋軸方向の剛性に寄与しないと考えられている。すなわち、鋼板ウェブにアコーディオン効果によりひずみがほとんど発生しないと同様に、鋼板フランジにもひずみがほとんど発生しないと考えられている。この性状を確認するために、柱頭ブロックおよび第1ブロックの上下フランジの橋軸方向にゲージを貼付け、外ケーブルプレストレスング時およびコンクリート打込み時に計測した。ゲージはフランジ不連続点から前後に1.5 m ピッチで約3 m ずつの区間に貼付けた。その計測結果を図-4に示す。

図には、実測値と、鋼板が橋軸方向力にまったく抵抗しないとした場合の解析値（ひずみ=0）と、抵抗するとした場合の解析値（棒解析により得た断面力から平面保持則により算定したフランジ位置のひずみ）を示した。グラフ内の数値は、（抵抗するとした場合の解析値）/（実測値）の比率を示したものである。図よりコンクリート打込み時、外ケーブルプレストレスング時とも、波形鋼板フランジの実測値は、フランジが橋軸方向力に抵抗するとした場合の解析値に近く、（解析値）/（実測値）もおおむね1に近い数値であった。すなわち、フランジを不連続にすることにより、橋軸方向応力に対して無抵抗となることは実現されていない模様であった。

箱桁全断面の剛性に対する鋼板フランジの剛性の比率は大きなものではないが、コンクリート部材に与えられるブ

レストレスを安全側に算定するためには、鋼板フランジの換算断面を含んだ断面諸値を用いる等の対応が必要と思われる。

3.3 アコーディオン効果

第7ブロックコンクリート打込み時の開始から終了までの、第1ブロックの1-1断面の橋軸方向ひずみ変化量分布の実測値、解析値を図-5に示す。すなわち、これは張出し架設の先端ブロックにコンクリート自重を載荷したことによる上部構造付根付近断面に生じるひずみ分布である。測定は、波形鋼板ウェブの内外面に貼付けたひずみゲージ、コンクリートウェブ内の埋込み型ひずみ計および鉄筋計により行った。なお、波形鋼板には上フランジ下面または下フランジ上面から鉛直方向に50 mm 間隔で5ヶ所ずつ、高さ方向の中央にゲージを配置し、内外面のゲージ実測の平均値を図にプロットしている。

図-5よりウェブに関しては、上下フランジ近傍ではフランジのひずみに追随し、橋軸方向力にある程度抵抗しており、アコーディオン効果が示されていない。これは、フランジとウェブが接合され一体化していること、アコーデ

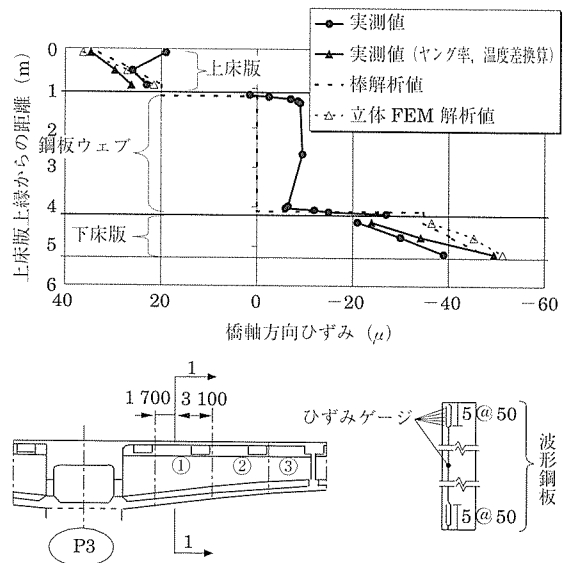


図 - 5 箱桁ウェブのひずみ分布

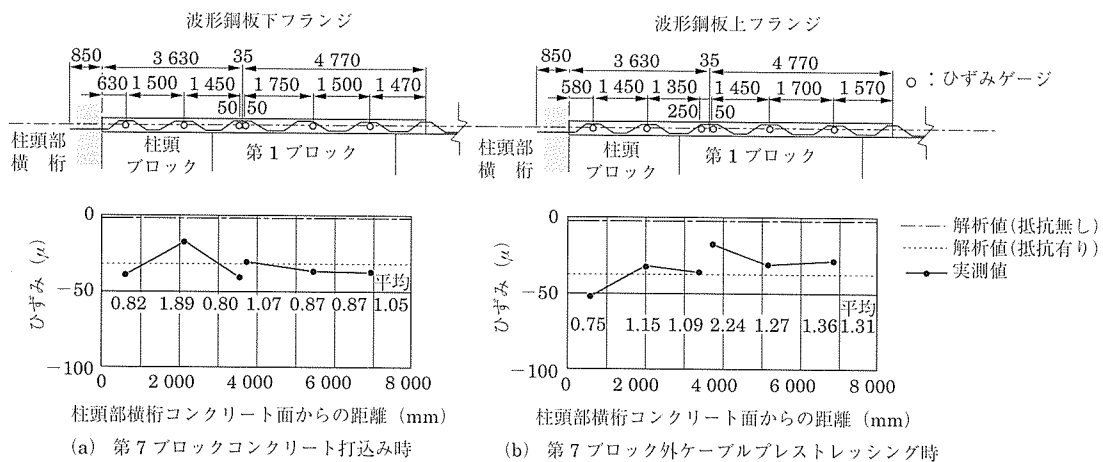


図 - 4 波形鋼板フランジのひずみ分布

イオン効果を発揮するために不可欠な波形鋼板の橋軸直角方向への自由な変形がフランジに拘束されていることが原因であると考えられる。

一方、上下フランジより 200 mm 程度以上離れた範囲では、ひずみ分布がほぼ一定となっている。なお、若干の一定ひずみが発生しているが、計測時の温度変化などの計測誤差が影響しているものと思われ、実挙動としては、ひずみはほとんど発生していないものと考えられる。すなわち、上下フランジより 200 mm 程度以上離れた範囲において波形鋼板のアコーディオン効果が確認される。

また、上下のコンクリートウェブにおけるひずみ分布は、棒解析で平面保持を仮定したひずみ分布に近い結果となった。

4. 箱桁の温度計測

波形鋼板ウェブ橋のコンクリート床版と鋼板ウェブの温度差を把握するために、箱桁断面内の温度分布を上部構造が連結した後に測定した。測定は9月に実施した。一日あたりの温度経時変化を図-6に示すが、測定データは、温度変化が比較的大きい晴れの日におけるものである。

測定箇所は、桁高の高い第1ブロック内の断面と桁高の低い第7ブロック内の断面の2断面とした。図-7に、コンクリート床版の方が高温の場合(0時のデータ)と、鋼板ウェブの方が高温の場合(8時~9時)の主桁断面の実測温度分布を示す。

桁高差により、床版の温度には差異は認められないが、鋼板ウェブの温度は桁高の高い方が低い方より高くなる傾向にある。これは、鋼板ウェブの上側よりも下側の方が若干温度が高くなっていることから分かるように、鋼板ウェブ上部が張出し床版により日陰となり、桁高の高い断面

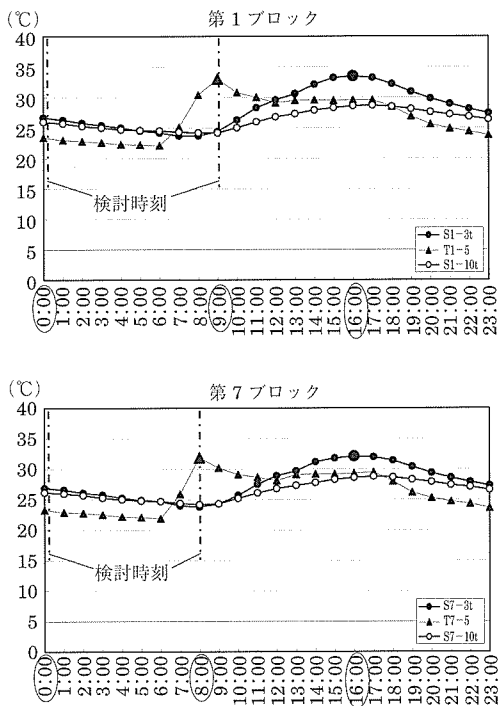


図-6 箱桁ウェブの1日あたりの温度変化

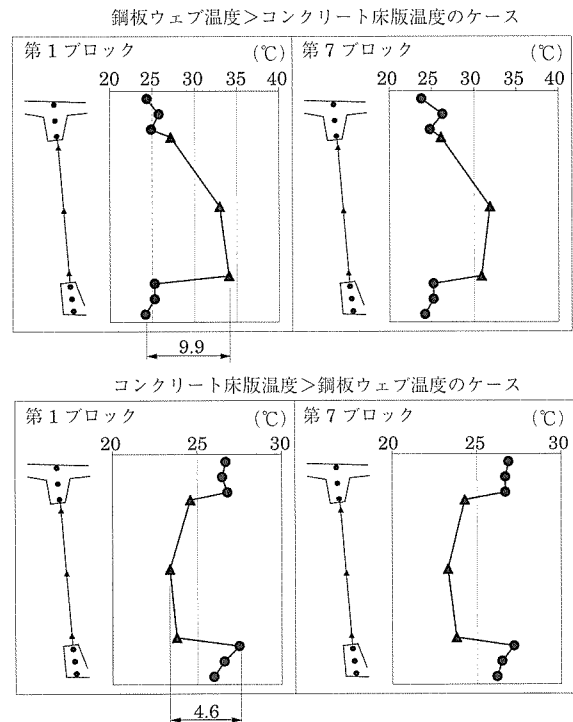


図-7 箱桁ウェブの温度分布

の方が直射日光の受熱面積が大きくなるためと考えられる。

コンクリート床版が鋼板ウェブより温度が高いときのもっとも大きな温度差は、第1ブロック内の断面での9.9°Cであり、鋼板ウェブがコンクリート床版より温度が高いときのもっとも大きな温度差は、第1ブロック内の断面での4.6°Cであった。

道路橋示方書では、合成桁の設計において床版コンクリートと鋼桁の温度差は10度とし、温度差により各部に生じる応力の算定方法を解説している。ただし、波形鋼板ウェブ橋は、主桁にI形の鋼板を有す標準の合成桁に比した場合、鋼板ウェブ部の軸剛性がアコーディオン効果により1/1 000~1/2 000程度ときわめて小さいため、鋼板ウェブとコンクリート床版に温度差が生じたとしても、それによる不静定力は、設計上ほとんど無視し得るものとなる。

5. 静的載荷実験

5.1 橋軸方向の挙動に着目した載荷実験

(1) 主桁のたわみ分布

P3~P4 径間において、活荷重および衝撃の満載荷重に相当するダンプトラック 15 台 (2 940 kN) を静的に載荷した(図-8、写真-1)。そのときの主桁のたわみ分布を図-9に示す。ここに、実測値は電子レベルによる測量結果、解析値は主桁のせん断変形を考慮した弾性 FEM 結果である。解析に用いた主桁コンクリートのヤング係数は、円柱供試体の弾性係数試験結果より得られた 36 300 N/mm² を用いている。

支間中央でのたわみの実測値 (13.5 mm) は解析値 (10.0 mm) より若干大きい。この差異は、実験が晴天時に行われ、部材の温度変化の影響が各測点で一様でなかったこと

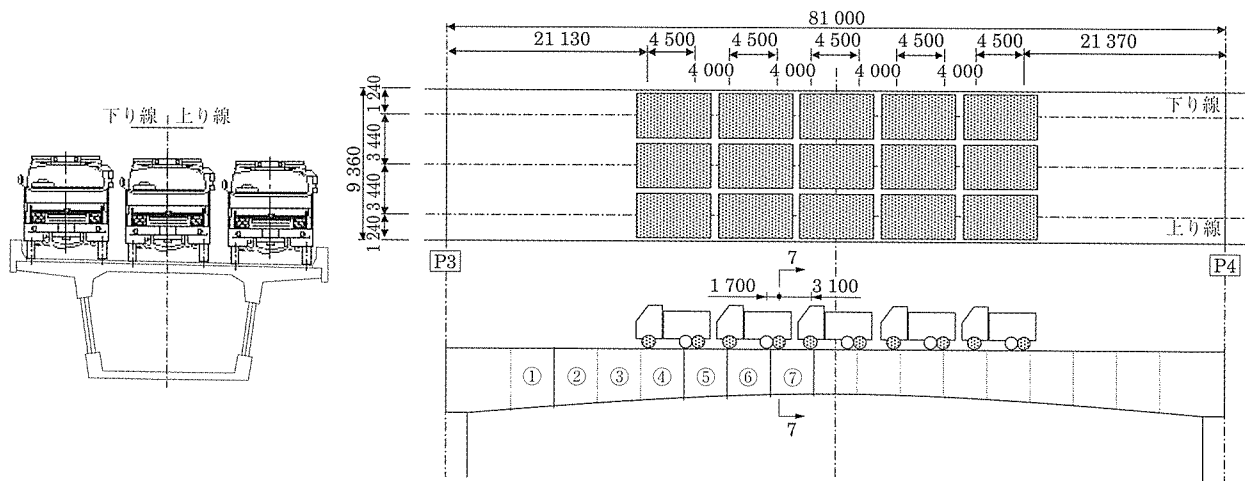


図 - 8 荷重 Case - 1 の試験車荷重形態



写真 - 1 試験車荷重状況

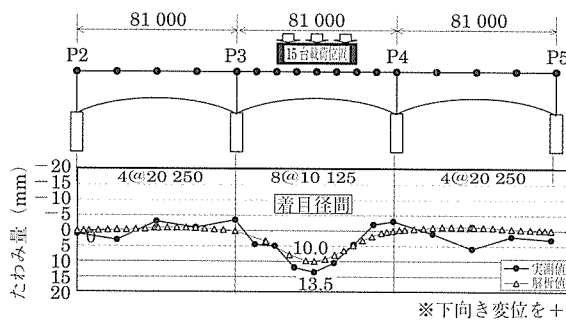


図 - 9 荷重 Case - 1 による主桁のたわみ分布

等が起因していると推察され、このような要因を考慮すると、両者はおおむね整合しているといえる。

(2) 主桁のひずみ分布

(1) に示した荷重状態における支間中央付近 (7-7 断面) のひずみ分布を図 - 10 に示す。実測値と弾性 FEM 解析値はほぼ整合しており、平面保持の法則を仮定して断面のひずみ分布を算定してよいと考えられる。

5.2 橋軸直角方向の挙動に着目した荷重実験

(1) 面外曲げの影響

波形鋼板ウェブは、コンクリートウェブに比べ面外方向

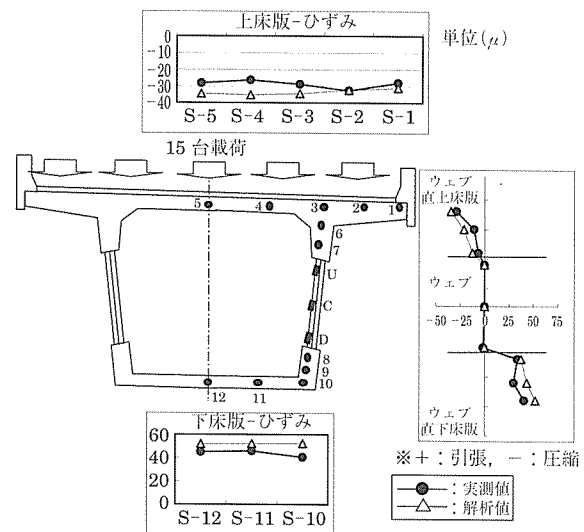


図 - 10 荷重 Case - 1 による主桁のひずみ分布

剛性が小さいため、波形鋼板における上床版との接合部での活荷重に伴う首振りモーメントによる変形および応力が、コンクリートウェブのそれよりも大きくなる。よって、その部位の荷重に対する安全性を検討するとき、その挙動に配慮することが必要となる。本橋の設計では、それに対し 3次元弾性 FEM 解析により検討している。

荷重実験では、図 - 11 に示す面外方向曲げが卓越するように試験車 10 台 (総重量 1960 kN) の荷重を行った。そのときの 4-4 断面における変形状態を図 - 12 に示す。変位測定は、箱桁内に建てた枠組より変位計を図 - 12 に示す位置に設置して行った。同図におけるウェブの実測変位は、左右ウェブの変位の平均値を示している。この結果より、生じている変位が小さいため、計測誤差の占める割合が無視できないことを考慮すれば、解析は実挙動をシミュレーションできていると考えられる。

(2) 上床版と鋼板フランジとの目開き

荷重 Case-2-1, 2-2 において、図 - 13 に示す位置に変位計を配置し、4-4 断面と 7-7 断面における上床版コンクリート部材と波形鋼板上フランジプレートとの接合面の目

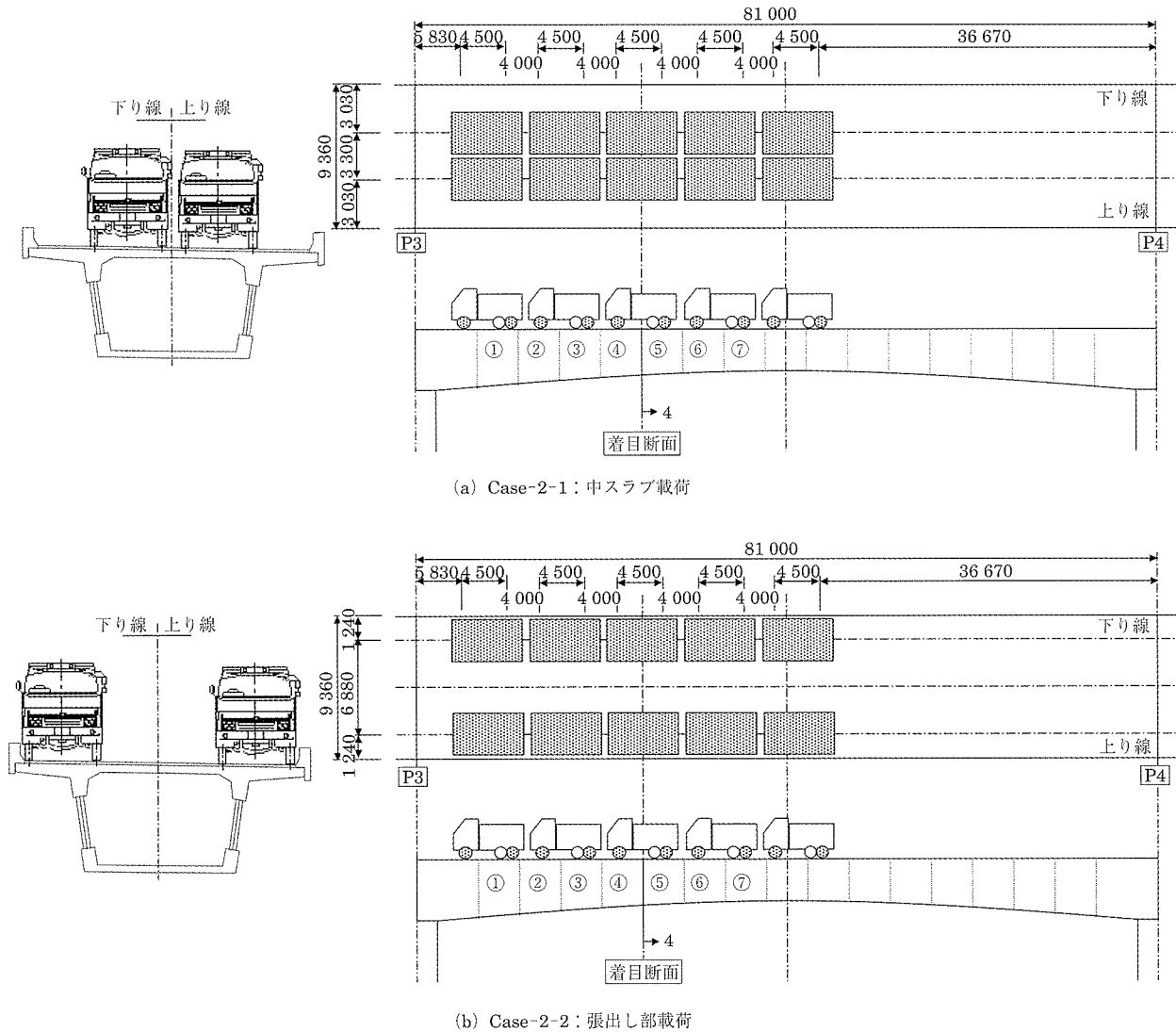


図 - 11 載荷 Case - 2 の試験車載荷形態

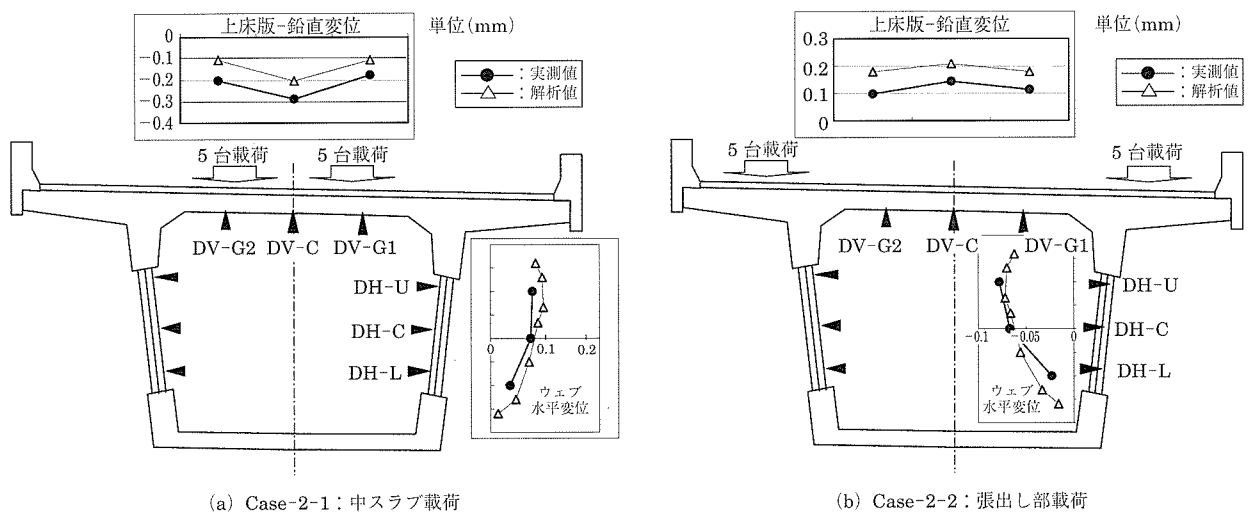


図 - 12 載荷 Case - 2 による箱桁の変形分布

開きを実測した。その結果、それにより生じた目開きは 0.0015 mm 以下であった。一般に目視確認できる最小ひび

割れ幅は 0.02 mm であり、今回実測されたこの目開き量は、これよりさらに 1 オーダー小さい。本橋の構造が、波形鋼

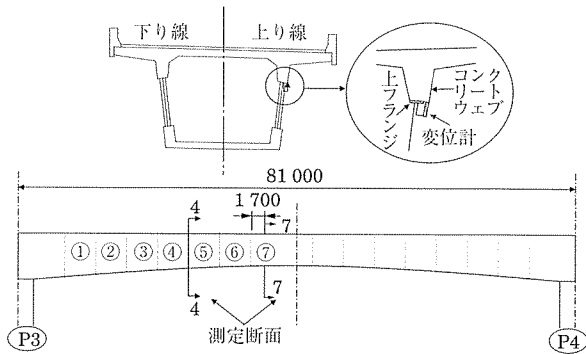


図 - 13 接合部の目開き測定用の変位計の配置

板ウェブの上に全高 1.1 m のコンクリートウェブを有すること、また、そのコンクリートウェブが支間に設けたコンクリート隔壁と剛結されていることも、波形鋼板ウェブ上端における活荷重による首振りモーメントの低減に効果があったと考えられる。(上床版、コンクリートウェブ、下床版と剛結された隔壁(厚さ 30 cm)の配置箇所は、図 - 2 参照。) このように実測された目開き量が微小であったことより、本橋では活荷重に伴う首振りモーメントの作用によって、接合面に有害な目開きは生じないと考えられる。

6. 動的載荷実験

6.1 実験方法

車両踏台落下実験と常時微動測定を実施した。前者は、角材(10 cm)から試験車(総重量 196 kN ダンプトラック)1台の後輪後軸を落下させたときの橋梁の応答を計測することにより行った。落下位置は、P2 橋脚から A2 橋台までの各径間を対象として、支間中央ならびに 1/4 L の位置とした(図 - 14 参照)。このうち、前者は低次モードを、後者は高次モードに着目したもので、いずれも幅員中央位置を対象とした。また、支間中央では、ねじりモードに着目するために路肩位置でも落下を行った。また、図 - 14 には、車両踏台落下実験における加速度計の配置位置も示す。

常時微動測定では長周期成分が卓越しやすいため、加速度応答ではなく、変位応答で測定を行った。

6.2 実験結果

(1) 振動モードと固有値解析

図 - 15 に車両踏台落下実験より得られた振動モードのうち主なものについて、実測結果とはり要素に用いた 3 次元骨組モデルによる、要素のせん断変形を考慮した固有値解析結果を示す。ここに、モード次数は、3 次元固有値解析による全方向 (X, Y, Z, θ_x , θ_y , θ_z) に関する結果である。

モード 1 は、解析によると橋軸方向水平モードであるが、実験では橋軸方向の加振を行っていないため確認されなかった。実験で確認された振動モードは、いずれも解析において有効質量比が大きいものである。

(2) 減衰定数

各実験で得られた固有振動数および減衰定数をまとめたものを表 - 3 に示す。車両踏台落下実験におけるデータのサンプリング周波数は 100 Hz としたが、周波数はハーフパワー法におけるスペクトルの平滑化、分解能に影響を与えるため、ハーフパワー法により求めた減衰定数は、実際より大きめな値を与える場合がある。そのため、動的安定性などの検討を行う際には、自由減衰法により求めた減衰定数を用いた方が安全側と考えられる。なお、表 - 3 に示した有効質量比(解析値)は、それぞれのモード方向における値である。

実験で卓越した振動モード(解析モード次数 7, 8, 10, 12, 15)における自由減衰法により得られた減衰定数は、それぞれ 0.93, 0.74, 1.08, 1.38, 1.72 % となり、全般的に高い次数の振動ほど大きい傾向にあり、これらの平均値は 1.2% であった。

土木学会振動便覧²⁾では、減衰定数 h と支間長の関係式は、おおよそ式 (1) で与えられるとしている。

$$h = 0.12/L^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 L : 支間長 (m)

式 (1) の L に本橋の支間である 81.0 m を代入すると、

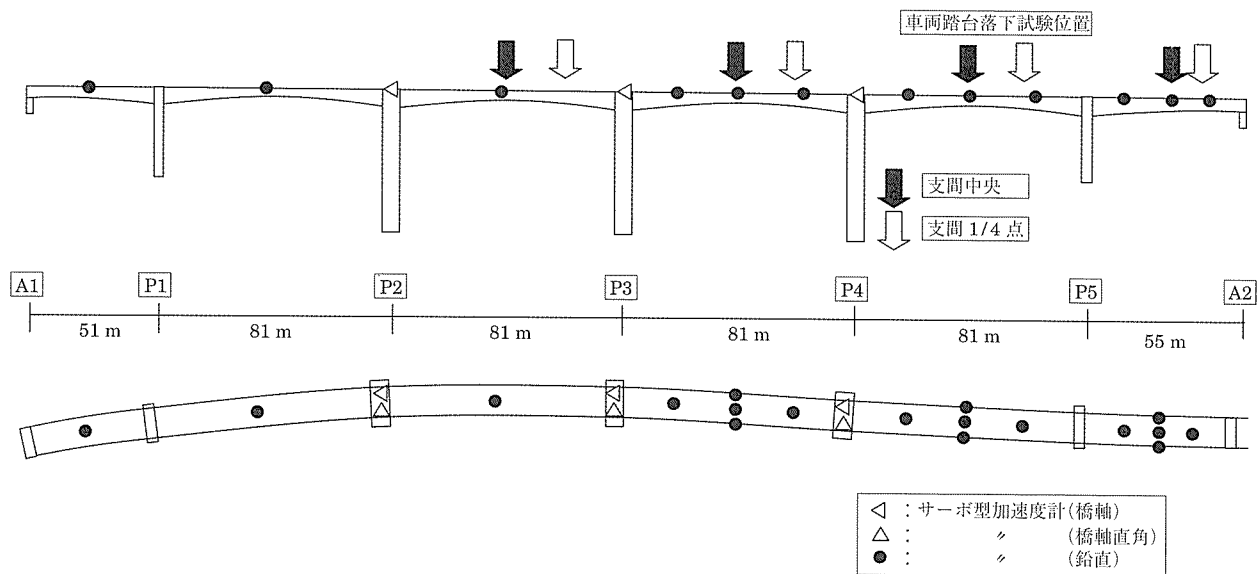


図 - 14 車両踏台落下実験における落下位置と加速度計配置位置

左モード図：解析結果，右モード図：実測結果

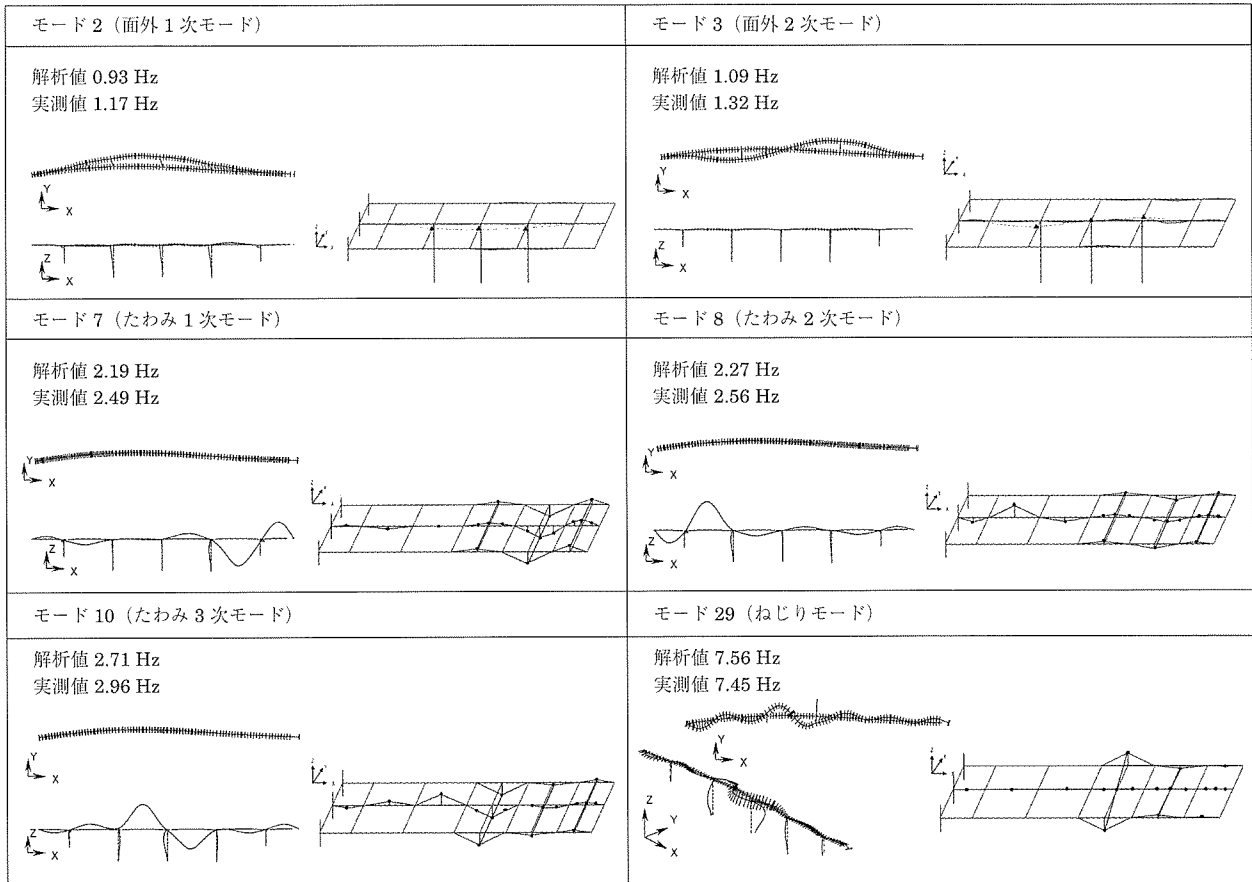


図 - 15 車両踏台落下実験による振動モード

$h = 1.3\%$ となり、本橋で得られた減衰定数とほぼ近い結果となっている。

加藤らは、過去に実施された橋梁の振動実験結果を統計分析し、橋脚高が高いほど減衰定数が低い傾向を見出している³⁾。これより、本橋では減衰定数がこのように比較的低い値が得られたのは、ラーメン部の橋脚が約 50 m と高い橋梁であることが影響していると推察される。また、減衰定数は、一般に振幅依存性があるといわれ、地震時には

振幅が大きいことから、今回の車両踏台落下実験で得られた減衰定数より大きな値になるものと考えられる。

6.3 外ケーブル振動測定

外ケーブルが橋梁振動と共振した場合、振動が大きくなり、拘束箇所である定着部または偏向部の出口において外ケーブルに曲げ疲労の発生が懸念されることから、車両走行時のケーブル振動特性を把握することを目的とした測定を行った。本橋では、完成後から供用開始まで、隣接する

表 - 3 各モードにおける固有振動数および減衰定数

モード	モード 次数	固有 振動数 解析値 (Hz)	車両踏台落下実験			常時微動測定		解析値 有効 質量比
			固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)		固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	
				実験値	ハーフパワー法			
面外	2	0.930	1.17	1.18	0.84	1.20	0.73	0.373
	3	1.087	1.32	1.79	0.86	1.35	1.19	0.005
	4	1.397	1.65	—	1.96	1.69	—	0.079
たわみ	7	2.191	2.49	1.17	0.93	—	—	0.010
	8	2.274	2.56	0.76	0.74	2.59	0.72	0.013
	10	2.709	2.96	0.79	1.08	3.01	0.81	0.009
	12	2.868	3.27	2.43	1.38	3.31	0.98	0.142
	15	3.718	4.17	1.61	1.72	4.21	—	0.027
	17	3.991	4.47	—	2.10	4.64	—	0.157
	20	5.093	6.25	—	0.79	—	—	0.126
	24	6.495	6.62	—	1.15	—	—	0.078
ねじり	29	7.561	7.45	—	—	—	—	0.001

トンネル工の工事車両の通行に橋面を解放していた。測定は、そのときの土運搬ダンプトラック走行時に行った。測点（サーボ型加速度計）の配置を図 - 16 に、測定結果を表 - 4 に示す。なお、実測結果と比較するために外ケーブルの 1 次振動数 f_c を式 (2)⁴⁾ により算出した。

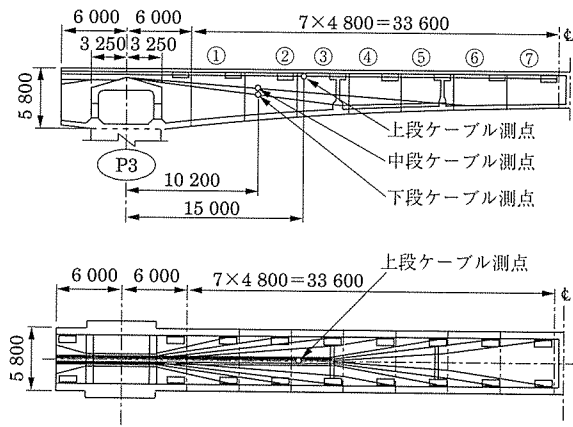


図 - 16 外ケーブル振動測定の測点

$$f_c = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T \cdot g}{W}} \dots\dots\dots (2)$$

- ここに、 L : 外ケーブルの拘束間隔（定着部または偏向部間の自由長）
- T : 外ケーブル張力
- W : 外ケーブルの単位長さあたり重量
- g : 重力加速度（9.8 m/sec²）

表 - 4 外ケーブルの 1 次振動数

	外ケーブル拘束間隔 L (m)	外ケーブル張力 T (MN)	外ケーブルの単位長さあたり重量 W (N/m)	1 次振動数 (Hz)	
				計算値	実測値
上段	19.4	3.5	215.2	10.3	11.5~11.6
中段	29.0	3.5	215.2	6.9	7.06
下段	19.4	3.5	215.2	10.3	11.0~11.1

このように、実測値は式 (2) で算出した外ケーブルの 1 次振動数に整合した。

図 - 17 に中段の外ケーブルと橋体の加速度応答波形ならびに周波数分析結果を示す。外ケーブル振動でもっとも卓越するのは 7.06 Hz であり、次いで 14.15 Hz である。一方、橋体においてその振動数の卓越は生じていないので、橋体と外ケーブルは共振しないと考えられる。

また、既往の実験にエクストラドロード PC 橋の斜材システムを対象とした曲げ疲労試験⁵⁾がある。

その試験体は、導入張力 0.6 f_{pu} を与えた PC 鋼より線 19S15.2 であり、試験では PC 鋼より線の定着部に $\pm 0.18^\circ$ の曲げ角度振幅を 200 万回繰返し与えられた。その曲げ角度は、制振装置を設置した斜材の既往の事例に対して 4 倍程度大きくしたものである。繰返し载荷の結果、素線に破断は生じなかった。また、载荷後に引張試験を行ったところ、強度低下は認められなかった。これより、当該斜材システムの疲労に対する安全性が確認されたと報告されている。

一方、本橋の外ケーブルの振動測定値より算出した変位振幅と偏向部出口での曲げ角度を表 - 5 に示す。

これより、本橋で実測された外ケーブルの曲げ角度 0.00051° は、疲労試験の行われた条件 0.18° より遙かに小さい。

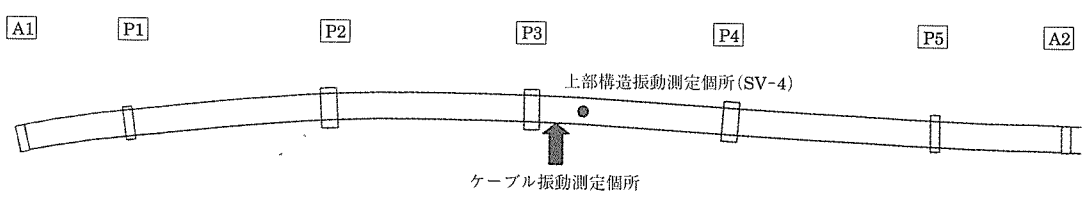
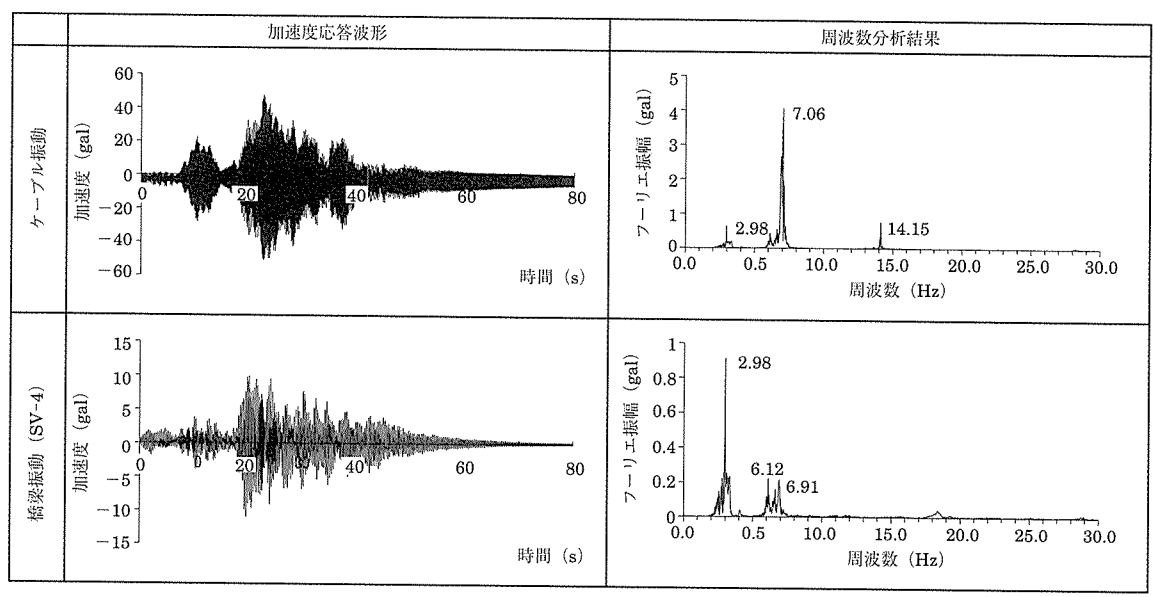


図 - 17 外ケーブルおよび橋体の加速度応答波形、周波数分析結果

表 - 5 中段の外ケーブルの曲げ角度振幅

卓越周波数 (Hz)	変位振幅 (片振幅) (mm)	曲げ角度 (°)
2.98	± 0.06	± 0.00034
7.06	± 0.09	± 0.00051

以上に示したように、①橋体と外ケーブルとが共振する可能性が小さいこと、②外ケーブルの曲げ角度が微小であることにより、本橋の外ケーブルは交通振動による曲げ疲労に対して問題ないと考えられる。

7. ま と め

近年、施工実績の増えつつある波形鋼板ウェブ PC 橋のうち、小犬丸川橋は比較的多径間な 6 径間であり、ラーメン橋脚の基礎天端から橋面までの高さは 50 m 級 (P3 : 49.4 m, P4 : 49.1 m, P5 : 50.9 m) の橋梁である。また、P1 から P3 までの路面の平面線形に少し曲線 (半径 : 1 000 m) を有するものの、P3 橋脚を中心としてほぼ左右対称な構造であり、波形鋼板ウェブ構造の連続ラーメン橋の振動特性を捉える上では、標準的な特性が得られる橋梁であると考えられる。

本橋の計測および載荷実験で得られた知見を以下にまとめる。

- ①波形鋼板ウェブの上下フランジプレートは、施工ブロックごとに縁が切れて不連続になっているが、その応力分布は平面保持を仮定したときの値と一致しており、橋軸方向力に対して無抵抗となる挙動は示されていなかった。
- ②本橋において波形鋼板ウェブのアコーデオンの効果 (橋軸方向に抵抗しない特性) は、フランジとの継目から 200 mm 以上離れた領域で確認された。
- ③コンクリート床版と波形鋼板ウェブとの温度差は、今回 (秋季 : 9 月) の計測では 10℃以内であった。
- ④波形鋼板ウェブを有する箱桁構造の橋軸方向および橋軸

直角方向の挙動に関して、3次元弾性 FEM 解析の妥当性を、静的載荷実験による実測値と比較することにより確認した。

- ⑤上床版と波形鋼板ウェブの接合部回りの活荷重に伴う首振りモーメントの作用によって、その接合面に有害な目開きは生じなかった。
- ⑥車両踏台落下実験によって得られた本橋の減衰定数は、0.7~1.7 % (平均 1.2 %) であった。
- ⑦本橋の外ケーブルは、交通荷重による拘束部 (定着部または偏向部) での曲げ疲労に対して安全であると考えられる。

波形鋼板ウェブを有する箱桁は、エクストラードード橋や斜張橋等の長大支間による橋梁にも、近年採用され始めている。波形鋼板ウェブ橋の構造特性は、多くの研究により検討されてきたが、長大橋に適用するにあたっては、座屈安全性や耐風安定性等、明確にすべき課題は残されている。本文が、今後の波形鋼板ウェブ橋の計画および建設に携わる方々の参考となれば幸いである。また、多大な御指導と御協力を頂いた関係各位に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 2002.3
- 2) (社) 土木学会 : 土木技術者のための振動便覧, pp.108, 1985.10
- 3) 加藤雅史, 島田静雄 : 橋脚振動特性の実測データによる統計分析, 土木学会論文報告集, 第 338 号, 1983.10
- 4) 財 高速道路技術センター : 外ケーブルを用いた PC 橋梁の設計マニュアル, pp.52, 1996.8
- 5) 小野寺勇, 本水隆夫, 春日昭夫, 山村正人 : 小田原ブルーウェイブリッジの斜材システムに関する曲げ疲労試験, プレストレストコンクリート技術協会第 5 回シンポジウム論文集, pp.89-94, 1995.10

【2002 年 11 月 21 日受付】