

数値解析による HLA コンクリートと波形鋼板ウェブを用いた PC 橋に対する動的特性の検討

Simulation of the Dynamic Characteristics of the PC Bridges with Corrugated Steel Webs and HLA Concrete

立神 久雄*, 田村 聖**, 梶川 康男***, 深田 幸史****

Hisao Tategami, Satoshi Tamura, Yasuo Kajikawa and Saiji Fukada

*	ドービー建設工業 (株)	技術センター	(〒170-0004 豊島区北大塚 1-16-6)
	(金沢大学大学院自然科学研究科システム創成科学専攻)		
**	ドービー建設工業 (株)	技術センター	(同上)
***	工博 金沢大学大学院	自然科学研究科	(〒920-8667 金沢市小立野 2 丁目 40-20)
****	博(工) 金沢大学工学部	土木建設工学科	(同上)

To reduce construction cost, PC box girder bridges with corrugated steel webs have been attracted much attention recently. The High Performance Lightweight Aggregates (HLA) concrete has also been developed to reduce the dead load. The dead load of the bridge constructed using corrugated steel webs and the HLA concrete is fairly reduced. The dynamic characteristics of the PC bridges with and without corrugated steel webs have hardly been studied so far, though such bridges are subjected to dynamic loading due to running vehicles. In this paper, eight PC box bridges, which are composed of the HLA concrete and corrugated steel webs, with different span size are modeled using plate shell elements. Using these analytical models, eigen-value analysis and dynamic response analysis of the modeled bridges subjected to dynamic load caused by running vehicle are carried out. The dynamic characteristics of the analyzed bridges are evaluated and discussed.

Key Words: corrugated steel webs, dynamic increment factor, vibration characteristics, HLA concrete

キーワード: 波形鋼板ウェブ, 動的増幅率, 振動特性, HLA コンクリート

1. はじめに

コスト削減をめざした省力化の流れを受けて, 複合橋梁が脚光を浴びている. その中でも, PC 箱桁橋 (以下, PC 橋と称す) のコンクリートウェブを波形鋼板に置き換え, 自重の軽減やプレストレスの導入効率を向上させた波形鋼板ウェブ PC 橋の採用事例が増えている¹⁾.

このような橋梁構造形式からの軽量化に対して, 近年では材料分野から高性能軽量骨材コンクリート (以下, HLA コンクリートと称す) が開発され, さらなる軽量化が考えられている. 波形鋼板ウェブ PC 橋の死荷重は, 通常の PC 橋と比較すると, 15~20% 軽減することができるのに対して, HLA コンクリートと波形鋼板を組み合わせると, 30~35% 軽減²⁾することができる. これにより, 適用支間長を拡大することが可能となり, 基礎や下部構造に対する負担も飛躍的に低減することができ, 下部構造の建設コストを大幅に削減することができる.

これまで著者らは, 5 径間連続の波形鋼板ウェブ PC 橋を対象として, 車両走行による振動実験を行い, 振動特

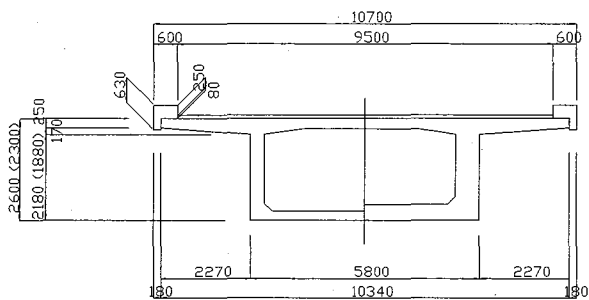
性および動的増幅率など, 死荷重が軽減されたことによる動的な影響について検討してきた³⁾. HLA コンクリートを波形鋼板ウェブ PC 橋に用いた場合には, さらに死荷重が軽減されることから, 車両走行により励起される HLA コンクリート床版の振動, 動的増幅率, ウェブとの接合部における疲労, 低周波空気振動など橋梁振動の問題が生じる可能性がある. したがって, 車両走行による動的特性を把握しておくことは, 実橋への適用における問題点を抽出する上でも必要不可欠であると考えられる.

また, 波形鋼板ウェブ PC 橋は, 静的特性に関して多くの解析, 実験^{4)~8)}が行われているが, 車両走行時の動的特性に関しては, 若干の実験, 解析³⁾⁹⁾¹⁰⁾があるのみで十分な検討がなされていない.

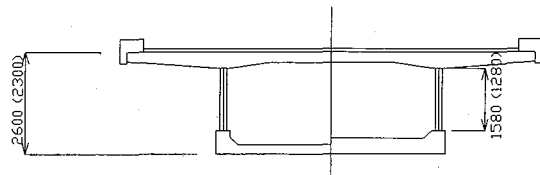
本研究では, これらの振動問題に対するそれぞれの影響を把握するため, 後述するパラメータをもとに 8 タイプのモデル橋梁を試設計した. パラメータとしては, 普通骨材コンクリートおよび HLA コンクリートを用いた場合の比較, 支間長が及ぼす影響として支間長 45.0m と 60.0m の比較, さらに, 同じ支間長を有する構造形式 (PC

表-1 モデル橋梁の種類

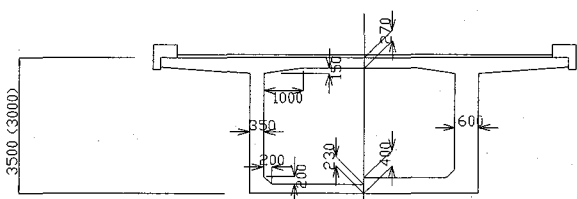
パラメータ		NPC45	LPC45	NCR45	LCR45	NPC60	LPC60	NCR60	LCR60
支間長 (m)	45	○	○	○	○				
	60					○	○	○	○
粗骨材の種類	普通	○		○		○		○	
	HLA		○		○		○		○
構造形式	PC	○	○			○	○		
	波形			○	○			○	○



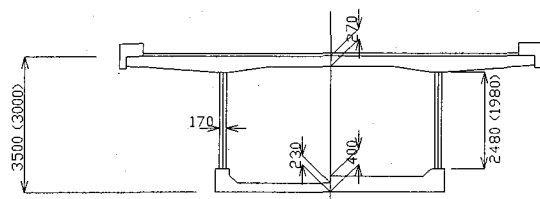
(a) PC 橋 $L=45.0\text{m}$



(b) 波形鋼板ウェブ PC 橋 $L=45.0\text{m}$



(c) PC 橋 $L=60.0\text{m}$



(d) 波形鋼板ウェブ PC 橋 $L=60.0\text{m}$

但し、() 内数値は HLA コンクリートを用いたモデル橋を示す。

図-1 各モデル橋梁の断面図 (単位: mm)

表-2 使用材料の物性値

	コンクリート		波形鋼板 (SM490Y)
	普通骨材	HLA	
設計基準強度 (MPa)	49	49	—
単位体積重量 (kN/m³)	24.50	18.13	76.93
弾性係数 (GPa)	32.34	20.58	205.80
クリープ係数	2.6	2.0	—
乾燥収縮度	200×10^{-6}	200×10^{-6}	—
引張強度 (Pa)	—	—	490.0
降伏強度 (Pa)	—	—	362.6

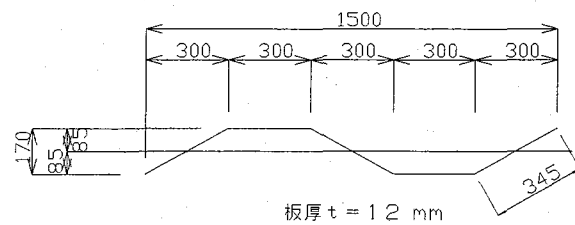


图-2 波形形状 (单位: mm)

橋と波形鋼板ウェブ PC 橋) の比較をすることにした。

本文では、これらのモデル橋梁上を車両が走行したときの動的増幅率などの動的特性に着目した。

2. モデル橋梁の試設計¹⁾¹¹⁾¹²⁾

本研究では、表-1 に示すように、3 つのパラメータを組み合わせた 8 タイプのモデル橋梁を試設計した。パラメータとしては、支間長 (45.0m, 60.0m)、ウェブ (コンクリート、波形鋼板)、および粗骨材の種類 (普通骨材コ

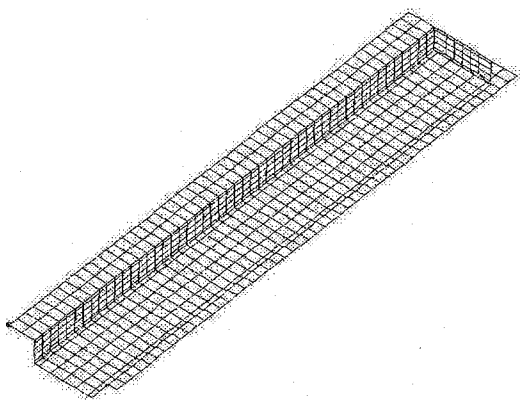
ンクリート、HLA コンクリート) である。

主桁高は、普通骨材コンクリートの PC 橋および波形鋼板ウェブ PC 橋の場合、通常の PC 橋の桁高比である 1/17 とし、支間長 45.0m は 2.6m、支間長 60.0m は 3.5m とした。一方、HLA コンクリートの PC 橋および波形鋼板ウェブ PC 橋の場合、主桁自重の低減を考慮して桁高比は 1/20 とし、支間長 45.0m は 2.3m、支間長 60.0m は 3.0m とした。また、すべての試設計タイプにおいて、内ケーブル、外ケーブルを併用し、使用 PC 鋼材は、内ケーブル 12S15.2、外ケーブル 19S15.2 を用いることとした。PC 橋のウェブ

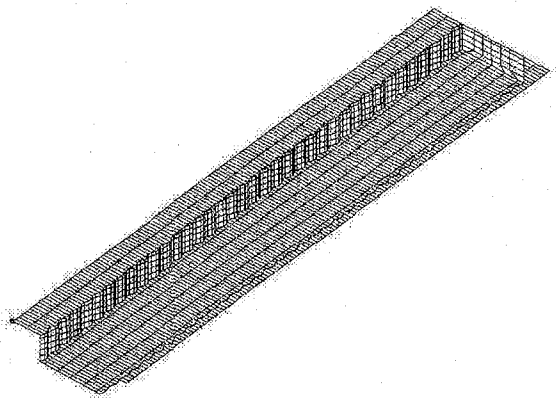
表-3 試設計結果

		普通骨材コンクリート				HLAコンクリート			
		PC橋		波形鋼板ウェブPC橋		PC橋		波形鋼板ウェブPC橋	
		NPC 45①	NPC 60⑤	NCR 45②	NCR 60⑥	LPC 45③	LPC 60⑦	LCR 45④	LCR 60⑧
支間長 (m)		45.0	60.0	45.0	60.0	45.0	60.0	45.0	60.0
桁高 (m)		2.600	3.500	2.600	3.500	2.300	3.000	2.300	3.000
桁高比		1/17	1/17	1/17	1/17	1/20	1/20	1/20	1/20
支間中央応力度	上縁(MPa)	8.3	10.1	8.3	10.0	8.2	10.1	8.3	10.2
設計時	下縁(MPa)	0.5	0.3	0.3	1.2	-0.4	-0.4	0.0	0.3
内ケーブル本数	12s15.2	12	16	8	10	10	14	8	10
外ケーブル本数	19S15.2	6	8	6	8	6	8	6	8
反力(kN) (1橋台当たり)	主桁	3874.8	5674.1	3379.2	4605.4	2730.8	3922.6	2448.7	3322.6
	橋面	685.3	913.8	685.3	913.8	685.3	913.8	685.3	913.8
	死荷重合計	4560.1	6587.8	4064.5	5519.1	3416.1	4836.4	3134.0	4236.3
	活荷重	1557.5	1766.2	1557.5	1766.2	1557.5	1766.2	1557.5	1766.2
	合計	6117.6	8354.0	5622.0	7285.3	4973.6	6602.6	4691.5	6002.5

	①/①	⑤/⑤	②/①	⑥/⑤	③/①	⑦/⑤	④/①	⑧/⑤
死荷重合計比率	1.000	1.000	0.891	0.838	0.749	0.734	0.687	0.643

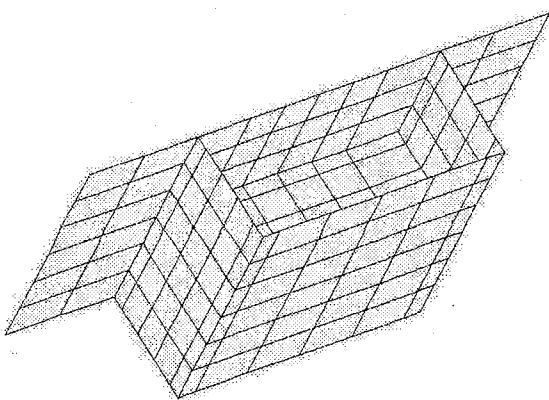


(a) PC 橋 L=45.0m

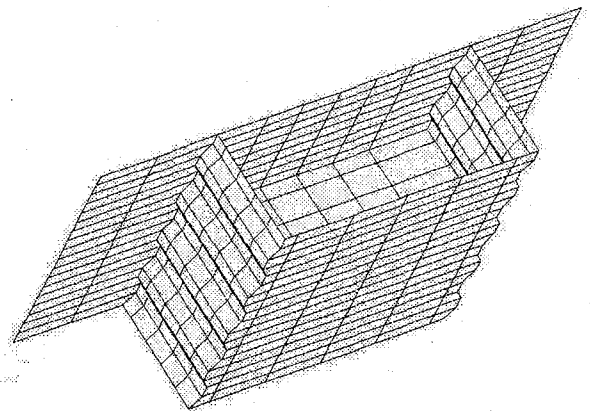


(b) 波形鋼板ウェブ PC 橋 L=45.0m

図-3 解析モデル図



(a) PC 橋 L=45.0m



(b) 波形鋼板ウェブ PC 橋 L=45.0m

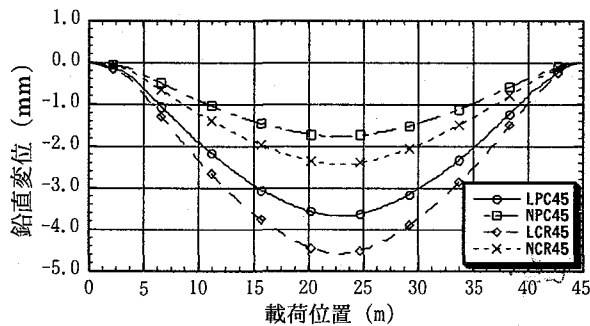
図-4 解析モデルの詳細図

厚の決定にあたっては、鋼材の配置間隔および最小かぶり厚より決定した。また、波形鋼板の形状および板厚は、既設の波形鋼板ウェブPC橋を参考に図-2に示す形状とした。

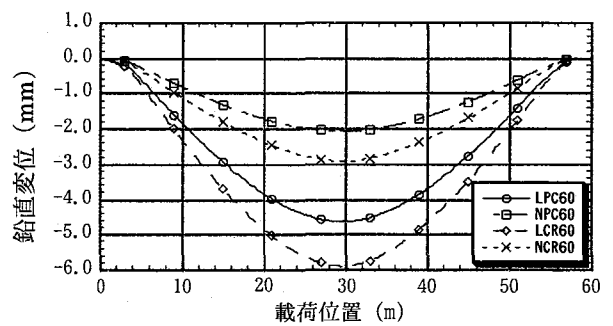
表-2 にコンクリートおよび波形鋼板の物性値を示す。普通骨材コンクリートおよびHLAコンクリートの設計基準強度は49.0 MPaとした。HLAコンクリートの配合は、

水セメント比を30%とし、細骨材に川砂、粗骨材には比重1.2のHLAと川砂利を用いることとした。

現行の土木学会コンクリート標準示方書¹¹⁾は、軽量骨材を用いたコンクリートの引張応力度を同じ圧縮強度を有する普通骨材コンクリートの70%としている。本試設計でもこの規定に従い、活荷重作用時のコンクリート曲げ引張応力度および斜め引張応力度が許容値以下となる



(a) 支間長 $L=45.0\text{m}$



(b) 支間長 $L=60.0\text{m}$

図-5 支間中央のたわみ量

表-4 床版中央のたわみ量および曲げモーメント

	NPC45	LPC45	NCR45	LCR45	NPC60	LPC60	NCR60	LCR60
床版支間中央の変位 δ (mm)	0.344	0.522	0.570	0.823	0.371	0.559	0.585	0.847
床版曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	6.684	6.811	8.480	8.381	6.605	6.703	7.798	7.652

ように設計を行った。HLA コンクリートを用いたせん断試験結果では、PC 部材のせん断耐力を算定する際には、せん断耐力のコンクリート分担分に低減率 70% を乗じる必要はないとの結果¹³⁾を得ている。また、低減率を乗じたとしても主桁の軽量化およびスターラップの増加により、設計せん断耐力を確保できることから、HLA コンクリートを用いた PC 橋のウェブ部材厚は、普通骨材コンクリートと同じ厚さとした。

表-3 に試設計結果を示す。HLA コンクリートを用いた PC 橋の重量は、普通骨材コンクリートを用いた PC 橋に比べ 74% に低減された。さらに、波形鋼板ウェブと HLA コンクリートを組み合わせた PC 橋の重量は、65% と、飛躍的に重量が低減された。

3. 解析モデル

本研究では、表-1 に示すように 3 つのパラメータを組み合わせた 8 タイプのモデル橋梁を試設計し、それぞれの解析モデルを作成した。

HLA コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋として問題となる点は、車両が走行した時の橋梁全体の振動特性に加えて、上床版の振動⁷⁾およびウェブと上床版の接合部付近の動的な影響⁸⁾である。

そこで、解析モデルとしては、今までの梁モデルではそれらの挙動を追うことができないため、今回は解析の初期段階として、上床版、下床版およびウェブをシェル要素⁴⁾にモデル化することにした。特に、波形鋼板ウェブ部分のモデル化は、その波の形状を忠実にモデル化した。

支間長 45.0m の波形鋼板ウェブ PC 橋と PC 橋の解析モデルを図-3 に示す。また、モデルの詳細図を図-4 に示す。境界条件としては、橋軸方向には一端固定、他端可動とし、橋軸直角および鉛直まわりの回転は両端ともに自由としている。また、各タイプとも橋面荷重としての

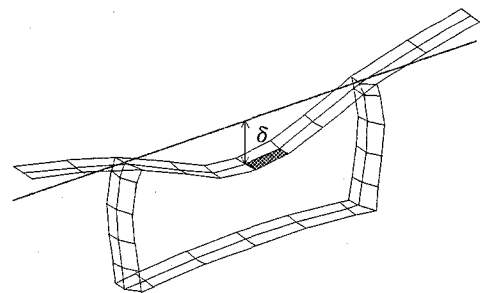


図-6 相対たわみ量とモーメント算出要素

舗装重量 (舗装厚 8cm)、地覆重量および高欄重量を考慮している。

4. 静的特性

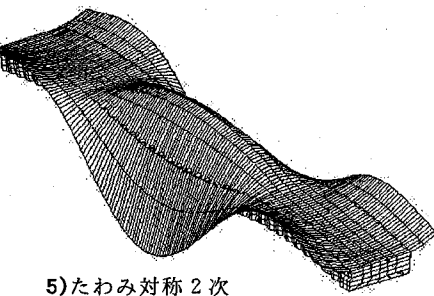
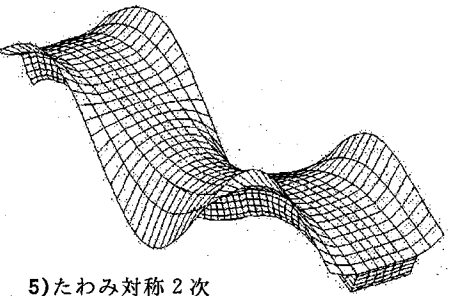
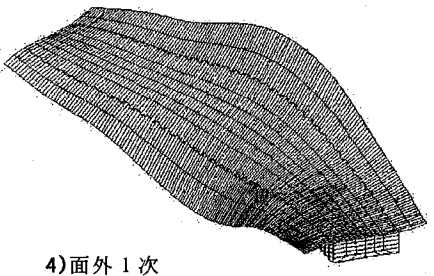
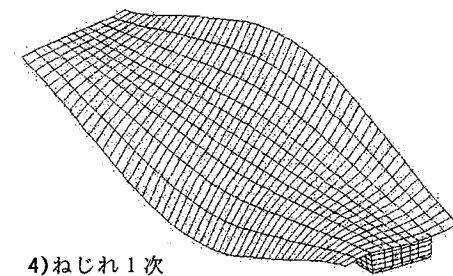
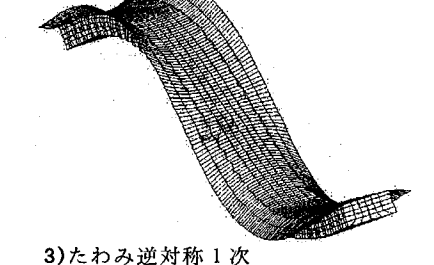
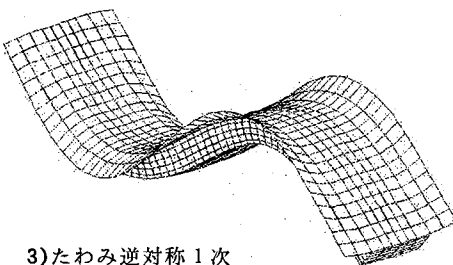
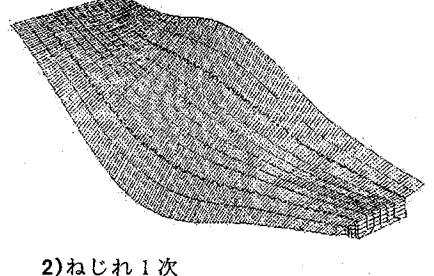
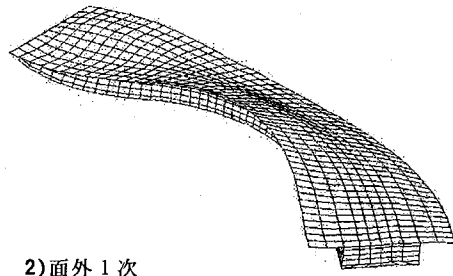
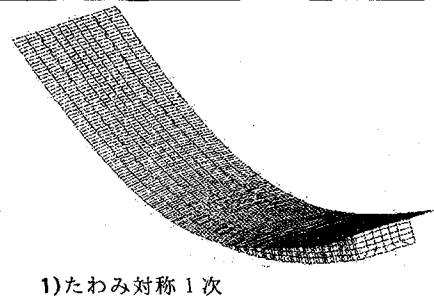
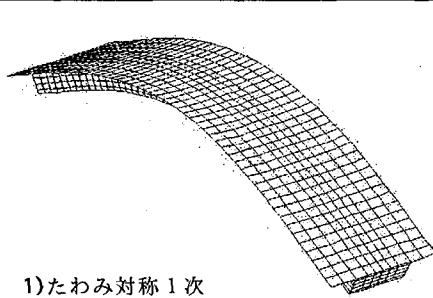
各モデル橋梁の静的な特性として、196kN の車両が各モデル橋梁の幅員中央を移動載荷したときの支間中央 (上床版波形鋼板ウェブ位置) でのたわみ量を比較する。支間長 45.0m の場合を図-5(a) に、支間長 60.0m の場合を図-5(b) に示す。

これより、普通骨材コンクリートを用いた PC 橋 (NPC)、普通骨材コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (NCR)、HLA コンクリートを用いた PC 橋 (LPC)、HLA コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (LCR) の順番でたわみ量が大きくなった。一方、HLA コンクリートを用いた PC 橋 (LPC) の場合、普通骨材コンクリートを用いた PC 橋 (NPC) と比較すると、支間中央のたわみ量は各支間長ともに 2.3 倍になった。普通骨材コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (NCR) と HLA コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (LCR) の場合では各支間長ともに 2.0 倍になった。

さらに、HLA コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (LCR) の場合、HLA コンクリートを用いた PC 橋 (LPC)

表-5 各モデル橋梁の固有振動数 (単位: Hz)

次数	モード形状	NPC45	LPC45	NCR45	LCR45	NPC60	LPC60	NCR60	LCR60
1	たわみ対称1次	2.49	1.99	2.36	1.93	1.92	1.49	1.87	1.47
2	面外1次(*ねじれ1次)	7.33	6.63	*6.63	*6.00	4.39	3.99	4.08	3.70
3	たわみ逆対称1次	8.62	7.02	7.18	6.27	6.75	5.39	5.91	4.98
4	ねじれ1次(*面外1次)	9.70	7.94	*7.26	*6.58	8.88	7.27	6.30	5.74
5	たわみ対称2次	13.52	11.83	10.22	9.45	10.48	9.20	8.89	8.09



(a) PC 橋

(b) 波形鋼板ウェブ PC 橋

図-7 振動モード図 (支間長 45.0m の場合)

と比較すると、支間中央のたわみ量は各支間長ともに1.3倍になった。普通骨材コンクリートを用いた波形鋼板ウェブPC橋(NCR)の場合、普通骨材コンクリートを用いたPC橋(NPC)と比較すると、支間中央のたわみ量は各支間長ともに1.5倍になり、普通骨材コンクリートを用いた波形鋼板ウェブPC橋の方が波形鋼板のせん断変形の影響が顕著となった。

また、図-6に示す支間中央における床版支間中央での相対たわみ量 δ (ウェブ直上と床版支間中央の差)および橋軸直角方向の曲げモーメント(図-6における着色要素)を表-4に示す。床版支間中央のたわみの場合、各支間長ともにNPC、LPC、NCR、LCRの順でたわみ量は大きくなっている。LPCとNCRの差は僅かであり、ウェブ剛性と床版剛性の関係が微妙に寄与しているものと考えられる。橋軸直角方向の曲げモーメントに関しては、普通骨材コンクリートとHLAコンクリートを比較した場合大きな差はないが、PC橋と波形鋼板ウェブPC橋を比較した場合、波形鋼板ウェブPC橋の方が大きな曲げモーメントが作用している⁸⁾。また、各支間長ともNPC、LPC、NCRの順で曲げモーメントは大きくなっているが、LCRはNCRより小さい値となっている。これは、コンクリート床版とウェブの剛性比が影響していると考えられる。

5. 固有振動特性

各モデル橋梁の固有振動特性を比較するために固有値解析を行った。各モデルタイプの固有振動数を表-5に、支間長45.0mでHLAコンクリートタイプの場合の振動モード図を図-7に示す。

これより、各支間長ともに、たわみ対称1次振動およびねじれ振動1次についてはNPC、NCR、LPC、LCRの順で振動数が低くなる結果となった。

各支間長の普通骨材コンクリートを用いたPC橋(NPC)と比較すると、波形鋼板ウェブとHLAコンクリートを用いた場合(LCR)では、2割低くなっている。また、PC橋と波形鋼板ウェブPC橋のたわみおよびねじれ振動数について、解析上で比較してみると、最低次のたわみ振動はほぼ同じ振動数となっているのに対して、ねじれ振動については、波形鋼板ウェブPC橋の方が2~3割程度振動数が低くなっている。さらに支間長45.0mの橋梁では、振動モードの出現順序に変化が生じている。これらは、PC橋と波形鋼板ウェブPC橋のねじり剛性の差および支間長の違いによる隔壁間隔の影響が微妙に表れていると考えられる。

各振動モードのモード減衰を設定するために、各構成部材のひずみエネルギー比を求めた。ひずみエネルギーと各モデル橋梁に対するモード減衰を表-6に示す。これらのひずみエネルギー比と道路橋示方書より得られる構成部材の等価減衰定数(コンクリート:3.0%、鋼材:2.0%)を用いて、ひずみエネルギー比例減衰より各振動モードのモード減衰を算出した。減衰マトリックスは、車両走行により影響を受けると考えられる20Hzまでの振動数領域を対象として、最低次と20Hzの振動数に対して、Rayleigh減衰を仮定した。

表-6 各モデル橋梁に対するモード減衰

(a) 支間長 45.0m

	次数	ひずみエネルギー比				モード減衰
		上床版	ウェブ	下床版	横桁	
NPC45	1	0.33	0.18	0.49	0.00	0.0300
	2	0.51	0.24	0.20	0.05	0.0300
	3	0.29	0.25	0.45	0.01	0.0300
	4	0.34	0.27	0.35	0.04	0.0300
	5	0.28	0.34	0.36	0.02	0.0300
LPC45	1	0.34	0.16	0.50	0.00	0.0300
	2	0.53	0.23	0.19	0.05	0.0300
	3	0.31	0.23	0.46	0.01	0.0300
	4	0.34	0.25	0.38	0.04	0.0300
	5	0.29	0.31	0.38	0.02	0.0300
NCR45	1	0.26	0.16	0.57	0.00	0.0284
	2	0.48	0.30	0.17	0.06	0.0270
	3	0.22	0.37	0.40	0.01	0.0263
	4	0.41	0.22	0.32	0.05	0.0278
	5	0.66	0.25	0.08	0.01	0.0275
LCR45	1	0.28	0.11	0.61	0.00	0.0289
	2	0.51	0.25	0.19	0.05	0.0275
	3	0.26	0.27	0.47	0.01	0.0273
	4	0.42	0.20	0.33	0.05	0.0280
	5	0.58	0.29	0.12	0.01	0.0271

(b) 支間長 60.0m

	次数	ひずみエネルギー比				モード減衰
		上床版	ウェブ	下床版	横桁	
NPC60	1	0.34	0.21	0.45	0.00	0.0300
	2	0.45	0.31	0.20	0.05	0.0300
	3	0.28	0.27	0.44	0.01	0.0300
	4	0.31	0.33	0.32	0.05	0.0300
	5	0.26	0.36	0.35	0.03	0.0300
LPC60	1	0.34	0.18	0.48	0.00	0.0300
	2	0.47	0.28	0.20	0.05	0.0300
	3	0.30	0.24	0.45	0.00	0.0300
	4	0.33	0.30	0.33	0.04	0.0300
	5	0.26	0.32	0.39	0.02	0.0300
NCR60	1	0.27	0.13	0.60	0.00	0.0287
	2	0.64	0.03	0.25	0.08	0.0297
	3	0.21	0.31	0.47	0.01	0.0269
	4	0.20	0.54	0.22	0.03	0.0246
	5	0.36	0.22	0.38	0.04	0.0278
LCR60	1	0.29	0.09	0.63	0.00	0.0291
	2	0.64	0.03	0.25	0.08	0.0297
	3	0.25	0.22	0.53	0.01	0.0278
	4	0.24	0.47	0.26	0.03	0.0253
	5	0.36	0.21	0.39	0.03	0.0279

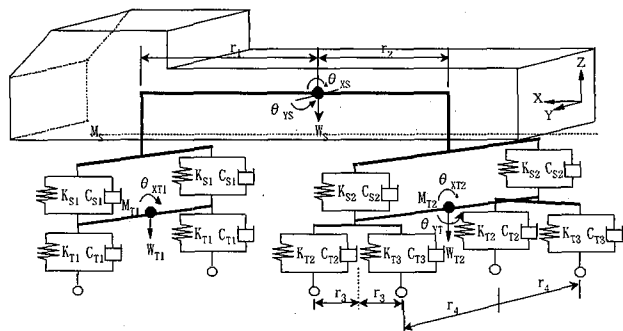


図-8 8自由度系車両モデル

以上の計算仮定において、支間長 45.0m の場合、上、下床版およびウェブの各振動モードへの減衰の寄与率は、PC 橋はウェブへの寄与率 0.2~0.3 であり、波形鋼板ウェブ PC 橋も 0.2~0.3 であり、ウェブが占めるひずみエネルギーの割合は、ほぼ同じである。また、普通骨材コンクリートと HLA コンクリートで比較した場合、ひずみエネルギー比には、大きな差異はみられない。また、支間長 60.0m の場合、PC 橋はウェブへの寄与率 0.2~0.3 に対して、波形鋼板ウェブ PC 橋はねじれ振動 1 次の時、ウェブが占めるひずみエネルギーの割合が 0.5 と大きくなっている。これは、ねじり剛性において波形鋼板の占める割合が多くなっている影響だと考えられる。

6. 車両走行時の動的特性

総重量 196kN の 3 軸大型車両をモデル化した 8 自由度系の車両モデル (図-8、表-7 参照) を用いて、車両走行による動的応答解析を行った。ただし、表-7 の値は片側 1 車輪あたりの値を示す。この解析では、車両と橋梁系の運動方程式を直接積分法 (Newmark β 法、時間間隔 0.01 秒、 $\beta=1/4$) により逐次積分して応答値を求めた¹⁴⁾。解析に用いた路面凹凸は ISO 基準の「普通」に相当するパワースペクトル密度 (図-9) に適合させた図-10 に示す波形を、左右車輪位置で同一に用いた。

なお、動的応答解析では、走行速度と走行位置をパラメータとしており、走行位置として幅員中央および偏心走行を、走行速度として一般道を考慮した 40km/h および高速自動車道を考慮した 80km/h で走行している。

大型車両 1 台 (196kN) が幅員中央を走行速度 40km/h で走行したときの動的応答解析の一例として、図-11 に示す測点①および②での速度応答波形およびそのスペクトルを示す。普通骨材コンクリートを用いた PC 橋 (NPC45) の場合を図-12 に、HLA コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (LCR45) の場合を図-13 に示す。

両者の速度波形から、LCR45 の方は振幅量が大きく、車両ばね下による高周波成分の卓越が顕著に見られる。また、ウェブにおける橋軸直角方向の振動成分としては、車両のばね下による振動が大きく卓越している。

表-7 車両モデルの各諸元

総重量	(kN)	196
ばね上ばね定数前軸 K_{s1}	(kN/m)	1278/2
後軸 K_{s2}	(kN/m)	5112/2
ばね上減衰係数前軸 C_{s1}	(kNs/m)	4.9/2
後軸 C_{s2}	(kNs/m)	19.6/2
ばね下ばね定数前軸 K_{t1}	(kN/m)	3550/2
後軸 K_{t2}, K_{t3}	(kN/m)	7098/2
ばね下減衰係数前軸 C_{t1}	(kNs/m)	5.88/2
後軸 C_{t2}, C_{t3}	(kNs/m)	11.76/2

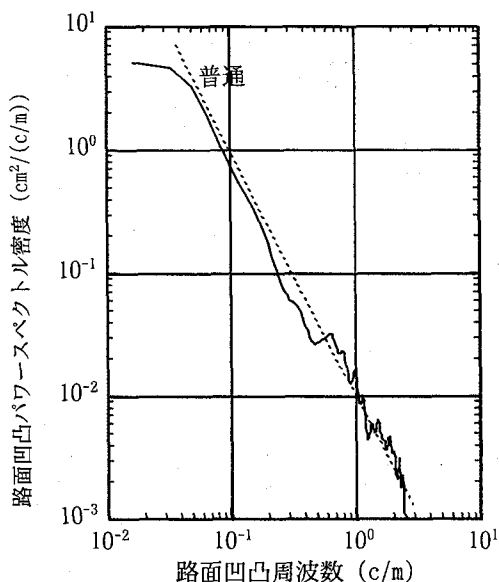


図-9 路面凹凸スペクトル密度

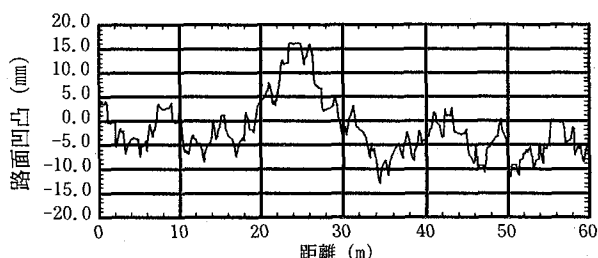


図-10 路面凹凸波形

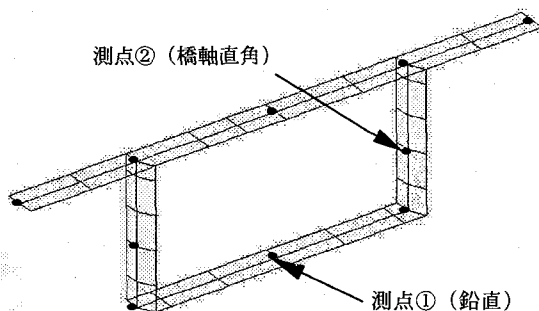
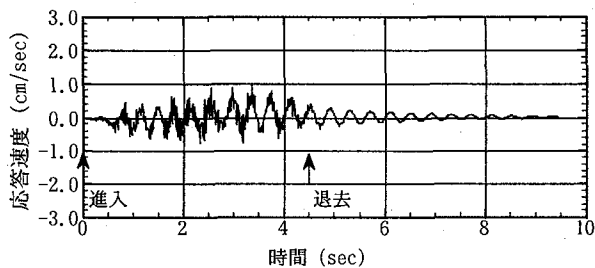
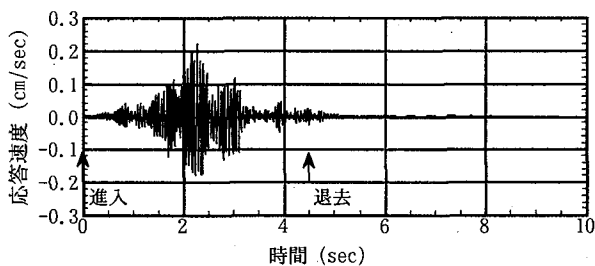


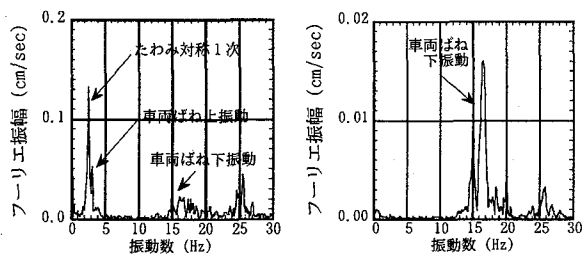
図-11 速度応答の測点



(a) 測点①における速度応答波形



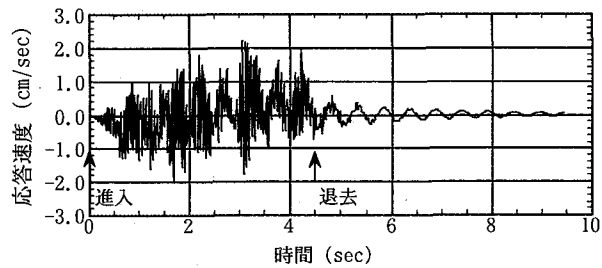
(b) 測点②における速度応答波形



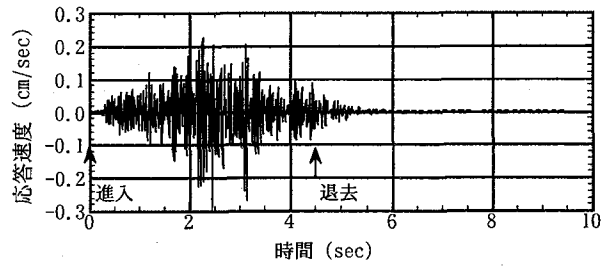
(c) 測点①

(d) 測点②

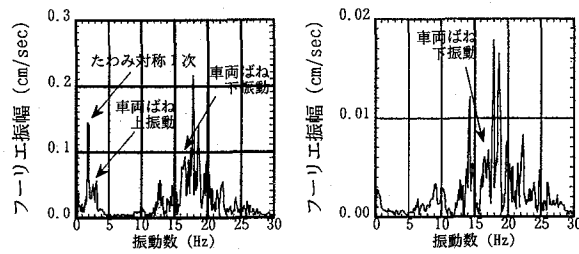
図-12 速度応答波形とそのスペクトル (NPC45)



(a) 測点①における速度応答波形



(b) 測点②における速度応答波形



(c) 測点①

(d) 測点②

図-13 速度応答波形とそのスペクトル (LCR45)

7. 動的増幅率

橋梁全体、上床版および上床版とウェブとの接合部における車両走行による動的な影響を動的増幅率 (DIF) を指標に各モデル橋梁間で比較することにする。

ここで、測点としては、図-14に示すように、橋梁全体のDIFについては、幅員中央走行の場合は支間中央(下床版幅員中央、測点③)の鉛直変位量を用い、幅員偏心走行の場合は下床版ウェブ付根(測点④)の鉛直変位量を用いた。上床版のDIFについては支間中央(上床版幅員中央、要素①)の床版支間方向の曲げモーメントから、接合部のDIFについては、上床版側ウェブ付根(要素②)のウェブ面外方向の曲げモーメントから算出する。

なお、ここで算出している動的増幅率は、車両1台が走行したときの値であり、設計に用いられる衝撃係数とは直接比較できるものではないことに注意が必要である。しかしながら、DIFは車両走行による橋梁の動的応答を評価する指標の1つであることから、本研究では解析結果より動的増幅率を算出し比較することとした。

解析結果として、橋梁全体のDIFを図-15に、上床版のDIFを図-16に、波形鋼板ウェブのDIFを図-17に走行速度をパラメータとして示す。

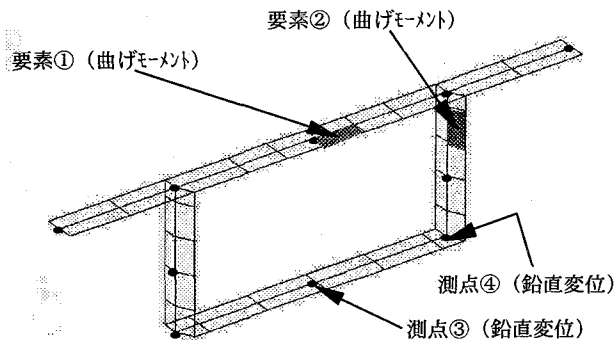
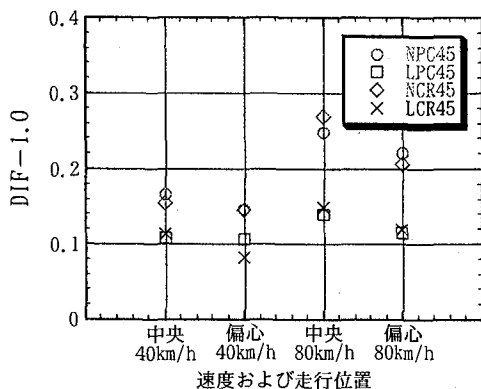
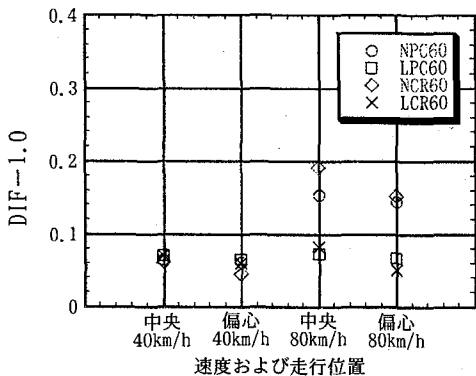


図-14 解析対象とした測点

橋梁全体のDIFにおいて、支間長45.0mの場合、走行速度が増加すると全体的にはDIFが増加する傾向にある。各モデルタイプ間のDIFの大小関係は普通骨材コンクリートを用いたPC橋および波形鋼板ウェブPC橋が、HLAコンクリートを用いたものより大きな値を示した。これは、動的応答値はHLAコンクリートを用いたもののほうが大きい値であったが、その値に比べ静的鉛直変位が大きく出たため、DIFは小さい値を示した。また、中央走行と偏心走行では、中央走行が大きなDIFとなった。

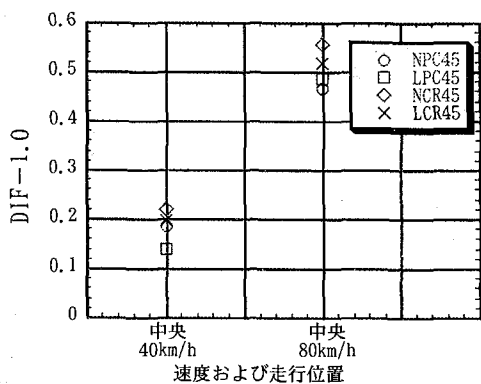


(a) 支間長 45.0m の場合

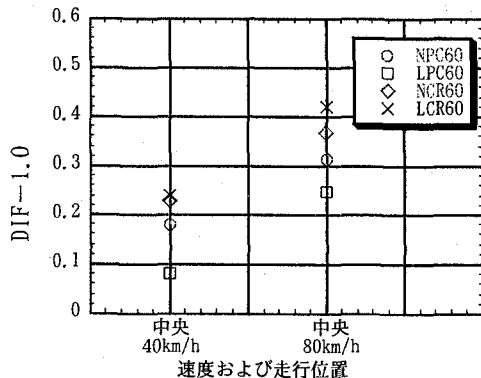


(b) 支間長 60.0m の場合

図-15 支間中央(鉛直変位)の動的増幅率



(a) 支間長 45.0m の場合



(b) 支間長 60.0m の場合

図-16 上床版(曲げモーメント)の動的増幅率

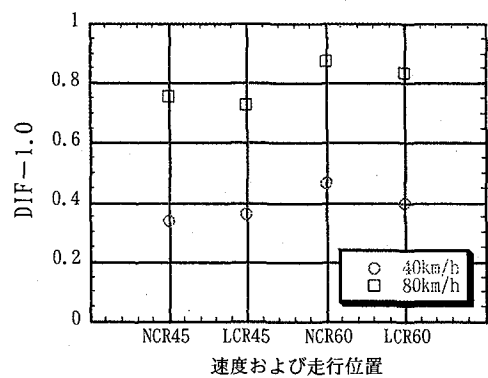


図-17 波形鋼板ウェブ(曲げモーメント)の動的増幅率

支間長 60.0m の場合では、40km/h 走行の場合は各モデル橋梁間では顕著な差は見られなかった。全体的に支間長 45.0m よりも小さい値を示しており支間長の差が影響している。また、80km/h 走行の場合の各モデルタイプ間の大小関係は支間長 45.0m と同様な傾向が見られる。

上床版においては、着目要素に最大の曲げモーメントが作用するように幅員中央走行のみを対象とした。80km/h 走行の場合の支間長 60.0m と 45.0m を比較した場合、支間長 45.0m の方が大きい値を示した。これは、桁高(ウェブ高)の違いによる影響で支間長 45.0m の方が大きな動的応答値を示したためである。また、各走行ケースとも、波形鋼板ウェブ PC 橋の方が大きな DIF となった。

波形鋼板ウェブの動的な影響として、DIF を図-17 に示した。なお、ここでは、ウェブにおける動的な曲げが顕著に表れる波形鋼板ウェブ PC 橋を対象とした。普通骨材コンクリートを用いた場合、HLA コンクリートを用いた場合とも支間長が長くなると DIF が大きくなり、特に、走行速度が速くなると DIF は顕著に大きくなった。

8. まとめ

本研究では、HLA コンクリートを波形鋼板ウェブ橋に適用するに伴って生じる可能性のある問題として、車両走行による動的な影響についてシミュレーション解析により検討した。

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

- (1) 試設計結果より、HLA コンクリートを用いた PC 橋の重量は、普通骨材コンクリートを用いた PC 橋に比べ 74% に低減された。さらに、波形鋼板ウェブと HLA コンクリートを組み合わせた PC 橋の重量は、65% と、飛躍的に重量が低減された。
- (2) 196kN 車を移動載荷したときのたわみ量は、普通骨材コンクリートを用いた PC 橋 (NPC)、普通骨材コンクリートを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (NCR)、HLA コンクリートを用いた PC 橋 (LPC)、HLA コンク

リートを有いた波形鋼板ウェブ PC 橋 (LCR) の順番で大きくなった。

- (3) 床版支間中央の静たわみは、支間長 45.0m, 60.0m とも普通骨材コンクリート PC 橋, HLA コンクリート PC 橋, 普通コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋, HLA コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋の順でたわみ量は大きくなっている。また, HLA コンクリート PC 橋と普通コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋の差は僅かであり, ウェブ剛性と床版剛性の関係が微妙に寄与しているものと考えられる。
 - (4) 固有振動数は, 各支間長ともに, たわみ対称 1 次振動およびねじれ振動 1 次については HLA コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋が最も低い振動数を有する結果となった。
 - (5) 支間長 45.0m の普通骨材コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋および HLA コンクリート波形鋼板ウェブ PC 橋では, ねじれ 1 次振動モードが 2 番目に現れ, 出現順序に変化が生じた。これは, PC 橋と波形鋼板ウェブ PC 橋のねじり剛性の差および支間長の違いによる隔壁間隔が影響していると考えられる。
 - (6) 支間中央における鉛直変位の動的増幅率 (DIF) は, 支間長 60.0m, 45.0m とも, 走行速度が増加するとともに DIF が増加する傾向にあり, 支間長 45.0m の場合は, 支間長 60.0m よりも大きい値を示している。
 - (7) 支間中央における鉛直変位の DIF は, 普通骨材コンクリートを用いた場合の方が HLA コンクリートを用いたものより大きな値を示した。これは, 動的応答値に比べ静的鉛直変位が大きく出ているため, DIF は小さい値を示した。
 - (8) 上床版における曲げモーメントの DIF は, 各走行ケースとも, 波形鋼板ウェブ PC 橋の方が大きな値を示した。
 - (9) 波形鋼板ウェブにおける曲げモーメントの DIF は, 支間長 60.0m, 45.0m とも走行速度が速くなると顕著に大きくなった。
- 2) 田村聖, 立神久雄, 上平謙二, 石川雄康, 前堀伸平: 高性能軽量骨材コンクリートおよび波形鋼板を用いた PC 橋の試設計, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, pp.670-671, 1999.10.
 - 3) 立神久雄, 須合孝雄, 蝦名貴之, 梶川康男, 深田宰史, 福島幸治: 波形鋼板ウェブを有する 5 径間連続 PC 箱桁橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.649-658, 1999.3.
 - 4) 上平謙二, 立神久雄, 本田秀行, 園田恵一郎: 波形鋼板を有する PC 箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40, No.3, pp.16-25, 1998.5.
 - 5) 水口和之, 佐藤幸一, 芦塚憲一郎, 桜田道博, 依田照彦, 日高重徳: 本谷橋の模型実験と実橋載荷実験, 橋梁と基礎, Vol.32, No.10, pp.25-34, 1998.10.
 - 6) 古田公夫, 水口和之, 佐藤幸一, 花房禎三郎: 本谷橋 (波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋) の横方向性状に関する実験的研究, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.1-6, 1998.10.
 - 7) 山崎正直, 内田宗武, 御子柴光春: 波形鋼板ウェブのせん断変形を考慮したコンクリートスラブの設計法の提案, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.25-30, 1998.10.
 - 8) 桜田道博, 依田照彦, 中州哲太, 佐藤幸一: 波形鋼板ウェブと床版接合部の横方向性状に関する実験的研究, 第 8 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.7-11, 1998.10.
 - 9) 加藤雅史, 佐藤靖, 吉田茂, 久保明英: 波形鋼板ウェブ橋梁 (新開橋) の振動測定, 土木学会第 49 回年次学術講演会概要集, pp.1160-1161, 1994.3.
 - 10) 本田秀行, 秋葉徹: 波型腹板桁の振動実験と 3 次元固有値解析, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.675-684, 1992.3.
 - 11) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 1996.3.
 - 12) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編 III コンクリート橋編, 1998.12.
 - 13) J. NIWA, Y. HAMADA, S. TAMURA, T. OKAMOTO, Y. ISHIKAWA: Ultimate Shear Capacity of Concrete Beams Using High Performance Lightweight Aggregates, fib Symposium, pp.241-246, 1999.10.
 - 14) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.10.

今後は, HLA コンクリートを用いた PC 箱桁橋のせん断剛性およびねじり剛性の検証, 路面凹凸, 車両台数, 車両重量 (245kN) などの影響, 解析モデルの簡略化, 長支間化なども含めた研究を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋一計画マニュアル (案), 1998.10.

(1999 年 9 月 17 日受付)