

少桁プレストレスコンクリート合成桁橋の載荷試験

A report about loading test of prestress concrete composite girder bridge with a few girders.

鳥野 清¹ 日野伸一² 荒巻真二³ 村岡公範⁴ 長野正夫⁵

Kiyoshi Uno, Shinichi Hino, Shinji Aramaki, Kiminori Muraoka, Masao Nagano

¹正会員 工博 九州共立大学工学部教授 (〒807-0867福岡県北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)²正会員 工博 九州大学大学院工学研究科助教授 (〒812-0053福岡県福岡市東区箱崎6-10-1)³正会員 工修 九州共立大学工学部助手 (〒807-0867福岡県北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)⁴コーアツ工業(株) 工務部長 (〒890-0003鹿児島県鹿児島市伊敷町3163)⁵関東地方建設局常磐工務事務所水戸国道出張所前所長 (〒310-0851茨城県水戸市千波町1962-2)

Prestress concrete composite girder bridge have been fitting for road linear shape, and been giving easy driving. However, it costs time to construct due to its complexity molding and placing of reinforcement, and due to usually need of high hanging rigger. This kind of bridge will become a dominant structure if the execution can be simplified. In order to save labor, the cower analyze composite gird bridge (Otarabou-kyou Bridge) has been built as a testing construction bridge. At this bridge, we have conducted a test of loading both static and dynamic, and have analyzed the characteristics of the structure of prestress concrete composite girder.

Key Words: prestress concrete composite girder bridge, *Static loading test, Dynamic loading test, torsional rigidity*

1. はじめに

わが国では中小規模の橋梁は、プレテンション方式やポストテンション方式のプレキャスト桁が多く利用されている。しかし、このプレキャスト桁は床版が一体とした場合が多く、合成桁としての利用は比較的少なかった。プレストレスコンクリート建設業協会のまとめによると、最近5年間に施工されたポストテンション方式プレストレスコンクリート(PC)橋の施工実績のうち、合成桁橋の割合は件数で2.5%、工事費で3.5%に留まっている¹⁾。

PC合成桁橋はプレキャストのPC桁を架設した後、PC桁から突出した鉄筋によって場所打ちコンクリート床版とPC桁を結合した構造となっている。また、舗装、高欄、地覆等の橋面荷重と活荷重に対しては、主桁と床版が一体となった合成断面で抵抗する橋梁形式である。この橋梁形式は床版が場所打ちコンクリートで施工するため、複雑な道路線形や縦横断勾配に対処しやすいことや、床版の連続化が容易なこと、上フランジ厚を薄くできるので主桁が軽量であり、運搬が容易であることなどの利点がある。しかし、床版施工時には吊り足場などの高所作業があることや型枠や鉄筋組の加工組立の

煩雑さなど現場作業が多く工期が長いこと、比較的桁高さが高く施工中に不安定になりやすい等の課題を持っていたため、あまり普及しなかった。

そこで施工の安全性を向上させ、なおかつ施工時の工程を簡略化した新しいタイプのPC合成桁橋が考えられた²⁾。主桁はプレキャストセグメント工法³⁾で製作し、形状断面を従来の上フランジ幅の狭いI形断面からT形断面に変更して、施工時に桁が横倒れ座屈しにくくし、施工時の安定向上を図った。また、床版は主桁間にプレキャストPC板をプレストレスの導入方向が橋軸直角方向になるように敷設し、その上に場所打ちコンクリートで床版を施工するので、従来必要であった床版型枠や吊り足場等が不要となり施工性も良くなった。また、床版の構造はPC板とコンクリート床版が一体となった合成構造となるため、コンクリート床版のみより強度や耐久性が向上するので、主桁間隔を広くすることができ、主桁の少数化が可能となった。

本研究は茨城県に平成8年に試験施工された大足坊橋に対して、設計通りの剛性を有しているかを検討する目的で、トラック2台を用いた静的載荷試験を実施し、その構造特性の確認を行った。また、橋梁上でトラックを角材から落下させた振動試験も実施し、本橋梁の振動特性

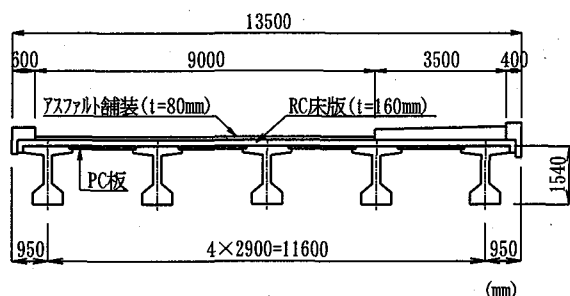
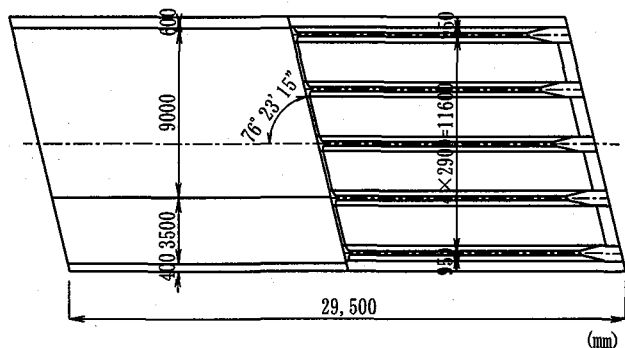
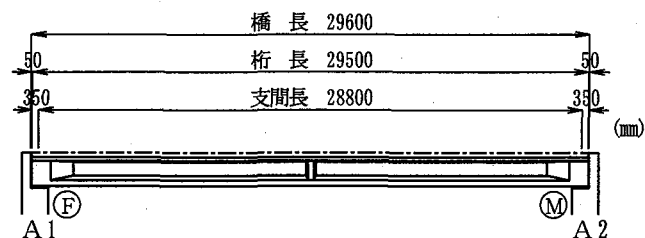


図-1 橋梁概要図

も併せて明らかにしたものである。

2. 橋梁概要

図-1に大足坊橋の概要を示す。この橋梁は構造形式がポストテンション方式単純合成桁橋、橋長が29.6m、斜角76° 23'15"である。片側に幅3.5mの歩道が有り、車道幅員は9.0mである。また、設計に用いたコンクリート強度は主桁で $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ 、床版、横桁で $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$ 、歩道部で $\sigma_{ck}=160\text{kgf/cm}^2$ である。

本橋は当初、PCポストテンションT桁で計画されており、PC合成桁橋への設計変更は下部工が完成後に行われた。このため、縦断線形に影響しないように桁高の変更が出来なかったために、主桁本数は7本から5本までしか減じられなかったと共に、主桁形状はパルプT(上フランジは広くて薄く、下フランジ幅が大きい)となった。床版は主桁の桁間に厚さ8cmのPC板を敷設し、その上に鉄筋を配置した後に、16cmの場所打ちコンクリートを打設して施工した。また、横桁は支間中央に1カ所だけ設けた。

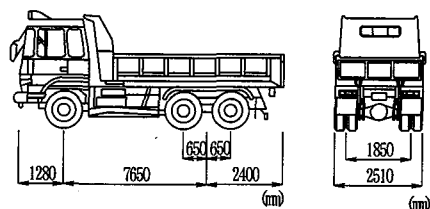


図-2 トラック形状

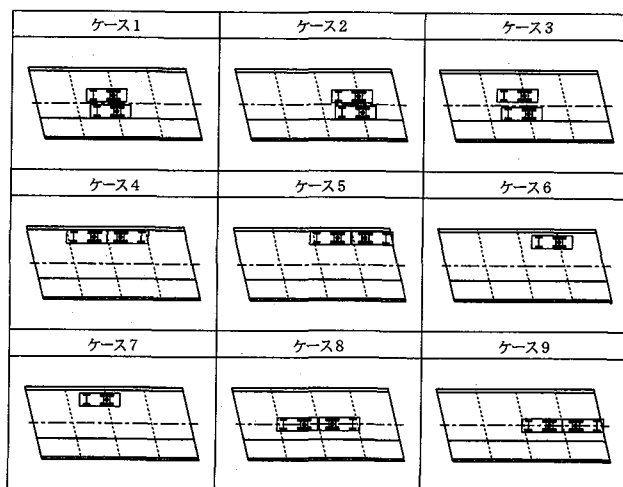
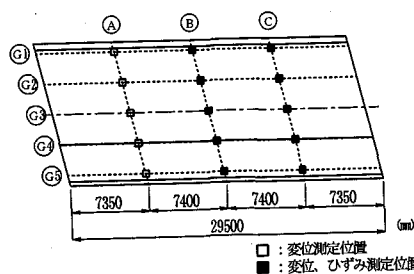
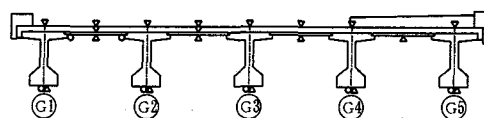


図-3 載荷試験ケース

○ : 変位計
△ : ひずみゲージ
▽ : 鉄筋計



□ : 変位測定位置
■ : 変位、ひずみ測定位置

図-4 計測装置設置位置

3. 静的載荷試験

静的載荷試験は、実際施工されたPC合成桁橋において主桁とPC板およびコンクリート床版がそれぞれ一体構造として機能し、また、主桁と横桁が少数化されてもその荷重分担が設計で期待している通りであることを確認するために行った。

(1) 載荷試験概要

荷重として載荷試験に用いたダンプトラックの概要を図-2に示す。ダンプトラック1台の全重量は20.4tfで、前

表-1 断面剛性

	主 桁										横 桁	
	①		②				③				①～③	
	G1, G5	G2～G4	G1	G2, G3	G4	G5	G1	G2, G3	G4	G5	支 点 部	中 間 部
ヤング係数 E (kgf/cm ²)	310000										280000	
せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	134800										121700	
断面 2 次モーメン I (m ⁴)	0.413	0.456	0.413	0.456	0.731	0.678	0.413	0.456	0.731	0.678	0.507	0.134
ねじり定数 J (m ⁴)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.021	0.022	0.031	0.040	0.000	0.000

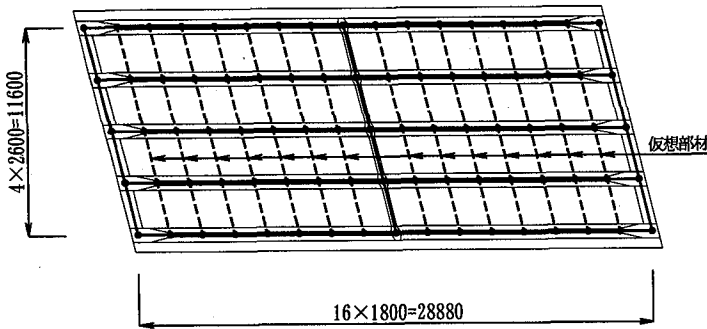
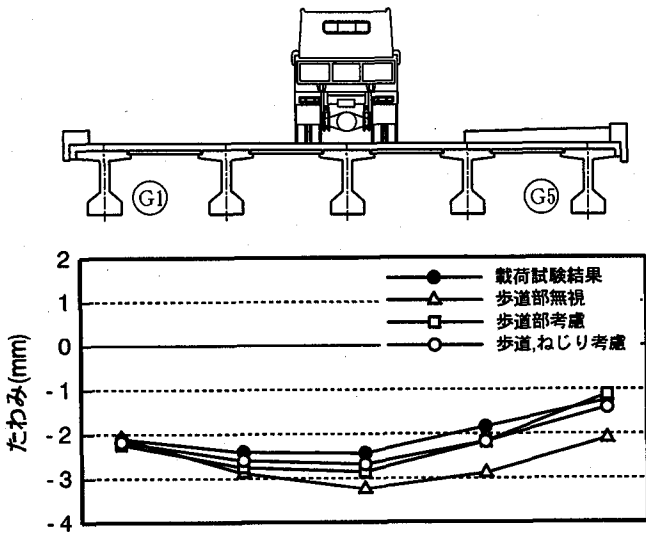


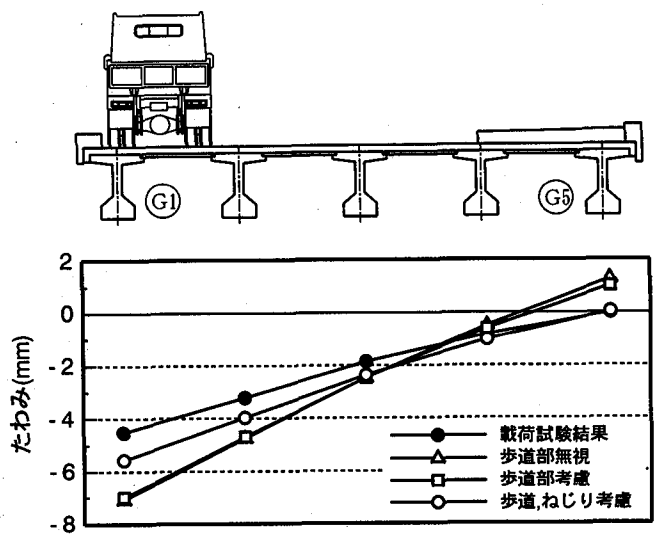
図-5 解析モデル

	G1	G2, G3	G4	G5
①				
②, ③				

図-6 床版、歩道部の有効幅



(a) ケース 8



(b) ケース 4

図-7 載荷試験と解析結果によるたわみ量

輪および後輪荷重はそれぞれ5.4, 15.0tfであった。載荷試験では図-3に示す9ケースの位置に1台、もしくは2台のダンプトラックを載荷した。

図-4にはひずみと変位の測定位置を示す。主桁のひずみ測定位置は、A1橋台側から橋長の1/2 (図中のB), 3/4 (図中のC) の位置におけるG1～G5桁において実施した。これらの桁下面では表面のひずみを測定し、上面では主桁真上の床版上面の主鉄筋、配力筋の鉄筋ひずみを測定した。また、G1とG5の桁間のP C板とフランジ継ぎ目位置にパイ形の変位計を配置して、主桁とP C板のずれ量を測定した。床版のひずみ測定位置は図中B, C

位置で行った。G1～G5桁間の中央のP C板の表面ひずみを測定し、G1～G3の桁間の中央ではR C床版の上下の主鉄筋のひずみを測定した。変位は橋長の1/4 (図中のA), 1/2 (図中のB), 3/4 (図中のC) の位置におけるG1～G5の桁下面に変位計を配置して測定した。

(2) 理論解析

解析は格子構造理論に基づき行った。

図-5に用いた解析モデルを示す。節点は主桁を橋軸方向に16等分したので、総節点数は85となった。部材は主桁と支点部、支間中央部の横桁の他に、部材の中間に節点を設けることがプログラム上でできなかったため、剛性

表-2 載荷試験と解析結果によるたわみ量の比較

		(mm)																			
桁		載荷試験結果					解析値(歩道部無視)					解析値(歩道部考慮)					解析値(歩道部、ねじり考慮)				
		G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5
ケース1		-2.18	-2.47	-2.46	-1.97	-1.42	-2.37	-3.10	-3.42	-3.10	-2.36	-2.53	-2.98	-2.96	-2.33	-1.28	-2.42	-2.80	-2.83	-2.33	-1.56
2		-1.59	-1.78	-1.81	-1.48	-1.09	-1.78	-2.34	-2.59	-2.36	-1.81	-1.90	-2.25	-2.26	-1.77	-0.98	-1.83	-2.10	-2.12	-1.77	-1.21
3		-2.13	-2.39	-2.36	-1.93	-1.43	-2.43	-3.08	-3.35	-3.08	-2.42	-2.60	-2.96	-2.91	-2.30	-1.33	-2.47	-2.79	-2.77	-2.31	-1.60
4		-4.53	-3.21	-1.86	-0.83	-0.06	-7.09	-4.74	-2.47	-0.48	1.29	-7.00	-4.69	-2.48	-0.60	1.01	-5.57	-3.96	-2.36	-1.02	0.05
5		-3.17	-2.30	-1.36	-0.58	-0.01	-4.98	-3.37	-1.78	-0.37	0.88	-4.92	-3.33	-1.78	-0.44	0.70	-3.88	-2.80	-1.70	-0.76	0.00
6		-1.58	-1.33	-0.88	-0.44	-0.08	-2.29	-1.54	-0.81	-0.16	0.41	-2.83	-1.91	-1.01	-0.25	0.41	-2.23	-1.60	-0.96	-0.43	0.01
7		-2.15	-1.74	-1.12	-0.53	-0.09	-3.81	-2.55	-1.32	-0.26	0.69	-3.76	-2.52	-1.33	-0.32	0.55	-3.00	-2.13	-1.26	-0.54	0.03
8		-2.10	-2.41	-2.44	-1.84	-1.25	-2.09	-2.88	-3.25	-2.88	-2.10	-2.24	-2.76	-2.86	-2.18	-1.12	-2.17	-2.59	-2.68	-2.17	-1.40
9		-1.50	-1.72	-1.78	-1.39	-0.96	-1.44	-1.99	-2.26	-2.01	-1.47	-1.54	-1.91	-1.98	-1.52	-0.79	-1.50	-1.78	-1.85	-1.51	-0.99

表-3 主桁とP C板のずれ量

		(mm)			
		横断B		横断C	
		G1桁側	G2桁側	G1桁側	G2桁側
ケース1		-0.05	0.04	0.00	0.01
2		-0.03	0.03	0.00	0.02
3		-0.05	0.05	0.00	0.01
4		0.00	-0.02	-0.01	0.03
5		-0.01	-0.07	-0.01	0.04
6		-0.02	0.00	0.06	0.01
7		-0.04	-0.02	0.01	-0.01
8		-0.04	0.05	0.00	0.01
9		-0.03	0.04	-0.01	0.00

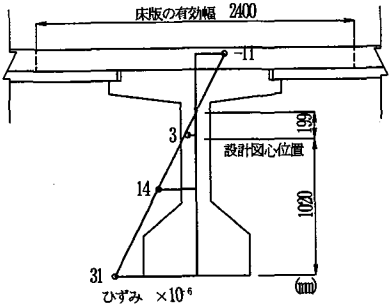


図-8 主桁のひずみ分布

を持たない仮想の中間横桁で格子化した。総部材数は14
8となった。断面剛性は下記の3タイプを考えた。

- ①主桁と床版を有効とし、ねじり剛性は無視(実設計)
- ②主桁と床版、歩道部を有効とし、ねじり剛性無視
- ③主桁と床版、歩道部を有効とし、ねじり剛性考慮

図-6に断面定数を算出する際に各桁に考慮した床版と歩道部の有効幅を示す。表-1に解析に用いた断面剛性を示す。主桁、床版、歩道部はそれぞれコンクリート強度が異なるため、ヤング係数比換算を行った。

また、荷重のモデル化において、輪荷重を解析モデルの節点に分配することから、実橋とは多少載荷状況がことなる。

(3)試験結果と考察

図-7はケース8、4の主桁と床版のたわみの載荷試験結果と解析値を図示したものである。ケース8において歩道部の剛性を無視した①の場合の解析値は、G2桁あたりから試験値に対してずれが生じ、G5桁に近づくほどその差が大きくなっている。これに対して歩道の剛性を考慮した場合ではG1～G5桁まで試験値と大きな差は見られない。また、ねじり剛性を考慮した場合はさらに試験値とのたわみ量の差は減少するが、その影響はほんのわずかである。

図-7(b)に示すケース4はねじり剛性を無視した場合、歩道部の有無に関わらず解析値はほぼ等しい値となっている。試験値と比較した場合はG1桁でかなり大きな差

が生じ、また、G5桁では浮き上がりが生じるような解析値となっているため、試験値とうまく対応していない。これに対して、ねじり剛性を考慮した場合はG1桁で若干の差が見られるものの、比較的精度よく試験値と一致していることがわかる。

表-2に他のケースの載荷試験結果と解析結果のたわみ量を示す。他のケースでもケース8、4と同様な傾向を示している。ケース8に代表されるような桁配置の左右対称位置に荷重を載荷した場合は、歩道部の剛性を考慮した方が試験値と良い一致を示す傾向にあることがわかる。また、ケース4に代表されるようなG1桁側に荷重を偏載荷する場合は、ねじり変形となり、この状態を精度よく解析するためにはねじり剛性を考慮する必要がある。

表-3に主桁とP C板のずれを測定する目的でG1～G2桁間に設置したπゲージから求めた変位を示す。各ケースともほとんどゼロの値となっている。

主桁と床版の一体性を見るために、ケース9のG3桁にひずみゲージを添付してひずみを測定した結果を図-8に示す。図中の設計図心位置は主桁と桁間隔幅の床版を考慮して算出したものである。このひずみ分布から判断すると、設計図心位置より実際の中立軸位置は約20cm床版側にあることがわかる。

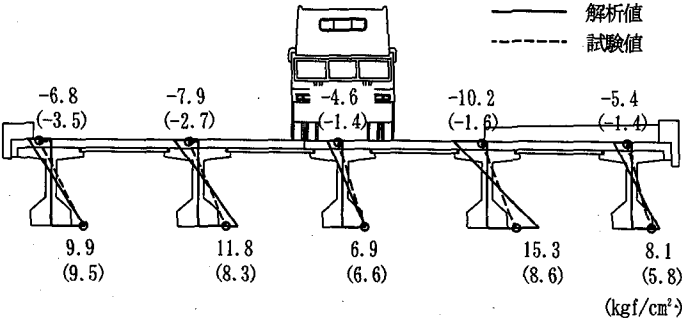
表-4に主桁のコンクリート応力度を載荷試験と解析値

表-3 載荷試験と解析値の主桁応力度比較

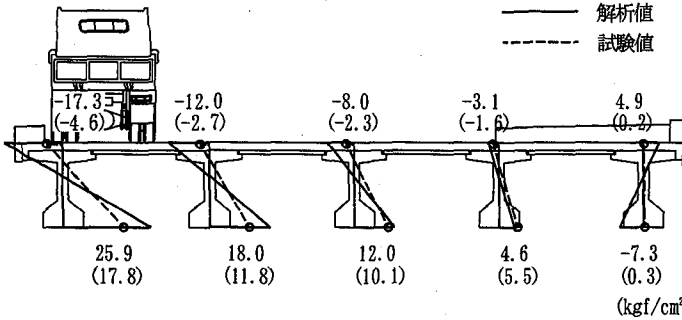
(kgf/cm²)

		載荷試験結果					解析値(歩道部考慮)				
		G1	G2	G3	G4	G5	G1	G2	G3	G4	G5
ケース1	σc(上縁)	-3.50	-3.12	-2.70	-2.00	-1.50	-7.47	-8.84	-8.15	-11.28	-6.22
	σc(下縁)	9.48	10.05	10.60	9.80	6.60	11.14	13.17	12.14	16.81	9.27
ケース2	σc(上縁)	-2.10	-1.17	-0.80	-1.20	-1.00	-5.62	-5.16	-3.47	-7.09	-4.77
	σc(下縁)	6.90	4.89	3.80	5.50	4.30	8.37	7.69	5.17	10.56	7.11
ケース3	σc(上縁)	-3.10	-2.55	-2.50	-2.00	-1.40	-7.67	-8.56	-8.37	-10.93	-6.45
	σc(下縁)	9.48	10.05	10.40	9.50	6.60	11.42	12.75	12.47	16.28	9.61
ケース4	σc(上縁)	-4.60	-2.73	-2.30	-1.60	0.20	-17.40	-12.04	-8.08	-3.11	4.92
	σc(下縁)	17.82	11.78	10.10	5.50	0.30	25.92	17.95	12.04	4.64	-7.33
ケース5	σc(上縁)	-2.50	-1.77	-1.40	-1.20	-0.40	-11.70	-7.90	-5.80	-2.32	3.41
	σc(下縁)	12.06	8.61	7.20	4.00	0.00	17.44	11.78	8.64	3.46	-5.08
ケース6	σc(上縁)	-0.80	0.00	-0.20	-0.80	0.00	-6.31	-4.16	-3.29	-1.28	1.99
	σc(下縁)	6.33	2.88	3.80	2.90	0.90	9.40	6.20	4.91	1.91	-2.96
ケース7	σc(上縁)	-1.90	-1.38	-0.60	-1.00	0.00	-10.26	-7.37	-4.33	-1.67	2.64
	σc(下縁)	10.05	7.47	5.80	3.50	0.90	15.28	10.98	6.46	2.48	-3.94
ケース8	σc(上縁)	-3.50	-2.73	-1.40	-1.60	-1.40	-6.62	-7.92	-4.64	-10.30	-5.43
	σc(下縁)	9.48	8.34	6.60	8.60	5.80	9.86	11.80	6.91	15.34	8.09
ケース9	σc(上縁)	-2.30	-1.77	-1.00	-1.20	-1.00	-4.55	-5.28	-2.38	-6.98	-3.82
	σc(下縁)	6.60	5.76	4.30	5.80	4.30	6.79	7.87	3.55	10.40	5.69

コンクリートのヤング係数E=3.1×10⁵ kgf/cm²



(a) ケース 8



(b) ケース 4

図-9 主桁応力度分布

表-4 動的載荷試験ケース

試験名	落下位置	
ケース 1	支間中央	G 3 桁上 図-9中⑤
2	支間3/4	G 3 桁上 " ④
3	支間中央	G 1 桁上 " ②
4	支間3/4	G 1 桁上 " ①

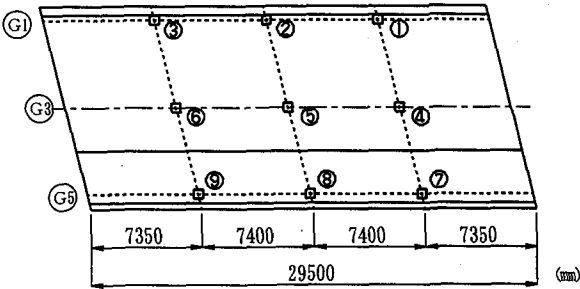


図-11 加速度測定位置

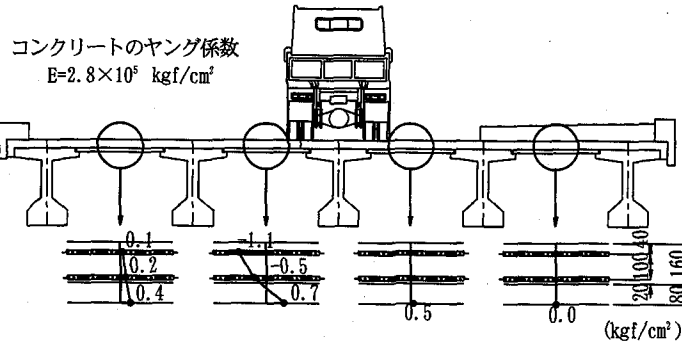


図-10 床版応力度分布

表-5 最大加速度と最大変位

		最大加速度(gal)		最大動変位(mm)	
ケース1	測点2	35~39	G5	0.84	
2	測点2	30~34	G1	0.62~0.76	
3	測点2	38~40	G1	0.88~1.16	
4	測点1	51~67	G1	0.66~2.08	

表-4に主桁のコンクリート応力度を載荷試験と解析値について示す。応力度の算定では設計に用いられた弾性係数 $E=3.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ を使用している。なお、解析値は歩道部を有効とし、ねじり剛性を無視した結果である。また、図-9はケース8、4で得られた橋長の1/2の位置での断面における各主桁のコンクリート応力度の分布を示したものである。全体的に見て実験値に比べて解析値の方が大きくなっている。また、トラックの後輪が作用している位置の主桁応力が、解析値と実験値ではかなり異なった結果となっている場合がある。

図-10にケース8の床版の応力度を示す。この応力度は主桁に比べて非常に小さな値であった。

通常、設計では歩道部は荷重のみ考慮し、その剛性は無視している。また、ねじり剛性は斜角が 70° 未満が横桁間隔が大きいT桁の場合にのみ考慮するようになっている⁴⁾。本橋は斜角は 70° 以上であり、横桁間隔も一般的な規定である15m以内に設けているので、ねじり剛性は無視して良い。このようにねじり剛性を無視して格子構造理論で本橋を設計した場合、安全側に応力評価することができる。

4. 動的載荷試験

減衰特性は橋の応答に大きく影響するが、設計段階では調査することができない。そのため、減衰定数は現在までに実施された振動試験から求めた値を参考にして決めている。本橋は今までにない新しいタイプの橋梁であるため、データの蓄積という観点からも減衰定数を明確にしておくことは重要であると考えられる。動的載荷試験は、減衰定数を求め、併せて動的特性を明らかにするためにに行った。

(1) 試験条件

動的試験は静的載荷試験に用いたダンプトラックを表-5に示す4ケースの位置で、2列ある後輪の後側を高さ20cmの角材上にのせ、トラックを落下させた時の減衰自由振動を測定した。本橋は単純桁橋であるが幅員幅に比べてスパン長が短いため、版として振動することが予測されることから、図-11に示す床版位置に加速度計を設定した。また、併せて加速度計の位置における桁下での変位も測定した。

(2) 試験結果と考察

図-12、13に各ケースの橋梁中心位置（図-11中の測点5）における減衰自由振動時刻歴波形とフーリエスペクトルを示す。この結果を見るとケース2では比較的卓越した振動成分が現れており、その他のケースでは数次の振動成分が混在していることがわかる。また、本橋の卓越振動数成分は約3~5.5Hz近傍にあることがわかる。

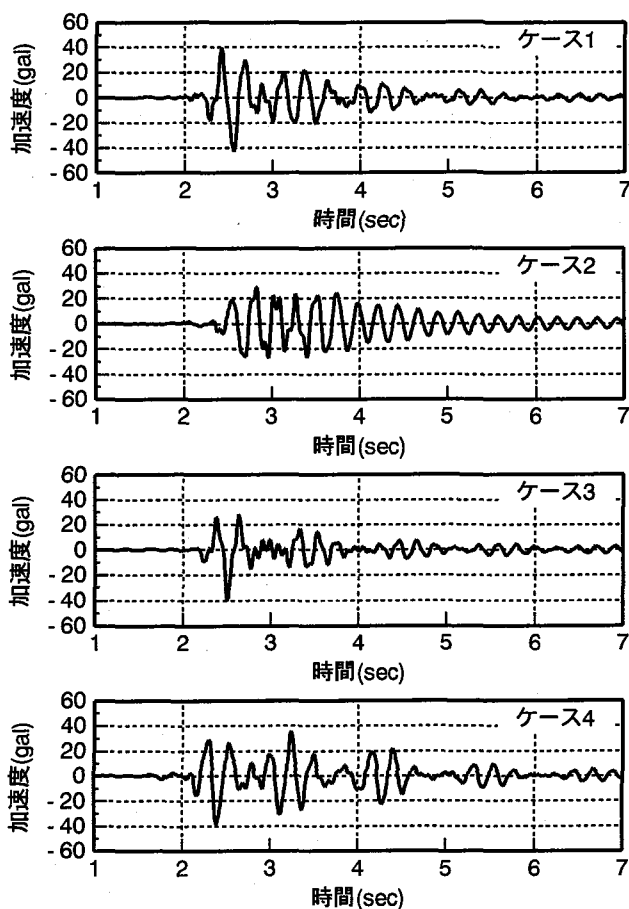


図-12 時刻歴波形

表-5にトラック落下時における床版の最大加速度と最大動変位を示す。最大加速度は30~67gal、最大動変位は0.62~2.08mmであり、ケース1の最大動変位以外は支間中央のG1桁上（図-11中の測点2）で最大値が発生している。

フーリエスペクトルのピークから各次数の固有振動数を求め、この固有振動数に対応する各測点のフーリエスペクトルのピーク値の比の平方根から変位モードを求めることができる。ただし、変位モードは最大値を1.0として規準化した。図-14の変位モード図を示す。1次振動の固有振動数は3.27Hzで歩道部の剛性による影響を受け、上下振動とねじれ振動が多少連成した形状となっている。また、2次振動は固有振動数が4.44Hzで、上下振動を示す。3次振動は固有振動数が5.23Hzで、ねじれ振動となっている。このことから本橋は斜角や片側に歩道部を有しているため、通常のコンクリート橋よりねじり振動が発生しやすいように思われる。

図-15にケース2、3で支間中央のG1桁上（図-11中の測点2）の減衰自由振動波形を示す。ケース2の波形は4.4Hzで、ケース3では5.2Hzで減衰していることがわかる。

図-16は2、3次振動の固有振動数に対応する振動成分

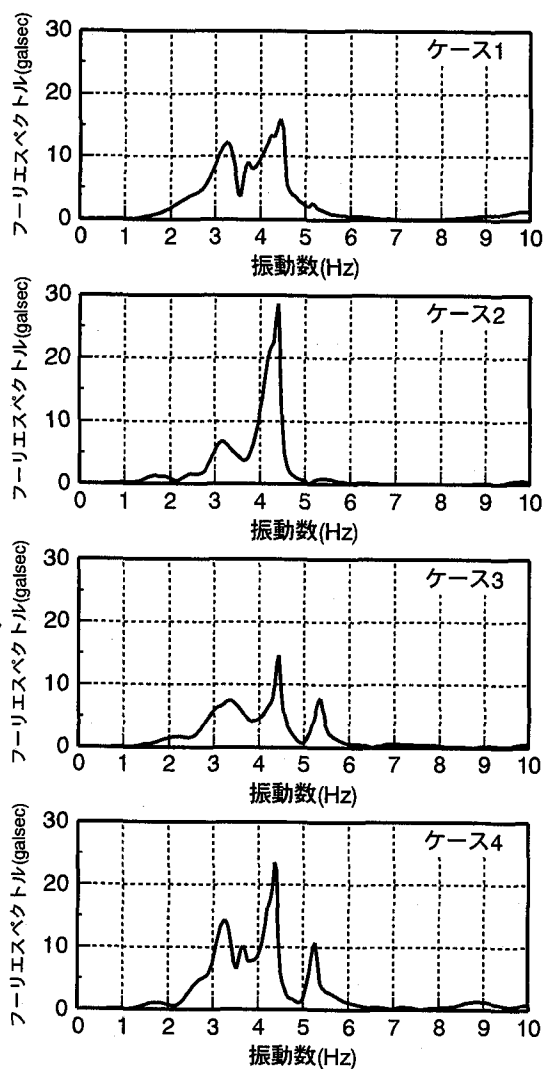
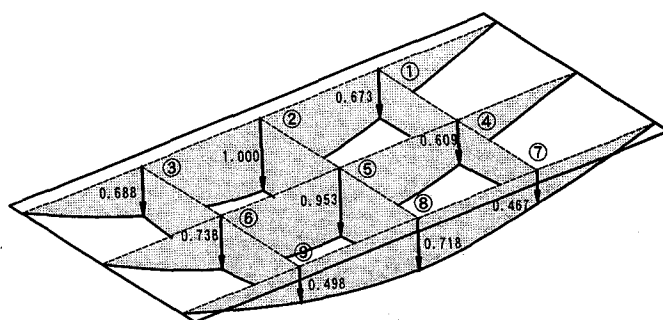
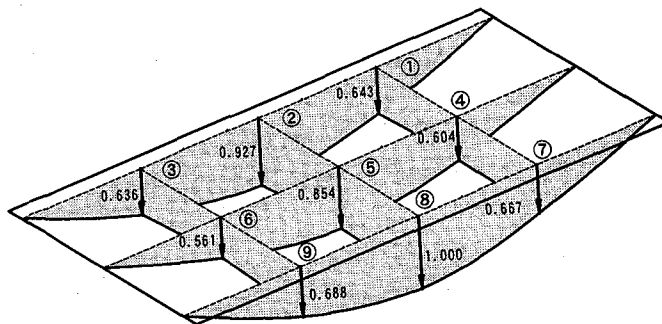


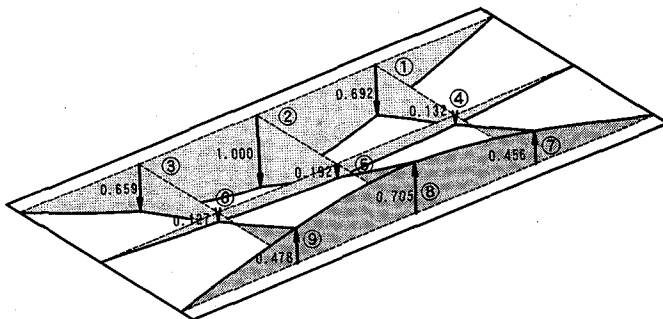
図-13 フーリエスペクトル



(a) 1次振動モード (3.27Hz)



(b) 2次振動モード (4.44Hz)



(c) 3次振動モード (5.23Hz)

図-14 変位モード

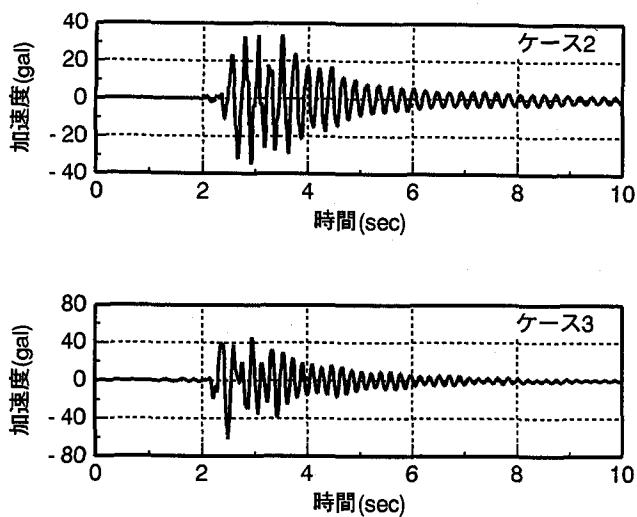


図-15 時刻歴波形

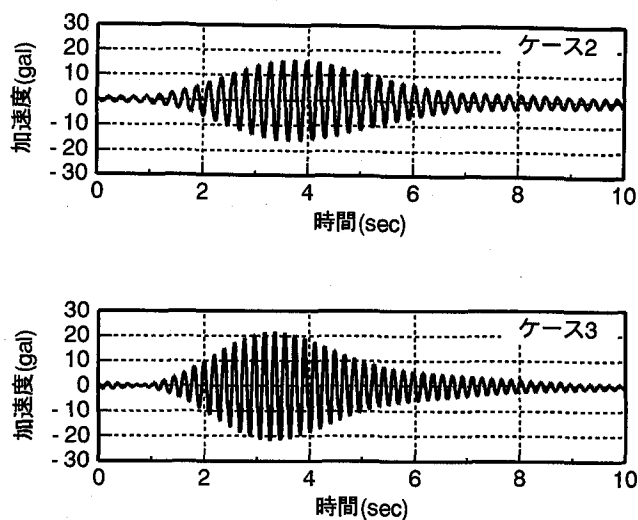


図-16 減衰自由振動

を逆フーリエ解析から算出したものである。これらの波形から減衰定数 h を算出した結果、2次振動で $h=0.022$ 、3次振動で $h=0.016$ がそれぞれ得られた。また、1次振動の減衰定数は算出できなかった。

通常、橋梁上部構造のうちコンクリート構造物は減衰定数0.03～0.05と言われていることを考えると、本橋の減衰定数は若干小さめの値といえる。

5. まとめ

施工時の省力化を目的に、主桁や横桁の少数化やP C板を利用した合成構造の床版などの特徴を有するP C合成桁橋の構造特性を明らかにするために、ダンブトラックを用いた静的載荷試験と動的載荷試験を行った。以下に本試験で得られた結果を示す。

①桁断面に対して左右対称に載荷した場合を格子構造理論で解析するとき、歩道部の剛性を考慮すると試験値と良く一致する。また、G1桁側に偏載荷する場合はねじり変形となるため、解析ではねじり剛性を考慮しないと良い一致がみられない。

②床版と主桁は一体となって挙動しており、その中立軸

位置は、載荷試験結果は設計値に比べて床版側にある。

③トラックの後輪を高さ20cmの角材が落下させたところの床版の最大加速度は30～67galであり、また、主桁の最大動的変位は0.62～2.08mm程度であった。

④本橋の1次振動は上下振動とねじれ振動を連成した形状、2次振動は上下振動、3次振動はねじれ振動であった。

⑤本橋の減衰定数は2次および3次振動で、それぞれ0.022、0.016程度であった。

これらの結果から、一般的な剛性を用いて格子構造理論で本橋を設計した場合、安全側に応力評価することが今回の載荷試験でわかった。

<参考文献>

- 1)(社)プレストコンクリート建設業協会：P Cコンボ橋－開発の経緯と概要－,1997
- 2)建設省土木研究所：プレキャストロック工法によるプレストコンクリート道路橋設計・施工指針(案),共同研究報告書第130号,1995
- 3)(社)プレストコンクリート建設業協会：P Cコンボ橋 設計施工マニュアル(案),1997
- 4)日本道路協会：「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編」,1996