

ハイブリッド型キングポストトラス木車道橋の構造特性の評価

Structural Characteristic of Hybrid Timber Truss Highway Bridge

○草薙貴信* 本田秀行** 寺田 寿*** 佐々木貴信****

KUSANAGI Takano, HONDA Hideyuki, TERADA Hisashi and SASAKI Takano

*修士(工学) 中日本建設コンサルタント(株) (〒460-0003 名古屋市中区錦 1-8-6)
**工博 金沢工業大学教授 工学部土木工学科 (〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が丘 7-1)
***工学士(株) 日本製鋼所 室蘭製作所 (〒051-8505 北海道室蘭市茶津町 4 番地)
****博士(工博) 秋田県立大学講師 木材高度加工研究所 (〒016-0876 秋田県能代市字海詠坂 11-1)

ABSTRACT Many modern timber bridges have been constructed in Japan. But the bridges have the problems such as designing method, structural characteristic, design factors, Maintenance and so on. The hybrid timber truss bridge subjected in this study is the first in the worldwide. Therefore, to investigate those problems, the field test of the hybrid Timber truss highway bridge had been done, and then the static and dynamic characteristics were investigated. Based on the field tests and three-dimensional static and eigenvalue analyses, this study presents the structural characteristics, structural rigidity and rigidity evaluation of the bridge with hybrid members by glulam timber and steel.

Keywords: 近代木橋、構造剛性、ハイブリッド木橋、実験、解析

Modern timber bridge, Structural rigidity, Hybrid timber bridge, Field tests, Analysis

1. まえがき

我が国において近代木橋の架設が歩道橋のみならず、設計荷重として 25 (A) の大型車両を想定した木車道橋も多く架設されてきている。これに伴い、近代木橋はスパンの長大化と多形式化、また技術の向上により新形式の開発が行われ、目覚ましい発展を遂げている。しかしながら、近代木橋の設計法、構造特性、設計係数、維持管理等には未知な点が残されている。

そこで本研究では、世界で初のハイブリッド型木橋である「坊中橋」の構造特性を把握する為の実験を実施し、静的特性および動的特性の観点から構造特性、実態把握を行うと共に、ハイブリッド断面に対する剛性換算式に検討を加えている。

2. 対象橋梁

坊中橋は、秋田県藤里町の広域林道米代線に平成 13 年 1 月に架設された 2 径間連続キングポストトラス木橋である。その一般図と設計概要を図 - 2 と表 - 1 に示す。外観上は集成材で構成された木橋であるが、従来の木橋より長大スパン化や自動車荷重に耐えられる耐候性に優れた木橋とするために見えないところで鋼が使用され木を助けるハイブリッド構造となっている。また、長い年月にも耐えられるように木材の内部にも防腐処理を施し、表面には劣化

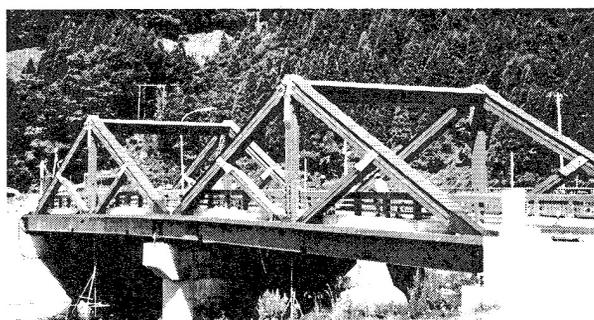


図 - 1 坊中橋

を防止するため撥水効果のある変色防止剤を塗布している。さらに、橋面下の外力に抵抗する重要な木主桁を雨水から保護するように橋面一面に鋼床版を採用するなど、通常の木橋より長い耐久性が得られるように様々な工夫がされている。なお、ハイブリッド構造の詳細については次章に説明を加える。

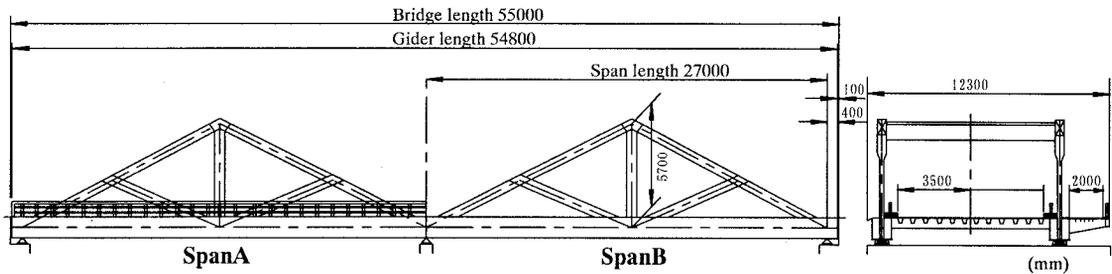


図 - 2 坊中橋一般図

表 - 1 設計概要

完工年月	平成 13 年 1 月		
実験年月	平成 13 年 8 月		
橋種	車道橋		
橋梁形式	2 径間連続トラス木橋		
橋長	55,000mm		
桁長	54,800mm		
支間長	27,000mm		
幅員	歩道	2,000mm	
	車道	7,000mm	
	総幅員	9,000mm	
設計活荷重	25 (A)		
雪荷重	1.0KN/m ²		
主要構造	上部工	集成材	秋田杉材 (E75 - F240 : 178.50m ³)
		鋼材	耐侯性鋼板 (SMA400AW, BW SMA490AW : 160.50t)
		床版	鋼床版

3. ハイブリッド構造

本橋の主要部材にはハイブリッド部材が使用されている。その詳細図を表 - 2 に示す。ハイブリッド断面とは、集成材に溝を設けて補剛鋼板を挿入した構造断面である。集成材のみの部材とハイブリッド部材（鋼板挿入）の模型を用いて曲げ破壊試験を行い、その強度比較を検討した結果、集成材に鋼板を挿入することにより集成材のみの部材より約 2 倍近い曲げ剛性を有することが確認されている。また、鋼板を挿入することで、剛性が増すことから集成材の使用量が削減され、今まで近代木橋の建設において懸念されていた高価格の工事費に関しても縮減が可能と考えられる。

表 - 2 ハイブリッド断面

断面	構造部材
	トラス上弦材 : 24×150、160×12 の鋼板が 2 枚づつ計 4 枚挿入されている
	吊材 : 150×12 の鋼板が 2 枚挿入されている
	斜材 : 9×100 の鋼板が 2 枚挿入されている
	水平材 : 直径 30mm のピアノ鋼棒をプレストレスする半剛結構造
	桁 (G1,G2) : 590×12、200×22 の鋼板が 2 枚づつ計 4 枚挿入されている

4. 実験概要

本実験では対象橋梁の静的特性および動的特性を把握するため、静的載荷試験、常時微動測定試験、試験車両落下衝撃試験、試験車両走行試験を実施した。また、今後に対象橋梁の動的応答解析を行う際の資料として、試験車両振動測定試験と路面凹凸測定試験を行った。

4.1 センサー配置位置

図 - 3 に対象橋梁のセンサー配置位置および静たわみの測定点を示す。図中の▲は静的変位の測定点、●

はサーボ型速度計による速度と加速度の測定点であり V は鉛直方向、H は水平方向、L は橋軸方向を示す。また、■は振動変位計の測定点である。

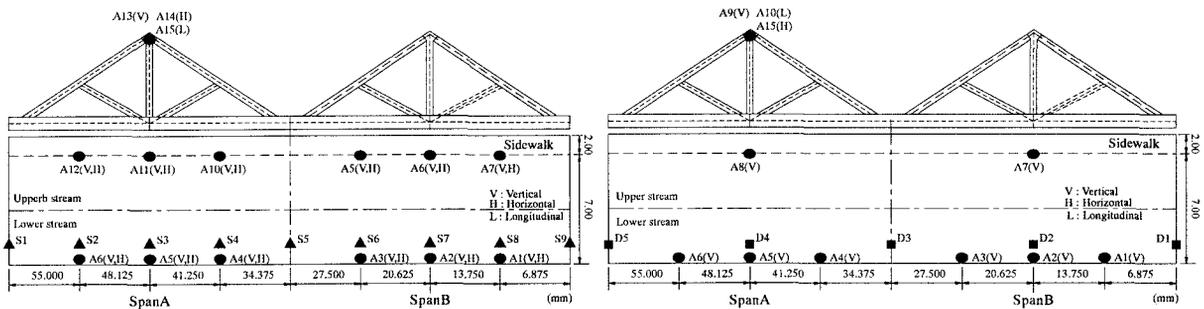


図 - 3 測定点 (左: 常時微動測定試験・試験車両落下撃試験 右: 試験車両走行試験)

4.2 静的試験

静的荷重試験は本橋の有する静的剛性を評価する為に行った。図 - 4 に本試験での試験車の荷重ケースを示す。

既知荷重として約 196kN のダンプトラック車 1 台および 2 台を支間 L/2 点に荷重後、それぞれの測定点における鉛直たわみを 2 台のオートレベルを用いて測定した。

4.3 動的試験

動的試験は、サーボ型速度計と振動変位計を用いることにより、測定対象とする物理量を振動たわみ、振動速度、振動加速度とし、固有振動数、振動モード、減衰定数、動的増幅率の同定を目的とした。本試験では床版での振動方向成分として、鉛直曲げ、ねじれ振動成分、およびトラス部材では橋軸、鉛直、水平方向の振動成分を対象として、本橋の基本的な振動特性の把握を検討した。

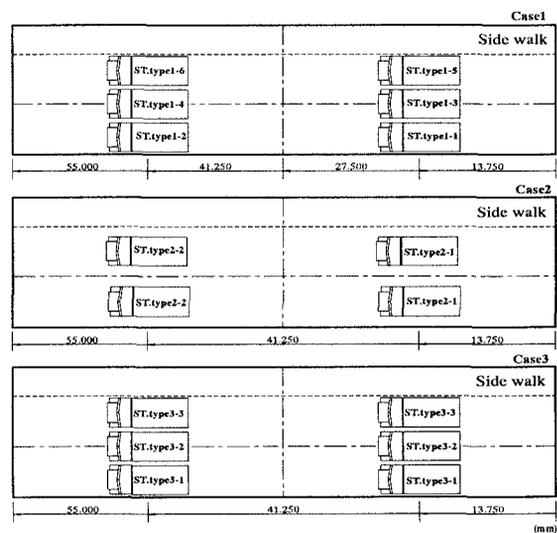


図 - 4 荷重ケース

5. 実験結果

5.1 静的特性

図 - 5 に静的荷重試験で測定された静たわみ値の一例を示す。測定された最大たわみ値は、ST.type2-1 (2 台並列荷重)、測定点 S₃ の 6.0mm であった。

実測された静的たわみ値とたわみ形状から、片側スパン荷重時に、他径間部に負のたわみが生じる 2 径間連続桁橋としての構造的特性を若干ながら示している。また、縦列荷重時においては、たわみ形状がほぼ同等なことから両スパンが同等の静的剛性を有していることが確認された。同荷重時において、ゴム支承による中間支点の変位 (0.3mm~1.0mm) も確認された。図 - 6 は支間長と鉛直方向の静的最大たわみ値の関係²⁾を示す。

ここで、本橋と過去に実測された近代木橋の実験値と 196kN に標準化された計算たわみ値を比較すると、本橋の支間長 27.0m とほぼ同じ支間長の計算たわみ値は約 7.00~8.00mm 程度である。本橋の 196kN に標準化された

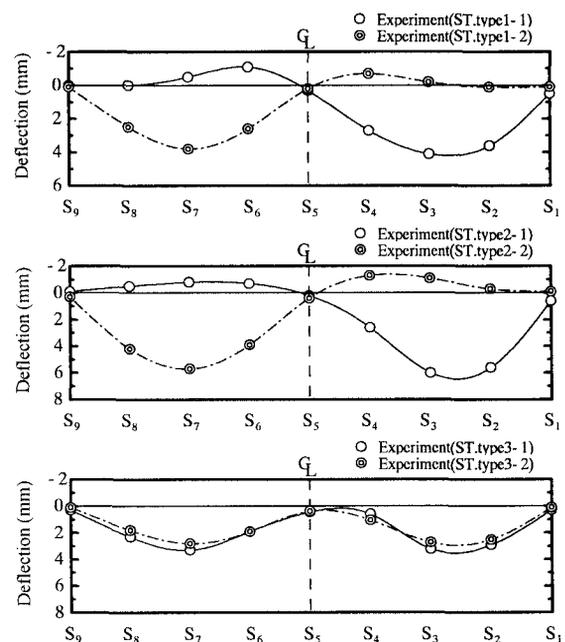


図 - 5 静的たわみ例

計算たわみ値は約 3.77mm であり、従来の集成材のみで施工された近代木橋よりも約 50% 近くたわみ値が減少していることがわかる。このことは、床版に鋼床版を用いたこと、また集成材内部に鋼板を挿入したハイブリッド型構造に起因していると考えられる。

5.2 動的特性

実橋実験より得られた対象橋梁の振動特性（固有振動数・振動モード・減衰定数）を表-3に示す。対象橋梁の実験より得られた固有振動数、減衰定数、動的増幅率、応答速度から評価される振動使用性等について、一般的な鋼橋、RC橋、PC橋等の材料別、および過去に実測された近代木橋のデータから本橋の動的特性の検討を行った。

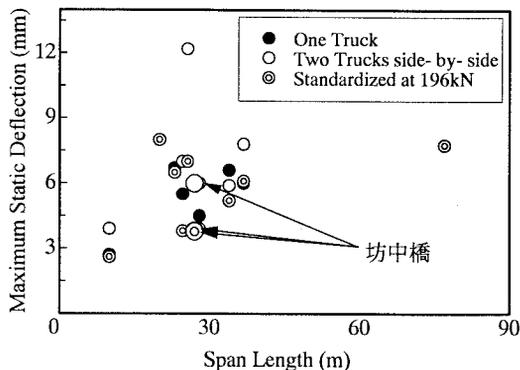


図-6 支間長と最大たわみ

(1) 固有振動数と振動モード

表-3より動的実験から得られた固有振動数、振動モードは、トラス部材が単独に水平振動するトラス水平振動モードとして1次の2.54Hz、鉛直曲げ振動モードとして2次の4.39Hz、3次の4.88Hz、および5次の6.84Hz、ねじれ振動モードとして4次の5.57Hz、6次の8.01Hzの計6つの振動数が特に卓越していた。

一般的に橋梁の鉛直方向の基本固有振動数は、道路橋、鉄道橋、歩道橋ともに支間の増大に従って逓減する傾向がある。その逓減傾向は、基本固有振動数 f_1 (Hz)、最大支間長を L (m) とする時、概算的に次式で評価される。

$$f_1 = 100/L \text{ (Hz)} \dots\dots\dots (1)$$

また、小堀、梶川らによる連続桁、連続トラス形式での道路橋の支間長 L (m) と鉛直曲げ1次固有振動数^②の関係は概算的に次式で評価される。

$$f_1 = 49.1 \cdot L^{-0.779} \dots\dots\dots (2)$$

表-3 実橋実験より得られた本橋の振動特性（固有振動数・振動モード・減衰定数）

振動次数	振動モード	モード形状	固有振動数 (Hz)	減衰定数 h
1	トラス水平1次振動		2.54	0.038
2	鉛直曲げ1次振動		4.39	0.015
3	鉛直曲げ2次振動		4.88	0.010
4	ねじれ1次振動		5.57	0.021
5	鉛直曲げ3次振動		6.84	0.014
6	ねじれ2次振動		8.01	-

式(1)および式(2)と対象橋梁の鉛直曲げ方向の基本固有振動数の関係を示したのが図-7である。図中には、過去に実測された近代木橋の鉛直曲げ方向の基本固有振動数^②も示している。

式(2)を用いて本橋の鉛直曲げ方向の基本固有振動数を概算すると、支間長は27.0mであるから3.77Hzを得る。この値と本橋の鉛直曲げ1次振動数4.39Hzを比較すると約1.2倍大きい値を示す。すなわち、固有振動数は橋梁の剛性と密接な関係があることから、鉛直振動に関して同支間長、同形式の鋼橋より同等以上の鉛直曲げ剛性を有していると判断される。

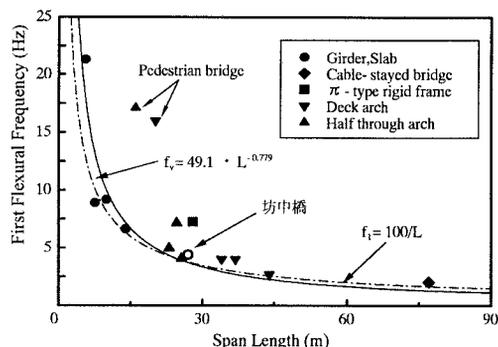


図-7 支間長と固有振動数

(2) 減衰定数

実験より得られた減衰定数を表 - 3 に示す。減衰定数 h の算出には次式を用いた。

$$\delta = \log_e(X_i + 1/X_i), h = \delta / 2\pi \dots\dots (3)$$

ここに、 δ は対減衰率、 X_i は振幅である。

減衰定数の算定には、衝撃加振を行っていないスパンの減衰自由振動波形を用いて算出を行った。本橋を代表する減衰定数 h は鉛直方向の基本固有振動数である鉛直曲げ 1 次振動モードの 0.015 が得られた。

図 - 8 は最大支間長と鉛直方向の基本固有振動数に対する減衰定数の関係を示している。図中には、過去に測定された近代木橋の減衰定数²⁾、および一般的な鋼橋やコンクリート系橋梁に用いられる支間長 L (m) との関係から概算した次式⁴⁾も同時に示す。

$$h = 0.12/\sqrt{L} \dots\dots (4)$$

いま、この図から集成材を用いた橋梁の減衰定数は、一部の構造形式を除いて、鋼橋、コンクリート系橋梁に用いられる概算値より大きな値を示す傾向がある。しかし、本橋の減衰定数はその傾向に反して小さい値が実橋実験より得られている。このことは、一般的に集成材を用いた橋梁は床版にプレストレス木床版を用いていることから、摩擦等による振動エネルギーの逸散の影響から減衰定数が大きい値が得られていると判断されるのに対して、本橋は床版に鋼床版を用いていることから摩擦等による振動エネルギーの逸散の影響が少なく、集成材を用いた橋梁の中では小さい方の値が得られたと判断される。

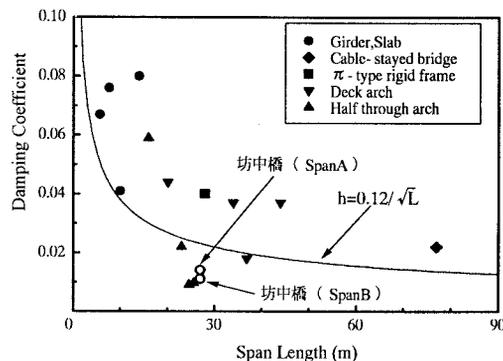


図 - 8 支間長と減衰定数

(3) 使用性

図 - 9 に試験車両走行試験で得られた各走行ケースに対する応答速度の実効値の最大値を示す。また、この図には振動感覚の一般的な分類³⁾もしている。いま、得られた応答速度の実効値の最大値から使用性を評価すると、徐行を除く全ての走行速度で評価基準「少し感じた」と評価されている。このことは、得られた最大実効値が、センサー付近を試験車両が走行するケースであったこと、さらに若干ながら伸縮継手の影響を受ける測定点から得られた値であったことが考えられる。よって、日常交通量に対する大型車両と通常の走行速度による本橋の使用性に関しては、伸縮継手の影響も含みながらも、評価基準「少し感じた」程度の反応であり、特に問題がないと判断される。

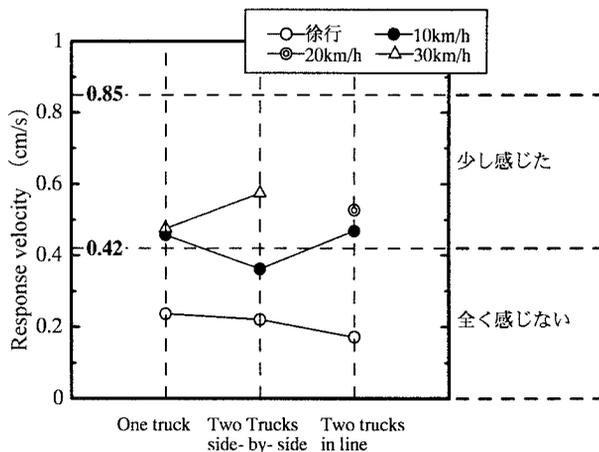


図 - 9 振動感覚の忍限度と使用性

(4) 動的増幅率

橋梁の設計で用いる衝撃係数は、設計活荷重の割増し係数、いわゆる実質的な荷重係数である。一方、ここで示す衝撃係数は、日常的な交通流において生じる橋梁の動的影響を考慮して、実際的な動的増幅率を応答係数として衝撃係数を評価する考え方から、以下の動的増幅率 i の算出式を用いた。ここに、 $y_{dy,max}$ は最大動的たわみ値、 $y_{st,max}$ は最大静的たわみ値である。

$$i = (y_{dy,max} - y_{st,max}) / y_{st,max} \dots\dots (5)$$

表 - 4 に試験車両走行試験より得られた動的増幅率を示す。これらの動的増幅率は各走行ケースの最大値を示す。図 - 10 は、本橋および過去に測定された近代木橋の動的増幅率と支間長²⁾の関係を示している。また、道路橋の L 荷重に対する現行規定の衝撃係数 i として、支間長 L (m) とすると鋼橋は $i=20/(50+L)$ 、RC 橋梁は $i=7/(50+L)$ 、PC 橋梁は $i=10/(25+L)$ である。

さらに、多くの近代木橋で用いられている0.25の設計衝撃係数を比較のために示している。

支間中央での測定点 (D_2 , D_4) における実測された動的増幅率の中での最大値は、単独走行、10km/h、SpanB 側での測定点 D_2 の0.228である。連続桁形式の動的増幅率の検討を行う場合、各径間で実測された動的増幅率の大きい値で考慮するものである。よって、本橋を代表する動的増幅率は、単独走行、10km/h、SpanB 側での測定点 D_2 の0.228を得る。

以上より、実測での動的増幅率を応答係数としての衝撃係数と評価すると、設計衝撃係数の0.25より幾分小さく、両橋の衝撃係数は安全側に評価された値が用いられていると考えられる。

次に各支承での測定点 (D_1 , D_3 , D_5) から実測された動的増幅率について述べる。各測定点から得られた最大値は D_1 で0.454、 D_3 で0.154、 D_5 で0.954である。積層ゴム支承に生じる動的増幅率は、上述した上部工の動的増幅率よりかなり大きな値が得られた。

表 - 4 動的増幅率

走行タイプ	走行速度	D_1 (i)	D_2 (i)	D_3 (i)	D_4 (i)	D_5 (i)
単独	徐行	0.248	0.045	0.070	0.040	0.655
	10km/h	0.402	0.228	0.106	0.104	0.777
	30km/h	0.454	0.159	0.094	0.093	0.916
2台並列	徐行	0.122	0.036	0.067	0.014	0.133
	10 km/h	0.046	0.055	0.056	0.065	0.018
	30 km/h	0.027	0.055	0.068	0.226	0.034
2台進行	徐行	0.121	0.059	0.114	0.085	0.523
	10 km/h	0.121	0.130	0.122	0.108	0.555
	20 km/h	0.294	0.149	0.154	0.107	0.954

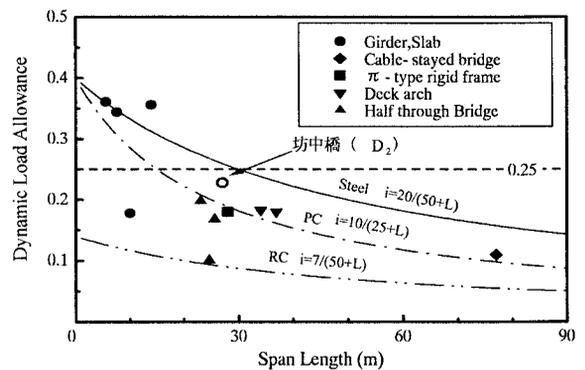


図 - 10 支間長と動的増幅率

6. 剛性換算

本橋はハイブリッド構造であるため、木材と鋼材の有する剛性を考慮した断面諸量の算定を行う必要がある。そこで、ハイブリッド断面として断面諸量の算定式を導き出した。そして、その断面諸量を基に本橋の3次元構造解析モデルを作成し、上述した各々の実験値（静たわみ・固有振動数・振動モード）を基に剛性換算式の妥当性の検討を行った。なお、本解析にはMSC/NASTRANを用いた。

6.1 剛性換算式

本研究では、参考文献 5) を基に、ハイブリッド構造に適用できる剛性換算式を検討した。以下に、ハイブリッド構造の曲げ剛性に関する換算式を示す。

$$A_v = A_t'' + \frac{1}{n} \times A_s \quad \dots \dots (6)$$

ここに、 A_v : 換算断面積、 A_t'' : 総断面積、 A_s : 鋼材の総断面積、 n は木材(E_T)を基準とした鋼(E_S)とのヤング係数比($n=E_S/E_T$)である。

$$I_v = I_t' + \frac{1}{n} I_s + A_t'' d_t''^2 + \frac{1}{n} A_s d_s^2 \quad \dots \dots (7)$$

ここに、図 - 11 に示すとおり、 A_s : 鋼材の総断面積、 A_t'' : 総断面積、 n : ヤング係数比、 d_s : 合成断面の図心軸との距離と鋼材断面の図心軸との距離、 d_t'' : 合成断面の図心軸と総断面の図心軸との距離、 I_s : 鋼材断面のその図心軸に関する断面2次モーメント、 I_t' : 総断面のその図心軸に関する断面2次モーメント、 I_v : 木材に換算した断面2次モーメントである。

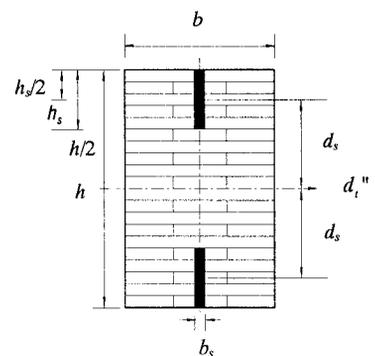


図 - 11 ハイブリッド構造の断面図

表 - 5 検討ケース

Case	内 容
Case1	ハイブリッド断面を集成材のみの断面として断面算定を行なう。
Case2	Case1 に対して形状係数を考慮しての換算断面算定を行なう。
Case3	上述した式 (6) 及び (7) を使用しての換算断面算定を行なう。
Case4	Case3 に対して形状係数を考慮しての換算断面算定を行なう。

前述した実験結果と本研究で提案した剛性換算式を基に、表 - 5 に示す解析ケースについて検討を行った。ここで、Case2 および Case4 で考慮する形状係数とは、本橋のハイブリッド部材の最大断面積を有する下弦材に対して、断面2次モーメントを算出する際に

考慮した修正係数を意味する。

6.2 ハイブリッド構造模型を用いた曲げ破壊試験

上述した式(6)・式(7)に示した剛性換算式の予備調査として、ハイブリッド部材の模型を用いて行った曲げ破壊試験結果⑨から剛性換算式の検討を行った。曲げ破壊試験結果と剛性換算式による変位の結果を図-12に示す。また、図中には供試体を集成材のみの部材と考え、断面算出を行った解析結果も同時に示す。

この図から、ハイブリッド部材に対して断面換算を行わず、集成材部材として考えることは不可能であることがわかる。すなわち、ハイブリッド部材としての剛性評価を行う換算式が必要である。

そこで、本研究で提示した剛性換算式から得られたたわみ値を見ると、実験値と解析値がほぼ一致していることが、図-12より示された。よって上述した剛性換算式がある程度の精度を有しているものと判断し、本橋の3次元構造解析模型を用いた固有値解析および静解析を行い、剛性換算式の検討を行った。

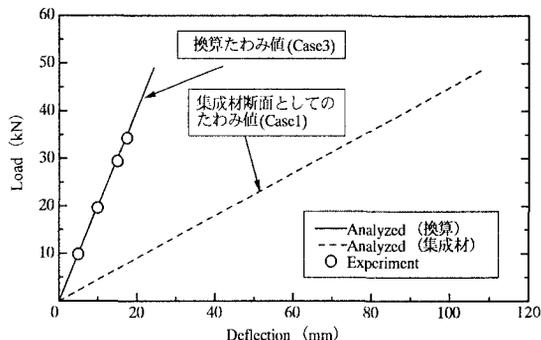


図-12 実験値と解析値(曲げ破壊試験)

6.3 3次元構造解析モデル

図-13は本橋の3次元構造解析模型を示す。本解析モデルは、床版はSHELL要素、その他の部材は、BAR要素を用いて構成されている。物性値については、集成材のヤング係数を $6.5 \times 10^5 \text{tf/m}^2$ を基に、実質的な許容範囲内で評価し、鋼材に関しては $2.1 \times 10^7 \text{tf/m}^2$ を用いた。集成材の単位体積重量に関しては、建築学会等で用いられている接着剤や防蝕材を考慮した 0.80tf/m^3 の値を基準に実質的な許容範囲内で評価して用いた。また、ねじり定数に関してはサンブナンの式を適用し、支承における積層ゴムのせん断弾性係数は、支承便覧を基に計算した値を弾性バネ係数として用いた。

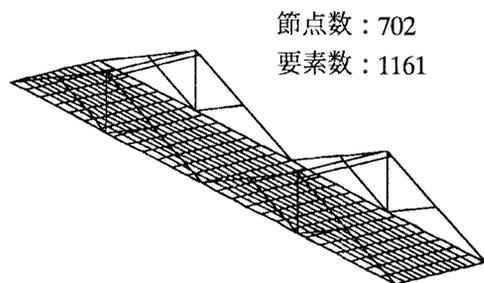


図-13 3次元構造解析モデル

トラス構造の格点部分における拘束条件は剛結合として本橋のモデル化を行っている。

(1) 固有値解析

6.2節で得られた予備調査の結果から、剛性換算式の精度が得られたことが確認された。そこで、6.1節に示したケースについて本橋の3次元構造解析模型を用いて解析を行った結果を表-6に示す。表-6より、本橋の基本振動となる鉛直曲げ1次振動数は、4.39Hzである。ハイブリッド部材の断面算定を行う際、鋼板を考慮せずに集成材のみの部材として断面算定を行った結果、Case1で約2割、Case2で約1割の過小評価されていることが計算結果よりわかった。このことから鉛直曲げ剛性に関して、6.2節にも記載した通り、ハイブリッド部材を集成材部材とみなし断面算出を行うことが不可能であることが確認された。

そこで、本研究で提案する剛性換算式を基にCase3とCase4の考え方から算出された断面諸量を用いた固有値解析を行った。その結果を表-6に示す。Case3とCase4の検討結果として、実験値と解析値を比較すると各次振動数は約1割~2割の過大あるいは過小評価されていることが認められる。また、Case4の場合は振

表-6 実験値と解析値

振動次数	振動モード	固有振動数 (Hz)				
		実験値	解析値			
			Case1	Case2	Case3	Case4
1	トラス水平振動	2.54	3.25	3.13	2.82	2.38
2	鉛直曲げ1次振動	4.39	3.69	4.17	4.57	4.77
3	鉛直曲げ2次振動	4.88	3.76	4.61	4.61	5.13
4	ねじれ1次振動	5.57	5.53	6.09	6.58	6.49
5	鉛直曲げ3次振動	6.84	4.07	6.28	4.77	6.53
6	ねじれ2次振動	8.01	5.72	6.78	6.75	6.97

※ ■は鋼に剛性換算して計算された固有振動数

動モードと振動数間隔が一致する傾向が見られることから、部材断面積（本橋の場合は最大断面積を有する下弦材を示す）によって形状係数を考慮する必要性があると考えられる。

(2) 静解析

固有値解析と同じ条件のもとで、各ケースについて静解析を行った結果の一例を図-14に示す。本橋の解析たわみ値を検討する際、着目点は、実験時とほぼ同一箇所となる下弦材とし、載荷荷重は、実験時に用いられたダンプトラック車の車両諸元を基に前軸重として2点、後軸重として2点、計4点の集中荷重とした。また、載荷位置は、実験と同一とした載荷箇所として静たわみの計算を行った。

いま、図-14から剛性換算を行った解析モデル（Case3と4）におけるたわみ値は、実験値より約2~3mm程度の差異が生じているものの、そのたわみ形状は一致した傾向を示している。このことは剛性換算を行った解析モデルが、実橋よりも剛性が大きく評価している事から得られた結果と考えられる。しかし、ハイブリッド部材を集成材部材として断面算出を行った解析モデルによる静たわみ値は、実験値と比較的一致した傾向を示すことが確認された。

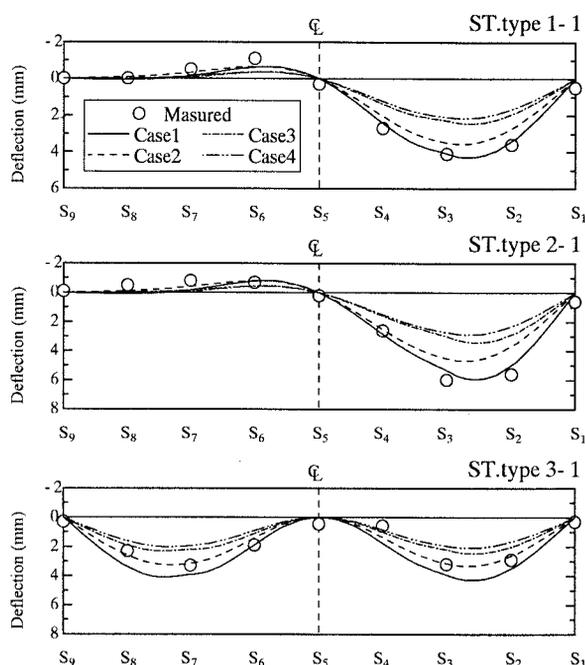


図-14 実験値と解析値（静たわみ）

7. あとがき

本研究で提示した剛性換算式より得られた固有振動数、静たわみ値は上述した結果となった。その固有振動数は低次振動においても約2割前後の差異が生じ、静たわみ値は、全体的に剛性が大きく実験値との整合性が見られず、剛性換算式として精度のよい結果を得ることは困難であった。

本橋の3次元構造解析モデルを用いた固有値解析結果から、部材断面の大小により形状係数を考慮する必要性があると考えられる。しかし、本研究で提示した形状係数の詳細は明確なものではなく、またハイブリッド部材を用いた全ての橋梁に適用できるかの可能性は今後の課題である。

ねじれ振動に関しては、いずれの解析ケースにおいても実験値との差違が大きい値が得られている。すなわち、ハイブリッド部材独自のねじれ定数の換算式の検討が必要である。

静解析において実験値と解析値を比較した結果、解析値の静たわみ値が実験値よりかなり小さいことから、実質的なヤング係数比 (n) だけを用いて剛性評価を行うことは困難であると思われる。

以上より、ハイブリッド型部材を用いた模型実験あるいは本橋以外の実橋実験が今後行なわれた場合、これらの実験結果を基に、本研究で提示した剛性換算式の精度を高めるべく更なる検討をしていく必要がある。

参考文献

- 1) 株式会社日本製鋼所社内報
- 2) 北城章・小川史彦・草薙貴信・本田秀行:木橋の現状と実験に基づく構造特性、構造工学論文集、Vol.48A-I, pp.369-376, 2002.3.
- 3) 橋梁振動研究会編：橋梁振動と計測、技報堂出版、1993.10.
- 4) 加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究、名古屋大学学位論文、pp.73-74, 1984.7.
- 5) 細川弥重・田島次郎：合成桁の設計（鋼+コンクリート）、共立出版株式会社、pp.70-74, 1996.3.
- 6) 佐々木貴信・薄木征三ほか：1/2 モデルの鋼補剛木桁(SW 桁)の載荷実験、土木学会第 54 回年次学術講演会概要集、I-A324, 1999.9.