

ハイブリッド FRP 桁を用いた斜張橋形式こ線人道橋の振動使用性

Vibration Serviceability of a Cable-Stayed Pedestrian Bridge over Railway Using Hybrid Composite Girder

中村一史*, 前田研一**, 渡辺貴之***, 柳沼謙一†, 松井孝洋††

Hitoshi Nakamura, Ken-ichi Maeda, Takayuki Watanabe, Ken-ichi Yaginuma, Takahiro Matsui

*博(工), 首都大学大学院助教, 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

** 工博, 首都大学大学院教授, 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

***修(工), 大成建設(株) 椿坂トンネル工事作業所 (〒529-0536 滋賀県長浜市伊香郡余呉町新堂 200-1)

† 東日本旅客鉄道(株) JR 東日本研究開発センター (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町 2-479)

†† 東レ(株) コンポジット技術部 (〒455-8502 愛知県名古屋市中港区大江町 9-1)

In this study, first, the damped free vibration tests have been conducted to investigate the vibration characteristics of the developed hybrid composite girders. Next, the vibration serviceability of a cable-stayed pedestrian bridge over railway using hybrid composite girder, which has been trially designed, were investigated based on dynamic analyses. The experimental test results show that the damping factors of hybrid composite girders increased with the increase in the vibration amplitude. In the vibration serviceability of the proposed bridge, since it was lightweight, the acceleration increased according to the density of the pedestrian crowd and the acceleration may become uncomfortable.

Key Words: vibration serviceability, hybrid composite girder, pedestrian bridge over railway, cable-stayed bridge,

キーワード: 振動使用性, ハイブリッド FRP 桁, こ線人道橋, 斜張橋

1. はじめに

FRP 歩道橋の設計¹⁾では, たわみ制限が断面設計の上で支配的になることが課題とされ, 経済性を確保しつつ, 高い曲げ剛性が得られる FRP 部材の開発が望まれている. 著者らは, 曲げ剛性を効率的に付与するために, 外縁のフランジ部に重点的に高弾性率の炭素繊維(以下, CF とよぶ)を配置し, それ以外については比較的安価なガラス繊維(以下, GF とよぶ)を適用して, 経済性にも優れたハイブリッド FRP 桁を開発し²⁾, その力学特性を明らかにしてきた¹⁾.

さらに, 開発したハイブリッド FRP 桁の実構造物への効果的な活用を検討するために, 作業可能時間の制約が極めて大きく, 急速施工が求められる, 鉄道施設内のペDESTリアンデッキ³⁾や, 線路上空自由通路⁴⁾の試設計を行って, その適用可能性を確かめている.

一方, FRP 歩道橋は, 軽量であるため, 固有振動数は一般に高くなるものの, 歩行者による振動の影響を受けやすい構造でもあるため, 振動使用性も重要な照査項目の一つである.

そこで, 本研究では, 開発されたハイブリッド FRP 桁を対象に, I 形断面はりの減衰自由振動実験を実施して, その振動特性および減衰特性を明らかにする. 次に, これまでの試設計例⁴⁾を踏まえ, さらに長支間化を図ることを目的として試設計されたハイブリッド FRP 桁斜張橋⁵⁾の振動使用性を検討する. ここでは, 基本的な固有振動解析, 定点加振応答解析に加えて, 近年, 欧州で提案されている振動使用性の照査手法^{6), 7)}の適用を試みた. これは, 歩行者の通行量や満足すべき快適性レベルなどの組み合わせを設計条件とした, 性能照査型の照査体系となっており, それらの設計条件は, 発注者と設計者の協議により定めるものとされている.

2. 模型実験によるハイブリッド FRP 桁の振動特性の検討

2.1 ハイブリッド FRP 桁の材料特性

ハイブリッド FRP 桁の材料特性, および, その種類と実験シリーズを表-1, 表-2にそれぞれ示す. ここでは, ウェブは, 同一の物性値を有する GFRP 部材とし, フランジの材料物性値と幅を変化させて作製された5つのシ

リーズを検討対象とした。なお、表-1 に示した各部位の軸方向弾性係数 E 、せん断弾性係数 G は、各種繊維の体積比率から算出された理論値である。さらに、鋼部材との比較のために、曲げ剛性がハイブリッド FRP 桁 (095BB) とほぼ同等となる H 形鋼 ($H150 \times B100\text{mm}$, $t_f: 9\text{mm}$, $t_w: 6\text{mm}$) の桁試験体 (以下、H-Steel とよぶ) を作製した。

2.2 減衰自由振動実験による振動特性の検討

(1) 実験条件とセットアップ

振動実験のセットアップの状況を図-2 に示す。支間長 L を $3,000\text{mm}$ とし、支承部については、摩擦などによる減衰の影響をできるだけ除去するため、両端ピンの支持条件とした上で、シアノアクリレート系接着剤で固定した。

ハイブリッド FRP 桁は、軽量・高剛性であるため、桁単体での固有振動数は高くなり、実構造物とは大きく異なる。そこで、桁の中央部に鋼板をクランプで取り付けることにより質量を付加して検討を行うこととした。付加質量ケースを図-3 に、また、質量を付加した状況を写真-1 に示す。フランジ幅の制約上、フランジ幅 95mm では 5 ケースで検討を行った。

桁試験体に振動を与えるために加振器 (加振能力: 49N) を用いた。写真-2 に示すように、加振器の駆動部と支間中央の下フランジ部とを、ワイヤー、ナイロン糸およびターンバックルで接続し、加振器で正弦波外力を与えた。桁試験体の固有振動数と同一の振動数で強制振動させて共振状態とし、定常状態となった際に、ナイロン糸を切断することで減衰自由振動させて、その加速度波形を計測した。計測にはひずみゲージ式加速度計を支間中央の下フランジ部に設置し、サンプリング間隔は $1/1,000$ (sec) とした。

(2) 実験結果と考察

まず、図-4 に、固有振動数と付加質量比の関係を比較して示す。ここで、付加質量比は、桁試験体の死荷重 m_D に対する付加質量 m_W の比と定義した。また、桁の固有振動数は、減衰自由振動波形のフーリエスペクトルから得られる卓越振動数から算出した。

図-4 (a) は、全ての実験シリーズの固有振動数を示しており、図中には、分布質量系のはりに集中質量が作用した場合について、せん断変形の影響を無視したはり (Bernulli-Euler はり理論、以下、B-E. Th. とよぶ) の曲げ振動の方程式⁸⁾から算定される理論値を併記している。図より、付加質量比が増加すると、当然、固有振動数は小さくなるが、実験値は理論値を下回ることが解り、その差異は、H-Steel よりも FRP の桁試験体の方が大きいことも確かめられる。

そこで、実験値と理論値との差異を明らかにするために、250AA、095BB および H-Steel を対象に、せん断変形の影響を考慮したはり理論 (Timoshenko はり理論、以下、

表-1 ハイブリッド FRP 桁の材料特性

部位	種類	体積比率			板厚 t (mm)	軸方向弾性率 E (GPa)	せん断弾性率 G (GPa)
		CF 0°	GF 0°	GF 45°			
フランジ	A	55	30	15	14	65.7	4.4
	B	35	50	15	14	48.8	4.4
	G	—	85	15	14	22.8	4.5
ウェブ	共通	—	85	15	9	15.7	6.7

表-2 ハイブリッド FRP 桁の種類と実験シリーズ

実験シリーズ	095AA	095BB	095GB	250AA	250BB
フランジ幅 (mm)	95	95	95	250	250
上フランジの種類	A	B	G	A	B
下フランジの種類	A	B	B	A	B
比重	1.80	1.65	1.86	1.78	1.85

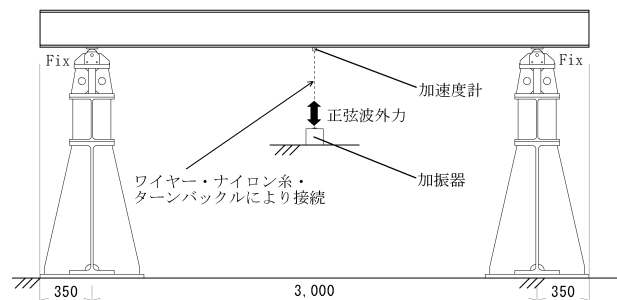


図-2 振動実験のセットアップ



写真-1 質量付加の状況 写真-2 加振器の設置状況

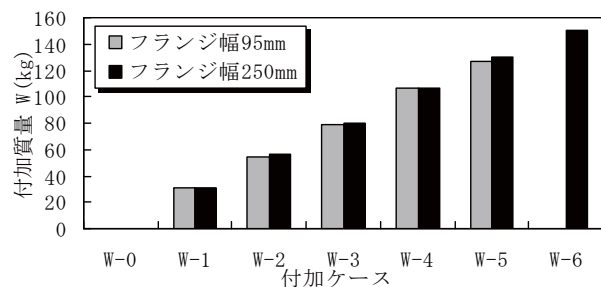


図-3 付加質量のケース

Timo. Th. とよぶ) に基づく骨組構造解析⁹⁾を行った。図-4 (b) は、その検討結果を比較して示したものである。

図より、せん断変形の影響を考慮すれば、実験値と解析値がほぼ一致することから、本実験では、固有振動数に及ぼすせん断変形の影響が無視できないといえる。

図-5 は、付加質量を変化させたときの固有振動数と減衰定数の関係を示したものである。減衰定数は、低振幅域での波形の包絡線から算出したものである。図より、減衰定数は、全ての実験シリーズで、0.2~0.4%の範囲内にあり、固有振動数の変化に伴う減衰定数の変動は小さいことから、今回検討した範囲では周波数依存性は、ほとんどないと考えられる。また、同じフランジ幅であれば CF の割合が少ないほど減衰定数が大きくなる傾向が見られ、GF の割合が多い 095GB で減衰定数が最も大きくなることが解る。一方、095AA と 250AA との比較から、フランジが同一の物性値であっても、その幅が広がると減衰定数が大きくなることも解る。さらに、ハイブリッド FRP 桁と鋼桁の低振幅域での減衰定数を比較した場合、鋼桁の測定値は、ハイブリッド FRP 桁の平均的な範囲に位置していることが解る。

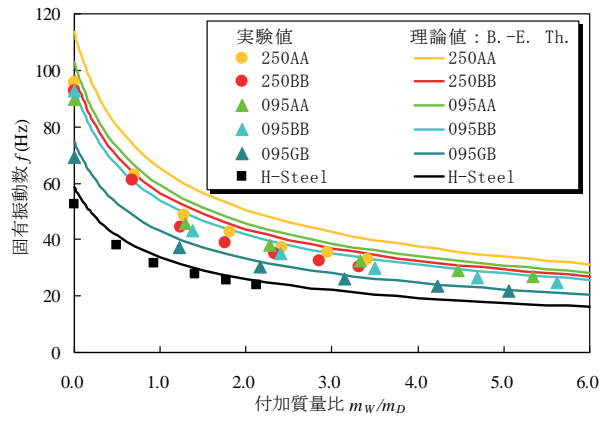
図-6 に、付加質量ケースの W-5 における変位振幅と減衰定数の関係を示す。ここでの変位波形は、計測された加速度波形をバンドパスフィルタで処理した後、2 回積分を行うことで変位に変換して算出した。図より、ハイブリッド FRP 桁の減衰定数は、ある程度以上の振幅では、鋼桁の減衰定数を上回り、振幅が大きくなるにしたがって、その差が増大することが確かめられた。さらに、前述したように、振幅依存性についても CF の割合が低いほど、また、フランジ幅が広いほど大きくなる傾向にあることが解る。一般に、CF は GF と比較して減衰特性は低いといわれており、その定性的な傾向がハイブリッド FRP 桁においても確認された。

3. 斜張橋形式こ線人道橋の試設計と固有振動特性

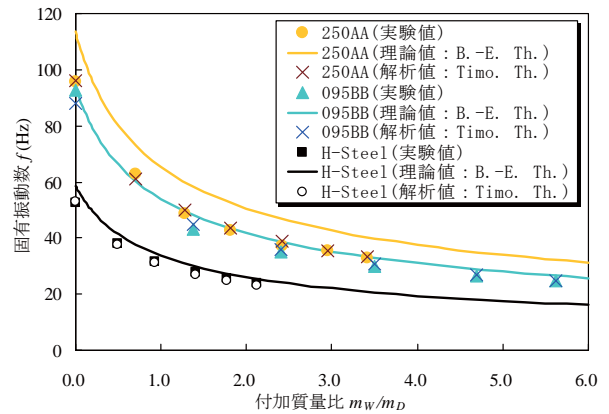
3.1 設計条件と試設計結果

検討対象としたこ線人道橋の一般図を図-7 に示す。図-7 (a)は、既設鋼橋の一例であり、上部構造は鋼 I 形断面の 3 主桁、PC 床版および壁、屋根で構成されている。幹線鉄道では複数の路線を跨ぐことが多く、支間割の設定には、長支間化や支間割の多様性も要求されている。そこで、ハイブリッド FRP 桁をこ線人道橋へ適用するにあたり、長支間化を図りつつ、たわみ剛性の不足を補うために、2 径間連続の斜張橋形式を採用した。長支間化によって、既設鋼橋の P2 橋脚が無くなることは、下部構造の施工で線路内作業が不要となり、大幅な工期短縮となる。さらに、FRP の軽量性を活かして、上部構造は一括架設することを想定している。

ハイブリッド FRP 桁の積層設計については、表-3 に示すように、曲げ剛性を効率的に付与するために、上下フランジ部に CF と GF を、ウェブにはせん断剛性を付与するために ±45° 方向を多く含む GF を配置している。



(a) せん断変形を無視した理論値との比較



(b) せん断変形の影響に関する検討

図-4 固有振動数と付加質量比の関係

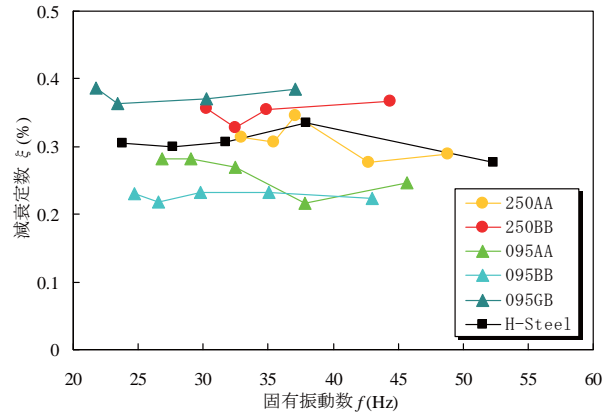


図-5 固有振動数と減衰定数の関係

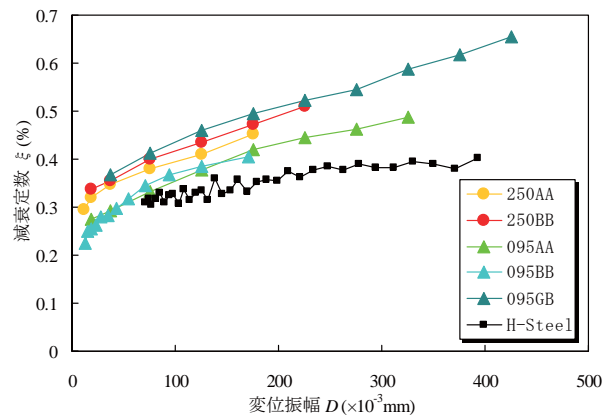


図-6 W-5 における変位振幅と減衰定数の関係

桁の断面寸法は、長支間化により、たわみが増大すると予想されることから、国内最大の引き抜き成形材である $H600 \times B300\text{mm}$ ($t_f: 18\text{mm}$, $t_w: 12\text{mm}$) の I 形断面部材とし、図-8 に示すように 2 主桁で検討を行った。その他、斜張橋を構成する塔、ケーブル定着部を含む横桁構造、支点部の横桁およびケーブルについては鋼製とした。

さらに、上部構造で大きな重量を占める構成部材を再検討し、軽量化を試みた。上部構造を、鋼、コンクリート構造から、図-9 に示すように、FRP と鋼の複合構造（橋面工の舗装材料は既設鋼橋と同じ）としたモデル（Case A）でも大幅に重量が低減されるが、橋面工の舗装材料には軽量化の余地があると考えられ、舗装厚を半分としたモデル（Case B）および既設の FRP 歩道橋を参考に、ゴム舗装としたモデル（Case C）での検討を行った。これらの見直しにより、上部構造だけで 71~81% の死荷重の低減が可能となった。このような上部構造の軽量化は、クレーンを用いた一括架設による工期短縮や、後述する振動使用性の確保に効果的であるといえる。なお、斜張橋案の死活荷重比 (D/L) は 1.1~1.7 であった。

試設計においては、前述したハイブリッド FRP 桁の断面諸元を用いて、活荷重（群集荷重： 3.5kN/m^2 ）に対する主桁の鉛直たわみが支間長の $1/500$ 以下¹⁰⁾となるように、ケーブルの断面積を決定した。したがって、たわみ制限が設計に支配的であった。表-4 に、主要部材の断面諸元を示す。なお、次節以降では、振動使用性について検討するものとし、静的設計の照査等については、文献 5) を参照されたい。

3.2 固有振動特性の検討

(1) 解析モデルと算定方法

本検討では、対象とするハイブリッド FRP 桁斜張橋を忠実に再現した 3 次元骨組構造解析モデルを作成し、固有振動解析を実施した。また、せん断変形の影響を考慮した解析法 (Timo. Th.) を適用した場合、および、その影響を考慮しない場合 (B.-E. Th.) について比較を行った。解析モデルは、橋面工の軽量化が固有振動特性に及ぼす影響を把握するために、Case A~Case C の 3 ケースについて作成した。なお、本検討では、歩行者の質量は考慮せず、死荷重のみの状態で固有振動数を算定した。

(2) 固有振動モードと固有振動数

図-10 に、上部構造重量と固有振動数の関係を示す。回避すべき固有振動数の範囲 ($1.5 \sim 2.3\text{Hz}$)¹¹⁾ に対して、せん断変形を考慮した場合においても、全てのケースで 2.4Hz 以上となり、通常歩行時における振動使用性を満足すること、また、せん断変形に伴う曲げ剛性の低下による固有振動数の低下は僅かであることも解った。なお、本論文では検討しなかったが、ねじりモードの固有振動数は $2.9 \sim 3.6\text{Hz}$ であり、比較的低いことから、この振動モードについても留意する必要があるといえた。

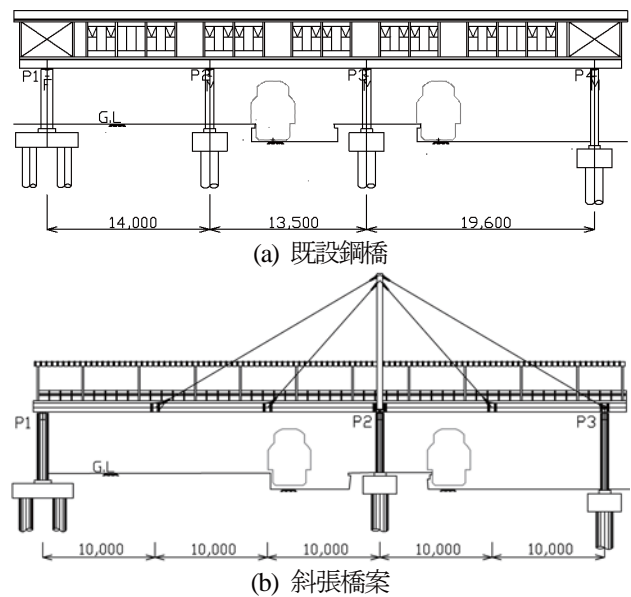


図-7 この線人道橋の一般図

表-3 ハイブリッド FRP 桁の積層構成

部位	繊維の種類・方向別の体積比率				軸方向 弾性率 E (GPa)	せん断 弾性率 G (GPa)
	CF 0°	GF $0/90^\circ$	GF $\pm 45^\circ$	GF Mat		
フランジ	52	10	13	25	65.7	6.7
ウェブ	—	32	42	25	15.7	6.7

表-4 主要部材の断面諸元

部材	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I_m(\text{m}^4)$	軸方向 弾性率 E (GPa)	せん断 弾性率 G (GPa)
主桁 ハイブリッド FRP 桁	1.76×10^2	1.09×10^3	57.5	6.7
横桁 一般部 (GFRP)	1.76×10^2	1.09×10^3	25	4.5
横桁 定着部 (鋼)	3.11×10^2	1.45×10^3	200	77
塔 (鋼)	1.19×10^2	4.82×10^4	200	77
ケーブル (鋼)	1.68×10^3	—	200	—

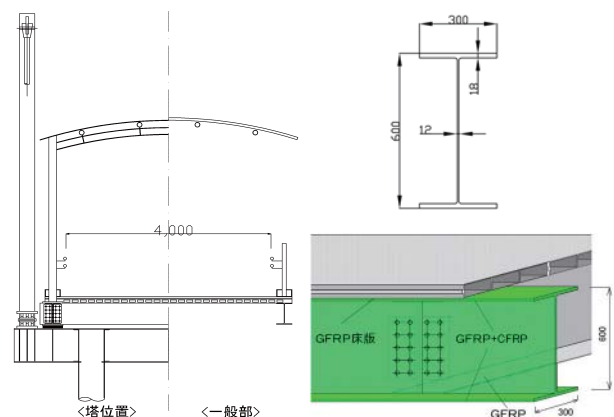


図-8 斜張橋案の断面図

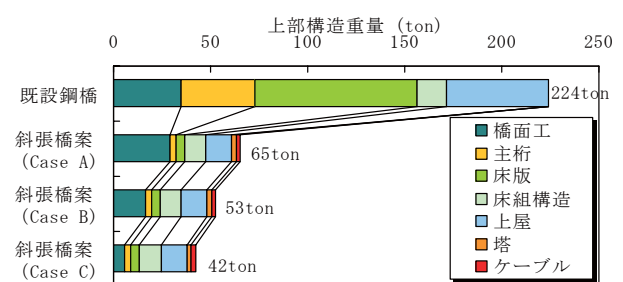


図-9 上部構造重量の比較

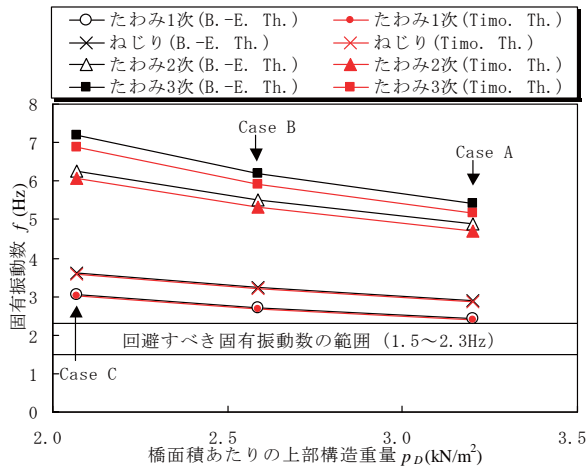


図-10 上部構造重量と固有振動数の関係（立体解析）

4. 定点加振応答解析による振動使用性の照査

4.1 解析モデルと算定方法

動的解析を実施するにあたっては、モデルを簡略化するために、2次元骨組構造解析モデルを作成した。定点加振を行う位置は、たわみ1次モードで振幅が最大となる箇所とし、それは、主径間側の最上段ケーブルの定着点付近であった。加振力 $F(t)$ は、次式で与えられる。

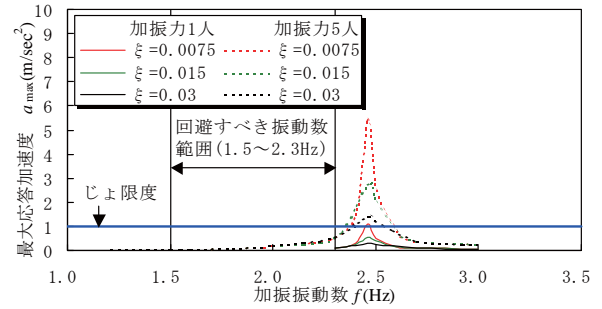
$$F(t) = \alpha \cdot W \cdot \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

ここに、 α は、衝撃力比、 W は歩行者荷重、 f は歩行者により加振される振動数である。ここでは、衝撃力比 α を 0.4 とし、歩行者荷重 W を 1 人 (700N) および 5 人 (3,500N) と設定して検討を行った。また、減衰定数 ξ については、既設の GFRP 歩道橋の測定例¹²⁾を参考に $\xi = 0.015$ (対数減衰率 $\delta = 2\pi\xi$) と設定し、比較のために、その値の 0.5 倍および 2 倍とした 0.0075, 0.03 を仮定した。歩行者により加振される振動数を 1.0~3.5Hz まで変化させて、モード法に基づく時刻歴応答解析¹³⁾を実施した。なお、本研究では、応答加速度のじょ限度を 0.1G (0.98m/sec^2)¹¹⁾として振動使用性の照査を行った。

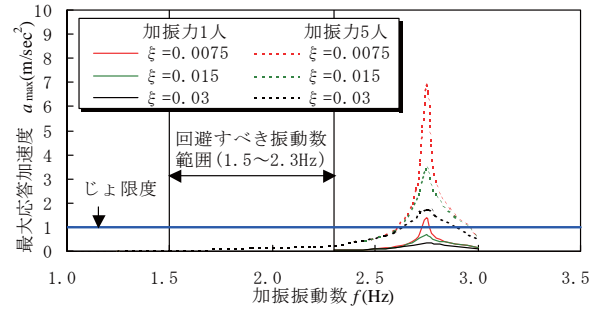
4.2 照査結果と考察

定点加振応答解析による共振曲線を、ケースごとに図-11 に示す。まず、回避すべき固有振動数の範囲 (1.5~2.3Hz) の通常の歩行時では、全てのケースおよび減衰定数において、応答加速度は十分小さいことが確かめられた。一方、各ケースで共振状態にある時、応答値が最大となり、減衰定数が小さいほど応答が大きくなった。橋面工の死荷重の低減により、固有振動数は大きくなるものの、共振時には最大応答加速度も増加し、軽量化によって振動しやすくなる傾向にあることが解る。

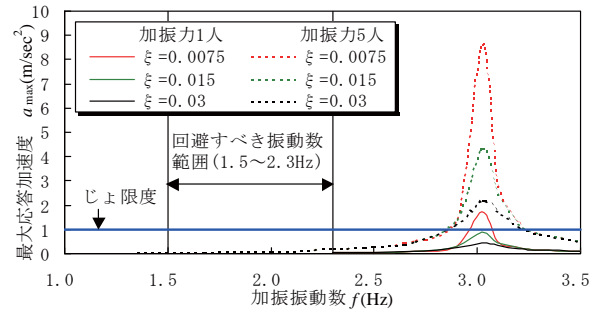
図-12 に、上部構造重量と最大応答加速度の関係を示す。最大応答加速度は、図-11 における共振時の最大値である。図より、共振時には、全てのケースで、加振力



(a) Case A



(b) Case B



(c) Case C

図-11 定点加振応答解析による共振曲線

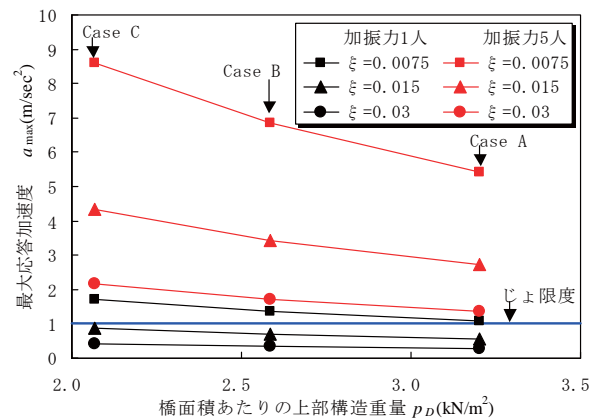


図-12 上部構造重量と最大応答加速度の関係

が 1 人の場合かつ、 $\xi = 0.03, 0.015$ の時に、振動使用性のじょ限度を満足する結果となった。

5. 欧州ガイドラインによる振動使用性の照査

5.1 Setra guidelines による照査の概要

本研究では、欧州で提案されているガイドラインの中で、フランスの道路局中央技術研究所 (Setra) のガイド

ライン⁹⁾ (以下, *Setra guidelines* とよぶ) に準拠して, ハイブリッドFRP桁斜張橋の振動使用性の照査を試みることにした。

Setra guidelines の振動使用性の照査では, まず, 通行クラスが, 歩行者密度 d (人/m²) に応じて, I~IV に分類される。なお, 通行クラス IV については, 利用頻度がほとんどない場合であり, 共振の可能性が低いことから, 動的解析を実施する必要はないとしている。

次に, 固有振動解析を実施して, 歩行者との共振の危険性が判定される。歩行者荷重による調和1次振動の影響を受ける歩道橋の1次の固有振動数の制限範囲は, 鉛直および橋軸方向の振動については, 1.0~2.6Hz である。また, 2次の固有振動数の制限範囲は, 2.6~5.0Hz である。その他, 橋軸直角水平方向の振動についても, 1次および2次の振動について, それぞれ制限範囲を設けている。対象とする歩道橋がこれらの制限範囲に抵触する場合には, 動的解析を実施するものとしている。なお, 歩道橋の固有振動数は, (a) 無載荷状態の場合 (死荷重 D のみ), (b) 700N/m² の歩行荷重 (L) を支間に満載させた場合 ($D+L$) の2ケースの質量タイプを想定することとしている。この時の歩行荷重は, たわみの照査で用いる群集荷重 (3.5kN/m²) に比べて1/5に緩和されている。

さらに, 動的解析による照査が必要となった場合には, 後述するモデル化に基づいて, 動的応答解析が実施される。照査は, 算定された最大応答加速度が, 表-5に示すように, 予め設定された快適性レベル以下であることを判定するにより行われる。参考までに, 前章の照査で用いた, 我が国における応答加速度のじょ限度は, レベル2に相当する。

一方, 動的解析のための歩行者荷重は, 式(2)により, 等価な歩行者の流れを表した一様な分布調和荷重 $p(t)$ (N/m²) でモデル化される。

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \cdot \psi \quad (2)$$

ここに, $P \cdot \cos(2\pi f_s t)$ は, 歩道橋の固有振動数に一致させた歩調 f_s で加振したときの1人の歩行者荷重 P による調和荷重成分である。 n' は, 荷重を載荷させる橋面積 S あたりの等価な歩行者人数であり, 通行クラス I では, 歩行者密度 d のみ, 通行クラス II, III では, d と減衰定数 ξ で決定される。また, ψ は, 歩調が歩道橋の固有振動数範囲に近接する確率を考慮した低減係数である。

この分布調和荷重 $p(t)$ は, モード形状に沿って載荷するものとし, 時刻歴応答解析, 1自由度 (SDOF) 法, あるいは応答スペクトル法により, 応答計算が行われる。

本研究では, 最も簡易な1自由度法により最大応答加

表-5 *Setra guidelines* における快適性レベルの評価

快適性レベル	快適性の度合い	鉛直加速度 (m/sec ²)
1	最高	<0.5
2	平均	0.5~1.0
3	最低	1.0~2.5
4	不快	>2.5

速度の算定を試みた。すなわち, モード解析を援用して, 歩道橋の着目する i 次の振動特性を, それと等価な1自由度系のばねマス振動体にモデル化して検討する。 i 次振動に共振したときの測点 j の最大加速度は, 式(3)で計算される。

$$a_{i,j,\max} = \frac{P_i^*}{M_i^*} \frac{\pi}{\delta_i} \phi_{i,j} = \frac{P_i^*}{M_i^*} \frac{1}{2\xi_i} \phi_{i,j} \quad (3)$$

ここに, P_i^* , M_i^* , δ_i および ξ_i は, それぞれ i 次振動のモード外力, モード質量, モード対数減衰率およびモード減衰定数であり, $\phi_{i,j}$ は, 測点 j における i 次振動のモードベクトルである。なお, モード外力は, 式(2)で与えられた調和荷重 $p(t)$ の最大・最小値である $\pm P \cdot n' \cdot \psi$ をモード形状に沿って載荷した状態を考える。

5.2 解析モデルと算定方法

Setra guidelines に示される1自由度系モデルへの置き換えを容易にするために, 2次元骨組構造解析モデルを作成して, 固有振動解析を行うこととした。また, 前述したように, せん断変形による付加たわみの影響は小さかったことから, それを考慮しないものとした。さらに, 固有振動数は, (a) 無載荷状態の場合 (D), (b) 700N/m² の歩行荷重を支間に満載させた場合 ($D+L$) の2つの質量タイプについて算定した。その結果を上部構造重量別 (Case A~C) に図-13に示す。図より, 歩行荷重を考慮すると, 若干, 固有振動数が低下することが解る。また, 1次振動については Case A および B で, また, 2次振動については Case A で, それぞれの *Setra guidelines* に規定される制限範囲に抵触し, 動的解析による照査が必要になることが解る。

そこで, 本研究では, 固有振動数が最も低下した Case A を対象に, 通行クラス (歩行者密度), 減衰定数をパラメータとして, *Setra guidelines* に示される快適性レベルを比較検討することとした。なお, 減衰定数は, 第4章で検討した値 ($\xi=0.0075, 0.015, 0.03$) とともに, 参考のため, *Setra guidelines* で推奨されている鋼歩道橋の平均値 ($\xi=0.004$) についても比較することとした。表-6に,

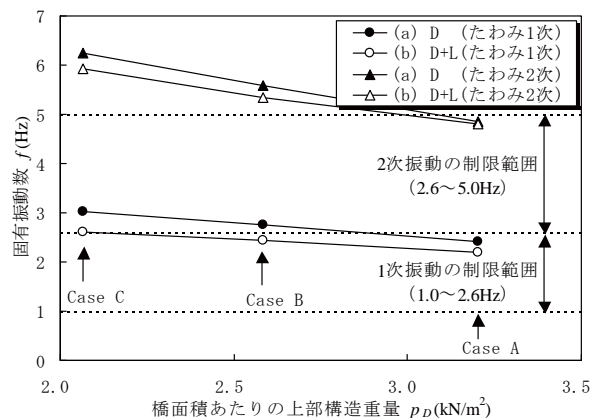


図-13 上部構造重量と固有振動数の関係 (平面解析)

共振時の固有振動数と低減係数を、また、表-7 に、通行クラスに応じて算定された調和荷重を、2つの質量タイプごとに示す。低減係数は、1.0を最大値として、表-6 に示すように、固有振動数に応じて変化する。表-7 から、調和荷重の大きさは、歩行者密度、減衰定数、および、考慮する質量が大きいほど、増加することが解る。なお、通行クラス III の2次振動では、本橋の2次の固有振動数は *Setra guidelines* に規定される振動数レンジに該当しないため、動的解析を実施する必要はなかったが、比較のために照査を実施することとした。

算定された調和荷重は、図-14 にその一例を示すように、それぞれの振動モード形状に沿って載荷し、式(3)に

表-6 共振時の固有振動数と低減係数

質量タイプ	固有振動数 f_n (Hz)		低減係数 ψ	
	1次振動	2次振動	1次振動	2次振動
(a) D	2.42	4.86	0.35	0.18
(b) D+L	2.20	4.37	0.81	0.79

表-7 通行クラスに応じて算定された調和荷重

(a) 無載荷状態の場合

通行クラス	歩行者密度 d (人/m ²)	減衰定数 ξ	調和荷重 $p(t)$ (N/m ²)	
			1次振動	2次振動
III (点在)	0.5	0.004	3.36	0.31
		0.0075	4.60	0.58
		0.015	6.51	0.82
		0.03	9.20	1.16
II (密集)	0.8	0.004	4.25	0.40
		0.0075	5.82	0.73
		0.015	8.23	1.04
		0.03	11.64	1.47
I (非常に密集)	1.0	0.004	12.87	1.62
		0.0075	12.87	1.62
		0.015	12.87	1.62
		0.03	12.87	1.62

(b) 700N/m²の歩行荷重を支間に満載させた場合

通行クラス	歩行者密度 d (人/m ²)	減衰定数 ξ	調和荷重 $p(t)$ (N/m ²)	
			1次振動	2次振動
III (点在)	0.5	0.004	7.74	1.40
		0.0075	10.60	2.58
		0.015	14.99	3.65
		0.03	21.20	5.16
II (密集)	0.8	0.004	9.79	1.77
		0.0075	13.41	3.26
		0.015	18.97	4.62
		0.03	26.82	6.53
I (非常に密集)	1.0	0.004	29.66	7.22
		0.0075	29.66	7.22
		0.015	29.66	7.22
		0.03	29.66	7.22

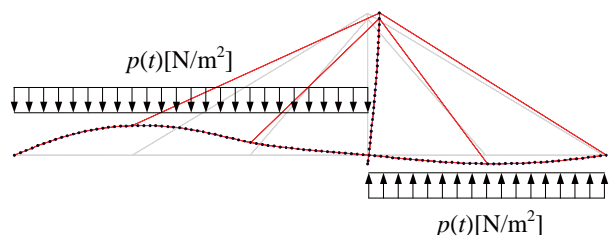


図-14 たわみ1次モードの形状に沿って載荷した調和荷重の概念図

より最大応答加速度を算出した。応答加速度の最大値が発生する位置は、振動モードの振幅が最大となる位置である。

5.3 照査結果と考察

図-15 および図-16 に、1次振動および2次振動に対する照査結果を、質量タイプ別にそれぞれ示す。図中には、*Setra guidelines* に示される快適性レベル (表-5) を併記している。

まず、図-15 より、(a) 無載荷状態の場合では、減衰定数 ξ が 0.03 を確保できれば、通行クラス I の非常に密集した場合であっても、快適性レベル 2 (平均) を満足することが解る。例えば、 $\xi = 0.015$ では、通行クラス II までは、快適性レベル 2 を確保できるが、通行クラス I では、快適性レベルは 3 (最低) となる。さらに、減衰定数 ξ が 0.075 以下では、通行クラスにかかわらず、快適性レベルが十分に確保できないといえる。これに対して、図-15 (b) では、歩行者荷重によって固有振動数が低下し、共振の可能性がより高くなることから、調和荷重が増大し、無載荷状態の場合よりも最大応答加速度が高くなることが解る。例えば、 $\xi = 0.03$ であっても、通行クラス I, II では、快適性レベルは 3 (最低) となる。以上のことから、軽量のハイブリッド FRP 桁斜張橋では、歩行者荷重の影響も考慮して、振動使用性を評価する必要があるといえた。

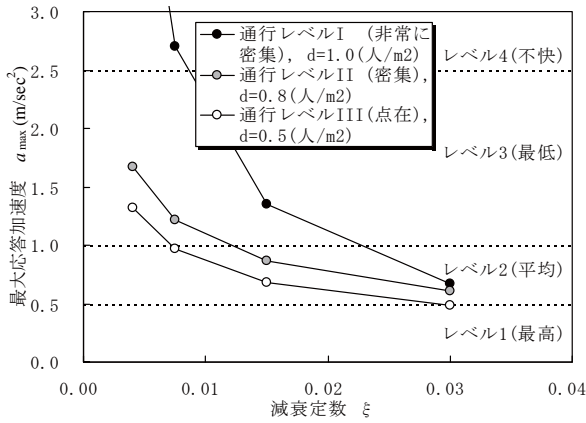
一方、図-16 からは、1次振動の場合よりも、全体的に応答値は小さくなることを解る。(a) 無載荷状態の場合では、最も小さい減衰定数であっても、全ての通行クラスで、快適性レベル 2 (平均) を確保できること、また、(b) 歩行者荷重を支間に満載した場合であっても、 $\xi = 0.015$ であれば、快適性レベル 2 (平均) を確保できることが解る。ハイブリッド FRP 桁斜張橋の場合、1次振動に対する照査で、快適性レベルが十分に確保されていれば、2次振動については、ほとんど問題がなくなると考えられる。

6. まとめ

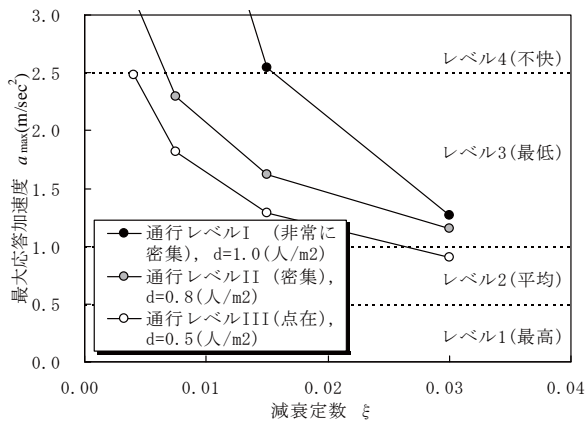
本研究では、開発したハイブリッド FRP 桁の曲げ振動特性とこ線人道橋への適用性を把握するために、減衰自由振動実験を実施するとともに、種々の動的解析により、試設計されたハイブリッド FRP 桁斜張橋の振動使用性を検討した。

まず、振動実験結果からは、ハイブリッド FRP 桁の減衰定数は、ある程度以上の振幅では、鋼桁の減衰定数を上回り、振幅が大きくなるにしたがって、その差が増大することが確かめられた。

また、ハイブリッド FRP 桁斜張橋の振動使用性については、その固有振動数が、我が国における回避すべき振動数範囲を満たした場合であっても、軽量であることか

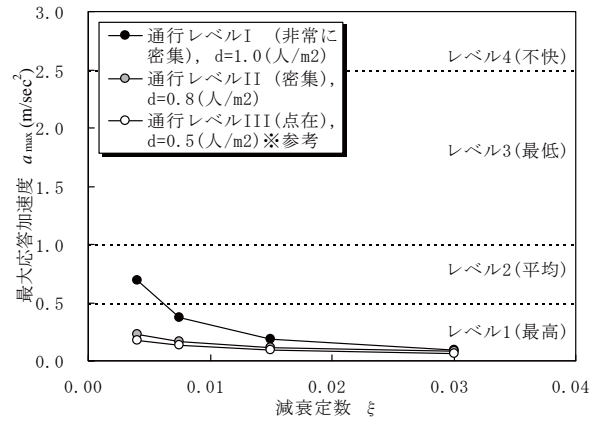


(a) 無載荷状態の場合 (死荷重 D のみ)

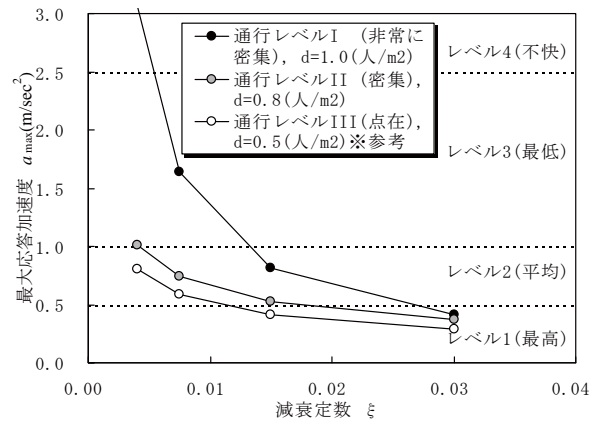


(b) 700N/m^2 の歩行荷重を支間に満載させた場合 ($D+L$)

図-15 1次振動に対する照査結果 (Case A)



(a) 無載荷状態の場合 (死荷重 D のみ)



(b) 700N/m^2 の歩行荷重を支間に満載させた場合 ($D+L$)

図-16 2次振動に対する照査結果 (Case A)

ら、歩行者の通行量に応じて、応答加速度が増加することが解り、歩行者に不快感を与える可能性があるといえた。なお、ねじりモードの固有振動数も比較的だったが、その影響については今後の課題としたい。

謝辞

本研究の一部は、国土交通省建設技術研究開発助成制度 (研究課題名: 革新的材料を用いた社会基盤施設の再構築) の一環として行われた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会複合構造委員会編: FRP 歩道橋設計・施工指針(案), 複合構造シリーズ04, 丸善, 2011.
- 2) 土木学会: 先進複合材料の社会基盤施設への適用, 複合構造レポート01, pp.121-136, 2007.
- 3) 前田研一, 睦好宏史, 津吉毅, 鈴川研二, 松井孝洋: ハイブリッド FRP 桁のペDESTリアンデッキへの適用検討, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, Vol.15, pp.211-218, 2007.
- 4) 中村一史, 前田研一, 睦好宏史, 吉田一, 松井孝洋: ハイブリッド FRP 桁斜張橋の試設計と線路上空自由通路への適用可能性, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼

構造協会, Vol.16, pp.167-174, 2008.

- 5) 中村一史, 前田研一, 渡辺貴之, 柳沼謙一, 松井孝洋: ハイブリッド FRP 桁を用いたこ線人道橋の概略設計と使用性, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, Vol.19, 2011. (投稿中)
- 6) Setra: Technical guide Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading, 2006.
- 7) 土木学会構造工学委員会編: 歩道橋の設計ガイドライン, 構造工学シリーズ21, 丸善, pp.51-104, 2011.
- 8) 小坪清真: 入門建設振動学, pp.158-159, 森北出版, 2003.
- 9) ヤマト設計: Y-FIBER 3D 3次元ファイバーモデルによる鋼構造物の耐震解析システム, 2001.
- 10) 東日本旅客鉄道株式会社: 乗換こ線橋設計の手引, 1992.
- 11) 日本道路協会: 立体横断施設技術基準・同解説, pp.35-37, 1979.
- 12) 張惟敦, 鎌田敬治, 佐伯彰一, 山城和男: FRP 製歩道橋の主桁剛性および固有振動数に関する実験の評価, 石川島播磨技報, Vol.41, No.3, pp.77-81, 2001.
- 13) マイダスアイティジャパン: midas Civil 2009 理論マニュアル, 2009.