

自碇式上路PC吊橋の構造パラメータと歩行者通行時の振動使用性

オリエンタル建設㈱ 正会員 工修 ○吉村 徹
 同上 正会員 下村 高広
 同上 正会員 工修 浦川 洋介
 同上 正会員 工修 角本 周

1. はじめに

自碇式上路PC吊橋は、透過性の高いスレンダーなプロポーションにより構造的な優美さのある橋梁形式である¹⁾。さらに、吊ケーブルの反力を上部構造に自碇していること、また、死荷重重量が同規模のPC桁橋の1/2程度になることから、軟質な地質条件にも適用できる長所を有している。一方、この形式の構造上の問題点としては、①主桁に曲げ剛性と比較して大きな軸力が作用することから主桁が座屈破壊する可能性がある、②剛性が低く自重も軽いことから活荷重に対する振動使用性が損なわれる可能性がある等が挙げられる。このうち、座屈破壊を含めた終局挙動については、複合非線形解析を用いて構造パラメータの影響を検討し、桁高比をL/120~130程度としても十分な耐力を保有していることを確認している²⁾。一方、活荷重に対する振動使用性については、支間39m(サグ比L/15.2, 桁高比L/95.1, 有効幅員2.4m)の歩道橋において振動実験により振動レベルが十分小さいことを確認しているが¹⁾、支間などの構造パラメータが変化した場合については検討されていない。

そこで、本研究では歩道橋として用いる自碇式上路PC吊橋について、その支間や吊ケーブルのサグ比、桁高比等をパラメータとして、歩行者通行時の振動使用性に与える影響について動的応答解析により検討を行った。

2. 構造パラメータと力学的特性

検討対象とした自碇式上路PC吊橋の骨組構造図を、図-1に示す。また、主桁断面のモデルを、図-2に示す。ここで、支間については、直路式PC吊床版橋に対する検討では振動使用性上の問題が生じる可能性のある結果となった範囲とした³⁾。また、

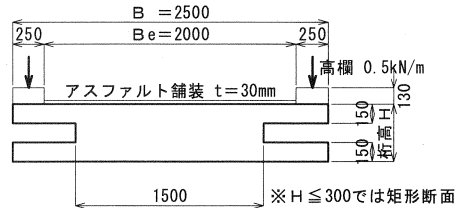


図-2 主桁の想定モデル

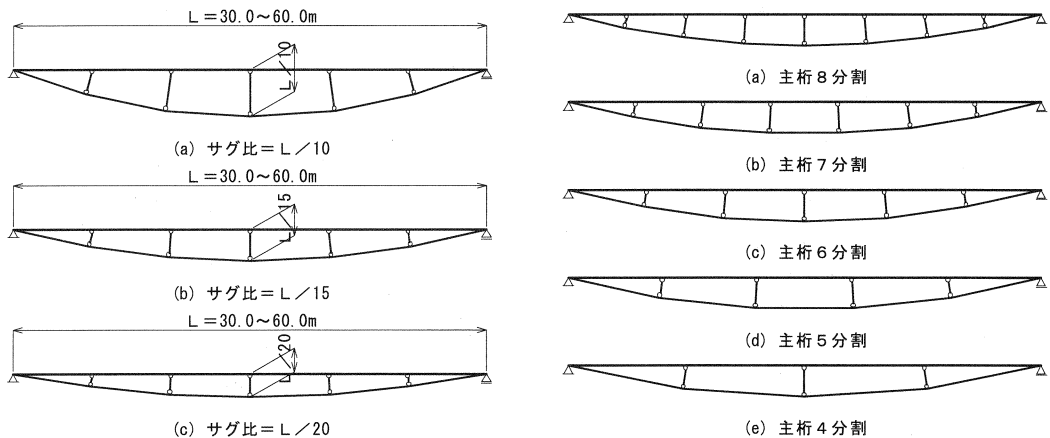


図-1 検討対象とした自碇式上路PC吊橋

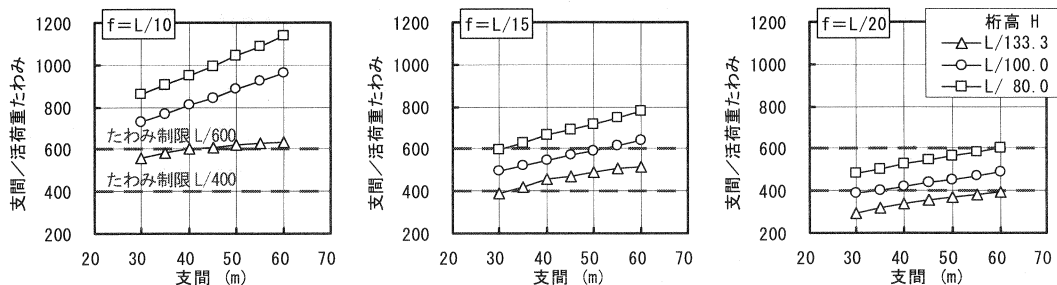


図-3 支間と活荷重による最大たわみ (主桁分割数6)

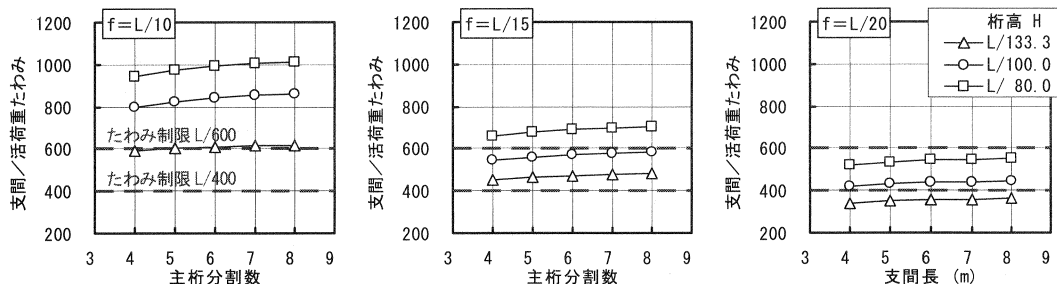


図-4 主桁分割数と活荷重による最大たわみ (支間45m)

桁高比は、終局荷重に対する安全性を確保できる最小桁高比を考慮して²⁾、L/133.3、L/100.0およびL/80.0の3ケースを設定した。各パラメータを組合せた解析ケースは、全315ケースである。なお、各解析ケースに対する吊ケーブルの断面積は、式(1)により算出した張力 T_c に対して、引張荷重に対する安全率2.5を満足するように設定した²⁾。

$$T_c = \sqrt{\left(\frac{w \cdot L^2}{8 \cdot f}\right)^2 + \left(\frac{w \cdot L}{2}\right)^2} \tag{1}$$

ここで、 w は死荷重+活荷重(群集荷重 3.5 kN/m^2)強度、 L は支間、 f は吊ケーブルのサグである。

各解析ケースの力学的特性として、支間に対する活荷重(群集荷重 3.5 kN/m^2)による最大たわみの比率(以下、活荷重たわみ比)を図-3および図-4に示す。なお、最大たわみは必ずしも支間中央位置で生じておらず、サグ比L/10、桁高比L/133.3のケース等では支間1/3位置で生じている。

活荷重たわみ比は、吊ケーブルのサグ比が小さくなるほど増加し、サグ比L/20、桁高比L/133.3のケースでは、歩道橋に対して一般的に用いられているたわみ制限L/400を下回る結果となっている⁴⁾。したがって、歩行者通行時の振動使用性を「たわみ制限」という仕様規定により照査すれば、たわみ制限L/400を下回るケースでは桁高の変更が必要となる。なお、鉛直材の配置本数(主桁分割数)が活荷重たわみ比に与える影響はほとんどない結果となっている。

各解析ケースの固有振動特性として、固有振動モードの一例を図-5に、固有振動数を図-6および図-7に示す。ここで、図-5のモード値は、一般化質量で正規化して示している。

固有振動モードは、単純桁形式橋では1次振動モードは対称形状となるが、自碇式上路PC吊橋では、サグ比が大きく主桁の曲げ剛性が低い場合に1次振動モードが逆対称形状となる。また、サグ比が小さいと活荷重たわみ比は大きくなるが、一般化質量で正規化したモード値は、図-5に示すようにほぼ一致する結果となっている。

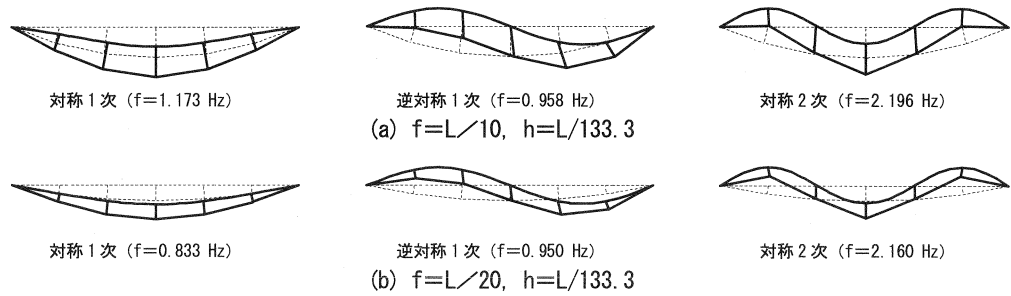


図-5 固有振動モードの一例 (一般化質量で正規化)

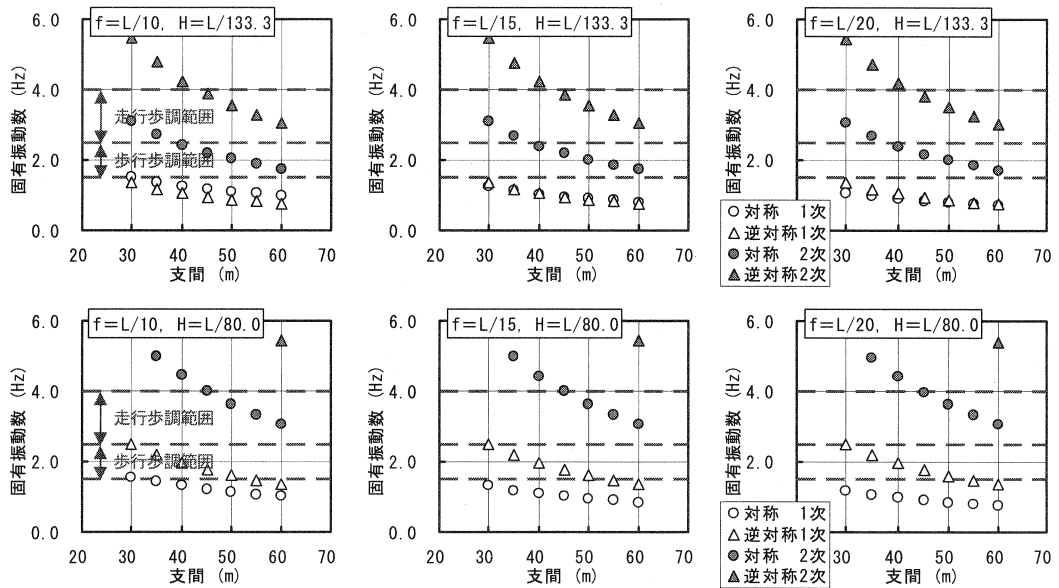


図-6 支間と固有振動数 (主桁分割数6)

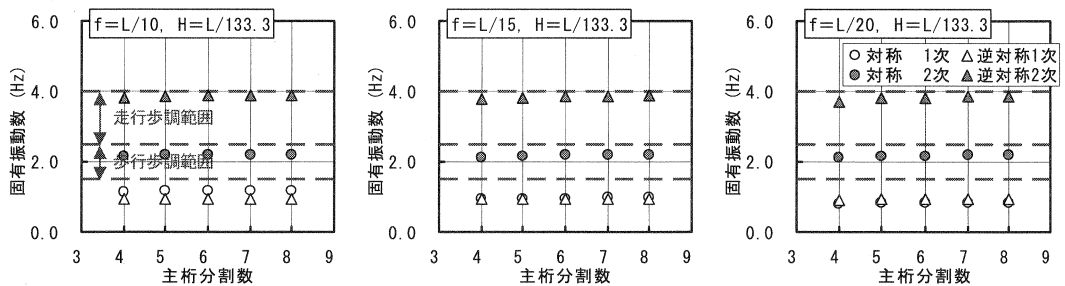


図-7 主桁分割数と固有振動数 (支間45m)

固有振動数は、支間 30~60 m の単純桁形式橋では 1 次振動数が 4.0~1.5 Hz 程度となり、歩行者の歩調範囲内に入るのに対して、自碇式上路 PC 吊橋の 1 次固有振動数は 1.5 Hz を下回っており、振動使用性の照査ではより高次の振動モードが対象となってくる。なお、鉛直材の配置本数 (主桁分割数) が固有振動数に与える影響はほとんど無い結果となっている。

3. 歩行者通行時の動的応答解析

本検討では、振動使用性を検討する歩行者の通行状態として、単独歩行および走行状態を想定することとした^{5), 6)}。ここで、歩行者通行時の動的応答は、以下の方法で算出した^{3), 6)}。

(1) 固有振動解析から得られた振動モード値 (一般化質量が1になるように正規化) を、ラグランジェ補間により等間隔な点のモード値 $\phi_n(x)$ に変換する。

(2) 等間隔な点のモード値 $\phi_n(x)$ を、式(2)により有限フーリエ正弦級数 a_m に近似する。

$$\phi(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_m \sin(m\pi x/L) \tag{2}$$

(3) 歩行外力 $F_d(t)$ は、本研究では腰部慣性力の近似式として余弦波でモデル化する³⁾。これより、着目点の動的応答は、理論解である式(3)を用いて算出される。

$$y(t, x) = \phi(x) \left\{ 0.5 F_d \sum_{m=1}^{\infty} a_m (e^{-h p_D t} (C_1 \cos p_D t + C_2 \sin p_D t) + \gamma_1 \sin(\beta_1 t - \theta_1) + \gamma_2 \sin(\beta_2 t - \theta_2)) \right\} \tag{3}$$

ここで、式(3)中の各変数については、参考文献6)を参照されたい。

動的解析におけるモード減衰定数は、構成部材の等価減衰定数を主桁 1.0%、吊ケーブルおよび鉛直材 0.5%、幾何剛性 0%として、ひずみエネルギー比例により算出した⁷⁾。算出された各モード減衰定数は、吊ケーブルの軸方向ひずみエネルギーの比率が高い対称1次モードが0.5~0.6%、その他は1.0%程度となり、実橋で測定されたモード減衰定数とほぼ一致する¹⁾。

検討対象の振動モードは、歩行歩調の範囲 (1.5~2.5 Hz) および走行ピッチの範囲 (2.5~4.0 Hz) 内に固有振動数があるものを選定した。また、歩行者 (体重 0.7 kN) は共振歩調で歩行または走行するものとし、歩行衝撃力比および歩行速度は図-8に示す歩調に対応する値とした^{3), 7)}。

動的応答の指標には、移動する歩行者が受ける振動刺激を評価することから、歩行者の歩行または走行位置における応答速度の実効値 S_{vd} (以下、振動刺激量) を用いた⁵⁾。

$$S_{vd} = \left(\frac{1}{T} \int \dot{y}(t, x)^2 dt \right)^{1/2} \tag{4}$$

ここに、 $\dot{y}(t, x)$ は歩行または走行位置の応答速度、積分区間は歩行者が橋面上を通過する間である。

4. 構造パラメータと歩行者通行時の振動使用性

構造パラメータと歩行者通行時の振動使用性の関係として、図-9に支間と振動刺激量との関係を示す。さらに、図中には、歩行位において「明らかに感じた」というカテゴリの閾値 (反応確率 50%) 0.85 kine および「少し感じた」というカテゴリの閾値 0.42 kine を付記する⁵⁾。なお、歩道橋の振動使用性の照査においては、一般には「明らかに感じた」程度の振動刺激量が限度として用いられている。また、有効幅員 2.0 m の鋼単純桁橋において、たわみ制限 $L/600$ および $L/400$ に対する振動刺激量はそれぞれ 1.45 kine および 2.17 kine 程度である⁵⁾。

歩行状態および走行状態での振動刺激量は、検討した支間の範囲では最大でも「明らかに感じた」程度である。さらに、支間が長いほど振動刺激量は減少し、支間が 45 m を超えると最大でも「少し感じた」程度までになる。また、図-9では、各サグ比に対して振動刺激量を示しているが、サグ比が異なっても、支間に対する振動刺激量の程度に有意な差は認められない結果となっている。これは、振動使用性

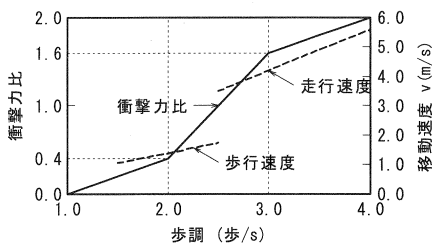


図-8 歩調と歩行衝撃力比および歩行速度

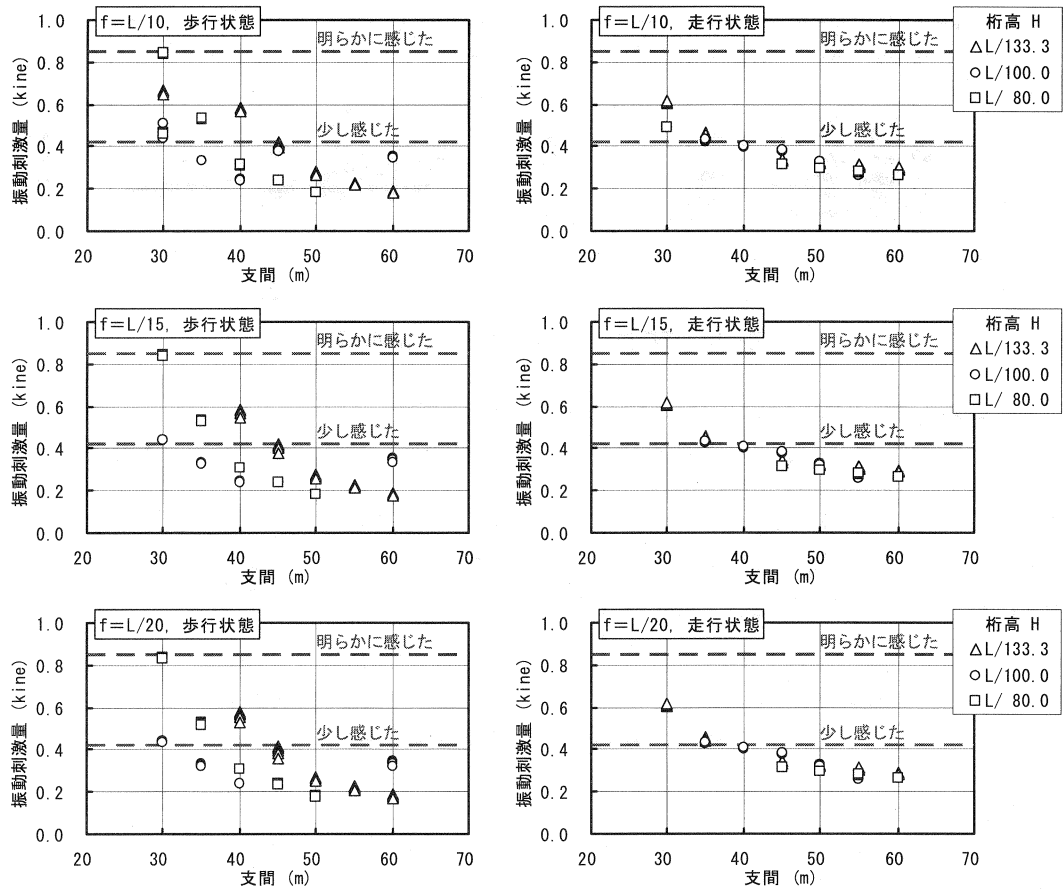


図-9 支間と振動刺激量

を照査する対象の振動モードが、吊ケーブルの剛性（断面積およびサグ比）の影響が少ない振動モードであるためと考えられる。このことは、図-5および図-6に示すように、サグ比が変わっても一般化質量で正規化したモード値や固有振動数がほとんど変化しないことと一致している。

図-10に、各解析ケースにおける活荷重たわみ比と振動刺激量との関係を示す。

歩行状態および走行状態での振動刺激量は、活荷重たわみ比との間に明確な相関関係は認められない結果となった。さらに、歩道橋に対して一般的に用いられているたわみ制限 $L/400$ を下回っても、振動刺激量は「明らかに感じた」程度を十分に下回っている。このように、自碇式上路PC吊橋においては、今回検討した構造パラメータの範囲では、活荷重たわみ比を制限しても振動使用性が必ずしも向上しないといえる。これは、一般的な桁形式橋では、歩行者の歩調範囲にある固有振動モード（対称1次モード）の形状が活荷重によるたわみ形状と一致することから、活荷重たわみ比を制限することで振動使用性の向上が図れるものと考えられるが、自碇式上路PC吊橋では、逆対称1次モードや対称2次モードなど、より高次の振動モードに対して振動使用性を照査するためと考えられる。

図-11に、上部構造の単位長当り重量と振動刺激量との関係を示す。

振動刺激量は、歩行状態および走行状態とも、上部構造の単位長当り重量が増加すると減少する傾向にあり、走行状態よりも歩行状態の方がその影響が大きい。なお、今回検討した構造パラメータの範囲では、ほとんどのケースで単位長当り死荷重は 20 kN/m を超えている⁸⁾。

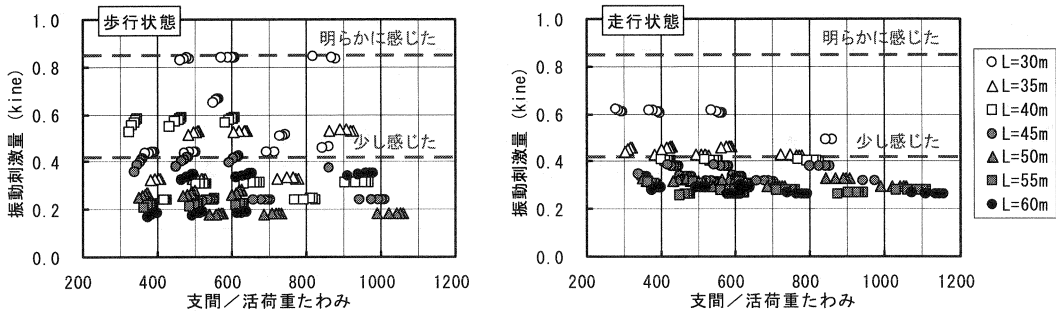


図-10 活荷重による最大たわみと振動刺激量

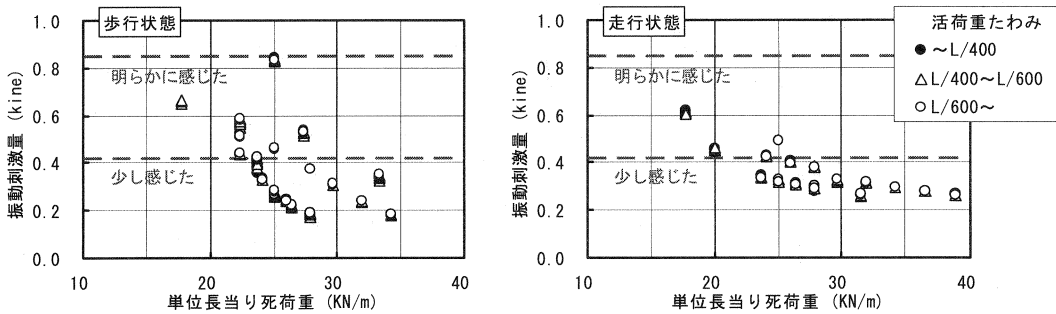


図-11 単位長当り死荷重と振動刺激量

5. まとめ

自旋式上路PC吊橋を対象に、歩行者単独歩行および走行時の振動刺激量を動的応答解析により算出し、支間やサグ比、桁高比等の構造パラメータと振動使用性との関係について検討を行った。検討した構造パラメータの範囲に対して、その結果をまとめると、次のとおりである。

- (1) 支間30～60m範囲では、桁高比をL/133.3までしても振動刺激量は最大でも0.8kine程度であり、活荷重たわみ比L/600程度の鋼単純桁橋の場合に比べても小さく、歩行者通行時に振動使用性が問題となる可能性は低い。
- (2) 活荷重たわみ比と振動刺激量との間に明確な相関関係は認められない。つまり、たわみ制限を行っても振動使用性の向上にはつながらないことから、振動使用性の観点からはたわみ制限を適用する必要はない。
- (3) 他の構造形式の歩道橋と同様に、単位長当り死荷重が大きいほど振動刺激量は小さくなる。

参考文献

- 1) 梶川他：自旋式上路PC吊橋の構造特性と振動使用性，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1377-1386，1999.3.
- 2) 吉川他：自旋式上路PC吊橋の構造パラメータと終局挙動に関する検討，第10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.779-784，2000.10.
- 3) 角本他：PC吊床版橋の構造パラメータと歩行者通行時の振動使用性，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.605-610，1998.10.
- 4) (社)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，pp.34-35，1979.1.
- 5) 梶川：振動感覚を考慮した歩道橋の振動使用性に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23-33，1982.9.
- 6) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC吊床版橋設計施工規準(案)，pp.60-64，2000.11.
- 7) 角本他：PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響，土木学会論文集，No.612，pp.337-348，1999.1.
- 8) 田中他：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471，pp.77-84，1993.7.