

橋梁交通振動コロキウム論文集

PROCEEDINGS OF COLLOQUIUM
ON BRIDGE TRAFFIC VIBRATION

PART A : 基調論文編

PART B : 投稿論文編

1995年11月

土木学会構造工学委員会
橋梁交通振動研究小委員会

序

橋梁ならびにそれに関連する分野において、種々の振動問題に対処することが多くなりつつある。ところが、橋梁は地震、風などによつて大きく振動することもあるが、日常的な交通荷重の通過によつても、頻繁に振動する。それぞれの動的外力によつて振動の仕方は異なっており、交通荷重によつて橋梁が振動する問題は古くから行われているが、最近、それらの問題を設計、使用性、機能性などの面で検討する際に、さらに、制振、防振の検討が重要な位置を占めようになってきている。このような背景のもとに、橋梁における交通振動研究の現状と将来展望を把握し、公表することを目的として、平成4年、土木学会構造工学委員会に橋梁交通振動研究小委員会が設置された。

同小委員会は、交通振動などを対象とした振動問題の事例やその軽減方法に関する実験ならびに理論的研究など最新情報について委員のみならず委員以外の方々からも話題提供していただき、意見交換を図ると同時に、交通荷重による橋梁振動の問題をつぎの3つのテーマ、(1)動的応答解析と設計への適用、(2)橋梁環境振動、(3)橋梁の損傷と健全度、に分けて、それぞれの内容についての文献調査や事例研究を行い、それらの現状と展望を平成6年4月「交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題」と題した報告書として示した。

その後も本小委員会における調査研究活動は継続され、この度、橋梁交通振動に関するコロキウムを開催する運びとなったものである。今回のコロキウムは、集中的に調査研究を実施してきた、(1)橋梁の走行荷重による動的影響、(2)橋梁の振動使用性、(3)橋梁の振動による点検と健全度評価、(4)橋梁交通振動の制御、の4つのテーマに関する小委員会での討論と調査研究活動の成果をもとに執筆を依頼した基調論文に基づく講演と、一般公募された投稿論文に関する研究発表の二部構成となっている。このことから、論文集も Part A (基調論文編) と Part B (投稿論文編) から構成されている。

交通荷重による橋梁振動問題は、まだまだ解決すべき多くの課題を残したままである。今回のコロキウムが交通荷重による橋梁振動関係に携わる研究者、実務者への情報提供および情報交換のよい機会となり、橋梁交通振動に関する調査研究のさらなる発展に寄与することを念願するものである。最後に、橋梁交通振動研究小委員会各委員、小委員会において話題を提供していただいた方々、さらには、コロキウム論文集に執筆協力していただいた方々、また、小委員会の開催をはじめ、コロキウムの開催にあたり種々ご尽力戴いた土木学会事務局、特に黛 巖氏と河西貴志氏に対し敬意と謝意を表する次第である。

1995年11月

土木学会構造工学委員会

橋梁交通振動研究小委員会

委員長 梶 川 康 男

委員長

梶 川 康 男

金沢大学 工学部土木建設工学科

委員

東 池 泰 宏

北海道開発コンサルタント(株) 橋梁部

岩 本 彦 巳

(株)長大 長大橋一部

鳥 野 清

名古屋工業大学 工学部社会開発工学科

海 野 武 幸

九州共立大学 工学部土木工学科

遠 藤 和 俊

(株)タイヨーエンジニア 長野支店

大 島 方 紀

横浜ゴム(株) 工業資材事業部土木資材販売部

緒 岡 隆 敏

北見工業大学 工学部土木開発工学科

岡 村 美 弘

日本道路公団 試験研究所橋梁研究室

小 原 雅 史

長崎大学 工学部社会開発工学科

藤 谷 充 郎

山梨大学 工学部土木環境工学科

※○加

飛島建設(株) 技術本部技術研究所環境研究室

○川

九州東海大学 工学部土木工学科

神 澤 福 裕

大阪大学 工学部土木工学科

小 林 義 久

(株)建設技術研究所 東京支社道路交通本部技術4部

今 野 志 幸

(株)宮地鐵工所 先行技術研究室

佐々木 伸 亘

(株)ニチゾウテック 技術本部第1技術部第1技術課

芝 野 本 正

建設省土木研究所 構造研究室

秋 我 中 信 直

三菱重工(株) 広島研究所鉄構土木研究室

曾 田 角 津

(株)建設企画コンサルタント 東京事務所構造設計部

戸 松 本 章

(株)フジエンジニアリング 調査設計部

富 中 島 嶋 秋

三井造船(株) 鉄構建設事業部千葉鉄構工場製造部橋梁鉄構設計課

長 夏 羽 田 俊 利

中部復建(株) 設計第一部

夏 羽 田 俊 利

オリエンタル建設(株) 技術部

○林

NKK 基盤技術研究所都市工学研究部耐風構造研究室

藤 澤 利 秀

西松建設(株) 技術研究所環境研究課

○本

(株)春本鐵工所 技術本部本店設計部設計一課

○前

宇都宮大学 工学部建設学科建設工学コース

田 田 研 一

東京都立大学 工学部土木工学科

羽 田 俊 利

片山ストラテック(株) 橋梁設計部

林 川 俊 利

中日本建設コンサルタント(株) 設計本部

藤 澤 利 秀

北海道大学 工学部土木工学科

○本

瀧上工業(株) 営業本部橋梁技術室

○前

金沢工業大学 工学部土木工学科

田 田 研 一

東京都立大学 工学部土木工学科

松	倉	夫	阪神高速道路公団	保全施設部
松	孝	之	(財)鉄道総合技術研究所	構造研究室
宮	信	男	友重機械工業(株)	橋梁鉄構事業部技術室
宮	正	裕	岩手大学	工学部建設環境工学科
山	本	則	高田機工(株)	設計部設計課
米	田	昌	川田工業(株)	技術本部研究室
若	林	登	首都高速道路公団	工務部設計技術課

注) ○印は幹事、※印は連絡幹事兼務

目 次

PART A : 基調論文編

セッション[a] 「橋梁の走行荷重による動的影響」 動的応答の解析モデル.....	1
本田秀行 (金沢工業大学)	
動的応答の計算法.....	15
林川俊郎 (北海道大学)	
橋梁振動に起因した動的影響問題とその検討方法.....	23
米田昌弘 (川田工業)	
限界状態設計法における橋梁交通振動の解析と計測.....	33
前田研一 (東京都立大学)	
セッション[b] 「橋梁の振動使用性」 たわみと振動感覚.....	47
梶川康男 (金沢大学)	
歩道橋の振動使用性.....	55
田中信治 (中部復建)	
道路橋の振動使用性.....	61
川谷充郎 (大阪大学)	
鉄道橋の振動使用性.....	69
松本信之 (鉄道総合技術研究所)	
セッション[c] 「橋梁の振動による点検と健全度評価」 振動・波動による橋梁の点検評価.....	79
大島俊之 (北見工業大学)	
点検評価のための振動計測.....	85
秋本正信 (フジエング・アソシエーツ)	
橋梁上部工の健全度評価.....	93
中井 博 (大阪市立大学)・関本 宏 (阪神高速道路公団)・佐々木伸幸 (三菱重工業)	
橋梁下部工の健全度評価.....	101
加藤雅史 (九州東海大学)	

セッション[d] 「橋梁交通振動の制御」

橋梁交通振動の加振源対策 秋本正信 (ゾビエンゾニアツク)	109
橋梁交通振動のパッシブ制御とアクティブ制御 岡林隆敏 (長崎大学)	121
橋梁交通振動のハイブリッド制御 川谷充郎 (大阪大学)	133
地盤振動の低減対策 鳥野 清 (九州共立大学)・戸松征夫 (西松建設)	143

PART B : 投稿論文編

振動実測による集成材橋の動的特性について 岩手大学 宮本 裕, 日本大学 五郎丸英博, 岩手大学 岩崎正二・出戸秀明・高橋俊彦	151
7 径間連続曲線桁橋振動特性調査 立命館大学 早川 清, 阪神高速道路公団 白尾兼二・馬場 茂・川上順子, ゾビエンゾニアツク 西星匡博	159
高隆寺大橋(中央方杖支持式ラーメン橋)の振動特性 中部復建 大場邦弘・田中信治, 金沢大学 梶川康男	167
走行荷重によるP C斜張橋・瓶大明神橋の動的特性 金沢大学 深田幸史・梶川康男, 九州東海大学 加藤雅史, ザビエンゾニアツク 角本 周	175
P C斜張橋(北陸新幹線第2千曲川橋梁)の衝撃係数・列車走行性解析 東日本旅客鉄道 曾我部正道, 鉄道総合技術研究所 松本信之・浦井 一, 鉄道建設公団 金森 真	183
歩道橋の動的特性と振動使用性の測定と解析 金沢大学 吉川裕晃・深田幸史・梶川康男	191
イナコスの橋(サスペンショントラス歩道橋)の静的載荷試験および振動実験 大分高専 園田敏矢, 九州共立大学 鳥野 清, 別府市 安東昭次・木崎 實, 東京測器 成瀬久和	199
近接固有振動数を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討 ザビエンゾニアツク建設 角本 周, 東京都立大学 前田研一, 金沢大学 梶川康男, 鴻池組 黒野雅利	207

歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定法について.....	215
北海道大学 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫	
橋梁振動のモニタリングによるIntelligent Bridgeの提案.....	221
北見工業大学 大島俊之・三上修一・山崎智之	
車両走行に対する非合成桁橋スラブ止めの疲労強度の検討.....	227
宇都宮大学 中島章典, 宇都宮市 森内大介, トピー工業 西園広之・大江浩一, 足利工業大学 阿部英彦	
上路式鋼 2 ヒンジアーチ・小原橋の振動と疲労解析.....	235
金沢大学 中野博文・梶川康男	
三次元車面モデルによる橋梁の動的応答解析とその応用.....	241
高田機工 山田靖則, 大阪大学 川谷充郎, 日立造船 嶽下裕一, 大阪大学 岩熊秀治	
曲げとねじりを考慮した桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析.....	249
大阪大学 川谷充郎, ゴザウツク 小林義和, 大阪大学 高森和恵	
走行車両による道路橋振動制御における状態推定に関する考察.....	257
長崎大学 吉村 徹・岡林隆敏・加賀敏明	
新設計活荷重に基づく道路橋の動的影響評価と衝撃係数.....	265
金沢工業大学 本田秀行, 建設省 山崎憲人	
動吸収器の最適設計に関する考察.....	273
長崎大学 岡林隆敏・加賀敏明	
歩道橋における人間の振動感覚とその数量化について.....	281
北海道大学 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一・伊藤公彦	
高速新幹線走行に対する桁のたわみ限度に関する検討.....	289
鉄道総合技術研究所 松本信之・涌井 一	

CONTENTS

PART A : KEYNOTE PAPERS

SESSION[a] DYNAMIC EFFECTS ON BRIDGES DUE TO TRAFFIC LOADS

Modeling for Dynamic Response Analysis	1
By Hideyuki HONDA	
Calculation Methods of Structural Dynamic Response	15
By Toshiro HAYASHIKAWA	
Traffic Vibration Related to Dynamic Response of Highway Bridges and Its Estimation.....	23
By Masahiro YONEDA	
Analysis and Measurement of Bridge Traffic Vibration under Limit State Design Method ...	33
By Ken-ichi MAEDA	

SESSION[b] VIBRATION SERVICEABILITY OF BRIDGES

Deflection and Vibration Sensibility	47
By Yasuo KAJIKAWA	
Vibration Serviceability of Pedestrian Bridge.....	55
By Shinji TANAKA	
Vibration Serviceability of Highway Bridges.....	61
By Mitsuo KAWATANI	
Vibration Serviceability of Railway Bridges.....	69
By Nobuyuki MATSUMOTO	

SESSION[c] INSPECTION AND SOUNDNESS EVALUATION BY BRIDGE VIBRATION

Inspection and Evaluation of Integrity by Analyzing Bridge Vibration and Wave Propagation	79
By Toshiyuki OSHIMA	
Inspective Estimation for Vibratile Measurement.....	85
By Masanobu SUGIMOTO	
Structural Durability Evaluation for Superstructure of Bridges	93
By Hiroshi NAKAI, Hiroshi SEKIMOTO, Nobuyuki SASAKI	
Soundness Evaluation of Bridge Substructures by Vibration Characteristics	101
By Masafumi KATO	

SESSION[d] CONTROL OF BRIDGE TRAFFIC VIBRATION

Prevention Measure for Bridge Traffic Vibration on the Structure	109
By Masanobu SUGIMOTO	
Passive Control and Active Control of Bridge Traffic Vibration	121
By Takatoshi OKABAYASHI	
Hybrid Control of Bridge Traffic Vibration	133
By Mitsuo KAWATANI	
Recent Studies on Ground Vibration Isolation	143
By Kiyoshi UNO, Yukio TOMATSU	

PART B : SUBMITTED PAPERS

Study on Dynamic Characteristics of Laminated Timber Bridges by Vibration Measurements	151
By Yutaka MIYAMOTO, Hidehiko GOROMARU, Shoji IWASAKI, Hideaki DETO, Toshihiko TAKAHASHI	
Investigation on Vibration Characters of a 7-Spans Continuous Curve Bridge	159
By Kiyoshi HAYAKAWA, Kenji SHIRAO, Shigeru BABA, Noriko KAWAKAMI, Masahiro NISHIBOSHI	
Vibration Characteristics of KOURYUJI-OHASHI Bridge	167
By Kunihiro Ooba, Shinji TANAKA, Yasuo KAJIKAWA	
Dynamic Characteristics of PC Cable-Stayed Girder Bridge due to Traffic Load	175
By Saiji FUKADA, Yasuo KAJIKAWA, Masafumi KATO, Meguru TSUNOMOTO	
Analytical Study on Dynamic Response and Ride Comfort of a PC Multicable-Stayed Bridge (DAINI-CHIKUMAGAWA BRIDGE on Hokuiku Shinkansen Line)	183
By Masamichi SOGABE, Nobuyuki MATSUMOTO, Hajime WAKUI, Makoto KANAMORI	
Vibration Characteristics and Serviceability of Existing Pedestrian Bridges	191
By Hiroaki YOSHIKAWA, Saiji FUKADA, Yasuo KAJIKAWA	
Static Tests and Vibration Tests of INAKOSU BRIDGE(Suspension-Truss Pedestrian Bridge)	199
By Toshiya SONODA, Kiyoshi UNO, Shouji ANDO, Minoru KIZAKI, Hisakazu NARUSE	
Vibration Serviceability of Stress Ribbon Pedestrian Bridge with Close Natural Frequencies	207
By Meguru TSUNOMOTO, Ken-ichi MAEDA, Yasuo KAJIKAWA, Masatoshi KURONO	

Estimation of Bending Stiffness of Pedestrian Bridges with Natural Vibration Characteristic Analysis	215
By Takashi OBATA, Kimihiko ITOH, Toshiro HAYASHIKAWA, Koichi SATO, Akio OIKAWA	
Proposal of Intelligent Bridge by Monitoring of Bridge Oscillation	221
By Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Tomoyuki YAMASAKI	
Study on Fatigue Strength of Slab Clamp for Plate Girder Bridge under Moving Vehicle	227
By Akinori NAKAJIMA, Daisuke MORIUCHI, Hiroyuki NISHIZONO, Hirokazu OHE, Hidehiko ABE	
Vibration and Fatigue Analysis of Two Hinged Steel Deck Arch "OHARA BRIDGE"	235
By Hirohumi NAKANO, Yasuo KAJIKAWA	
Dynamic Response Analysis of Highway Bridges due to 3-Dimensional Vehicle Model and Its Applications	241
By Yasunori YAMADA, Mitsuo KAWATANI, Yuh-ichi DAKESHITA, Shuji IWAKUMA	
Nonstationary Random Analysis with Coupling Vibration of Bending and Torsion of Highway Bridges under Moving Vehicles	249
By Mitsuo KAWATANI, Yoshikazu KOBAYASHI, Kazue TAKAMORI	
On State Estimation for Plate Girder Bridge Vibration under a Moving Vehicle	257
By Toru YOSHIMURA, Takatoshi OKABAYASHI, Toshiaki KAGA	
Impact Factor Based on Dynamic Characteristics of Highway Bridges under New Design Live Load	265
By Hideyuki HONDA, Norihito YAMAZAKI	
Optimal Design of Tuned Mass Dampers for Highway Bridge Vibration under a Moving Vehicle	273
By Takatoshi OKABAYASHI, Toshiaki KAGA	
Numerical Investigation of Human Vibration Sensibility on Pedestrian Bridges	281
By Takashi OBATA, Toshiro HAYASHIKAWA, Koichi SATO, Kimihiko ITOH	
A Study on Deflection Limits of Railway Bridges for High Speed Running	289
By Nobuyuki MATSUMOTO, Hajime WAKUI	

PART A : 基調論文編

セッション[a]:

「橋梁の走行荷重による動的影響」

動的応答の解析モデル

本田秀行*

1. まえがき

橋梁交通振動とは、道路橋では自動車走行、鉄道橋では列車走行、新交通システム橋ではモノレール車等の走行など交通車両によって橋梁に生じる振動を言う。走行車両による橋梁の動的応答解析を行う場合、荷重の作用点が時刻歴に移動する点や、荷重の走行面として不規則な路面凹凸あるいはレール面凹凸が媒体する点が風や地震による動的解析と異なる最大の特徴である。このような橋梁振動の現象を厳密に解析する場合、車両一橋梁の非定常性の強い連成振動が問題となり、解析を一層複雑にしている。

走行車両による橋梁振動の解析において、初期の研究は主に列車走行による鉄道橋の動的影響評価として、衝撃係数の検討を中心としたものであった。その後、近年のモータリゼーションによって、道路橋において、自動車の大形化や交通量の増大、橋梁の長大化にともなっており、道路橋振動の研究が進められるようになった。道路橋に関する当初の多くの研究では、鉄道橋の動的影響評価を踏襲して、動的増幅率や衝撃係数の検討が中心に行われてきた。これら多くの研究者によって提示された有用な知見の基盤と大型コンピュータの発達により、車両、路面凹凸、橋梁の解析モデルや、確定論的解析法、不規則振動論に基づく解析法、あるいは数値積分法や有限要素法などの数値計算法などが大きく進歩した。同時に、橋梁交通振動の問題も衝撃係数の検討以外に、橋梁の使用性、低周波音や騒音および地盤振動など橋梁振動が周辺環境に及ぼす環境交通振動、疲労強度、振動制御などの問題に多用化されて研究が行われるようになってきた。

橋梁の長大化にともなっており、各種形式の橋梁が多く建設されるようになり、また橋梁の構造も架設地点の土地の制約を受けることが多くなった。同時に、交通量の増加と車両の大形化、あるいは鉄道列車の高速化などにより、橋梁は極めて厳しい交通荷重を繰り返し受ける環境になっている。橋梁交通振動の研究は、従来の衝撃係数の検討に加えて、上述のような多岐に渡る様々な問題を検討することが必要になってきた。

橋梁交通振動の動的応答解析を行う場合、その解析モデルの検討が重要となる。本文は、橋梁、車両、路面の解析モデルの適用法とその動向などについて、歴史的変遷、現状とその問題点、今後の課題や展望などの観点から考察を加え、問題の本質を見いだすことを主眼としている。

本節で対象とする橋梁、車両、路面の各解析モデルの概要を表-1に示す。そして、それぞれの解析モデルについて次項に述べることにする。なお、応答解析の各解析法に関しては、次節の動的応答と解析法に記述されているので、本節では割愛し、次節を参照されたい。

表-1 解析モデルの対象

対 象	モ デ ル	内 容
橋 梁	構造と解析モデル	桁、骨組など上部工や上下部一体工の2次元、3次元など
車 両	特性と解析モデル	大型車両、高速列車の特性、軸数、2次元、3次元など
路 面	特性と解析モデル	路面凹凸の特性、縦断方向部路面、伸縮継手部路面など
応答解析	各解析法	シミュレーション法(時刻歴応答)、不規則振動論など

* 工博 金沢工業大学教授 工学部土木工学科

(〒921 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘7-1)

2. 橋梁の構造モデル

橋梁の解析モデルとしては、構造系モデルや固有値問題に関連する質量系モデル窓の観点がある。表-2は、構造系モデルの観点から、交通荷重橋梁振動問題の動的応答解析に関して、わが国の過去30年の主な論文などに発表された研究を基に、橋梁を連続桁を含む直線桁・曲線桁・板・床版・格子構造、アーチ・斜張橋等、吊橋の構造モデル別に分類した結果である。表中の(R)は鉄道橋、(P)は歩道橋を対象とした研究であり、その他はすべて道路橋である。また、(M)は有限要素法などマトリックス構造解析法を用いている場合を示している。この表のように、様々な橋梁構造のモデル化が行われているとともに、橋梁交通振動の検討課題によって適切な橋梁の構造モデル化も異なってくる。

まず、直線桁・曲線桁に関する解析的な初期の研究として、平井¹⁾による車両走行を受ける橋梁振動問題の新解析法の開発、大地⁴⁾による連行移動荷重を受ける鉄道橋の解析法などがある。その後、様々な構造モデル化、たとえば小松・中井・事口¹⁰⁾~¹²⁾、¹⁴⁾による曲線桁があるが、橋梁の基本構造としてモデル化が容易であり、モーダルアナリシス法の利用や各種解析法への展開に都合がよいなどの理由から、鉄道橋と道路橋においても直線桁がほとんどである。その場合、上部構造のみをばり部材とするモデル化が多い。連続直線桁においては、本田・小堀³⁹⁾がスパン比を考慮した2~5径間連続桁の構造モデル化を行っている。また、交通環境振動問題の検討から、梶川・大嶋⁴¹⁾による橋脚と地盤ばねを考慮した高架道路橋の上下部一体構造モデル、さらに橋脚と地盤の影響を含めた実構造に近い連続高架橋の立体骨組構造のモデル化が前田・米田⁵⁴⁾、梶川・沖野⁶³⁾、⁶⁴⁾によって実施されている。一方、涌井・松本⁹²⁾は、道路橋と異なる鉄道橋に特有な鉄道車両、鉄道車両と軌道間の相互作用などのモデル化を行っている。

板・床版・格子に関するモデル化は少ないが、移動荷重を受ける板の問題として、直交異方性板および格子構造に展開した平井²⁾、³⁾、斜めスラブを直交異方性板にモデル化した水澤・梶田³⁷⁾がある。足立・岡村³⁸⁾は、低周波音の検討として、床組を含む合成桁、P C・T桁橋、トラス橋に対する床版と床組組み合わせた独自の立体解析モデルを開発している。また、広幅員連続鋼桁を連続格子構造にモデル化した松村・梶川⁵⁵⁾、鋼桁の床組を直交異方性板とした岡林・竹下⁷¹⁾の構造モデルがある。

アーチに関しては、ランガー桁やローゼ桁のようなアーチ系とアーチ橋に大別される。小堀・梶川¹⁶⁾、¹⁸⁾はランガー桁橋のモデル化を行い、その後、同桁の解析が岡林・中井³⁰⁾、内谷・彦坂⁵⁴⁾によって行われている。本田・小堀³¹⁾は、ローゼ桁橋のモデル化から補強と使用性の問題として斜め吊材の最適配置法を検討している。前田・林¹⁷⁾は、2ヒンジ放物線アーチおよび3径間連続斜張橋を平面骨組にモデル化している。この研究において交通荷重による橋梁振動の問題として斜張橋が初めて対象となり、主桁、タワ一、橋脚およびケーブルを考慮した構造モデル化が行われた。小松・川谷²⁴⁾は、共振車頭間隔の自動車荷重列の走行に対する斜張橋の動的応答をケーブルの振動も考慮して検討している。また、前田・林⁴⁰⁾は、マルチケーブル形式の斜張橋を対象に同様の荷重列を走行させ、全体系の振動とケーブルの振動との内部共振が及ぼす影響について検討している。梶川・織田⁷⁴⁾は、疲労損傷の検討として上路式2ヒンジアーチ橋を対象に、基本部材を立体骨組に、R C床版を2次元薄板とする実際的な構造モデル化を行っている。涌井・松本⁸³⁾、曾我部・金森⁸⁵⁾は、新幹線車両による鉄道橋の動的影響と車両走行性の問題から、マルチケーブルタイプのP C斜張橋の立体構造モデル化を行っている。ラーメン橋を対象にしたモデル化が、岩瀬・平島⁸⁹⁾によって初めて行われている。

吊橋に関する研究は少ないが、平井・伊藤⁶⁾の研究のように、比較的早期に構造モデル化が行われている。涌井²⁵⁾、松本・藤沢³⁴⁾は、長大吊橋の鉄道橋への適用問題から、高速列車の走行性を検討している。前田・林³⁶⁾は、連続形式の鉄道吊橋の動的応答性状に及ぼす補剛桁の遊動円木振動の影響を検討している。林川⁴²⁾は、連続吊橋の基礎微分方程式をハミルトンの原理から誘導し、連続吊橋の動的応答に及ぼすせん断変形や回転慣性の影響を検討している。また、鳥野・成富⁵⁰⁾は、新形式のP C吊橋に対して平面骨組

表 2 交通荷重橋梁系振動問題の動的応答解析に用いられた主な橋梁構造の分類
(参考文献93)で中島によって作成された分類表に一部追加)

年	直線桁・曲線桁	板・床組・格子	アーチ・斜張橋等	吊 橋
1963	平井 ¹⁾ 大地 ⁴⁾	平井 ^{3), 3)}		
1965	山田・小堀 ⁶⁾			
1966				平井・伊藤(R) ⁶⁾
1967	山田・小堀 ⁷⁾			
1968				伊藤(R) ⁸⁾ 八十島・伊藤ら(R) ⁹⁾
1969				
1970	小松・中井 ^{10), 11)}			
1971	小松・中井 ¹²⁾			
1972	松本・佐藤ら(P) ¹³⁾			
1975	中井・事口 ¹⁴⁾			
1976	星谷・中根 ¹⁵⁾ 松浦(R) ¹⁶⁾	小堀・梶川 ^{16), 18)} 前田・林ら(R, M) ¹⁷⁾		
1977	吉村・彦坂ら ²⁰⁾ 梶川・小堀(P) ²¹⁾			
1978	成田・桂樹ら ²²⁾			
1979	梶川・小堀(P) ²³⁾ 藤野・伊藤ら ²⁷⁾ 岡林 ²⁸⁾ 彦坂・吉村ら ²⁹⁾ 梶川 ³²⁾	小松・川谷(M) ²⁴⁾		浦井 ²⁵⁾
1980			岡林・中井ら ³⁰⁾ 本田・小堀 ³¹⁾	
1981	本田・小堀 ³³⁾			
1982	梶川(P) ³⁵⁾	水澤・梶田ら(M) ³⁷⁾		松本・藤沢 ⁴⁴⁾ 前田・林ら(R, M) ⁵⁶⁾ 林川 ⁴²⁾
1983	本田・小堀ら ³⁹⁾			
1984	梶川・大嶋 ⁴³⁾ 本田・小堀ら ^{44), 45)}	足立・岡村ら ³⁸⁾	前田・林ら(M) ⁴⁰⁾	
1985	吉田・梶川ら ⁴⁶⁾ 大島・能町ら ⁴⁷⁾			
1986	丸山・斉藤ら ⁴⁸⁾ 横山・井上 ⁵¹⁾ 本田・小堀 ⁵³⁾	白木・松保ら ⁴⁹⁾	藤掛・大野ら(R, M) ⁵²⁾	島野・成富ら(M) ⁵⁰⁾
1987	前田・米田ら ⁵⁴⁾ 川谷・小菅ら ⁵⁷⁾	松村・梶川ら(M) ⁵⁵⁾	内谷・彦坂ら(M) ⁵⁶⁾	
1988	岡林・山手ら ⁵⁸⁾ 川谷・嶋田 ^{59), 62)} 川谷・小松ら ^{60), 61)}			
1989	梶川・沖野ら(M) ^{63), 64)} 川谷・嶋田ら ⁶⁵⁾ 岡林 ⁶⁶⁾			
1990	岩瀬・平島(M) ⁶⁸⁾ 横山・井上 ⁶⁹⁾		川谷・本田(M) ⁶⁷⁾	
1991	五郎丸・白石ら(M) ⁷⁰⁾ 深沢・杉山ら ⁷³⁾	岡林・竹下ら(M) ⁷¹⁾	川谷・難波ら(M) ⁷²⁾ 梶川・織田ら(M) ⁷⁴⁾	
1992	中島・津村(M) ⁷⁵⁾ 川谷・米島ら ⁷⁶⁾ 横山・井上ら(M) ⁷⁸⁾		岡林・竹下ら(M) ⁷⁷⁾	
1993	川谷・西山 ⁷⁹⁾ 鈴木・加藤(P) ⁸⁰⁾ 比江島・藤野 ⁸²⁾ 山中・加藤(P) ⁸⁴⁾	岡林・竹下(M) ⁸¹⁾	浦井・松本(M) ⁸³⁾ 曾我部・金森ら(M) ⁸⁵⁾	
1994	田中・加藤(P) ⁸⁶⁾ 山田・川谷 ⁸⁸⁾		梶川・中平ら(P) ⁸⁷⁾ 岩瀬・平島(M) ⁸⁹⁾	
1995	笠原・藤野ら(M) ⁹⁰⁾ 梶川・新開ら ⁹¹⁾ 浦井・松本ら(M) ⁹²⁾			

のモデル化を行っている。

以上のように、構造系の観点から交通荷重による橋梁振動の橋梁解析モデルを概観すると、比較的早期の上部構造のみの桁モデルから、様々な検討課題に適する構造モデル化が行われるようになってきた。とくに、交通環境振動や疲労損傷などの問題に対しては、上下部一体構造の立体構造解析モデル化が定着している。今後、精度の良い動的応答評価のための立体構造解析モデル化がさらに発展されるものと予測される。

なお、橋梁構造の解析モデルとしては、上記の構造系モデルの他に、変分原理による解析モデル、離散化質量や分布質量系の質量系モデル、さらに骨組構造、板、ケーブル構造など各々の構造モデルと固有値などの問題がある。これらの解析モデル化については、参考文献94) に詳細に述べられているので参照されたい。

3. 車両モデル

走行車両による橋梁の動的応答解析では、車両を前後の車軸に分離して、質量とばね系からなる1自由度系や2自由度系の車両振動モデルが一般的であった。これは、一般的に衝撃係数のような動的応答の最大値を評価する場合や橋梁の支間長に比べて車両の長さが短いためにその影響が小さいと考える方に基づきモデル化である。しかし、短支間や広幅員橋梁の動的応答特性や伸縮継手部での走行車両面に生じる局所的な衝撃力とその影響、疲労強度、環境交通振動などのような道路橋の問題を解析する場合もあることから、実際の車両の動的特性に近い車両の解析モデルに対する検討も必要になってきた。

まず、道路を走行する車両は機能面から車体、懸架系、車軸、タイヤに分類され、振動解析ではばねと質量系にモデル化されるのが一般的である。その場合、車体と懸架系をばね上部、車軸とタイヤ系をばね下部とし、橋梁振動に影響する車両振動の面から、一般的にばね上とばね下質量にはそれぞれ上下、前後、左右振動など6種類の振動がある⁹⁴⁾。車両をばねと質量系にモデル化する場合に必要なモデルの定数を示したのが表-3である。ここで、回転慣性モーメントはピッチングやローリング振動に関係する定数である。トラニオンは後輪2軸を独立懸架にモデル化する場合に必要となる。また、板間摩擦力は懸架系の板ばね間の摩擦力を示している。実際には非線形の履歴曲線を描く挙動を呈するが、取り扱いの簡便な静的ばね力を基準とする一定のクーロン摩擦力で置換されることが多い。なお、橋梁振動関係の車両モデルには、この板間摩擦力を無視する場合が多い。

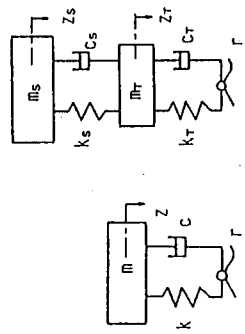


図-1 1自由度系モデル

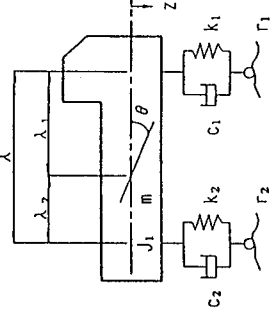


図-2 2自由度系モデル

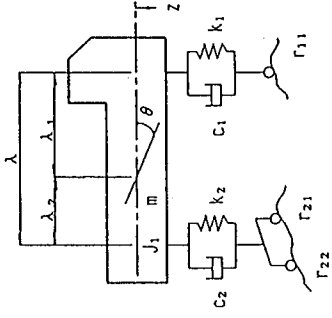


図-3 2自由度系モデル

図-4 2自由度系モデル

表-3 車両モデルの各部とモデル定数

モデル各部	モデルの定数
ばね上部	- ばね上質量: m_s (kgf·s²/m) - 回転慣性モーメント: J_s, J_{s_x}, J_{s_y} (kgf·m·s²)
懸架系部	- トラニオン質量: m_r (kgf·s²/m) - ばね定数: k_s (kgf/m) - 板間摩擦係数 (クーロン摩擦係数): f (kgf) - 減衰係数: c_s (kgf·s/m)
ばね下部	- ばね下質量: m_r (kgf·s²/m) - 回転慣性モーメント: J_r, J_{r_x}, J_{r_y} (kgf·m·s²)
タイヤ部	- ばね定数: k_r (kgf/m) - 減衰定数: c_r (kgf·s/m)
長さ関係 (m)	- 車軸間距離 - ばね上質量重心の位置 - 後輪2軸トラニオン重心の位置 - ばね下質量重心の位置 - タイヤの接地長 - その他

車面振動系モデルの運動方程式誘導には、力の釣り合いを考えるダランベールの原理とラグランジェの運動方程式を用いるエネルギー法に大別される。一般的には、質量に関する運動エネルギー、ばねの弾性ひずみに関するポテンシャルエネルギー、ダッシュポットの粘性減衰とクーロン摩擦に関する散逸エネルギーを基にする後者のエネルギー法が多く用いられている。車面振動系モデルの運動方程式の誘導および各部のモデル定数については、具体的な事例に基づいて、参考文献^{8,9)}に記述されている。

図-1～図-6は既往の研究で用いられている2次元車面とする1、2、4、6自由度系振動モデルであ

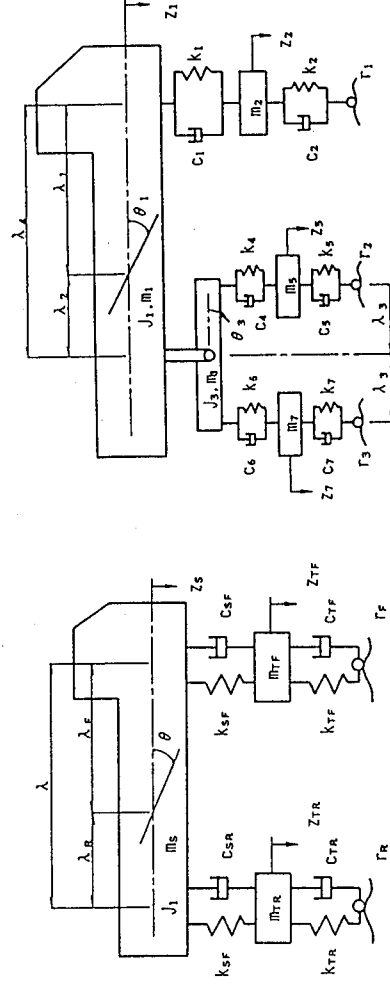


図-5-4 自由度系モデル

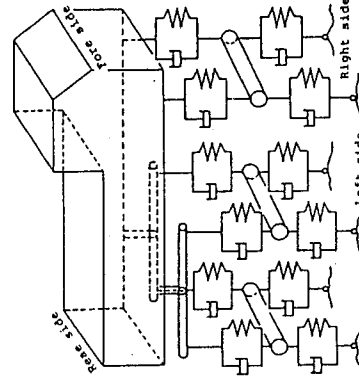
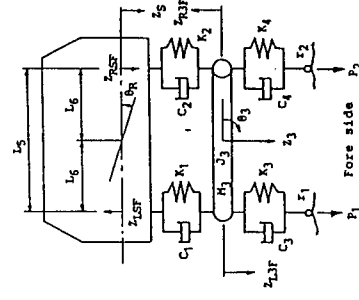


図-6 自由度系モデル



振動系の全体モデル

Fore side 部

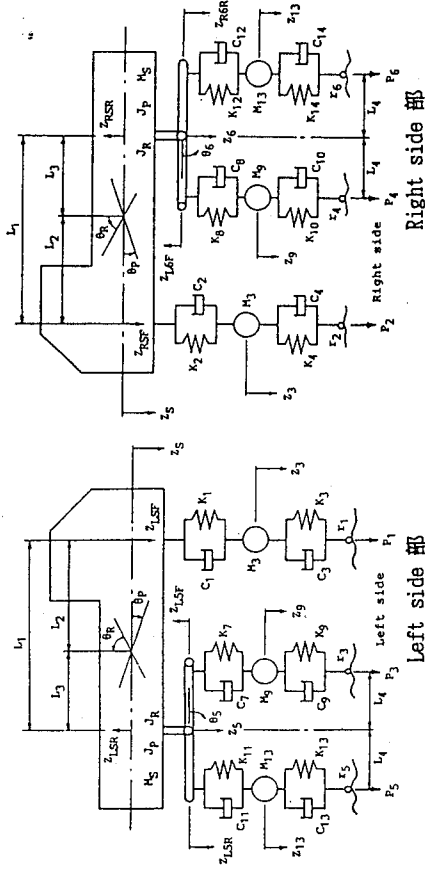


図-7 11自由度系3次元モデル

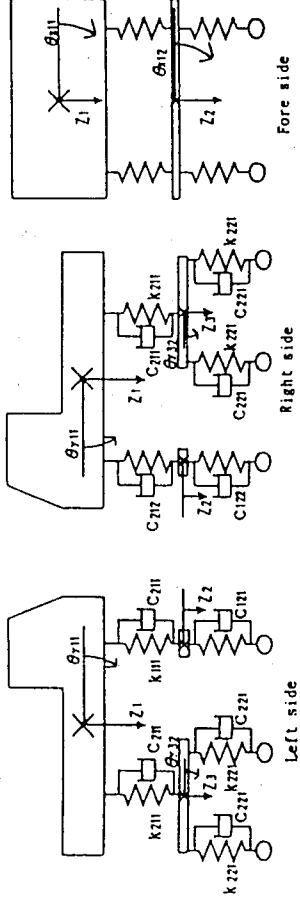


図-8 8自由度系3次元モデル

る。また、最近モデル化されている3次元車両振動モデルとして、図-7は本田ら⁹⁵⁾による11自由度系モデル、図-8は川谷ら⁹⁶⁾による8自由度系モデルである。

以上のように、検討する振動問題によっては橋梁の3次元解析モデル化が行われている現在、検討課題に適切なモデルとして走行する車両モデルも3次元化されつつあると共に、実際の車両の動的挙動をよく表す簡便な車両モデルとそのモデル定数の確立が今後必要になるものと思われる。

次いで、鉄道車両に関しては、走行安定性などの面において、早くから3次元モデル化が行われている。鉄道車両は道路車両に比べて車両の動的特性がある程度確立されているが、車両の上下やピッチ振動の他にローリング振動も重要となるなど解析モデルの自由度が多くなり、また車輪とレール間の相互作用力など鉄道車両特有の解析モデル化が必要となる。鉄道車両の高速化に向けて、これら鉄道車両の精度の高い3次元振動系モデルが開発されつつある⁹²⁾。

4. 路面モデル

橋梁振動に影響を及ぼす主な路面凹凸は、橋梁の長波長成分を含む縦断方向部凹凸と伸縮継手部の局所的な段差である凹凸に大別される。これら路面凹凸のモデルを示したのが表-4である。

まず、縦断部凹凸での直接法は簡便な方法であるが、凹凸の速度データを測定凹凸の変位値から作成する必要がある。スペクトルモデル法は路面凹凸のパワースペクトル密度を仮定する方法であり、サンプル凹凸法と直接スペクトル法がある。前者のサンプル凹凸法は、仮定の路面凹凸パワースペクトル密度を用いて、モンテカルロシミュレーション法から路面凹凸サンプル波形を作成して車両に入力する方法であり、一般的に多く用いられている。しかし、乱数の発生状況によっては周期性などの問題もあるもので、作成した路面凹凸サンプル波形を再度FFTかMEMによってスペクトル解析し、仮定の路面凹凸パワースペクトル密度の周波数特性を検証することも必要である。この方法による橋梁の動的応答解析では、路面凹凸サンプル波形の本数と路面の平滑化が問題となる⁹⁴⁾。後者の直接スペクトル法は、仮定された任意の路面凹凸パワースペクトル密度を動的応答解析の方程式に直接組み入れる方法である。以上のスペクトルモデル法は、路面凹凸のパワースペクトル密度のモデル化が必要である。

表-4 路面凹凸モデル法

縦断部凹凸	直接法	測定路面凹凸の生成データを車両モデルのタイヤ部に直接入力する方法
伸縮継手部凹凸	スペクトルモデル法	サンプル凹凸作成法 直接スペクトル入力法
凹凸形状法	直接法	測定凹凸データを利用する方法 仮定段差形状モデルを利用する方法 非定常サンプル凹凸作成法

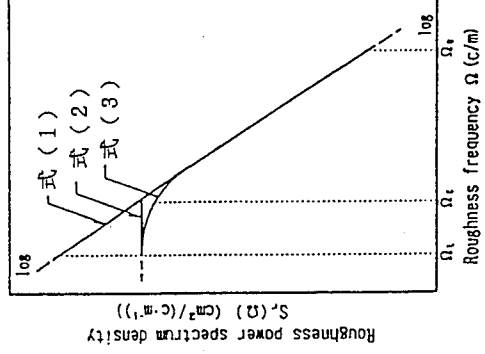


図-9 縦断凹凸スペクトルモデル

そこで、 Ω を路面の凹凸周波数（凹凸波長 $\lambda = 1/\Omega$ ） a を路面の平坦性を表す平滑度パラメータ、 n を周波数によるパワーの分布を示す指数（指数関数に近似した場合のスペクトル密度の勾配）とした場合、一般的に路面凹凸パワー・スペクトル密度のモデルを次式に示す。

(1) Ω_v と Ω_L の範囲を単純な指数関数とするスペクトルモデル。

$$S_r(\Omega) = a/\Omega^n, \quad \Omega_L \leq \Omega \leq \Omega_v \quad \dots\dots\dots (1)$$

(2) Cut-off frequency Ω_c を導入するスペクトルモデル。

$$S_r(\Omega) = \begin{cases} a/\Omega_c^n, & \Omega_L \leq \Omega \leq \Omega_c \\ a/\Omega^n, & \Omega_c \leq \Omega \leq \Omega_v \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 Ω_c は $S_r(\Omega)$ が発散しないように Ω_c 以下のスペクトルを平坦とする変数である。

(3) 分布形状パラメータ β を導入するスペクトルモデル。

$$S_r(\Omega) = a/(\Omega^{n+\beta^n}), \quad \Omega_L \leq \Omega \leq \Omega_v \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 β は $S_r(\Omega)$ が発散しないためのスペクトルの分布形状を考慮した変数である。

なお、式(1)～式(3)において、 Ω_L と Ω_v は橋梁の支間長や車面タイヤの接地長を考えて、 $\Omega_v = 5 \text{ c/m}$ 、 $\Omega_L = 1 \text{ c/m}$ とする場合もある。スペクトルの特性値である a 、 n 、 Ω_c 、 β は実測調査で得られた値が多く用いられる。本田ら⁹⁷⁾は、調査結果に基づき平均的なスペクトルとして、 $a = 0.00107 \text{ cm}^2/(\text{m/c})$ 、 $n = 1.94$ を示し、 $\Omega_c = 0.05 \text{ c/m}$ および $\beta = 0.05 \text{ c/m}$ が用いられることが多い。また、本田ら⁹⁷⁾は、「良好」や「悪い」など橋面状態の各カテゴリを a 値で評価する方法も提示している。

走行車面による橋梁振動の解析で、車面も3次元モデル化が行われるようになってきた。路面性状の評価に関する現状では、本田ら⁹⁷⁾によると、①センターラインから0.5mと2.0mの測定位置では凹凸周波数に関し路面性状の相関が弱く、3次元車面モデルを考えた場合、左右の車輪に入力する路面凹凸を独立に取り扱ってよい、② a と n 値は無相関で、路面凹凸のモデル化のときは両者の値を互いに独立に取り扱ってよい、など車面のモデル化を簡便にする知見が指摘されている。しかし、3次元の車面モデル、車面の走行性、路線変更による走行安全性などを考えて厳密に解析を行う場合、縦断方向部の凹凸にわだち掘れの凹凸を加えた3次元の路面凹凸のモデル化が、今後、必要になるものと考えられる。

次いで、継手部凹凸は一般的に前述の縦断部凹凸と異なり、平均値が0でない極めて非定常性の強い凹凸性状と考えた方が妥当であり、その場合、表-4に示すような3通りのモデル化が考えられる。この中で、凹凸形状モデルは、伸縮継手部の凹凸モデルの位置と対象区間を考慮の上、継手自体あるいは継手部凹凸を局所的な突起物として、比較的簡単な突起形状や $\sin$ 関数などのような凹凸形状に仮定する方法⁹⁸⁾である。凹凸の深さ（高さ）や対象区間長は、実測値を参考にして決められる。本田ら⁹⁸⁾は、一般国道や主要県道での調査結果に基づき、最大凹凸値 $y = 1.83 \text{ cm}$ を報告している。また、非定常確率過程モデルは、伸縮継手部凹凸を非定常確率過程としたモデル化の方法⁹⁹⁾である。しかし、この場合、分散を示す継手部凹凸のパワー・スペクトル密度を確定する必要があるが、現状ではその確定に要するデータ整備が十分でない。

伸縮継手部凹凸のモデル化については、凹凸形状モデル法は簡便で有効な方法として一般的多く用いられている。しかし、橋梁振動の解析法の進展にともない、縦断部凹凸の場合と同様、伸縮継手部凹凸も前述の非定常確率過程モデル法のように非定常凹凸モデルとして解析的に直接組み込め得るようなスペクトル密度の定量的な特性評価とモデル化が望まれている。

5. 標準的解析モデル

走行車面による道路橋の動的応答解析を行う場合、対象とする検討課題に適切な解析モデル化が必要である。以上に記述したような橋梁、車面、路面の各解析モデルに基づいて、現状での技術知見から、対象とす

る検討課題に対する標準的な解析モデルを示したのが表-5である。設計問題を含めた終局限界状態においては、定常応答解析による最大応答値からある程度の動的応答評価が可能と思われることから、定常応答と非定常応答の両者を記述している。

表-5 検討課題に対する標準的な解析モデル

検討課題	標準的解析モデル						
	構 造		車 両		路 面		応 答 解 析
	構造	次元	軸数	次元	凹凸部	特 性	
衝撃係数 (1台、等価設計車荷重列)	上部工 床版	2、3	1～3 4、6	2 3	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
終局限界状態 (1台車荷重列)	上部工	2	1～3	2	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 定常応答と 非定常応答
使用限界状態 (使用限界での 1台車荷重列)	上部工	2	1～3	2	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
疲労限界状態 (1台、1台車荷重列、 トラクタを含む)	上部工	2、3	2～4 4～8	2 3	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
振動制御 (1台、1台車荷重列)	上部工、 場合により上・下部 部一体	2	1～4	2	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
使用性 (1台、1台車荷重列)	上部工	2	2～4	2	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
疲労挙動 (1台、1台車荷重列、 トラクタを含む)	上部工	2、3	2～4 4～8	2 3	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
補強・健全度 (1台車荷重)	上部工	2	1～4	2	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答
環境交通振動 (1台、1台車荷重列)	上・下部 部一体	3	2～4 4～8	2 3	縦断方向部と 伸縮継手部	平均スペクトル 平均段差と形状	シミュレーション法と 不規則振動論 非定常応答

6. あとがき

橋梁交通振動の動的応答解析において、現状では全ての検討課題に対して3次元モデル化を必要としないが、橋梁、車両の解析モデルが3次元化されつつある。

橋梁の3次元モデル化については、上下部一体モデル化も今後益々進展されていくと思われるが、上部工のみの場合、棒や格子による魚骨構造モデル化が多い。橋梁を魚骨に置換する構造モデルは簡便な方法であるが、各形式橋梁に対する精度の良い剛性評価法の検討が益々要求される。また、有限要素法を基にした汎用的な構造解析ソフトを用いる場合、モーダルナリシスでの動的応答解析に用いる各次振動モードの正規化問題が隘路となっている。さらに、橋軸方向と幅員方向の節点間の移動荷重に対する影響線近似の問題も若干残っている。

車両モデルでは簡便な3次元モデル化とそのモデル定数の確立、路面の縦断面凹凸では非定常の強いわだち堀れを含めた3次元凹凸モデル化や伸縮継手部凹凸の非定常パワースペクトル密度の検討などが今後の課題として望まれる。

以上、解析モデルに関しては、実務・研究者個々人の独自のノウハウを持つ解析ではなく、橋梁の動的応

答解析ソフトを含めた橋梁構造、車両、路面の標準的な解析モデルを設定し、動的応答問題の様々な検討課題の解明と橋梁振動の技術的発展のために、いずれの人が解析しても同じ土俵で橋梁の動的応答問題を論議できる方向とそのマニュアル化が今後強く望まれる所である。

参 考 文 献

- 1) 平井一男：種々の移動荷重をうけるはり構造の基礎方程式とその応用，土木学会論文集，No. 90，pp. 29～36，1963年2月。
- 2) 平井一男：移動荷重をうける相対2辺単純支持，他の2辺自由なる直交性異方板の振動性状について，土木学会論文集，No. 92，pp. 1～8，1963年4月。
- 3) 平井一男：結合法による格子構造の動的解析，土木学会論文集，No. 101，pp. 25～33，1964年4月。
- 4) 大地幸三：鉄道橋の衝撃係数，鉄道研究報告，No. 370，1963. 10.
- 5) 山田善一・小堀為雄：ランダム自動車荷重列による道路橋の衝撃に関する研究，土木学会論文集，No. 119，pp. 1～9，1965年7月。
- 6) 平井敦，伊藤学：長径間鉄道吊橋の活荷重による変形と衝撃，1966年。
- 7) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答－衝撃係数－に関する考察，土木学会論文集，No. 148，pp. 40～51，1967年12月。
- 8) 伊藤学：走行荷重に対する吊橋の動的応答と衝撃，土木学会論文集，No. 149，pp. 1～17，1968年1月。
- 9) Yoshinosuke YASOSHIMA, Manabu ITO and Takashi NISHIOKA : Some problem of suspension bridges under running of railway vehicles (鉄道車両の走行における吊橋の諸問題)，土木学会論文集，No. 167，pp. 47～52，1969年7月。
- 10) 小松定夫・中井博：曲線桁橋の動的応答に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，No. 174，pp. 41～55，1970年2月。
- 11) 小松定夫・中井博：アナログ計算機による曲線桁橋の動的応答解析，土木学会論文報告集，No. 178，pp. 11～26，1970年6月。
- 12) 小松定夫・中井博・事口寿男：曲線桁橋の自動車による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No. 192，pp. 55～68，1971年8月。
- 13) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究，土木学会論文報告集，No. 205，pp. 63～70，1972年9月。
- 14) Hiroshi NAKAI and Hisao KOTOGUCHI : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows (ランダム交通荷重による曲線桁橋の動的応答)，土木学会論文報告集，No. 244，pp. 117～128，1975年12月。
- 15) 星谷勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，No. 246，pp. 1～8，1976年2月。
- 16) 小堀為雄，梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文報告集，No. 248，pp. 11～23，1976年4月。
- 17) 前田幸雄，林正，前田研一：幾何学的非線形を考慮した平面骨組構造物の動的応答計算法，土木学会論文報告集，No. 249，pp. 71～80，1976年5月。
- 18) 小堀為雄，梶川康男：振動感覚を評価するためのアーチ橋の動的応答スペクトル，土木学会論文報告集，No. 251，pp. 127～130，1976年7月。
- 19) 松浦章夫：高連鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究，土木学会論文報告集，No. 256，pp. 35～47，1976年12月。

- 20) 吉村虎蔵, 彦坂照, 内谷保 : 単一走行車面による道路橋の非定常ランダム応答の解析, 土木学会論文報告集, No. 258, pp. 35~44, 1977年2月.
- 21) 梶川康男, 小堀為雄 : 動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察, 土木学会論文報告集, No. 266, pp. 51~61, 1977年10月.
- 22) 成田信之・桂樹正隆・江本勝 : 路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数, 土木技術資料, Vol. 20, No. 3, pp. 27~32, 1978年3月.
- 23) 松浦章夫 : 高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究, 鉄道技術研究報告, No. 1074, 1978年3月.
- 24) 小松定夫, 川谷充郎 : 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 275, pp. 13~28, 1978年7月.
- 25) 涌井一 : 新幹線車面の走行性からみた長大吊橋の折れ角限度, 鉄道技術研究報告, No. 1086, 1978. 7.
- 26) 梶川康男, 小堀為雄 : 振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計, 土木学会論文報告集, No. 285, pp. 29~36, 1979年5月.
- 27) 藤野陽三, 伊藤学, 遠藤元一 : シミュレーションに基づく道路橋設計活荷重の評価, 土木学会論文報告集, No. 286, pp. 1~13, 1979年6月.
- 28) 岡林隆敏 : 単一走行車面による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, No. 286, pp. 15~27, 1979年6月.
- 29) 彦坂照, 吉村虎蔵, 内谷保 : 連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数, 土木学会論文報告集, No. 290, pp. 31~41, 1979年10月.
- 30) 岡林隆敏, 中井一彦, 谷龍修道 : 高次振動を考慮した道路橋の単一走行車面による非定常 r. m. s. 応答, 土木学会論文報告集, No. 296, pp. 13~24, 1980年4月.
- 31) 本田秀行・小堀為雄 : 実験計画法によるローゼ桁橋の振動軽減法評価, 土木学会論文報告集, No. 301, pp. 37~46, 1980. 9月.
- 32) 梶川康男 : 振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察, 土木学会論文報告集, No. 304, pp. 47~58, 1980. 12月.
- 33) 本田秀行・小堀為雄 : 走行自動車による3径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数, 土木学会論文報告集, No. 313, pp. 13~22, 1981年9月.
- 34) 松本嘉司, 藤沢伸光 : 風を受けて振動する吊橋上の2軸車面の走行性, 土木学会論文報告集, 第317号, pp. 123~135, 1982年1月.
- 35) 梶川康男 : 振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集, No. 325, pp. 23~33, 1982年9月.
- 36) 前田幸雄・林 正・前田研一 : 鉄道吊橋の動的応答性状に及ぼす補剛桁の遊動円木振動の影響、土木学会論文報告集, No. 325, pp. 185~188, 1982年9月.
- 37) 水澤富作・梶田建夫・成岡昌夫 : 走行車面による斜スラブの動力学性状について, 土木学会論文報告集, No. 326, pp. 167~170, 1982年10月.
- 38) 足立義雄・岡村宏一・島田巧 : 道路橋床版の低周波域における振動性状について, 土木学会論文報告集, No. 330, pp. 37~48, 1983年2月.
- 39) 本田秀行・小堀為雄・山田善一 : 多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, No. 331, pp. 65~73, 1983年3月.
- 40) 前田幸雄・前田研一・越後 滋 : 斜張橋のシステムダンピングに関する2, 3の考察, 土木学会論文報告集, No. 333, pp. 35~45, 1983年5月.
- 41) 岡林隆敏・山口実浩 : 連行車面による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, No. 334, pp. 1~11, 1983年6月.

- 42) Toshiro. HAYASHIKAWA: Effects of Shear Deformation and Rotary Inertia on Suspension Bridge Response under Moving Loads (車両走行による吊橋の動的応答におけるせん断変形と回転慣性の影響), 土木学会論文報告集, No. 335, pp. 183~193, 1983年7月.
- 43) 梶川康男・大嶋信太郎: 周辺環境への影響を考慮した高架橋の防振効果に関する一解析法, 土木学会論文報告集, No. 341, pp. 79~86, 1984年1月.
- 44) 本田秀行・小堀為雄・山田善一: 道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価, 土木学会論文集, No. 350/1-2, pp. 359~362, 1984年10月.
- 45) 本田秀行・小堀為雄・山田善一: 走行荷重に対する道路鋼桁橋の動的影響評価, 第30回構造工学シンポジウム, Vol. 30, pp. 257-264, 1984年2月.
- 46) 吉田博・梶川康男・長谷川宏: 繰り返し走行荷重による鋼製はりのダイナミック・シェイクダウンについて, 土木学会論文集, No. 356/1-3, pp. 361~368, 1985年4月.
- 47) 大島俊之・能町純雄・月田良博・三上修一: はり理論による低周波空気振動の放射音圧レベルの解析, 土木学会論文集, No. 356/1-3, pp. 527~536, 1985年4月.
- 48) 丸山収・斉藤悦郎・星谷勝: 移動荷重-はり系の動特性推定, 土木学会論文集, No. 368/1-5, pp. 283~292, 1986年4月.
- 49) 白木渡・松保重之・高岡宜善: シミュレーション手法による道路橋床版の信頼性解析, 構造工学論文集, Vol. 32A, pp. 571-581, 1986年3月.
- 50) 烏野清・成富勝・日笠山徹巳・小坪清真: 上路式P C吊橋の動特性とその改善, 構造工学論文集, Vol. 32A, pp. 691-698, 1986年3月.
- 51) 横山功一・井上純三・藤城隆・永原隆: 道路橋の衝撃係数に関する実橋実験とシミュレーション解析, 土木技術資料, Vol. 28, No. 5, pp. 15~20, 1986年5月.
- 52) 藤掛一典・大友友則・西岡隆: 走行質量の影響を考慮したアーチ橋の動的応答, 土木学会論文集, No. 374/1-6, pp. 389~398, 1986年10月.
- 53) 本田秀行・小堀為雄: 路面性状が走行荷重による道路橋の動的応答に与える影響, 土木学会論文集, No. 374/1-6, pp. 615~618, 1986年10月.
- 54) 前田研一・米田昌弘・西土隆幸・磯光夫: 車両走行による立体骨組構造物の動的応答解析法と留意点, 川田技報, Vol. 6, pp. 115~119, 1987年1月.
- 55) 松村駿一郎・梶川康男・山内幸裕・酒井 徹・中平進夫: 広幅員多径間連続桁橋に対する振動照査について, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 495-502, 1987年3月.
- 56) 内谷保・彦坂照・大塚久哲: 主桁支持方式の異なる長大斜張橋の走行車面による動的増幅率特性, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 467-474, 1987年3月.
- 57) 川谷充郎・小菅朗・嶋田玲志・小松定夫: 路面不整の統計学的特性と道路橋の衝撃係数, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 459-466, 1987年3月.
- 58) 岡林隆敏・山手弘之・藤野陽三: 不規則交通流による道路応答の非正規過程による解析, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 713-720, 1988年3月.
- 59) 川谷充郎・嶋田玲志: 桁橋の構造諸元実態調査と走行荷重による不規則振動, 構造工学論文集, Vol. 34A, pp. 721-730, 1988年3月.
- 60) 川谷充郎・小松定夫・佐々木 孝: 走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 392/1-9, pp. 351~358, 1988年4月.
- 61) M. KAWATANI and S. KOMATSU: NONSTATIONARY RANDOM RESPONSE OF HIGHWAY BRIDGES UNDER A SERIES OF MOVING, Proc. of JSCE, No. 398/1-10, pp. 81~88, October, 1988.

- 62) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，土木学会論文集，No. 398/I-10，pp. 303～309，1988年10月。
- 63) 梶川康男・沖野真・宇藤滋・松浦康夫・伊関治郎：動吸振器による高架橋の振動軽減対策，構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 585～595，1989年3月。
- 64) 梶川康男・沖野真・吉川実・秋本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 597～605，1989年3月。
- 65) 川谷充郎・嶋田玲志・田辺裕之：桁橋の走行車両による不規則振動に基づく衝撃係数の評価法，構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 741～748，1989年3月。
- 66) 岡林隆敏：走行車両の不確定な特性を考慮した道路橋の不規則振動解析，構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 765～774，1989年3月。
- 67) 川谷充郎・本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，Vol. 36A，pp. 697～704，1990年3月。
- 68) 岩瀬敏昭・平島健一：Transfer-Matrix 法による移動荷重を受けた連続はりの動的応答解析，土木学会論文集，No. 422，pp. 265-274，1990年10月。
- 69) 横山功一・井上純三：自動車走行モードと道路橋の衝撃係数，土木学会論文集，No. 422，pp. 391-394，1990年10月。
- 70) 五郎丸英博・白石捷夫・原公・小森武：単一走行車両による単純桁橋の低周波空気振動の解析，土木学会論文集，No. 427，pp. 133-142，1991年3月。
- 71) 岡林隆敏・竹下渡・小西保則：単一車両走行によるプレートガーダー橋の不規則応答解析，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 965～972，1991年3月。
- 72) 川谷充郎・難波宗行・大松正松・亀井正博・中出：斜張橋の走行荷重下による動的応答実験と理論解析，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 937～944，1991年3月。
- 73) 深沢泰晴・杉山俊幸・中原和彦・水上浩之：車両走行時の道路橋から放射される低周波音の基本特性，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 937～944，1991年3月。
- 74) 梶川康男・織田一郎・秋本正信：走行車両による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用，構造工学論文集，Vol. 37A，pp. 1089-1096，1991年3月。
- 75) 中島章典・津村直宜：車両・橋梁系振動問題のためのシミュレーション法についての一考察，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 781～788，1992年3月。
- 76) 川谷充郎・米島幹雄・小松定夫：道路橋の自動車走行による不規則振動解析に基づく路面平坦度維持管理基準の評価法，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 789～795，1992年3月。
- 77) 岡林隆敏・竹下渡・岩見章博：交通荷重による補剛アーチ橋の振動制御のための動吸振器の最適設計，構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 805～813，1992年3月。
- 78) 横山功一・井上純三・澤田憲文・伊関英彦・金子学：高架橋の交通振動解析に関する報告書，土木研究所資料，Vol. 3078，pp. 1～45，1992年3月。
- 79) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行荷重による動的応答解析，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 733～740，1993年3月。
- 80) 鈴木森晶・加藤雅史：歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 811～818，1993年3月。
- 81) 岡林隆敏・竹下渡：単一車両が走行するプレートガーダー橋の動吸振器の最適設計，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 671～680，1993年3月。
- 82) 比江島慎二・藤野陽三：桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減，土木学会論文集，No. 465/I-23，pp. 107～116，1993年4月。

- 83) 涌井一・松本信之・田辺誠：鉄道車両と構造物の動的相互作用解析法に関する研究－力学モデルと実用解析法－，鉄道総研報告，Vol. 7, No. 4, pp. 9～18, 1993年4月。
- 84) 田中信治・加藤雅史：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/I-24, pp. 77～84, 1993年7月。
- 85) 曾我部正道，金森真，涌井一，松本信之：高速鉄道用P C斜張橋の衝撃係数・列車走行性解析，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，I-285, pp. 718～719, 1993.10。
- 86) 田中信治・加藤雅史：桁形式歩道橋の設計時使用性照査手法の提案，構造工學論文集，Vol. 40A, pp. 693～702, 1994年3月。
- 87) 梶川康男・中平進夫・薄井王尚：斜め吊材を有する自旋式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性，構造工學論文集，Vol. 40A, pp. 703～712, 1994年3月。
- 88) 山田靖則・川谷充郎：実橋における動的反力の測定と橋梁の交通振動評価パラメータに関する考察，構造工學論文集，Vol. 40A, pp. 713～720, 1994年3月。
- 89) 岩瀬敏昭・平島健一：Transfer Matrix 法による移動荷重を受けたT型ラーメンの動的応答解析，土木学会論文集，No. 495/I-28, pp. 63～72, 1994年7月。
- 90) 笠原 覚・藤野陽三・Binod K. Bhartia：高架橋の交通振動に関するアクティブ制御，構造工學論文集，Vol. 41A, pp. 677～681, 1995年3月。
- 91) 梶川康男・新開正英・巖岐康博・村田幸一：都市内PC高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工學論文集，Vol. 41A, pp. 691～700, 1995年3月。
- 92) 涌井一・松本信之・松浦章夫・田辺 誠：鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No. 513/I-31, pp. 129～138, 1995年4月。
- 93) 交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題：第1編 橋梁交通振動の動的応答解析と設計への適用，土木学会構造工學委員会・橋梁交通振動研究小委員会報告書，pp. 2～5, 1994年4月。
- 94) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析；第II編・解析編、技報堂出版、1993年10月。
- 95) 田中孝義・本田秀行：タンDEM型ダンプリンク車の3次元振動モデル化に関する一考察，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-293, 1993年9月。
- 96) 山田靖則・川谷充郎・巖下裕一：桁端対傾構のRC巻立効果のシミュレーション解析，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，I-491, 1995年9月。
- 97) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文集，No. 315, pp. 149～155, 1981年11月。
- 98) 本田秀行・梶川康男・小堀為雄：道路橋の伸縮装置部の凹凸性状、土木学会論文報告集，No. 324, pp. 173～176, 1982年8月。

動的応答の計算法

林川 俊郎*

1. はじめに

都市周辺交通施設では、種々の制約を受ける橋梁構造物を設計することが少なくない。材料の高強度化や設計・架設技術などの発展により、軽量でかつ剛性の低い橋梁が増えつつあり、振動が問題となることがある。特に、最近の交通量の増加および車両の大型重量化にともない、都市部の高架橋では走行車両による振動が原因と考えられる、周辺家屋などの居住性・使用性、橋梁部材の疲労損傷などの問題が指摘されるようになってきている。

走行車両による橋梁の動的応答解析は、初期の研究では主として列車走行による鉄道橋の動的影響、衝撃係数の評価に関するものが多い。その後、車両の大型化や交通量の増大、橋梁の長大化にともなって、道路橋の動的増加率や衝撃係数などの動的問題に関する研究が進められるようになってきている。最近では、橋梁交通振動に関する動的問題も多様化し、橋梁の使用性、低周波音や騒音、地盤振動や環境交通振動、疲労強度、振動制御などの対策が必要とされることが多くなりつつある。

種々の橋梁交通振動に対する問題を解決するためには、対象とする橋梁構造物がどの程度振動するかを前もって把握しなければならぬ。つまり、動的応答解析を実施して走行車両などによる動的応答量（加速度、速度、変位など）を推定する必要がある。一般的に動的応答の計算方法は、事前に固有振動解析を行い固有振動モードの直交性をうまく利用したモード解析法と、直接解法である直接積分法との2つに大別される。前者の方法は解析モデルが明確で、単純な境界条件を有する橋梁構造物に対しては、動的応答解析が容易であり、精度のよい解析結果が得られる。走行車両による単純桁橋¹⁾、連続桁橋^{2), 3), 4)}、曲線桁橋^{5), 6)}、格子桁橋⁷⁾や平板理論に基づいた長方形板⁸⁾や斜角形板⁹⁾および線形化撓度理論に基づいた吊橋の動的応答解析^{10), 11)}に用いられる。一方、後者の方法はコンピュータの発達と有限要素法の進歩により発展し、部材数が多く複雑な境界条件の橋梁構造物^{12), 13)}に対して用いられる。高架橋^{14), 15)}、斜張橋^{16), 17)}、吊橋¹⁸⁾などの3次元的な広がりのある橋梁の動的応答解析に適用されることが多い。

道路橋の交通振動は車両の走行による動的効果、伸縮継手部の凹凸や路面の凹凸により、車両-橋梁の連成振動となる。路面凹凸を定常確率過程でモデル化した場合、走行車両による道路橋の動的応答解析は、不規則振動解析の問題となる。この不規則振動解析には、時系列の応答量を確率論的な手法に基づきモンテカルロ法によるものと、確率論を用いた不規則振動論に基づく方法がある。前者のシミュレーションは膨大な計算量を必要とするが、後者は動的応答量の確率特性を直接把握することができる。

そこで、本報告では走行車両による動的応答解析の計算方法として、固有値解析、モード解析法、直接積分法および不規則応答解析について概要を以下に示す。

* 工博 北海道工学部土木工学科助教授 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

2. 固有値解析

モード解析により橋梁構造物の動的応答を求めるためには、前もって固有振動数と固有振動モードを知る必要がある。固有値解析は構造物の質量のモデル化によって、分布質量系と離散質量系による解に大別される¹⁹⁾。前者は骨組部材の質量を連続量として取り扱い、基礎微分方程式の一般解を用いて、振動数方程式が得られる。この振動数方程式は一般的に超越方程式となるが、厳密解を与える。骨組部材数の少なく、境界条件の明らかな小規模の骨組構造物には適した解法である。一方、部材数が多く境界条件の複雑な大規模の構造物に対する固有値解析は離散質量系による解によらざるを得ない。コンピュータの大型化・高速化と有限要素法に代表される数値解析方法の発展にともない、かなり大次元の固有値解析ができるようになってきた。最近では、汎用大型計算機からスーパーコンピュータへの移行にともなって、ベクトル計算機能を生かした計算手法やプログラムの開発も行われている。そこで、構造物の固有値解析とえば、この離散質量系による解（いわゆる固有値問題）のことを指すことが多い²⁰⁾。

固有値問題の数値計算法には数多くの方法があり、これらを完全に分類することは難しく議論の多いところである。文献²¹⁾、²²⁾によれば、固有値問題の数値計算法は表-1のように4つに大別されている。

表-1 固有値問題の数値計算法

分類	直接法	行列式法	変換法	反復法
名称	ダニレフスキー法 フレーム法 クリロフ法	スツルム法 グブタ法 行列式探索法	ヤコビ法 一般化ヤコビ法 ハウスホルダー法 ギブソンス法 QR法 二段QR法	べき乗法 逆反復法 同時反復法 サブスペース法

(1) 直接法

行列式を展開して代數行列式とし、直接これを解いて固有値を求める方法である。この係数の求め方で種々の方法があり、代表的な方法として、ダニレフスキー法、フレーム法などが挙げられる。直接法は、得られた係数の誤差が小さくても、代數方程式を解くときにその誤差が拡大されて数値的に不安定になりやすく、特に高次の代數方程式を解くことが困難であることから、最近ではほとんど用いられない。

(2) 行列式法

直接法のように行列式を展開せずに、直接行列式から固有値を求める方法で、スツルム法、グブタ法、行列式探索法などがある。スツルム法はバイセクション法とも呼ばれ、実対称行列について行列式の値を求めずに主小行列式の符号を調べ、これにスツルムの定理と二分法を利用して固有値を求める方法であり、スツルム法を一般の実対称行列に拡張した方法がグブタ法である。これらの方法は、任意の次数の固有値を必要だけ求めることができる長所があり、一般固有値問題にも適用できるが実対称行列に限られる。行列式探索法は、固有行列式の値から固有方程式の根である固有値を求める方法をいい、これにスツルムの定理や加速割線反復法を併用した方法も、グブタ法と同様にバンド幅のせまい帯行列に対してはかなり大きな問題にも適用できる。

(3) 変換法

変換法は、与えられた行列を相似変換により簡単な形の行列に変換して固有値問題を解く方法であり、ヤ

コビ法、一般化ヤコビ法、ハウスホルダー法、QR法などがある。このうち、ヤコビ法は古典的な標準固有値問題の解法の一つで、小次元の実対称行列のすべての固有値と固有ベクトルを求める方法である。また、このヤコビ法を一般化固有値問題に拡張したのが一般化ヤコビ法である。ハウスホルダー法は対称行列を三重対角行列に変換して固有値を求めやすくする方法で、変換された行列の固有値はQR法やスツルム法によって求めることができる。QR法は特異でない非対称な行列の固有値を求める方法で、小次元の実または複素行列の標準固有値問題についてすべての固有値を求めるのに適した方法である。

(4) 反復法

反復法は、ベクトルを行列に繰り返し掛けて固有ベクトルに収束させ、同時に固有値を求める方法である。この方法は、実または複素行列の標準および一般固有値問題に適用でき、零要素の多い(スパースな)行列に有効な方法で、逆反復法(逆べき乗法)、サブスペース法などがこれに含まれる。逆反復法は中規模な問題について最小固有値に対応する固有ベクトルを求めるのに適した方法であり、計算手順が簡単である。サブスペース法は実対称行列について複数個の固有値と固有ベクトルを同時に求める方法で、大次元のスパースな実対称行列に適した解法である。

固有値問題を効率よく解くためには、行列式の性質、次元数、必要な固有値の数などに応じて適切に計算方法を選択する必要がある。また、一つの解析方法のみに頼らず、複数の計算方法により固有値および固有振動モードを求める、その妥当性を検討することも重要である。

3. モード解析法

固有振動モードの直交性を利用して、強制外力(外乱)を受ける構造物の動的応答を基準座標系(または一般座標系)に関する1自由度系の解に帰着させて求める方法をモード解析法(またはモードアナリシス)という。分布質量系あるいは離散質量系を問わず、正規された固有振動モードが既知の場合には、一般にモード解析法によって強制振動解が求められる。特に、比例減衰が仮定できる場合には、モード解析法は有効な計算方法といえる。

走行車両による橋梁の動的応答解析では、車両および橋梁の解析的なモデル化が必要である。走行車両の重量は一般的に橋梁の重量に比較して小さいため、モード解析法が用いられることが多い。比較的単純な桁橋、床版橋、斜張橋、吊橋の動的応答倍率や衝撃係数の計算に使用される。車両が走行する場合の橋梁の運動方程式は、D'Alembertの原理、Lagrangeの運動方程式、Hamiltonの原理のいずれかにより誘導される。

いま、図-1に示すような1自由度系でモデル化された車両が一定速度 v で走行する場合の桁橋の動的応答について考えてみよう。 n 次までの固有振動モード ϕ_n (固有関数ともいう)が既知であると、支点から x

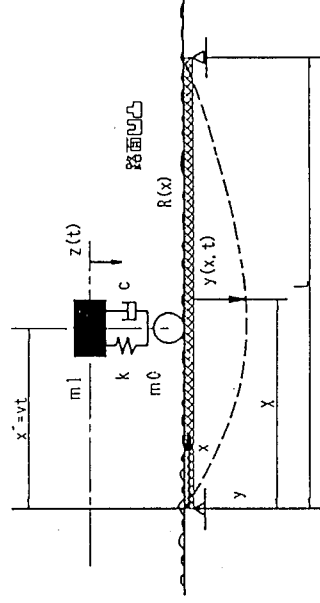


図-1 橋梁-車両-路面の解析モデル

の位置にある桁の動的たわみは基準座標 $q_k(t)$ により次のように表される。

$$y(x, t) = \sum_{k=1}^n \phi_k(x) q_k(t) \quad (1)$$

桁橋に作用する車両の接地力を $P(t)$ とすると、基準座標 $q_k(t)$ は次式より得られる。

$$\ddot{q}_k(t) + 2h\omega_k \dot{q}_k(t) + \omega_k^2 q_k(t) = P(t) \phi_k(vt) / M_k \quad (2)$$

$$M_k = \rho \int_0^L \phi_k(x)^2 dx \quad (3)$$

ここに、 ω_k 、 h_k 、 ρ および L はそれぞれ桁橋の k 次の固有円振動数、減衰定数、単位長さあたりの質量および支間長である。なお、 $\cdot$ は時間微分を表す。接地力 $P(t)$ が一定荷重、一定周期力荷重のように陽な形で表示できる場合は、式 (2) の解は Laplace 変換を用いて容易に求められる^{1), 2)}。得られる動的応答の解は Duhamel 積分による強制振動の項と初期条件の積分定数を含む自由振動の項の和の形で表示される。一方、走行車両が桁に及ぼす接地力 $P(t)$ が車両モデルの自由度数および路面の不規則な凹凸により陽な形で表示できない場合には、次で述べる直接積分法に依らざるを得ない。

4. 直接積分法

多くの振動問題では比例減衰を考えると、次のような形で表示される。

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) \quad (4)$$

ここで、 M 、 C 、 K はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリックスであり、 $F(t)$ は外力である。直接積分法では時刻 t およびそれ以前における u 、 $\dot{u}$ 、 $\ddot{u}$ の情報と時刻 $t + \Delta t$ までの外力 $F(t)$ の情報から、 $t + \Delta t$ における u 、 $\dot{u}$ 、 $\ddot{u}$ を数値的に決定していく手法である。換言すれば、時間軸に沿って小さな時間 Δt の間隔で、推定手続きを反復し次ステップ以降の計算を行っていく。直接積分法では微分方程式を代数方程式に転換する離散化手法が取られる。この代数方程式の解法の精度が直接積分法の性能（精度および安定性）に影響を及ぼす。しかし、その影響の仕方は非常に複雑であり、一般的に試行錯誤によるところが多い。以下に、橋梁交通振動の動的応答計算に主として用いられる手法について示す²²⁾。

(1) 等加速度法

運動方程式の数値積分の過程において、「微小時間 Δt 秒内の応答加速度は一定である」として、次々と計算ステップを進めていく方法で、 t_n における変位、速度、加速度が求まればこれを用いることによって次のステップ t_{n+1} における値が確定的に定まる。この方法は繰り返し計算を要しないから、計算時間がかからないという利点はあるが、誤差の補正ができないのでステップが進むにつれて誤差が蓄積して、ついには突然発散してしまうことがあるという欠点がある。

(2) 線形加速度法

運動方程式の数値積分の過程において、「微小時間 Δt 秒以内の応答加速度は直線的に変化する」として計算を進めていく方法である。 t_n における変位、速度、加速度が求まったあと次のステップ t_{n+1} における値を求めるときに、第一回目の加速度の近似値を

$$a^{(1)}_{n+1} = 2a_n - a_{n-1} \quad \text{あるいは} \quad a^{(1)}_{n+1} = a_n \quad (5)$$

として、変位、速度を求め、これを運動方程式に代入して応答加速度 a_{n+1} を求める。この a_{n+1} と最初に仮定した $a^{(1)}_{n+1}$ を比較して所定の誤差の範囲に入っていれば計算は終了し次のステップへ進む。収束しない

ときは第二回目の近似値として、 $a^{(2)}_{n+1} = a_{n+1}$ として同様に計算する。このように運動方程式を満たすように新しく決まった値を次の近似値として所定の誤差の範囲に入るまで同様な計算を繰り返す。

この方法は誤差が少なく収束性は優れているが、計算ステップごとに繰り返し計算が必要になるので計算時間がやや大きくなる。

(3) Newmarkの β 法

この方法は現在、最も一般的に用いられている方法であり、イリノイ大学のニューマークが地震応答の数値計算のために電子計算機用に開発したものである。運動方程式の数値積分の過程において、各ステップごとに誤差の判定をし、誤差が大きいたときには加速度の修正を行って、誤差がある範囲内にとどまるように逐次近似をした後、次のステップに進むというものであり、上記の線形加速度法もこの方法の一つである。

t_{n+1} における応答加速度を $a^{(1)}_{n+1} = a_n$ とすると、変位 x_{n+1} 、速度 v_{n+1} は次式で与えられる。

$$x_{n+1} = x_n + v_n \Delta t + (1/2 - \beta) a_n \Delta t^2 + \beta a_{n+1} \Delta t^2 \quad (6)$$

$$v_{n+1} = v_n + (1 - \gamma) a_n \Delta t + \gamma a_{n+1} \Delta t \quad (7)$$

ここで、 γ は普通 $1/2$ をとる。 β の値は数値積分の安定性に影響し、積分時間間隔 Δt において仮定する加速度的変化によって決められる。

パラメータの β の選択は、使用者の主観と経験に頼らざるを得ない。 $\beta = 1/6$ のときは前述の線形加速度法に一致し、 $\beta = 0$ の時は中央差分法に一致する。この他にも $\beta = 1/4$, $1/10$, $1/12$ などの数値が使われることがある。また、積分時間間隔 Δt は考慮した最高次振動モードに対する固有周期の $1/5 \sim 1/6$ とし、収束精度は $1/1000$ 以下で積分することが多い。

この方法は適用範囲が広く、線形、非線形振動系、多自由度振動系を問わずに使用できる。

(4) Wilsonの θ 法

この方法はウィルソンによって提案されたもので、線形加速度法を修正して時間増分の値に無関係に数値解析の解の安定を図るようにしたものである。通常の線形加速度法においては、高次モードが動的応答に及ぼす影響の大小にかかわらずなく、構造系に含まれている最小の振動周期に比べて、短い時間増分を使わないと結果が発散して不安定になってしまう場合がある。このような系の動的応答解析に対して、いくつかの無条件安定な逐次積分法が使われているが、中でも最も簡単な方法の1つがこの方法であるといわれている。

この方法では拡張した計算区間

$$\tau = \theta \Delta t \quad \text{ここに} \quad \theta > 1.37 \quad (8)$$

に対して、加速度が線形的に変化すると仮定すると仮定する。計算方法は標準の線形加速度法において、拡張した時間ステップ τ に対して加速度増分 ΔA_n を求め、通常の時間ステップ Δt に対する加速度増分 Δa_n は内挿によって求める。 $\theta = 1$ とすれば普通の線形加速度法と同じとなる。 $\theta > 1.37$ とするとこの方法の威力が発揮され無条件に安定な解を得ることができるといわれている。

これらの他に、Adams-Moulton法、Houbolt法、Runge-Kutta法、Runge-Kutta-Gill法などの数値積分法があるが、ここでは省略する。

5. 不規則応答解析

道路橋の主要な振動の原因は、車両の走行に伴う動的効果、伸縮継ぎ手部の凹凸および路面凹凸などに励起される車両の接地力であると考えられる。さらに、実際の道路橋では種々の不確定要因により、橋梁は再

現性のない不規則な振動となる。つまり、車両重量、車両の振動特性、車両台数、車両距離などが変動するため、不規則振動解析が必要とされる。しかし、これらすべての動的影響を考慮して振動解析を実行することは非常に困難である。ここでは、橋梁交通振動の中でも最も基本的でかつ研究が進んでいる不規則路面凹凸に起因する振動について紹介する。

路面凹凸は複雑な波形をしているが、定常確率過程の標本関数の一部分としてモデル化することが可能であり、その確率的特性はパワースペクトル密度により表現することができる^{23), 24), 25)}。路面凹凸を確率過程でモデル化した場合、走行車両による道路橋の動的応答解析は不規則振動解析の問題となる。確定的手法では、与えられた路面凹凸を走行する車両による道路橋のある着目点における変位、応力、速度、加速度や支点反力などの応答を求めることが主たる目的となる。走行車両による橋梁の動的応答の平均値はこの手法により解析することができる。一方、不規則応答解析では、道路橋の着目点における諸量の応答の確率分布を求めることが重要となる。動的応答の平均値回りの変動を規定する分散を求めることが不規則応答解析の主たる目的となる。不規則応答解析の手法は、走行車両の移動の時間的変化を無視した定常応答解析と、これを厳密に評価した非定常応答解析に大きく分類することができる。

(1) 定常応答解析

不規則応答解析が橋梁振動に適用された初期の解析²⁶⁾では、路面凹凸による車両の接地力を橋梁の固定点に作用させると仮定したモデルが提案された。この解法は、路面凹凸のパワースペクトル密度と橋梁-車両系の周波数伝達関数から応答のパワースペクトル密度を求め、ウィナー・キンチンの定理より応答の分散を得ようとするものである。その後、同じ問題を共分散方程式法²⁷⁾を用いて、簡単に解析できる手法が提案された。定常応答解析は厳密な解析ではないが、非定常最大応答を推定する解法として有効であることが分かっている。

(2) 非定常応答解析

通常、車両が移動することにより橋梁の振動特性が時間的に変化すると、その橋梁の動的応答の分散も時間的に変化するようになる。このように時間的に分散、厳密には確率分布が変化する応答のことを非定常応答という。非定常応答解析には以下に示すように、いくつか異なる解法が提案されている。

1) グリーン関数法

非定常応答解析は、通常時間領域においてグリーン関数 (Duhamel積分) を用いて実行される^{28), 29)}。しかし、橋梁-車両系では時変係数と連成項のために、従来の多自由度系の解析法が適用できない。これらを改良した解法が提案されている。

2) スペクトル展開法

路面凹凸は、単位長さ当たりの凹凸数 Ω の n 乗に逆比例していることが実験的に明らかにされている。スペクトル展開法は³⁰⁾、古典的な定常解析理論を非定常解析に拡張した理論である。橋梁振動の問題において、この手法を改良した理論が提案されている。これは、路面凹凸のパワースペクトル密度の形を自由に選択できる利点がある。

3) 共分散方程式法

グリーン関数法およびスペクトル展開法は、古典的な不規則振動解析を橋梁振動の問題に拡張したものである^{31), 32)}。確率微分方程式の理論によれば、応答の分散の時間的変化を、共分散方程式と呼ばれる微分方程式で表現することができる。この解法によれば、非定常応答解析が確率論の解析と同様に、微分方程式の数値解法の問題として処理できる。さらに、定常応答解析は連立方程式の解法により処理できることになる。

不規則応答解析では、変位、応力、支点反力などの応答量の分散を求めることが主となり、時刻歴応答解析と比較して、大局的な応答の性状を把握するのに適した手法である。変位あるいは速度応答の分散は、環境振動における振動レベルの推定や橋梁の強度設計・信頼性解析において重要な因子となる。

6. おわりに

橋梁交通振動における動的応答解析は問題の多様化により複雑になっている。求められる応答値が常に精度が高く、安定性を有する手法というものはまだ十分に確立されているとは言えない。各研究者および実務者の経験による試行錯誤が繰り返されているのが現状と思われる。橋梁交通振動の動的応答解析の前提条件として、走行車両および橋梁構造の適切なモデル化が重要な課題である。車両や橋梁の解析モデルが標準化された上で、動的応答解析手法の統一化が必要と考えられる。個々の研究成果が独立しているのではなく、共通した動的問題を設定し、信頼性の高い動的応答解析手法の確立が望まれるところである。最後に、本稿をまとめるにあたり、橋梁交通振動研究小委員会の報告書²²⁾を参考にしたことを付記する。

参考文献

- 1) 平井一男：種々の移動荷重をうけるはり構造の基礎方程式とその応用、土木学会論文集、No. 90, pp. 29～36, 1963年2月.
- 2) Hayashikawa, T. and Watanabe, N. : Dynamic Behavior of Continuous Beams with Moving Loads, Proc. of ASCE, Vol. 107, No. EM1, pp. 229～246, Feb., 1981.
- 3) 本田秀行・小堀為雄：走行自動車による3径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数、土木学会論文報告集、No. 313, pp. 13～22, 1981年9月.
- 4) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察、土木学会論文報告集、No. 331, pp. 65～73, 1983年3月.
- 5) 小松定夫・中井博：曲線桁橋の動的応答に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、No. 174, pp. 41～55, 1970年2月.
- 6) 小松定夫・中井博・事口寿男：曲線桁橋の自動車による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集、No. 192, pp. 55～68, 1971年8月.
- 7) 平井一男：結合法による格子構造の動的解析、土木学会論文集、No. 101, pp. 25～33, 1964年4月.
- 8) Fryba, L. : VIBRATION OF SOLIDS AND STRUCTURES UNDER MOVING LOADS, Noordhoff International Publishing, Groningen, The Netherlands, 1972.
- 9) 水澤富作・梶田建夫・成岡昌夫：走行車両による斜スラブの動力学性状について、土木学会論文報告集、No. 326, pp. 167～170, 1982年10月.
- 10) 伊藤学：走行荷重に対する吊橋の動的応答と衝撃、土木学会論文集、No. 149, pp. 1～17, 1968年1月.
- 11) Hayashikawa, T. : Effects of Shear Deformation and Rotary Inertia on Suspension Bridge Response under Moving Loads (走行車両による吊橋の動的応答におけるせん断変形と回転性の影響)、土木学会論文報告集、No. 335, pp. 183～193, 1983年7月.
- 12) 前田幸雄・林正・前田研一：幾何学的非線形を考慮した平面骨組構造物の動的応答計算法、土木学会論文報告集、No. 249, pp. 71～80, 1976年5月.
- 13) 梶川康男・織田一郎・萩本正信：走行車両による鋼一チ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用、構造工学論文集、Vol. 37A, pp. 1089～1096, 1991年3月.
- 14) 松村駿一郎・梶川康男・山内幸裕・酒井徹・中平進夫：広幅員多径間連続桁橋に対する振動照査について、構造工学論文集、Vol. 33A, pp. 495～502, 1987年3月.

- 15) 梶川康男・沖野真・吉川実・杵本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果、構造工学論文集、Vol. 35A, pp. 597~605, 1989年3月。
- 16) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集、No. 275, pp. 13~28, 1978年7月。
- 17) 川谷充郎・難波宗行・大松正松・亀井正博・中出：斜張橋の走行荷重下による動的応答実験と理論解析、構造工学論文集、Vol. 37A, pp. 937~944, 1991年3月。
- 18) Chatterjee, P. K., Datta, T. K. and Surana, C. S. : Vibration of Suspension Bridges under Vehicular Movement, Proc. of ASCE, Vol. 120, No. ST3, pp. 681~703, Mar., 1994.
- 19) Hayashikawa, T. and Watanabe, N. : Free Vibration Analysis of Continuous Beams, Proc. of ASCE, Vol. 111, No. EM5, pp. 639~652, May, 1985.
- 20) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版(株)、1993年10月。
- 21) 林正・浜田正則：新体系土木工学1、数値計算法、技報堂、1983年。
- 22) 土木学会構造工学委員会橋梁交通振動研究小委員会報告書：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題、1994年。
- 23) 本田秀行・城戸隆良・梶川康夫・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査、土木学会論文報告集、No. 315, pp. 149~155, 1981年11月。
- 24) 本田秀行・小堀為雄：道路橋の橋面凹凸性状に関する数値データベースの作成、土木学会論文報告集、No. 398/I-10, pp. 385~394, 1988年10月。
- 25) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行荷重による動的応答解析、構造工学論文集、Vol. 39A, pp. 733~740, 1993年3月。
- 26) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答-衝撃係数-に関する考察、土木学会論文集、No. 148, pp. 40~51, 1967年12月。
- 27) 岡林隆敏：単一走行車面による道路橋の二乗平均応答解析、土木学会論文報告集、No. 286, pp. 15~27, 1979年6月。
- 28) 吉村虎蔵・彦坂照・内谷保：単一走行車面による道路橋の非定常ランダム応答の解析、土木学会論文報告集、No. 258, pp. 35~44, 1977年2月。
- 29) 彦坂照・吉村虎蔵・内谷保：連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数、土木学会論文報告集、No. 290, pp. 31~41, 1979年10月。
- 30) Kawatani, M. and Komatu, S. : Nonstationary Random Response of Highway Bridges under a Series of Moving, Proc. of JSCE, No. 398/I-10, pp. 81~88, Oct., 1988.
- 31) 岡林隆敏・中井一彦・谷龍修道：高次振動を考慮した道路橋の単一走行車面による非定常r. m. s. 応答、土木学会論文報告集、No. 290, pp. 31~41, 1980年10月。
- 32) 岡林隆敏・山口実浩：連行車面による道路橋の二乗平均応答解析、土木学会論文報告集、No. 334, pp. 1~11, 1983年6月。

橋梁の走行荷重による動的影響 —橋梁振動に起因した動的影響問題とその検討方法—

米田昌弘*

1. はじめに

走行車両による橋梁の動的影響問題は、当初、橋梁の衝撃係数の評価に関するものが主流であった。しかしながら、近年における交通量の増加と車両の大型化は著しく、また、一般利用者の質的向上に対する要求とも相まって、市街地内の高架橋などに対して橋梁交通振動に関する諸問題が、今までにもまして指摘されるようになってきている。

走行車両による橋梁の振動は、車両ばね上部の作用で誘起される低周波数成分の振動（低次振動）と車両のタイヤがジョイント部の段差に乗り上げ、路面に落下することによって誘起される高周波数成分の振動（高次振動）に大別される。その結果、衝撃係数の問題に加え、橋梁としての使用性や構造部分の疲労損傷ならびに環境振動などに関する検討が必要となる。走行車両に起因したこれらの動的影響問題を具体的に検討する際、まず第一に、走行車両によって誘起される橋梁の動的応答量を事前に把握しなければならぬが、動的応答解析手法についてはすでに本コロキウム論文集において詳述されている。そこで、本文では、橋梁振動に起因した種々の動的影響問題の中から、実務技術者が直面することの多い、補強効果と使用性、疲労損傷、低周波空気振動、地盤振動の4つを取り上げ、それぞれの問題に対する検討事例や検討手法を紹介することとする。

2. 補強効果と使用性に関する検討

中島大橋は、昭和30年に金沢市街地の東部を流れる浅野川に架設されたローゼ桁橋（支間長：36m）である。経済成長にともなう交通量の増大と車両の大型化により、本橋では当時の設計活荷重である13 ton・fをはるかに超える車両が多数通過し、耐久性や耐荷力に不安のあるまま供用されてきたが、昭和53年6月～9月にかけて図-1に示す個所に斜材を追加して構造形式を変更するなど大がかりな補強工事が実施された。本橋では、斜材追加による補強効果に加え、補強前後について橋梁の使用性に関する詳細な検討が以下のように実施されている¹⁾。

(1) 補強前後における振動波形

補強前後の橋梁上を大型車が単独走行した場合に生じた振動波形の一例を図-2、図-3に示す。大型車が通過した後の減衰自由振動波形を解析した結果、補強前の中島大橋では固有振動数が3.7Hzなる逆対称1次振動モードが卓越していたが、補強後には固有振動数が4.7Hzなる対称1次振動モードが卓越し、振動振幅の大きさも補強前と比較して非常に小さくなっていった。これは、斜材を追加したことによって橋梁の基本固有振動数が変化し、大型車両（満載車）との共振を避けることができたことに起因する。

* 工博 川田工業（株）技術本部研究室長 (〒114 東京都北区滝野川 1-3-11)

(2) 使用性の評価

本橋は歩道部を有する橋梁であることから、補強の前後について振動の刺激量 S と心理的な振動の大きさ VG を算出し、歩行者の使用性に関する検討を行っている。なお、振動の刺激量 S とは、 f_1 を変位波形に含まれる周波数成分、 σ_{ai} を各周波数成分に対応する変位の実効値 (cm)、 M を周波数成分の個数とすれば、

$$S = \left\{ \sum_{i=1}^M (\sigma_{ai} \cdot 2\pi f_i)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (1)$$

から求められるものである。一方、歩行者が感じる心理的な振動の大きさ VG は、次式から算出できる。

$$\log_{10} VG = 0.05(VGL - 40) \quad (VGL \leq 40\text{dB なる場合}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\log_{10} VG = 0.03(VGL - 40) \quad (VGL > 40\text{dB なる場合}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 VGL は振動の大きさのレベルを表すもので、

$$VGL = 20 \log_{10} \left[\frac{S}{S_0} \right] = 20 \log_{10} \left[\frac{S}{14 \times 10^{-4}} \right] \quad \dots\dots\dots (4)$$

なる式を適用して計算する。

表-1 は、補強前後のそれぞれ 5 ケースの実測値から、振動の刺激量 S と心理的な振動の大きさ VG を算出した結果である。表-1 から、補強前には、振動の刺激量 S は最大値が $S = 1.27\text{cm/s}$ ($VG = 0.91$)、最小値が $S = 0.22\text{cm/s}$ ($VG = 0.16$) となっていることがわかる。なお、図-4 からわかるように、 $S = 1.27\text{cm/s}$ なる値はほとんどの歩行者が明らかに振動を感じた刺激量であるのに対し、歩行者の半数が振動

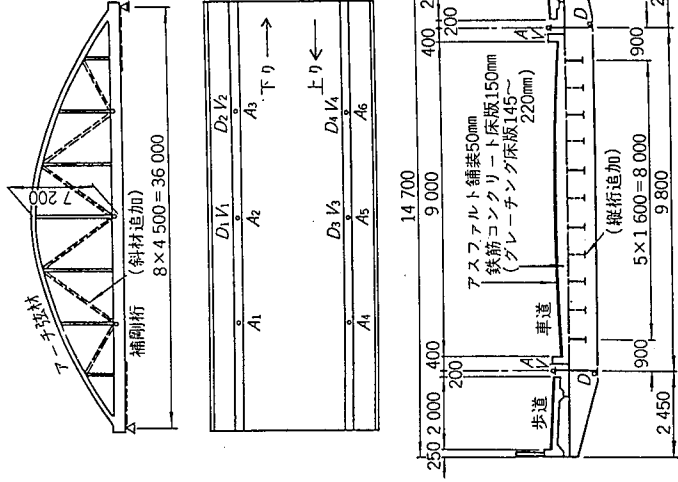


図-1 中島大橋の諸元と振動計の配置

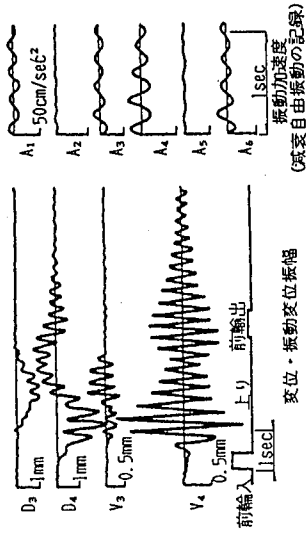


図-2 大型車単独走行時の振動波形 (補強前)

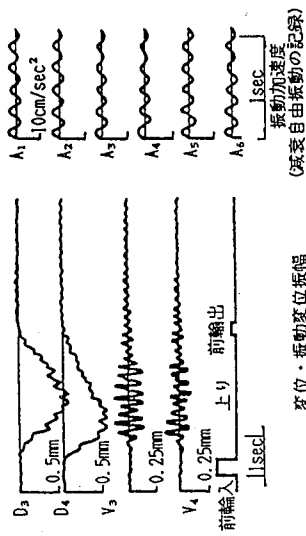
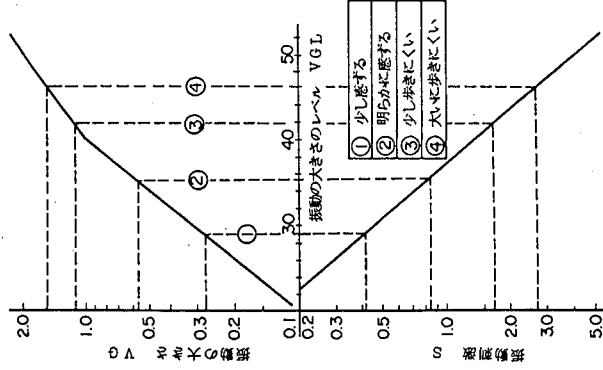


図-3 大型車単独走行時の振動波形 (補強後)

表一1 大型車単独走行時の振動刺激Sと振動の大きさVG

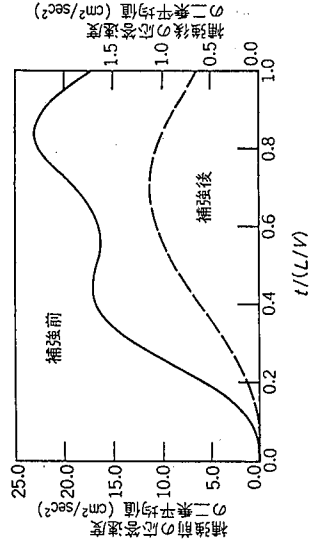
ケース	項目	補強前 (ローゼ桁)						補強後 (補強ローゼ桁)					
		E (空車)			F (満載車)			E (空車)			F (満載車)		
		中央点			中央点			中央点			中央点		
		V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
1	S	0.27	0.28	0.38	0.46	0.30	0.60	0.66	0.89	0.26	0.26	0.23	0.15
	VG	0.19	0.20	0.27	0.33	0.21	0.43	0.47	0.63	0.19	0.18	0.16	0.11
2	S	0.63	0.93	0.86	1.27	0.50	0.52	0.96	0.86	0.22	0.23	0.18	0.11
	VG	0.45	0.66	0.62	0.91	0.36	0.37	0.69	0.61	0.16	0.16	0.13	0.09
3	S	0.45	0.46	0.78	0.98	0.39	0.35	0.75	0.69	0.20	0.25	0.25	0.17
	VG	0.32	0.33	0.56	0.70	0.28	0.25	0.53	0.49	0.14	0.18	0.18	0.12
4	S	0.24	0.35	0.39	0.29	0.30	0.35	0.73	0.66	0.36	0.37	0.31	0.20
	VG	0.17	0.25	0.28	0.21	0.22	0.25	0.52	0.47	0.26	0.27	0.22	0.14
5	S	0.23	0.23	0.24	0.22	0.38	0.39	0.61	1.13	0.28	0.29	0.23	0.17
	VG	0.17	0.16	0.17	0.16	0.27	0.28	0.43	0.80	0.20	0.21	0.16	0.10



図一4 振動刺激から振動の大きさへの換算図

を少し感じると答える刺激量は $S=0.42\text{cm/s}$ ($VG=0.3$)，振動を明らかに感じると答える刺激量は $S=0.85\text{cm/s}$ ($VG=0.61$) であることを付記しておく。一方，補強後における VG の最大値は $VG=0.27$ ，最小値は $VG=0.07$ となっており，補強前後における VG の最大値をそれぞれ比較すればわかるように，補強後の振動は感覚的に $1/3$ 程度まで減少する結果となっている。

上述の使用性評価は，実際の走行車両によって誘起された応答値を用いた検討であるが，当然のことながら，走行車両による動的応答解析を事前の実施すれば解析的にも検討できる。図一5は，補強前（逆対称1次モードが卓越することから，着目点は $L/4$ 点）と補強後（対称1次モードが卓越することから，着目点は $L/2$ 点）における応答速度の二乗平均値を解析的に算出したものである。そこで，車両が橋梁に進入してから退出するまでの時間（ $T=L/V$ ）に，歩行者が受ける平均的な振動刺激の二乗平均値を，



図一5 解析的に算出した応答速度の二乗平均値

$$\sigma_v^2 = \frac{1}{T} \int_0^T \dot{E} [y^2(t, x)] dt \quad \dots \dots \dots (5)$$

で定義すれば、補強前のローゼンでは振動刺激 σ_v が $\sigma_v = 3.6 \text{ cm/s}$ となり、ほとんどの人が『おおいに歩
きににくい』と感じることになる。一方、補強後には振動刺激として $\sigma_v = 0.78 \text{ cm/s}$ なる結果が得られるが、
この場合にはほとんどの歩行者が歩きにくいと感じないことになる。なお、これらの振動刺激から心理的
な振動の大きさ V_G を算出すれば、補強前が $V_G = 1.76$ で補強後が $V_G = 0.56$ となり、実測結果と同じく
補強後の振動は感覚的に約 1/3 に低減する結果が得られる。

3. 疲労損傷に関する検討

近年における車両の大型化と交通量の増大にともない、わが国の鋼道路橋においても走行荷重に起因し
た疲労損傷が重大な問題として取り上げられつつある。それゆえ、疲労損傷の実態調査や疲労試験結果の
データベース化ならびに疲労亀裂進展寿命の評価法など、現在、この方面における研究が精力的に実施さ
れている。しかしながら、橋梁の疲労損傷を解析的に予測する手法については、従来、十分な研究が実施
されていないかった。これに対し、梶川ら²⁾は、走行車両による動的応答解析を実施して橋梁の疲労損傷問題
を検討する手法を提示しているので、ここに紹介する。

対象とした橋梁は、実在の 2 ヒンジアーチ橋（アーチ径間：54m、橋長：61.6m）である。コンクリート
床版を 2 次元の三角形薄板要素とした立体解析モデルを図-6 に示す。なお、ここで対象とした橋梁は、

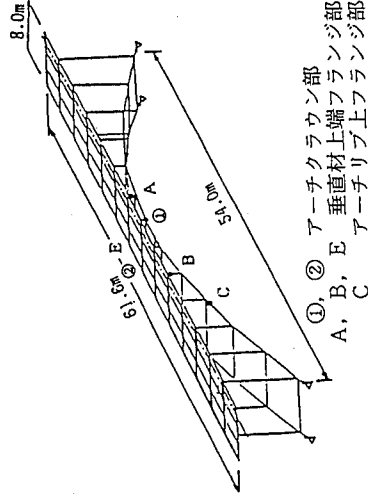


図-6 対象としたアーチ橋

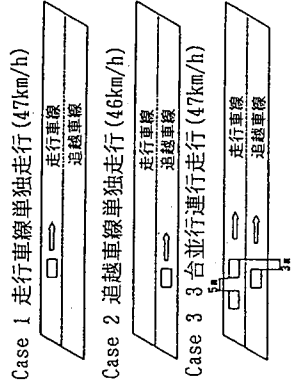


図-7 試験走行時の走行パターン

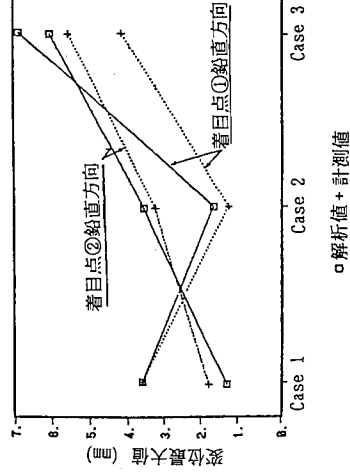


図-8 変位最大値の解析値と計測値の比較

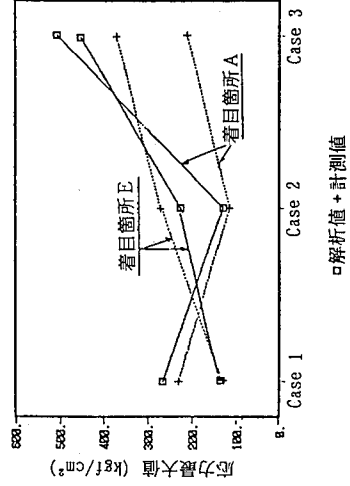


図-9 応力最大値の解析値と計測値の比較

昭和38年7月の名神高速道路（栗東～尼崎間）の開通以来、84,000台/日もの重交通を24年間支えてきた結果、床版コンクリートの損傷に加え、縦桁、垂直材、アーチリブの接合部などの各部位に疲労損傷が発生し、下り線は平成元年10月に、上り線は平成2年10月に大規模な補修工事が実施されたことを付記しておく³⁾。

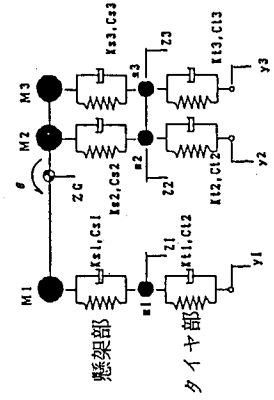


図-1-10 解析に用いた車両モデル

表-2 自動車荷重の交通流モデル

	走行速度	平均車頭間隔	重量の上限値
交通流モデル①	80km/h	50m	79tf (トレー)
交通流モデル②	80km/h	50m	20tf
交通流モデル③	40km/h	25m	79tf (トレー)

表-3 荷重列（1時間）による疲労損傷度（着目箇所A）

	損傷度（/時）	動的疲労係数
交通流モデル①	81×10^{-6}	1.32
交通流モデル②	27×10^{-6}	1.79
交通流モデル③	63×10^{-6}	1.00

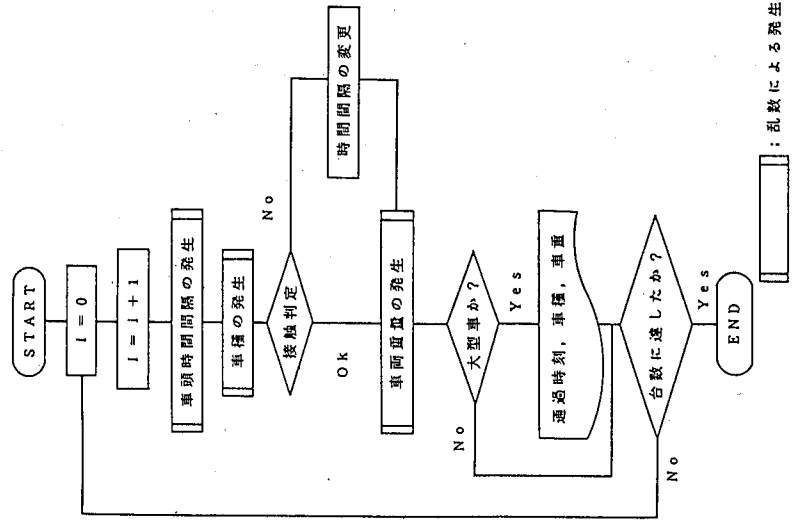


図-1-1 自動車荷重発生の流れ

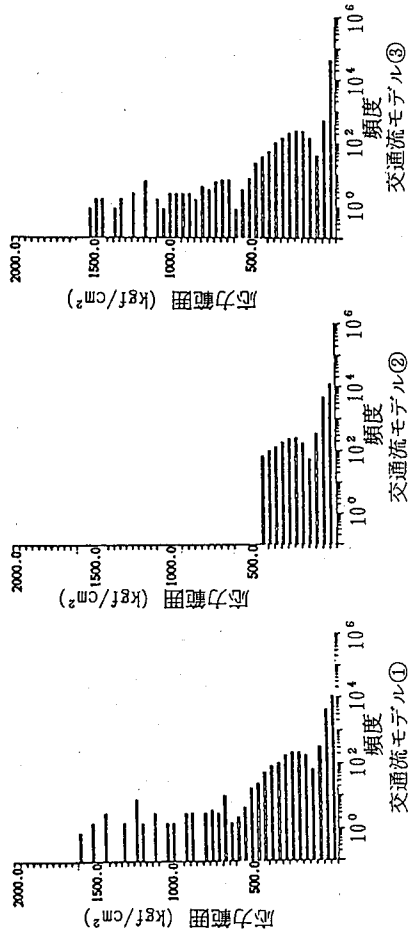


図-1-2 解析的に算出した垂直材上端（A点）の応力ヒストグラム

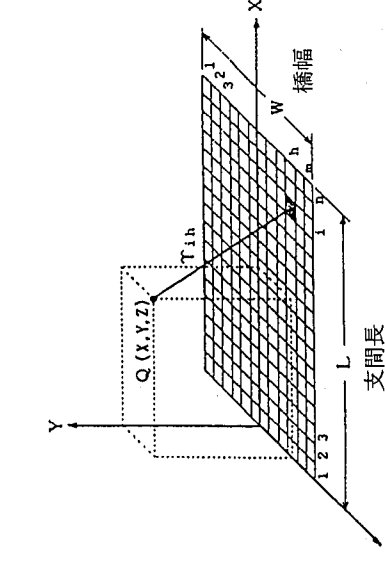
対象橋梁では、試験車（総重量； $21\text{ton}\cdot\text{f}$ ）による走行試験が実施されている。そこで、図－7の各走行パターンに対する試験結果を動的応答解析結果と比較したところ、図－8、図－9に示す結果が得られた。なお、解析にあたっては、走行車面を試験車と同じく後軸をタンデム2軸とした図－10に示すモデルを採用している。また、路面凹凸については実橋で計測されていたことから、阪神高速道路での実測データを採用し、加速度の計算値が実測値とほぼ一致するように凹凸高さを調整することとしている。図－8と図－9から、Case-1およびCase-2なる1台走行時における解析結果は計測結果とそれぞれ非常に良く一致しており、動的応答解析による結果は実橋での挙動を十分にシミュレートしているものと言える。なお、3台走行時のCase-3では解析値が計測値よりも若干大きくなっているが、これは自動車の走行状態や載荷状態が実験と解析で幾分相違していたことに起因するものと考えられる。

一方、図－11のフローにしたがって移動荷重列のサンプルを作成して同様の動的応答解析を実施すれば、各部材の応力頻度分布や疲労損傷度を算出することができる。一例として、表－2に示した1時間分の交通流モデル（2車線で3200台/時）に対する応力の頻度分布（着目箇所A）を図－12に示す。この図より、交通流モデル④と交通流モデル③では車両重量の上限値が $79\text{ton}\cdot\text{f}$ と等しく、類似した応力頻度分布になっていることがわかる。これに対し、交通流モデル②では車両重量の上限値を $20\text{ton}\cdot\text{f}$ と小さく設定したことに起因して、 $500\text{kgf}/\text{cm}^2$ を超える応力範囲において交通流モデル④および交通流モデル③と明らかに相違する結果となっている。なお、表－3は各交通流モデルに対する疲労損傷度の計算結果を一例として示したものであるが、この表から走行車面に起因した部材の疲労損傷度に対しても解析的な検討が適用されつつあることが理解できよう。

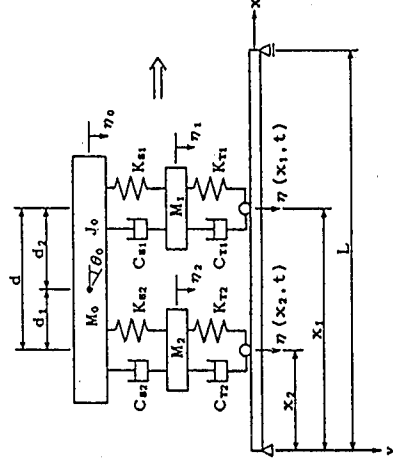
4. 低周波空気振動に関する検討

低周波空気振動は騒音や振動公害とならんで昭和50年頃から問題となってきた現象である。特に、高架橋から発生する低周波空気振動は家屋の振動とともに沿道住民の健康を害すると言われ、新しい公害問題となっている。

橋梁の低周波空気振動は自動車の走行によってもなつて床版が振動し、それにつれて周辺の空気が動くことによつて発生する。それゆゑ、動的応答解析によつて算出した橋体表面の法線方向の振動速度を空気振動の粒子速度に等しいと仮定すれば、受音点での放射音圧や音圧レベルSPLを解析できることとなる。この



図－13 座標系と橋面分割



図－14 4自由度系車両モデル

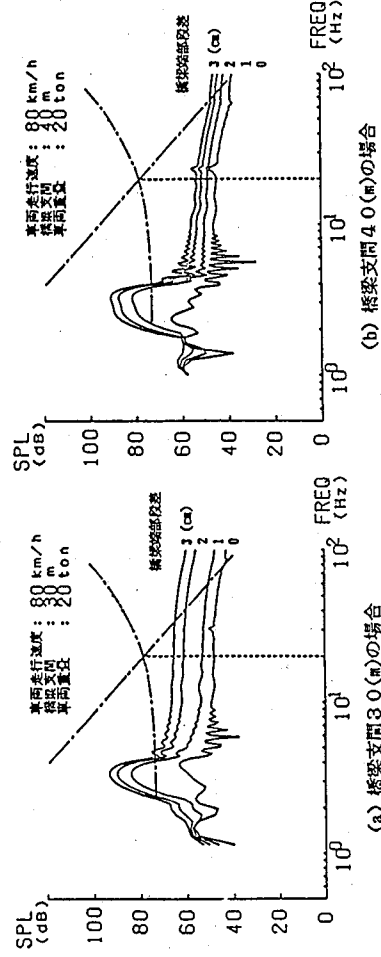


図-15 低周波音特性に及ぼす段差の影響

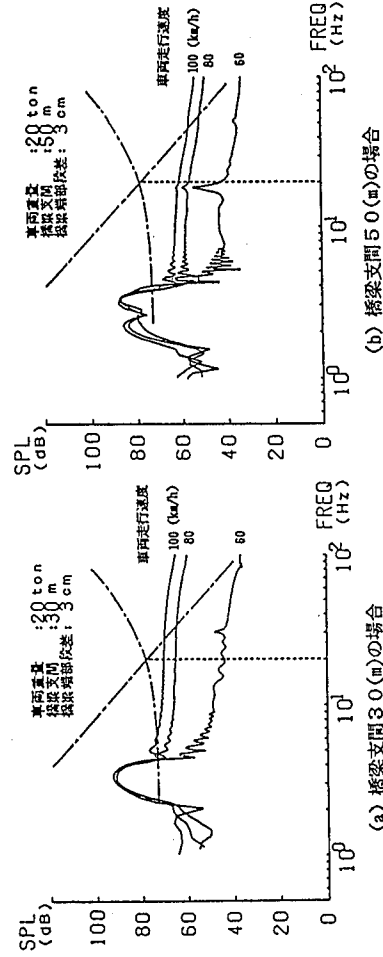


図-16 音圧レベルに及ぼす走行速度の影響

ような仮定のもと、多くの研究者^{4)~6)}によって橋梁から発生する低周波空気振動の解析がなされているが、ここでは、深沢・杉山らの研究⁴⁾の一部を紹介することとする。

今、支間長が L 、橋幅が W の橋面を図-13に示すように橋軸方向に n 等分割、幅員方向に m 等分割し、それぞれの要素を微小な音源とみなす。(i, h)要素 ($i=1\sim n, h=1\sim m$) から放射される周波数 f の音波によって、受音点 $Q(x, y, z)$ には $p_{ih}(f, t, x, y, z)$ なる音圧が発生するが、この音圧は解析的に算出できる。それゆえ、受音点 $Q(x, y, z)$ における音圧 $P(f, t, x, y, z)$ は、橋面上に分布する $n \times m$ 個の点音源から放射された音波による音圧 $p_{ih}(f, t, x, y, z)$ をすべて重ね合わせることによって以下のように算出できる。

$$P(f, t, x, y, z) = \sum_{i=1}^n \sum_{h=1}^m p_{ih}(f, t, x, y, z) \quad \dots \dots \dots (6)$$

したがって、 $T=1/f$ とすれば、 $P(f, t, x, y, z)$ の実効値 $P_{rms}(f, x, y, z)$ は、次式で計算できる。

$$P_{rms}(f, x, y, z) = \sqrt{\frac{1}{T} \int \{P(f, t, x, y, z)\}^2 dt} \quad \dots \dots \dots (7)$$

また、放射音圧 (単位: N/m^2) を音圧レベル SPL (単位: dB) に換算するには、次式を適用すればよい。

$$SPL(f, x, y, z) = 20 \log_{10} \frac{P_{rms}(f, x, y, z)}{P_0} \quad \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 P_0 は基準音圧であり、 $P_0 = 2 \times 10^{-5} N/m^2$ なる値が採用される。

上述の手法を適用すれば、支間長が 30m の単純桁上を図-14 に示す 4 自由度系車両が走行した場合の音圧レベル SPL を計算できる。計算結果の一例を図-15、図-16 に示す。これらの図から、従来の観測結果と同じく、橋梁端部での段差が大きくなるにしたがって、また、走行速度が速くなるにしたがって、音圧レベルが上昇していることが容易に理解できよう。

5. 地盤振動に関する検討

周知の如く、高架橋では橋梁本体の振動のみならず、高架橋の振動に起因した地盤振動も大きな社会問題となっている。地盤振動の応答予測手法は、走行車両による動的応答解析法に比べ、改善・改良の余地が残されているが、ここでは最も簡単でかつ適用実績の多い、地盤を半無限弾性体と仮定した場合の計算手法を紹介する。

フーチング底面に働く反力は走行車両による動的応答解析を実施すれば算定できる。したがって、フーチング底面に働く反力が基礎底面全体に分布して作用しているものと仮定すれば、図-17 にも示したような以下の手順で地盤の応答を推定できることとなる。

- ① まず、フーチング底面を $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 程度の微小要素に分割し、各分割要素に働く x, y, z 方向の反力を求める。なお、ここで各分割要素に働く反力は地盤に対して点加振であるとする。
- ② ある 1 つの要素の x, y, z 方向の反力は時刻歴で与えられるが、これらをそれぞれフーリエ変換する。
- ③ Lamb の解析解から得られる伝達（周波数応答）関数を乗じて、着目点でのフーリエスペクトルを x, y, z の各方向について求める。

④ すべての橋脚の全分割要素について計算したフーリエスペクトルをそれぞれ加え合わせることによって、着目点の周波数領域における応答を計算する。

- ⑤ 得られたフーリエスペクトルをフーリエ逆変換すれば、時間領域における着目点の変位応答波形や加速度応答波形を計算できる。なお、フーリエ逆変換する前に、振動レベル計の持つ振動感覚補正回路に相当するフィルタをフーリエスペクトルに乗じた後にフーリエ逆変換し、振動レベル計の Slow 特性（時定数 0.63sec ）に合わせて加速度の実効値を求めれば、その対数表示により振動レベルに換算することもできる。

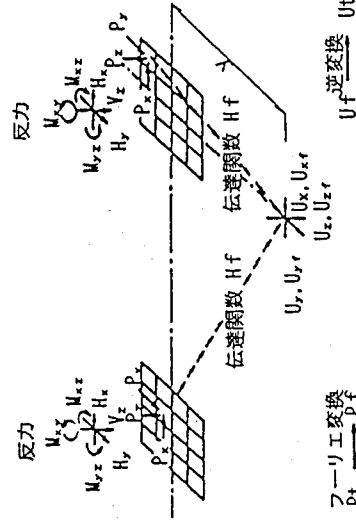


図-17 地盤振動の計算法

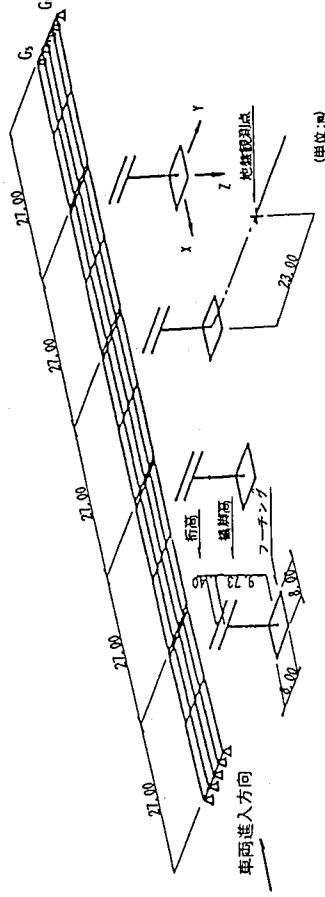


図-18 高架橋モデル

● ▲ ■ G₁ 桥上荷重走行
○ □ △ G₂ 桥上荷重走行

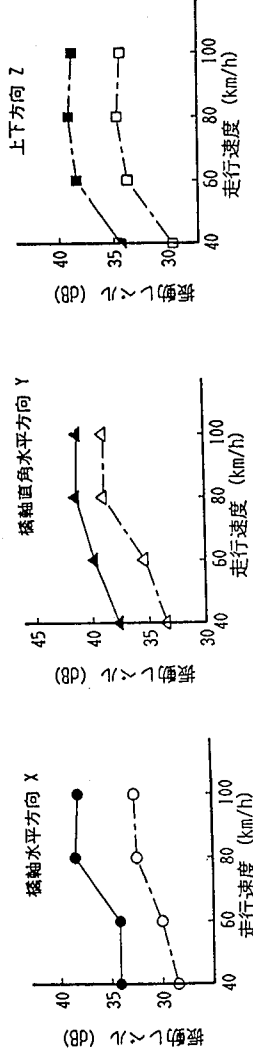


図-1-19 走行速度と振動レベルの関係

上述の手法を適用すれば、車両走行にともなう地盤観測点での振動レベルを計算できる。ここでは、一例として、4自由度系車両が図-1-8に示すような高架モデル橋上を走行した場合の応答計算結果を図-1-9、図-2-0に示す。これらの図から、従来の観測結果から得られた知見と同じく、走行速度が速くなるにしたがって、また、路面の段差が大きくなるにしたがって、地盤観測点での振動レベルが増加していることが理解できよう。

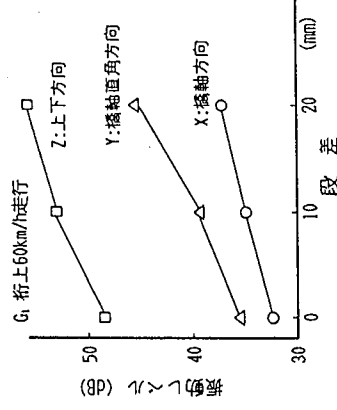
6. おわりに

橋梁の動的影響問題を具体的に検討する際には、まず、動的応答解析を実施して高架橋の動的応答量を算出しなければならないが、路面凹凸やタイヤの接地長ならびに走行車両のモデル化などの取扱いについて、各研究者間で必ずしも統一が図られていないのが現状である。それゆえ、動的応答解析における解析条件や解析モデルの標準化は、この種の問題を取り扱う実務技術者にとって不可欠であると言えよう。また、本文で紹介したような橋梁振動に起因した動的影響問題についても、より積極的に解析結果と実験結果の対比を行い、信頼性の高い解析手法を確立していくことが必要であると言える。この方面における今後の研究を期待する次第である。

参考文献

- 1) 小堀為雄・本田秀行・城戸隆良：中島大橋（ローゼ橋）の補強に関する調査、橋梁と基礎、Vol.13, No.9, pp.16~22, 1991年3月。
- 2) 梶川康男・織田一郎・木久本正信：走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用、構造工学論文集, Vol.37A, pp.1089~1096, 1991年3月。
- 3) 西星匡博・岡 隆延・山田健太郎・寺田博昌・木久本正信：疲労損傷を受けたアーチ橋に対する補強効果について、構造工学論文集, Vol.37A, pp.1097~1106, 1991年3月。
- 4) 深沢泰晴・杉山俊幸・中原和彦・水上浩之：車両走行時に道路橋から放射される低周波音の基本特性、構造工学論文集, Vol.37A, pp.945~956, 1991年3月。
- 5) 大島俊之・能町純雄・月田良博・三上修一：はり理論による低周波空振動の放射音圧レベルの解析、土木学会論文集, 第356号/I-3, pp.527~536, 1985年4月。

図-2-0 路面の段差と振動レベルの関係



- 6) 五郎丸英博・白石捷夫・原 公・小森 武：単一走行車両による単純桁橋の低周波空気振動の解析，土木学会論文集，第 427 号/VI-14，pp.133～142，1991 年 3 月．
- 7) 梶川康男・沖野 真・吉川 実・木久本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597～605，1989 年 3 月．

限界状態設計法における橋梁交通振動の解析と計測

ANALYSIS AND MEASUREMENT OF BRIDGE TRAFFIC VIBRATION
UNDER LIMIT STATE DESIGN METHOD*
前田 研一

By Ken-ichi MAEDA

1. 緒 言

わが国における橋梁交通振動の解析と計測に関する研究の歴史は長く、多くの研究者達による研究成果の蓄積によって、個々の橋梁に対する対処法はほぼ確立されたとしてもよいと思われる。しかしながら、橋梁を対象とした設計基準に、その研究成果が十分に反映されてきたとはいえない。海外では主流となっている限界状態設計法の導入への動きが、わが国において、鋼橋を含む鋼構造物に対しても本格化しつつある現在は、特に、たわみ制限や共振域として回避すべき振動数範囲などの規定に止まっていた使用限界状態の照査や、これまではほとんど無視されてきた疲労の影響が注目され始めた道路橋の疲労限界状態の照査などの規定に、最新の研究成果を取り入れることのできる好機といえる。

本論文は、このような背景の下、わが国における限界状態設計法の現状を把握して将来を展望し、橋梁交通振動の分野における研究成果が、さらに、本設計法に基づく鋼橋の設計基準にどのような形で反映し得るかという点について、一般的な事項と、終局限界状態、使用限界状態、および、疲労限界状態の照査とに分けて検討を加え、今後に残された課題についても明らかにすることを試みたものである。

2. わが国における限界状態設計法の現状

まず、わが国における限界状態設計法の鋼橋に対する適用の現状を把握するために、鋼橋、および、それを含む鋼構造物の設計基準を対象に検証すると、以下のようなものである。なお、本章では、構造解析の方法に関する規定や解説の記述については言及しないものとした。

平成2年(1990)に制定され、平成6年(1994)に部分改定された日本道路協会の「道路橋示方書(Ⅱ. 鋼橋編)」¹⁾が現在も許容応力度設計法を基本としていることは周知のことであるが、変位の影響を考慮した場合におけるアーチの終局強度の照査や、合成桁における降伏に対する安全度の照査に関する規定は終局限界状態の照査ともいえる。また、活荷重(衝撃を含まない)に対するたわみの許容値の規定については、車両の安全走行の保証や、通行者の不快感の排除も目的としていることが解説されており、使用限界状態の照査の一つと考えられる。さらに、疲労の影響については、鋼床版、および、軌道あるいは鉄道を用いる場合などを除いて一般に考慮しなくてよいとしているが、その解説では、疲労への配慮が必要な鋼床版以外の部材の例をあげており、アーチの吊材または支柱の規定、および、鋼管構造の単一鋼管部材の規定では、疲労によって有害な風による振動を生じさせないようにすることが定められている。このように、一部には限界状態設計法の考え方が既に取り入れられているが、全面的に置換えられる時期は未だ明確にされていない。

* 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1-1)

歩道橋に関しては、昭和54年(1979)に制定された日本道路協会の「立体横断施設技術基準」²⁾における横断歩道橋に対する基準があり、改定されることなく今日に至っている。本基準では、許容応力度設計法に基づいていることはもちろんであるが、使用限界状態の照査に対応する規定として、たわみの制限の規定に加え、振動に関する規定が定められている。この振動に関する規定では、活荷重による主桁の振動は利用者に不快感を与えないものでなければならぬとされ、歩行者の歩調と共振する可能性のある範囲の振動数となることを避けるとともに、許容値を具体的に与えて最大加速度がその値を下回ることが望ましいと解説している。さらに、歩行者の振動感覚に対し、振動の心理的大きさを尺度として整理する方法を提案した文献をあげ、より詳細な検討を行う場合には、この方法を用いるのがよいということも解説している。なお、その後、昭和60年(1985)に全日本建設技術協会から出された建設省制定土木構造物標準設計の解説書³⁾においても、横断歩道橋の主桁の回避すべき振動数範囲に関する同様の解説がみられる。

「鋼構造物設計指針」⁴⁾は、昭和62年(1987)に土木学会から出版されたもので、鋼橋に適用し得る我が国最初の限界状態設計法に基づく設計基準であり、本設計法の定着を第一の目的として、検討すべき限界状態を明確にし、従来の許容応力度設計法による設計手続きを限界状態設計法の書式に断面力表示で書き改めたものである。したがって、許容応力度と安全率を分離して、断面力の断面耐力に対する比に安全率 γ を乗じた値が1.0を超えないことを確かめることにより終局限界状態での照査を行うものと規定し、安全率 γ の値が例示されているが、許容応力度設計法に基づく当時の「道路橋示方書(1980)」⁵⁾、および、「国鉄建造物設計標準(1983)」における安全率そのものである。また、使用限界状態の照査では、「道路橋示方書(1980)」⁶⁾、および、「立体横断施設技術基準」²⁾の規定を解説にそれぞれ引用して、たわみの照査、および、振動に対する照査を規定している。さらに、疲労限界状態の照査で、許容応力度設計法に基づいた「国鉄建造物設計標準(1983)」の規定を準用した応力表示の照査式を解説に例示し、必要に応じて適宜適切な形で照査するものと規定する一方、別項で、「道路橋示方書(1980)」における疲労への配慮を必要とする部材に関する解説や、風による部材の有害な振動に関する規定などを引用している。

「鉄道構造物等設計標準(鋼・合成構造物)」⁷⁾は、平成4年(1992)、国鉄の民営化を契機として、運輸省、鉄道総合技術研究所の主導により、大学、公団、および、JRを含む私鉄、公・私営地下鉄の関係者など官・学・産界の共同により取りまとめられたものである。本標準では、上述の「鋼構造物設計指針」⁴⁾、および、後述する当時の「鋼構造物の疲労設計指針案(1989)」を引用するとともに、最新の成果を可能な限り取り入れ、安全係数として荷重係数 γ_1 、構造解析係数 γ_2 、部材係数 γ_3 、構造物係数 γ_4 、および、材料係数 γ_m を具体的に規定し、全面的に限界状態設計法の考え方が導入されている。

「鋼構造物の疲労設計指針」⁸⁾は、その骨子を取りまとめた上述の「鋼構造物の疲労設計指針案(1989)」を経て、平成5年(1993)に日本鋼構造協会により出版されたもので、近年、特に維持管理面から疲労の問題が注目されている道路橋、および、鉄道橋を中心に、鋼構造物一般の疲労設計、および、損傷要因の推定、所要点検周期の算定、損傷の発生や余寿命の予測などに関する指針を最新の成果に基づいて与えている。本指針では、構造解析係数 γ_2 に対応して、実測値から求められる実応力比に基づく設計計算応力補正係数 α を定義し、これによる作用応力範囲の補正を規定するとともに、荷重の動的作用が及ぼす影響を無視できない場合には、信頼し得る測定結果に基づいて定めてことを原則とした衝撃係数によって考慮することも規定されている。なお、鉄道橋に関しては、上述の「鉄道構造物等設計標準(鋼・合成構造物)」⁷⁾の規定に適合するように配慮されている。

これらが現存する設計基準における鋼橋の限界状態設計法に関係する規定の概要であるが、現在、平成8年(1996)出版を目標に土木学会の「鋼構造物設計指針」の改訂作業が、土木の領域における鋼構造物一般の限界状態設計法を確立することを目的として開始されている。改訂にあたっては、コンクリート構造物に対する限界状態設計法に基づく設計基準との整合性を図りながら作業が進められてきたが、書式の統一につい

てはほぼ断念され、今後も多少の変更は予想されるものの、設計断面力側に安全率 γ 、設計断面耐力側には部材強度係数 ϕ (≤ 1.0) がそれぞれ乗じられる書式にはほぼ落ち着くようである。したがって、本改訂案では、前述の「鉄道構造物等設計標準 (鋼・合成構造物)」⁶⁾ におけるような5種類の安全係数が具体的に規定されることはないが、これらが荷重に関する規定や、安全率 γ 、および、部材強度係数 ϕ の値の規定に係わっていることは明らかであり、解説には、それらの規定の根拠あるいは参考となった荷重係数 γ 、や構造解析係数 γ などの安全係数の値も必要に応じて記述されることになっている。

3. 解析と計測に関する一般事項

本章では、限界状態設計法における解析と計測に関する一般的事項について、「鋼構造物設計指針」改訂案における規定を示し、「鋼構造物設計指針」⁴⁾、および、「鉄道構造物等設計標準 (鋼・合成構造物)」⁵⁾ における規定との相違点について述べる。本改訂案では、「4章 構造解析」の「4.1節 一般」において、

(1) 構造解析においては、対象とする構造物と照査する限界状態の種類、および、その照査事項と照査方法に応じて、適切な構造モデルと境界条件、および、荷重条件を設定するものとする。

(2) 構造モデルの設定は、はり、柱、格子、板、シェル、トラス、ケープル、ラーメン、および、アーチなどにより、あるいは、これらの組合わせにより、構造物を適切に簡略化して行うものとする。

(3) 動的な現象に対して限界状態の照査を行うにあたっては、構造モデル、荷重、および、解析法を適切に単純化した動的解析、あるいは、荷重を静的なものに置き換えた静的解析によってよい。

また、類似の構造物における信頼性のある測定結果がある場合には、それに基づいて荷重の動的作用が及ぼす影響を考慮してもよい。

(4) 構造解析は、静的解析、動的解析とともに、対象とする構造物と照査する限界状態の種類に応じた適切な方法を選定して行うものとし、コンピュータを使用する場合には、計算に用いるプログラムに基づいている基礎理論や仮定、数値解法の適合性、および、解の精度とその収束性、安定性に十分配慮するものとする。

なる4項目を条文として規定することが提案されている。動的な現象に対する限界状態の照査を行うにあたって、動的解析、あるいは、適切な形で静的解析により効率的に行ってもよいことを明記しているが、従来は対象としていない動的現象を静的問題に置き換えるような場合には、適切な構造解析係数 γ を定め、構造解析やモデル化の不確実性に対する安全性を確保する必要があることを解説で注記している。また、類似の構造物における信頼性のある測定結果がある場合には、それに基づいて荷重の動的作用が及ぼす影響を考慮してもよいとして、類似の構造物に対する衝撃係数などの規定が設計基準等がないような場合に測定結果を利用できる道を開いている。さらに、解析法の選定に関しては、動的解析についても数値解法の適合性や、解の精度とその安定性に配慮することを明記している。

なお、本改訂案では、「6章 限界状態の照査」の「6.1節 一般」において、

構造物に応じたすべての限界状態について安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態としては、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態の3種類を考えるものとする。

とし、原則として、次章以下に述べる3種類の限界状態での安全性をすべて照査することを定めている。

4. 終局限界状態の照査

終局限界状態の照査において、橋梁交通振動に直接関係するものが設計衝撃係数である。「道路橋示方書

(I. 共通編)」¹⁾では、鋼道路橋の衝撃係数は $i = 20/(50+L)$ なる式で規定され、支間長 L は橋梁形式とその部材別に定められている。これに対して、「鉄道構造物等設計標準 (鋼・合成構造物)」⁵⁾では、衝撃係数は $i = K_s \cdot V/500 L^{0.2} + 10/(65+L)$ なる式で与えられ、 K_s は在来線($=2$)と新幹線($=1$)の別、 V は列車の

各社別の最高速度、および、 l は影響線の基線長を表している。ただし、 d を死荷重によるたわみ量として、共振の影響を無視できる条件式 $(3.15/d)^{0.5} > 100/l$ を満たし、複線載荷の場合には、 l に関する補正係数を乗じて衝撃係数を低減する必要があるとしている。

しかしながら、活荷重の特性値に設計衝撃係数を乗じて衝撃荷重の特性値とする考え方は、限界状態設計法においても基本的に変わらず、活荷重、設計衝撃係数とともに独立した確率変数ではあるが、一体となって評価されるもので設計衝撃係数のみを単独に評価することはできない。したがって、ここでは、衝撃係数の測定結果などが反映されることは、特に、鉄道橋とは異なって実働活荷重が明確でない道路橋の場合、ほとんど余地がないようである。

そこで、本章では、「鋼構造物設計指針」⁴⁾、および、「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾における構造解析に関する規定を概観するとともに、鋼構造物の設計計算に適用されている解析法の実態を調査し、それらを踏まえた「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色について述べる。

4.1 「鋼構造物設計指針」における規定

「鋼構造物設計指針」⁴⁾では、構造解析に関する規定において、線形解析を行うことを前提とするが、責任技術者が必要と認める場合には非線形解析を行うものとすると定めている。しかし、解説においては、適用範囲を広げる意味から、責任技術者が必要と認める場合には非線形解析を行うこととしたが、現時点では特別な場合を除き適用されていないこと、および、必ずしも信頼できる計算法ばかりではないことを考えると、積極的な意味で設計計算に利用するには時期尚早であると思われると記述している。

その一方で、特別な配慮を必要とする構造解析の規定を設けて、非線形解析を行う場合には、十分信頼できる解析法を適用するものと定め、解説において、幾何学的非線形問題（ケーブル構造物や長大なアーチの有限変位問題）、および、材料非線形問題などの非線形解析が利用されている問題の例を列挙し、利用の適否は責任技術者の総合的な判断に委ねるものとたと記述している。さらに、特定構造物編のケーブル構造物に関する規定では、有限変位理論に基づく非線形解析を行うことを標準とすると定められている。

4.2 「鉄道構造物等設計標準」における規定

「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾では、構造解析に関する規定は「鋼構造物設計指針」⁴⁾における規定をほぼそのままに準用している。ただし、非線形解析については、条文から取り除き、同様の理由により設計計算に利用するには時期尚早であると思われると解説している。

その一方で、終局限界状態の照査に関して、弾性微小変位解析を用いて所要の精度が得られる通常の構造物に対しては構造解析係数 γ を1.0としてよく、橋桁の浮き上がりに対する照査についてのみに特に1.1の値を用いることを規定するとともに、弾性微小変位解析によりがたい構造物として長スパンのアーチ、斜張橋を挙げ、これらの場合も線形化弾性有限変位理論、具体的には幾何剛性を含む解析を行えば所要の精度が得られ、同様に構造解析係数 γ を1.0としてよいと解説している。

4.3 設計計算に適用される解析法の実態

平成6年(1994)に土木学会から出版された「鋼構造物の終局強度と設計」⁷⁾において、設計実務者に対するアンケート結果が分析されており、これによれば、設計計算に適用される解析法の実態は次のようである。これまでの適用実績、および、各荷重に対する計算結果の重ね合わせや、影響線処理が可能であることなどから、設計実務の効率を考え、弾性微小変位解析法の適用による静的な線形解析が今でも基本となっていることは当然である。しかし、「道路橋示方書（Ⅱ、鋼橋編）」¹⁾で変形の影響の考慮を規定されたアーチをはじめ、対象とする構造物の規模や変形特性、および、設計条件、荷重条件によっては、弾性微小変位解析法では十分な精度が得られず、非線形解析が必要となる場合も増えている。その結果、コンピュータ技術の急速な進歩やプログラムのシステム化に伴う解析計算処理の効率化が促進されて、設計現場における弾性有限変位解析法の適用が一般化しつつあり、特有の設計条件を有する吊構造への適用方法などもほぼ確立さ

れ、解析の信頼性を保てるようになってきている。また、弾塑性有限変位解析法についても、適用実績は未だ多いとはいえないが、アーチ、ラーメン、および、吊構造などの実構造物への適用例も既にあり、これらを参照して適切な構造モデルを用い、解析理論、および、数値解法の適合性に十分配慮すれば、信頼し得る解が得られる状況にあるといえる。

4.4 「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色

「鋼構造物設計指針」改訂案では、本章で概要を述べてきた既往の設計基準における規定とその解説、および、最新の研究成果とその適用状況を踏まえ、「4章 構造解析」の「4.2節 終局限界状態の構造解析」において、

- (1) 終局限界状態の構造解析においては、対象とする構造物、および、その照査事項と照査方法に応じて、適切な構造モデルと境界条件、および、荷重条件を設定するものとする。
- (2) 終局限界状態の照査における構造解析は、弾性微小変位解析法の適用による静的解析を原則とするが、責任技術者が必要と認める場合には、座屈固有値解析法、弾性有限変位解析法、弾塑性有限変位解析法などから、対象とする構造物に応じた適切な解析法を選定して適用するものとする。
- (3) 弾性微小変位解析法以外の解析法を用いる場合には、対象とする構造物の終局限界状態における変形挙動に十分配慮し、照査事項と照査方法に依じて、これらに適合する解析レベル以上の解析理論と数値解法を適用するものとする。

なる3項目を条文として規定することが提案されており、線形解析の適用を原則としているが、実態を踏まえて、非線形解析法の適用をこれまでに以上により積極的に規定していることが解る。したがって、解説では、責任技術者の判断を促すため、前出の「鋼構造物の終局強度と設計」⁷⁾の記述、および、平成8年(1986)に土木学会から出版することを目標に準備中の「構造工学における計算力学の基礎と応用」⁸⁾の原稿における記述を参考に、弾性有限変位解析法、および、弾塑性有限変位解析法の解析レベルとそれに対応する解析内容を明確に分類した解説表を示している。弾性有限変位解析法の分類には、 $P-\Delta$ 法を含む弾性2次解析法や座屈固有値解析法に多用され、軸力を係数とする幾何剛性行列を1次の非線形項として持つ剛性行列が用いられる線形化有限変位理論に基づくものも含まれている。

また、各レベルの弾性有限変位解析法において、完成系または架設系の着目する平衡状態での接線剛性行列により剛性を線形化する近似解析手法は、対象構造物の変形特性や荷重条件によっては十分な精度を満足できる有用な手法であり、荷重の重ね合わせや影響線処理も可能となることから、吊構造などへの適用実績が多いことも解説されている。さらに、塑性ヒンジ理論に基づく解析法の将来性についても示唆している。

なお、「6章 限界状態の照査」の「6.2節 骨組部材の終局限界状態の照査」、「6.3節 板の終局限界状態の照査」、および、「6.4節 連結部の終局限界状態の照査」においては、既往の設計基準の規定を踏まえ、「鋼構造物の終局強度と設計」⁷⁾に記述された最新の研究成果を可能な限り反映させて新しい規定案の作成が進められているが、当然のことながら、橋梁交通振動の解析と計測に結び付く内容は直接的、間接的にも含まれていない。

5. 使用限界状態の照査

本章では、わが国における「立体横断施設技術基準」²⁾、「鋼構造物設計指針」⁴⁾、および、「鉄道構造物等設計標準(鋼・合成構造物)」⁵⁾に、さらに、イギリスの「BS5400」⁹⁾、および、カナダの「Ontario code」¹⁰⁾を加えて、国内外の設計基準における使用限界状態の照査に関する規定を概観し、それらを踏まえた「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色について述べる。

5.1 「立体横断施設技術基準」における規定

「立体横断施設技術基準」²⁾では、一般に歩道橋は道路橋に比べて剛度が小さいことから、たわみ制限値

を厳しくする必要があり、活荷重（衝撃は考えない）による主げたの最大たわみは、支間長の $1/600$ を超えてはならないが、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には、その値の 1.5 倍に相当する道路橋の基本値 $1/400$ まで緩和してよいことが規定されている。

振動に対する具体的な配慮としては、活荷重による主桁の振動は利用者に不快感を与えないものでなければならぬとし、次のようなことが解説されている。すなわち、パワースペクトル密度の例を示して、歩行者がほぼ 2 Hz の強制周期力を橋に与えたとみなし、主構造系のたわみ固有振動数が 2 Hz 前後 ($1.5\sim 2.3\text{ Hz}$) にならないようにすることが必要であるとしている。

固有振動解析について、本基準では、単純支持桁の固有振動数の計算式が示され、それ以外の構造系に対しては土木学会から出版されている当時の「土木技術者のための振動便覧(1966)」を参照すればよいとする一方、簡単な構造系に対して、静的最大たわみによって表された簡略計算式が与えられている。

さらに、上述のように共振域を避けた場合においても、たわみ振動がなお歩行者に不快感を与えることのないようにする必要があるとして、次のようなことが解説されている。すなわち、設計荷重 350 kg/m^2 (1 m^2 あたり 5 人程度) の $1/5$ 、従って、 1 m^2 あたり 1 人程度の通常の使用状況において、これらの歩行者が 2 Hz の強制周期力を橋に与えた場合の最大加速度が 0.1 g (g は重力加速度) 以下となるようにすることが望ましいとしている。また、より詳細な検討を行う必要がある場合には、歩行者の振動感覚に対し、振動の心理的大きさを定義して、これを尺度に整理することを提案した評価方法¹¹⁾を用いるのがよいとしている。

その後、建設省制定土木構造物標準設計の立体横断施設に関する解説書¹²⁾においても、同様に、横断歩道橋の主桁のたわみ固有振動数は平均歩調 2 Hz 前後 ($1.5\sim 2.3\text{ Hz}$) にならないようにと解説されているが、歩調分布に関する複数の測定結果の比較から、 $1.6\sim 2.4$ 歩/秒に歩調のほとんどがあることを配慮したものである。なお、これらの実測歩調の分布の比較図¹²⁾は、昭和60年(1985)に土木学会で改訂された「土木技術者のための振動便覧」¹³⁾にも引用されている。

5.2 「鋼構造物設計指針」における規定

「鋼構造物設計指針」⁴⁾では、たわみの照査について、たわみ制限を限界状態設計法の書式に書き改めた照査式によるものと規定し、荷重やたわみの計算法の規定、および、制限値の例の解説として、次のような「道路橋示方書(Ⅱ、鋼橋編)」¹⁾における規定とその解説が準用、あるいは、引用されている。

すなわち、「道路橋示方書(Ⅱ、鋼橋編)」¹⁾では、たわみによる照査は、構造物全体として必要な剛性を確保することで安全性を大略的に照査しようとするものであり、衝撃を含めないこと、および、アーチのたわみ量の算出にあたっては変位の影響を無視してよいことが規定されている。また、たわみの制限値は、橋梁形式と桁形式の組合わせ別に支間に対する比率で与えられ、特にRC床版を有するプレートガーダー形式については、スパン別に値が定められている。これは、プレートガーダーのたわみによってRC床版に付加される曲げ応力度が許容値を超えないようにしたものである。

本指針では、振動に対する照査について、たわみ制限以外の形で照査する場合には適宜適切な形で照査するものと規定されており、この適切な形の照査の例として、上述の「立体横断施設技術基準」²⁾における横断歩道橋の振動に対する規定の解説が引用されている。

5.3 「鉄道構造物等設計標準」における規定

「鉄道構造物等設計標準(鋼・合成構造物)」⁵⁾では、使用限界状態の照査においても、前節で解説した終局限界状態の照査における場合と同様に、弾性微小変位解析を用いて所要の精度が得られる通常の構造物に対してだけでなく、弾性微小変位解析によりがたい構造物として挙げた長スパンのアーチ、斜張橋に対しても、線形化弾性有限変位理論、具体的には幾何剛性を含む解析を行えば所要の精度が得られ、ともに構造解析係数 γ を 1.0 としてよいとしている。

使用限界状態の照査は、構造物または部材の過度の振動、変位、変形による使用困難を回避し、列車の走

行性、乗り心地を確保するために行うものと解説し、橋桁のたわみの照査において対象とする荷重として一般的な列車荷重の特性値のみが規定され、衝撃は加算しないものと定められている。ここでは、主桁、横桁のたわみ、および、左右レール位置でのたわみ差の照査が規定され、在来線（機関車、電車など）と新幹線に分けて、スパン・連数・最高速度別に定められた各々の限度値に対する安全性を限界状態設計法の書式の照査式で確かめることが定められている。なお、解説には、たわみの限度値を支間に対する比率で定めるために適用された動的応答計算のモデルが示され、走行性（軸重減少率）および乗り心地の両面から検討されたことなども付記されている。

5.4 イギリス「BS5400」における規定

イギリスの「BS5400」⁹⁾では、歩行者の振動感覚の立場からの道路橋の振動使用性について、かつて補足事項として、 20ft 車の通過に伴って生ずる振動の最大加速度と最大変位の積を $5\text{ in}^2/\text{sec}^2$ 以下にするのがよいという制限項目を設けている。この制限は、最大振動速度を $75\text{ in}/\text{sec}$ 以下にすることにはほぼ相当しており、最大変位で表すと振動数に依存した形で表現される。

一方、歩道橋に関しては、歩行者の歩行に伴う動的応答の計算法、および、それによる応答振動量に対する歩行者の振動感覚を考慮した最大加速度の制限値、すなわち、振動じょ限度が具体的に規定されている。

採用された応答計算法は、イギリスのBlanchardら¹⁴⁾によって提案された方法であり、歩道橋の固有振動数と同じ歩調を f (Hz)、歩幅を 0.9m として、歩行者の歩行外力を $F = 180 \sin(2\pi f t)$ (N)、移動速度を $V_r = 0.9 f$ (m/sec)なる式で与えている。このような外力を歩道橋に作用させ、その時の鉛直方向の最大加速度 a を求めることが提案されており、照査する橋の減衰に関するデータがない場合は、対数減衰率 δ （減衰定数 h ）として、鋼構造の場合は $0.03(0.5\%)$ 、合成構造の場合は $0.04(0.6\%)$ 、および、コンクリート構造の場合は $0.05(0.8\%)$ をそれぞれ用いてもよいとしている。

特に、単純桁や、対称な2、3径間連続桁などの簡単な桁橋については、 $a = 4\pi^2 f^2 y_s K \phi$ (m/sec²)なる式で表される簡易計算式により最大加速度 a を求めてもよいことが提案されている。ここに、 f は歩道橋の1次曲げ固有振動数(Hz)、 $y_s(m)$ は歩行者の静的荷重(700N)による最大たわみである。また、 K は構造形式に関する形状係数を、 ϕ は支間長と減衰の値をパラメータとする動的応答係数をそれぞれ表し、これらの値を求める図表が用意されている。

さらに、振動じょ限度についても、Blanchardら¹⁴⁾が提案した $0.5 f^{1/2} \text{ m}/\text{sec}^2$ (f Hz:振動数)の値を採用しており、後述する「Ontario code」¹⁰⁾、Wheeler¹⁵⁾にも影響を与えている。

5.5 カナダ「Ontario code」における規定

カナダの「Ontario code」¹⁰⁾では、使用限界状態の照査における静的たわみ制限を構造形式別に評価せず、道路橋の1次曲げ固有振動数に応じて支間に関係なく、歩行者の予想利用頻度ごとに設けており、歩行者の利用状態を3タイプに分け、それぞれに適した振動制限を考慮して設定したと解説している。これは、明らかに、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮したことによる静的たわみの制限値の緩和を意味しており、無歩道、歩行者が稀、あるいは、頻繁な歩道を有する3タイプでは大きな差異がある。ただし、ここでは、1次曲げ固有振動数の関数としても与えられる動荷重増幅率を活荷重に加え、荷重係数 0.80 を乗じたものを作荷荷重としている。

なお、歩行者が頻繁な歩道を有する場合、橋梁上の車面は通常 $60\text{ km}/\text{h}$ 以下の速い速度で走行することや、平均的な車面荷重 150 kN による動的たわみ振幅の平均値が静的たわみの $12\sim 15\%$ であることなど、実橋の動的応答の現場測定の結果に基づいてたわみ制限を定めたことが解説されており、後述する歩道橋の振動じょ限度とも整合のとれたものとなっているようである。

一方、歩行者の歩行に伴う歩道橋の動的応答の計算法、および、それによる応答振動量に対するじょ限度も具体的に規定されており、応答計算法は、上述の「BS5400」⁹⁾に採用されたBlanchardら¹⁴⁾による方法が

ほぼそのまま適用され、1次曲げ固有振動数と4Hzのうち小さい方を仮定歩行周波数(歩調)、この仮定周波数で歩行する場合の移動速度が2.5m/secとなる歩幅と0.9mのうち同様に小さい方を仮定歩幅としている。

本codeの振動じょ限度に関する規定の作成に際して参考とされた、前出のWheeler¹⁵⁾が提案したほぼ最大振動速度24mm/secの値は振動感覚実験のデータから得られたものであり、実験の報告によると、このじょ限度は「不快」あるいは「少し歩みにくい」と感ずる人が50%となる振動に対応している。振動速度で整理すると振動数に依存しないが、加速度で表すと振動数に依存した形で表現される。

最終的に採用された振動じょ限度は、その解説によると、建築物の床振動に対する人の反応データをも参考にしたようであり、最大加速度が1Hzで0.25m/sec²、10Hzで1.5m/sec²となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている。さらに、上部構造の橋軸方向および横方向振動数が、1次曲げ振動数の1.5倍と4Hzのうち小さい方の値を下回らないように、設計しなければならないとしている。

5.6 「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色

「鋼構造物設計指針」改訂案では、本章で概要を述べてきた既往の設計基準における規定とその解説、および、最新の研究成果を踏まえ、「4章 構造解析」の「4.3節 使用限界状態の構造解析」において、

(1) 使用限界状態の構造解析においては、対象とする構造物、および、その照査事項と照査方法に於いて、適切な構造モデルと境界条件、および、荷重条件を設定するものとする。

(2) 使用限界状態の照査における静的解析は、弾性微小変位解析法の適用を原則とするが、責任技術者が必要と認める場合には、対象とする構造物に応じた適切な解析レベルの弾性有限変位解析法を選定して適用するものとする。ただし、作用荷重には、原則として衝撃を含めないものとする。

(3) 使用限界状態の照査における動的解析は、弾性微小変位理論に基づく固有振動解析法、および、動的応答解析法の適用を原則とするが、責任技術者が必要と認める場合には、弾性有限変位理論に基づく対象構造物に応じた適切な解析レベルの解析法を選定して適用するものとする。

なる3項目を条文として規定することが提案されており、静的解析のみならず、動的解析に対しても、弾性有限変位理論に基づく解析法を適用する道が開かれている。弾性有限変位理論に基づく非線形の動的応答解析法は、静的解析法とは異なり、設計現場において未だ一般的とはいえないが、線形化有限変位理論に基づく解析法や、完成系あるいは架設系の着目する平衡状態における接線剛性行列を用いて剛性を線形化する近似解析手法は、動的解析においても有効であり、吊構造の固有振動解析、および、モード重畳法あるいは直接積分法による動的応答解析などにも既に数多く適用されている。これらのことについても、平成5年(1993)に橋梁振動研究会により出版された「橋梁振動の計測と解析」¹⁶⁾の解析編における記述を参考に解説されることになっている。

「6章 限界状態の照査」の「6.5節 使用限界状態の照査」においては、海外の基準を加えた既往の設計基準や最新の研究成果を踏まえて新しい規定案の作成が進められており、まず、「6.5.1項 一般」では、

使用限界状態の照査は、構造物または部材の過度の変位・変形・振動・騒音等が、構造物の機能、使用性、および、耐久性などをその耐用期間中に損なわないことを、適宜適切な形で照査するものとする。

として基本的な考え方を定め、「6.5.2項 静的解析による照査」では、

(1) 使用限界状態の照査は、構造物または部材のたわみ制限の形で静的解析により照査することを基
本とし、次式により照査するものとする。

$$\nu (\delta / \delta_u) \leq 1$$

ここに、 ν : 安全率 (通常は1.0)、 δ : 構造物または部材のたわみ、 δ_u : 構造物または部材のたわみの限界値である。

(2) 構造物または部材のたわみは、死荷重などの持続荷重を除いた荷重作用 (衝撃は含まず) に対し、部材の総断面積を用いて算出することを原則とする。

(3) たわみの限界値は、対象とする構造物の形式や規模、および、その使用条件に応じて定めるものとし、類似の構造物に設計基準等の定めがある場合にはそれを準用し、ない場合には動的応答解析結果や類似の構造物における測定結果なども参照して責任技術者の判断により定めるものとする。

なる4項目を条文として規定することが提案されている。構造物または部材のたわみに関する照査式を限界状態設計法の書式で表現したものであり、たわみの限界値の設定にあたって、類似の構造物に設計基準等の定めがない場合には、動的応答解析結果や測定結果なども参照して責任技術者の判断により定めるものと明記している他は、ここでは特に新しい点はない。

これに対して、「6.5.3項 動的解析を伴う照査」では、

(1) 使用限界状態の照査にあたって、責任技術者が必要と認める場合には、動的解析を伴う適切な形で照査を行うものとする。

(2) 静的解析によるたわみを制限する形での使用限界状態の照査において、動的解析を併用し、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には、たわみの限界値を緩和してもよい。

(3) 動的解析により使用限界状態の照査を行う場合には、利用者の振動感覚に関する測定結果に基づいて、対象とする構造物、および、その使用条件に応じた適切な形で照査するものとする。

なる3項目を条文として規定することが提案されており、固有振動解析や動的応答解析を併用し、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には、たわみの限界値を緩和してもよいことを初めて明確に規定している。さらに、利用者の振動感覚に関する測定結果に基づいて、動的解析による照査を適切な形で行うものとした規定も、本改訂案の特色といえる。この規定に対する解説では、前出の「土木技術者のための振動便覧」¹²⁾や、同じく前出の「橋梁振動の計測と解析」¹⁶⁾の計測編、および、解析編を参考に、わが国における最新の研究成果などを海外の設計基準の規定と対比させながら記述することになっている。

特に、歩道橋の設計においては、従来、回避すべき振動数範囲にかなり左右されてきた感があるが、利用者に不安感や不快感を与えない程度の振動に確実に抑えるためには、歩行者やジョギングをする人などによる周期性の高い外力に対して予測される動的応答の最大値を求め、それに対する照査を行うことが必要であり、その結果、振動数範囲そのものは余り意味がなくなっており、設計の自由度が高まることも期待できる。

なお、橋梁交通振動に関連する内容として、平成3年日本道路協会により取りまとめられた「道路橋耐風設計便覧」¹⁷⁾における記述を引用して、振動使用性の面から渦励振の許容振幅について解説していることも本改訂案の特色の一つである。

6. 疲労限界状態の照査

本章では、「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾、および、「鋼構造物の疲労設計指針」⁶⁾における疲労限界状態の照査に関する規定を概観し、それらを踏まえた「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色について述べる。

6.1 「鉄道構造物等設計標準」における規定

「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾では、疲労限界状態の照査における構造解析に関して、終局限界状態、使用限界状態の照査における場合と同様に、弾性微小変位解析を用いて所要の精度が得られる通常の構造物に対してだけでなく、弾性微小変位解析によりがたい構造物として挙げた長スパンのアーチ、斜張橋に対しても、線形化弾性有限変位理論、具体的には幾何剛性を含む解析を行えば所要の精度が得られ、ともに構造解析係数 γ_s を1.0としてよいとしている。

疲労限に対する照査は、死荷重、列車荷重、衝撃荷重（列車荷重×衝撃係数）および遠心荷重を考慮することを原則とし、この場合の列車荷重の特性値、衝撃係数は終局限界状態の照査に用いられる値と同じにすることが規定されている。これらの荷重の特性値に荷重係数 $\gamma_r=1.1$ 、構造解析係数 $\gamma_s=1.0$ を乗じて得ら

れる設計荷重を組み合わせて、それによる最大作用応力範囲を求め、終局および使用限界状態におけるものと同じ書式ではあるが、応力表示の照査式により、疲労限としての応力範囲に対する安全性の照査を行うものと規定している。

さらに、疲労限に対する照査式が満足されない場合の規定として、繰返し数の影響を考慮した照査が規定され、実測応力と設計計算応力の比（実応力比）の算定結果の上限値0.75程度にばらつきを考慮して、構造解析係数 γ を終局限界状態、および、使用限界状態の照査における標準値1.0に比べてかなり小さい0.85とし、繰返し数の影響を考慮した疲労許容応力範囲に対する安全性を照査する照査式が同一の書式により応力表示で定められている。この照査の場合、平均的な列車荷重（衝撃係数は終局限界状態の照査における応力と同じ値）の規定、および、荷重係数 γ を1.0に低減する規定に加え、作用応力範囲の算定式における応力の補正係数 f_1 、 f_2 のうち、繰返し数を考慮した係数 f_1 については、衝撃を平均的なものとすることを考え、終局限界状態に対する設計衝撃係数の%として算出されたものが影響線長別に解説表に示されている。

なお、この照査における実応力比の考え方は、前述のように、「鋼構造物の疲労設計指針」⁶⁾の出版の前に、その骨子を取りまとめた当時の「鋼構造物の疲労設計指針案(1989)」における考え方を導入したものである。

6.2 「鋼構造物の疲労設計指針」における規定

「鋼構造物の疲労設計指針」⁶⁾では、疲労限界状態の照査式などは「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾とほぼ同様であるが、設計計算応力補正係数 α が構造解析係数に対応して設定され、設計計算応力が実際の応力よりも低くなることが明らかなる場合に補正するものとしている。この設計計算応力補正係数 α の値については、類似の構造物での測定結果や模型実験の結果に基づき設定するものと解説し、本指針による下路プレートガーター鉄道橋の疲労設計例では、「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾の規定に即して0.85の値が繰返し数の影響を考慮した照査に用いられている。

また、道路橋に関しても、本指針では、各種タイプの合成桁、非合成桁の実応力比の測定結果を示し、非合成桁で上限値が0.70程度であることから、この値を α とすることも一つの考え方であると解説している。本指針による道路橋の設計例では、疲労損傷が発見された単純上路トラス橋や単純非合成箱桁橋の照査には1.0の標準値が用いられているが、単純合成板桁橋と非合成連続箱桁橋の主桁、および、鋼床板の縦リブと横リブの疲労設計には0.80の値が、単純合成板桁橋と非合成連続箱桁橋の床組の疲労設計には0.70の値が、繰返し数の影響を考慮した照査だけでなく、疲労限に対する照査でもそれぞれ用いられている。

さらに、本指針の資料編では、鉄道橋の維持管理における疲労損傷の発生予測について、疲労限に対する照査、および、疲労亀裂発生時期や範囲の予測に用いる最大応力範囲はシミュレーションまたは実測によって求め、シミュレーションによる場合は、通常0.65(影響線長 $\leq 10\text{m}$)あるいは0.75($> 10\text{m}$)の値の実応力比 α を乗ずる必要があるとしている。さらに、実測による場合は、実応力比 α の値を1.0としてよいが、応力範囲の実働最大値を測定しているとは限らないことから、極値統計解析を適用して推定するか、もしくは実測値に乘ずる係数 β （例えば、新幹線の場合1.4~1.7の値）をサンプリングした各実測最大応力範囲の平均値に乘ずる必要があるとしている。ただし、 α は荷重の種類や部材の構造によってややばらつきがあること、および、 β もデータ不足であることなどから、今後も見直しやデータの蓄積がともに不可欠であると指摘している。

一方、本指針では、衝撃係数に関して、実測結果などの正確なデータがない場合は、終局限界状態の照査におけるものを用いれば、一般に安全側の疲労照査となると解説している。本指針による鉄道橋の設計例では、「鉄道構造物等設計標準（鋼・合成構造物）」⁵⁾の規定に即して、疲労限に対する照査には終局限界状態の照査における衝撃荷重を列車荷重とともに荷重係数 γ 、=1.1をそれぞれ乗じてそのまま用い、繰返し数の影響を考慮した疲労の照査には、平均的な列車荷重（衝撃係数は終局限界状態の照査におけるものと同じ値）の規定、荷重係数 γ 、=1.0の規定に加えて、平均的な衝撃を考慮した応力の補正を考え、静的な設計で

用いる衝撃係数の%として算出された補正係数 f_1 (繰返し数を考慮した係数)が導入されている。

また、本指針の資料編では、鉄道橋の維持管理における耐用年数の評価について、累積疲労の算定で扱う応力(実応力比 α は特に定めない場合1.0の標準値)は平均的なものでよく、衝撃係数の算定に用いる列車速度も最高速度ではなく「通トン表」の平均速度でよいとし、この速度が不明な場合は設計速度とすることとしている。それに加えて、衝撃荷重の大きさは、疲労設計の場合と同様に、静的な設計で用いる衝撃荷重の75%程度を考慮するものとし、算定された衝撃係数をさらに25%低減して求めている。なお、蒸気機関車の場合の衝撃係数の算定式には載荷時の固有振動数が含まれており、実測値を用いるのが望ましいが、それがない場合などには、死荷重によるたわみの計算値と列車荷重によるたわみの実測値で与えられる簡易計算式によってもよいとしている。

さらに、本指針による道路橋の疲労設計例では、繰返し数の影響を考慮した照査におけるトラック荷重の3倍のものを疲労限の照査において作用させているが、衝撃係数は、両照査ともに「道路橋示方書(Ⅱ. 鋼橋編)」¹⁾に規定された静的設計における値をそのまま用いている。ただし、鋼床板に対する繰返し数の影響を考慮した照査には、実態荷重モデルが用いられており、縦リブについては、「道路橋示方書(Ⅱ. 鋼橋編)」¹⁾の規定に従って静的設計で考慮される衝撃を両照査ともに含めていない。

6.3 「鋼構造物設計指針」改訂案における規定とその特色

「鋼構造物設計指針」改訂案では、本章で概要を述べてきた既往の設計基準における規定とその解説、および、最新の研究成果を踏まえ、「4章 構造解析」の「4.4節 疲労限界状態の構造解析」において、

(1) 疲労限界状態の構造解析においては、対象とする構造物、および、その照査事項と照査方法に応じて、適切な構造モデルと境界条件、および、荷重条件を設定するものとする。

(2) 疲労限界状態の照査における構造解析は、弾性微小変位解析法の適用による静的解析を原則とするが、責任技術者が必要と認める場合には、対象とする構造物に応じた適切な解析レベルの弾性有限変位解析法を選定して適用するものとする。

(3) 疲労限界状態の照査にあたって、類似の構造物における実測応力と設計計算応力の関係から、構造解析により求められた応力値が実際に作用する応力値を下回ることが明らかなる場合には、実応力比(実測応力/設計計算応力)に基づいて解析値を低減してもよい。

(4) 疲労限界状態の照査にあたって、荷重の動的作用が及ぼす影響を衝撃係数により考慮することが必要な場合、衝撃係数は、類似の構造物における測定結果に基づいて定めることを原則とするが、信頼性のある測定結果等がない場合は、終局限界状態の照査におけるものを用いてもよい。

なる4項目を条文として規定することが提案されている。弾性有限変位解析法を適用する道を開いたこと、実測応力と設計計算応力の比である実応力比による補正を明確にしたこと、および、実測結果に基づいて衝撃係数を定めることを原則としたことなどが、本改訂案の特色である。

これに対して、「6章 限界状態の照査」の「6.6節 疲労限界状態の照査」においても、同様に、既往の設計基準や最新の研究成果を踏まえて新しい規定案の作成が進められているが、橋梁交通振動の解析と計画に直接的に関係する内容は含まれていない。なお、橋梁交通振動に関連する項目として、別項で前出の「道路橋耐風設計便覧」¹⁾を引用し、疲労にとつて有害な風による振動に配慮すべき部材の規定も設けられることになっている。

7. 橋梁交通振動に関する研究課題

前章までの記述から、橋梁交通振動の解析と計画に関する研究成果が限界状態設計法に基づく鋼橋設計基準の規定に反映される余地、および、今後に残された課題について述べる。次のようである。

終局限界状態の照査において、活荷重の特性値に設計衝撃係数を乗じたものを衝撃荷重の特性値とする考

え方は限界状態設計法においても基本的に変わらず、設計衝撃係数は従来の許容応力度設計法におけるものと同様の位置付けである。すなわち、活荷重、設計衝撃係数とともに独立した確率変数ではあるが、一体となつて評価されるものであり、設計衝撃係数のみを単独で評価することはできない。したがって、本照査に関する規定に反映させる余地は、特に、実働活荷重が明確とはいえない道路橋の場合、今までも指摘されているようにほとんどないようである。

しかしながら、使用限界状態の動的解析を伴う照査に関する規定への歩行者の振動感覚に関する研究成果の反映にはかなりの余地が残されており、特に振動じょう限度については、高齢化社会への対応など多様化が迫られているわが国特有のものの規定が望まれている¹⁸⁾。

わが国において道路橋を対象とした研究は未だ少なく、より充実させる必要がある一方、最近、歩道橋を対象とした振動使用性に関する研究成果の報告が増加しつつあるが、設計基準に反映させる上で不十分な点あるいは不足する点を明らかにし、補充あるいは追加すべき内容を明確にして研究を遂行していく必要がある。また、これまでの研究成果が、海外とは異なつて、わが国における設計基準にはほとんど反映されて来なかったのは、方法が十分に統一されておらず、設計図表を作成する上で支障があったことも支配的な要因の一つであり、統一的方法の採用が今後は不可欠である。

さらに、疲労限界状態の照査に関する規定においても、かなりの余地が残されており、実測応力範囲から実働最大値を推定する手法の確立や、統一的方法で得られた構造形式別、規模別の実応力比の算定結果、および、衝撃係数の実測結果のデータを蓄積していくことによって、より合理的な設計値を与えることが可能である。

このように、橋梁交通振動の分野における解析と計測に関する研究成果を限界状態設計法に基づく鋼橋設計基準の規定に反映できる余地は小さくないといえる。したがって、研究内容を総合的に体系化し、目的、目標を明確に定めた適切なテーマを選択してそれらを組み合わせ、分担範囲や着手する優先順位も設定して、多くの研究者らによって整然と研究を進め、設計基準に反映し得る成果をあげていく必要がある。

8. 結 言

以上、著者の限界状態設計法に対する乏しい知識の中で、橋梁交通振動の分野における解析と計測に関する研究成果の本設計法への係わり方について、鋼橋を対象に現状の把握と将来の展望を試み、今後に残された課題を検討した。

その結果、まず、橋梁交通振動に関する研究成果を限界状態設計法に基づく鋼橋設計基準の規定に反映できる余地は小さくないことが解った。それにもかかわらず、研究内容を総合的に体系化し、目的、目標を明確に定めた適切なテーマの選択とそれらの組み合わせ、分担範囲や優先順位の設定、および、設計図表を作成する上で不可欠となる統一的方法の採用などが、多くの研究者らによって必ずしも整然と行われていないこともあり、わが国における研究成果が十分に生かし切れていないことは明らかであった。

今後、これらの問題点を克服し、わが国における歩行者の振動感覚に関する研究成果をより充実にさせる動的解析を伴う使用限界状態の照査の規定に反映したり、構造形式別および規模別の実応力比の算定結果や、衝撃係数の実測結果のデータを蓄積して疲労限界状態の照査の規定に反映していくことなどによって、道をより大きく切り開いていく必要がある。近い将来、著者らが一つの目標としている「橋梁交通振動に関する設計ガイドライン」を土木学会で取りまとめることができ、限界状態設計法に基づく設計基準の規定に引用される時が来ることを期待したい。

最後に、特に振動使用性の照査に関する記述に際して、貴重な資料と適切なご助言を戴いた金沢大学の川康男教授に対し、心より謝意を表したい。また、「鋼構造物設計指針」改訂案に関する記述に際して、適切なご助言を戴いた早稲田大学の依田照彦教授に対しても、心より謝意を表したい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ．共通編，Ⅱ．鋼橋編），1994年2月。
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979年1月。
- 3) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計，第5巻解説書（立体横断施設－横断歩道橋・地下横断歩道），1985年5月。
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針（Part A 一般構造物），同（Part B 特定構造物），鋼構造シリーズ3A，3B，1987年11月。
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），丸善，1992年10月。
- 6) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993年4月。
- 7) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ6，1994年7月。
- 8) 土木学会：構造工学における計算力学の基礎と応用，構造工学シリーズ，1996年出版予定。
- 9) B S I：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration service-ability, BS 5400, 1978。
- 10) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準1983年版（共通編・鋼橋編），同解説，1985年3月。
- 11) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，Vol. 8, No. 12, 1974。
- 12) 梶川康男・小堀為雄：動的応答からみた歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，No. 266, 1977。
- 13) 土木学会：土木技術者のための振動便覧，1985年10月。
- 14) Blanchard J., B. L. Davis and J. W. Smith：Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, Proc. of Symposium on Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, Ministry of Transport Road Research Laboratory (UK TRRL), 1977。
- 15) Wheeler J. E.：Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST9, 1982。
- 16) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993年10月。
- 17) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991年7月。
- 18) 日本鋼構造協会：これからの歩道橋一人への優しさを求めて－（仮称），技報堂出版，1997年出版計画。

セッション[b] :

「橋梁の振動使用性」

たわみと振動感覚

梶川 康男*

1. はじめに

使用限界状態の照査は、構造物または部材の変位・変形・振動・騒音などによって、構造物の機能、使用性、耐久性などがその耐用期間中に損なわれないことを確認しようとしている。このうち、設計量として対象とするのは一般にたわみ量と振動量であり、両者は構造全体の質量と剛性から決まり、その間には密接な関係がある。しかし、静的なたわみと動的な振動とが一見、大きく異なっているように見えるため、その照査方法には惑わされる場合もあり、その根拠が容易には理解できないものもある。そこで、少し整理してみることとした。使用限界状態の照査方法が、まだ確立されたわけではないので、設計示方書や設計指針などには大きく分けて、つぎの2通りの照査方法が見られる。

その1つに、活荷重が静的に載荷したときの構造物全体の変形や変位が大きすぎないことを照査し、機能上および利用上の不都合が生じないことを確認する方法がある。つぎに、直接的に振動現象を扱うものであり、動的解析によって、その振動の大きさを影響を照査し、機能などに支障がでないことを確認する方法である。この場合、設計活荷重を載荷するのではなく、より日常的に生ずる荷重を対象に考えている。ところが、動的な解析によって、振動の利用者に及ぼす影響について配慮した場合に、たわみの照査において、その限界値を緩和する中間的な方法を取っている場合もある。

2. 静的解析によるたわみの照査

構造物または部材のたわみは、死荷重などの持続荷重を除いた荷重作用（衝撃は考えない）に対して、部材の総断面積を用いて算出する。そして、使用限界状態の照査は、構造物または部材のたわみ制限の形で静的解析により照査することとなる。

$$\nu \delta \leq \delta_u \quad (1)$$

ここに、 ν ：設計係数（通常 1.0）、 δ ：構造物または部材のたわみ、 δ_u ：構造物または部材のたわみの限界値である。

ここで、たわみの限界値については、対象とする構造物の形式や規模、および、その使用条件に応じて定められよく、類似の構造物に設計基準などがある場合にはそれを準用し、基準などがない場合には動的応答解析結果や類似の構造物における測定結果^{3) 4)}なども参照して定めることとなる。

道路橋では「道路橋示方書」に表-1のように、鉄道橋に関しては、「鉄道構造物等設計標準」に表-2のように、支間長との比で示されている。また、歩道橋を対象とする「立体横断施設技術基準」¹⁾では、活荷重による歩道橋の主げたの最大たわみは、支間長の1/600を超えてはならないが、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には、支間長の1/400までとしてよいと規定されている。

* 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野 2-4-0)

表-1 道路橋での鋼桁のたわみ量の制限値

橋の形式	最大のたわみ	
	単純支持けた および連続けた	ゲルバーけたの 片持部
プレート ガーダー 形式	鉄筋コンクリート 床版をもつプレー トガーダー	L/2000 L/1200 L 12000/L
	L ≤ 10 m	L/300
	10 < L ≤ 40 m	L/500
	L > 40 m	L/300
その他の形式	その他の床版をもつプレートガーダー	L/350
	つり橋形式	L/400
	斜張橋形式	L/400

L: 支間長 (m)

表-2 鉄道橋での桁のたわみ量の制限値

機関車荷重	スパン L (m)	0 < L < 50 L/800	L/700
	スパン L (m)	0 < L ≤ 20 20 < L < 50	L/50
	単連の場合 最高速度 V (km/h)	V ≤ 100 100 < V ≤ 130 130 < V ≤ 160	L/700 L/900 L/700
	2連以上連続する場合 最高速度 V (km/h)	V ≤ 100 100 < V ≤ 130 130 < V ≤ 160	L/700 L/900 L/1200
新幹線荷重	スパン L (m)	0 < L ≤ 40 40 < L ≤ 50 50 < L < 100 L ≥ 100	L/1600
	2連以上連続する場合	L/1800 L/2000 L/2500 L/2000	L: 支間長 (m)

3. 動的解析の援用によるたわみ限界値の緩和

たわみ制限による使用限界状態の照査は、非常に簡便で有用なものである。しかしながら、構造物によっては、動的解析による照査を併用して、設計の自由度を高め、利用者の安全性の確保や、不快感・不安感の排除などを確実にすることも必要である。このような、振動が利用者には及ぼす影響について特に配慮した場合には、たわみの制限値を緩和してもよいとする方法をとる場合もある。橋梁を例に取れば、道路橋や歩道橋において、たわみの制限値が緩和されている設計基準には次のようなものがある。

3-1 道路橋のたわみの照査

道路橋の場合、構造形式は多様であり、構造形式別に一律に定めたものでは該当しない場合も考えられる。また、道路橋における歩道の有無や、その利用形態によっても、たわみの制限値は異なるはずである。

カナダのオンタリオ州での道路橋設計基準¹³⁾では、

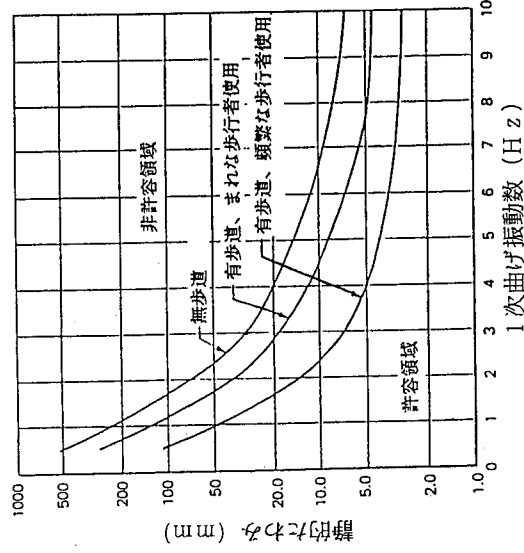


図-1 使用性に対するたわみ制限

限 状態照査基準の使用限界状態の項に道路橋の振動についての規定が定められている。この設計基準では動的応答を求めて評価するのではなく、道路橋の1次曲げ固有振動数に応じた静的たわみ制限を歩行者の予想利用頻度ごとに図-1のように規定する方法を採用している。その解説によると、歩行者の利用状態をつぎの3タイプに分け、それぞれに適用した振動制限を考慮して設定されている。

1) 歩道を有しない橋梁で歩行者が管理的にしか使用しない。

2) 歩道を有する橋梁であるが歩行者はほとんど使用せずに、使用しても一般に歩くだけである。

3) 一般に都市部内の歩道を有する橋梁で、歩行者が歩いたり立ち止まったりして頻繁に使用する。

図-1は明らかに、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮したことによる静的たわみの制限値の緩和を表しており、無歩道の場合と歩行者が頻繁な歩道を有する場合とは大きな差異がある。ただし、ここでは、1次曲げ振動数の関数としても与えられる動荷重増幅率を活荷重に加え、荷重係数0.80を乗じたものを作用荷重としている。

その際、一般に歩行者の利用が頻繁である橋梁上の車両は通常 60km/h 以下の遅い速度で走行することや平均的な車両荷重 150kNによる動的たわみ振幅の平均値が静的たわみの 12-15% であることなど橋梁の動的応答の現場測定に基づいて定められている。

これらを参考に逆算すると、歩行者の頻繁な使用の歩道をもつ橋に対する限界が図-6の歩道橋の加速度制限値 (Ontario code) と同程度となっており、両者の使用性は整合のとれたものとなっている。

3-2 歩道橋のたわみの照査

歩道橋の場合、道路橋に比べて設計活荷重が小さいことから、同じ支間長であれば桁高が低く、板厚も薄くなり、一般にスレンダーで剛性が低く、振動しやすい構造となる。近年の構造形式の多様化に加え、剛性もよりスレンダーなものが多くなりつつあり、動的解析による振動に対する照査を併用する必要性が高まっている。

前節でも述べたように、「立体横断施設技術基準」¹⁾の2.12節では、振動が利用者に及ぼす影響について特に配慮した場合には、たわみの制限値を 1.5倍まで大きくしてよと明確に規定しており、2.13節では、振動に対する具体的な配慮として、活荷重による主桁の振動は利用者に不快感を与えないものでなければならぬとし、つぎのようなことが解説されている²⁾。すなわち、歩行者が2 Hzの強制周期力を橋に与えること見なして、主げたのたわみ振動の固有振動数が2 Hz前後にならないように配慮するとともに、2 Hzの強制周期力による橋の最大加速度が0.1g (gは重力加速度) 以下になるように設計することが望ましい³⁾としている。さらに、より詳細な検討を行う必要がある場合には、歩行者の振動感覚に対し振動の心理的大きさを定義して、これを尺度に整理することを提案した評価方法⁶⁾⁷⁾を用いるのがよいとしている。

4. 動的解析による使用限界状態の照査

動的解析を必要とするとき対象とする構造物やその使用条件に応じた適切な形で照査する。橋梁を例に取れば、道路橋、歩道橋に関する振動使用性の照査方法には、つぎのようなものなどがある。

4-1 動的解析による道路橋の振動使用性の照査

歩行者の振動感覚の立場から道路橋の振動使用性を、前述の Ontario Code ¹³⁾ のようなたわみ制限以外の形で照査する方法は、動的応答値に制限を設けることである。

British Standard (1967)では、かつて補足事項であるが「20 t f 車の通過に伴って生ずる振動の最大加速度を A (inch/sec²) とし、最大変位を D (inch) とするとき、その積を 5 以下にするのがよい」との振動制限項目を設けている。この条件は最大振動速度を $\sqrt{5}$ inch/sec以下にすることとほぼ同じである (図-2④を参照)。

わが国では、歩行者の振動感覚の立場からの道路橋の振動使用性についての研究は少なく、現行の道路橋示方書に振動使用性に関する規定はない。提案されている評価方法も少なく、唯一、つぎの方法があるのみである¹⁰⁾。それによると、20 t f 車による橋梁の応答速度の実効値を1.7 cm/sec以下(図-2⑥を参照)にすることを基本にして、歩行者の振動感覚の立場から非使用性確率を求めて確率論的な検討を行っている。なお、道路橋の場合、実測によると実効値は最大値の約1/3であることも指摘されているので、この制限はB Sと同じ程度の基準である。

4-2 動的解析による歩道橋の振動使用性の照査

歩道橋の場合は、前述したように、わが国ではすでに、「立体横断施設技術基準」において、主げたのたわみ振動の固有振動数が2 Hz前後にならないように配慮するだけではなく、2 Hzの強制周期力による最大加速度が0.1g (gは重力加速度)以下になるように設計することが望ましいと解説されており、動的応答値に対する制限が設けられている。歩行者の振動感覚に対して、振動の心理的大きさを定義して、これを尺度とした評価方法を用いることも解説されている。

そして、その後、「土木構造物標準設計」の立体横断施設に関する解説書²⁾では、「主桁のたわみ振動の固有振動数は平均歩調2 Hz前後(1.5~2.3 Hz)にならないように」と細かく解説されているが、これは、図-3に示すように1.6-2.4歩/秒に歩調のほとんどがあること¹¹⁾を配慮したものである。

このように、わが国では従来、歩道橋の設計はその振動数範囲にかなり固執してきた感があるが、歩道橋は歩行者やジョギングをする人の周期性の強い外力を受ける構造であり、その共振によって大きく揺れることなども考えられる。そのため、利用者に不安感や不快感を与えないような振動の程度に抑えるためには、予測される動的応答の最大値を求め、それに対する照査を行うことが必要となる。その結果として、2 Hz前後という振動数範囲そのものは余り意味がなくなり、設計の自由度は高まることも期待できる。

最近、わが国のみならず、各国でも非常にスレンジーな歩道橋が多く建設され、それらのために振動使用性の照査方法が規定されるようになってきている。これらの照査方法における、動的応答量(振動量)の計

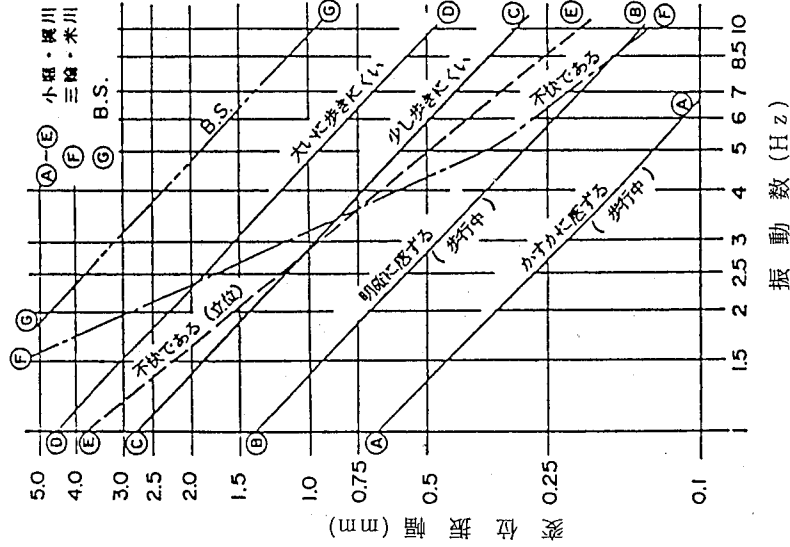


図-2 振動数・変位振幅と人体の感覚

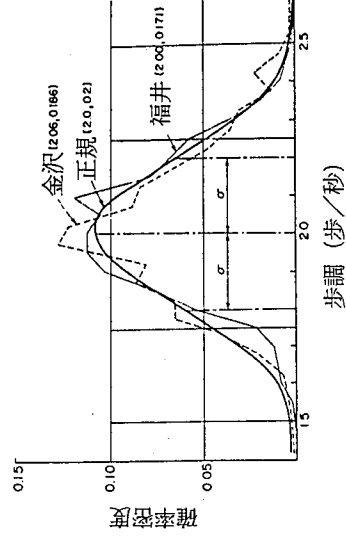


図-3 歩行者の歩調分布

表-3 構造形式に関する形状係数K

橋梁形式		K	
Δ	$\frac{L}{\Delta}$	—	1.0
Δ	$\frac{L}{\Delta}$	—	0.7
支間比 l_1/l			
Δ	$\frac{l_1}{\Delta}$	$\frac{l_1}{L}$	1.0
	Δ	$\frac{l_1}{L}$	0.8
	Δ	0.6以下	0.9

算方法、ならびに最大応答値に対する制限値としての振動じょ限度の設定などは、つぎのようなものに集約されつつある。

(1) 動的応答量 (振動量) の求め方

基本的には、歩行者の移動周期外力を受ける構造物の動的応答の計算をすればよいわけであるので、特別の難しいわけではないが、与えられている照査用数値の根拠が簡単には理解できないものや特殊なパラメータを一を決定する必要があるものなど、計算条件の設定が必ずしも明確でない方法もある。振動量の求め方の方を分類するとつぎのようになる。

① イギリスのBlanchard⁹⁾、BS5400⁹⁾、

カナダの Ontario code の照査法
Blanchard らによって提案された方法であり、

歩行者外力が次式となっている。

$$\text{歩行外力 } F = 180 \sin(2 \pi f) t \quad (2)$$

$$\text{移動速度 } V_t = 0.9 f \quad (3)$$

ここで、 f は橋の固有振動数と同じ歩調 (Hz)。このような外力を歩道橋に作用させ、その時の鉛直方向の最大加速度を求めることが提案されている。しかも、簡単な桁橋 (単純桁、対称な、2、3 径間連続桁) についてはつぎのような簡易な方法が示されている。

$$\text{最大加速度 } a = 4 \pi^2 f^2 y_s K \phi \quad (4)$$

ここで、 f は基本固有振動数 (Hz)、 y_s は歩行者の静的荷重 (700N) による最大たわみ、 K は構造形式に関する形状係数であり、表-3 で与えられている。また、 ϕ は動的応答係数であり、支間長と減衰の値をパラメータとして図-4 に与えられている。

なお、照査する橋の減衰についてのデータがないときは、対数減衰率 δ (減衰定数 h) として鋼構造のときは 0.03 (0.5%)、合成構造の時 0.04 (0.6%)、コンクリート構造の時 0.05 (0.8%) を用いることを薦めている。

このような最大加速度の計算方法がほぼそのまま BS5400 に採用されており、また、Ontario code の計算方法となっている。

② オーストラリアの Wheeler の有限要素法による一般的な橋梁構造に対する照査法

Wheeler¹²⁾ は歩行時の床面への衝撃について詳細に検討し、半正弦波として衝撃力、衝撃作用時間、作用間隔などを歩行周期によって図 (図-5 参照) で示さ

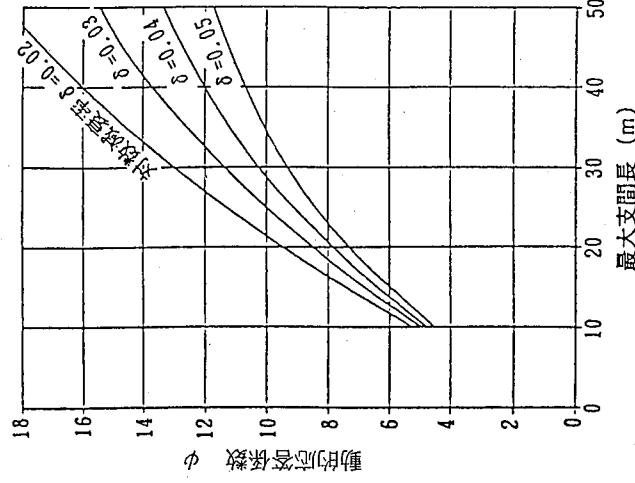


図-4 動的応答係数

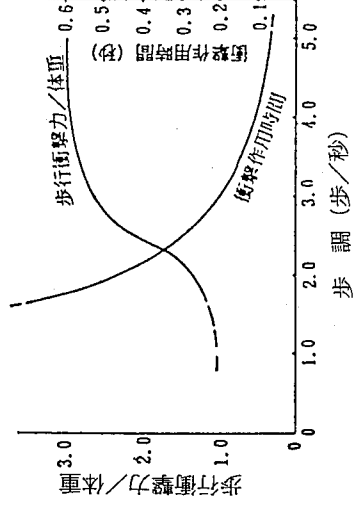
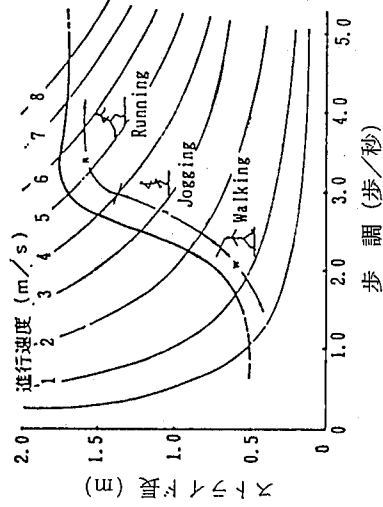


図-5 歩行衝撃力のパラメータ

れており、有限要素法による一般的な橋梁構造に対する計算方法を提案している。そして、オーストラリアの22橋の歩道橋に対する計算結果を示しており、それらの橋で実施された歩行試験結果と比較し、よく一致していることが示されている。外力の扱い方のきめの細やかなことと有限要素法による動的応答解析法のために良い成果を得ており、最も一般性のある方法と言える。

③モード解析法による歩道橋に対する照査法¹¹⁾

歩道橋の振動を考えるとときには、その構造が比較的単純であることからその固有振動数、固有モードは容易に求めることができる。しかも、歩道橋の場合には、歩行者の歩調とある振動モードとの共振を考えるので、応答計算はいわゆるモード解析法で十分である。

(2) 歩道橋に対する振動じょ限度^{6)-13), 16)-19)}

現在までにいろいろな議論されてきたが、歩道橋の場合、おおかた、つぎの3つのじょ限度に集約してきようである。

①Blanchard らが提案し、

BS5400に採用されているじょ限度

従来、イギリスでの歩道橋振動については、TRL のLeonard の実験データが参考にされてきた。また、文献⁶⁾の共著者のSmith の実験データは、実はLeonard の実験データの5倍ほど大きなところにじょ限度があり、実際に感じられている感があった。しかし、図-6のように提案されているLeonard の実験データと上限としてのSmithの実験データの真ん中をほぼ結んだ形となっている。このじょ限度は、Ontario code、Wheeler も参考にしている。

② Ontario code での振動じょ限度

歩道橋の動的応答計算については、BS5400と全く同一方法を採ったが、じょ限度については独自のものを採用している。その解説によると、建築物の床振動に対する人の反応データをも参考にしようであるが、図-6に示したように、最大加速度が1 Hzで0.25 m/s²、10 Hzで1.5 m/s²となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている。さらに、上部構造の橋軸方向および横方向振動数が、1次曲げ振動数の1.5倍と4 Hzのうち小さい方の値を下回らないように、設計しなければならないとしている。

③Wheeler・梶川が推薦するじょ限度

Wheeler¹²⁾ が推薦するじょ限度（ほぼ最大振動速度が24 mm/s）は振動感覚実験のデータである。実験の報告⁶⁾によると、このじょ限度は「不快」あるいは「少し歩みにくい」と感ずる人が半数となる振動である。振動速度で整理すると振動数に依存せずに表現できるが、加速度で表現しようとすると図-6のように振動数に対して依存した形となる。この提案が、じょ限度として、Ontario code作成の参考に、そして、チエコの吊床版橋の振動照査にも用いられている。したがって、このじょ限度（ほぼ最大振動速度が24 mm/s）は別な照査方法において用いているじょ限度（実効値として17 mm/sであり、正弦波を仮定して $17\sqrt{2}=24$ mm/s）と同じものである。

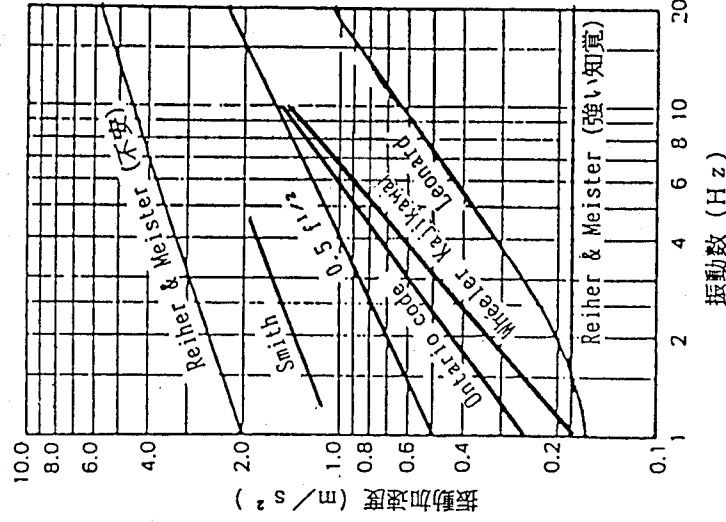


図-6 歩道橋振動に対するじょ限度

4-3 橋梁の風に対する振動使用性の照査

橋梁の振動使用性の問題では、車両の走行や歩行者の歩行による振動の他に、風などによる振動も無視できない。「道路橋耐風設計便覧」²⁰⁾の5.3.5項では、渦励振の許容振幅に関して、使用性、初通過破壊、疲労破壊の3つの限界状態に対して設定される必要があるとして、既往の事例から、100ガル(cm/sec^2)程度の加速度を発生する振動であれば問題がないようであると指摘している。また、支間200mよりわずかに短い橋梁で加速度100ガル程度の振動に相当する速度0.25 m/secを、たわみ振動では桁上で、ねじり振動では吊橋と斜張橋の桁外側に最も近い歩道部あるいは車線の中央で許すことを目安にすれば無理がないとしている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、pp. 35-37, 1979.
- 2) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計、
第5巻解説書（立体横断施設—横断歩道橋・地下横断歩道）、1985.
- 3) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993.
- 4) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、1985.
- 5) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究、土木学会論文報告集、第205号、pp. 63-70, 1972.
- 6) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法、土木学会論文報告集、第230号、pp. 23-31, 1974.
- 7) 西脇威夫：歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用、土木学会論文報告集、第257号、pp. 1-12, 1977.
- 8) Blanchard J., B. L. Davis and J. W. Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp. 90-106, 1977.
- 9) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS5400, 1978.
- 10) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察、土木学会論文報告集、第304号、pp. 47-58, 1980.
- 11) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察、土木学会論文報告集、第325号、pp. 23-33, 1982.
- 12) Wheeler J. E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No. ST9, pp. 2045-2065, 1982.
- 13) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規程1983年版（共通編・鋼橋編），2-6. 限界状態照査規程，2-6.2 使用限界状態，（同解説，pp. 40-45），1985.
- 14) 杉本博之・梶川康男：長支間歩道橋の振動使用性設計基準に関する考察、土木学会構造工学論文集、Vol. 34A, pp. 739-749, 1988.
- 15) 梶川康男・津村直宜・角本周：P C 吊床版歩道橋の振動とその使用性、土木学会構造工学論文集、Vol. 36A, pp. 685-695, 1990.
- 16) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計、土木学会振動制御コロキウムPART. B, pp. 9-14, 1991.

- 17) 田中信治・加藤雅史：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，第 471(1-24)号， pp. 77-84, 1993.
- 18) 梶川康男・中平進夫・薄井王尚：斜め吊り材を有する自碇式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性，
土木学会構造工学論文集，Vol. 40A, pp. 703-712, 1994.
- 19) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，
土木学会構造工学論文集，Vol. 41A, pp. 669-676, 1995.
- 20) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，1991.

歩道橋の振動使用性

田中 信治*

1. はじめに

「歩道橋の振動使用性」と一言でいっても、その内容は、固有値解析でのモデル化から始まり、解析値と実測値との誤差、対象とする歩行者、歩行状態、動的解析およびじょ限度の扱い方等、かなり広範囲な問題が含まれている。そのため、我が国において歩道橋の振動問題が社会問題¹⁾ になってから、すでに20年以上が経過しているにもかかわらず、依然としてその設計手法が確立されたいと言いがたい。実際に設計を行っている実務者の立場からの理由としては、以下の事が考えられよう。

①歩道橋は道路橋と異なりシンプルな構造であるため、比較的その目的に合わせた対応が可能である。
 ②対象とする歩道橋の支間が40m付近になれば、立体横断施設技術基準²⁾ [以下基準と略す] に記されている2Hz前後(1.5~2.3Hz)の固有振動数の範囲に該当しない。そのため、全ての設計者に常に問題となる項目ではない。

③「基準」以外には決められた照査方法が確立されておらず、また、じょ限度も定まったものがない。しかしながら、一度、「基準」にある固有振動数制限と、活荷重たわみ制限を満足出来ない歩道橋に遭遇した場合、その対処方法はかなり困難である。その例としては、筆者が設計した河川歩道橋³⁾ や、田所らの報告⁴⁾ がある。また、「基準」が制定された頃に比べて、最近では長支間化、スレンダー化そして広幅員化された歩道橋(側道橋、人道橋等)が出現し、その固有振動数と人の歩調との共振が懸念されている。

そこで、本報告では筆者が行った実測をもとに、歩道橋の実振動特性と人の歩調との共振が懸念されている照査方法(各国の代表的な例も含めて)とその問題点について主に設計者としての立場から述べる。

2 歩道橋の実振動特性

2-1 固有振動数と減衰定数

歩道橋の実振動特性としては、固有振動数、振動モード、減衰定数があり、ここでは、固有振動数と減衰定数について簡単に述べる。詳細については、筆者らがこれまでまとめた報告^{5)~7)} によるものとし、結果の一部として、実測固有振動数(曲げ1次)と支間長の関係を最小二乗法を用いてその関係を示したものを図-1に示す。なお、図-1では「基準」を設定以前に架けられた歩道橋と、以後に架けられた歩道橋を区別している。この図からも解るように、設計時において何らかの工夫をしなければ、支間が40~45m程度で「基準」

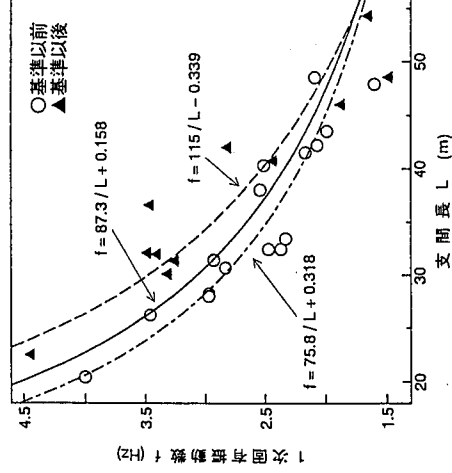


図-1 固有振動数と支間長の関係

* 工博 中部復建(株)設計第1部 (〒466 名古屋市中区福江1-1805)

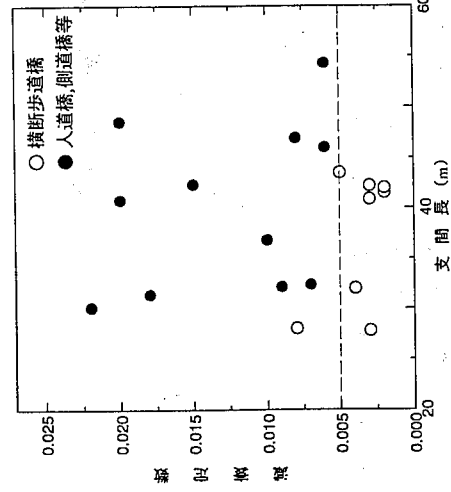


図-2 減衰定数と支間長

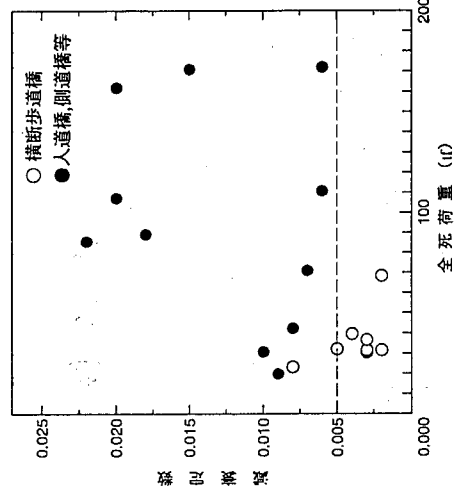


図-3 減衰定数と全死荷重

に定められている2Hz前後の固有振動数の範囲に入ってしまう。このことは、道路橋耐風設計⁶⁾においては、振動使用性を念頭において設計をすることと一致し、この支間を有する歩道橋を計画する際には、次に振動測定結果より通常の使用状態における減衰定数を算出し、縦軸に減衰定数、横軸に支間長、全死荷重をとりプロットしたものを、図-2、3に示す。図中には、対象とした歩道橋の内、上部工の支持形式に着目し、上部構造が鋼管柱で支持されている一般的な横断歩道橋と、道路橋と同様、橋脚や橋台で支えられている人道橋、側道橋等とを区別して表した。これらの図から減衰の特性として、構造減衰は支間長とはあまり相関関係はない。また、構造減衰と全死荷重もあまり相関がないが、全死荷重が大きくなると減衰も大きくなる傾向があることと見てよきよう。測定した歩道橋の上部工構造別に減衰定数をまとめたものを表-1に示す。

表-1 歩道橋形式による減衰定数

構造形式	減衰定数の範囲	
	標準設計I桁	0.002
横断歩道橋	鋼床版箱桁	0.005
断歩道橋	鋼床版箱桁	0.006
	鋼床版箱桁	0.010
	R C床版箱桁	0.006
	R C床版箱桁	0.022
側道橋等		

2-2 支承の実挙動とモデル化

ここでは、筆者らが行った、通常の使用状態における支承の実挙動の測定結果について述べる。対象としたのは道路橋と同様な橋台、橋脚で支えられたある程度規模の大きい歩道橋の支承である(加振方法や測定波形などの詳細は参考文献⁶⁾を参照)。測定結果から、支承の実挙動について通常の使用状態では、ある程度規模の大きい歩道橋の移動支点(可動支承)は橋軸方向に動かない。つまり両端とも回転支点(固定支承)の動きになることが解った。その結果と1次固有振動数との関係を検討するため、回転・移動支点の組み合わせと両端回転支点の2組の支点条件において、スパンライズ比 r (支間 L とアーチライズ H との比、図-4参照)の変化と共に固有振動数がどの程度変化するかを計算した。計算結果の一部として、横軸にスパンライズ比 r の値を、縦軸に回転・移動支点の固有振動数に対する回転・回転支点の固有振動数の比をとってプロットしたものを図-5に示す。この図から特筆することと以下のようになる。

- ①縦断勾配をもたない形式($r=0.5$ 程度以下)においては、支点条件が変わっても固有振動数はほとんど変化しない。
- ②スパンライズ比 r が大きくなるにつれて、両端回転支点のケースの1次の固有振動数は $r=6.0$ 程度までの範囲では放物線的に大きくなる。

③ 2次の固有振動数は $r=7.0\%$ 程度以下であれば、支点条件によってほとんど変化しない。

以上のような特徴の中で、歩道橋の実測固有振動数と解析値との違いが生じる主原因は第2点目である。すなわち、支間40mの橋梁の橋梁の支間中央で、支点上より桁が50cm上がった場合 ($r=1.3\%$ 、縦断勾配にして2~3%)、移動支点 (可動支承) が動くか動かないかで1次の固有振動数は20%以上の差が生じる。もし r が2.5%の場合 (縦断勾配にして5%) のそれは70%以上となる。このようにアーチ形状をしている場合には、支点条件が1次固有振動数に大きく影響する。そのためアーチ形状をしている歩道橋の設計段階において、現行の「基準」に適合させるために固有振動数を算出する場合には、支承条件として両端回転支点 (固定支承) のケースも含めて照査する必要がある。

3. いろいろな振動使用性照査法

3-1 諸外国における歩道橋の振動基準

各国でもスレンダーな歩道橋が建設され、振動使用性が問題になってきており、その照査方法が示されるようになってきた。その中でもカナダ・オンタリオ州道路橋設計規程⁹⁾とイギリスBS5400¹⁰⁾ には、使用限界状態の項目において、歩道橋の振動に関する具体的な照査方法を示している。他の国においてもいろいろな照査方法が提案されているものの、設計段階に容易に利用出来なかったり、照査数値の根拠が簡単に理解できないものもある。カナダ・オンタリオ州道路橋設計規程とイギリスBS5400の規程は両方ともBlanchardら¹¹⁾ によって提案された方法を採用しており、時刻 t における歩行外力 $F(N)$ として $180 \sin(2\pi ft)$ を与え、このような外力を歩道橋に作用させ、その時の鉛直方向の最大加速度を求めることを提案している。しかも簡単な桁橋については簡易な計算方法 ($a = 4\pi^2 f_1^2 w K \phi$) が示されている (式や記号の詳細は参考文献12)参照)。この方法で計算された最大加速度が、図-6に示すような上部構造の曲げ固有振動数の関数として与えられる制限値を越えないように、設計しなければならないとしている。なお、図-6には代表的なじょ限度も示してある。

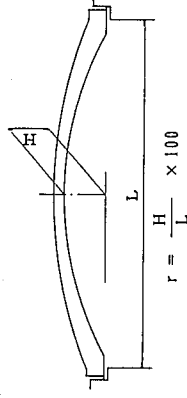


図-4 スパンライズ比の取り方

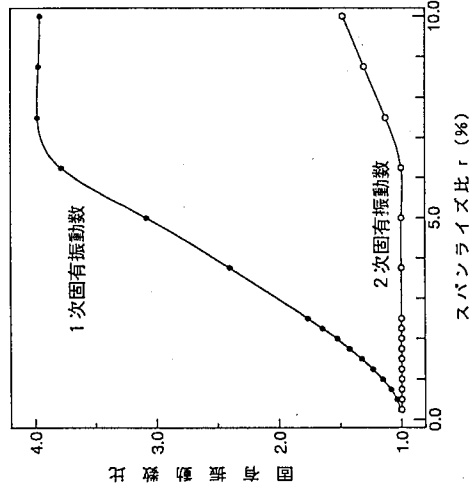


図-5 スパンライズ比と固有振動数比の関係

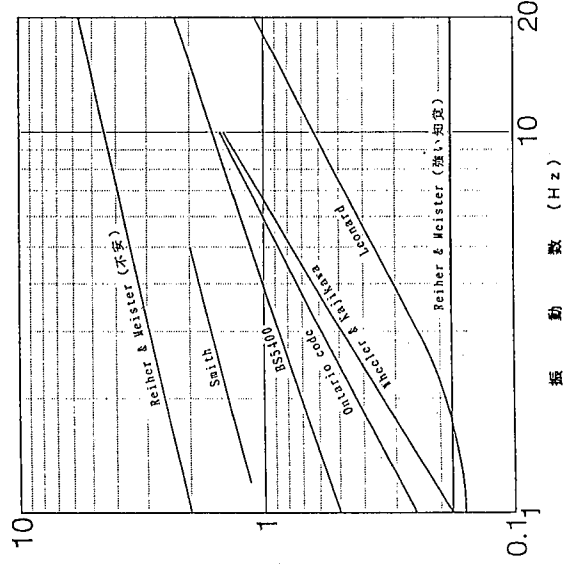


図-6 歩道橋振動に対するじょ限度

3-2 我が国における歩道橋の振動に対する研究

我が国においては、1972年松本ら¹³⁾が東京都内の歩道橋（5橋）を対象とし、同じ頃牛尾ら¹⁴⁾は大坂府にある歩道橋（8橋）についてそれぞれ振動測定を行い、動的応答計算を行うとともに、いろいろな研究成果を収めた。また、その後西脇ら¹⁵⁾や、星谷ら¹⁶⁾も歩道橋の測定、解析を通して、振動使用性の研究を行った。一方、梶川ら¹²⁾、17-19) はこれらの研究成果をもとに、振動感覚やその評価方法について、実験や理論解析をとおして研究成果をまとめた。そして、振動使用性の照査方法として図-7を実施すればよいとした。具体的な利用方法は参考文献19)を参照のこと。

その後、筆者らは、実際に設計した歩道橋をもとに、測定やいろいろな解析を行うことにより、ある程度規模の大きい歩道橋であれば、たとえ歩行者の歩調と共振しても、その揺れ具合は使用性に問題が少なくことを明らかにした²⁰⁾。そして、揺れにくい歩道橋の実現のために、設計段階において容易にしかも実橋に広く適用できる振動使用性照査法を提案した。図-8にこの照査法を示す。なお、具体的な利用方法は参考文献21)を参照のこと。この照査方法がこれまでの提案されていた手法と異なる点は、計算された固有振動数と実際の固有振動数とは必ずしも一致しないことを前提にし、人の歩調の範囲では共振することを考慮し、さらに、死荷重をパラメーターとして挙げていることである。

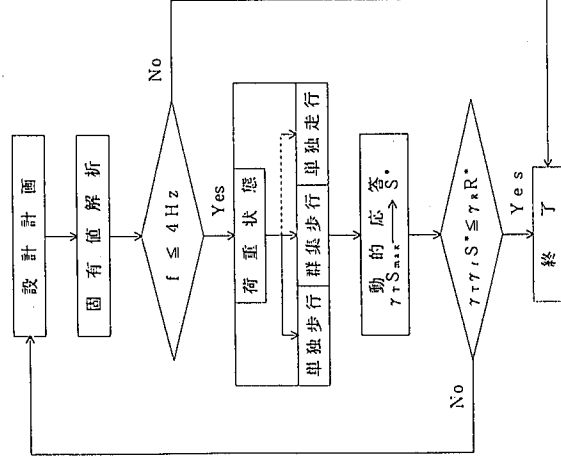


図-7 梶川による振動照査のフローチャート

3-3 いろいろなじょ限度

これまで述べてきた照査方法の中には、何らかの判定基準が採用されている。扱っている単位として図-6では振動加速度であり、梶川らは振動速度を採用している。また、最近小幡ら²²⁾はこれまでの研究成果をもとに、じょ限度について実験的研究を進めており、その単位として振動速度を用いている。代表的なじょ限度と扱っている荷重状態を表-2に示す。利用する立場から言えば、加速度を用いると固有振動数によってその基準値が異なるため、設計段階では解析値と実測値との誤差を考えると、より正確な判定が難しいと思われる。一方、歩道橋の振動使用性

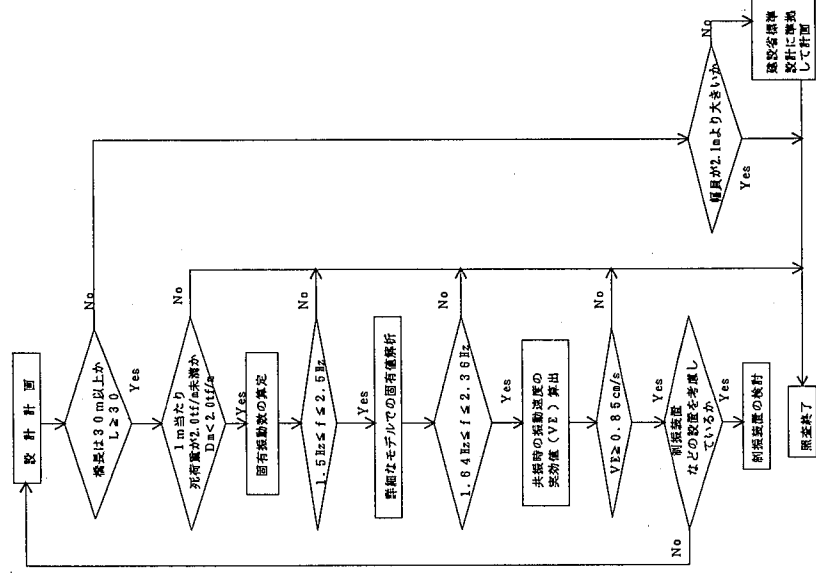


図-8 筆者らによる振動照査のフローチャート

表-2 代表的なじょ限度

照 査 方 法	荷 重 状 態	単 位	振動許容値	振 動 感 覚
① Leonard	多数の歩行者	cm/s ²	34	—
② 小堀・梶川・城戸	最頻歩調 1人	cm/s ² (RMS)	0.42	少し振動を感じる閾値
③ BS 5400, Blanchard	共振歩調 1人	cm/s ²	0.5f ^{0.5}	—
④ Wheeler	最頻・共振歩調 1人	cm/s ² (MAX)	2.40	少し歩きにくい閾値
⑤ 松本ら	1人/秒/m	cm/s ²	98	—
⑥ 梶川・小堀	単独走行状態 群衆載荷状態	cm/s (RMS) cm/s (RMS)	1.7 1.7	少し歩きにくい閾値 〃
⑦ 筆者ら	2 Hz前後 使用性重視	cm/s (RMS)	2.7	大いに歩きにくい閾値
⑧ 小幡ら	2 Hz前後以外 多少振動を許容	cm/s (RMS)	0.85	明らかに振動を感じる閾値
	共振歩行 1人	cm/s (RMS)	0.7	少し振動を感じる約50%値
		cm/s ² (RMS)	1.0	明らかに振動を感じる約70%値 明らかに振動を感じる約40%値

が問題になるのは、歩行者の歩調と共振する場合であり、固有振動数の範囲は限られているため、あまり大きな問題ではないと言う意見もある。

最近のいろいろな歩道橋の振動測定報告には、その使用性を検討する際、アンケート調査は別として、表-2にある⑤の方法や、②、⑥の方法、あるいはISO²³⁾を採用しているケースもある。いろいろな照査方法で検討することに異議はないとしても、都合のよい照査方法のみ利用して振動使用性の良し悪しを議論することに問題があると思われる。また、実際に設計する立場からの意見としては、じょ限度が決まらない限り、照査方法も確立されたいと言えよう。

4 問題点

歩道橋の振動使用性を考慮して設計する際、これまでは以下の問題点が挙げられていた。

- ① 従来の横断歩道橋を対象とした振動に関する「基準」を、今日の多様な歩道橋に適合させた場合、設計が困難になったり、不経済になるケースがある。
- ② 一般的な歩道橋の振動測定報告は少なく、実振動特性も把握されていない。
- ③ 振動使用性を論じる上（微振動時）での確立された解析モデルがない。
- ④ 設計段階において、使用し易い振動使用性照査法がない。

これらに対して、筆者も含めた様々な研究により、①～③はかなり解決されたいと思われる。しかし、④に対しては、計算手法が複雑であったり、適応できる橋梁形式が限られていたりして、十分であるとは言いがたい。事実、筆者の提案した照査方法も、基準値（じょ限度）が少し厳しかったかと思っている。しかし、共振状態（橋の固有振動数と歩調が全く同一）における動的応答量を机上で解析した場合、その応答量は減衰に大きく依存し、かなり大きな値となる。減衰も設計段階においては推定するしか方法がなく、同一の歩調で歩く歩行者もいないとは限らないことから、基準値が厳しくなることはやむを得ないと思われる。じょ限度の値と、どの照査手法を採用していくかは今後の課題と言えよう。

5 おわりに

今年の冬、一度もお会いしたことのない設計者から、筆者の論文を読んで電話があった。内容は、鋼床版

連続形式で幅員10mを有する歩道橋を設計しているが、どうしても「規準」が守れないので相談にのって欲しいとの事であった。私は、実際にこれまで発表してきた論文が他の設計に役に立っていることに喜びを感じ、「幅員が10mもあれば、たとえ歩調と共振しても、その揺れ具合は使用性に問題となることはない。」と主張し、資料をお送りした。近くであれば、実際に対発注者へ説明に行きたいと思うのは筆者だけではないと思う。

今後、新しく計画される歩道橋は、ますます長スパン化、大型化し、デザイン優先の設計も強いられることが多くなる。それに伴い、歩行者に不快感を与えるような振動を生じさせることだけは避けねばならない。そのためにも、本報告が歩道橋の振動問題を考えて設計する際に少しでも参考になれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 牛尾・南条：歩道橋の振動に関する諸問題、日立造船技報、33巻3号、pp. 28～33、1972年8月。
- 2) 日本道路協会：立体横断施設設計基準・同解説、丸善、1979。
- 3) 田中ら：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討、土木学会誌、Vol. 37A, pp. 929～936、1991。
- 4) 田所・林川・佐々木：側道橋の振動照査に関する一考察、土木学会誌43回秋号、I - 398, pp. 846～847、1988。
- 5) 田中・加藤：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討、構造工学論文集、Vol. 36A, pp. 671～678、1990。
- 6) 田中・加藤・鈴木：支間40mを超える歩道橋の実振動特性、構造工学論文集、Vol. 38A, pp. 773～780、1992。
- 7) 加藤・田中・鈴木：桁形式の歩道橋の減衰定数測定結果、土木学会誌47回秋号、I - 148, pp. 472～473、1992。
- 8) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧、丸善、1991年。
- 9) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準1983年版(共通編・鋼橋編)、1985年。
- 10) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978。
- 11) Blanchard, J.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp. 90～106, 1977。
- 12) 梶川・加藤：歩道橋の振動と使用性設計、土木学会振動制御御用会 PART. B 講演論文集、pp. 9～14、1991年。
- 13) 松本ら：歩行者の特性を考慮した動的設計に関する研究、土木学会論文報告集、No. 205, pp. 63～70、1972。
- 14) 西村・佐々木・牛尾：梅新歩道橋の振動実験、橋梁と基礎、Vol. 5, No. 8, pp. 16～20、1971。
- 15) 西脇：歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用、土木学会論文報告集、No. 257, pp. 1～12、1977。
- 16) 星谷・中根：橋の振動による心理的反応の理論解析、土木学会論文報告集、No. 246, pp. 1～8、1976。
- 17) 梶川ら：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察、土木学会論文報告集、No. 266, pp. 51～61、1977。
- 18) 梶川・小堀：振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計、土木学会論文報告集、No. 285, pp. 29～36、1979。
- 19) 梶川：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察、土木学会論文報告集、No. 325, pp. 23～33、1982。
- 20) 田中・加藤：設計時における歩道橋の振動使用性照査法、土木学会論文報告集、No. 471, pp. 77～84、1993。
- 21) 田中・加藤：桁形式歩道橋の設計時振動使用性照査手法の提案、土木学会論文報告集、Vol. 40A, pp. 693～702、1994。
- 22) 小幡ら：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究、土木学会論文報告集、Vol. 41A, pp. 669～676、1995。
- 23) ISO 2631: Guide for the Evaluation on Human Exposure to Whole-Body Vibration, 1974。

道路橋の振動使用性

1. まえがき

道路橋の設計法を限界状態設計法に移行するためには、種々の限界状態における構造物の挙動を解明すると共に、その挙動の評価法を確立する必要がある。従来、終局限界状態に比べて、使用限界状態については、直ちに損傷を受けることが少ないことから、二次的な扱いを受けてきた。しかし、利用者に不快感や不安感を与えることは避けねばならず、構造物は設計耐用期間に亘り使用目的に適合する十分な機能を保持しなければならぬ。使用限界状態に関する状態変数としては応力度の他に、たわみあるいは振動感覚などがある。ここでは、振動感覚に着目し、道路橋の振動使用性について考える¹⁾。

道路橋における振動使用性の問題は、①走行車両の走行安定性および乗り心地、②道路橋を渡る歩行者の振動感覚、の二つに大別される。一般の道路橋において、振動が過大で車両の走行安定性や乗り心地が問題となることは少ない。ただ、吊橋や斜張橋あるいは支間長が200mを越える連続桁橋などの長大橋では、比較的頻度の高い風速10~20m/s程度の風で発生する渦励振により、振動使用性が問題となる場合もある²⁾。このような振動発生風速域も振幅も限定的な振動に対して、従来からのフラップやフェアリングなどを取り付ける空力的な制振対策と共に、TMDなどの機械的な振動制御法も取り入れられるようになってきた³⁾。一方、中小規模の道路橋において後者の問題が起ることもある。すなわち、車両走行による道路橋の振動が大きくなって、そこを渡る歩行者に不快感や不安感を与えることがある。これは、橋梁が高強度材料の使用によって軽量化し、たわみ易くなっていると共に、車両の大型化とそのような重量車の増加によって大きな振動の発生頻度が高くなっているためである。

本論では、この後者の観点から、道路橋の振動使用性について考察する。橋梁の振動使用性に関する研究は歩道橋に関するものが多く⁴⁻⁶⁾、道路橋に関するものについては小堀・梶川の一連の研究がある⁷⁻¹⁰⁾。ここでは、これらの研究による振動使用性の評価法に基づき、筆者らによる最近の理論解析の結果を考察する。

2. 既往の研究に基づく振動使用性の評価法および本研究の位置づけ

2.1 既往の研究

橋梁での振動感覚の研究については16年前になるが、梶川・小堀・岡田による文献¹¹⁾によくまとめられている。また、その前後の小堀・梶川による一連の先駆的な研究^{7,10)}以降、道路橋の振動使用性について見るべき研究は、筆者の知る限りない。ここで、それらの研究成果の概略を記す。

文献8)では、歩行が可能な大型振動台を製作し、この上を実際に歩いたときの感覚実験を行い、その結果より、歩行者の振動感覚の評価尺度としては振動速度の実効値(2乗平均値の平方根)が最適であり、Table 1に示すように歩行者が少し歩きにくいと感じる状態に対する振動限度として、振動速度

* 工博 大阪大学工学部土木学科助教授

の実効値を 1.7cm/s 未満とするのが望ましいとした。

さらに、文献 7-10)では、多くの道路橋で大型車通行時の振動測定を行うと共に、実橋の振動と交通流との同時測定により複数の大型車が載荷した時の振動性をも把握した。また、路面凹凸を有する道路橋の走行荷重による動的応答を、橋と車両の連成を無視した非定常不規則振動解析法により確率論的に評価した。これらにより、歩行者の振動感覚の観点から、道路橋の振動使用性を応答速度の実効値によって評価する方法を提案した。

2.2 本研究の位置づけ

小堀・梶川による一連の先駆的な研究以降 15 年が経過している。この間、道路橋の限界状態設計法が注目される中で、使用限界状態としての振動使用性の研究は小堀・梶川による研究を越えることがなかった。筆者らは、道路橋の交通振動を設計衝撃係数¹²⁾あるいはその制振¹³⁾との関連で研究してきた。その間、単純桁橋の交通振動の実測データにおいて、外桁の動的応答が内桁より大きい場合があり、それを桁の曲げとねじりの連成振動シミュレーション解析によって検証した¹⁴⁾。このような場合に、道路橋における歩行者の振動感覚に着目するなら、歩道が幅員の端にあることより、橋のねじりによる影響を含めるべきと考えられる。

また、筆者らは、路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の動的応答に関して、橋と車両の連成ならびに車両の移動に伴う非定常性を共に考慮できる不規則振動解析法を提案した¹⁵⁾。さらに最近、それを曲げとねじりの連成振動にまで拡張した¹⁶⁾。そこで、文献 17)の桁の曲げとねじりの連成振動シミュレーション解析により、桁の縁石位置における動的応答を示し、さらにその不規則振動解析法¹⁶⁾により振動速度の実効値の評価を行う。

3. 解析手法

3.1 曲げとねじりの連成振動シミュレーション解析法¹⁷⁾

本解析法では、桁橋を曲げとねじりを考慮した平面構造のはりにモデル化し、また、走行車両を前後輪を考慮した 2 自由度振動系にモデル化する (Fig.1 参照)。モード法による橋梁と走行車両の連成振動の微分方程式を Newmark- β 法により逐次積分して時系列応答を求める。

3.2 橋と車両の連成非定常不規則振動解析法¹⁶⁾

本解析法は、前節により定式化される路面凹凸を有する桁橋と走行荷重に関する連成振動の微分方程式から、状態ベクトル表示を用いた状態方程式を誘導し、線形微分方程式の理論より得られるこの解過

Table 1 Category and lower limit at walking

Content of Category	Lower limit (cm/s)	
	Peak Value	RMS Value
Not perceptible		
Lightly perceptible	0.6	0.42
Definitely perceptible	1.2	0.85
Lightly hard to walk	2.4	1.7
Extremely hard to walk	3.8	2.7

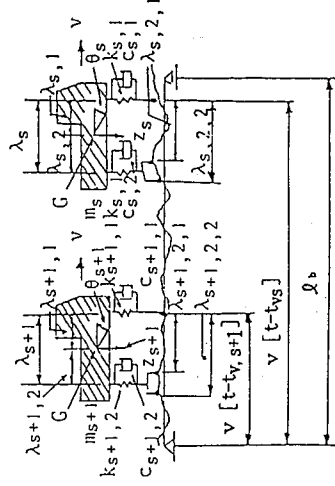


Fig.1 Analytical models of a bridge and moving vehicles

程を用いて、直接、応答の共分散行列を求めるものである。これより得られる2乗平均値応答RMSは、路面平滑走行時の動的応答からの偏差に関するものであり、これに路面平滑走行時のシミュレーション結果を足しあわせて評価するものとする。

4. 解析モデル

4.1 橋梁モデル

対象橋梁として阪神高速道路梅田入路橋の内、Fig.2に示す支間長40.4mの単純桁を用いる。構造諸元をTable 2に示す。この橋梁は歩道がないが、試験車走行実験において外桁の動的応答が内桁より大きい場合があった¹⁴⁾。道路橋における歩行者の振動感覚を対象とし、車線の端の位置を歩道部として想定する。スパン中央において内桁、外桁および歩道位置に着目する。考慮するモード次数は曲げ振動およびねじり振動ともに3次とした。

4.2 車両モデル

走行車両は大型ダンブトラックの軸配置を表現して、前輪1軸、後輪2軸を有する2自由度振動系にモデル化する。梅田入路橋での実験で用いられた19.47tfの試験車と、設計活荷重をモデル化した20tf車および25tf車の3種類を考える。25tf車については、平成5年11月に建設省が物流の高度化や国際化に対応するための措置の一環として、道路橋設計自動車荷重を20tfから25tfに改訂したことに依っている。その寸法諸元は、文献18)より、最小の値を選んだ。これらの車両の寸法諸元をFig.3に示し、動的構造諸元をTable 3に示す。ここでは単一車両走行の場合のみを考える。

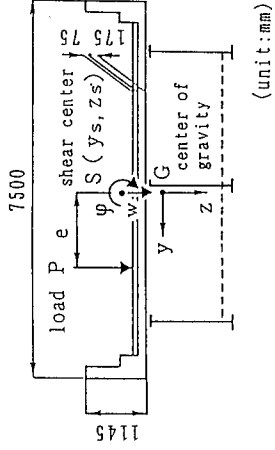


Fig.2 Analytical model of test bridge

Table 2 Structural properties of test bridge

Span length	l (m)	40.4
Weight per unit length	m (kg/m)	7.706×10^2
Ratio of Young's modulus	n	9.516
Ratio of shear modulus	n_g	8.565
Area of section	A (m ²)	0.1415
Moment of inertia of area	I_z (m ⁴)	0.2122
Polar moment of inertia	J (m ⁴)	6.0303×10^3
Torsional constant	C_w (m ⁶)	0.5480×10^{-1}
Warping constant		1.1259
Damping constant		0.0260
Natural frequency		
Bending vibration	1st(Hz)	2.35
	2nd(Hz)	9.42
	3rd(Hz)	21.19
Torsional vibration	1st(Hz)	3.86
	2nd(Hz)	10.16
	3rd(Hz)	19.89

Table 3 Dynamic properties of model vehicles

Weight	(tf)	19.47	20.0	25.0
Degree of freedom		2	2	2
Natural frequency	(Hz)	3.3	3.0	3.0
Moment of inertia	(tm ²)	58.22	50.94	148.84
Damping Constant		0.03	0.03	0.03
Vehicle's velocity	(m/s)	10.0	10.0	10.0

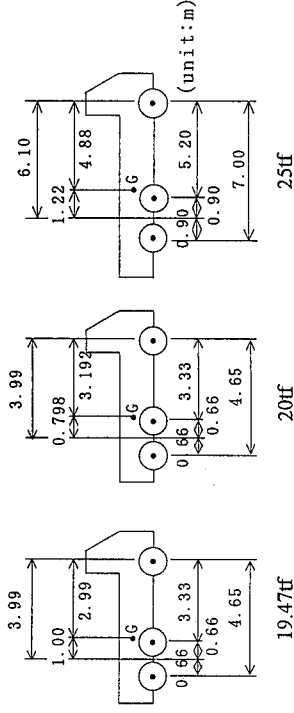


Fig.3 Dimension of model vehicles

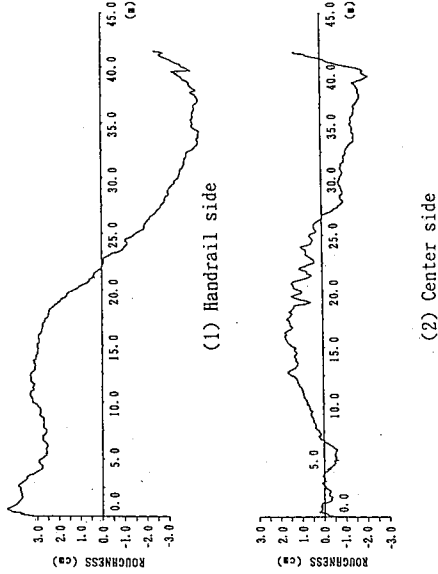


Fig.4 Profile of road surface roughness at Umeda Entrance

4.3 路面凹凸

路面凹凸として、梅田入路橋で車輪通過位置において測定した凹凸波形データを用い (Fig.4 参照)、シミュレーション解析では左右輪位置の凹凸値を平均したものを用いる¹⁴⁾。それから高速フーリエ変換法によりパワースペクトル密度を求め、Fig.5 に示す。さらに、路面凹凸パワースペクトル密度を路面周波数の指数関数として近似したモデルを用いる^{15,16,19)}。各モデルをパラメーターと共に Fig.6 に示す。

5. 解析結果

5.1 シミュレーション解析結果

4.1 節に記したように、梅田入路の支間長 40.4m の単純桁橋では、試験車走行実験において外桁の動的応答が内桁より大きい場合があった¹⁴⁾。その走行速度 4.745m/s のときの 19.47lf 車によるシミュレーション解析結果を Fig.7(1)に示す。車両が桁に入ってから内桁の振動速度が大きくなっているが、車両が支間中央に近づくにつれ、やはり、内桁より外桁、さらに車線の端の位置における振動速度が大きくなっていく。車線の端の位置では最大 4cm/s に達し、Table 1 に示すかなり歩きにくい状態の限度のピーク値 3.8cm/s も越えている。

同じ車両を用いて走行速度を 10m/s にした場合の振動速度を Fig.7(2)に示す。この場合には、車線の端の位置における振動速度は内桁に比べてそれほど大きくなりかない。また、内桁のピーク値は速度 4.745m/s のときに比べて大きくなっていくが、車線の端の位置では逆に小さくなっていく。

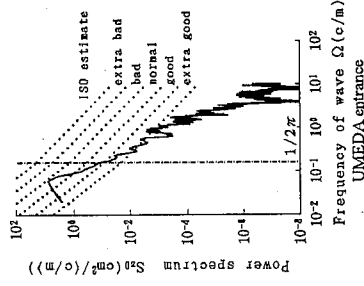


Fig.5 Power spectra of roadway roughness

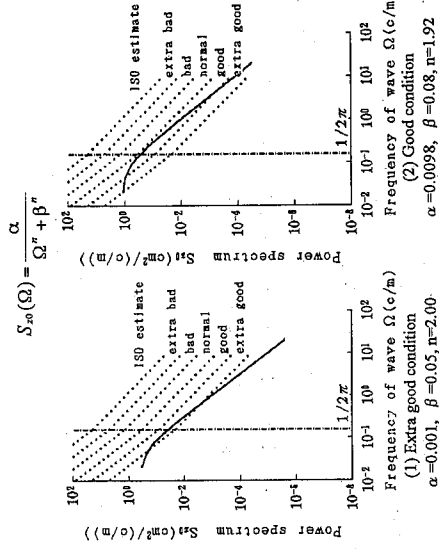


Fig.6 Power spectra of roadway roughness

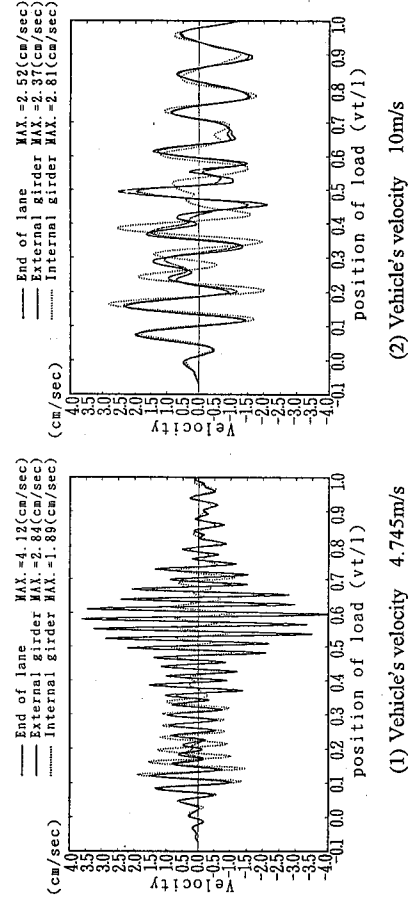


Fig. 7 Time history of dynamic response

5. 2 非定常連成不規則振動解析による振動使用性の評価

(1) 路面凹凸スペクトルの影響

不規則振動解析による実効値の評価では、一般的な走行速度として10m/sにした。1947f車による梅田入路橋での路面凹凸スペクトルを用いた場合の、スパン中央における各着目点の振動速度の解析結果をFig. 8(1)に示す。Table 1に示す少し歩きにくいと感じる恕限度の実効値1.7cm/sを少し越える場合がある。モデル化した路面凹凸スペクトルを用いた解析結果をFig. 8(2),(3)に示す。路面凹凸の振動速度に及ぼす影響が顕著であり、一般の道路橋での路面凹凸の平均的な特性を表すスペクトルを用いた解析結果では、Fig. 8(3)に示すように、橋梁への車面後輪進入以後ほぼ全区間にわたって恕限度1.7cm/sをかき越えている。車線の端の位置では歩きにくい状態の恕限度の実効値2.7cm/sに達している。また、この1947f車による振動速度はねじりの影響で幅員の中心から離れたところほど大きくなっている。

(2) 車両の影響

20tf車および25tf車による同様の解析結果をFig. 9およびFig. 10に示す。路面凹凸スペクトルの違いによる振動速度の変化の傾向はFig. 8の場合とほぼ同じである。20tf車による応答では、ねじりの影響が小さく着目位置による振動速度の差は小さい。しかし、25tf車による応答では、1947f車による場合よりもねじりの影響が大きくなっている。このように、車両の違いにより、ねじりの影響が大きく表れない場合もあるが、歩行者が受ける振動速度を考える場合、歩道は一般的に幅員の端にあることから、より実態に即した解析結果を得るため曲げとねじりの連成振動を考慮して解析を行う必要が伺える。

6. 結論

本研究では、道路橋の振動使用性について、既往の研究による評価法に基づき、筆者らによる最近の理論解析の結果を考察した。

- (1) 歩行者が受ける振動速度を考える場合、歩道は一般的に幅員の端にあることから、曲げとねじりの連成振動を考慮して解析を行った。
- (2) 路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の動的応答に因して、橋と車両の連成ならびに車両の移動に伴う非定常性を共に考慮できる不規則振動解析法を用い、非定常応答の時間的な変動を示した。

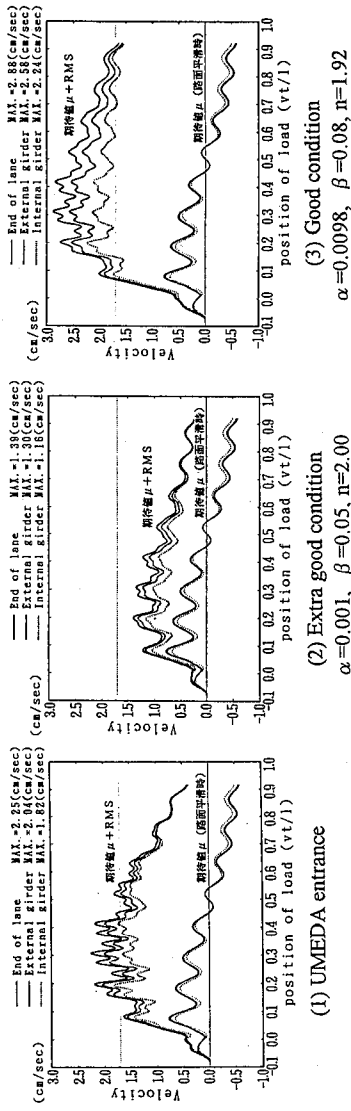


Fig.8 Time history of R.M.S. value of velocity of girder (Vehicle weight = 19.47tf, velocity = 10m/sec)

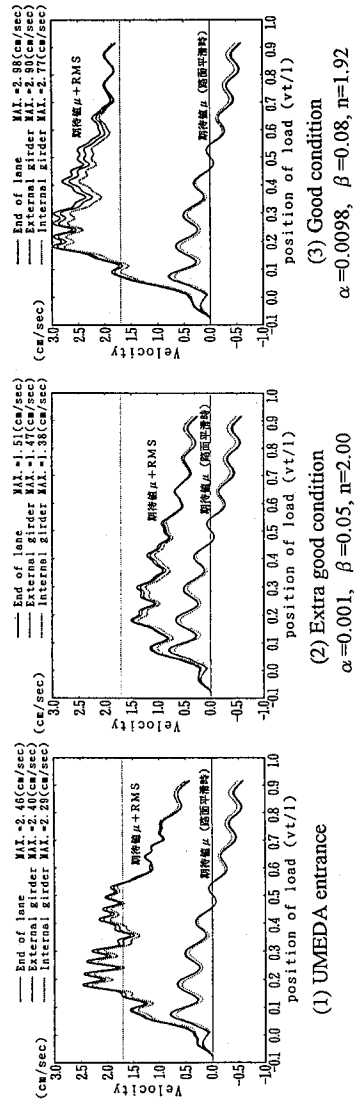


Fig.9 Time history of R.M.S. value of velocity of girder (Vehicle weight = 20tf, velocity = 10m/sec)

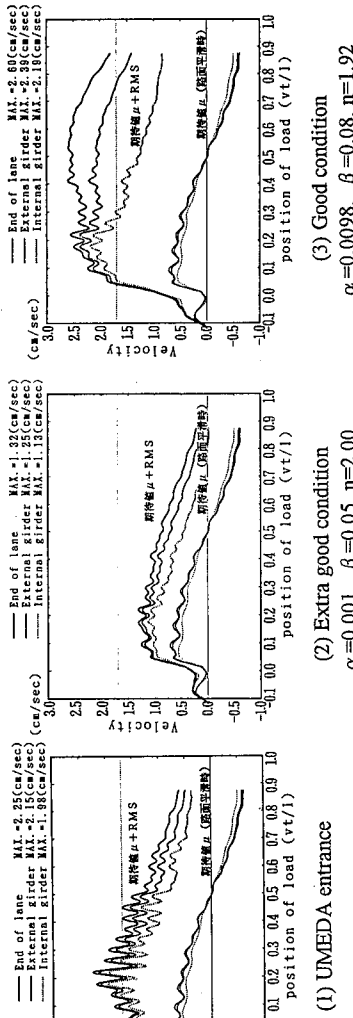


Fig.10 Time history of R.M.S. value of velocity of girder (Vehicle weight = 25tf, velocity = 10m/sec)

(3) シミュレーション解析より、車線の端の位置における振動速度が大きく、かなり歩きにくい状態の総限度のピーク値 3.8cm/s も越える場合のあることを示した。

(4) 路面凹凸の振動速度に及ぼす影響が顕著であり、一般の道路橋での路面凹凸の平均的な特性を表すスペクトルを用いた解析結果では、少し歩きにくいと感じる総限度の実効値 1.7cm/s をかなり越え、車線の端の位置では歩きにくい状態の総限度の実効値 2.7cm/s に達する場合のあることを示した。

まえばがきにおいて、一般の中小規模の道路橋でも、そこを渡る歩行者の振動感覚の問題のあることを指摘した。近年、都市再開発事業などにおいて、種々の制約から桁高の低い広幅員橋梁が計画される場合もあり、幅員の端の歩行者が受ける振動感覚を無視しえないこともある。ここでは限られた場合の解析を示したにすぎないが、使用限界状態としての振動使用性に関する研究の進展を願うものである。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題（橋梁交通振動研究小委員会報告書），1994.4.
- 2) 秒速 16m の風が橋桁を揺らす 渦励振の抑制に TMD を設置，日経コンストラクション，1995.4.28
- 3) 土木学会構造工学委員会 振動制御小委員会：振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御，1991.7.
- 4) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No.325，pp.23～33，1982.9.
- 5) 田中信治・加藤雅史：桁形式歩道橋の設計時振動使用性照査手法の提案，構造工学論文集，Vol.40A，pp.693～702，1994.3.
- 6) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A，pp.669～676，1995.3.
- 7) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，No.222，pp.15～23，1974.2.
- 8) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，No.230，pp.23～31，1974.10.
- 9) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文報告集，No.248，pp.11～23，1976.4.
- 10) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，No.304，pp.47～58，1980.12.
- 11) 梶川康男・小堀為雄・岡田 晃：振動と人間 II．橋梁振動の評価（上），橋梁と基礎，Vol.13，No.8，pp.37～41，1979.8.
- 12) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，土木学会論文集，第 398 号 /I-10，pp.303-309，1988.10.
- 13) 川谷充郎・山田靖則・下野正人・清水計成・森 淳彦：桁橋の交通振動に対するハイレブリッド制御の模型実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.683-690，1995.3.
- 14) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性，構造工学論文集，Vol.39A，pp.733-740，1993.3.
- 15) Kawatani, M. and Komatsu, S.: Nonstationary random response of highway bridges under a series of moving vehicles, Structural Eng. & Earthquake Eng., Vol.5, No.2, 285s-292s (Proc. of JSCE, No.398/I-10), October,

1988.

- 16) 川谷充郎・小林義和・高森和恵：曲げとねじりを考慮した桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B, 1995.11.
- 17) 川谷充郎・小松定夫・佐々木 孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，第 392 号/I-9, pp.351-358, 1988.4.
- 18) (財)日本道路交通情報センター 大型車両通行問題研究会編集：トラック、トレーラー連結車の重量制限の緩和（改正車両制限令の取り扱い），1994.
- 19) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，No.315, pp.149～155, 1981.11.

鉄道橋の振動使用性

松本信之*

1. はじめに

鉄道橋の振動使用性に関する問題としては、①走行列車により生じる動的変形による走行安全性と乗心地に関する問題（常時走行性）、②地震動による列車の走行安全性に関する問題（地震時走行性）、③長大橋（吊橋・斜張橋）において風により生じる振動による走行安全性に関する問題（横風時走行性）、および、④走行列車により橋桁が振動して放射する騒音・地盤振動に関する問題（環境保全性）、などを挙げることできよう。また、①については乗心地の判定基準値、①～③については走行安全性の判定基準値など車両の走行上の制限に関する問題も関連が深く、重要な検討課題である。

現在の鉄道構造物等設計標準¹⁾²⁾では、①については使用限界状態の検討として、②については耐震あるいは終局限界状態の検討として変位・変形量に関する制限値を与えている。また、④については主に鋼橋が対象となるが、付属設備として一般に防音工により対応するように規定している。一方、③については個別の特別な検討を行っている。このように鉄道橋の設計には振動使用性に関する検討がある程度取り込まれる形となっているが、さらに充実しなければならないところも多い。本論では、これらに関する既往の研究および今後の課題を概説する。

2. 既往の研究

2. 1 振動使用性の判定基準

鉄道橋の振動使用性を定める判定基準として挙げられるのは、一般に列車の「①走行安全性」および「②乗心地」、沿線の「③騒音・地盤振動」、桁の「④強度」などである。ここでは①～③について述べる。

(1) 走行安全性

走行安全性の判定基準は、一般に車両の脱線に関する安全限界値から定められている。脱線現象は①乗り上がり脱線、②飛び上がり脱線、③輪重抜けによる脱線に大別³⁾され、これらの指標として脱線係数 (Q/P : 横圧 Q と輪重 P の比)、および、輪重変動率 ($\Delta p/P$: 輪重変動 Δp と静輪重 P の比) が用いられている。脱線係数の限界値は横圧の作用時間によって異なるが、比較的緩やかに変動する成分に対して車輪路面勾配と車輪・レール間の摩擦係数から算定される安全側の値として 0.8 を一般に目安値としている (図 1 参照)。

軌道および橋梁の検討における判定基準としては、

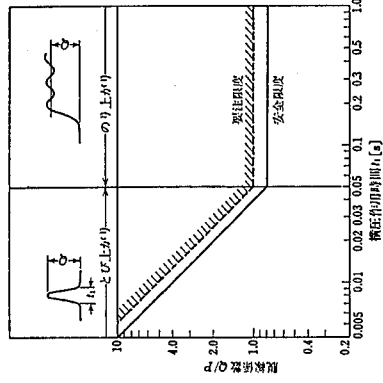


図 1 脱線係数の許容限界

* (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 主任技師 (〒185 国分寺市光町2-8-38)

線路構造物の折れ角限度の検討⁴⁾の際に脱線係数を考慮した走行安全に対する指標として次に示す3種類の限度が提案され、車両走行上定まる通常の限度としてはA限度を、地震時などの検討の場合はC限度を判定基準とするのが適当であるとしている。

- A限度：(Q/P=0.8相当値) 輪重減少率 28.1%，横圧 4.8 t（輪重変動と横圧の著大値が共存する）
 B限度：(Q/P=1.2相当値) 輪重減少率 37.5%，横圧 6.4 t（輪重変動と横圧の著大値が共存する）
 C限度：(Q/P=1.2相当値) 輪重減少率 56.7%，横圧 7.8 t（輪重変動と横圧の著大値が共存しない）
- 一方、横振動を受ける場合の地震時走行性に関しては、脱線係数(Q/P)を一般に2まで許容しており、検討目的に応じた異なる指標値となっている。その他、欧米においても脱線係数(Q/P)を一般に走行安全性の評価指標に用いており、通常走行時において欧州では脱線係数の2 m移動平均を 0.8以下とし、米国では脱線係数を1.0以下・輪重減少率を0.9以下を目安値としている。

(2) 乗心地

鉄道での乗心地は車両の走行中に乗客が感じる快適さと一般に考えられ、乗心地を左右する要因として振動、騒音、湿度、眺望、照明などが含まれる。特に振動による乗心地を示すものを振動乗心地と称して区別する場合もあるが、ここでは単に乗心地と呼ぶこととする。乗心地に関する主な研究としては、Reiher-Meister(1931)⁵⁾、Jacklin-Liddell(1933)⁶⁾、Helberg-Sperling(1941)⁷⁾、Janeway(1948)⁸⁾などが挙げられる。国鉄においては Janewayの乗心地基準を参考として独自の実験結果と合わせて上下、左右、前後方向に対して国鉄の乗心地基準(1963)⁹⁾を定めている(図2参照)。橋梁のたわみ限度を検討する場合は、必ずしも適当でないとしながらも、ある短区間の試験や定常的に繰り返す振動に対する乗心地の判定によいとの判断から Janewayの乗心地基準(上下方向)を用いている。また、振動数が1 Hz以下の領域に対しては、慣用的に1 Hzでの基準値をそのまま用いている。その後、国際標準化機構(ISO)による全身振動暴露に関する

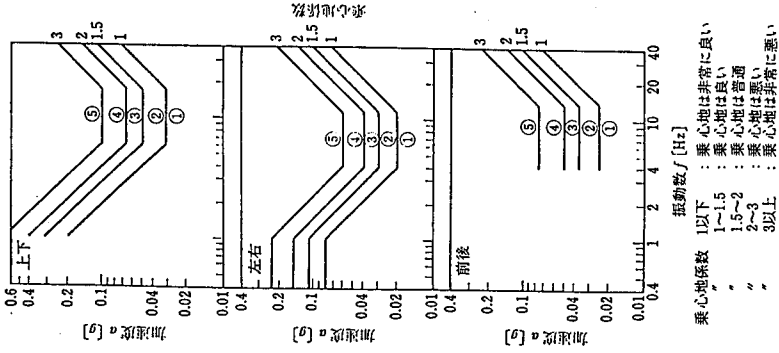


図2 国鉄の乗心地基準

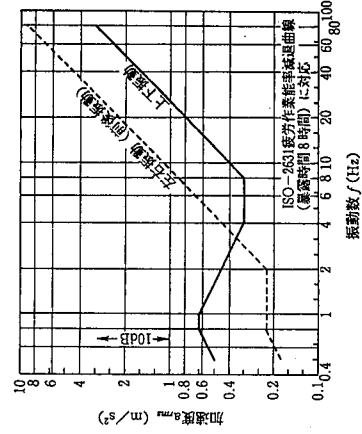


図3 等感覚曲線
 表1 乗心地レベル (国鉄)

区分	乗心地レベル
1	83dB 未満
2	83dB 以上 88dB 未満
3	88dB 以上 93dB 未満
4	93dB 以上 98dB 未満
5	98dB 以上

評価指針ISO-2631(1972)¹⁰⁾の提案を受け、国鉄では鉄道車両の振動特性を考慮して1Hz以下を拡張して図3に示す等感覚曲線を提案するとともに表1に示す乗心地レベル(1981)¹¹⁾を策定している。この乗心地レベルは、現在、浮上式鉄道のガイドウェイ構造物の敷設精度管理¹²⁾、¹³⁾などの評価に用いられているが、新幹線では軌道整備基準規定において上下動として0.13gを軌道整備上の乗心地限度としている。このように乗心地に関する限度値は、検討目的に応じて使い分けられているのが現状である。

(3) 騒音・地盤振動

騒音・地盤振動については直接的に鉄道橋の設計用値となるものではないが、騒音対策として防音壁が必要な場合はその重量などを予め主桁の設計に荷重として見込んでおかなければならなく、地盤振動軽減策として防振軌道構造や付加重量の採用などが必要な場合にも設計荷重に影響を及ぼすものである。

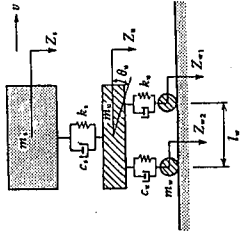
これらの規制値としては、騒音については新幹線に対しては新幹線に対しては新幹線告示により新幹線鉄道騒音に係る環境基準が定められており、地域類型に応じて基準値が分けられ、主として住居地域については70db(A)以下、商工業地域については75db(A)以下を達成目標と定めている。一方、地盤振動については昭和51年の環境庁長官勧告により新幹線鉄道振動の補正加速度レベル(振動レベル)が70dbを超える地域について緊急に振動源および障害防止対策を講じるように指針が示されている。

2. 2 常時走行性

(1) たわみ限度

走行安全性と乗心地確保の観点による桁のたわみ限度の検討は、東海道新幹線建設に際して高速鉄道における軌道整備限度が厳しくなり、桁のたわみを一種の軌道の高低狂いと考える必要が生じたため、簡易な車両モデルによる検討¹⁴⁾が行われたのが最初である。この結果、昭和36年制定の新幹線鋼鉄道橋設計基準案では、「標準活荷重(P荷重)による桁のたわみは一般に支間の1/1800を超えてはならない。この場合、衝撃は考えないものとす」と定められた。また、昭和45年制定の建造物設計標準(鋼鉄道橋)では、在来線鋼構造物において衝撃を含まないKS荷重に対して、たわみ限度としてプレートガーダーでは支間の1/800、トラスでは1/1000と定められた。これらの値は桁端に角折れがある軌道を通過する車両の上下振動加速度が0.2gを超えないこと、および、輪重減少率が25%を超えないことの両面から誘導されたものである。さらに、昭和47年制定の全国新幹線網建造物設計標準¹⁵⁾においては、無限度の正弦波軌道高低狂いを走行する車両の振動加速度の計算より得られた軌道整備限度¹⁶⁾に基づいて、支間を40m以下、40~50m、50~80m、80m以上の4段階に分けて、P荷重による桁のたわみがそれぞれ支間の1/1800、1/2000、1/2500、1/2000以下となるように定めた。その後、松浦¹⁶⁾は桁のたわみは桁端に生じる角折れのみで代表されるものではなく、桁のたわみによるくぼみにも関連するとし、図4に示す剛体2質量車両モデル(半車体モデル)と有限個の半正弦波形状による桁モデルを用いてシミュレーション解析を行った。ここでは車両走行上の制限(判定基準)として「安全性」の観点から輪重減少率が28.1%以下、さらに「乗心地」の観点からJanewayの乗心地係数1.5(図2参照)を用いており、たわみ限度をたわみ比と支間との関係を用いて図5に示すように表している。この結果は昭和58年改訂の建造物設計標準(鋼鉄道橋、無筋および鉄筋コンクリート構造物)に取り入れられ、また、在来線に関する若干の検討¹⁷⁾を加えて平成4年制定の限界状態設計法を採用した鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物、コンクリート構造物)に表2に示すように取り入れられている。

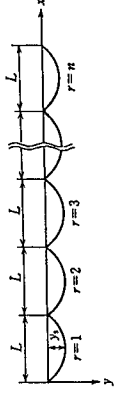
欧州では国際鉄道連合(UIC)が中心となり解析と実測による検討¹⁸⁾、¹⁹⁾を行い、乗心地劣化は鉛直振動の振動数と振幅および継続時間によるとし、UIC Code 776-3(1989)²⁰⁾に表3(a)、(b)に示すたわみ限度値を与えている。この検討では応答の振動数は主にバネ上系の性質に、振幅は橋梁の剛性と支間および支間数に、継続時間は橋梁の全長により影響を受けると考察されている。現在、この基準をEurocode 1-Part3²¹⁾に適用するためUICにおいてさらに検討²²⁾が進められている。



(a) 車両モデル

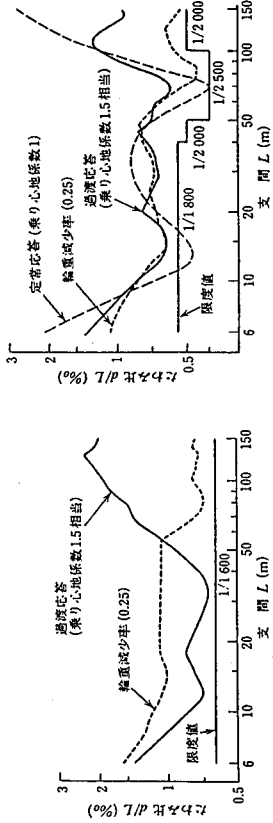
$$y(x) = y_s \left| \sin \frac{\pi x}{L} \right| \quad (0 \leq x \leq nL)$$

y_s は桁の静的最大のたわみ



(b) 桁のたわみモデル

図4 たわみ限度を検討した車両モデルと桁のたわみモデル



(a) 単スパンの場合

(b) 連続スパンの場合

図5 新幹線に対するたわみ限度の解析結果 (速度260km/h)

表2 たわみ限度 (鉄道構造物等設計標準)

線路 種別	スパン L (m)	
	0 < L < 50	L ≥ 50
在 来 鉄 道	電車 2連以上 の場合	L/800
	列車 運送 (km/h)	L/700
	100 < V ≤ 130	L/850
	130 < V ≤ 160	L/1000
新 幹 線	列車 運送 (km/h)	L/1100
	100 < V ≤ 130	L/1300
	130 < V ≤ 160	L/1400
	2連以上運送する場合	L/700
単 線 の 場 合	スパン L (m)	L/800
	0 < L ≤ 40	L/1100
	40 < L ≤ 50	L/1100
	50 < L < 100	L/900
車 道 の 場 合	スパン L (m)	L/1800
	0 < L ≤ 40	L/2000
	40 < L ≤ 50	L/2000
	50 < L < 100	L/2000

注：1) 在来鉄道では、トラスの場合、たわみの限度値を L/1000 以下とする。

2) 表の値はレール面に応力を与えるなど、たわみを相殺するような考慮がなされている場合には緩和してよい。

3) 表の値は在来鉄道の車両重量では 130 km/h、新幹線では 260 km/h までの列車速度に対して適用する。

表3 たわみ限度 (UIC基準)

(a) 一般の場合

Speed range	Span/detection ratio	
	One or two adjacent decks (1)	Three to five adjacent decks (1)
120 km/h	Spans above up to 25 m (2)	Spans above up to 30 m (2)
200 km/h	350	450
200 km/h	450	600
> 200 km/h	550	700

(b) 快適性を確保する場合

Speed range	Span/detection ratio	
	One or two adjacent decks (1)	Three to five adjacent decks (1)
120 km/h	Spans above up to 25 m (2)	Spans above up to 30 m (2)
200 km/h	400	500
200 km/h	500	800
> 200 km/h	600	1000

(2) キャンバーによるたわみ限度の緩和

新幹線において鋼橋が連続するような場合、乗心地を改善するために軌道にキャンバーをつける方法がある。キャンバーに関する解析的な検討²³⁾では静的たわみ量に応じた車両動揺を最小にする適正キャンバーが存在するとしている。一方、10mm程度のキャンバーをつけた鋼橋で日照の変化などが原因で逆に車両動揺を増加させ、断熱材を取り付けた例²⁴⁾もあり、実施をするには列車速度、環境条件などに対して十分な留意が必要のようである。

(3) 走行安全性に関する実橋の解析・測定

個別の橋梁に対する走行安全性の検討については、本四連絡橋建設時に解析的な検討²⁵⁾が多く行われたが、主に変形した長大橋上の走行性解析²⁶⁾、²⁷⁾が中心であり桁端部の角折れ通過時の走行安全性を問題としている。また、連絡橋完成後は10両の機関車の間に客車と貨車を連結した特別編成の列車により橋梁の変形および振動の実測による走行安全性の確認²⁸⁾を行っている。最近では鉄道車両と構造物との動的相互作用解析プログラム²⁹⁾を用いた斜張橋上の走行性解析³⁰⁾なども行われている。

(4) 桁の固有振動数の規制

走行安全性による桁のたわみ限度とは別に車両と桁との共振による過大な動的応答の発生を避ける目的で桁の固有振動数を規制し、衝撃係数を比較的小さい範囲に抑制する方法が設計では一般に用いられている。鉄道構造物等設計標準¹⁾、²⁾では列車速度と支間に応じて桁の固有振動数の下限値あるいは目安値が示されている。これらは高速鉄道における動的応答の検討³¹⁾を踏まえて無次元化速度パラメータの値が0.3を超えない範囲で定められている(表4参照：ただし、コンクリート構造物では大きな速度パラメータを用いて設計を行うことも許されている)。また、UIC Code 776-1(1979)³²⁾では時速220kmの範囲で図6に示す上下限値が示されている。

表4 桁の固有振動数の規制(鉄道構造物等設計標準)

橋梁種別	列車速度	桁の固有振動数
コンクリート橋	$v \leq 210 \text{ km/h}$	$n_0 \geq 55L^{-0.8}$
	$v \leq 260 \text{ km/h}$	$n_0 \geq 70L^{-0.8}$
	$v \leq 300 \text{ km/h}$	$n_0 \geq 80L^{-0.8}$
鋼橋	$v \leq 300 \text{ km/h}$	$n_0 \geq 70L^{-0.8}$

n_0 ：非載荷時固有振動数 n ：載荷時固有振動数

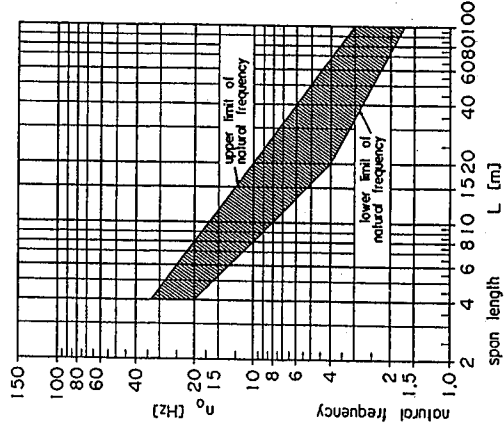


図6 桁の固有振動数の範囲(UIC基準)

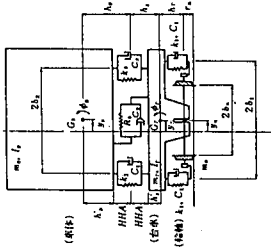
2. 3 地震時走行性

(1) 横方向に正弦波振動する橋梁上の走行安全性

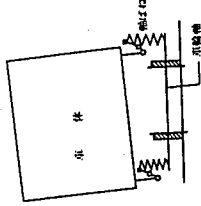
地震により横振動をしている軌道上を車両が通過する場合、その振動数と振幅に応じて車両にロッキング運動が生じ、振幅がある限界を超えると脱線の危険が生じる。これも一つの振動使用性と考えることができる。このような地震により振動する橋梁上の走行安全性の検討は、本四連絡橋建設時に多く行われた。最初に行われた検討では、二軸貨車³³⁾および新幹線車両³⁴⁾を図7に示すような横断方向の半車体振動モデル

とし、これに正弦波による外乱を車輪位置に水平に与えて解析を行い、脱線係数 ($Q/P \times 2.0$) および輪重減少率 (輪重抜け) に基づいて図 8 に示すような走行安全限界を求めている。また、1/5 模型軌道振動台を用いた振動軌道上の貨車の走行安定性に関する実験的研究^{3,6)} も行われており、ここでは脱線係数 0.8、輪重減少率 0.8 に対する脱線限界を求めている。

鉄道構造物等設計標準では地震時の横振動に対する走行安全性は、コンクリート構造物では長大橋梁、高橋脚橋梁、特殊な地盤上にある構造物等の場合には軌道面横振動の卓越振動数および不規則性を考慮して列車走行性の検討を行うのがよいという条文が示されているが、判定法としては図 8 の走行安全限界図が示されている。一方、鋼構造物においては長大橋梁や高橋脚上の橋梁の場合列車走行性の照査を行い安全性を確認する必要があるとしているのみである。



(a) 新幹線モデル



(b) 貨車モデル

図 7 車両モデル (横振動解析用半車体)

(2) 横方向に不規則に振動する橋梁上の車両の走行安全性

実地震動の不規則性を考慮した検討としては、12自由度の二軸貨車モデル^{3,6)}を用いて El Centro 波 (100 gal に規準化) を入力地震動として脱線係数と輪重減少率に関する応答スペクトルを求めたもの、図 9 に示す斜張橋モデルに開北橋波 (150 gal に規準化) を入力して得られる応答を走行軌跡としてあらかじめ求め、その振動を図 7 に示した半車体モデルに入力して走行安全性を検討^{3,7)} したなどのことが挙げられる。前者では 0.8~1.2 Hz の固有周期を有する構造物上の走行安全性が低下すること、また、後者では 150 gal の地震波については走行安全が確保されることが示されている。

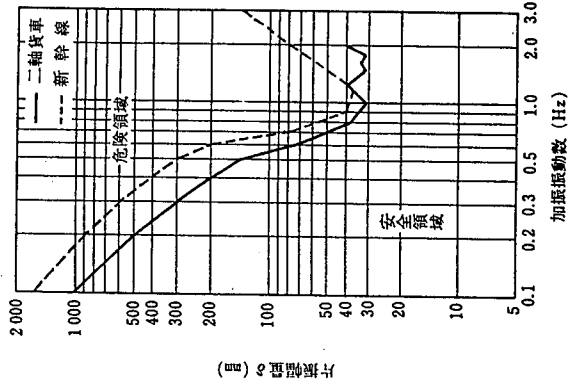
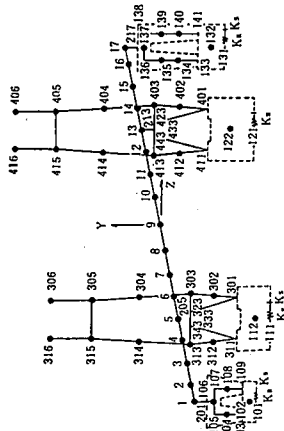


図 8 走行安全限界図



2. 4 横風時走行性

長大橋梁を列車が通過する時に強い横風を受けると、車両は大きな風圧に曝されると共に橋梁の振動あるいは変形により走行安全性を損なう場合が生じる。このような横風作用時における橋梁上の鉄道車両の走行安全性についても本四連絡橋建設時にいくつかの検討が行われており、風洞を用いた吊橋補剛桁内の車両（1/30～1/50縮尺モデル）に対する空気力学的特性値を求める実験³³⁾、実験結果から得られた空気力を用い

た二軸貨車の安定計算³⁴⁾、トラス内を通過する2軸貨車をモデルとして桁に振動（正弦波0.05g）を加えた傾斜軌道を用いた1/5模型車両による走行試験³⁵⁾、軌道の水平角折れと横風が共存する場合の解析⁴⁰⁾などが行われている。二軸貨車の安定計算からは図10に示すように強風下における安全限界は吊橋の上下左右振動ならびに補剛トラスのねじれによる仰角の増加を考慮しても運転規制の目安となっている風速30m/sを上回ることが確認されている。また、傾斜軌道における検討からは風荷重の作用により輪重減少率が増大するが、横圧・脱線係数は小さい値にとどまることが、車体にはローリング運動が生じ易いことなどが得られたが、これらについても安全限界は運転規制風速を上回ると判断されている。

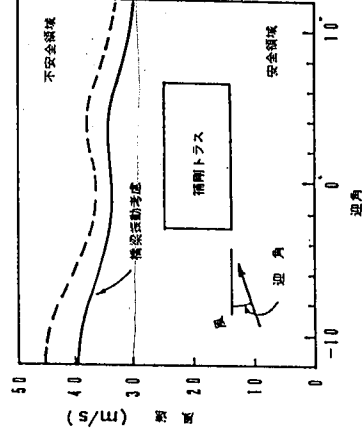


図10 強風下における車両の安全限界

2. 5 環境保全性

(1) 騒音

列車が高速で走行する場合には何らかの騒音を発生するが、構造物が介在することによる新たな騒音の発生を極力抑制するとともに、騒音の低減を図ることが重要である。騒音の発生源は、車輪・レール間から生じる転動音、橋梁・高架橋などの振動により発生する構造物音、パンタグラフとトロリー線の接触による集電系音、車両表面等と空気中との摩擦により生じる空力音に大別される。鉄道における騒音に関する研究は、東海道新幹線の開業とほぼ同時に始められ、特に構造物音については東北新幹線の小山試験線において種々の調査が行われている。

構造物により騒音低減対策がとれるものは転動音と構造物音であると一般にいわれる。転動音については軌道構造における対策がより効果的であるが、防音壁を設けることにより7～8dBの低減効果が期待でき、多くの橋梁・高架橋に設置されている。構造物音については、コンクリート高架橋では全体騒音に対する寄与が比較的小さいとみなされているが、鋼橋付近では一般区間に比べて10dB程度高い値を示すといわれており各種の対策工^{41) 42)}が加されている。主なものは防振支持した遮音板で橋梁下面全体を覆う「遮音工」、鋼板面に制振材を張り付けたりコンクリートで包む「制振工」、レールから桁部材に伝わる振動エネルギーを抑制するために防振スラブ等を敷設する「防振工」、軌道面・防音壁面に吸音材を敷設する「吸音工」、音の干渉作用を利用する「干渉工」などがあり、目的に応じて試行されるのが現状である。

(2) 地盤振動

地盤振動についても同様に橋梁区間で新たな振動源を生じさせなく、また、有効な低減化策を講じることが必要である。地盤振動に関する調査研究は昭和51年以降に東海道・山陽新幹線および東北新幹線を中心に行われている。列車走行により生じる地盤振動の周波数成分は一般に低域（6Hz付近）、中域（20Hz付近）、高域（60Hz付近）の3帯域に分かれ、その間に谷を持つ特徴がある⁴³⁾と言われている。また、線区に依って卓越する帯域が異なるが、列車速度が時速200km前後では一般に中域が優勢⁴⁴⁾なことが多いとされる。

地盤振動レベルの変動要因としては車両特性、軌道構造、構造形式、地盤特性の違いなどが考えられるが、軌道構造による違いは比較的に顕著であり、バラストマットの使用やレール支持バネの低バネ定数化などによ

り防振効果が図られるところである。また、構造形式の違いでは、桁構造の方がラーメン高架橋区間よりも振動レベルが一般に小さいと言われており、ゴムシューなど何らかの弾性材料が桁と橋脚の間に介在することにより防振効果が生じるものと考えられている。さらに、構造物の重量、梁の剛性、スパン長は大きい方が、杭長は長い方が、基礎は場所打ち杭の方が振動低減効果が大きいと判断されている。最近では地盤の弾性波速度を考慮したFEM解析⁴⁵⁾も行われており、高速走行時の地盤振動特性についても検討されている。

3. 今後の課題

3. 1 振動使用性の判定基準

(1) 走行安全性

車両の走行安全性評価については、脱線現象を正確に表現できる評価尺度の確立が要求されている。最近、レール・車輪間の接触力理論や輪重・横圧の連続測定技術の発達により脱線現象の解明および各種指標の妥当性の検討⁴⁶⁾が行われているところである。静的および動的な軌道変形双方に共通して対応できる指標の確立が今後の課題といえる。

(2) 乗心地

乗心地については、各種評価基準を検討目的に応じ使い分けているのが現状であるが、最近ではISO-2631(1994)の改訂などの国際的な基準の動向も考慮し、振動の瞬間的な最大値のみでなく、暴露時間や振動強度の変化を取り込んだ評価基準を策定する検討が行われている。これについても橋梁設計と軌道管理の双方に共通した指標の確立が今後の課題といえる。

3. 2 常時走行性

高速鉄道における橋梁のたわみ限度は現在時速260kmを上限として定められているが、近年では時速300kmを超える速度での運転が予定されており、これに対応した桁のたわみ限度⁴⁷⁾を整備することが必要である。また、今後の検討では車両と構造物との動的相互作用を考慮した解析が重要となるが、次のような課題が挙げられる。

- ① たわみ限度の検討における衝撃係数の取扱い
- ② 桁の固有振動数の規制（剛性規制）とたわみ限度値との関係
- ③ 複線以上を支持する橋梁の取扱い
- ④ 軌道不整の影響および乗心地評価指標との整合性
- ⑤ 安全性評価の確率論的取扱い

3. 3 地震時走行性

地震時走行性の問題は長大橋、高橋脚橋梁や特殊な地盤上の構造物が主な検討対象であると考えられてきたが、兵庫県南部地震ではコンクリート標準高架橋上においても横振動が原因となって脱線が生じたと考えられるものが幾つかみられ、地震時走行性の観点からみた鉄道橋・高架橋のあり方についても再検討すべきものと考えられる。ここでも地震動に対する車両と構造物との動的相互作用を考慮した解析は重要な役割を担うものと考えられる。地震時の走行安全限界に関して検討が必要な項目は、次に挙げるようなものがある。

- ① 軌道面で横振動を受ける場合の脱線限界指標
- ② 地震動特性および構造物の振動特性の影響
- ③ 縦振動の影響
- ④ 入力地震動の位相差の影響
- ⑤ 列車速度の影響
- ⑥ 安全性評価の確率論的取扱い

一方、地震時において高架橋上で十分安全な走行性を確保するためには、横変位を極力小さくしなければならぬことが既往の検討によっても明らかにされている。この問題を抜本的に解決するためには、上部構造の超軽量化および橋脚柱部の高剛性・高減衰化、ブレースダンパーや制振構造の採用等による地震応答の軽減化を考え方のフレームとして構造コンセプトから見直した新しい高架橋の開発^{4,5)}も必要であろう。

3. 4 横風時走行性

横風を受けて振動する橋梁上の鉄道車両の走行性については、今後解析的な検討手法の確立が望まれるところである。しかし、空力・構造物の振動・列車走行を連成させて解析することは中々困難であるため、風洞試験あるいは空力と構造物の振動との動的相互作用解析によって得られる橋梁振動および列車に対する空気を考慮して車両と構造物の動的相互作用解析により検討を行うのが現実的な方法であろう。また、耐風設計を整備した列車走行性の検討方法を確立することも必要であろう。

3. 5 環境安全性

騒音・地盤振動による鉄道橋の振動使用性について定量的な検討を可能とし、要因分析、伝達性状の把握、対策工の評価などを行うために、より詳細な解析的な研究が望まれるところである。騒音については車両と構造物との動的相互作用解析に音響問題も考慮できるようなシミュレーションモデルの構築が今後必要である。地盤振動については、将来の鉄道橋および高架橋の軽量化に対応して、今まで基礎的な研究に留まっていたTMDやアクティブダンパーなどの利用についても再検討する必要がある。

4. まとめ

鉄道橋の振動使用性に関する既往の研究および今後の課題として、振動使用性の判定基準、常時走行性、地震時走行性、横風時走行性および環境安全性を取りあげ、それらの概要を述べた。

これらの問題は、鉄道では東海道新幹線建設および本四連絡橋建設などを契機にして、それぞれ別々に検討が行われてきたと言ってよく、相互に有機的な関連が少ないのが現状であろう。

近年の高速化傾向の中で鉄道橋の振動使用性は益々重要な問題となってきた。既往の研究による各種の応答解析結果から既に多くの基本性状は理解されてきているものの、本来の意味で振動使用性を評価するためには、高速走行、耐震、耐風、環境の各分野を一貫して取り扱える解析法による検討が不可欠なところとなっており、車両と構造物との動的相互作用を考慮した解析シミュレーションによる詳細な検討に期待するところが大い。計算力学の進歩に応じて将来一つのシミュレーションモデルの中で走行車両および構造物の振動、騒音、空力の全ての連成が考慮できる解析が可能となることはもちろん理想であるが、空力問題についてはこれを変動荷重として取り扱うことが当面現実的であろう。

鉄道構造物等設計標準では既に限界状態設計法を採用しており、振動使用性についての研究成果も各限界状態の検討に取り入れやすい形となっている。この分野においても更に盛んな研究が望まれるところであり、本論がその一助となれば望外の喜びである。

参 考 文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、1992. 10.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物）、1992. 10.
- 3) 丸山弘志、景山允男：機械技術者のための鉄道工学、1981. 10
- 4) 佐藤吉彦、三浦重：走行安全ならびに乗心地を考慮した総路構造物の折れ角限度、鉄道技術研究報告、No. 820, 1972. 8.
- 5) Reicher, H. and Meister, F. J.: "Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschütterungen," Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens Band 2, Nr. 11, pp. 381-386, 1931. 11.

- 6) Jacklin, H. M. and Lindle, G. J.: "Riding Comfort Analysis," Research Series, No. 44, Purdue University, 1933. 5.
- 7) Ilber, W. and Sperling, E.: "Verfahren zur Beurteilung der Laufeigenschaften von Eisenbahn - Wagen," Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, No. 12, p. 177-187, 1941.
- 8) Janeway, R. N.: "Vehicle Vibration Limit to Fit the Passenger," SAE Journal, pp. 48-49, 1948. 8.
- 9) 国鉄列車速度調査委員会: 車両の乗心地基準, 資料3A-2-1, 1963. 7.
- 10) ISO: "Guide for the evaluation of human exposure to whole-body vibration, ISO-2631, 1972.
- 11) 山崎和秀, 小林一郎, 三瓶栄, 西本幸雄, 倉又哲夫: 「乗心地評価法の研究」, 鉄道労働科学, No. 36, 1982.
- 12) 松浦章夫, 橋本渉一, 古川敦: 「超電導磁気浮上式鉄道ガイドウェイの施工精度と乗心地レベル」, 土木学会論文報告集, No. 482, IV-22, pp. 67-76, 1994. 1.
- 13) 曾我部正道, 古川敦, 松本信之, 浦井一: 「浮上車両とガイドウェイ構造物との動的相互作用シミュレーション」, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第1部(B), I-495, pp. 990-991, 1995. 9.
- 14) 松平精: 「橋梁のたわみによる折角限度」, 東海道新幹線に関する研究(第2冊), pp. 202-206, 1961. 4.
- 15) 佐藤吉彦: 「乗心地の立場から見た軌道高低狂いの整備限度」, 鉄道技術研究報告, No. 549, 1966. 8.
- 16) 松浦章夫: 新幹線橋りょうにおける橋桁の鉛直たわみの許容限度, 鉄道技術研究報告, No. 894, 1974. 3.
- 17) 市川篤司: 「橋梁の主桁たわみ制限の適用に関する諸問題」, 鉄道総研報告, Vol. 8, No. 8, pp. 13-18, 1994. 8.
- 18) ORE: "Question D160 Permissible deflection of bridges," Report No. I-No. 6, 1983. 12-1988. 4.
- 19) UIC Sub-Committee 71: "Question 77/15- Permissible deflections of railway bridges," 1988. 1.
- 20) UIC Code 776-3: Deformation of bridges, 1989. 1.
- 21) CEN/TC250/SC1: EN1991-3 Eurocode Basis of Design and Actions on Structures, Part3 Traffic Loads on Bridges, Draft, 1994. 6.
- 22) ERI: "Permissible Deflection of Steel and Composite Bridges for Velocities $v > 160 \text{ km/h}$," D190/RP1, 1993. 7.
- 23) 川上博道, 松浦章夫: 「橋りょうにおける桁上軌道の適正キャンバーに関する試算」, 土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第1部, I-263, pp. 525-526, 1983. 9.
- 24) 村田清満, 川上博道, 早藤秀三, 菊池英雄: 「鋼桁部材間の温度差が列車走行に与える影響」, 構造物設計資料, No. 81, pp. 24-30, 1985. 3.
- 25) 松浦章夫: 「併用橋の鉄道計画」, 土木学会昭和63年度全国大会特別連続記念講義集, pp. 429-467, 1988. 9.
- 26) 松浦章夫, 浦井一: 「二軸貨車の走行性からみた長大吊橋の折れ角限度」, 鉄道技術研究報告, No. 1086, 1978. 7.
- 27) 浦井一: 新幹線車両の走行性からみた長大吊橋の折れ角限度, 鉄道技術研究報告, No. 1087, 1978. 7.
- 28) 鉄道総合技術研究所: 本四備讃線走行試験等委託報告書, pp. 49-77, 1988. 3.
- 29) 浦井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠: 「鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究」, 土木学会論文集, No. 513/I-31, pp. 129-138, 1995. 4.
- 30) 曾我部正道, 松本信之, 浦井一, 金森真: 「P C斜張橋(北陸新幹線第2千曲川橋梁)の衝撃係数・列車走行性解析, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART B, 1995. 11.
- 31) 松浦章夫: 高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究, 鉄道技術研究報告, No. 1074, 1978. 3.
- 32) UIC Code 776-1: Loads to be considered in the design of railway bridges, 1979. 7.
- 33) 日本鉄道施設協会: 昭和47年度 本州四国連絡橋の列車走行に関する研究報告書 [別冊1], 1973. 3.
- 34) 日本鉄道施設協会: 昭和48年度 本州四国連絡橋の列車走行に関する研究報告書 [別冊1], 1974. 3.
- 35) 西岡隆, 橋本渉一: 「水平地震動に対する橋梁上の2軸貨車の走行安定性」, 土木学会論文報告集, No. 296, pp. 61-72, 1980. 4.
- 36) 八十島義之助, 松本嘉司, 西岡隆, 大嶋孝二: 「振動軌道上の鉄道貨車の走行安定性に関する実験的研究」, 土木学会論文報告集, No. 313, pp. 111-124, 1981. 9.
- 37) 日本鉄道施設協会: 昭和53年度 本州四国連絡橋の列車走行に関する研究報告書 別冊1, 1981. 3.
- 38) 日本鉄道建設公団: 本州四国連絡鉄道 吊橋技術調査委員会橋梁専門部会報告書, 1970. 6.
- 39) 西岡隆, 塩尻弘雄, 橋本渉一: 「横風作用下における長大橋梁上の鉄道車両に関する実験的研究」, 土木学会論文報告集, No. 309, pp. 113-128, 1981. 5.
- 40) 日本鉄道施設協会: 本州四国連絡橋の列車走行に関する研究, 昭和50年度報告書, 1976. 3.
- 41) 阿部英彦: 「鋼橋の騒音対策」, 土木学会誌, Vol. 63, No. 3, pp. 36-42, 1978. 3.
- 42) 市川篤司, 小芝明弘, 安藤勝敏, 堀池高広, 横田敦, 大石不二夫: 「鉄桁騒音に対する新たな防音工の適用」, 鉄道総研報告, Vol. 4, No. 11, pp. 26-34, 1990. 11.
- 43) 吉岡修: 「新幹線列車走行による沿線の地盤振動」, 鉄道技術, Vol. 43, No. 7, pp. 265-269, 1986. 7.
- 44) 吉岡修: 「新幹線高速化のための地盤振動低減技術」, JREA, Vol. 37, No. 7, pp. 36-38, 1994. 7.
- 45) 声谷公敏, 吉岡修: 「高速走行時の地盤振動評価法」, 鉄道総研報告, Vol. 8, No. 6, p. 37-42, 1994. 6.
- 46) 石田弘明, 手塚和彦, 堀木健司, 深沢香敏, 松尾雅樹: 「阪線に対する安全性評価指標の研究」, 鉄道総研報告, Vol. 9, No. 8, pp. 49-54, 1995. 8.
- 47) 松本信之, 浦井一: 「高速新幹線走行に対する桁のたわみ限度に関する検討」, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART B, 1995. 11.
- 48) 松本信之: 「壊れにくく・揺れにくい・高架橋を今後の目標に」, コンクリート工学, Vol. 33, No. 11, 1995. 11.

セッション[c] :

「橋梁の振動による点検と健全度評価」

振動・波動による橋梁の点検評価

大島俊之*

1. 構造物の健全性診断

— 有効な維持管理のために —

21世紀を展望し新たな社会資本の創造に向けて世界が動きはじめている今日、構造物の維持管理に対する関心もかつてないほど高まってきており、社会における健全性診断の役割はますます増加してきている。特に近年は大地震後の構造物の健全性の判定に対する社会的要請が大きく、またその技術開発への期待と要求はきわめて大きい。

特に構造部材の非破壊評価における新技術の開発・高度化や専門分化が人々や社会に大きな効果をもたらす一方で、構造物の建設初期から種々の劣化、損傷に悩まされる事例は後をたたない。多くの構造物が恒常的な健全性の不安に脅かされ、時には不適切な処置が老朽化を早める場合も決して少なくない現在、構造物の健全性問題を実際の現場の中から考え、損傷のある構造物が健全性を取り戻すことができるように適切な処置をほどこすための診断技術の価値が、改めて見直されてきているといえよう。

最近、構造材料分野において、キュア (Cure) があってもケア (Care) のないところに構造健全性の技術は成立しないということが論じられるようになってきている。これは従来の技術のあり方を単に反省するにとどまらず、構造物の健全性の維持・点検評価の重要性をも示唆するものとして理解することができよう。また米国におけるプライマリー・ヘルスケア (Primary Health Care) やダメージ・アセスメント (Damage Assessment) の提唱も、これからの社会のなかで社会基盤施設 (Infrastructure) に対する診断技術者が果たすべき役割が大きいことを強調しているのである。

このような診断技術への社会的要請に対して、われわれ技術者の責任は重大である。構造物診断に課せられた責務を遂行し、構造物診断を自他ともに認める専門職として確立するために、先輩の業績をよく学び、その上になお診断理論の構築や診断点検能力の向上に努めていかねばならない。とりわけ実際の現場において、構造物の管理者や設計・施工技術者と共同して、人々や社会にとって真に意味のある構造物の健全性の評価を、診断点検評価の観点から展開していくには、自ら研鑽と訓練を積み重ねていくことをより一層求められている。

それには、なによりもまず科学的思考を身につけ、診断技術として成り立つ筋道 (Process) を理解して維持点検にあたらなければならない。近年、実際の現場に導入されはじめている「モニタリング (Monitoring)」の概念は、まさにそうした必要に応じてくれる一つの“鍵”となりうるものと考えられる。構造物のモニタリングとは、対象 (建築物、土木構造物、構造システム) のもつ健全性問題を問題解決法に則して系統的に解決していく、一連のシステム化した過程である。この「モニタリング」をふまえてケア (補修補強対策) を展開してこそはじめて、構造物の診断実施能力の拡大・深化がはかられ、構造物の維持管理技術は科学技術 (Science and Technology) となっていくのではないだろうか¹⁾。

* 工博 北見工業大学工学部土木開発工学科教授 (〒090 北見市公園町165)

2. 橋梁健全度の総合評価法

橋梁の維持管理のため点検評価は一般には「目視検査（Visual Inspection）」によって震災点検および通常点検が行われている^{4),7)}。一例として表1には文献⁷⁾で用いている上部工に対する損傷の種類の種類を示している。またこれらの各項目に対する個々の判定は担当する診断技術者にまかされており、判定基準は表2のように5段階の評価ランクに分類されている。またこの中でたとえば主桁の異常振動に関する項目の判定については「上部工のスパン中央部や下部工付近の路面に立ち、異常な振動が発生していないかを確認する。」という内容になっている。また通常および定期の点検において異常が発見された場合には異常の進行性を把握するための追跡調査および補修・補強の必要性を検討するための詳細調査を実施することになっている。ここでは以上の点検調査によって得られた点検データを用いて、橋梁の健全度が総合的に評価できる手法について説明する²⁾。

表1 損傷の種類とその略称（上部工）

鋼 橋		コンクリート橋	
部材区分	損傷の種類	部材区分	損傷の種類
主部材 ・主桁	腐食（主1）	主部材 ・主桁	剥離（主1） ・剥離、鉄筋露出
	亀裂（主2） ・亀裂 ・破断		ひびわれ（主2）
	その他（主3） ・脱落 ・異常音 ・異常振動 ・異常たわみ		その他（主3） ・遊離石灰 ・鋼板接着部の損傷 ・漏水、滞水 ・異常振動 ・異常たわみ ・欠損
2次部材 ・横桁 ・縦桁 ・対傾構 ・横構	腐食（補1）	2次部材 ・横桁 ・縦桁	剥離（補1） ・剥離、鉄筋露出
	亀裂（補2） ・亀裂 ・破断		ひびわれ（補2）
	その他（補3） ・脱落 ・変形		その他（補3） ・遊離石灰 ・鋼板接着部の損傷 ・漏水、滞水 ・欠損
床 版	剥離（床1） ・剥離、鉄筋露出	床 版	剥離（床1） ・剥離、鉄筋露出
	ひびわれ（床2） ・床版ひび割れ		ひびわれ（床2） ・床版ひび割れ
	その他（床3） ・遊離石灰 ・抜け落ち ・鋼板接着部の損傷 ・漏水、滞水		その他（床3） ・遊離石灰 ・抜け落ち ・鋼板接着部の損傷 ・漏水、滞水

表2 損傷度判定標準

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通の安全確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
O. K	点検の結果から、損傷は認められない。

前述したように橋梁の各点検項目には5段階の判定基準に基づいた診断結果が得られる。したがって橋梁の健全度を総合的に評価するためには、各項目の判定結果に「重み (Weight)」を乗じて、重みつき平均を求め手法が必要である。すなわち、各項目間の相対的重要度が「重み」として客観的に与えられれば総合評価は次式で与えられる。

$$S_t = \frac{\sum W_i S_i}{\sum W_i} \quad (1)$$

ただし S_t = 橋梁健全度の総合評価

S_i = 各項目に対する5段階の評価

W_i = 各項目に対する重み

次にこの重み W_i を合理的に決定できる手法として数量化理論Ⅱ類を用いた手法について説明する²⁾。

この方法では外的基準として

A : 現状維持

B : 軽い補修を要する

C : 大がかりな補修を要する

D : 補修より架換を勧める

の4分類を設定し、あらかじめ熟練技術者による当該橋梁の総合判定結果を参考データとして用いる。そしてこの結果を前述の各点検項目に対する判定結果を結びつけるように数量化理論Ⅱ類の計算手順に従って計算を実施すれば、その結果として個々の点検項目に対する重みがアイテム・レンジ (範囲) として合理的に決定することになる。このようにして得られた重みの一例を表3に示している。この表中右側の数字は比較のため左側の数字を合わせた値である。この結果は北海道内の国道、道道に架かる、昭和40年以前に建設された500橋以上の橋梁に対する計算から得られたものである。また表4には比較のため同様の手法を用いて橋梁診断しているニューヨーク市当局の各項目に対する重みを示している。この表中第1列の数字は総ポイント72点の各項目に対する重みポイントを示しており、第2列目はそのポイントを100%に換算したものである。また第3列目は表3と比較するため、類似の項目を合計した数字を示している。

表3と表4の比較から表4では下部工と支承を重要視しているのに対して、表3では上部工を重要視している点特徴である。ニューヨーク市の場合、マンハッタン島の周辺に大きな吊橋がいくつも架かっており、橋梁形式の違いが表れているものと思われる。なおニューヨーク市の各項目に対する判定のランクは7ランクに分類されている。またこのような重みの設定においては橋梁の重要度、地域性、橋梁の種類に応じて決定すべきであり、それらに関する結果も得られている³⁾。

表3 鋼橋に対する重みの結果

項 目	(%)	
(1)主部材(腐食, 亀裂)	26	34
(2)主部材(その他)	8	
(3)2次部材	10	10
(4)床版(剥離, ひびわれ)	6	12
(5)床版(その他)	6	
(6)下部構造(躯体)	9	21
(7)下部構造(基礎)	12	
(8)支承	8	8
(9)高欄	4	4
(10)地盤	4	4
(11)舗装	4	4
(12)伸縮装置	3	3
	100(%)	100(%)

表4 ニューヨーク市の橋梁診断における重み

項 目	ポイント	(%)
(1)主部材	10	14
(2)添 接	4	3
(3)2次部材	5	7
(4)床 版	8	11
(5)橋 脚	8	11
(6)橋 台	8	11
(7)背面壁	5	7
(8)擁 壁	5	7
(9)橋梁台座	6	8
(10)支 承	6	8
(11)高 欄	1	1
(12)舗 装	4	6
(13)歩 道	2	3
	72	100(%)
		100(%)

3. 橋梁の健全度診断法の改良と定量的評価

以上述べた現行の橋梁健全度の診断法においては、基本的データが目視に基づき判断であるので、定量的評価 (Quantitative Evaluation) にならない欠点があることが従来より指摘されている⁶⁾。したがって今後の診断法に期待される内容としては、橋梁の力学的特性の定量的評価結果を総合評価に組み入れる手法の開発である。またこのような手法が確立してくれば、将来的には「橋梁の健全度評価指針」のような診断マニュアルの作成が可能となる。

さて一般に橋梁の損傷は風や地震などによる短期間に発生する損傷と疲労などのように経年的に長期間に渡る損傷とに大別される。したがって損傷の種別に応じた診断法の確立が望ましい。ここでは主として後者の経年的に発生する橋梁の劣化をどのように評価すべきかについて述べる。

橋梁の損傷が反映される力学的特性値には

- (1) 固有振動数
- (2) 減衰性 (非線形性)
- (3) 変形 (たわみ、たわみ角)
- (4) 残留応力
- (5) 応力集中

などがある。またこれらの特性値の評価は通常損傷構造物の構造同定問題や非破壊評価による逆解析問題として解析されることになる。しかるにこれらの特性値が損傷から受ける影響の程度は一般に小さい。したがって損傷の定量的評価のためには、前述したモニタリング技術を活用してこれらの特性値の変化の「傾向 (勾配、変化率)」に着目する必要がある。

たとえば、はりの固有振動数 f と曲げ剛性 EI には

$$f \propto \sqrt{EI} \quad (2)$$

の関係がある。したがって曲げ剛性が2割低下すれば固有振動数は約1割低下することになり、曲げ剛性が

1割低下した程度では約3%の低下にしかない。しかしこの固有振動数を精度良くモニタリングできれば、これらの変化傾向から定量的に劣化度を評価できることとなる。

次に応力波動(超音波)を用いた点検評価について述べる。通常これらの診断手法は非破壊検査(NDI)と呼ばれ、精度の良い評価法の確立を目指して定量的非破壊評価(Quantitative Nondestructive Evaluation, QNDE)の研究が盛んである。

鋼橋の診断に関する最近の話題としては阪神大震災に関連して、構造部材の欠陥と残存耐力の関係を定量的に求めるプロジェクトが通産省工業技術院の委託により日本非破壊検査協会が進められている¹⁰⁾。これらの研究成果が得られれば、構造部材の欠陥形状や位置を検出した後、その部材の残存強度を推定できることになる。また構造部材の内部健全性としては内部欠陥と残留応力を対象としている。

次に応力波動を用いたコンクリート構造の診断に関してはコンクリート橋脚の診断とRC床版の診断の事例が多い。一般的にRC構造の場合は応力波動の減衰が大きく、欠陥検出には高度の技術を要する¹¹⁾。特に伝播波形に対してニューラルネットワークなど人工知能(AI)を応用して波動の変形を解析する研究も行われてきている¹²⁾。

実際の健全度評価の事例については他の論文で紹介されるので、本論文では全体的な評価の流れについて説明した。

参考文献

- 1) Workshop Report for NSF : Rebuilding and Enhancing the Nation's Infrastructure : A Role for Intelligent Material Systems and Structures, 1993
- 2) 森、大島、三上他：コンピュータ・グラフィクスと数値化理論を応用した橋梁の維持点検評価法、土木学会論文集, No.501/ I -29, 1994
- 3) 小間井、木俣、小堀：維持・管理計画のための橋梁評価システムに関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.428/ I -15, 1991
- 4) 川島、大日方、長谷川：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案) - 橋梁を中心として -, 橋梁, 1986
- 5) 加藤、高木、島田：PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第341号, 1984
- 6) 西村、藤井、宮本：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文集, No.384/ I -7, 1987
- 7) 建設省土木研究所：橋梁点検要領(案), 土木研究所資料第2651号, 1988
- 8) 大島、森、三上他：数値化理論による橋梁の健全度評価の実用化に関する検討, 土木学会北海道支部論文報告集, 第51号, 1995
- 9) 松井、前田：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集, 第374号/ I -6, 1986
- 10) 日本非破壊検査協会：構造物の構成部材の内部健全性測定方法の標準化に関する調査研究詳細実施計画書, 1995
- 11) Malhotra, V. M. and Carino, N. T. : Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, CRC Press, 1991
- 12) Pratt, D and Sansalone, M : Impact-Echo Signal Interpretation using Artificial Intelligence, Journal of ACI, 1991

点検評価のための振動計測

杵 本 正 信*

1・概 要

橋梁は上部構造と下部構造および基礎構造から構成されている。これらの構造部位の耐力、耐久性を評価する手法としては具体化されたものは少ない。しかし、評価に用いられる手段は非常に多くあり、必要に応じて用いられている。その多くは静的な応力や変形を評価することによる手段で実施されている。しかし、道路橋で静的な試験を実施する場合には交通流を変化させなければならず、容易に実施できるものではない。また、材料の品質評価においてもコア採取などの破壊試験を行えば、橋梁に損傷を与えることにもなりかねない。そこで出来る限り交通流を阻害することなく、損傷を与えることなく、簡便に実施できる評価手法として、振動を用いた橋梁の診断が望まれている。現状では材料の品質評価手法は十分に実用化されているが、構造物の全体評価を行うにはより精度の高い検査手法の開発と評価基準の研究が必要であり、今後の研究を待たねばならないところが多い。

振動を用いた橋梁の診断は大別して構造物そのものの振動を観察することで診断する手法と、超音波等の波動の伝播状況を観察することで診断する手法に分類する事が出来る。前者は構造系に外部からの入力を与えその応答から構造系全体の固有振動数、減衰定数、振動モード等の変化を事前事後の実測値比較や数値計算値との比較により構造物の診断を行う方法である。主構造に大きな損傷が懸念される場合や、補修補強で構造が変更された場合の剛度確認に用いられる。後者は構造物の構成材に衝撃波振動（ハンマリング）や超音波振動による信号を入力しその伝播状況や応答を観察することにより、材料の長さや構成材の内部に発生する損傷を推定する方法である。これらは赤外線やX線も含め電磁波の領域を扱っている。

ここでは上部構造から基礎構造に至る各部位について一般に用いられる診断手法、構造部材の診断および振動波形による診断法について紹介する。

2・構造体の診断

2・1 上部構造の診断

橋梁上部主構造の損傷の有無を診断する手法として、構造物の振動性状を評価する手法がある。これは構造物の完成時など健全であると評価できるときは、常時微動観測もしくは起振器試験や試験車走行試験を行う現地実験で確認しておいた振動性状（固有振動数、減衰定数、振動モード）を、点検時期に現地実験で確認した振動性状と比較して、全体剛度の変化や損傷位置の推定を行う手法である。一般に、損傷が進行して主構造の剛度低下があれば固有振動数は低下し、減衰定数は小さくなる傾向に向かうとされている¹⁾。通常、現橋の実測で得られる振動数は3～7次程度までのモードであり、より高い次数のモードほど変化が大きいと言われている。また、振動モードは主構造の損傷によってモード形状の変化や出現順序の変化があると言われているが、こうしたことはよほど程度の大きな損傷や構造変更などがなければ起こらないのが通例である^{2) 3)}。数値計算による解析でも振動数の変化を部材の剛度変化で求めることは可能であるが、現地実測での解析精度では数値解析結果と評価するには不十分で、実測値での精度は1/1000Hzが限度である。

*工博 株式会社フジエンジニアリング 取締役統括部長（〒532 大阪市淀川区東三国4-13-3）

また、減衰を評価することと同様で数値解析もさることながら、実測でも多くのノイズに影響されることがから実測値からの減衰定数を変動幅を持った値で表現することしか出来ず、特定する事は甚だ困難である。実際の現地試験では供用中の橋梁を対象に実施されることがほとんどで、周辺環境によるノイズと橋面を走行する車両の振動により、十分な結果を得られることは少ないと見られる。ただ、こうした問題を解決する手法として衝撃加振による応答をモード円を求める際のデータ処理の段階でのカーブフィッティングの精度に依存するが、十分な実験記録が得られれば次数の高い振動数や減衰定数の比較が可能である⁵⁾。

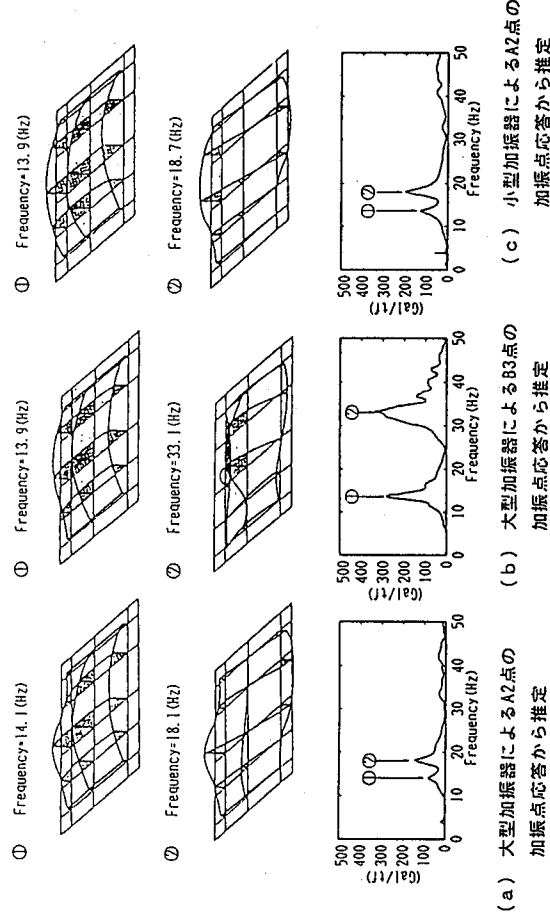


図-1 衝撃加振試験で得られた合成桁の振動モード

図-1は衝撃加振力で応答加速度を除いたモニタリーと位相差から得られた振動モード図であり、固有振動数、減衰定数が得られる手法である。精度の高いデータが得られる反面測定作業が複雑なため、今後は加振手法の改良が望まれる。

今後は未供用時のデータを入念に記録することで50年未来の技術評価の有効な資料となると考えられる。したがって、新設の橋梁は振動評価資料を残すべく処置を施す必要がある。一例として関門橋は完成時の振動実験資料が工事史⁶⁾に残されており、現況の振動測定値と比較することで現在も健全なことが確認でき、今後数十年先でも有効な評価資料となりうる。

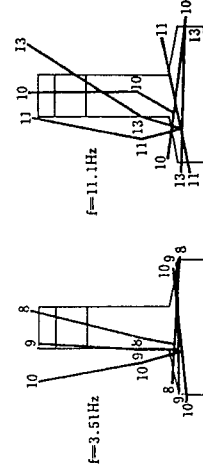
床版の損傷程度を判断する手法として衝撃加振による固有振動数を求め、損傷程度による振動数の遷移を、供試体実験のデータとの比較から評価する手法がある。この方法も床版の損傷が末期状態になるまで振動数が大きく変化しないことから、測定の精度を高めるか減衰などの別の要因について今後の評価技術の向上が待たれる状況である⁷⁻¹⁰⁾。

上部構造を構成する各部材の接合に用いられるハイデンシオンボルトの破断の有無を調査する点検にはハシマールによるたたき点検が実施されている。これも衝撃加振試験の一種であるが、その振動数が人の可聴範囲にあることから人間の耳での確認が容易に可能である。また、超音波の伝播速度の変化でハイデンシオンボルトの軸力推定を行う手法も検討されたが¹¹⁾ 測定精度とボルトの品質管理の問題から一般化するに至っていない現状である。

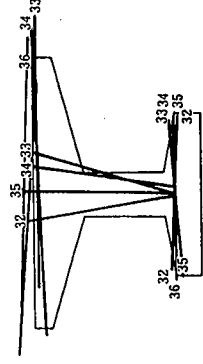
支承の点検では上部構造と支承変位との相関が問題となるが、実際には振動よりも温度変化による変位応答が支承の機能にとつてより重要なため、振動を用いて評価することはあまり行われない。しかし、ローラを用いた支承の動的な変位がスムーズに観測される場合にはほぼ健全と思われるが、ベアリング板を用いた支承（BP支承）ではしばしば動的な変位を行わないものがあり、上部と下部構造の内部応力のバランスが崩れたときに階段状に変位することがある。健全なBP支承では動的な変位は数 μm と小さく、上下部構造の温度変化による内部応力のバランスによって、50～300 μm のステップ状の変位をすることが多い。

2・2 下部構造の診断

下部構造だけの評価を振動で行うことはあまり一般に行われていないが、これは道路橋の場合上部構造の質量が下部に比べて大きいことと、その振動性状が上部構造の振動に大きく制約されることが多いためである¹²⁾。道路橋の下部構造は特殊事情がない限り上部構造の種別に関係なく重厚なRCコンクリート橋脚が多い。しかし、上部構造の影響で振動しており、橋脚の振動モードは以外に大きく変位している。図-2に見られるような振動モードである。上部構造の影響と橋脚の固有振動数でのモードがあらわれておりほぼ健全な下部構造と言える。また、こうした診断では基礎構造との関連性も強く、フーチングの振動性状からは杭頭と



(a) 強制振動試験振動(梁中央水平加振時)



(b) 車荷走行試験振動

図-2 ほぼ健全と思われる基礎構造の振動モード

一方、鉄道橋などでは重錘を用いた衝撃試験でその振動数の変化から橋脚の損傷程度を推定する手法が用いられている。定期的はこの試験を実施して膨大なデータ数の評価を実施していることは、道路橋でも今後検討すべきことと言える¹³⁾。道路橋の下部構造はRC橋脚である場合が多く、コンクリート内部にアルカリ骨材反応などによる損傷が見られる場合がある。こうした橋脚では内部にひびわれが満身に存在するため耐久性があるものではないが、膨張のために鉄筋にも応力が追加され、振動試験を実施してもより振動数が高くなり、耐荷力が向上したように間違われることがある。先記した床版の載荷試験でも同様なことが見られる¹⁴⁾。

2・3 基礎構造の診断

基礎構造の振動を用いて行われる診断には、上部構造の振動モードと同期して基礎構造の振動モードを評価する事がよく行われる。一般に上部構造の振動は下部構造と基礎構造（杭）の振動とともに振動モードで評価される。下部構造と基礎構造はほぼ一体として振動するモードを示すが、その回転中心が評価の目的となる。従来の調査では橋脚の回転中心の位置は地盤の構成に大きく左右されており、シルト層などの下に位置する砂礫など比較的堅い層との境界付近が回転中心になることが多い。建設から長い年月を経過した構造物で、フーチングと杭の振動モードが連続しない場合には、杭頭に損傷を来している構造物と判断できる。したがって、基礎構造を含めた構造物の振動モードがなめらかな形状で表現されている場合には、構造物全体に極端な損傷や耐荷力の低下はないものと推定できる。道路橋沿道の地盤振動は構造物の振動に起因するが、一般には橋脚から-3～-4.5dB/倍距離で減衰している。杭周辺地盤の地中振動計測では地質に大きく影響されるがフーチング下面から数メートル地下まで人体に感ずるほどの振動が発生しているのが観測されて

3・構造部材の診断

構造系を構成する部材が応力集中等により亀裂を生じたり、変形を起こすことがある。特に溶接時の亀裂損傷等建設時に発生した損傷は応力集中を受けやすき十分な注意を払う必要がある。このために用いられる検査手法が一般に非破壊検査と呼ばれている。定常振動や衝撃振動を部材に加えて、伝播する波動の変化をとらえ解析するのがこの手法の特徴である。現在土木構造物の調査で多く用いられている調査は以下に述べる5種類が代表され、それぞれ入力する振動数の違いによって実用化されているもので、電磁気学を応用したものといえる¹⁵⁾。しかし、伝播する波動は指数的に減衰するたため、また伝播する振動の振動数が高ければ高いほど減衰は大きく検知能力が必要とされる。このため指数増幅機能や周波数変化をとらえて解析する手法も用いられより精度の高い診断手法がみ出されている。

3・1 弾性波探査法

衝撃振動や磁歪による振動で発生させる弾性波(1~20kHz)を利用して反射法や透過法を用いて調査する手法がある。この手法はハンマーによる衝撃波入力力が主な加振源であり、入力された弾性波がひびわれ等で反射してくる応答を解析するものである。伝達率が超音波等より振動数の高い波動よりも良いが、それだけ長い距離を探査しようとするため減衰も大きく、現地で観察できる応答はノイズのため容易に検知出来ない信号である場合がある。一般に振動数が大きくなるほどその減衰は大きく、また、コンクリートのように骨材や鉄筋などがある場合にはより減衰が大きくなる。そこで弾性波探査では指数減衰した信号を検知し、この信号に指数増幅と微積分の処理を施して、速度応答波形として解析することにより躯体コンクリート内の損傷や形状、外圧の変化を推察する手法である¹⁶⁾。この手法では30~60mmもの長さの基礎杭の損傷を推察する事が可能で、地震や地滑りによる杭の損傷を非破壊で調査する唯一の方法といえる。また、同様の手法で入力振動数を変化させることで、トンネル巻き立てコンクリートの厚さ測定、舗装面からの床版コンクリート厚さ測定、PC鋼線などの長さ測定などが実施されている。また、弾性波を透過させた信号の周波数成分と伝達率を比較することでPC構造物のグラウトの有無の確認も可能である(打音法)。

3・2 超音波を用いた診断

鋼材の溶接亀裂損傷を探傷するための超音波探傷法¹⁷⁾(UT)や、コンクリートの品質確認や損傷の探傷に用いられる超音波¹⁸⁾(ASTM C 597, BS 1881:Part203)が一般に用いられるものである。鋼材での超音波探傷法は数MHz程度の超音波を溶接部に入力し、損傷部で反射してくるエコーを確認して(反射法)探傷をするものである。振動数が高いために発受振を同一のセンサーで切り替えながら検査を行う方法が採られている。土木建築の溶接管理手法としては確立されたもので、レール上を走行させながら自動探傷を連続記録させる機器も実用化しており、コンピュータグラフィック技術を応用して今後より進歩する手法と言える。

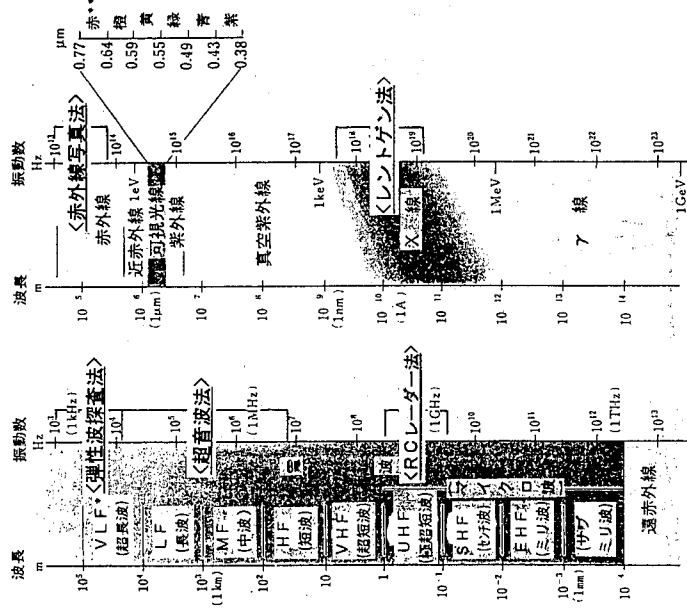


図-3 調査手法と電磁波振動数

一方コンクリートでの超音波法は20～200kHzの比較的低い振動数の定常波を用いている。コンクリートの調査ではその物性上透過法を用いることが多く、発振振別々のセンサーを用いる。アルカリ骨材反応等を起こしているコンクリート橋脚などではひびわれのため超音波の伝播経路が複雑となり、減衰が著しいことからより透過しやすい低い振動数の20kHz程度の波を用い3m厚程度コンクリートの診断が可能である。また、ひびわれ深さの測定では透過距離が5～30cm程度のため50～100kHzの波を用いる。鋼材での超音波の伝播速度は5200～5800m/sec程度であるが、鉄筋コンクリートでの超音波の伝播速度は品質により変化し3800～4700m/secである。より強度の高いコンクリートがより伝播速度が速くなる傾向にあり、通常4200m/sec程度の計測値が得られれば良質であると言える。また、同一距離内での伝播速度の変化を比べ、PC鋼線シースの空洞位置を簡易に探索する手法としも用いられている。超音波法では透過法を用いねばならないためトンネルの巻き立てコンクリートや建物の壁厚など片面でしか対応出来ない場合には探索が不可能である。

しかしながら、コンクリート構造物の非破壊調査の歴史もシュミットハンマーに代表される様に古くから実施されているが、現在では構造物内部を明瞭に探索する手法は無いと言える。しかし、近年道路橋の損傷が各所で出現しており、期待度の大ききから技術開発の進歩が急速に早くなっている¹⁹⁾。

3・3 レーダー探査法

航空管制などに用いられているレーダーを地中探査や鉄筋コンクリート内の鉄筋、空洞の探索に応用したものである。レーダーでの探査は入力した信号の反射波を画像での表現して異物の位置を探索する方法である。橋梁ではRCレーダー探査(1GHz程度)を用い鉄筋コンクリート構造物内空洞や鉄筋の確認に用いられている。現在では約30cm程度の厚さのコンクリート内部を探索することが可能であるが、内部の鉄筋などでエコーが反射するためにそれより深い調査が困難である。したがって、他の探査手法との併用で用いると有効である。また、エコーの強さを表現して探索した物質を推定することも可能である。現状ではセンサーとなるアンテナが比較的大きく(30×50cm)細部の探索には不向きである。

3・4 赤外線法

電波より振動数の高い赤外線(10¹⁴Hz程度)は物体の温度によって発せられる強さが異なる。土木構造物は屋外にあるため必ず雨の影響を受ける。床版や支承は特に雨水の進入が損傷の大きな要因である場合が多い。したがって、特に床版は舗装との間に雨水がたまりひびわれに浸透して鉄筋の腐食の原因となる。こうした状況下の床版を調査する方法として、水によって冷却された床版下面を赤外線写真で撮影し、温度分布を確認しながら漏水個所の調査する方法がある。他の健全と思われる調査結果と比較してこうした床版の特定を行うのである。局部調査でなく径間全体の調査を行える利点があるが、調査対象の周囲の気象条件に大きく影響されるため評価が安易でなく、安定したデータを得られるよう今後の技術開発が必要である。

3・5 レントゲン法

従来、人間の健康診断に用いられてきたX線やγ線(波長 λ angstrom=10⁻¹⁰m, 10¹⁸Hz程度)では安全性を考慮して厚さ20cm程度の鉄筋コンクリートしか透過させられなかったが、透過画像のコンピュータによる画像処理技術の進歩により、40～50cm厚さのコンクリート内部の確認が可能になっている。この手法はPC桁の窄孔位置を決める場合、グラウトの有無確認などに用いられる手法である。精度は他の手法に比べて非常に良好で、条件さえ良ければねじ釘の溝まで確認が可能である。ただし、経済的には高価なものであり、また、安全性からの制約もあり、機材の大きさや線源が透過可能な部位に限られていることなど調査にあたっては十分な検討が必要である。

4・振動波形による診断法

構造系の診断や構造部材の診断において振動を精度良く測定することが期待されるが、対象とする振動の性質はその振動数によって極端に大きく変化しており、十分に性質を把握しておかなければならない。橋梁振動の調査で取り扱う振動数は0～10³Hzまで極端に広帯域である。それぞれの振動数に応じた測定器とその性質を理解したうえで、また、対象とする構造物の状況を熟知し、かつ数値計算などでの評価を含めて解

析を進めなければならない。

4・1 比較的低い振動数を対象とした構造物の測定

構造物や沿道の地盤での振動を計測し、その評価により構造物の診断を行う方法である。起振器や衝撃振などの既知の入力による実験では、構造物の応答をその大きさと信号間の時間関係をまとめて整理する事で、橋梁の耐荷力耐久性の評価が進められる。しかし、診断評価の対象となる橋梁のほとんどは供用中の橋梁であり大がかりな機器を用いた実験は困難である。そこで走行する車両によって引き起こされる振動を観測して評価する必要がある²⁰⁾。

道路橋を走行する車両はランダムに走行し橋梁を加振している。このために橋梁の主な部位の振動はほぼある範囲の大きさに表現できる。しかし、どこかの部位で損傷が起これば、例えば伸縮装置のボルト等が破断し路面に不陸が生じた場合にはタイヤと路面との衝突による30~60Hzの振動が構造物の各測点や地盤の振動に大きく現れる。こうした現象を観測波形から推定することが可能である。

また、一般に30m支間長の橋梁の振動数は5Hz前後であり、支間中央での振動加速度は30~50gal程度、60m支間長の橋梁では1.5Hz前後、支間中央で30gal程度である。もし調査対象橋梁での加速度が一般的な値の数倍であれば車両の走行が不安定になり、上部構造に何らかの異常があると判断するのが良い。また、直上に伸縮装置があるT型橋間梁先端では一般に60~100gal程度であり、より大きい振動加速度を観測すれば伸縮装置に異常があると判断するのが良い。したがって、多数の橋梁の振動測定結果²¹⁻²³⁾を参考にして測定値を評価すれば走行安定性、橋梁の健全性を評価する資料となり得る。これにはもちろん十分な測定計画をたて、測定時の綿密な状況把握と精度の高い測定が行われねばならない。解析にあたっては測定状況、波形観察、時間関係から発生原因を推定すればよい。一般に橋梁振動の測定時には常にモニターを行い測定値が状況を反映している値であるか否か、

また、数値計算結果との対比により予測される程度の範囲にあるかを常に判断しながら振動測定を実施すべきである。

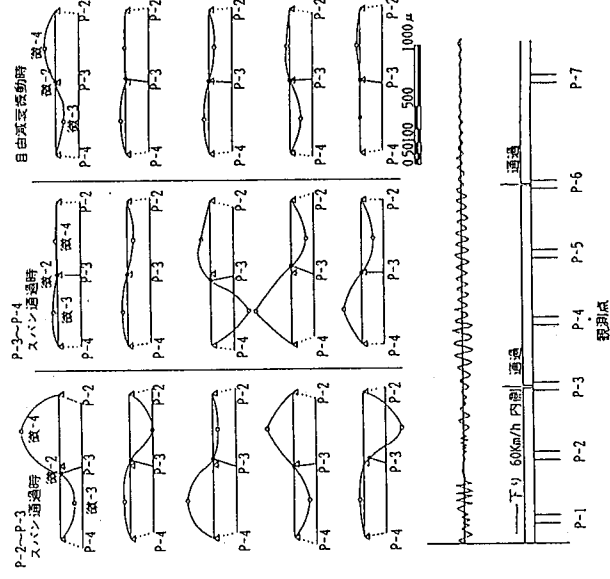
これを『波形観察』と呼び振動測定の基本である。一方、沿道の環境評価のための地盤振動や騒音を測定する場合にも、構造物の振動計測と同期させ、走行車両の通過位置との関連を解析することで橋梁が健全であるかの評価を進めることも可能である。また、道路橋の沿道では振動や騒音について環境基準²⁴⁾(住居地域昼間：60dB、夜間55dB)を定めており、これらを参考にして環境面からの橋梁の診断を行うのも一手法である。

図-4に示す橋梁の面内振動モード図は、車両が走行する状態での上部および下部構造を現しており、桁が連続でなくとも振動

図-4 橋梁の振動モード(面内)

モードは連続しているのが見られる。これは交通振動のような微小振動では支承がスライドせず、下部構造を介して振動を伝えるために起こるものと考えられる。

現地での振動測定を企画する場合や調査結果の解析を進めるにあたって、構造物の固有値解析を実施しておく必要がある。これは測点配置の選定や、測定対象とする振動数の決定に必要であるだけでなく、振動モードの予測を含めて測定値を評価する物差しとするためである。また、試験車両を用いた走行試験結果を考



慮して対象構造物の最適モデル化および振動シミュレーションを実施することで、現況構造物の診断や防振設計を行う手段となる。振動シミュレーションは図-5に示すフローによって進めるものであり、正確な橋梁モデルをいかに作成するかが精度を決めるポイントとなる。作成したモデルでの固有モードを応答ごとに重ね合わせて、車両-橋梁系のモード解析を行うのである²³⁾。

橋梁の振動測定は加振源の選択を始めとし、測点配置、機器の選定から解析報告書の作成に至るまで綿密に行わねばならない²⁴⁾。現場での振動測定は特殊な橋梁を除けば振動加速度と振動変位を測定することがほとんどである。機器としては圧電型やサージボ型の加速時計（0～500Hz程度）が普及しており、十分なモニター（波形観察と状況観察）をしながらレコーダもしくはAD変換器を持ったコンピュータで記録すればよい。アプリケーションソフトの発達した今日、波形解析は瞬時に可能であり、従来の煩わしい作業は必要としないので、出来れば現地測定時に測定状況を加味しながら解析を進めるとよい。

4・2 応力頻度を評価する方法

構造物材には振動や移動荷重による繰り返し応力が作用し、時として疲労亀裂につながる²⁵⁾。応力頻度の測定は主として疲労亀裂に対する対象部材にひずみゲージを張り付け、ヒストグラムレコーダにて応力波形をデータ処理するシステムである。データ処理の方法はレインフロー法もしくはピーク法を用いる。部材の疲労損傷度、余寿命を評価²⁶⁾するにはレインフロー法によって動的応力波形の応力範囲と頻度をカウントし、継手形式に対応するSN線、マイナー則に基づいて計算することが出来る。現橋の測定は自動計測が可能なシステムが市販されており、測定期間はおおよそ1週間程度で済ませることが望ましく、1日、3日、7日、1月間等の期間が一般的である。

4・3 電磁波を用いた機器での測定

電波、赤外線、X線を発信したり受信することは専門的な知識が必要であり、安全性の問題も含めて簡易に取り扱うことは困難である。したがって、普通これらの調査方法に用いる機器はコンパクトにシステム化されており基本的な知識を持っておれば説明書に従って取り扱いが可能になっている。構造物の振動のようには計測する振動波形を評価するのではなく、大半がデータ処理の結果を評価するものである。現在はパソコンによるカラーの画像表現が非常に便利になっているため、立体表示などを行い損傷の位置などを具体的に表現する事が可能である。

5・まとめ

我国の高速道路が建設されてほぼ35年の歳月が過ぎようとしている。この間走行する車両が益々大型化し橋梁は多くの損傷を受けているとともに、交通渋滞を緩和するために橋梁の拡張を余儀なくされている。このため橋梁の耐荷力耐久性の検討が必要となり、幾つかのトライアルがなされている。こうした手法で確立されたものは得られていないが、今後振動を考慮した非破壊調査手法は益々期待されているのが現状である。したがって、より精度の高い調査を目指して技術革新に努めなければならない。

モデル作成

固有剛性マトリクス法による固有モード解析により基準関数 $X_n(x)$ を求める。

連続系モデルによる振動系（モード）解析

$$y(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) X_n(x)$$
 により、車両の進行時刻毎に計算し、重ね合わせを行なう。

本部構造の柱下端での応力をフォーミングの分割に従って分散し、地盤への入力とする。地盤の伝達関数を乗じて、ある点の応答値を求め、各橋脚からの応答を重ね合わせる。

図-5 モード解析のフロー

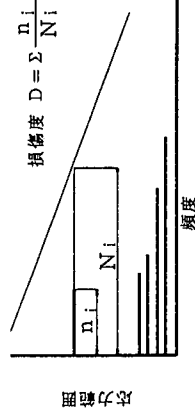


図-6 SN線図とマイナー則（概念図）

参考文献

- 1) 加藤雅史・高木保志・島田静雄：P C 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 341, pp. 73-78, 1984年1月。
- 2) 水田洋司：切り欠きをもつ梁の固有特性について，土木構造物材料論文集第4号，1989年1月。
- 3) 杵本正信・島田静雄・加藤雅史・福島 公：振動特性によるアーチ橋の損傷要因分析と補強構造の検討，土木学会論文集，No. 432/I-16, pp. 127-135, 1991年7月。
- 4) 長松昭男：モード解析，培風館，1985年7月。
- 5) 岡林隆敏・沖野 真・原 忠彦・川村昭宣：衝撃加振試験法による道路橋の振動計測，橋梁と基礎，Vol. 22, No. 11, pp. 39-43, 1988年11月。
- 6) 日本道路公団：関門橋工事報告書，1977年3月。
- 7) 阪神高速道路管理技術センター：床版のたわみ及び詳細調査業務報告書，1981年2月。
- 8) 西村 昭・藤井 学・宮本文穂：道路橋RC床版の健全度判定法に関する研究，既設橋梁構造物およびその構造部材の健全度，耐久性に関するシンポジウム論文集，pp. 99-106, 1983年2月。
- 9) 加藤雅史・加藤育久：RC床版の振動測定と解析，構造工学論文集，Vol. 33A, pp. 503-512, 1987年3月。
- 10) 橋 吉宏・前田研一・重石光弘・梶川康男：A E法のRC床版劣化度検査法への適用に関する研究，コクリート工学年次論文報告集，11-1, pp. 337-342, 1989年。
- 11) 西村 昭・加藤修吾・神田正孝・山崎信之・米谷真二：既設高力ボルトの各種非破壊検査の特徴，橋梁と基礎，Vol. 17, No. 11, pp. 26-33, 1983年。
- 12) 加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究：名古屋大学学位審査論文，1984年7月。
- 13) 西村昭彦：衝撃振動試験を用いた鉄道橋の下部工健全度調査，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp. 233-252, 1989年8月。
- 14) 杉江 功・児島孝之・杉山 功・村山康男：アルカリ骨材反応によるRC床版の損傷，コクリート工学年次論文報告集，Vol. 16, No. 1, pp. 1111-1116, 1994年。
- 15) 国立天文台編：理科年表，丸善株式会社，1993年。
- 16) H. van Koten, P. Middendorp: TESTING OF FOUNDATION PILES, HERON, vol. 26, No. 4, 1981。
- 17) 日本学術振興会製鋼第19委員会編：超音波探傷法，日刊工業新聞社，1979年1月。
- 18) 岡田 清・六車 照：コクリート工学ハンドブック，朝倉書店，pp. 520-535, 1981年11月。
- 19) 明石外世樹：コクリートの非破壊試験に関する研究，土木学会論文集 第390号/V-8, 1988年2月。
- 20) 土木学会構造工学委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題（橋梁交通振動研究小委員会報告書），1994年4月。
- 21) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，pp. 127-242, 技報堂出版，1993年10月。
- 22) 小堀為雄・梶川康男：道路橋（鋼橋）の振動測定法とその測定，道路，第401号，pp. 37-45, 1974年。
- 23) 阪神高速道路公団・（財）阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路における活荷重実体調査と荷重評価のための解析，設計荷重（HDL）委員会報告書，1986年12月。
- 24) 環境庁大気保全局特殊公害課：振動規制技術マニュアル，きょうせい，1977年。
- 25) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，pp. 391-398, 技報堂出版，1993年10月。
- 26) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，pp. 3-32, 技報堂出版，1993年10月。
- 27) 梶川康男・織田一郎・杵本正信：走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用，土木学会構造工学論文集，Vol. 37A, pp. 1089-1096, 1991年3月。
- 28) 遠藤達雄・井上 肇：レインフロー法の考え方とその応用--疲労の累積被害評価法，日本造船学会誌，第706号，pp. 204-213, 1988年4月。

橋梁上部工の健全度評価

中井 博* 関本 宏** 佐々木伸幸***

1. まえがき

近年、既設橋梁を維持管理し、より耐荷性・耐久性をもたせるための補修の要請が増えつつある。それに伴い、橋梁の健全度診断については、合理的な技術開発の必要性が高まっている。

橋梁の健全度診断を行うに当たっては、まず構造系全体のマクロ的な点検が必要である。このマクロ的な点検で変状発生箇所とその程度がまず概略把握できれば、つぎに変状箇所についてのみ、効率よく局所的な精密点検を行うことができる。

健全度診断を上記のようなマクロ的な診断とミクロ的な診断とに大別した場合、後者については、超音波探傷などの各種の検査技術が開発され、実用化されつつある。しかし、前者のマクロ的な診断については、現在、ほとんどの場合、人間の目視に頼っている状況にあり、健全度診断のトータルシステムの構築に際して取り組むべき技術課題となっている。

こうしたマクロ的な診断技術の1つとしては、構造物の振動性状の変状に着目した研究が行われている。すなわち、橋梁に損傷が発生すると、構造物の振動特性や振動応答量などが変化する¹⁾ので、これらの振動データを実測・分析することにより、損傷を検知しようとするのが、この方法である。橋梁の上部構造を対象とし、この種の研究は、各機関で数多く試みられている^{1)~12)}。

これらの既往研究の多くは、構造の変状を橋梁の固有振動特性の変化から求めようとしている。そのために、起振機（正弦波）、ハンマリング、あるいは自然外力などの強制力で橋梁上部工を加振し、その振動応答波形を分析して固有振動数、固有モード、ならびに減衰定数を求める。そして、一般に、橋梁に何らかの構造的な損傷があれば、健全状態と比較し、次のような変化が現われる。

- 1) 固有振動数の低下
- 2) 固有振動モードの変化
- 3) 減衰定数の増加

上述の研究のうち、文献1)~5)は、コンクリート橋梁を対象とした研究である。それらを紹介すると、以下のとおりである。

まず、川人¹⁾は、RC模型ばりについて実験を行い、ひびわれの増加に伴って、固有振動数はかなり低下し、また減衰定数はわずかに増加するという結果を得ている。

つぎに、加藤ら^{2), 3)}は、実在PC橋の振動特性の変化について、以下のような結果を報告している。すなわち、11年の間において振動測定を行ったPC橋では、固有振動数が5~10%低下し、減衰定数の変化が小さい。また、これと別のPC橋の破壊に至るまでの振動特性の変化は、固有振動数が破壊に近づくにつれ

* 工博 大阪立大学 工学部土木工学科 教授 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

** 阪神高速道路公団 計画部計画第一課 計画第二係長 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

*** 三菱重工(株) 広島研究所鉄構土木研究室 主務 (〒730 広島市中区江波沖町5-1)

急速に（最大18%程度）低下する。そして、減衰定数の変化は、小さいが、破壊に近づくにつれ多少増大する。また、文献4)では、コンクリート構造物の損傷による固有振動数の変化の様相は、構造系の相違によって異なることを指摘している。

さらに、宮本ら⁹⁾は、実在のRC橋に人工損傷を導入し、各振動特性パラメータの損傷に対する感度特性を検討し、多段階的な損傷評価法のフローを提案している。

一方、文献6)～8)は、主として鋼橋を対象とした研究である。すなわち、まず西村ら⁹⁾は、鋼製の模型桁に損傷を付与し、動的、および静的な各種の力学的挙動の変化を検討している。そして、損傷評価に当たっては、高次振動までを含めた固有振動数の変化が最も有効なパラメータになり得ることを述べている。

つぎに、鳥野ら⁷⁾は、実在トラス橋の改修（主桁剛性増加）前・後の振動特性を実測し、固有振動数の変化が小さいことを見出している。このことから、固有振動数の変化で剛性変化を判断することは、困難ではないかとしている。

さらに、中井ら⁸⁾は、都市高速道路における26橋の鋼桁橋について、15年間の経年変化による固有振動特性の変化を実測した。そして、全体的な変化の傾向として、固有振動数は若干低下し、また減衰定数の変化はばらつきが大きいという結果を得ている。なお、この固有振動数の低下は、期間中の死荷重の増大が主な原因であるとの考察を行っている。

そして、清田ら⁹⁾は、単純梁に短いクラックが生じた場合の固有振動数、および振動モードの変化を数値計算により求めた。その結果、損傷によって固有振動数、および振動モードの変化が小さいことから、固有振動数の変化が生じた場合には、梁に致命的な損傷を生じた場合であることを指摘している。

以上の既往研究では、通常の振動実験で測定されている振動特性パラメータ（固有振動数、振動モード、および減衰定数）に基づく損傷評価が検討されている。そして、共通的な事項として、次のことが挙げられる。

△ ① 損傷評価に際し最も有効性が期待されるのは、固有振動数である。しかし、損傷が局所的である場合には、固有振動数低下の割合が小さく、感度的に定量的な評価が困難となる。また、損傷に対し、振動モード、および減衰定数の変化は、小さい。

なお、最近の研究¹⁴⁾によると、実橋の減衰特性は振幅依存性や温度依存性が高いことも報告されており、これらの諸点からも、この種の手法の適用性には、問題が残されていると考えられる。

② コンクリート橋と鋼橋とを比較すれば、コンクリート橋の方が固有振動数の低下の割合が大きい事例が多い傾向にある。これは、コンクリート橋では、ひびわれなど比較的損傷が広範囲に及んでいること、さらに経年変化による材料的な劣化（ヤング係数の低下）も含まれることなどが考えられる。

最近、上記の通常の振動パラメータ以外に、損傷評価に対して有効な次のような振動パラメータが提案されている。

まず、中井ら¹⁰⁾は、局所的な損傷を生じた梁のたわみ分布、あるいは振動モードの曲率分布（曲率モード）を計測する曲率計測法を提案している。ここで、曲率計測法とは、たわみ曲線を2階微分した曲率分布を計測することにより、損傷分布によるたわみ曲線のわずかな変化を高感度に検出する方法である。

つぎに、水澤ら¹¹⁾、および榎本ら¹²⁾も、同様に曲率に着目した数値モデルによる検討を行い、その有効性を提示している。

以上、既往の研究の概要を述べたが、これらの中には、上記の他、損傷形態として支持条件の変位を想定し、振動パラメータに対する影響を検討したものもある。しかし、本文では、橋梁上部構造そのものの損傷評価に範囲を限定して論及した。

以下では、具体的な検討事例として、著者らが鋼橋を対象に損傷検出を目的に行った実橋振動実験事例を紹介する。

2. 実在鋼桁橋の振動による損傷検出実験

2.1 概要

阪神高速道路の旧梅田入路は、JR大阪駅西側の地区の再開発に伴い、すでに平成元年度に閉鎖・撤去されている。阪神高速道路公団では、この旧梅田入路を閉鎖後、入路上・下部構造を実物の試験体として、各種の調査研究を行っている¹³⁾。本実験は、その一環として実施されたもので、高架橋に人為的に損傷を付与し、損傷に伴う各種振動パラメーターの変化を実測し、振動による健全度評価に適用するための検出精度や適用性などについて検討を加えたものである。

本実験では、振動パラメーターとして、次の項目を抽出し、測定を行っている。

- ① 橋体に正弦波の加振力、ならびに衝撃力を作用させて、橋体の固有振動特性（固有振動数、振動モード、および対数減衰率）の変化を計測する（以下、振動特性計測法と呼ぶ）。
- ② 正弦波加振実験において、橋体の変位モードの曲率分布を計測する（以下、曲率計測法と呼ぶ）。

2.2 実験方法

(1) 損傷付与状況

実験対象橋梁は、旧梅田入路内URG3桁で、図-1に示す単純合成I桁橋である。実験ケースは次の5ケースとし、また人為的に与えた損傷は図-1に示すB～Eの4種類とした。

ケースA：損傷なし（現状）

ケースB：主桁下フランジを損傷（幅5mmをガス切断）

ケースC：主桁下フランジを損傷（幅100mmをガス切断）

ケースD：下横構撤去（ボルトの取外し）

ケースE：対傾構斜材撤去（ガス切断）

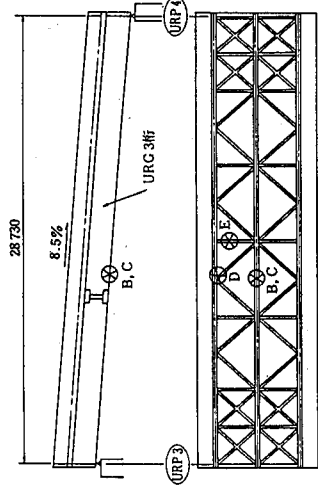
なお、ガス切断した部材は、現地での復旧が困難であったので、そのまま放置して、次の損傷を付加した。しかし、ケースDの実験で撤去した横構は、ケースDの実験後、再びボルト締めを行い、元に復旧した。

(2) 実験要領

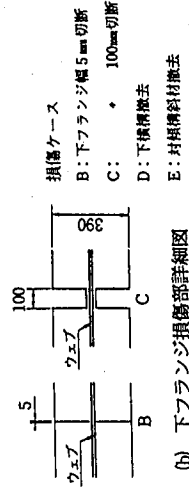
a) 振動特性計測法

油圧サーボ式起振機を使用した正弦波加振、ならびに衝撃加振機を使用した衝撃加振を、各実験ケースについて実施した。そして、1次～6次モード（0～20Hzの範囲）の固有振動特性（固有振動数、振動モード、および対数減衰率）を、計測した。加振点、および計測点を、図-2に示す。

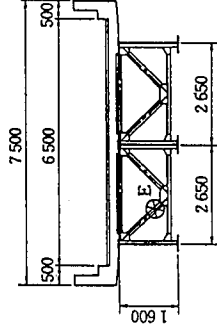
実験では、計測精度を高めるために、次の諸点に留意した。



(a) 側面図、および平面図



(b) 下フランジ損傷部詳細図



(c) 桁中央断面図

図-1 損傷の付与箇所

- ① 振動数の検出精度（起振機の周波数の分解能、周波数分析の分解能）を、0.1%以下とした。
- ② すべての実験ケースにおいては、加振条件（加振装置の配置、および加振力）を同一にした。
- ③ 外気温などの外的条件が異なる状態での実験を繰り返して行い、条件の差異によるデータのばらつきについても検討を加えた。

b) 曲率計測法

橋梁の曲げ変形による曲率を動的な手法で直接測定することは、計測技術上困難である。そこで、本実験では、図-3に示す簡易な曲率計測法を採用した。ここで、曲率計測器の剛性は、測定対象部材の剛性に比べ十分に小さいもので、これを測定対象部材に取り付けることによって、測定対象部材の軸方向ひずみ分布を計測した。これは、損傷による中立軸の変化が小さいとの仮定のもとに、曲げ変形による曲率が梁部材ひずみに近似的に比例することに立脚したものである。

2.3 実験結果

(1) 振動特性計測法

正弦波加振における各損傷ケースの固有振動数の変化を、図-4に示す。この図は、ケースA（損傷なしの健全時）の固有振動数の平均値を基準（100%）とし、各振動数の比率を%で表示したものである。

各実験ケースの振動数比としては、対傾構斜材をガス切断したケースEの4次モードと6次モードとで有意な変化が現われている。ところが、それ以外の変化は、いずれもデータのばらつきの範囲内程度であった。

対数減衰率についても、同様にケースAの平均値を基準とした各実験ケースの比率を、図-5に示す。この図によると、対数減衰率は、実測値のばらつきの範囲が広く、対数減衰率と損傷との関連が明確でない。

なお、衝撃加振結果も、ほぼ同様な傾向にあった。しかし、正弦波加振結果に比し、計測データのばらつきが、やや大きかった。また、振動特性に対する外気温の影響も、あまり明確に現われていなかった。

さらに、数値解析モデルを作成し、実験に対応し

図-4 各損傷ケースの固有振動数の変化（正弦波加振）

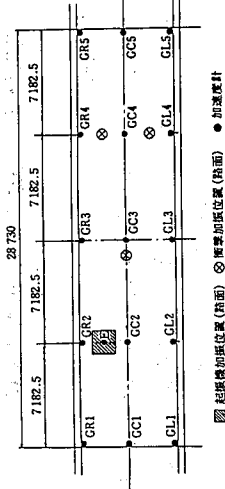


図-2 振動特性計測の加振点、および計測点

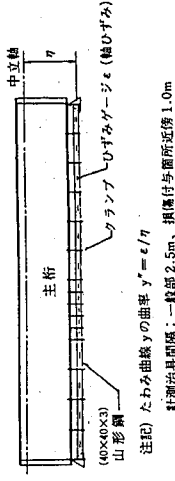
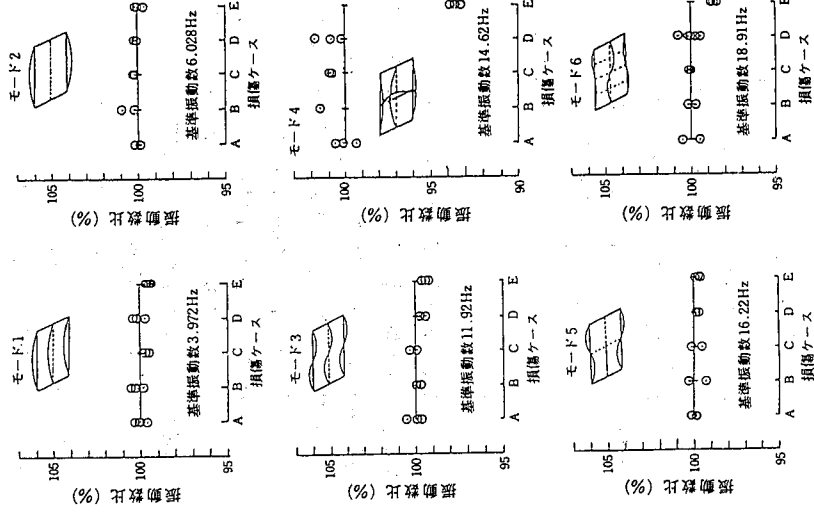
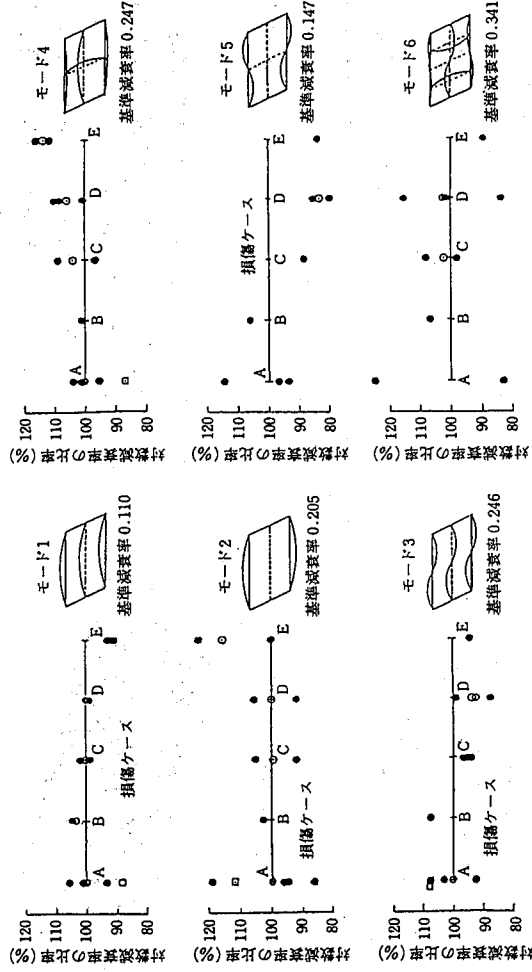


図-3 曲率計測器とその取付け要領



注：固有振動数の基準（100%）は健全時（ケースA）の平均値とした。



注：●自由減衰試験 ○同上平均値 □モーダル形状

図一5 各損傷ケースの対数減衰率の変化（正弦波加振）

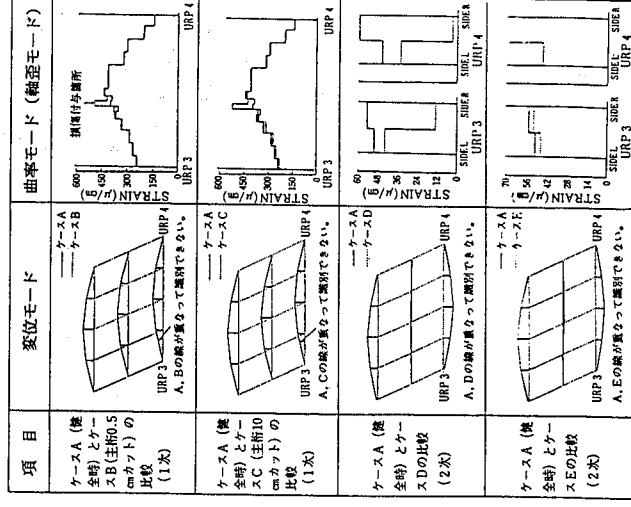
た各ケースの固有振動解析を行った。その結果、実験結果とほぼ同様な結果であった。

以上のように、今回の実験では、かなり大きい損傷を付与したにもかかわらず、振動特性に顕著な変化がみられなかった。これらの結果から、固有振動特性変化により損傷を検出しようとすると、計測データのばらつきや範囲内の変動に納まっており、感度的に健全度評価法として適用するのは、まだ困難な段階にあると考えられる。

(2) 曲率計測法

ケースB～Eの損傷時の変位モードと曲率モードとの代表例を、それぞれケースAの健全時のものと比較して図一6に示す。

いずれの損傷ケースも、変位モードについては、健全時との差異が小さく、識別が困難である。しかし、曲率モードの方は、両者に明確な差異が現われている。そして、この差異は、損傷を付与した箇所近傍のみに現われたものであり、健全度評価法としての有効性が認められる。



図一6 損傷時の変位モードと曲率モードとの代表例

2.4 曲率計測法の感度解析

実橋実験で付与した損傷状況は、ごく特定のケースのみに限定され、曲率計測法の一般的な感度特性を把握するまでに至っていない。そこで、損傷の程度と部材の曲率変化との関係を、FEM解析により求め、そして曲率計測法の基本的な感度特性を、調べてみた。

(1) 解析方法

解析モデルは、図-7に示すように、実験対象橋の中桁の鋼1桁1本のみをモデル化し、軽微な損傷が付与できるように損傷部の近傍を細かくメッシュ分割した。荷重ケースとしては、図-8に示す4種の荷重を静的に作用させた。

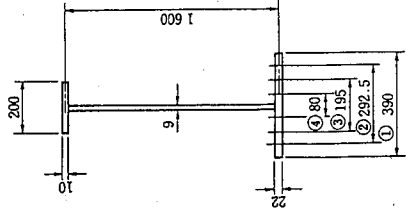
損傷状況は、実験の場合と同様に、下フランジの欠損とし、損傷位置は部材の中央付近とした。下フランジの損傷状況は、図-9に示す5ケースを考えた。また、橋軸方向の損傷幅 η は、次の5種類のものに変化させた。

$$\eta = 0\text{mm}, 5\text{mm}, 100\text{mm}, 421\text{mm}, 1,000\text{mm}$$

解析結果から曲率分布を求める方法としては、実験と同様にI桁下フランジに沿って固定した棒要素を設置し、棒要素の軸ひずみから近似的に求めた。棒要素のフランジへの固定長さ λ は、実験における図-3に示す計測治具間隔と同一とした。

(2) 解析結果

FEM解析による曲率計測法の感度解析結果を健全性指数¹⁰⁾の形で整理すると、図-10の結果が



(a)主桁断面

図-9 下フランジの損傷状況

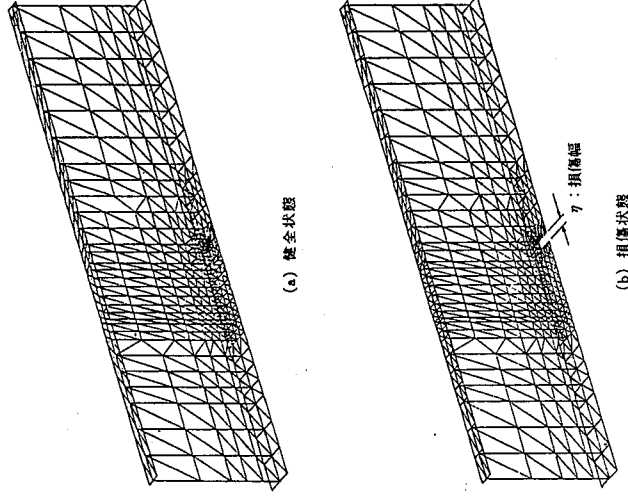


図-7 曲率計測法の感度分析をするための解析モデル

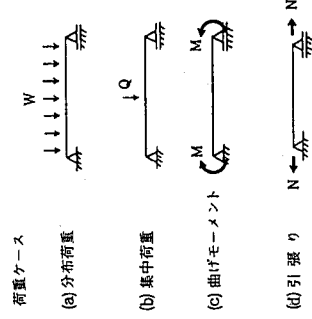


図-8 荷重ケース

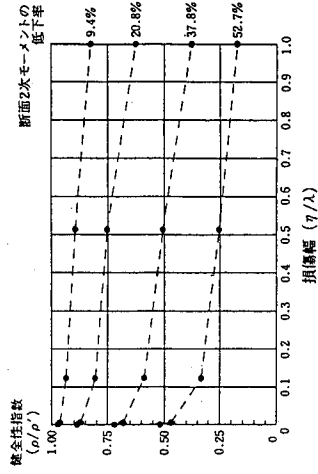


図-10 I形部材の健全性指数

得られた。ここで、健全性指数とは、 ρ/ρ' （ここに、 ρ ：健全時の曲率、 ρ' ：損傷時の曲率）として定義したものである。すなわち、健全性指数が小であるほど、検出精度がよいことを意味する指数である。

この図より、健全性指数は、荷重ケースによらず、損傷の程度に対してほぼ安定した値を呈した。本実験で行ったように、曲率を近似的にひずみゲージにより計測した場合、数10マイクロオーダーのひずみ振幅を生じさせ得るので、健全時のひずみの10%以上（健全性指数0.9以下）の変化が生じた状態では、十分な精度で差異を検出できるものと考えられる。

ちなみに、図-10に、この条件を適用してみると、断面2次モーメントの低下率が20%以上であれば、たとえ幅の小さい損傷（クラック）であっても、検出が可能である。

しかしながら、断面2次モーメントの低下率が10%程度の軽微な損傷であれば、長さの短いクラックは、検出が困難である。そのため、この程度の損傷を検出するには、ひずみ（曲率）計測器の測定間隔を損傷幅の約2倍程度の長さまで短く縮め、密に配置する必要がある。

以上のことから、曲率計測法は、通常の振動特性計測法と比較し、相当に高感度に改良し得る。したがって、鋼橋の局所的な損傷検出にも、適用の可能性があると考えられる。しかし、実用化に当たっては、今後、曲率を高精度、かつ簡便に測定する高度な計測技術の開発が不可欠である。

3. まとめ

本文では、橋梁の効率的な健全度評価をターゲットとし、振動による損傷検出法に関する既往研究の概要、および実験実施例を紹介した。これらの技術は、いずれも開発途上のものである。したがって、実用化のためには、今後、解決すべき多くの課題が残されているのも事実である。

橋梁の維持管理を確実に行うための点検業務の要請の増大に伴い、こうした健全度評価法の早急な開発・確立が望まれている。今後、実用化するための残された課題としては、次のような項目が挙げられる。

1) 検出感度の向上

固有振動数など通常の振動パラメータは、一般に、構造変状に対し鈍感であり、検出感度に問題がある。今後は、高感度の振動特性計測法の開発が特に重要である。本文で紹介した曲率計測法もその1つであるが^{10)~12)}、さらに他の振動パラメータに関する計測法の開発も望まれる。

2) 実験試験の効率化

本文の実験例で示したように、実橋において各種の振動特性値を精度よく得るためには、多くの精密な計測器類を必要とし、簡易な試験と言えない。実用化に当たっては、計測すべき項目を絞り込み、加振、計測、および分析作業を効率化し、かつ迅速化することが不可欠である。

参考文献

- 1) 川人達男：振動特性による橋梁の健全度調査法に関する研究（その1）、昭和48年度日本道路公団試験所報告、pp.158~167、1974年11月。
- 2) 島田静雄・加藤雅史・山田岩雄：コンクリート構造物の老朽化と振動性状の変化、コンクリート工学、Vol.20, No.7, pp.24~31、1982年7月。
- 3) 加藤雅史・高木保志・島田静雄：PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.341, pp.113~118、1984年1月。

- 4) 加藤雅史・田中信治：橋梁構造物の損傷とその振動特性に関する一考察，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集（第1部），pp. 856～857，1988年10月。
- 5) 宮本文穂・森川英典・山本昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集，No. 442/1-16，pp. 61～70，1992年2月。
- 6) 西村 昭・藤井 学・宮本文穂・加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集，No. 380/1-7，pp. 355～364，1987年4月。
- 7) 鳥野 清・成富 勝・三谷英弥・城戸繁幸・徳光 卓：大川橋改修前後の振動特性，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集（第1部），pp. 854～855，1988年10月。
- 8) 中井 博，吉川 紀・加賀山泰一・矢幡武人：都市高速道路における鋼桁橋の振動特性の経年変化からみた剛度評価に関する研究，構造工学論文集，Vol. 34A，土木学会，pp. 563～569，1988年3月。
- 9) 清田秀二・石井勝敏・水田洋司・平井一男：短い切欠が梁の固有値に与える影響度について，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集（第1部），pp. 876～877，1988年10月。
- 10) 中井 博・関本 宏・佐々木伸幸・井上幸一・川田隆夫：鋼橋の振動を利用した損傷の一検出法，平成2年度土木学会関西支部学術講演会概要集，pp. 1-61-1～1-61-2，1990年5月。
- 11) 水澤富作・高木信治：曲率変化に基づくはり構造物の損傷評価法について，構造工学論文集，Vol. 38A，土木学会，pp. 21～29，1992年3月。
- 12) 榎本覚雄・新延泰生・矢島基臣：骨組構造物の剛性変動に対する固有ベクトル成分の感度特性について，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集（第1部），pp. 1198～1199，1992年9月。
- 13) 阪神高速道路公団・(財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書，pp. 197～202，1992年3月。
- 14) 窪田元恢・布施洋一・川上堅明・渡部剛賢：鋼箱桁橋の振動特性に関する実橋試験および解析，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集（第1部），pp. 1156～1157，1994年9月。

橋梁下部工の健全度評価

加藤雅史*

1. はじめに

近年、数多くの既設橋梁において、設計・施工された時期には予測し得なかった交通荷重の数的・量的増大、自然環境の悪化、自然災害などによる環境条件の変化により、様々な損傷が目立つようになってきた。そこで、橋梁構造物の安全性や社会資本ストックの有効利用などの面から、既存橋梁に対する維持管理がその重要度を増している。橋梁の維持管理を合理的に行うために種々の研究や技術開発が行われているが、老朽化や地震等の自然災害による損傷の程度を評価・判定するとともに、補修・補強による効果確認をする技術も重要な課題の一つである。このような診断調査の一手法として振動特性を利用する方法が考えられる。振動測定によって構造物の状態を知ろうとする考えは古くからあり試みられていたが、橋梁に関する具体的な研究は日本国有鉄道鉄道技術研究所や日本道路公団試験所などで1960～1970年代から始められ、その後、大学や研究機関等ではいろいろな研究が進められている。

本文では、まず、一般論としての「橋梁下部工の健全度と振動特性」について述べ、次に「橋梁下部工を対象とした振動による健全度評価」について、これまでの各種の研究を紹介すると共に総括し、問題点や今後の研究の進めるべき方向について述べる。

2. 下部工の健全度と振動特性

橋梁下部工の健全度は、構造的見地からは、(イ)下部工支持状態の健全度、(ロ)下部工本体の健全度、の2つに大別できる。下部工の健全度と振動特性に関する研究は1960年代に始まったが、本格的な研究は振動試験技術のハード・ソフト的発展と共に1980年頃から大学や研究機関で行われるようになった。(イ)と(ロ)の研究は初めから明確に分けて行われてきたわけではない。特に実橋を対象とした場合には両者を合わせて研究がなされているが、研究の内容から分類すると、下部工支持状態の健全度と振動特性に関する研究には文献1)～14)等があり、下部工本体の健全度と振動特性に関する研究には文献15)～30)等がある。また、下部工健全度と振動特性に関する一般的な文献は幾つかあるが、例えば最近では文献31) 32) 等がある。

橋梁下部工のみならず構造物の健全度評価をする場合、健全度の状態として、次の3段階が対象となる。

<Ⅰ段階> 全く健全な状態 (本来有すべき健全度の状態)

<Ⅱ段階> 損傷など何らかの原因で健全度が低下した状態

<Ⅲ段階> 補修補強などにより<Ⅱ段階>に比べて健全度が向上した状態

健全度評価を行うのは、(a)健全度に問題がないかを調べる場合、(b)健全度が低下したと思われるため低下の程度を調べる場合、(c)補修補強などを行いその効果を調べる場合、が一般的である。

(a)は<Ⅰ段階>であるから<Ⅱ段階>となったかを評価する必要がある、(b)は<Ⅱ段階>としての調査結果を<Ⅰ段階>と比較評価する必要がある。(a)と(b)いずれの場合も評価には<Ⅰ段階>のデータが必

* 工博 九州東海大学工学部土木学科教授 (〒862 熊本市渡鹿9-1-1)

要であるが、その振動特性が測定されていることは希である。このため、数値解析や統計的回帰式などの方法で<Ⅰ段階>での振動特性の推定が必要となる。これに対して、(c)は通常<Ⅱ段階>において効果確認することが検討されるので、<Ⅱ段階>と<Ⅲ段階>の測定データが得られて評価がし易い。ただし、<Ⅲ段階>を<Ⅰ段階>と比べて評価するためには、(a)(b)と同様の問題がある。

一般に、構造物の振動特性を表すパラメータとして、①固有振動数(固有周期)、②振動モード、③減衰特性(減衰定数、対数減衰率)、④振動振幅(加速度、速度、変位)が挙げられる。ここで、構造物の構造系が特定されれば、①と②は決定されるという性質を有している。これに対して、③は振動振幅の大きさによりその値が変化するという振幅依存性を有している。また、④は加振力の大きさそのものに依存するので構造物に固有な値とはならない。こうしたことから、健全度を見るための振動特性のパラメータとして、まず固有振動数が考えられる。単純な例として等断面の単純ばりと両端固定ばりを取り上げると、その固有振動数の理論式は式(1)、式(2)で表される。

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \left\{ \frac{n\pi}{L} \right\}^2 \sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \left\{ \frac{\beta_n L}{L} \right\}^2 \sqrt{\frac{EIg}{\gamma A}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\beta_1 L = 4.730 \quad \beta_2 L = 7.853$$

ここで、 f_n : n次固有振動数 n : 振動次数 L : 支間長
 E : 弾性係数 I : 断面2次モーメント g : 重力加速度
 γ : 単位体積重量 A : 断面積

等断面ばりにおいて、構造物の支持状態の変化(健全度)は、はりの支持条件の違い、すなわち式(1)と式(2)の違いに依存するものである。また、構造物本体の健全度の変化とは、単純ばり、両端固定ばりそれぞれにおいて、式(1)、式(2)の右辺パラメータの変化に依存するものであり、鋼構造ではIとAの変化が考えられるがその程度は少なく、コンクリート構造ではEとIの両方がかなり変化しうると考えられる。

振動モードについては、固有振動数と対をなすパラメータとして考えることもできるが、モード形状を正確に把握するためには測定精度において固有振動数よりも注意を要する。

一方、減衰特性、振動振幅については、固有振動数に比べて、これらを測定するための振動試験での加振方法、測定方法や測定精度に大きく依存するということが、健全度を見るためのパラメータとする場合に複雑さを増す要因となっている。

3. 下部工支持状態の健全度

日本国有鉄道(現JR)の橋梁は建設時期の古いものが多く、以前から列車荷重を利用した下部工健全度調査が行われてきたが、1985年度より衝撃加振法を用いた新しい健全度調査手法の開発が国鉄構造物設計事務所、国鉄構造物検査センターを中心に始められた。その後、JRに移行して、この研究は鉄道総合技術研究所に引き継がれて精力的に研究が進められている⁸⁾。そして現在、多くの橋梁下部工の健全度調査として実際に実施されている。

JRにおいて実施されている下部工支持状態の健全度評価の流れを簡略化して図-1に示す。この図で、一次判定では、1次固有振動数の実測値と1次固有振動数の標準値から式(3)で健全度指数 κ を求め、この κ 値により表-1で健全度がAランクかBランク以上かを判定をしている^{11) 82)}。ここで、固有振動数の標準

準値は国鉄時代からJRで実施した衝撃加振による振動試験結果より多変量解析を用いて求められた回帰式から算出する。なお、健全時の固有振動数の実測値があれば、これを標準値として用いる。

$$k = \frac{\text{実測固有振動数}}{\text{固有振動数の標準値}} \dots (3)$$

一次判定の結果がAランクの場合には、数値モデルによる固有値解析を行い、実測1次固有振動数と解析値が合うように地盤のパネ定数を推定する。そして健全度二次判定を行うこととしている。

このようなJRの系統的な研究以外にも、下部工支持状態としての地盤特性や洗掘度合いの推定等に関する研究も行われている。加藤らは、収集した橋脚の振動試験結果を統計分析することにより橋脚の水平方向1次固有振動数の推定式を求め³³⁾、トラスと単純桁からなる道路橋において一般車両走行時の振動試験を実施し、この推定式を用いて下部工の支持地盤特性を推定している³⁷⁾。また、鳥野ら¹⁴⁾は洪水により洗掘を受けたゲルバー桁道路橋(橋長244m)において洗掘補修段階毎に一般車両走行時および常時微動の振動試験を行い、その結果と固有値解析結果から下部工基礎の洗掘度合いの判定が可能であるとしている。

更に、加藤ら¹⁰⁾は、トラス3連からなる橋長223mの道路鉄道併用橋の下部工補強に際して、補強段階毎に一般車両走行時の振動試験を実施すると共に固有値解析を行っている。その結果、比較的小さい振動数によって固有振動数ならびに振動振幅(動変位およびその相対振幅比)から補強効果が確認できることを示すと共に、数値解析によって補強前に補強効果の検討が可能であるとしている。

以上のように、下部工支持状態の健全度評価は、多くの精力的な研究により、振動特性のパラメータとして主に固有振動数と振動モードを用いることではば可能であることが明らかとなってきた。更に精度を高めるべく研究が進められているが、特に一般的な鉄道橋においては実用段階に入っていると言える。一方、道路橋は構造形式が多様多彩にわたっていることから統一的な評価基準を作成することには困難が伴うが、道路橋においても個々には健全度評価が可能であることは既に明らかであるので、評価基準を作成するため

表-1 JRにおける健全度一次判定基準

健全度指標 k	判定ランク	処 置
0.70 以下	A (A1) (A2)	詳細な検査が必要 進行性を監視
0.85 以下		
0.86 以上	B 以上	現状では問題は少ない

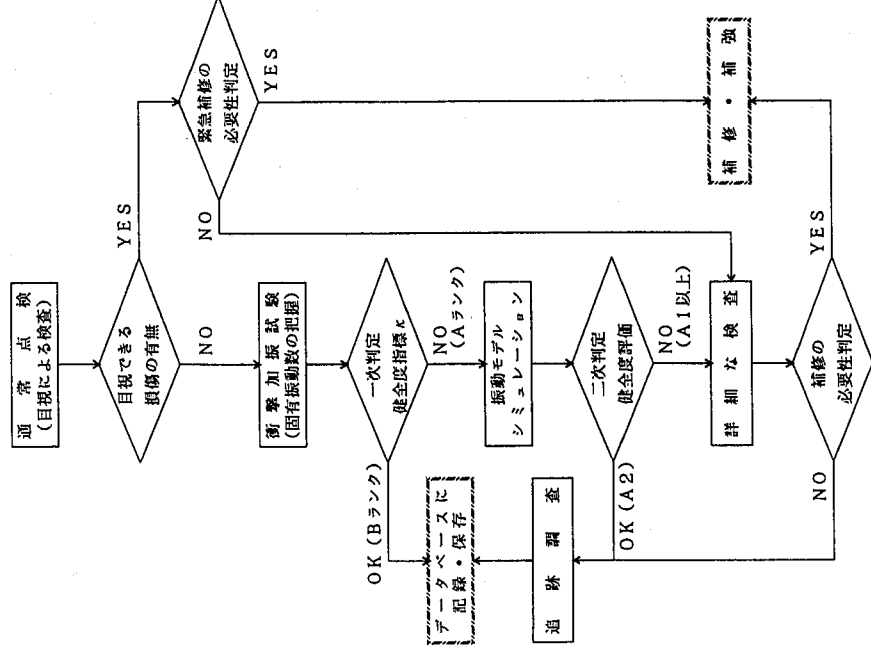


図-1 JRにおける健全度評価の流れ

の更なる研究が必要であると考えられる。

なお、振動特性パラメータである減衰特性と振動振幅についても下部工支持状態の健全度評価に有効である可能性は示されている。しかし、前述したように振動調査での精度上の問題があるので、一部の専門家が実施する場合を除いて、現状では補助的な用い方とならざるを得ないのではないかと考えられる。

4. 下部工本体の健全度

下部工本体の健全度と振動特性の関係

に関する研究は、大きく分けて、(イ)RC橋脚の耐震性の観点からの研究、(ロ)橋梁上部工はりの健全度および下部工支持状態の健全度の流れをくむ研究、の2つがある。これらはいずれもコンクリート製の橋脚を対象としており、鋼製橋脚については、この構造自体が比較的新見られない。鋼製橋脚については、この構造自体が比較的新しく、これまで橋脚としての老朽化の問題が無かったことと、鋼上部工の維持管理と同一視されていたことによるものと思われる。

まず、(イ)については主にRC模型実験により研究が行われており、中村ら^{(15),(16)}は片持ばりRC模型を水平振動台上で地震波加振し、平澤ら^{(20),(22)-(24)}は片持ばりRC模型を柱頭部で交番載荷して実験している。この両者の実験結果を用いて、載荷(最大)荷重と固有振動数との関係で整理したものが、図-2である⁽²⁵⁾。図の横軸は鉄筋降伏時の載荷(最大)荷重を1.0とした時の載荷荷重比であり、縦軸は健全時の固有振動数を1.0とした時の振動数比である。この図より、載荷荷重が大きくなるにつれ固有振動数が低下する様子がみられる。振動台加振の事例の方が交番載荷の事例より振動数比の低下が少ないが、振動台加振の事例では実験前の固有振動数が得られておらず、100gal加振後の測定値を1.0としているためと考えられる。これらの実験結果によれば、RC単一橋脚は基部の鉄筋降伏時に固有振動数が健全時の50~60%に低下すると言えよう。

また、図-3のRC立体ラーメン橋脚模型を水平振動台上で地震波加振した実験例^{(19),(21)}では、図-4のような結果が得られている。図の横軸は入力地震波の最大加速度であり、縦軸は図-2と同様に健全時の固有振動数を1.0とした時の振動数比である。実験結果によれば、中層ばりにせん断ひ

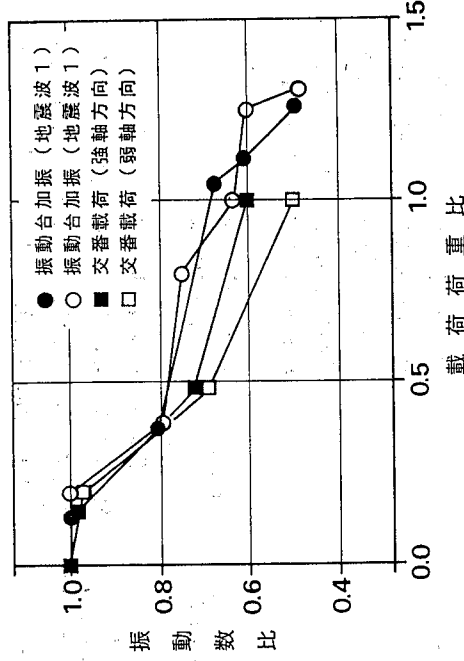


図-2 載荷(最大)荷重と固有振動数との関係

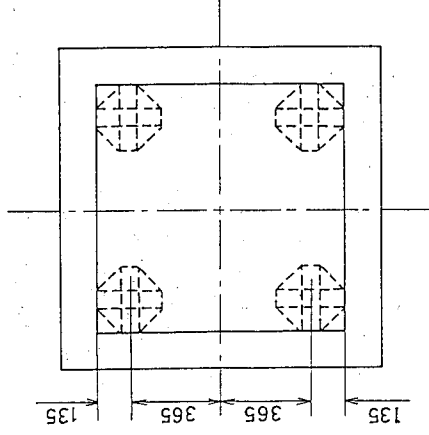
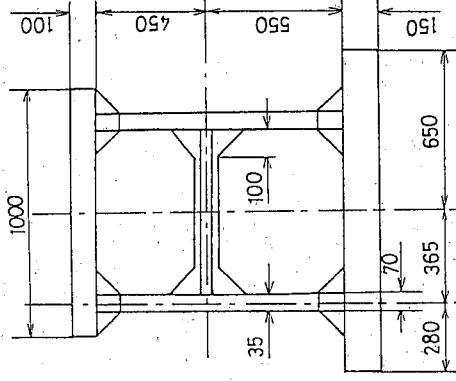


図-3 RC立体ラーメン模型

び割れが生じた最大100gal 加振で固有振動数は80~90%に低下し、柱上下端部にひび割れが生じて中層ばりが大きく破壊した300gal 加振で固有振動数は70~80%に低下している。

次に、(ロ)については実橋のRC橋脚を対象とした振動試験や数値解析による研究が行われている。鉄道橋については、下部工支持状態の健全度と振動特性に関する研究に引き続き、最近になってラーメン高架橋の脚柱部など下部工本体の健全度を衝撃加振試験を用いて評価する手法の研究が、鉄道総合技術研究所を中心として始められている²⁸⁾⁻³⁰⁾。これによれば、更に研究が必要であるものの試験結果と数値解析結果からラーメン高架橋の各柱の剛性の差異を判別することの可能性が確認されたとしている。

また、加藤は図-5に示すような都市内高速道路のオン・オフランプ部等よく用いられる逆L型RC橋脚を対象として、横ばりの脚柱との結合部にひび割れが生じた場合の振動特性を数値解析により検討している²⁷⁾。そして、損傷に伴う固有振動数と振動モードの変化の様子から大きな損傷の判定やこれを補修したときの効果確認ができる可能性があるという結果を得ている。

一方、建設省土木研究所では地震被害に関連して、実道路橋のRC橋脚を対象に人為的に断面欠損を与えた場合と欠損の無い場合について起振機および試験車両走行による振動試験を実施して振動特性の変化を検討している¹⁷⁾⁽¹⁸⁾。欠損は橋脚の1断面全周にひび割れを入れ、橋軸方向の内側には幅、深さとも約20cmのくさび形はつりを入れて鉄筋を露出させている。これによる断面欠損率は27%であったが、この程度では橋脚の振動特性に有為な差は生じていない。

以上のように、下部工本体の健全度と振動特性に関する研究も種々行われている。そして振動特性から下部工本体の健全度を評価することの可能性は確かめられつつある。しかし、「2. 下部工の健全度と振動特性」でも述べたように、固有振動数が剛性の平方根に比例することや振動特性パラメータの測定精度の問題がある。そこで、大きな損傷やかなり健全度が低下している場合には振動特性から評価することが可能であ

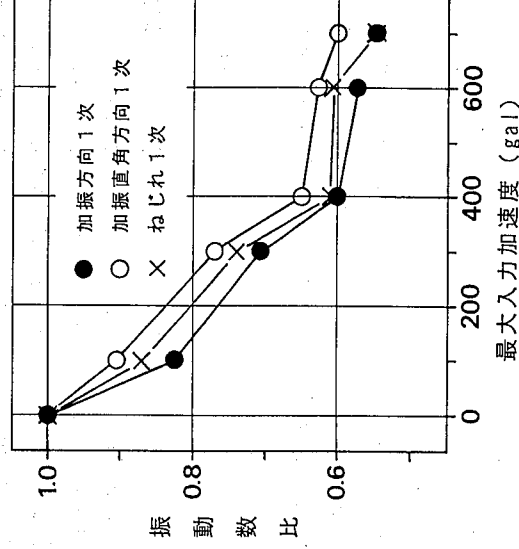


図-4 RC立体ラーメン模型の固有振動数の変化

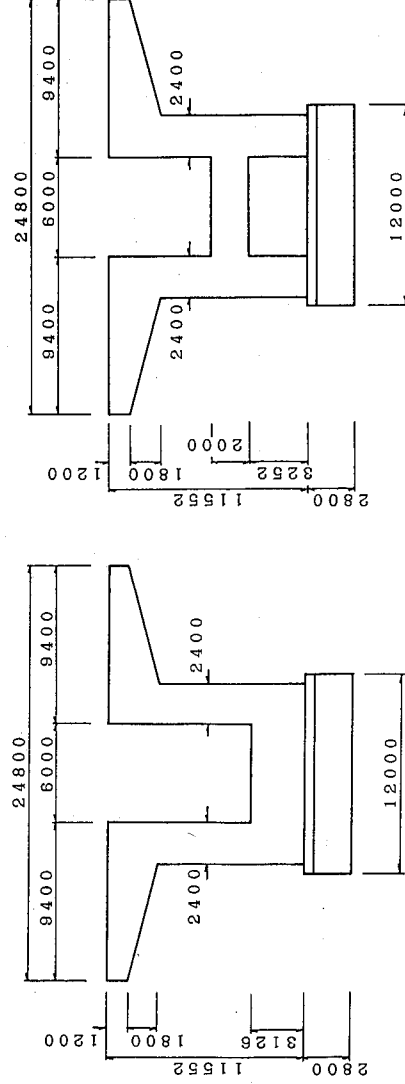


図-5 解析対象とした逆L型RC橋脚

るが、微細な損傷や僅かな健全度の低下の場合には現状では難しいと考えられる。

したがって現段階では、①大きな損傷が見られる場合にその程度を確認する1つの方法、②大きな損傷を補修補強する場合の効果確認の方法、としては振動特性が有効であると言える。また、健全性が明らかでない場合に振動特性によって実用的に健全度評価できるようにするために、更に実橋振動試験を重ねて研究を進める必要があると考えられる。

5. おわりに

以上、一般論として下部工健全度と振動特性の関係を整理分類するとともに、振動特性を用いた下部工健全度評価に関するこれまでの各種の研究成果を紹介し総括した。下部工健全度を評価する種々の手法の中で、振動による健全度評価には次のような利点・特徴があると考えられる。

a) 目視することのできない地中や水中での様子を非破壊状態で評価できる。

b) 大規模な装置無しでも一般供用中においても調査可能である。

しかし、橋梁の設計計算において振動特性が用いられることは少ないので、応力・たわみのような許容値という概念が標準化し難いという評価の上での問題もある。

下部工支持状態の健全度については、まさに上記a)の利点があり、振動を用いる方法が非破壊状態で実施できる数少ない健全度評価手法の1つと言える。既に鉄道橋の一般的な下部工調査では実用段階に入り、道路橋においても有効な方法であることが確かめられている。ただし、道路橋においては、評価基準を一般化することころまではできていないことから、調査結果を比較評価する評価基準作成のための研究が今後の課題であろう。

一方、下部工本体の健全度については、上部工本体の健全度評価と似た面が多々あり、振動で健全度を確実に判断できるのは健全度がかなり低下した状態である。そのため、現段階で振動特性が有効なのは、①大きな損傷が見られる場合にその程度を確認する1つの方法、②大きな損傷を補修補強する場合の効果確認の方法、としてであると言える。しかし、大きく健全度が低下していても評価できる可能性はあり、今後更に新しい試験方法を研究するとともに実橋振動試験を重ねて研究を進めていく必要がある。

参考文献

<下部工支持状態の健全度関係>

- 1) 梶田善・小林芳正・川俣淳：振動による橋りょう下部構造物の健全度判定、鉄道技術研究所報告、No.390（施設編No.167）、1964年 1月。
- 2) 加藤雅史・小島啓彦・島田静雄：振動調査による橋梁下部工性状の推定、土木学会第36回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.193～194、1981年10月。
- 3) 加藤雅史：橋梁の振動調査法とその適用に関する研究、名古屋大学提出学位論文、pp.105～114、1984年 7月。
- 4) 西村昭彦・中野聡：衝撃振動試験による構造物の振動特性の把握、土木学会第19回地震工学研究発表会講演概要、pp.481～484、1987年 7月。
- 5) 西村昭彦：固有振動数による橋梁基礎根入れ効果および基礎補強工事の効果の検討、日本鉄道施設協会誌、Vol.27、No.8、1989年 8月。
- 6) 西村昭彦：衝撃振動試験を用いた鉄道橋の下部工健全度調査、第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集、pp.233～252、1989年 8月。

- 7) 加藤雅史・田中信治：振動測定に基づく橋梁下部工特性の判定、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.26～27、1989年10月。
 - 8) 西村昭彦・鳥谷郁雄・杉本賢次・友長春彦：洪水により洗掘を受けた鉄道橋梁の調査と補強対策、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集（第6部）、pp.178～179、1989年10月。
 - 9) 棚村史郎・西村昭彦：衝撃振動試験により求めた鉄道橋梁の固有振動数の標準値、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集（第6部）、pp.182～183、1989年10月。
 - 10) 加藤雅史・高宮進・田中信治・二宮公紀：橋梁下部工補強に伴う振動特性の変化の検討、土木学会論文集、No.428/1-15、pp.57～65、1991年4月。
 - 11) 西村昭彦・羽矢洋：衝撃振動試験による基礎構造物の健全度診断、土木施工、Vol.33、No.2、pp.81～87、1992年2月。
 - 12) 久柴博・羽矢洋・西村昭彦・引本秀樹・湯田宏行：支承の健全度判定法に関する研究、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.504～505、1993年9月。
 - 13) 室町剛隆・西村昭彦・羽矢洋・後藤克彦：橋梁基礎の健全度評価における固有振動数と土被りの関係、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.512～513、1994年9月。
 - 14) 鳥野清・松田泰治・龍谷幸二・成瀬久和：橋脚が洗掘された橋梁の振動特性、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.1008～1009、1995年9月。
- ＜下部工本体の健全度関係＞
- 15) 中村正人・石井孝男・曾田信雄：鉄筋コンクリート橋脚の地震時耐力に関する動の実験、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.397～398、1982年10月。
 - 16) 中村正人・曾田信雄：橋梁の耐振性の評価に関する研究、昭和56年度日本道路公団試験所報告、pp.204～215、1982年11月。
 - 17) 後藤勝志・中島威夫・水庭健一：阿武隈橋（旧橋）の振動特性調査、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.519～520、1983年9月。
 - 18) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：旧阿武隈橋の振動特性調査、土木研究所資料、No.2036、1983年12月。
 - 19) 加藤雅史・島田静雄：橋梁構造物の破壊と固有振動数、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.359～360、1984年10月。
 - 20) 平澤征夫・伊藤和幸・古澤誠司：RC高橋脚モデルの振動特性、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.331～332、1984年10月。
 - 21) 若林茂樹・伊澤二郎・田辺忠顕：RC構造物の耐振性に関する考察、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.333～334、1984年10月。
 - 22) 古澤誠司・平澤征夫・伊藤和幸：材料の異なるRC高橋脚モデルの振動特性、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.297～298、1985年9月。
 - 23) 平澤征夫・古澤誠司・伊藤和幸：RC高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.372/V-5、pp.75～84、1986年8月。
 - 24) 古澤誠司・平澤征夫・伊藤和幸：RC高橋脚モデルの固有振動数に及ぼす損傷程度の影響、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.161～162、1986年9月。
 - 25) 加藤雅史・田中信治：橋梁構造物の損傷とその振動特性に関する一考察、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.856～857、1988年10月。
 - 26) 古澤誠司・愛知五男・平澤征夫：振動特性によるRC高橋脚モデルの損傷度推定に関する一実験、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.472～473、1989年10月。
 - 27) 加藤雅史：RC橋脚の損傷とその振動特性に関する一検討、平成3年度土木学会西部支部研究発表会講

演概要集、pp.136～137、1992年 3月.

28) 今井賢一・西村昭彦：衝撃振動試験による高架橋基礎の詳細調査方法について、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.502～503、1993年 9月.

29) 西村昭彦・澤田亮・藤井滋・大西史人：既設の橋梁下部工の健全度診断（その1）、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集（第1部）、pp.482～483、1994年 9月.

30) 鈴木繁・堤要二・西村昭彦：衝撃振動試験による高架橋の健全度評価、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集（第5部）、pp.170～171、1994年 9月.

<下部工の健全度と振動特性一般>

31) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、1993年10月.

32) 九州橋梁構造工学研究会、道路橋の健全度診断と補修に関する研究分科会Ⅱ：道路橋の非破壊検査法と判定基準、九州橋梁構造工学研究会、1994年 4月.

<その他>

33) 加藤雅史・島田静雄：橋脚振動特性の実測データによる統計分析、土木学会論文報告集、No.338、pp.229～232、1983年10月.

セッション[d] :

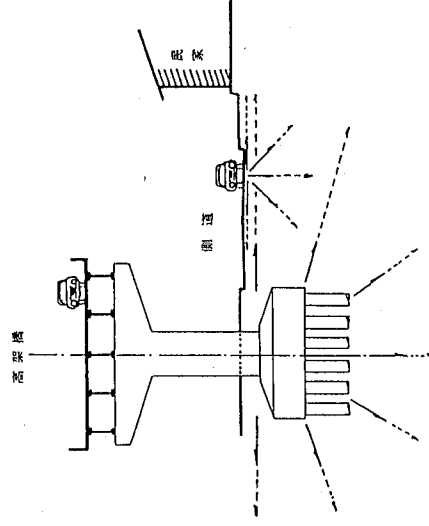
「橋梁交通振動の制御」

橋梁交通振動の加振源対策

信 正 本 校

1. $\frac{1}{2}$

我が国に高速道路が建設されてほぼ35年の歳月が経過し、供用している高架道路に少くも損傷が目立ち始めている。また、交通流が飽和し十分な機能を発揮しないため、拡幅を余儀なくされている路線が多々見られる様になった。1980年前後の振動、騒音、低周波音等の公害問題が一段落し、現在はようやく振動低減に真剣に目を向けられ出した。元来交通振動の振動量は地震などの大振動量とは異なり、非常に微小な振動量を対象としている。したがって、構造物と同程度の振動が高架道路周辺の環境で発生しており、振動の計測評価、処置方法が大変困難な問題となっている。苦情を発生させている高架橋の振動の加振源は道路面をランダムに走行する車両であることはほぼ間違いない事実であるといえる。また、走行車両と構造物が連成することで振動していることも周知である。しかし、振動被害を受ける沿道住民は高架橋の下にある平面街路からの交通振動とも区別できないで、直接恩恵を被らない高架（有料）道路の管理者に苦情を言う状態である。このような状態の中でも高架橋の振動を低減するためには図-1で示すように、発振源である高架橋での対策、伝播経路での対策、受振側である家屋での対策が考えられる。ここでは発振源である高架橋での対策について述べる。

[illegible]

図一 1 発生伝播と防振対策

*工博株式会社
フジエンジニアリング 取締役統括部長 (〒532 大阪市淀川区東三国4-13-3)

2・高架橋の振動

橋梁振動を発生する引き金となる要因は車両のばね振動、路面の凹凸（舗装面の荒さ、伸縮継手の段差）であり、地盤を伝播する振動や風の振動等もある。この内でも橋梁振動は大型車両のばね振動と路面凹凸との密接な関係が大きな要因である。自動車道路では車両の走行形態が不規則で加振力の数（車両数）も不確定であり、路面凹凸、走行速度、走行方向、車重等により加振力の大ききや方向は様々である。車両の振動には路面の凹凸に起因するばね振動の他に推進系（エンジン、タイヤの不平行）と車体の弾性振動（ローリング、シェイク）があるが、鉛直振動に影響するのは“ばね振動”で他はほとんど影響しないといわれている。ばね振動は車両の構造から車両の車体の振動を「ばね上振動」、車両の懸架部の振動を「ばね下振動」に分けることが出来、そのモデル化も2自由度モデルから6自由度モデルまで詳細に取り扱われている¹⁾。橋梁振動を起因する主な車両は大型車両で、通常そのばね上振動数は2～3 Hzである。しかし、車種や積載内容によってはばね上振動数が変化しており、観光バスでは1～2 Hz付近と低くなり重量物専用車では4 Hz前後と固めのばねを採用しているようである²⁾。一方、ばね下振動は10～20 Hz程度といわれている。

これらの振動数は人間の乗り心地と車両構造から得られたもので、標準的な橋梁や人間の頭の固有振動数に近いものである。従来積載時の車両総重量の制限が20 tfであったものが、より重量化（25 tf）になる傾向にあるので、今後車両の構造的な変化を把握していくかねばならない。車両上での振動は走行車両の速度やタイヤの空気圧と、積載量および路面凹凸の程度で様々に変化する。例えば大型ダンブトラックが高速道路を通常走行している場合には、ばね上振動が50～200 gal程度、ばね下振動が100～500 gal程度である。しかし、段差の大きい伸縮継手部の走行時や未舗装の道路ではばね上振動でも1000 galを越える場合もある。

一般に走行速度が早くなれば振動の程度も大きくなる傾向にある。定質量の車両の振動が速度増加にともない、また段差の増加と共に動的接地荷重が増加傾向にあるといえる。一般に高架橋周辺の地盤上では図-2に示すように車両重量の増加とともに、橋梁沿道の地盤に発生する振動は増加する傾向にある。車両の走行速度が増加するとともに橋梁の振動は増加する傾向

にあるが、必ずしも正の相関関係とは限らず構造や地盤特性によって変化している³⁾。一方、構造物の振動は車両重量の増加とともに桁の振動加速度は減少する傾向が見られ、走行速度の増加とともに桁の振動加速度が増加する傾向が見られる⁴⁾。しかし、実橋での測定が容易でないで重量変化、速度変化の実測事例は少ないのが実状である。車両が高架構を走行すると路面の凹凸や伸縮継手部の段差によって車両が振動し、構造物が加振され、車両と橋梁との連成した振動状態になる⁵⁾。高架道路の路面が鏡のように全く凹凸のない路面であれば、橋梁に発生する振動は極端に小さく、慣性力と重力にかかる振動のみになってしまう。路面の凹凸と車両のばね上振動はね下振動との関わりが大ききく、標準的なダンブトラックが60～80 km/hで走行した場合には、車両振動と路面凹凸とが共振する可能性が多い。また、建設直後の路面と長く供用された古い路面とでは、車両の共振という観点からすれば、古い路面ほど平滑された良好な路面といえる。

支間長30～40 mの高架構での走行車両の振動発生メカニズムは、つぎのような状況になると考えられる。まず着目径間の前の径間から車両が接近してくる。後続する車両のために前径間に発生する桁のたわみのために、伸縮装置に段差（キックアップ）が発生する。車両のタイヤは段差の生じた伸縮装置に乗り上げ、幾分上方に押し上げられきみに前進し、着目径間の路面に落下する。この位置は伸縮装置から0.5～1.0 m（都市高速道路）程度の範囲にあり、端部床版はこの衝撃のために20～40 Hzの振動が発生する。同時に端

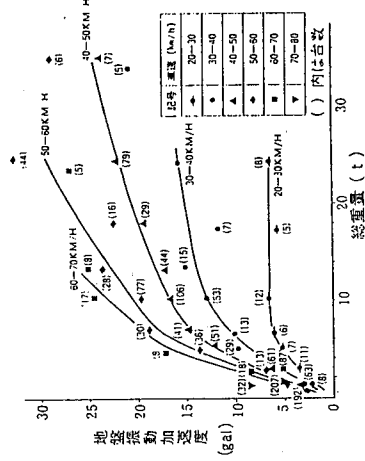


図-2 車両重量と地盤振動加速度
慣性力と重力に力がかかる振動のみになってしまう。路面の凹凸と車両のばね上振動はね下振動との関わりが大ききく、標準的なダンブトラックが60～80 km/hで走行した場合には、車両振動と路面凹凸とが共振する可能性が多い。また、建設直後の路面と長く供用された古い路面とでは、車両の共振という観点からすれば、古い路面ほど平滑された良好な路面といえる。

横桁にも変形（たわみ）が生じ伸縮装置により大きい段差を発生することになる。一方、車両はスパン中央に進進すると、主桁には車両重量のために静たわみが発生する。この時、大型車両のばね上振動と桁の固有1次振動数が近接していることが多く、主桁の振動が励起され、静たわみ量の発生と桁の振動が重なりあい、比較的低い成分の振動が発生する。車両が次の伸縮装置を通過した後に主桁のたわみ振動が残存するが次第に減衰する。

図-3に示すランニングスペクトルは、車両の接近とともに着目径間の手前からの影響を受け、3 Hz付近の振動が卓越している⁹⁾。橋脚上を通過した時には支間通過時に比べ比較的大きい帯域の振動が発生し、支間通過時の振動が車両通過後も残存しているのがみられる。橋脚上を通過した時に発生する比較的高い振動成分は、橋脚を通じてフーチングや地盤に伝播するが、これらの振動は高架橋から20～30m程度離れたところで減衰してしまう。一方で振動数の低い3～5 Hzの振動は、地盤の固有振動数に近いことから速くに伝播し、150m以上に及ぶこともある。高架橋沿道の地盤振動は前後100m程度にある幾本かの橋脚からの振動が伝播し重なり合って生じている。

単純桁や連続桁が並ぶ高架橋の振動モードは、上部構造と下部構造があかもラーメン構造のごとく一体となって振動するのが一般的である。これは微小振動下では摩擦のために沓がほとんど移動しないためと考えられる。実橋での支承の移動は交通荷重列によって生ずる変位はほとんどなく、温度伸縮によって生ずる応力と支承の摩擦力とのバランスが保てなくなった時に生ずる50～500 μ m程度の変位がステップ状に発生するのが見られる。

下部構造の振動は梁や柱の固有振動である6～10 Hzの振動と共に3 Hz付近の振動と重なって振動し、橋軸方向、橋軸直角方向は上部構造の影響を大きく受けている。比較的低い振動数の低い周波数成分の振動は、主桁の動きに制御された橋脚に伝播し、梁、柱の曲げ振動を起こしロッキング（曲げ）、スウェイ（水平移動）させる。このような振動性状を有する構造物の振動が地中に放射され、地層の境界面などで重複反射を繰り返しながら伝播すると考えられる。

下部橋脚は路下条件によってT型橋脚の他に門型橋脚を採用されることが多い。両者の振動モードについて詳しく検討した資料はないが、地盤振動の大ききから推察すると門型橋脚の方が振動に対してより有利であるといえる。

上部構造の形式によってそれぞれ部位の振動には差異があると考えられるが、実橋では支間長によってBOX桁、鉸桁を使いわけており同じ条件での比較は実測値からは困難である。しかし、設計条件の制約からみても鋼桁上部構造の形式による差異はほとんど見られないものと考えられ、一般に都市高速道路での支間中央の鉛直加速度は40～60 gal程度である。PC桁橋に生じる上部構造の振動の方が鋼橋より小さいと考えられているが、同じ支間長の上部構造の振動を比較すると、発生加速度は平均して40～60 gal程度で共に差異は無い。しかし、両者で振動の継続時間が異なり、鋼橋の方が長く振動し減衰が小さいようである。また、PCコンクリート橋と鋼橋との振動を地盤振動の測定値から比較することは周辺の雑振動の影響が大きく容易でない。鋼橋と比較するとコンクリート上部構造の方が沿道の振動には幾分影響が少ないと思われるが、振動数が異なることや騒音から受ける感覚が違ふことなどから見ても、多種多様の振源によって振動している地盤には構造種別による影響は少ないと考えられる。一方、上部構造を連続化した高架橋や多径間連続桁の高架橋では、伸縮装置の段差がないため従来発生していた10～15 Hzの振動成分が少なくなる。このため端横桁や二次部材の振動を低減することができ、橋梁全体の振動を抑制することになる。橋梁の安全

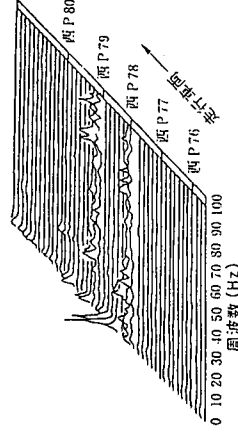


図-3 車両走行による橋脚上の
振動加速度スペクトル（鉛直）

面や維持管理面からも、沿道の振動対策としても非常に有効な手段であるといえる。

3・高架橋の振動対策と検討手法

高架橋の振動軽減手法としては次のような対策が考えられる。

①路面に対する対策

- ・伸縮継手の段差改良
- ・路面の平坦性の保持
- ・走行位置、速度、重量の規制
- ・主構造部材の剛性増加（主桁、横桁）
- ・床版の補強（端部補強、増厚）
- ・支承部の伝達係数を変えるもの（反力の分散、ゴムダンパーなどの挿入）
- ・主桁の連続化、多径間連続桁の採用
- ・主構造への動吸振器（TMD）、アクティブダンパーや粘性減衰器の設置

②下部構造の変更による対策

- ・橋脚の剛性増加、質量増加
- ・増し杭による基礎補強

④構造形式による対策

- ・RC、PCコンクリート構造や立体ラーメン構造、多径間連続桁の採用
- ・門型下部構造の採用や単径間化

路面に対する対策では伸縮装置付近での段差改良が特に振動低減が期待できる。高速道路路面の段差管理上限は10mmであるが、実際はそれ以上になっていることが多い。伸縮装置前後の表層のすり付け工事によって下部構造に入力される振動は低減し、T型橋脚梁端部での加速度値は50gal程度から20gal程度まで激減するといわれている⁷⁾。また、特にT型橋脚の場合には大型車両の走行を中央よりの車線に規制することで振動を緩和させることも考えられる。

上部構造に対する対策では主に桁の連続化による対策が良好な効果を示しているといわれ、主構造の剛性増加などではあまり有意な結果は得られないようである。新設にあつたては多径間連続桁の採用を計れば伸縮装置の数も少なく路面の平坦性確保にもなる。また、動吸振器を多径間にわたって設置することで3～5 Hzの桁の曲げ振動を低減することが可能である⁸⁾。アクティブコントロールによるダンパーの研究は各所で進められているので今後有効な手段といえる。

下部構造に対する対策としては主に質量増加につながる対策になるが、補強工事では十分な工事が期待できないのが実状である。新設の場合には基礎質量を大きくする事が振動低減につながると思われる⁹⁾。

構造形式の変更による対策としては供用路線に実施するものではなく、新設時に出来るかぎり質量の大きい構造にする事である。単径間化を供用路線で考えると主構造の補強などが発生し、地盤への入力橋脚が増加するためほとんど効果は期待できないといわれている⁴⁾。

従来、高架橋の振動低減検討手法には定まった手法はなく、維持管理者の経験にたよる場合がほとんどで

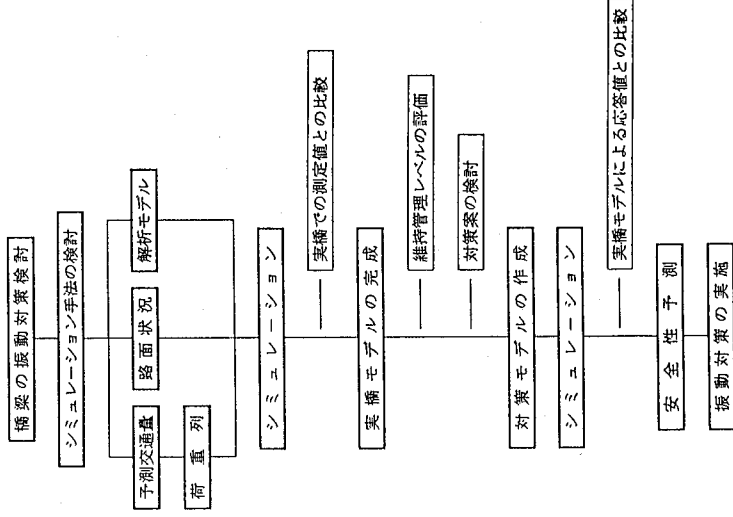


図-4 シミュレーション検討手法のフロー

あった。明らかに橋梁の損傷が原因となる場合にはこれの補修・補強の検討がなされるが、その原因が明瞭にならない場合には経験上推定される多数の要因についての検討方法ではその効果を十分に予期できないため、大がかりな対策を検討されてきた。しかしながらこの検討方法ではその効果を十分に予期できないため、大がかりな対策工事を実施することはできなかったのが実状である。近年、計算機の普及によって大容量の計算がすばやくできるようになり、モデル化した高架橋のシミュレーションが可能になっている。高架橋を走行する車両の荷重列も数値化されており^{10) 11)}、車両＝高架構造物＝地盤を系としたシミュレーションを行い、必要な部位の変更や追加などにより応答結果を比較し効果の判定ができる^{12) 13)}。今後はより詳細なモデル化と実橋観測結果との比較によりシミュレーションの精度向上を進めて行けば十分に役立つ手法である。一般に用いられるシミュレーション手法は図-4に示すフローに従って進められることが多い。ここでは移動荷重モデル、路面凹凸モデル、構造モデル、地盤モデルについて出来るだけ実測値を採用し、より精度の高いシミュレーションを行うことが大切である。一般には橋梁の設計図書から部材の剛度を算出し、橋梁のモデルを作成する。ここで既知荷重のトラックなどでの載荷試験で得られた桁たわみ量などを、モデルによる計算値と整合させる。これには支点条件、接点条件、部材剛度などを変更しながら検討するのがよい。つぎに既知荷重の車両走行をシミュレーションで再現し、着目点の応答結果と走行試験の結果とを整合させて動的にも静的にも橋梁を代表させるモデル作成を行う。このとき路面の凹凸モデルや車両モデルは実橋での試験時での実測データを採用するのがより忠実なシミュレーションとなる。

4・上部構造における振動軽減対策の事例

4・1 2 BOX 桁の振動対策例

2 BOX 桁 RC 床版を有する高架橋（支間60.5m、幅員22.5m、BOX 間の間隔11.4m、図-5）の高架橋で、沿道住民より家屋振動の苦情が相次いだ。橋梁が位置する道路は建設前は古からの住宅街であり、沿道には民家が密集しており道路振動や騒音に慣れていたと思われる。したがって、特に家屋を振動させる様な大きな振動下にあった状況ではない。

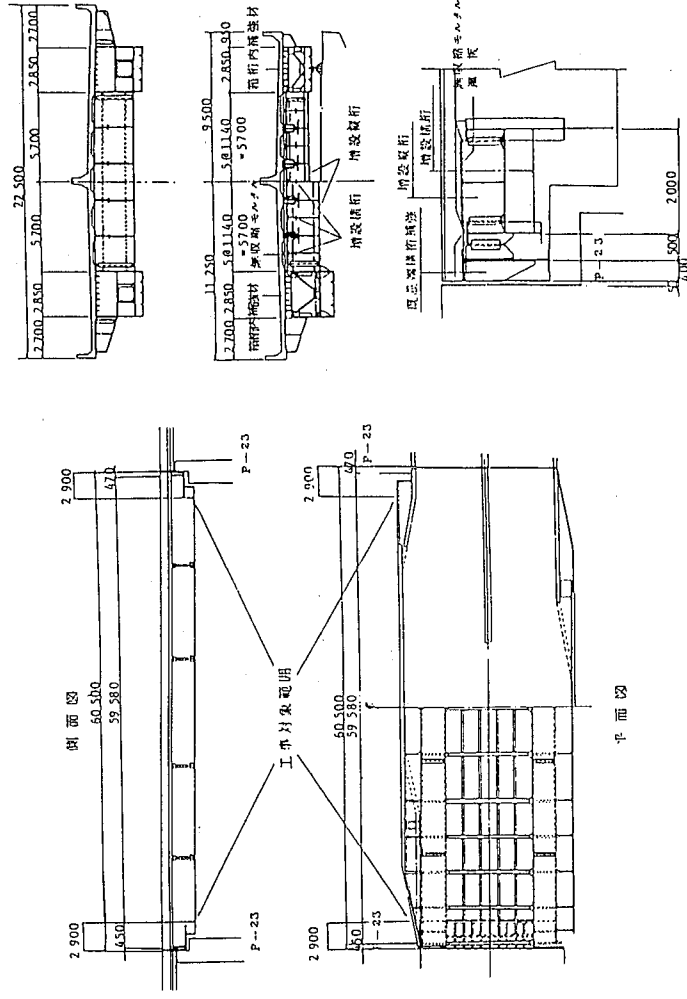


図-5 対象橋梁と補強位置図

このため上部構造の振動性状と周辺の地盤振動および低周波音の調査を実施した。この結果図-6に示す橋

梁面外（橋軸直角方向断面）での振動モードが示すように、車両の進入とともに前後輪通過時に山型の振動モードを示す結果を得た。しかし、苦情がある時刻でも橋脚脇の振動レベルは 40dB 前後と比較的低い値を示しており、むしろ車両進入時の騒音が確認されている。こうした振動モードが得られる原因は幅員長に比べて二つの BOX 間の間隔が長すぎ、車両重量によって端横桁にたわみを生じていることから、伸縮装置で段差が生じたことによるタイヤとの衝撃振動が発生している。この場合車両が内側走行時の方が外側走行時よりも振動が大きく発生していることから理解できる変形モードである。また、図-7に示すように近傍の低周波音と BOX 桁の振動加速度をランニングスペクトルで表したものであるが、車両が径間を通過しているときに低周波音が発生しているのが示されている。

こうした状況把握の後、端横桁の増設、端部床版の増設、伸縮継手部の補強、端部での縦桁増設を実施した。しかしながら、この時点での補強方法の検討は通常の設計照査のみで、動的な数値計算や詳細な検討がなされずに実施されており（補修補強のほとんどがそのうであるように、橋梁技術者の感が大きく働き、振動のシミュレーションなどが実施出来なかった。）、近傍の振動レベルを低減することはできなかった。

しかし、低周波音や車両進入時の衝撃音については 4 dB 程度の低減をみた。ここでは、工事以後苦情は発生していない。橋梁の環境を考慮すれば、家屋の振動は低周波音によって生じたものと推定できる。今後は同様のケースが発生した場合にも、橋梁のモデル化による予測シミュレーションを実施して検討することが大切である。

4・2 PC 桁の簡易連続化¹⁴⁾

沿道の防振対策を目的としてシミュレーションによる検討と対策工が行われた事例である。対象とした橋梁は表-1および図-8に示すような PC プレテンション単純桁・T 型橋脚の高架橋であり、基礎は表層約 8 m 程度のローム層の地盤に場所打ちコンクリート杭で施工されている。沿道地盤での振動は家屋が揺れる程度 (55dB 程度) であり、伸縮装置通過時の 16Hz 付近の振動が卓越していた。

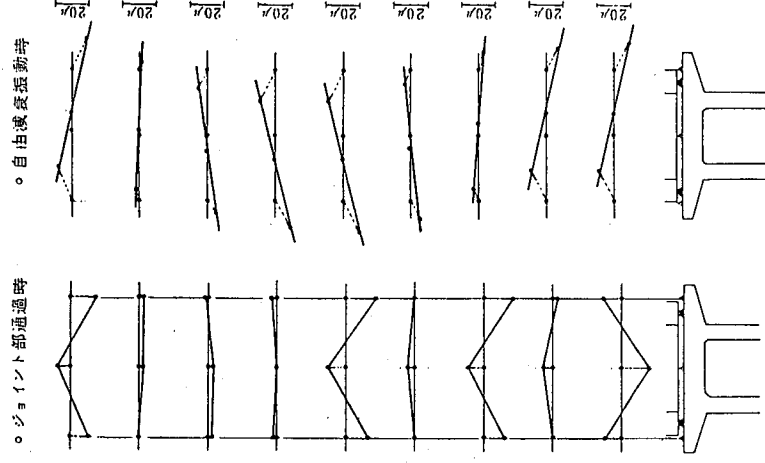


図-6 橋梁面外での振動モード

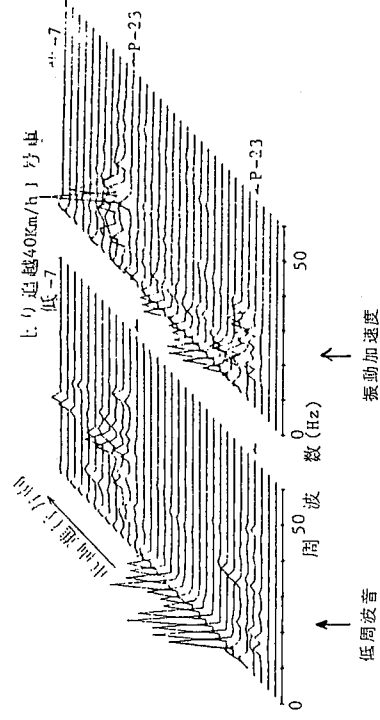


図-7 低周波音と桁振動のランニングスペクトル

対象橋梁の標準的なスパン6径間を選定し図-9に示す実橋モデルを作成した。上部構造は主桁8本、横桁1本の格子構造とし、橋脚は梁部と柱部のT型骨組構造でいずれも曲げとねじりを受ける三次元の梁要素としてモデル化した。ゴム支承は実測変位から鉛直、水平のばねモデルに置き換えている。橋脚下端のフーチング部と地盤の接点については三成分のばねモデルに置換し、実測の固有振動数と整合するようばね定数を決定した。なお、地盤は反無限弾性体とみなして着目点での応答を求めた。

車両は実測時に用いた大型3軸車両をモデル化し、ピッチングを考慮した見掛け上6自由度モデルである。

動的応答解析は、実測路面凹凸を考慮したモデル橋に車両モデルを定常走行させることにより、着目沿道地盤での振動レベルを求めた。予測地点の振動レベルは7本の橋脚から伝搬する振動が重なり合っているとして計算した。実橋における試験車走行時の上部構造、地盤振動の実測値と応答計算を比較し、ほぼ整合させた。こうして検証したモデル(基本モデル)の構造諸元を変更または部材追加などを行ったモデルを防振対策モデルとして作成し、その応答結果と基本モデルでの応答結果との比較をおこなった。

基本モデル高架橋に対し、路面改良、桁連結、橋脚梁連結(上下線の梁連結)、地盤改良およびこれらの併用対策を加え、施工性、経済性を考慮した最適な対策モデルを検討した。

検討の結果、桁連結+ノージョイント化+路面改良を併用した対策が、立案中最適であった。桁連結は隣接する端横桁の間にコンクリートを打設しPC鋼棒によって締め上げ橋端でのキックアップによる段差を生じないようにする対策である。ノージョイント化は伸縮装置を取り外し床版間を間隔めした上に舗装を施す対策で、伸縮装置による段差をなくする対策である。事前の検討ではモデルを全断面有効としたが対策工事後の検討ではシミュレーション検討に用いた剛度よりは低下していた。路面改良は従来の路面凹凸を平滑化する対策でシミュ

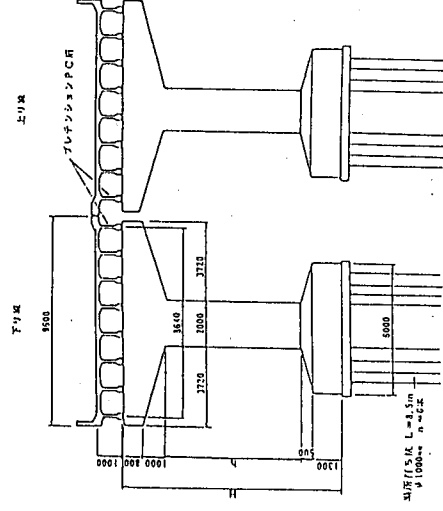


図-8 一般構造図

表-1 対象橋梁諸元

項目	諸元
上部工形式	プレテンションPC単桁
橋長	13.0~19.0m(標準15.0m)
支間長	14.97m(標準)
総幅員	9.6m(下り線)、9.98m(上り線)
車線数	上下各2車線
設計荷重	T-20、L-20
主桁本数	8本(13.0~17.0m区間)
舗装	アスファルト舗装(75mm厚)
下部構造	RCT型単柱橋脚
基礎構造	場所打ちコンクリート杭
杭本数	φ1000mm×6本(L=8.5m)

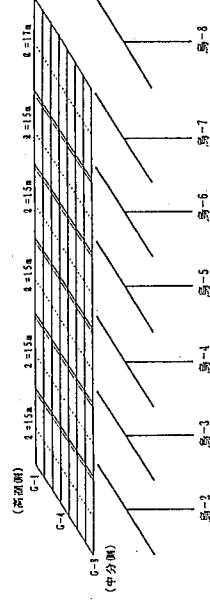


図-3-2 解析モデル

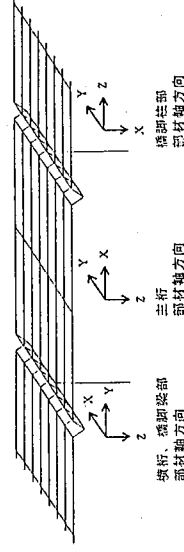


図-9 実橋のモデル化

レーションでは路面凹凸を従来の1/2の大きさとした。

表-2 基本モデルと実測値の比較

加 速 度	測 点		現況モデル	実測値
振 動 レ ベ ル	地 盤 11m	X	41.97 dB	36 dB
		Y	47.08	47
		Z	54.06	53
		X	43.44	42
	地 盤 30m	Y	48.13	43
		Z	46.88	49

実橋に対してはば検案案と同等の対策が実施され顕著な防振高架を得ることができた。これは①路面改良による走行性改善が車両振動を抑制し橋梁への入力を低減した。②桁連結により上部構造の振動低減がなされた。③ノージョイント化により伸縮装置通過時の衝撃振動が除去されたことにより、5 Hz以上の卓越する振動数について低減できた結果である。家屋内振動は生活振動（20～50Hz）が工事前後で変化せず、沿道地盤にくるべ小さな低減効果となった。シミュレーション解析結果と対策工事後の実測結果との比較は表-3に示すように概ね2～3 dBの許容差で良い整合が得られている。しかし、橋軸方向の11m地点での比較では大きな差異が見られる。これはシミュレーションの対象振動数を20Hzまでとしたこと、地盤モデルを均一なものとしたことなどが原因と考えられる。

4・3 鋼桁の連続化¹⁵⁾

都市高速道路では単径間鋼 I 桁が多数採用されてきた。このため伸縮装置が多く配置されており沿道地盤の振動苦情や車両の乗り心地を悪くしている要因でもある。また、維持管理面からも伸縮装置をなくすることが期待されてきた。鋼桁を連結する試みは古くから試行されてきたが力学上の問題や施工性、経済性からも容易に実施されなかった。近年弾性支承の開発に伴って安全に施工が可能になり、経済性も相まって数多く採用されるようになった。ここでの事例は施工上問題点であった床版の連結をなくし、隣接する主桁の腹板だけをを連結板で連結化する工法である。また、支承に免振機能をもたせた弾性支承を使用することにより、支承やせん断型ダンパーの維持管理も容易にするものである。

対象とした径間は鋼 I 桁単純径間で3径間を対象としている。実施にあたっては設計荷重による応力照査と連結部の疲労試験による検討を加えている。連結部の設計照査の結果図-10に示すような構造とした。上フランジ側添接板は引張り部材のため、支点上鉛直補剛材を貫通し一枚ものとしている。下フランジ側添接板は支点上補剛材の断面縮小ができないことや圧縮部材であることから、三分割とし応力が十分に伝達する構造とした。また、腹板は座屈抵抗のために水平補剛材を配置している。この場合の剛性変動による連結部への影響は2倍あるいは1/2にしても断面力、反力および変位は最大でも2%程度の変化しかなくほとんど影響がないと考えられる。支承については地震時水平力が固定脚への集中をさけるため、高減衰が期待でき

表-3 シミュレーションと実測結果の比較

低 減 効 果 (dB)		
橋 軸 方 向	解析結果	実測結果
橋 軸 直 角 方 向	11m	-2.6
	30m	-1.8
		-5.3
鉛 直 方 向	11m	-14.8
	30m	-4.4
		-1.9
鉛 直 方 向	11m	-9.7
	30m	-9.5
		-8.7

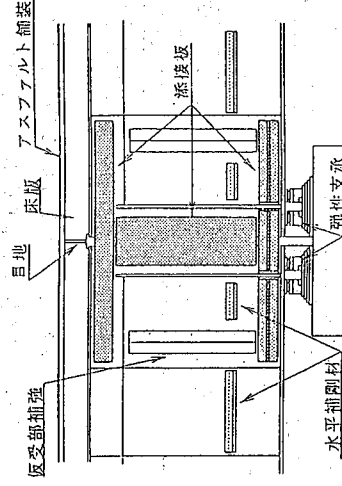


図-10 桁連結の構造

連結部の伸縮装置は主桁の温度伸縮に対しては不要となるが活荷重による桁のたわみの回転角分の変位(1 mm 以下)が発生すること、輪荷重に対して抜け出ないこと、連結部床版の剛性を無視しており設計仮定どりの構造とするために、床版間の間積めとその上にアスファルトによる舗装を施す構造とした。これから連結化構造を決定した。

3径間連結化の計算値と実測値のたわみ比の比較を表-3に示すが、対象径間を完全な連続桁とした構造に対し80%程度の桁連結化効果といえる。

表-3 連続化構造とたわみの比較

	理論たわみ比		実測たわみ比	
	単純桁	連続桁	単純桁	連続桁
3径間連続の端径間	1	0.70	1	0.90
3径間連続の中央径間	1	0.55	1	0.66

連結化による地盤振動は、橋脚脇の地盤上では L_{10} 値で1.5dB、10m離れた官民境界地点では0.5dBの軽減効果に留まっている。これは周波数分析結果にみられるように低減される振動数の帯域が

31.5Hz以上であるために体感補正によるマイナスの補正を受け、オーバーオールレベルの寄与率が小さくなる為と考えられる。また、対策の対象区間が僅か3径間であり、近傍の橋脚から伝播してくる振動の影響が大きいかとも大きな要因である。今後は連結化区間を長くすることでより大きな低減を得ることが出来る。

4・4 動吸振器による主桁の制御¹⁹⁾

高架橋主構造の曲げ振動やねじれ振動を制御するために、Mass Damper系からなる動吸振器8 (TMD)を設置し、主振動系との連成により振動軽減を図る手法である。

対象とした高架橋は都市高速道路の入路の一径間である。ただしこの入路は地域改造の為にすでに実験終了後撤去されている。

高架橋に設置した動吸振器の振動数を変化させ、起振器による振動実験を実施し、動吸振器作動時の最適条件(最適周波数、最適作動個数など)ならびに最適条件時の制振効果を検討している。

動吸振器を設置した高架橋は図-11に示すもので、鋼単純活荷重合成桁で支間40.4mの3本主桁である。径間中央に図-12に示すような動吸振器を8基設置(図-11)した。

動吸振器設置前の対象径間の振動特性は図-13に示すように2.34Hzの曲げ一次振動と3.86Hzのねじれ一次振動の制振を目的として動吸振器の振動数を検討し、板ばねの交換によって微妙な振動数を変化させた。実験の結果、最適振動数比は、曲げ一次振動数(2.34Hz)に対して97.5%であり、ねじれ一次振動数(3.86Hz)に対して97.5%~100%であった。なお、このときの質量比は1/27:(上部工重量 352t)である。動吸振器の最適外力は曲げ、ねじれ振動とも加振力50gal, 100gal, 150galの3種類について検討し、制振率(1-作動時の応答値/クランプ時の応答値×100%)で検討を加えた。動吸振器の最適外力としては100gal以上であると

し、一般大行時相当である 50gal 加振では制振率は小さい。今後動吸振器の加振力特性の改良が必要と考えられた。最適条件時（振動数比 97.5%，8基動作，100gal 加振）の制振効果を表-5 に示す。

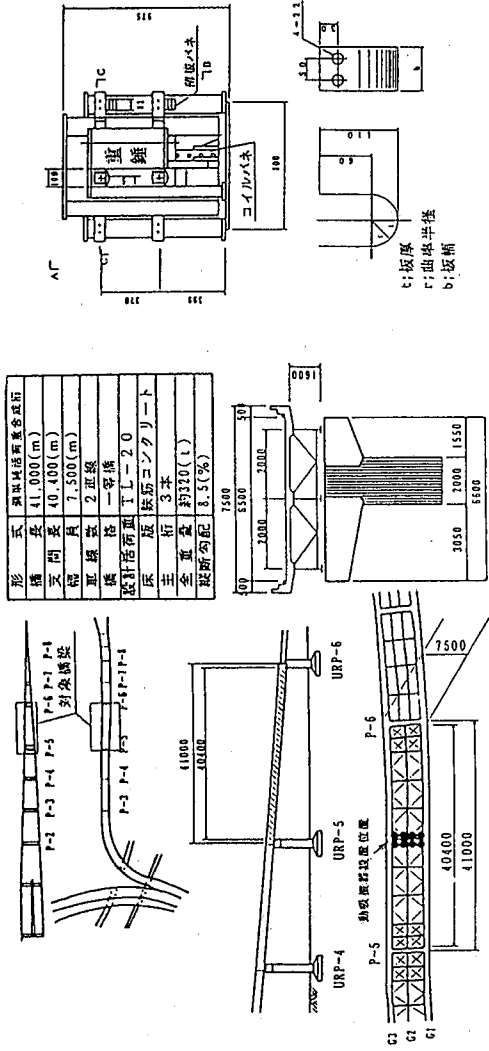


図-11 対象とした橋梁

型車両走桁では曲げ振動とねじれ振動とで制振効果が異なっている。これは曲げ振動の制振に対してはすべての動吸振器が同等に寄与するが、ねじれ振動に対しては両耳桁の4基と中桁の4基の寄与率に差が生じ、曲げ振動時よりも制振効果が低下したためである。地盤上では曲げ振動よりもねじれ振動に対する方がより制振効果を示している。これは橋脚のロッキング振動による地盤振動がもとより大きかったためである。

動吸振器作動時の減衰定数の変化は、曲げ振動時で、全クランプ時には $h=0.025$ 前後であったのが、最適条件時には $h=0.035$ 前後にまで増大している。ねじれ振動時では $h=0.017$ 前後であったのが最適条件時には $h=0.025$ 前後に増大している。

上部構造での動吸振器による制振効果は制振率20%以上（2dB 以上）あり、地盤振動での効果を期待するには、多径間にわたって設置すれば十分に期待できると考えられる。また、振動数の調整が容易に可能で、加振力の小さい場合にも応答可能な動吸振器が開発されており今後の実用化が待たれる。

図-12 動吸振器の一般図

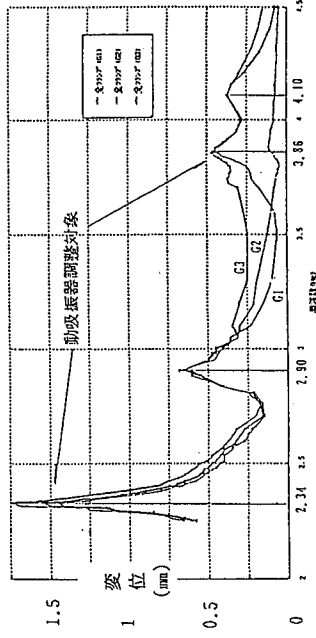


図-13 桁の共振曲線
表-5 動吸振器の制振効果（上下振動を対象）

	伝 播 経 路			
	主 桁	橋 脚	橋脚から10m地点	橋脚から20m地点
曲 げ 振 動	制 振 率 レベ ル 差	39 % 4.0dB	26 % 2.6dB	13 % 1.3dB
ね じ れ 振 動	制 振 率 レベ ル 差	25 % 2.4dB	23 % 2.3dB	25 % 2.2dB

5・おわりに

従来、橋梁の振動対策として数多くの手段手法が提案されてきたが、容易に実用化出来たものはほとんど皆無であった。1985年頃から橋梁交通振動研究会の有志たちで進められてきた《桁連結化》《動吸振器》が、阪神高速道路公団の振動研究会で具体化し、実施工とその評価を得るに至った。以後、振動対策の主流として全国で桁連結化が実施されており、有効との評価を受けている。同時に、対策手法の是非を評価するシミュレーション手法の開発と実用化が、この手法の実用化に踏み切らせたことも普及の大きな要因である。桁連結や動吸振器での対策は地盤での伝播を考慮して、出来るだけ多径間にわたって実施すれば十分な効果が得られるものであり、今後の検討と施工が待たれる。また、今後は他の手法についても具体化、実用化に向かって技術の進歩を進めてゆくべきである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室：高架橋の交通振動解析に関する報告書，土木研究所資料第3078号，1992年3月。
- 2) 庄司 光・山本剛夫・畠山直隆：衛生工学ハンドブック，pp.362-372，朝倉書店，1980年。
- 3) 阪神高速道路公団：道路交通振動ノート，pp.30，1982年1月。
- 4) 阪神高速道路公団：高架橋の交通振動応答解析 報告書，1985年3月。
- 5) 川谷充郎：道路橋の走行荷重による不規則振動と衝撃係数に関する研究，大阪大学提出学位論文，1987年2月。
- 6) 阪神高速道路公団：道路交通振動ノート，pp.24，1982年1月。
- 7) 梶川康男・神野 真・吉川 実・杵本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，土木学会構造工学論文集，Vol. 35A，pp.597-605，1989年4月。
- 8) 讃岐康博・梶川康男・岩津守昭・林 秀侃・伊関治郎：振動制御コロキウム PART.B 講演論文集，pp.89-96，1991年7月。
- 9) 澤潟作雄：機械基礎の設計と据付，丸善，pp.108-129，1974年8月。
- 10) 阪神高速道路公団HDL委員会：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，1986年3月。
- 11) 杵本正信：道路橋沿道の振動評価予測および橋梁の振動対策に関する研究，立命館大学提出学位論文，pp.189-223，1992年10月。
- 12) 杵本正信・島田静雄・加藤雅史・福島 公：振動特性によるアーチ橋の損傷要因分析と補強構造の検討，土木学会論文集，No.432/ I-16，pp.127-135，1991年7月。
- 13) 杵本正信：道路橋沿道の振動評価予測および橋梁の振動対策に関する研究，立命館大学提出学位論文，pp.56-77，1992年10月。
- 14) 梶川康男・下村真弘・讃岐康博：PC単純高架橋の防振対策に関するシミュレーション解析，土木学会第47回年次学術講演概要集，I-156，pp.488-489，1992年9月。
- 15) 佐原 毅・牧田孝二・讃岐康博：鋼桁連結によるジョイントレス工法，土木学会第47回年次学術講演概要集，I-295，pp.766-767，1992年9月。

1. The first part of the document is a list of names and their corresponding addresses. The names are listed in a column on the left, and the addresses are listed in a column on the right. The names are: John Doe, Jane Smith, Bob Johnson, Alice Brown, and Charlie White. The addresses are: 123 Main St, 456 Elm St, 789 Oak St, 101 Pine St, and 202 Cedar St.

2. The second part of the document is a list of names and their corresponding addresses. The names are listed in a column on the left, and the addresses are listed in a column on the right. The names are: John Doe, Jane Smith, Bob Johnson, Alice Brown, and Charlie White. The addresses are: 123 Main St, 456 Elm St, 789 Oak St, 101 Pine St, and 202 Cedar St.

橋梁交通振動のバッシブ制御とアクティブ制御

岡林隆敏*

1. はじめに

近年、道路振動の低減に関する理論的また実験的研究⁽¹⁾が進められ、その実測が行われている。橋梁の振動を低減する対策として、①橋梁の振動特性を変化させる振動低減対策工法と、②橋梁に何らかの制御装置を付加する振動制御法が考えられている。振動低減対策工法は、橋梁の振動に関する基本的特性である剛性、質量、減衰を増加させるものである。近年、数橋を連結し振動特性を変化させる工法や、ジョイントを無くして橋梁に進入する外乱を遮断する工法が適用され、振動低減に効果があることが報告⁽²⁾されている。

他方、振動制御法としては、橋梁に振動を制御するための装置を付加する①パッシブな振動制御と、橋梁に外部から制御力を加える②アクティブな振動制御がある。この技術では、制御装置から加えられる制御力により、橋梁の動力学的特性を操作するものであり、制御装置を設計するために、車両が走行する橋梁のモデル化が必要になる。さらに、設計目的を満足するための、制御装置の最適設計が必要になる。

①パッシブ振動制御の代表的なものに動吸振器（同調ダンパー）がある。これはすでに橋梁に設置された実績があり、その有効性が検討⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾されている。また、桁端部に粘性ダンパーを付加する方法が提案⁽⁶⁾されている。

②アクティブ振動制御は、制御力を発生する機構と、それを制御する制御則により分類することができる。制御力を発生する機構としては、剛性を変化させるテンドン方式⁽⁸⁾⁽⁹⁾、アクティブ動吸振器、動吸振器とアクティブ制御を併用したハイブリッド動吸振器⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾がある。制御則は、振動制御の分野において現在最も活発に議論されている問題である。瞬時最適化理論⁽¹²⁾、 H_∞ 制御理論⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾など、次々に新しい制御則⁽¹⁵⁾が提案されている。

本文は、交通荷重による橋梁の振動制御のための、パッシブ制御とアクティブ制御の基本的な考え方を述べたものである。パッシブ制御とアクティブ制御を統一的に説明するために、最適設計問題としてこれらを取り扱った。

2. 交通荷重による橋梁の振動制御について

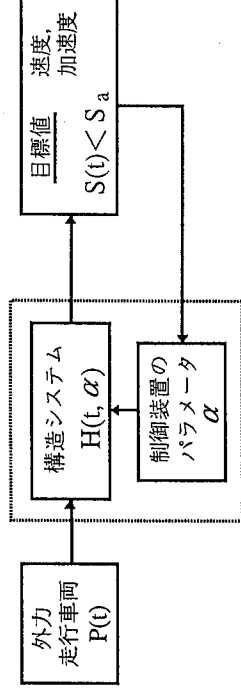
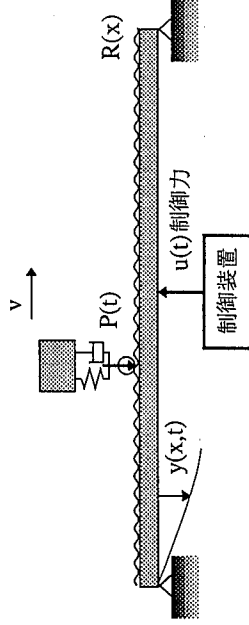
交通荷重による振動制御を最適問題として考えると、次のように説明することができる。図—1のような、1自由度系でモデル化した車両が、橋梁上を走行するものとする。外乱は、路面凹凸 $r(t)$ であり、車両の設置力 $P(t)$ が橋梁に作用する。振動制御のために制御装置が付加されている。制御装置のパラメータが α であり、制御装置を組み込んだ橋梁—車両—制御装置のシステム関数を $H(t, \alpha)$ とすると、評価する橋梁の応答は次式で与えられる。

* 正会員 工博 長崎大学工学部社会開発工学科（〒852 長崎市文教町1番14号）

$$S(t, \alpha) = \int_0^t H(\tau, \alpha) P(\tau) d\tau \quad (1)$$

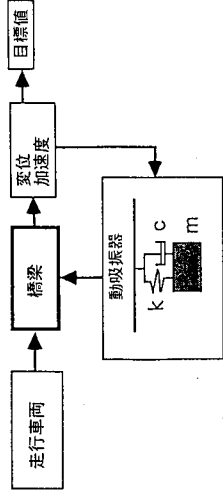
交通荷重による振動制御を最適問題として考えると、次のように説明することができる。図—1のような、制御装置の設計の問題は、応答 $S(t)$ を最小にする、パラメータ α の探索問題になる。

$S(t, \alpha) \rightarrow \text{最小}$ $\alpha \rightarrow \text{最適パラメータ}$

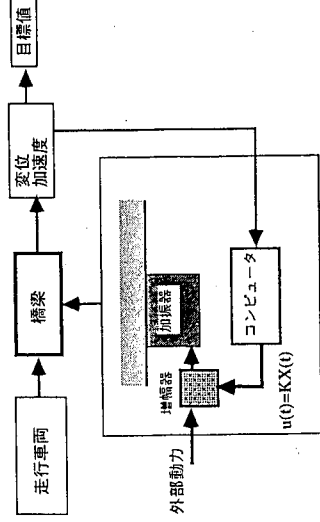


図—1 最適制御設計

次に、交通荷重による橋梁振動制御における、パッシブ制御とアクティブ制御について説明する。図—2にパッシブ制御の代表的な例として、動吸振器を示した。図—3は、アクティブ制御の構成図である。作用する力は、走行車両による接地力である。目標値、すなわち橋梁の応答（変位、速度、加速度、加速度応、支点反力等）を、最小にするように各種パラメータを決定する。動吸振器では、動吸振器の振動により制御力を発生する。アクティブ制御では、計測された観測値（変位、速度、加速度）から最適な制御信号を計算し、この制御信号に基づいた制御力を、橋梁の外部から供給する動力によりアクチュエータを通して、橋梁に作用させる。



図—2 橋梁振動のパッシブ制御



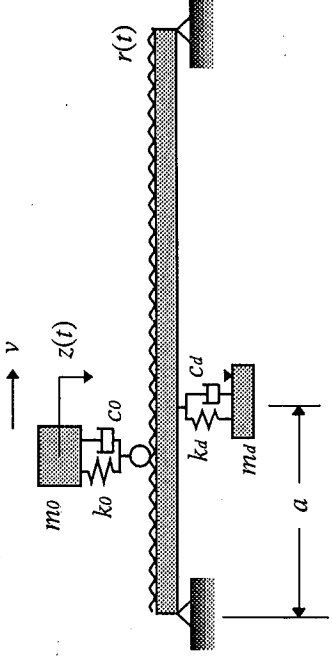
図—3 橋梁振動のアクティブ制御

3. 走行車両による道路橋振動の方程式と状態方程式

1) 橋梁—車両—動吸振器系の方程式

橋梁の解析モデルは、有限要素などを適用すると、高次元のものを得ることができる。また、車両のモデルも振動解析においては、多自由度系のものが適用されている。しかし、振動制御を考える場合、対象となる振動数範囲の比較的低次元のモデルが用いられる。特に、アクティブ制御においては、実時間（リアルタイム）で制御力を発生させるために、制御器（コントローラ）の計算能力に応じた低次元モデルが必要になる。

ここでは、橋梁の振動制御をハイブリッド制御で行うための基礎的な方程式について説明する。ハイブリッド制御は、パッシブ制御とアクティブ制御を組み合わせたものであり、パッシブ制御の動吸振器に制御力を加えることになる。図—4のような、はりでモデル化された橋梁を、1自由度でモデル化された1台の車両が一定速度 v で走行する状態を考える。また、動吸振器が $x=a$ の点作用するものとする。ここで、動吸振器の絶対変位と車両の絶対変位をそれぞれ $d(t)$ と $z(t)$ とする。動吸振器に作用させる制御力を $u(t)$ とする。



図—4 橋梁—動吸振器—車両モデル

m_v, c_v, k_v は、それぞれ車両の質量、減衰係数およびばね定数である。 L は橋長である。時刻 t における x 点の橋梁の変位応答は、振動次数を n 次まで考慮した場合、次式で与えられる。

$$y(x, t) = \sum_{k=1}^n q_k(t) \phi_k(x) \quad (2)$$

ここに、 $q_k(t), \phi_k(x)$ は、それぞれ k 次の基準座標と振動モードである。車両の絶対変位を $z(t)$ 、動吸振器の絶対変位を $d(t)$ すると、基準座標の方程式、車両の方程式および動吸振器の方程式は、次のようになる。

$$\ddot{q}_k(t) + 2h_k \omega_k \dot{q}_k(t) + \omega_k^2 q_k(t) = -\mu_{k0} \phi_k(vt) \ddot{z}(t) - \mu_{kd} \phi_{kd}(t) \ddot{d}(t) \quad (k=1 \cdots n) \quad (3)$$

$$\ddot{z}(t) + 2h_0 \omega_0 \dot{z}(t) - \dot{y}(vt, t) - \dot{r}(t) + \omega_0^2 (z(t) - y(vt, t) - r(t)) = 0 \quad (4)$$

$$\ddot{d}(t) + 2h_0 \omega_0 (\dot{d}(t) - \dot{y}(a, t)) + \omega_0^2 (d(t) - y(a, t)) = u(t) \quad (5)$$

ここに、 $\omega_k, \omega_0, h_k, h_0, h_d$ は、それぞれ橋梁、車両および動吸振器の固有振動数と減衰定数である。

μ_{k0}, μ_{kd} は橋梁 k 次の有効質量と車両と動吸振器の質量比である。また、 $r(t)$ は車面上から観測した路面凹凸である。さらに、 $y(x, t)$ は車両直下の橋梁の変位である。

これらの方程式を状態空間表示するために、橋梁、車両の状態変数と路面凹凸を次のようにベクトル表示する。

$$q(t) = [q_1(t) \cdots q_n(t)]^T$$

$$z(t) = [z(t) \quad \dot{z}(t)]^T \quad d(t) = [d(t) \quad \dot{d}(t)]^T \quad (6)$$

橋梁と車両の状態変数を合成した、橋梁—車両系の状態変数は、

$$x(t) = [q(t)^T \quad \dot{q}(t)^T \quad z(t)^T \quad \dot{d}(t)^T]^T \quad (7)$$

で定義される。これらの状態変数を用いると、橋梁—車両系の方程式は、(3)(4)(5)式より、

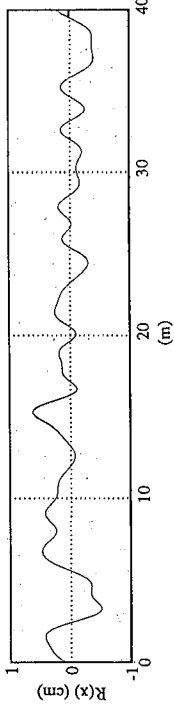
$$\dot{x}(t) = A_1(t)x(t) + B_1(t)u(t) + D_1(t)r(t) \quad , \quad x(t_0) = x_0 \quad (8)$$

$$y(x, t) = Cx(t)$$

のような線形の時変系の状態方程式となる。

2) 路面凹凸のモデル化

路面凹凸は、特定のパワースペクトル密度を有する確率過程としてモデル化することができる。図一5はシミュレーションにより合成した路面凹凸の標本関数を示したものである。



図一5 路面凹凸の波形

図一6は、長崎県の県道に架設された橋梁の路面凹凸のパワースペクトル密度である。車両から観測すると、このパワースペクトル密度は、

$$S_r(\omega) = S_0 / (\omega^2 + \beta^2) \quad \omega = 2\pi\nu\Omega, S_0 = 2\pi\nu A, \beta = 2\pi\nu a \quad (9)$$

に変換される。ここに、 Ω は単位長さ(m)当たりの凹凸である。これは、白色雑音 $n(t)$ が作用した1次遅れ系の出力のパワースペクトル密度になっている。そこで、路面凹凸は、

$$\dot{r}(t) + \beta r(t) = n(t) \quad (10)$$

となり、路面系の方程式の定常応答でモデル化できる。

ここに、 $n(t)$ は、平均値0、 $\sigma_n^2 = 2\pi S_0$ の雑音強度を有する白色雑音である。

3) 不規則応答解析⁽¹⁶⁾⁽¹⁷⁾

橋梁—車両—動吸振器—路面系の状態変数を、

$$x(t) = [q(t)^T \quad \dot{q}(t)^T \quad z(t)^T \quad d(t)^T \quad r(t)^T]^T \quad (11)$$

で表し、(7)式の代わりに(8)式に代入する。制御力が作用しない場合、(3)(4)(5)(13)式より、確率微分方程式

$$\dot{X}(t) = A(t)X(t) + B(t)u(t) + D(t)n(t), \quad X(t_0) = X_0$$

$$y(x, t) = CX(t) \quad (12)$$

が得られる。なお、 X_0 は初期条件である。ここでは応答 $y(x, t)$ の共分散 $\sigma_y^2(x, t)$ を求める。 $X(t)$ の平均値が0の場合、状態変数 $y(x, t)$ の共分散行列は、 $R_x(t) = E[X(t)X^T(t)]$ で定義される。ここで、 $E[\cdot]$ は数学的平均を示す記号である。この共分散行列は、共分散方程式

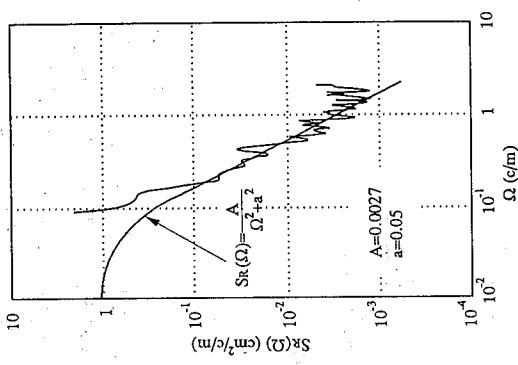
$$\dot{R}_x(t) = A(t)R_x(t) + R_x(t)A^T(t) + B(t)B^T(t)\sigma_n^2, \quad R_x(t_0) = R_0 \quad (13)$$

を解くことにより求めることができる。このとき、変位応答の分散は、

$$\sigma_y^2(x, t) = CR_x(t)C^T \quad (14)$$

で与えられる。

共分散応答の最大値を推定する近似的な計算として、定常応答解析を考えることができる。この解析では、車両は $x=1$ 点に固定され、路面凹凸に励起された接地力が橋梁に作用するものとする。さらに、応答は定常状態になった場合を考える。定常状態では、応答の分散は時間的に変化しないので、共分散方程式(13)式は、次式のような代数方程式となる。



図一6 パワースペクトル密度関数

$$A(t)R_x(t) + R_x(t)A(t)^T + B(t)B(t)^T \sigma_n^2 = 0 \quad (15)$$

共分散方程式の初期値は、次のように考えることができる。車両が進入するまで、橋梁は静止している。詳細は文献⁽¹⁶⁾⁽¹⁷⁾を参照されたい。

4. 動吸振器による振動制御

1) 古典的設計法

橋梁に設置する動吸振器の古典的設計法では、走行車両の力学モデルを無視して、弾性ばりと動吸振器を考える。集中荷重が $P(t)$ が $x=b$ 点に作用するものとする。

1 次振動のみを考えた場合、橋梁の方程式は次のようになる。動吸振器の方程式は (5) 式である。

$$\ddot{q}_1(t) + 2h_d\omega_d\dot{q}_1(t) + \omega_d^2q_1(t) = -\mu_d\phi_1(a)\ddot{d}(t) + \phi_1(b)P(t)/m_1 \quad (16)$$

ここに、 μ_d は橋梁の有効質量 $m_1 = (\rho L/2)$ と動吸振器の質量 m_d の比で、 m_d/m_1 で定義される ρ は、橋梁の単位長さ当たりの質量である。橋梁の変位応答は、

$$y(x,t) = \phi_1(x)q_1(t) \quad (17)$$

である。このような仮定のもとで、橋梁と動吸振器は 1 自由度系に動吸振器を設置した、2 自由度系のモデルになる。

外力 $P(t)$ に対する $x=L/2$ 点の応答 $y(L/2,t)$ に関する、周波数応答の関係を考える。この関係は、

$$Y(j\omega) = H(j\omega)P(j\omega) \quad (18)$$

で与えられる。 $Y(j\omega), P(j\omega)$ はそれぞれ $y(L/2,t)$ と $P(t)$ のフーリエ変換であり、 $H(j\omega)$ は橋梁—動吸振器系の周波数伝達関数である。

古典的な動吸振器の設計法は、周波数伝達関数 $|H(j\omega)|$ の最大値を最小にするような規準によって行われる。

$$\max_{\omega=0 \rightarrow \infty} |H(j\omega)| \rightarrow \min \quad \alpha = (\omega_d, h_d) \rightarrow \text{最適パラメータ} \quad (19)$$

具体的な最適値の求め方は、多くの振動工学のテキスト⁽¹⁸⁾⁽¹⁹⁾に示されているので、ここでは、得られた同調パラメータのみを示す。

$$\omega_d^* / \omega_1 = 1/(1 + \mu) \quad h_d^* = (3\mu/8(1 + \mu))^{1/2} \quad (20)$$

ω_d^* と h_d^* は、動吸振器の最適な固有円振動数と減衰定数である。

2) 共分散方程式による動吸振器の最適設計

実際の橋梁を考える場合、走行車両による橋梁の振動に関して、次のような条件を考える必要がある。

- ① 橋梁の多自由度系としての特性
- ② 走行車両のモデルと車両が移動することによる生ずる効果

表-1 橋梁の諸元

支間長 (m)	40.0
総重量 (kg · m/s ²)	10.68 × 10 ⁴
曲げ剛性 (kg · m ²)	24.41 × 10 ⁸
減衰定数	0.02
固有振動数 (Hz)	2.94

表-2 車両の諸元

重量 (t)	20
振動数 (Hz)	3.0
減衰定数	0.03

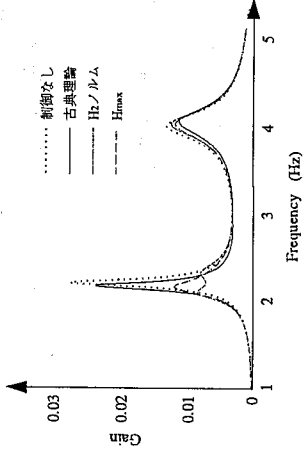


図-7 各種設計による動吸振器の効果

③路面凹凸による外乱

そこで、着目する応答（変位、速度、加速度）に対して、応答の分散の最大値を最小にする規準から動吸振器の最適パラメータ $\alpha = (\omega_d, h_d)$ を求める。この手法によれば、動吸振器は1個である必要はない。

着目点 x 点の変位応答の分散の最大値を最小にする動吸振器の最適設計を考える。変位応答の分散の最大値は、

$$\sigma_y^2(t)_{\max} = E[y(x,t)^2]_{\max} \quad (21)$$

で与えられる。この値は、動吸振器のパラメータ $\alpha = (\omega_d, h_d)$ の関数となっているので、 $\sigma_y^2(t)_{\max}$ を最小にする動吸振器のパラメータ $\alpha^* = (\omega_d^*, h_d^*)$ が、最適パラメータである。

この場合、動吸振器の最適設計問題は、

$$\sigma_y^2(t, \alpha)_{\max} \rightarrow \min \quad \alpha = (\omega_d, h_d) \rightarrow \text{最適パラメータ} \quad (22)$$

とする α の探索問題として定式化できる。最適化手としては、可変計量法による Davidon-Fletcher-Powell 公式を用いる。

3) 周波数伝達関数の最大値 $H_{\max}$ を最小にする設計

(12) 式において、外力 $n(t)$ から応答 $y(x,t)$ までの周波数伝達関数を求める。 $y(x,t)$ と $n(t)$ の周波数応答は、 $Y(i\omega)$ と $N(i\omega)$ とすると、周波数伝達関数は、

$$Y(i\omega) / N(i\omega) = H(i\omega) \quad (23)$$

で与えられる。 $H(i\omega)$ の中には車両と動吸振器が含まれている。

$$|H(i\omega)|_{\max} \rightarrow \min \quad (24)$$

になるように直接最適計算を実行し、動吸振器のパラメータ (ω_d, h_d) を求める。

4) 制御効果の比較

本論文の計算には、表—1と表—2に示した橋梁と車両の諸元を用いる。

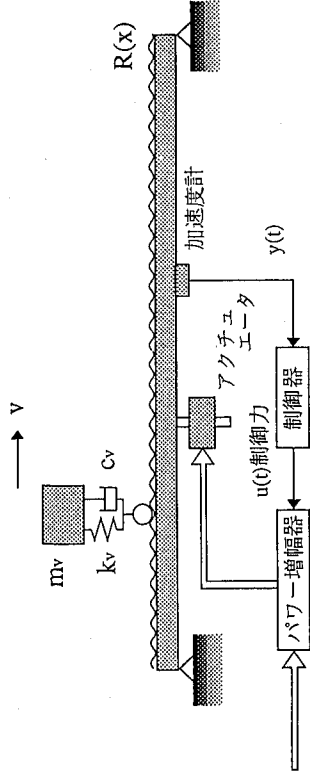
図—7は、制御なし、古典理論、 H_2 ノルムおよび $H_{\max}$ 法により最適設計した動吸振器の効果を求めたものである。(11)式と(12)式において、 $n(t)$ から $y(x,t)$ の周波数伝達関数のゲインを示した。古典理論の設計した動吸振器の効果は現れていない。直接、応答の分散 (H_2 ノルム) あるいは $H_{\max}$ を最小にする動吸振器が効果的であることがわかる。

5. アクティブ制御による最適振動制御

橋梁—車両系の方程式である (8) 式について考える。制御力として、状態変数 $X(t)$ に比例する

$$u(t) = -KX(t) \quad (25)$$

のようなフィードバックを考えることにする。交通荷重による橋梁振動のアクティブ制御は、図—8のようなシステムで実現できる。観測量 $y(t)$ から状態変数 $X(t)$ を求める。この $X(t)$ に比例した制御信号を計



図—8 アクティブ制御による橋梁の振動制御

算する。この信号に比例した制御力をアクチュエータにより橋梁に作用させる。このような閉ループ系

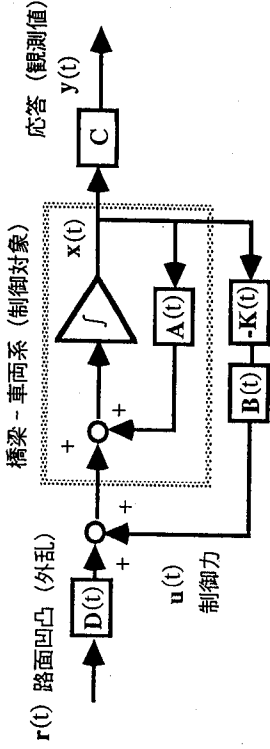
を構成し、この操作を計算機の能力に応じたタイミングで実行する。図—9は、交通荷重による橋梁の振動制御を、一般的な制御システムに対応させてブロック線図で示したものである。

制御力は、観測できる状態量の線形演算により求める。アクティブ制御理論の目的は、ある評価関数を最適にするゲインマトリックス K を求めることである。

通常、評価関数として、

$$J = \int_0^T \left(x(\tau)^T Q x(\tau) + u(\tau)^T R u(\tau) \right) d\tau \quad (26)$$

を考え、この評価関数を最小にする最適な制御則を求め、これにより制御を行うことが、最適制御と呼ばれている。ここで、 Q と R は重み関数で、制御効果と制御に要するパワーの割合を決めるパラメータである。



図—9 橋梁振動制御のブロック線図

最適ゲインマトリックスは、最適レギュレータ理論により求めることができる。なお、最適レギュレータ理論の詳細については、制御工学のテキスト⁽²⁴⁾⁽²⁵⁾を参照されたい。

橋梁—車両系は、時変係数系であるので、時変係数系に対する制御力を求める。評価関数 J を最小にする最適制御力を求める問題は、最適レギュレータ問題として次のような手順で、制御力を求めることができる。

$$u(t) = -R^{-1}B(t)P(t)x(t) \quad (27)$$

ここで、 $P(t)$ は、次のRiccati方程式の解である。

$$-\dot{P}(t) = P(t)A(t) + A(t)^TP(t)P(t)B(t)R^{-1}B(t)^TP(t) + Q, \quad P(t) = 0 \quad (28)$$

ただし、このRiccati方程式の時間 t は、 T から 0 に向かうものであり、時間を逆から解くことになる。制御対象が定数係数系でモデル化される場合、制御力は次式で与えられる。

$$u(t) = -R^{-1}BPx(t) \quad (29)$$

ここで、 P は次のRiccati方程式の定常解である。

$$PA + A^TP + PBR^{-1}B^TP + Q = 0 \quad (30)$$

6. 交通荷重による道路橋の振動制御

走行車両による道路橋振動における振動制御においては、安易に古典的現代制御理論を適用できない。その理由は、次の点に要約できる。

- ①制御対象である橋梁—車両系が時変係数系であること。
- ②フィードバックする状態量に車両の状態量が含まれること。
- ③車両走行による、走行台数、車両の特性、走行特性などの、各種の不確定要因

時変係数系については、時間的变化する適応的なフィードバック制御即を適用する必要がある。車両の状態量を推定するためには、オブザーバーあるいはカルマンフィルターを適用する必要がある。車両走行の不確定性については、ロバスト性を考慮した制御即を適用しなければならない。ここでは、具体的な数値計算と

して 図一10のようなハイブリッド制御を考える。

(1) 時変係数系の制御

①非定常最適レギュレータ

制御対象が時変係数系であると、Riccati方程式は(28)式になる。非定常なRiccati方程式を解くことにより、時間的に変化する適応的なゲインマトリクスを求めることができる。しかし、この方程式は、時間を車両が橋梁を通過し終わった時刻 T から逆に計算するために、理論的に最適制御の計算ができても、実際の制御に適用できない。

②定常最適レギュレータ

実用的な対応として、非定常性を無視して、(30)式の定常制御則を適用する方法が考えられる。

③瞬時最適制御則

J.N.Yang⁽¹²⁾らは、瞬時的なエネルギー評価関数

$$J(t) = \mathbf{x}(t)^T \mathbf{Q}(t) \mathbf{x}(t) + \mathbf{u}(t)^T \mathbf{R}(t) \mathbf{u}(t) \quad (31)$$

を最小にする制御則を誘導した。この制御則は差分表示となっているために、非定常系の制御に適している。この制御則を改良した方法を著者らは提案⁽²⁰⁾している。

$$\mathbf{u}_k = \mathbf{K}_k \mathbf{x}_k \quad (32)$$

$$\mathbf{K}_k = -\mathbf{R}^{-1} \mathbf{B}_k^T \mathbf{S}_k^T \mathbf{Q} \quad (33)$$

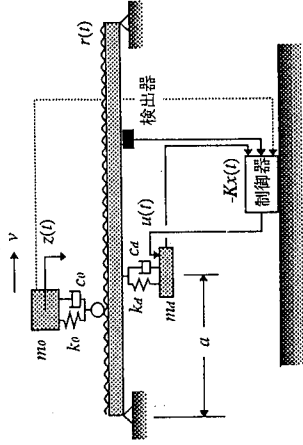
$$\mathbf{S}_{k+1} = 0.5h(\mathbf{I} - \mathbf{A}_k h/2)^{-1} \quad (34)$$

$$\mathbf{A}_k = \mathbf{A}(t_k)$$

ここで、添字 k は $t = t_k$ を表している。 h は差分化のための時間刻みである。

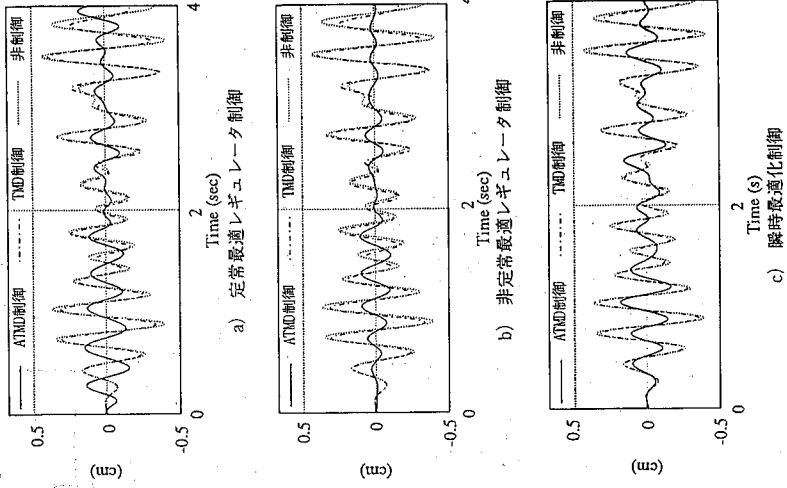
図一11に、質量比1/50の動吸振器を設置した場合の、各種制御則によるハイブリッド制御の効果を示した。それぞれ定常最適レギュレータ、非定常最適レギュレータおよび瞬時最適化制御則による制御効果を示したものである。車両の状態量もフィードバックした、全状態フィードバックを用いる。

非定常最適レギュレータが最も効果的であるが、これは実際の制御には適用できない。定常最適レギュレータと瞬時最適化制御則は、ほぼ同程度の効果を得ている。



図一10 橋梁のハイブリッド振動制御

(2) 車両の状態変数の推定



図一11 各種制御則による振動制御の効果

最適制御理論では、全状態変数をフィードバックさせることにより、最適制御を実現させている。少ない観測値から全状態変数を推定する理論が、オブザーバー⁽²⁹⁾あるいはカルマンフィルタ⁽²⁵⁾である。ここでは、カルマンフィルタについて説明する。(12)式において、観測量 $y(x, t)$ に観測雑音が付加しているとする。

$$Y(t) = CX(t) + w(t) \quad (35)$$

ここで、 $w(t)$ は、白色雑音ベクトルで、平均値0、自己相関関数は、

$$E[w(t_1)w(t_2)^T] = \Sigma \delta(t_1 - t_2) \quad (36)$$

とする。ここに、 Σ は、 $w(t)$ の強度である。このとき、カルマンフィルタは、次式で与えられる。

$$\dot{\hat{X}}(t) = (A(t) - G_k(t)C)\hat{X}(t) + G_k(t)Y(t)$$

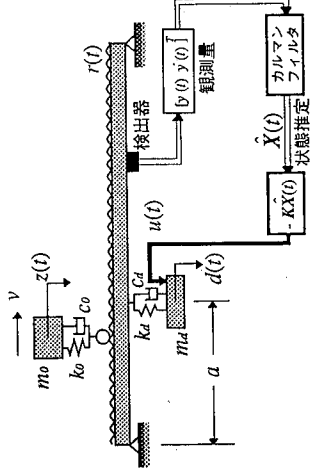
$$\hat{X}(t_0) = \hat{X}_0 \quad (37)$$

$$G_k(t) = S(t)C^T \Sigma^{-1} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \dot{S}(t) = & A(t)S(t) + S(t)A^T(t) - S(t)C^T \Sigma^{-1}CS(t) \\ & + B(t)B^T(t)\sigma^{-2}, \quad S(t_0) = S_0 \end{aligned} \quad (39)$$

図—10のようなハイブリッド制御の系を考える。橋梁の1点 ($x = L/2$) に設置した検出器により、その点の変位と速度を検出し、橋梁の3次までの基準座標、動吸振器の変位と速度、車面の変位と速度および路面凹凸を推定する。カルマンフィルタによる状態推定の状況を図—12に示した。

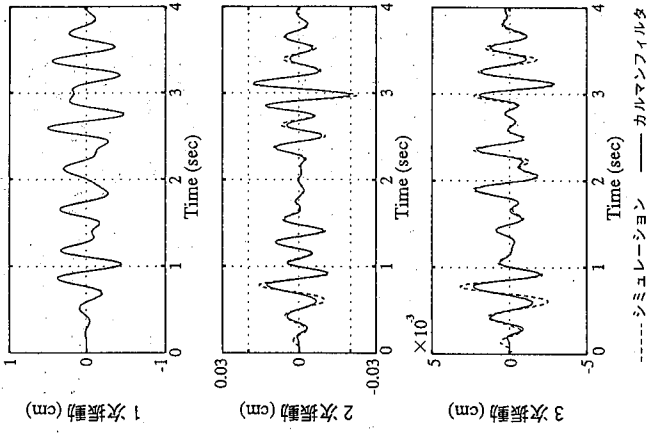
カルマンフィルタによる推定結果を図—13と図—14に示した。図—13は、1次から3次までの基準座標 q_1, q_2, q_3 を示したものである。各次振動とも良い推定を行っている。図—14は車面の状態推定を行ったものである。点線がシミュレーションで実線が推定結果である。十分に有効な推定が実現できていることがわかる。



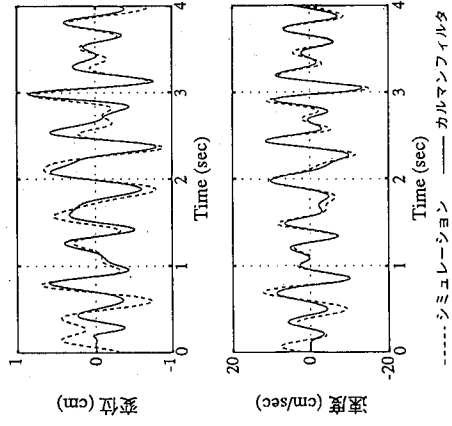
図—12 カルマンフィルタによる状態推定

(3) 車面の走行特性を考慮した制御

実際の橋梁では、様々な特性を有する車面が走行している。走行車面による交通振動の最終的な目的は、車面の変動を考慮した橋梁振動の制御になる。この場合の対応として、2つの方法が考えられる。



図—13 橋梁の基準座標の状態推定



図—14 車面振動の変位と速度の状態推定

①車両の変動を考慮した制御則を確立する。

②走行状態に対応して、制御則を変化させる。

①の方法は、ロバスト制御の考え方となる。橋梁—車両系の方程式を次のように考える。

$$\ddot{x}(t) = (A(t) + \Delta A(t))\dot{x}(t) + (B(t) + \Delta B(t))u(t) + (D(t) + \Delta D(t))r(t) \quad (40)$$

車両の変動を、方程式の変動と考える。このような変動があった場合でも効果的な制御が実現できる制御器を設計する。この方法として、 H_{∞} 制御³⁰⁾などを利用して、走行状態を判断して、最適な制御則を学習する方法などが考えられる。

7. まとめ

交通荷重による道路橋の振動制御に関して、制振最適設計の視点から、動吸振器によるパッシブ制御とアクティブ制御の制御則について述べた。振動制御を実現するためには、制御を行うための理論の適用と、制御を実現するための装置の開発が必要である。本文では、橋梁の振動制御において、これまで提案されてきた振動制御の理論を適用した場合に生じるいくつかの問題を指摘した。

1) モデル化の問題

現在、有限要素法などを適用すれば、高次元モデルの構成は可能である。橋梁の振動制御に必要なモデルの振動次数はどのようなものか。また、車両モデルは、どのような振動次数のものを考えればよいのか。このような点を考え、制御対象のモデル化を明確にする必要がある。

2) 時変係数系の取り扱い

交通荷重による振動制御の特徴は、制御対象が時変係数系になることである。車両の走行により、橋梁の振動特性が変化する。特に、アクティブ振動制御においては、理想的には適応的な制御則を構成する必要がある。

3) 現実的な制御の可能性

交通振動による道路橋では、外乱は路面凹凸であるが、直接には車両の接地力が作用する。このような構造に対して、どの程度のパワーを用いれば制御が可能であるのかを検討する必要がある。機械構造物に比較して土木構造物の規模は大きい。どのような制御技術を適用すれば、入力するパワーと振動軽減効果の効率を得られるかを、現実的な問題として研究する時期にきている。

制御を実現するためには、①制御対象のモデル化、②モデルのシステム同定、③効果的な制御則の適用、④実現可能性の検討、⑤制御装置の開発、等の手順が必要になる。現在、交通荷重による振動制御の研究は、それぞれの課題に対して、どのような状況にあるかを検証する必要がある。制御の目的は、構造解析と異なり解析手法の提案が目的ではなく、実際に制御対象に対して目的の制御を実現することにある。

【参考文献】

- 1) 米田昌弘, 岡林隆敏, 川谷充郎: 交通振動制御の可能性, 第2回振動制御コロキウム PART A, PP. 185-210, 1993. 8.
- 2) 梶川康男, 新開正英, 讀岐康博, 村田幸一: 都市PC高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用, 構造工学論文集, Vol. 41A, PP. 691-700, 1995. 4.
- 3) 梶川康男, 沖野真, 他: 動吸振器による高架橋の振動軽減対策, 構造工学論文集, Vol. 35A, PP. 583-595, 1989. 3.
- 4) 讀岐康博, 梶川康男, 他: 動吸振器の制御に関する現地実験, 土木学会振動制御コロキウム講演論文集, PART B, PP. 89-96, 1991.7.
- 5) 横山功一, 澤田憲文, 他: 動吸振器による道路橋の交通振動の軽減効果について, 構造工学論文集, Vol. 38, A, PP. 815-823, 1992. 3.

- 6) 比江島慎二, 藤野陽三: 桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減, 土木学会論文集, No. 465/ I-23, PP. 107-116, 1993. 4.
- 7) 比江島慎二, 藤野陽三: 粘性ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減に関する 2, 3 のシミュレーション, 第2回振動制御コロキウム PART B 講演論文集, PP. 159-166, 1993. 8.
- 8) M.Abdel-Roman and H.H.E.Leipholz: Active Control of Flexible Structures, ASCE Jour. of the Structural Division, Vol. 104, No. ST8, PP. 1250-1266, 1978. 7.
- 9) 矢作枢, 吉田和彦: 高架橋における交通振動のアクティブコントロール, 土木学会論文集第365号/ I-3, PP. 435-444, 1985. 4.
- 10) 笠原覚, 藤野陽三, ビノドK.パルテリア: 高架橋交通振動に対するアクティブ制御, 構造工学論文集, Vol. 41, A, PP. 677-681, 1995. 3.
- 11) 川谷充郎, 山田靖則, 他: 桁橋の交通振動に対するハイブリッド制御の模型実験, 構造工学論文集, Vol. 41, A, PP. 683-690, 1995. 3.
- 12) J.N.Yang and P. Ghaemmaghami: New Optimal Control Algorithms for Structural Control, ASCE Jour. of Engineering Mechanics, Vol. 113, No. 9, 1987. 9.
- 13) 細江繁幸, 荒木光彦: 制御系設計 (H_{∞} 制御とその応用), 朝倉書店, 1994. 10.
- 14) 美多勉: H_{∞} 制御, 昭晃堂, 1994. 4.
- 15) 野波健蔵, 田宏奇: スライデイグモード制御, コロナ社, 1994. 10.
- 16) 岡林隆敏: 単一走行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, No. 286, PP. 15-27, 1979. 6.
- 17) 岡林隆敏: 第II編解析編 5. 不規則振動解析法, 橋梁振動の計測と解析, 橋梁振動研究会編, 技報堂出版, 1993. 1.
- 18) J.C.Snowdon: Vibration and Shock in Damped Mechanical Systems, John Wiley & Sons, 1968.
- 19) 平松 精: 基礎振動学, 現代工学社, 1973. 10.
- 20) G.B.Warburton: Optimum Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters, Earthquake eng. struct. dyn. Vol. 10, PP. 581-601, 1981.
- 21) 岡林隆敏, 竹下渡, 岩見章博: 交通荷重による補剛アーチ橋の振動制御のための動吸振器の最適設計, 構造工学論文集, Vol. 38 A, PP. 850-813, 1992. 3.
- 22) 岡林隆敏, 竹下渡: 単一車両が走行するプレートガーダー橋の動吸振器の最適設計, 構造工学論文集, Vol. 39 A, PP. 671-680, 1993. 3.
- 23) 岡林隆敏: 交通振動制御の可能性 (監) 道路橋に設置する動吸振器の効果について, 第2回振動制御コロキウム PART A, PP. 195-202, 1993. 8.
- 24) D.G.Schuitz and J.L.Melsa (久村富持訳): 状態変数と線形制御系, 学術社, 1971. 11.
- 25) 榎木義一, 添田喬, 中津高好: 確率システム制御の基礎, 日新出版, 1975. 5.
- 26) 岡林隆敏, 尾口慎也, 加賀敏明: 各種フィードバック制御則による道路橋交通振動のアクティブ制御, 構造工学論文集, 1996. 3. (投稿中)
- 27) 岩井善太, 井上昭, 川路茂保: オブザーバー, コロナ社, 1988. 10.
- 28) 岡林隆敏, 吉村徹, 加賀敏明: 走行車両による単純桁橋振動のカルマンフィルタによる状態推定, 構造工学論文集, 1996. 3. (投稿中)
- 29) システム制御情報学会編 (細江繁幸, 荒木光彦監修): 制御系設計 - H_{∞} 制御とその応用 -, 朝倉書店, 1994. 6.
- 30) システム制御情報学会編 (西川緯一, 北村新三監修): ニューラルネットと計測制御, 朝倉書店, 1995. 1.

橋梁交通振動のハイブリッド制御

川谷 充 郎*

1. まえがき

近年、自動車重量の増大とそのような大型車交通量の増加に伴い、道路橋の走行車両による動的載荷あるいはそれによる動的応答が、橋梁の疲労損傷や振動使用性あるいは周辺への環境振動影響などの問題を引き起こしている¹⁾。構造物の振動制御が、長大橋梁や高層ビルにおいて適用されてきている状況の中で、橋梁交通振動の制御も注目されるようになってきた²⁾。実際、1991年以降隔年に開催されてきた振動制御コロキウムにおいても、交通振動制御に関する研究発表が回を重ねるに従い多くなっている³⁾。

ところで、道路橋における試験車走行実験によれば、大型ダンブトラックの走行速度が変わると、主桁動的応答の周波数の変化することが分かり⁴⁾、筆者らはそれを解析的にも検証した⁵⁾。このような動的応答は、振幅と周波数が車両の通過と共に変化する過渡的な応答特性を有する。この種の動的挙動を制御しようとするとき、パッシブ方式の動吸振器 (TMD) では周波数の変化に対応できず、制御効果が悪くなる^{6, 7)}。そのような場合に効果的なのは、アクティブ方式^{8, 9)}あるいはエネルギー効率の良いハイブリッド方式^{10, 11)}の制振装置である。また、粘性ダンパー¹²⁾あるいはセミアクティブダンパー¹³⁾の橋梁交通振動制御への適用についても検討されている。

ここではまず、道路橋の交通振動特性について試験結果を示し^{4, 5)}、筆者らによるハイブリッド制御の模型実験について報告する^{10, 11)}。さらに、実験を補う解析により制御力の評価を行う。

2. 道路橋の自動車走行による動的応答^{4, 5)}

2.1 試験車走行実験概要

本実験は、阪神高速道路路梅田入路橋の撤去時に、支間長約 13~40m の 4 つの単純桁橋で行った (Fig. 1 参照)。試験車は総重量 19.47tf (前軸 4.88tf, 後軸 14.59tf) のダンブトラックで、速度を 3 種に変化させて走行した。実験時の制約条件から、入路の追越車線を逆行 (下り方向) して実験を行った。伸縮継手部に発生する段差を模して、主桁の継手部に厚さ 5, 10, 15mm のゴム板を敷いた段差走行実験も行った。主桁の動的応答の測定は、外桁および内桁において、それぞれ L/2 点 (径間中央) の主桁下フランジのひずみによって行った。

2.2 対象橋梁の固有振動数

各桁橋について、試験車通過後の自由振動波形から固有振動数を推定し、Table 1 に示す。支間長 40.4m の桁においては起振機による加振実験が行なわれ、鉛直曲げ 1 次振動ならびにねじり 1 次振動の固有振動数が得られているので Table 2 に示す。

各桁橋は理論的には独立であり、お互いに影響することはないはずであるが、実際には橋脚を共有していることなどの理由によって完全に独立とはいえない。そのため、波形記録においても対象とする桁の前後の支間からの影響がうかがわれ、Table 1 に示した支間長 40.4m の桁の振動数と Table 2 に示した起

* 工博 大阪大学工学部土木工学科助教授

(〒565 吹田市山田丘 2-1)

振機実験から得られた固有振動数の値が異なっている。すなわち、Table 1 に示した値は固有振動数ではないが、支間長が短くなるにつれ振動数が増加する傾向や、支間長 40.4m の桁で外桁の振動数が内桁に比べて大きく、ねじり振動の影響が現れるなど、桁橋の固有振動数のおよその傾向を知ることができる。

2.3 試験車走行による 桁橋の周波数応答特性

道路橋の走行荷重による動的応答は、これまで、衝撃係数との関連から振幅特性について調べられたものが大半である。ところで、このような動的応答を制御する場合、その周波数特性を明らかにする必要がある。試験車走行による主桁ひずみの動的応答波形の例を、試験車の加速度波形とともに Fig. 2 に示す。この動的応答の例より、試験車走行速度の変化とともに主桁応答の周波数の変化していることが分かる。また、このような現象を理論解析によっても確認している⁵⁾。

各桁橋における試験車の走行速度と主桁の周波数の関係を求めて Fig. 3 に示す。ここに示したのは、外桁のL/2点（径間中央）において、振幅がある程度大きく周波数が明確なものに限定した。すなわち、支間長40.4mの桁に関しては動的増幅率 DIF（振幅の静的応答値に対する比率）が 1.05以上、支間長 28.7m と 20.0m の桁に関しては DIF が 1.10以上、支間長13.0mの桁では DIF が 1.15以上の場合のみである。区間速度 30km/h 以下では、桁の周波数がほぼ 3.0~4.5Hz 付近でばらつき、試験車の鉛直方向固有振動数が 3 Hz 強であることより、これは試験車との連成振動によるものと推定される。また、速度が 30 km/h を超えた範囲では、支間長の短い 2 つの桁（支間長 13.0、20.0m）において主桁の固有振動数が卓越している。

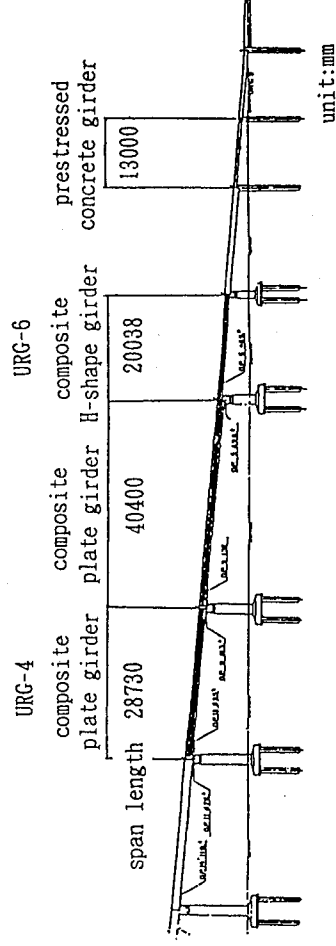


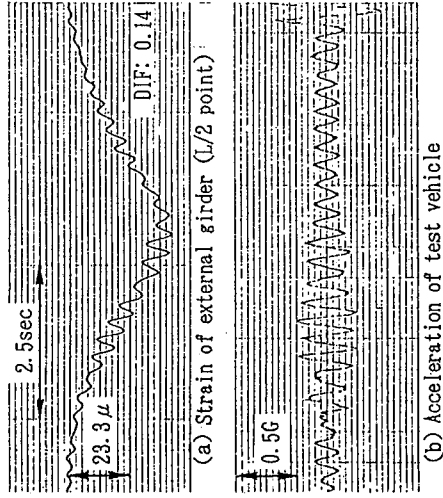
Fig.1 General view of test bridges

Table 1 Frequency of free vibration after vehicle's running

span length(m)	internal girder(Hz)	external girder(Hz)
40.4	2.78	3.62
28.7	4.17	4.17
20.0	5.56	5.63
13.0	9.38	9.62

Table 2 Natural frequency of girder

span length	transverse vibration	torsional vibration
40.4m	2.33Hz	3.36Hz



(b) Acceleration of test vehicle

(1) Vehicle's velocity: 16.2km/h

Fig.2 Samples of measured data of girder and vehicle (L=28.7m, No gap)

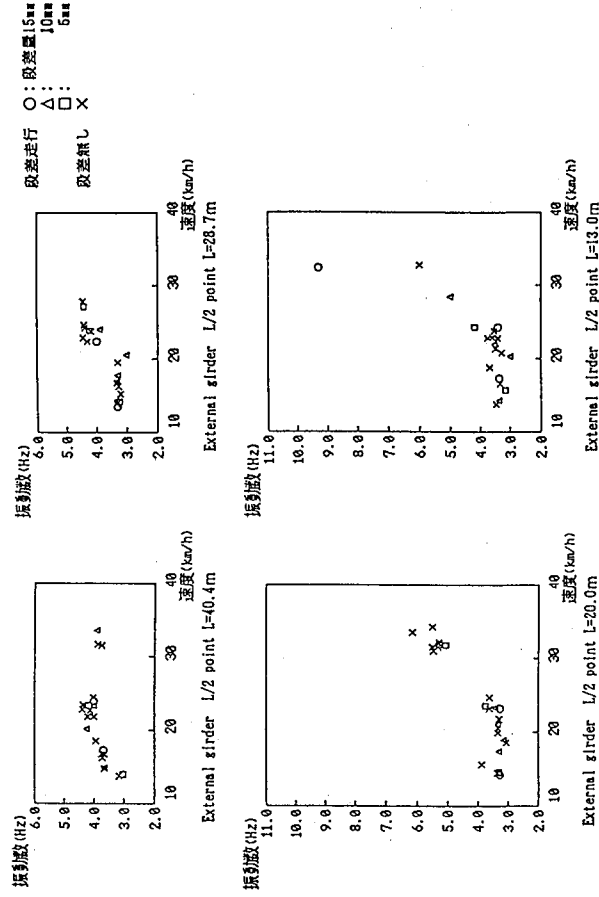
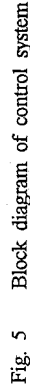
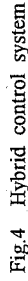


Fig.3 frequency of girder's vibration

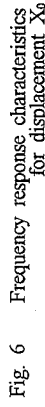
3. ハイブリッド型制振装置の概要

3.1 ハイブリッド型制振装置

本制振装置を実橋に設置する場合は橋桁内に納まるようにコンパクトにする必要があるため、Fig. 4に示すように制振質量を板ばねで支持する片持ち梁を基本系とする。その固有振動数は橋桁のそれにほぼ一致させ、パッシブ制御にも対応させる。制御力を加えるACサーボモータと制振質量とは、プーリおよびタイミングベルトにより結合させる。橋桁に取付けた加速度計からの出力によって、制振質量の変位を橋桁に追従させる位置サーボ系を構成する。橋桁の振動に對し常に制振質量の位相を90°遅れとすることにより、効果的な制振機構となる。本ハイブリッド型制振装置の基本仕様をTable 3に掲げる。



Control mass	3.066 (kg)
Natural frequency	3.0~4.0 (Hz)
Displacement of control mass	±35 (mm)



正弦波振動について考えると、制振質量の変位 x を桁の振動速度 $\dot{z}$ に比例させるためには、係数 B のみを最適値に設定し、係数 A と C は 0 でよいことになる。しかし、このような制御系では、本質的に高い周波数領域ほど制御ループゲインが増加するために、必要な制御ゲインに達するまで係数 B を大きくする前に、高次の共振モードでの自励発振（スピルオーバー）に陥る傾向を常々持っている。この自励振動発生の対策として、本制振装置では加速度信号増幅器にローパスフィルターを加え、高い周波数でのゲインを意図的に低下させた。もちろんこのために、桁の卓越振動数での位相遅れを生じるので、係数 A あるいは C を調整して、 $\dot{z}$ 信号に対する直角成分の信号を加算し、位相遅れを補正することができる。ここでは、係数 A のみを調整し、 C は常に 0 とした。つまり、本振動制御システムは変位・速度フィードバック制御となっている。

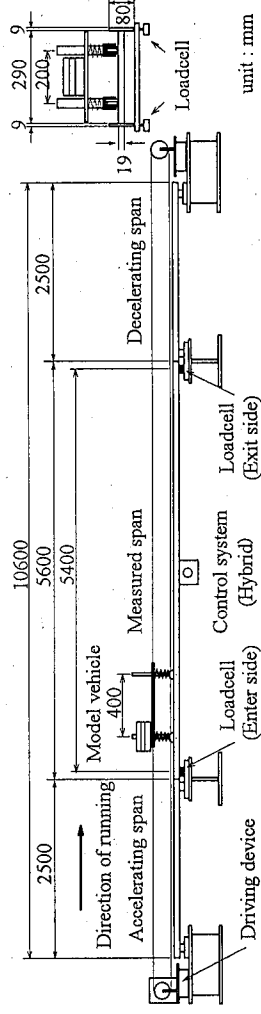


Fig. 7 General view of experiment

Table 4 Structural properties of model girder

Span length	5.4 (m)
Cross sectional area	72.76 (cm ²)
Moment of inertia of area	97.8 (cm ⁴)
Weight per unit length	56.6 (kgf/m)
Weight of control system	16.21 (kgf)
First natural frequency	3.0 (Hz)

Table 5 Properties of model vehicle

Total weight	18.4	23.4	28.4
front axle	6.8	6.9	6.9
rear axle	11.6	16.5	21.5
Spring constant(kgf/cm)			
front axle	1.00	1.77	0.99
rear axle	1.86	3.30	2.67
Natural frequency (Hz)	3.15	4.03	3.12
Logarithmic decrement	0.45	0.32	0.56
			0.51
			0.31
			0.33

4. 桁橋模型実験

4.1 模型桁

Fig. 7に示すように、鋼板をH型に組み立てた単純支持桁を3径間設け、それぞれ加速径間、測定径間、減速径間とした。測定径間の模型桁は全長5.6m、支間長を5.4mとし、その支間中央に制振装置を設置した。制振装置の重量16.21kgfを加えた模型桁の固有振動数は3.0Hzとなった。模型桁の構造諸元をTable 4に掲げる。加速径間と減速径間はそれぞれ2.5mとし測定径間で定速走行できるようにした。ウェブに幅8.0mmのレールを2本平行に200mm間隔で設置し、それをガイドとして模型車を走行させる。路面凹凸に関しては、阪神高速道路梅田入路橋における実測路面凹凸データを1/2の高さにし、それを相似させた⁵⁾。

4.2 模型車両

模型車走行実験では、インバータ制御ACモータによりタイミングベルトを介して模型車を走行させる駆動装置を用いた。模型車両の前後輪軸間距離を0.4mとし、総重量を $wv=18.4\text{kgf}$ 、 23.4kgf 、 28.4kgf の3種類に変化させた。模型車両の固有振動数は、前後輪の軸重比に対してばね定数を配分し、回転に関する振動数も考慮して、固有振動数 $f_v=3\text{Hz}$ および 4Hz になるように設定した。前者は桁橋との共振を想定した。車軸と車体との摩擦を少なくするために、ベアリングを施した円筒で車軸と車体を連絡した。模型車の振動特性をTable 5に掲げる。

走行速度として、速度パラメータ： $\alpha = vT_1/2L = 0.085 \sim 0.152$ ，ここで、 v ：走行速度， T_1 ：桁の1次固有周期， L ：支間長）の範囲で6段階に変化させている。これらの速度において、測定径間上で定速走行となっている。質量移動により振動を励起させるためには、速度パラメータの値が $\alpha = 0.05$ 程度必要であり¹⁴⁾、駆動装置を用いることにより、振動を励起するのに十分な速度が得られている。

5. 実験結果

5.1 自由振動に対する制振効果

制御を加えないときおよびハイブリッド制御について、模型桁の自由振動を測定し、制振効果を比較した。桁の支間中央における変位の減衰自由振動波形の例をFig. 8に示す。これよりハイブリッド制御は、自由振動を急激に減衰させ、制振効果の高いことが分かる。

5.2 車両走行による強制振動に対する制振効果

(1) 動的応答の評価

制御無しおよびハイブリッド制御の場合の桁橋の応答波形の例をFig. 9に示す。これらの波形から、ハイブリッド制御の場合には振幅が低減していることが分かる。このことを定量的に評価するために2乗平均値 (RMS) を算出する。支間中央の桁変位および車両退出側の支点反力について、車両が測定径間の上にある部分のデータについて、1波長分の移動平均を求めその値を推定静的応答値とし、動的成分の偏差に関する2乗平均値を求めた。

(2) 2乗平均値応答

車両重量および車両振動数の違いによる2乗平均値を桁加速度に注目してFig. 10に示す。これより、2乗平均値は走行速度や車両重量の増加に伴い大きくなる。また、車両振動数 $f_v = 3 \text{ Hz}$ の場合の方が $f_v = 4 \text{ Hz}$ の場合よりも2乗平均値は大きく、桁と車両の共振によるものと考えられる。

(3) 制振効果

非制御時の応答スペクトルを桁変位と支点反力に注目して車両重量 $w_v = 23.4 \text{ kgf}$ の場合についてFig. 11に示す。また、ハイブリッド制御における2乗平均値を非制御における2乗平均値に対する割合で示し、制振効果を表した。車両重量 $w_v = 23.4 \text{ kgf}$ の場合についてFig. 12に示す。Fig. 11より桁変位に対して支点反力は、多くの周波数成分を含んでいる。また、車両振動数 $f_v = 3 \text{ Hz}$ の

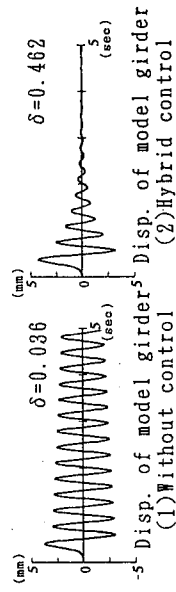
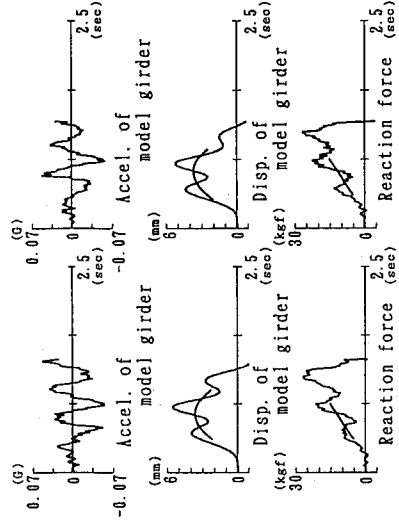


Fig. 8 Damped free vibration of model girder



(1) Without control (2) Hybrid control

Fig. 9 Dynamic response of model girder under moving vehicle
(With roughness : 1/20, $w_v = 23.4 \text{ kgf}$)
($f_v = 3 \text{ Hz}$, $v = 5.00 \text{ m/s}$)

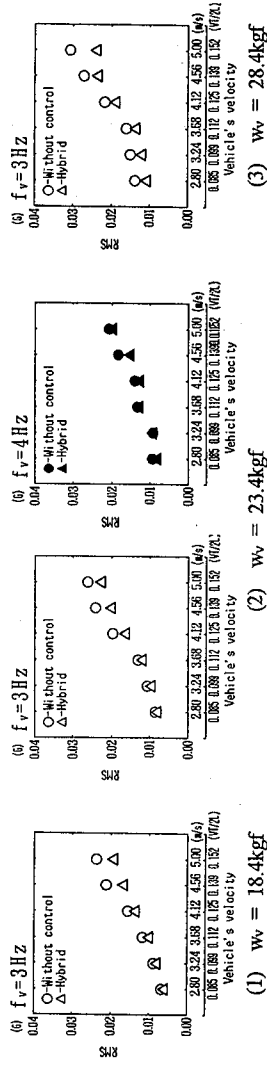


Fig. 10 R. M. S. of dynamic response under moving vehicle
(With roughness : 1/20, Acceleration of model girder)

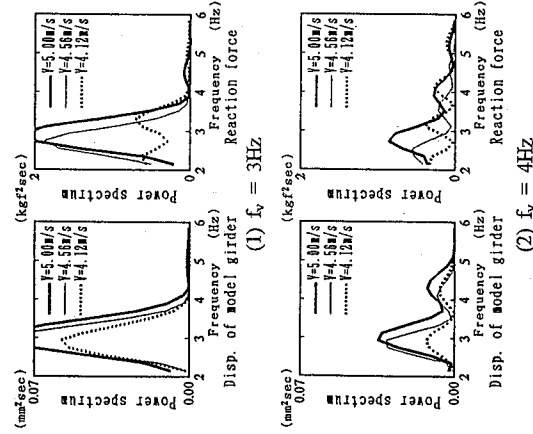


Fig. 11 Power spectrum (Without control)
(With roughness : 1/20, $w_v=23.4\text{kgf}$)

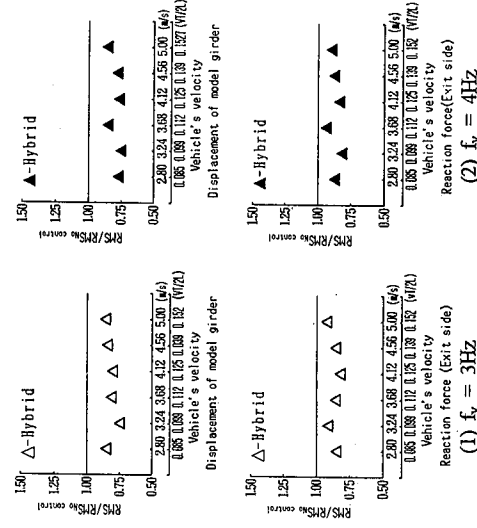


Fig. 12 Ratio of r. m. s. under hybrid control
to r. m. s. without control
(With roughness : 1/20, $w_v=23.4\text{kgf}$)

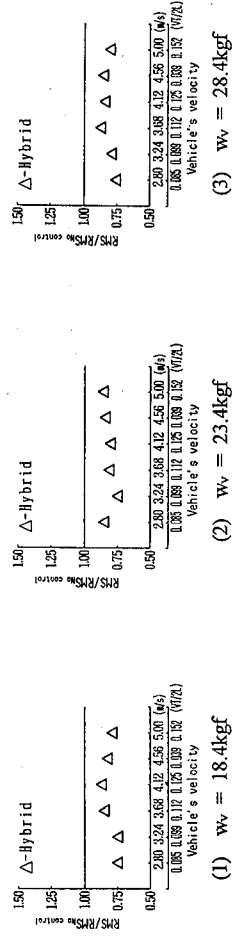


Fig. 13 Ratio of r. m. s. under hybrid control
to r. m. s. without control
(With roughness : 1/20, Displacement of model girder, $f_v=3\text{Hz}$)

場合に対して $f_v=4\text{ Hz}$ の場合は、桁変位においても多くの周波数成分を含んでいる。Fig. 12より桁変位において、 $f_v=4\text{ Hz}$ の場合も $f_v=3\text{ Hz}$ の場合と同じように制振効果がある。多くの周波数成分を含む応答に対してもハイブリッド制御は安定した制振効果を示すことが分かる。支点反力に関する制振効果は桁変位に比べて若干小さい傾向がある。このことは文献[12]で指摘されたように、桁の応答を制御しても車両の振動がかえって大きくなるためと考えられる。

車両重量の違いによる制振効果の比較を、車両振動数 $f_v=3\text{ Hz}$ の場合の桁変位について Fig. 13に示す。これより、ハイブリッド制御は、同じ制振質量で車両重量によらず同様の制振効果を示すことが分かる。

6. ハイブリッド制御のシミュレーション解析

6.1 解析の概要と解析結果

エネルギー入力による振動制御系では制御力の評価が重要であるが、現状のハイブリッド制振装置では制御力を測定できない。そこで、Fig. 14に示すハイブリッド制御システムを有する桁橋のモデル化に基づいて、走行荷重による動的応答のシミュレーション解析を行った。実験では、制振質量の実変位 X と桁加速度 $\ddot{y}_b$ を測定している。そこで、これらを用いると制振装置における振動系の運動方程式は $m_r(\ddot{x} + \ddot{y}_b) + c_r\dot{x} + k_r x = u$ と表される。制振質量の振動状態と桁加速度の実測値を代入すると、実験における制御力 u が求められる (Fig. 15 のControl force の図参照)。この制御力を用いて模型桁の走行荷重による動的応答解析を行った。応答波形の解析例を実験結果と共に Fig. 15に示す。これより、実験での動的挙動を解析によりほぼ再現できることが分かる。

6.2 制御力の評価

制振質量の振動状態と桁加速度の実測値から求めた制御力の最大値を Fig. 16に示す。走行速度が大きくなると共に、また、車両重量が大きくなると共に制御力が大きくなっていることが分かる。Fig. 13から分かるように車両重量が大きくなっても同様の制振効果を示したが、このとき制御力が大きくなっていった訳である。本実験の走行速度の範囲において、制振質量約 3 kg に対して制御力は約 $10\text{ N} \sim 25\text{ N}$ 程度であった。ハイブリッド制御では、アクチュエータの大きさにより制振効果が変化するので、今後実用化を考えるには、制振効果と制御力の関係の評価が必要である。

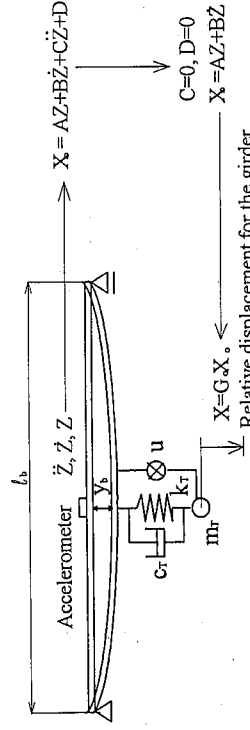


Fig. 14 Hybrid control system model

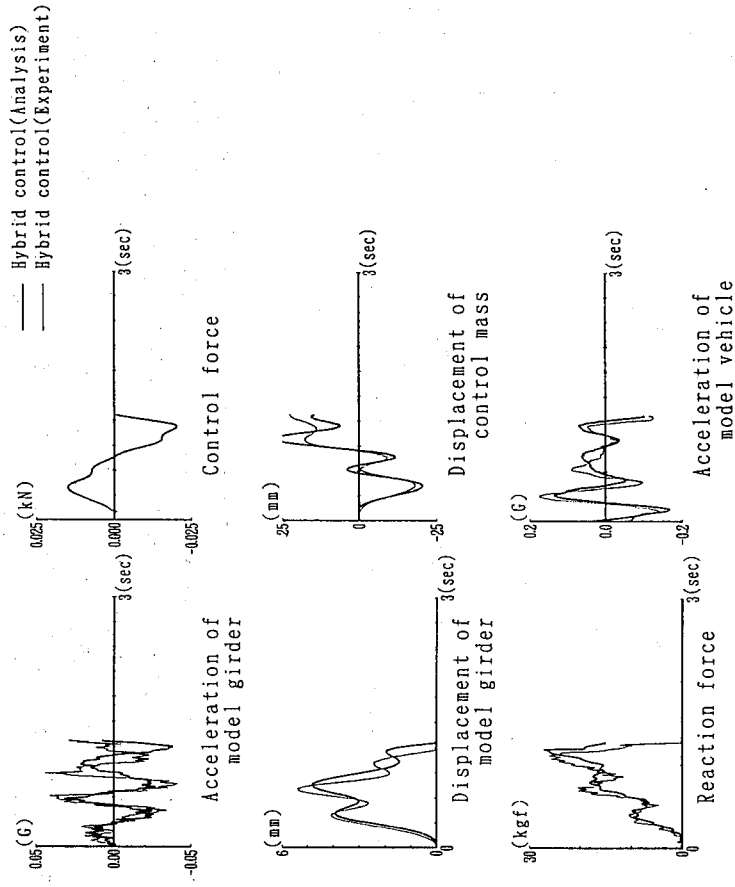


Fig.15 Time history of dynamic response
(With roughness :1/20 , $w=23.4\text{kgf}$, $f_v=3\text{Hz}$, $\gamma=4.5801\text{m/s}$)

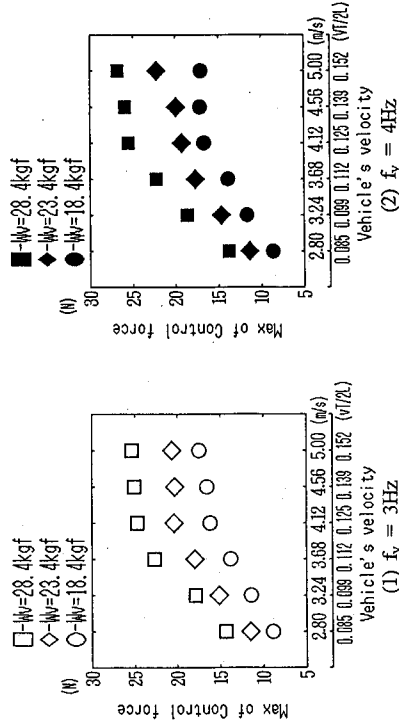


Fig.16 Maximum of control force

7. 結論

本研究では、道路橋の交通振動について、非制振時に対するハイブリッド制御の制振効果を車両条件を変化させて比較検討した。ハイブリッド制御の制振効果は入力エネルギーによって変化するが、ここでは、質量比0.0185という現実的なTMDに対して、その制振質量を駆動するのに限界のモーターを使用している (Fig. 6 の周波数応答より判断される)。そのとき、環境振動影響に関わる物理量として、桁変位および桁加速度だけでなく、支点反力の変動についても着目した。

(1) 2乗平均値は走行速度や車両重量の増加に伴い大きくなる。また、車両振動数 $f_v=3\text{ Hz}$ の場合の方が $f_v=4\text{ Hz}$ の場合よりも2乗平均値は大きく、桁と車両の共振によるものと考えられる。

(2) ハイブリッド制御は多くの周波数成分を含む応答に対して安定した制振効果を示すことが分かる。

また、同じ制振質量で車両重量によらず同様の制振効果を示すことが分かる。

(3) 支点反力に関する制振効果は桁変位に比べて若干小さい傾向がある。

(4) ハイブリッド制御は制振質量が同じでも制御力を大きくすることにより、2乗平均値の大きい振動に対しても同様の制振効果を得ることができる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会構造工学委員会：交通荷重による1) 土木学会構造工学橋梁振動に関する研究の現状と課題 (橋梁交通振動研究小委員会報告書)，1994. 4.
- 2) 土木学会構造工学委員会 振動制御小委員会：第2回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御 (2)，1993. 8.
- 3) 土木学会構造工学委員会 振動制御小委員会：第3回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御 (3)，1995. 8.
- 4) 難波宗行・川谷充郎・林 秀侃・中村一平・西星匡博：各種短支間道路橋における自動車走行実験，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集，I-375，1990. 9.
- 5) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性，土木学会 構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 733-740，1993. 3.
- 6) 梶川康男・沖野 真・宇藤 滋・松浦康夫・伊関治郎：動吸振器による高架橋の振動軽減対策，土木学会 構造工学論文集，Vol. 35A，pp. 585-595，1989. 3.
- 7) 横山功一・澤田憲文・岩津守昭・澤登善誠・右近大道・伊関治郎：動吸振器による道路橋の交通振動の軽減対策について，土木学会 構造工学論文集，Vol. 38A，pp. 815-823，1992. 3.
- 8) 矢作 枢・吉田和彦：高架橋における交通振動のアクティブコントロール，土木学会論文集，第365号/I-3，pp. 435-444，1985. 4.
- 9) 笠原 寛・藤野陽三・ビノド K. バルデシア：高架橋の交通振動に対するアクティブ制御，土木学会 構造工学論文集，Vol. 41A，pp. 677-681，1995. 3.
- 10) 川谷充郎・山田靖則・下野正人・清水計成・森 淳彦：桁橋の交通振動に対するハイブリッド制御の模型実験，土木学会 構造工学論文集，Vol. 41A，pp. 683-690，1995. 3.
- 11) 川谷充郎：道路橋交通振動のハイブリッド制御に関する模型実験，第3回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御 (3)，pp. 49-60，1995. 8.
- 12) 比江島慎二・藤野陽三：桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減，土木学会論文集，第465号/I-23，pp. 107-116，1995. 4.
- 13) Patten, W.N., He, Q., Kuo, C.C., Liu, L. and Sack, R.L.: Suppression of Vehicle Induced Bridge Vibration via Hydraulic Semiactive Vibration Dampers (SAVD), Proc. 1st World Conference on Structural Control, pp. FA1-30-38, August 1994, Los Angeles, California, USA.
- 14) Norris, C.H., Hansen, R.J., Holley, Jr. M.J., Biggs, J.M., Nanvot, S. and Minami, J.K.: Structural Design for Dynamic Loads, Chapter 19 Vibration of Girders Under Moving Traffic Loads, McGraw-Hill Book Company, Inc., 1959.

地盤振動の低減対策

鳥野清*1・戸松征夫*2

1. はじめに

交通などの振動による地盤振動の低減対策として、空溝や地中防振壁に関する研究が20年以上前から行われてきている。従来からの地中防振壁には、ウレタンなどの発泡体を埋設するものや、一部分にコンクリートブロックを併用した防振体などが提案され研究されてきた。研究の概要は、「構造物の振動制御」振動制御コロキウム^{1), 2)}および「交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題」³⁾に述べられている。これらの研究によれば空溝、地中防振壁のいずれも振動低減効果は認められるものの、空溝に比べて防振壁の防振効果は劣っているとされる。しかし、空溝は地盤の自立や転落防止といった安全面から、何らかの材料を埋め戻したり、壁構造とせざるを得ない。

地盤振動の低減対策工法に関して、最近の3年間(1993-1995年)に土木学会年次学術講演会と土質工学研究発表会に発表された論文数を表1に示す。

表1 土木学会と土質工学会での地盤振動低減に関する論文数

	1993年	1994年	1995年
土木学会年次学術講演会	2	9	5
土質工学研究発表会	5	3	0

これらを見ると単年度の研究が多く、論文数が年毎に変動していることから、研究の継続にかなりの労力と要することが伺われる。そのような状況で、いくつかのグループにより精力的に研究が継続されている。実験的研究の中には、EPSや鋼管杭を利用したり高度な地盤改良技術を応用したものが現れている。また、新しい波動原理に基づいて、仮想的な高剛性基盤面(水平版ブロック)を作る工法も開発されている。

本報告では、地盤振動の低減に関する研究グループに分類して、各グループの研究の特徴を述べることにする。これらの研究に関連する文献を併せて示しているが、すべての研究を網羅しているわけではない。

2. 岡山大学を中心とする研究グループ(文献4~13)

竹宮らのグループにより、独創的な工法が発表されている。この工法は図1のように振動を発生する、または振動を受ける基礎構造物の直下、あるいは基礎構造物の周辺の中に、周辺地盤より剛性の高い水平版ブロック(WIB=Wave Impeding Block)を設けることによって振動の伝播を抑制する方法である⁴⁾。杭基礎構造物の周辺にWIBを設ける場合に、解析モ

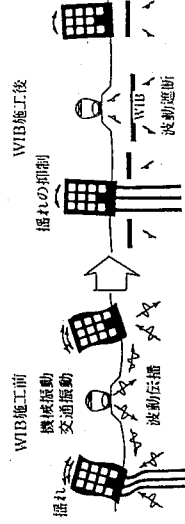


図1 WIB工法の概念図

*1 工博 九州共立大学工学部教授 (〒807 北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)

*2 工博 西松建設(株)技術研究所 (〒242 神奈川県大和市下鶴間2570)

デルは図2のようになる。

(1) 原理

この原理は、剛基礎上の成層地盤内の波動遮断現象が層厚と波長の関係によって生じることを利用するものである。入射波長 λ_0 と層厚 H との関係は、載荷周期 T_0 と地盤の基本固有周期(P 波: T_p 、 S 波: T_s)で与えられ、次のようになる。

P 波に対して: $T_p/T_0 = 4H/\lambda_0$

S 波に対して: $T_s/T_0 = 4H/\lambda_0$

この比が1以下となるように仮想剛基盤面として剛性の高い平板ブロックを設計する。軟弱地盤には一般に杭基礎が打設され、構造物からの振動は杭基礎を通じて地盤を振動させる。杭の応答は、いわゆる $1/\beta$ の範囲の部分で卓越してくるので、水平層の振動遮断振動数に対応した層厚がこれより薄いとよいとされる⁹⁾。

(2) 実験的研究

発表論文は実験と数値解析に関するものに分けられる。実験に関する主な発表は、波動遮断ブロックWIBの効果を検証するための、フィールド実験である^{4), 8)}。杭基礎の脇に平板ブロックと、その効果比較のために鉛直壁を設置し、衝撃と起振実験を行っている。衝撃試験ではWIBの施工によりその直上の加速度が21~43%減少した。起振実験では10Hzの振動数付近でWIBの効果が大きいことを導いている。さらに、平板ブロックと柱列ブロックで振動遮断効果を比較した実験がある^{8), 9)}。柱列状にソイル杭を千鳥状に配置した柱列杭でも、7~18Hzの振動数でフーリエスペクトル比がほぼ0.5以下となり、平板に近い効果が期待されるところである。これらの結果から、7~18Hzの振動に対して最適な設計がなされたWIB工法を用いると、振動が半分に低減しうる(振動加速度レベルで6dBの減少)ものと理解される。ただし、施工後の比較実験を施工前と同じ場所で同じ加振力で実験しても、防振工事の施工により地盤をかなり広範囲で乱すため、地盤性状の変化により加振点の応答振動が等しくならず、効果の評価に課題が残されることが予想される。

低層建築物の基礎の地盤改良に、WIBの機能を付加して制振基礎とした実験の報告がある¹²⁾。衝撃荷重を加振して、WIBの効果を確認したところ、最大速度で約30%、最大加速度で約50%の制振効果があり、4~20Hzの振動数帯域で大きいという。

(3) 解析的研究

解析に関する論文はFEM、境界要素法、サブストラクチャ法と多彩である。FEMによりフィールド実験に対応する数値的検証を行ったものがある⁵⁾。境界要素法による解析では、波動遮断ブロックの応答振動効果について、 $T_p/T_0 < 0.5$ 、 $T_s/T_0 < 0.5$ で効果が大きい結果を導いている⁸⁾。文献(7)ではサブストラクチャ法により、振動遮断ブロックと空溝の効果を比較している。振動遮断に平板ブロックと柱列ブロックを想定し、平板ブロックにより大きな制振効果が得られるとしている。三次元軸対象FEM解析により、波動遮断ブロックの制振効果を算定した研究もある¹⁰⁾。ここではモデルに平板ブロックを用い、平板が1層のものとして2層のものを比較している。2層にすると、場所により10~15Hzの帯域で4~6割の制振効果が得られている。1層ではブロックが地盤とともに大きく変形するが、2層にすると変形が少なくなる。

列車振動を想定し、波動伝播に注目して境界要素法を用いて波動遮断ブロックの制振効果を解析したものもある^{11), 13)}。ここでは、WIBを軌道下(ケース1)、周辺建造物下(ケース2)、および波動伝播途中の地盤内に設置した場合(ケース3)を計算している。各ケースにおける地表面での時刻歴応答変位を、自然地震の場合と比較した図を図3に示す。ケース3ではWIBによる反射波が見られるものの、波動がWIB通過に伴って減少している効果ははっきりと見られ、WIB背後にある構造物への振動影響は小さくなっていく。ケース3はWIB上方に振動体を持たないために、WIBの効果が理想的な条件下で発揮されると、著者らには見えている。

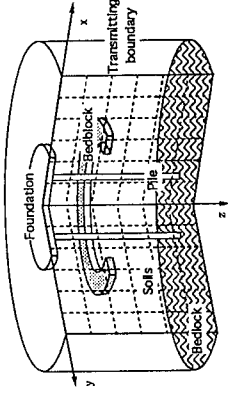


図2 WIBを入れた地盤-杭基礎系

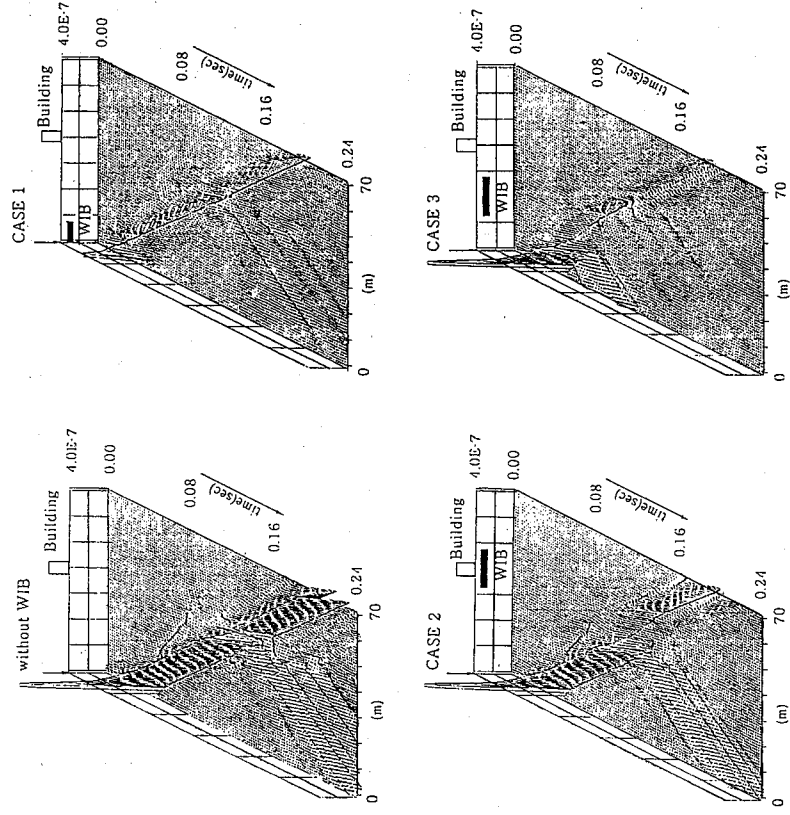


図3 列車振動モデルでの地表面時刻歴鉛直変位応答

3. 九州電力・九州共立大学・山口大学の研究グループ(文献14~20)

このグループでは数年間にわたり、石炭火力発電所で発生する石炭灰から生成した人工軽量骨材を防振溝に埋戻し材として利用するため、防振効果の確認試験および最適設計のための解析が実施されている。

実験としては、比較的一様な地質である石炭灰捨場において、①原地盤、②防振溝(幅1.0m、深さ2.5m、長さ15.0m)、③防振溝に人工軽量骨材を埋戻した場合の3通りに対し、起振試験が実施されている。その加振振動数は5~25Hzの範囲を1Hz刻みである。

これらの結果から、加振振動数10Hz以上において、②、③とも防振効果が現れ、特に16Hz以上の振動数領域では原地盤の1/2程度に振動が低下することが示されている。

次にこの現場を有限要素法でモデル化し、原地盤で距離減衰が実験値と一致する減衰定数を算出し、この結果を用いて、①防振溝幅、②防振溝の位置と深さにおける防振効果を波長 λ をパラメータとして解析している。この結果を示すと以下の通りである。

(1) 防振溝幅

通常、地盤振動で問題となる振動数領域では、防振溝幅による影響は小さく、バックホウ等の施工機械による幅(0.5~1 m)で良い。

(2) 防振溝の深さ

防振溝の深さ(h)は波長の波長 λ に対して、 $h/\lambda > 1$ の場合に防振効果が高い。 $h/\lambda < 1$ の場合でも防振効果はあるが、振動源側の加速度が波動の反射により大きくなることから注意を要する。したがって、地盤振動の振動数が低い場合には、防振溝の深さ h を大きくしなければならず、防振溝を利用することが難

しいものと思われる。高い振動数から低い振動数まで含む不規則波に対しては、高い振動数成分がカットされることから、加速度を低減することは可能であると考えられる。

(3) 防振溝の設置位置

振動源から防振溝までの距離 L は、ほぼ波長 λ に近い時、防振効果が高い。

(4) 最適防振溝の設計

防振溝の最適値 $h/\lambda > 1$ 、 $L/\lambda \approx 1$ が満足される時、図4に示すように、防振溝から1波長離れた位置での防振効果が最も高くなっている。これらの条件が満足できる場合は現実には少ないと思われるが、参考とはなるう。

(5) 人工軽量骨材

埋戻し材として人工軽量骨材を用いた場合、防振溝(空溝)の約80%程度の防振効果が期待できる。この結果は、粒子間の空隙によって波が反射されるためと考えられ、長期間の防振効果については今後の検討が必要であらう。

4. 立命館大学を中心とする研究グループ(文献21~24)

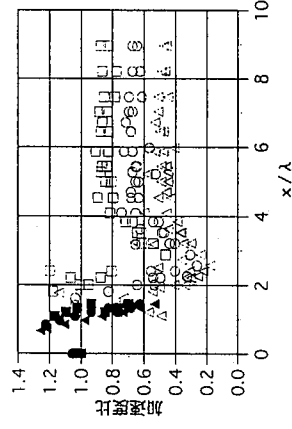
数十年間にわたり継続的に地中防振壁の研究を発表しているグループの最近の研究である。実験に関するものが2編と、解析に関するものが2編あり、鉄道や道路からの交通振動を対象にしている。

実験に関する研究では、2編共に鉄道の素地区間における列車走行時に発生する地盤振動を対象にして、発生源における地盤振動対策法を比較している。原地盤にEPSブロック、ゴムマット、PC版およびバラストを組合わせて、実物大モデルを4ケース作製し、加振実験を行った²¹⁾。これらの中で、ゴムマットとPC版を合わせたものが防振効果が大きく、両物質のインピーダンス比が大きなことが効果的であったとしている。同じく鉄道軌道脇に、コンクリート板($2\text{m} \times 2\text{m} \times 10\text{cm} \times 2$ 枚)を埋設した実験がある²⁴⁾。しかし、このコンクリート板では、63Hz以下の振動数で大きな効果が見られなかった。

列車走行を対象とした文献(22)では、有限要素法の解析により、コンクリートとEPSの振動低減効果を算定している。コンクリート防振壁に比べ、ESP壁の方が効果が大きい結果を得ている(図5)。また、道路交通を対象とした文献(23)では、有限要素法の解析により、コンクリート、EPS、およびそのサンドイッチの振動低減効果を算定している。コンクリート防振壁に比べ、ESP壁やサンドイッチ壁の方が効果が大きい結果を得ている。

5. JR各社の研究(文献25~28)

JR各社により意欲的な研究が行われている。この内、有限要素法の解析によるものが1編あり、新幹線を想定して地盤改良の防振効果を算定している²⁵⁾。水平成層構造と基盤傾斜構造の相違や改良地盤の物性の違いを比較している。基盤傾斜構造の場合には基盤傾斜面での反射の影響があり、応答がやや大きくなる。



□: $h=3.75\text{m}$, $\triangle$: $h=6.6\text{m}$
黒印: 防振溝より加振点側

図4 防振効果(解析)

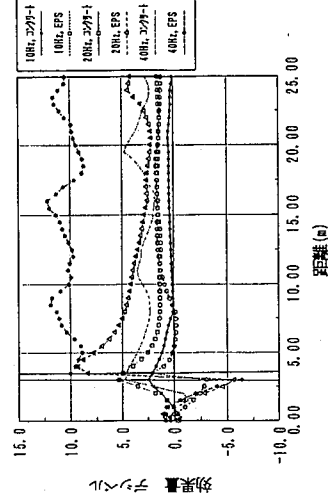


図5 地中防振壁の材質の影響(壁厚0.5m)

ポアソン比が小さい地盤ほど距離減衰が大きい。

実験的研究として、3編の論文が発表されている。1編は、ラーメン高架橋から5mの位置に鋼矢板打設後、発泡ウレタン防振壁を試験施工したものである²⁸⁾。ウレタン厚さと矢板長さを変えた3ケースを比較したところ、高架橋の近くでは矢板とウレタン共に効果があるが、10m以遠ではウレタンの効果が現れる。ウレタン壁の深さが深いほど効果が大きくなる。他の2編は、軌道から地盤を介して路線上空建物へ伝播する列車振動を遮断する工法として、二重鋼管杭を用いた振動遮断工法を開発したものである^{27), 28)}。二重鋼管杭は場所打コンクリート杭(内管)の上部に鋼管(外管)を同心円状に配置し、内管頭部にストッパーを設け外管との間に一定のクリアランスを確保した構造形式である(図6)。常時には、内管と外管の間の空隙により地盤と構造物間の振動の伝達が低減される。また、地震時に杭が水平力を受けた場合には、内管が外管に接することと地盤反力が内管に伝達され基礎杭の安全性が確保される。また、通常の場所打鋼管コンクリート杭と、列車通過時の杭頭振動を比較した²⁸⁾。二重鋼管杭と無処理杭の杭頭加速度の比較を図7に示す。水平成分では、振動数依存性が顕著であり、5~10Hzあたりでは30dBに近い低減効果が見られたことになる。鉛直成分では、6Hzより高い振動数範囲で10dB程度の低減効果が見られる。

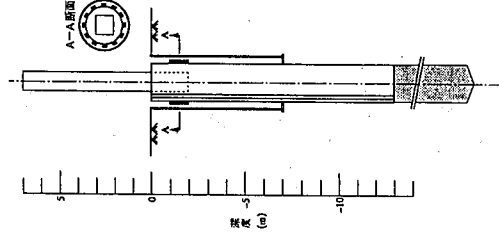


図6 二重鋼管杭を用いた工法概念図

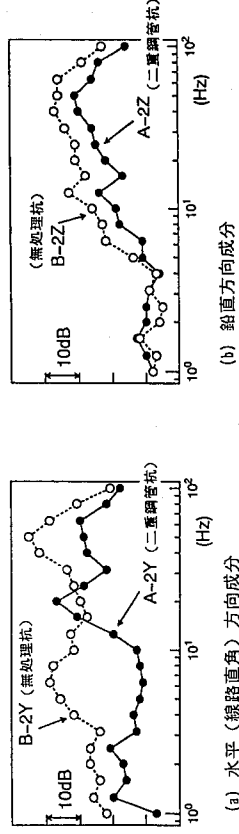


図7 杭頭加速度の1/3オクターブ分析結果(時定数1秒)

6. その他の研究

6-1 神戸大学ほか(文献29~30)

解析に関する論文が2編発表されている。1編は、空溝の振動低減問題へ三次元境界要素法を適用し、二次元境界要素法による結果と比較して、空溝の奥行き方向(波動伝播と直角方向)の長さの効果を調べたものである²⁹⁾。もう1編は、地中防振壁と空溝の複合体に対して、二次元境界要素法を適用し、地中防振壁の地盤に対する波動インピーダンス比および防振壁と空溝の配置から、振動低減効果を解析している³⁰⁾。

6-2 大成建設(文献31~32)

地盤改良のソイルセメントミキシング工法を用いて高剛性の地中壁を設置した実務工事の報告である。地中壁の寸法は、深さ11m、厚さ1m、全長80mである。あらかじめ振動低減効果を想定するために、地中壁の剛性を二次元FEM解析により求めた。周辺地盤は粘土層、振動源は8.4Hzの正弦波が上下方向に加わるモデルである。敷地境界における振動レベル59.8dBを、地中壁の弾性定数を粘土の約20倍にすることにより、56.6dBに低減することを想定した。原地盤の約20倍の弾性係数を実現するため、ソイルセメント杭の材料の割合に配慮している。ソイルセメントの攪拌翼はφ650とし、2列に打設した。地中壁構築前後で上下方向の振動を比較した結果を図8に示す。図8は中央を横断して塀があり、その下側に工場が、上側に道路や民

家があり、堀に近接した下側に長さ約80mの地中壁がある。枠内の数値は左側が構築前、右側が構築後の振

動レベル(dB)である。壁外側の敷地境界線で、構築前の振動レベル57～63dBだったのが、構築後に52～56dBまで減少し、敷地境界線から約10m離れた民家では振動レベル56dBから53dBに低減した。また、地表面の振動レベルの距離減衰傾向は、地中壁直後で急激に減少し、その後方ではなだらかに減少している。

目標を控えめに3dBに設定したことが、十分な成果を得た理由であろう。今後、予測を含む実務的工事は、このような検討が重要と考えられる。

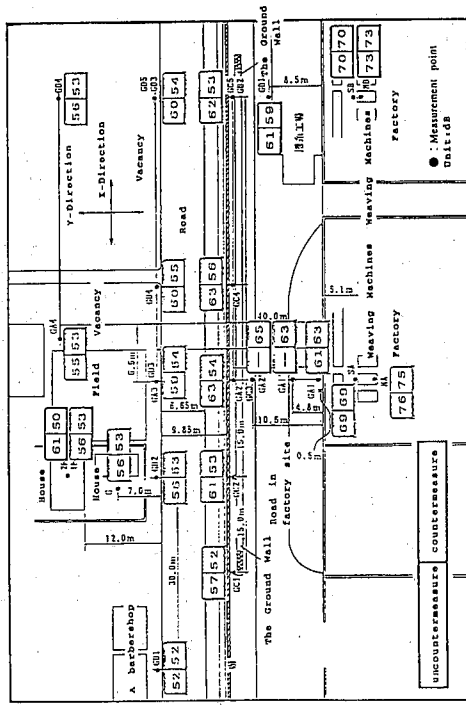


図8 地中壁構築前後の振動レベル

6-3 東京大学(文献33)

ヨーロッパで実用化されつつある新しい防振対策として、空気を封入した弾力性を持つ緩衝物(風船)を地中壁として用いた屋外実験の報告である(図9)。実験的に用いた風船のサイズは約150cm×75cm×15cmの塩化ビニール製のビーチマットである。衝撃振動時の振動をスペクトル分析すると、0～120Hzの全振動数帯域にわたって振動は確実に減少しているが、振動数の高い振動ほど低減しやすいことを導いている。特に、60Hz以上の振動数で半減し、空溝に近い効果が期待される。

判定基準を設けて、一定の効果が得られるような風船の寸法設計を行う際の指針を提示している。定常振動の場合にも、衝撃振動と同様の低減傾向が確認され、別途に設計指針を得たが、効果の範囲を示す境界線は衝撃振動の場合と同様の形状になっている。

これを仮設構造として用いれば、空溝に近い効果が期待されるかも知れない。実用的にはもっと耐久性・弾力性等に優れたものを用いるべきと注記している。ただし、永久構造としての利用を目指すには耐久性の点でどうかの検討が重要であろう。

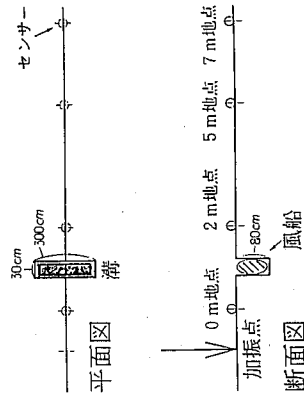


図9 風船を用いた防振実験図

6-4 東京工業大学ほか(文献34)

溝を掘り、種々の詰め物を用いた実験の報告である。詰め物には①鉄鉱石密詰め、②鉄鉱石揺詰め、③水入り風船、④水とEPSビーズ入り風船の4種である。溝の寸法は、深さ1m、幅0.5m、長さ5mである。周辺は関東ローム主体の盛土の場所であり、溝の設置位置は振動源から1.75mとしている。

衝撃加振時の振動数20Hzと40Hzに関する距離減衰を基にして、種々の詰め物の効果を比較している。水やEPSの柔らかいものの方が、鉄鉱石のような剛なものより低減効果に優れていると判断されている。さらに、地盤の安定性に関する検討として、模型支持力実験を行っている。粘土地盤で③④の風船は水圧がうまくかからなかったために支持力が小さかったという。

鉄鉱石の詰め物の波動インピーダンスが、いくらに相当するかの評価が必要となろう。

7. おわりに

本報告では地盤振動の低減対策に関する最近の研究の一端を紹介した。ここで紹介した技術の中には、交通振動の伝播経路対策としても転用可能なものもあるだろう。また、地盤振動低減対策は、振動源対策や受振点対策と比べ、適用ケースによってはより有効な工法となる可能性もある。今後は、地盤振動を半減するために、防振壁をいかに効果的かつ経済的に設計するか、工法と併せて比較されることだろう。ここで、工法ごとに効果の現れる振動数範囲や距離範囲が異なること、施工場所の地盤条件と実験場所との相違を考慮することが重要な技術となる。一般に波動インピーダンスの減少層を作る空隙型は低振動数領域に、コンクリートなどを挟む高剛性型は高振動数領域に効果が期待できるものの、いずれの工法も万能的な対策でなく、振動が増加する場所がないかどうかに注意を払うことも重要となるであろう。

地中防振壁の振動低減効果は、空溝の効果を上回る工法が開発されておらず、いずれの工法を用いても、振動を半減する(振動加速度レベルで6dBの減少させる)ことが目標の目安と理解される。

[参考文献]

- 1) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：構造物の振動制御 (2)、第2回振動制御コロキウム、PART. A、1993.8
- 2) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：構造物の振動制御 (3)、第3回振動制御コロキウム、PART. A、1995.8
- 3) 土木学会構造工学委員会橋梁交通振動研究小委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題、1994.4
- 4) 竹宮宏和、将建群、中島浩、成瀬龍一郎、細谷多慶：埋設ブロック(WIB)による地盤-杭基礎系の地表面振動の考察、地震工学研究発表会、NO.22、PP.827-830、1993
- 5) 中島浩、将建群、竹宮宏和：杭基礎に対する波動遮断ブロック(WIB)の制振効果、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.48th、PP.700-701、1993
- 6) 竹宮宏和、藤原章弘：地盤-構造物系の制振法としての波動遮断ブロック(WIB)の導入、土木学会論文集、NO.489/1-27、PP.243-250、1994
- 7) 江草弘章、王海波、竹宮宏和：波動遮断ブロック(WIB)による制振効果、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.49th、PP.1198-1199、1994
- 8) 細谷多慶、成瀬龍一郎、竹宮宏和、中島浩、沈教誠、西村昭彦、羽矢洋、橋本光則：埋設平板ブロックによる制振工法(WIB工法)の開発に伴うフィールド実験、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.49th、PP.1200-1201、1994
- 9) 竹宮宏和、西村昭彦、成瀬龍一郎、細谷多慶、橋本光則：埋設波動遮断ブロックによる制振工法(WIB工法)の開発、基礎工、VOL.23、NO.2、PP.111-115、1995
- 10) 江草弘章、竹宮宏和：波動遮断ブロック(WIB)の杭基礎に対する制振効果、地震工学研究発表会、NO.23、PP.393-396、1995
- 11) 会田和哉、竹宮宏和、佐藤直樹：波動遮断ブロックの制振効果に関する研究、地震工学研究発表会、NO.23、PP.457-460、1995
- 12) 橋本光則、竹宮宏和、村上武志、成瀬龍一郎、細谷多慶：建物直下に施工された制振工法(WIB工法)の効果について、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.50th、PP.614-615、1995
- 13) 江草弘章、竹宮宏和：波動遮断ブロック(WIB)の杭基礎に対する制振効果、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.50th、PP.910-911、1995

- 14) 畑中浩樹、神谷誠一郎、金子和宏、鳥野清、麻生稔彦：防振溝による地盤振動の低減、土質工学研究発表会講演集、VOL.28th、PP.1259-1260、1993
- 15) 神谷誠一郎、ほか：防振溝による地盤振動の低減について、電力土木、NO.250、PP.33-38、1994
- 16) 神谷誠一郎、深池正樹、鳥野清、麻生稔彦、中尾憲治、中尾喜彦：人工軽量骨材を用いた防振対策－起振機実験、土質工学研究発表会講演集、VOL.29th、PP.1111-1112、1994
- 17) 麻生稔彦、鳥野清、畑中浩樹、金子和宏、中尾憲治、中尾喜彦：人工軽量骨材を用いた防振対策－数値解析、土質工学研究発表会講演集、VOL.29th、PP.1113-1114、1994
- 18) 麻生稔彦、鳥野清、金子和宏、神谷誠一郎、中尾憲治：地盤振動低減用防振溝の設計に関する検討、土木学会年次学術講演会講演概要集、第4部、VOL.49th、PP.286-287、1994
- 19) 鳥野清、麻生稔彦、金子和宏、畑中浩樹：人工軽量骨材を用いた防振溝による地盤振動の低減、振動制御コロキウム、第3回、土木学会、VOL.3th、PP.-、1995
- 20) 松野隆、畑中浩樹、鳥野清、麻生稔彦：地盤振動低減用防振溝の最適設計法、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.50th、PP.608-609、1995
- 21) 早川清、栄大樹、沢武正昭、後藤凌司、松井保：E P S ブロックの防振効果に関する現地振動実験（第4報）、土質工学研究発表会講演集、VOL.28th、PP.1253-1254、1993
- 22) 江黒充和、早川清、難波丈久、平松和祐：地中防振壁の地盤振動遮断効果に関する数値解析、土木学会年次学術講演会講演概要集、第3部、VOL.48th、PP.446-447、1993
- 23) 早川清、今田康博、徳永法夫、白尾兼二：自動車を発生源とする地盤振動の軽減対策工に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.49th、PP.278-279、1994
- 24) 早川清、木下貴之、菊田哲男、植野修昌：コンクリート板を用いた地盤振動の防止効果、土木学会年次学術講演会講演概要集、第3部、VOL.50th、PP.600-601、1995
- 25) 那須誠、岡田進、山岡みさ子：列車走行に伴う地盤振動に対する地盤改良の効果、土質工学研究発表会講演集、VOL.29th、PP.1119-1120、1994
- 26) 縄田昌弘、辻本賀一、原口寛、芦谷公稔：発泡ウレタンを用いた地盤振動遮断工現地試験、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.49th、PP.546-547、1994
- 27) 海野隆哉、南部俊彦、関口宏二、篠原敏雄：二重鋼管杭を用いた構造物の振動遮断工法（その1 工法概要・水平抵抗特性の検討）、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.49th、PP.282-283、1994
- 28) 加藤誠、畑田常雄、関口宏二、南部俊彦：二重鋼管杭を用いた構造物の振動遮断工法（その2 現場実験の概要）、土木学会年次学術講演会講演概要集、第6部、VOL.49th、PP.284-285、1994
- 29) 高谷富也、北村泰寿：三次元境界要素法を用いた溝の振動遮断解析について、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.49th、PP.1302-1303、1994
- 30) 高谷富也、北村泰寿：地中防振壁と空溝のハイブリッド構造による振動遮断効果、土木学会年次学術講演会講演概要集、第1部、VOL.50th、PP.1332-1333、1995
- 31) 橋詰尚慶、長瀧慶明、若命善雄：地中壁による振動低減対策 その1 振動調査と対策法の立案、土質工学研究発表会発表会講演集、VOL.28th、NO.2-1、PP.1245-1246、1993
- 32) 長瀧慶明、橋詰尚慶、若命善雄：地中壁による振動低減対策 その2 対策工法の実施と効果の確認、土質工学研究発表会発表会講演集、VOL.28th、NO.2-1、PP.1247-1248、1993
- 33) 三宮隆、東畑郁生、衣川寛之：地盤振動の遮断技術に関する野外実験、土質工学研究発表会発表会講演集、VOL.28th、NO.2-1、PP.1261-1262、1993
- 34) 桑野二郎、今村芳徳、斉藤知哉、北ノ園久光：防振壁による地盤振動軽減対策、土木学会年次学術講演会講演概要集、第3部、VOL.49th、PP.644-645、1994

PART B : 投稿論文編

振動実測による集成材橋の動的特性について

STUDY ON DYNAMIC CHARACTERISTIC OF LAMINATED TIMBER BRIDGES
BY VIBRATION MEASUREMENTS

宮本 裕* 五郎丸 英博** 岩崎 正二***
出戸 秀明**** 高橋 俊彦*****

By Yutaka MIYAMOTO, Hidehiro GOROMARU, Shoji IWASAKI,
ideaki DETO and Toshiniko TAKAHASHI

The purpose of this paper is to clarify the dynamic characteristics of forest road bridges with laminated timbers. Two vibration measurement methods of microtremor and moving vehicle were adopted. The response acceleration wave of measurement methods was analyzed by FFT, and natural frequency and damping ratio of three forest road bridges were estimated from the result. The natural frequency of measurement analysis almost agreed with that of numerical analysis by FEM and FSM. The impact constant was estimated by dynamic response deflection curves of moving vehicle measurement.

1. まえがき

近年、公園施設内の歩道橋などを中心に、一時は皆無といってもよいような状況にあった木橋の建設が急増している。この背景の一つは、経済社会の成熟化に伴い自然とのふれあいを求める傾向が強まっている中で、橋梁に対しても、単に、強度、耐久性等だけでなく、周囲の環境との調和を保ちつつ美しい景観を提供するものが求められているためである。このような点で木材は自然景観に調和する独自の雰囲気を持っており、その木材を主材料とした木橋が見直されてきたことは、木材資源の有効活用がさげばれている中で当然の帰結かとも思われる。

また、木材加工技術の進歩に伴い強度・品質の安定した、かつ長期耐久性に優れた構造用大断面集成材の制作が可能となったことにより、この集成材を木橋の主材料として使用することで、木橋の可能性が大きく広がったことがあげられる。

このような状況で、秋田県内の林道にTL荷重を用いて設計が行われた林道橋が3橋架設された。林道橋は公園内の歩道橋と違い、橋梁上を大きな活荷重が通過するため、設計に際してその動的応答、特に衝撃係数

*工博	岩手大学教授	工学部建設環境工学科	(千020 盛岡市上田4丁目3-5)
**工博	日本大学助教授	工学部土木工学科	(千963 郡山市田村町(徳定字中河原一番地))
***工博	岩手大学助手	工学部建設環境工学科	(千020 盛岡市上田4丁目3-5)
****	岩手大学助手	工学部建設環境工学科	(千020 盛岡市上田4丁目3-5)
*****	岩手大学大学院 工学研究科		(千020 盛岡市上田4丁目3-5)

が大きな意味を持つものと思われる。

しかし、我国においてこのような木橋の衝撃係数に対する記述は、昭和15年の木道路設計示方書案以来改正されておらず、現在のように大型車が通行する林道橋において、この値が有効かどうかを検討する事が早急に必要と思われる。

またこのような林道橋に対して、静的載荷試験による研究はいくつか報告されているが^{(2)~(5)}、車両走行振動実測による報告きわめて少なく⁽⁶⁾、衝撃係数に対しての検討は著者らの知る限りでは、まだなされていないようである。したがって、これらの林道橋について、種々の振動実測を行い、これらの橋の動的特性、特に衝撃係数について、早急に明らかにしておくことが重要と思われる。

本研究は、秋田杉の構造用大断面集成材を主材料とする林道橋3橋に対して、常時微動法及び車両走行による振動実測を行い、構造物の応答加速度から固有振動数、減衰定数を推定するとともに、固有振動数値解析結果と比較検討を行った。また、車両走行実測では応答加速度から動的応答変位を求め、その結果より衝撃係数を推定したので報告したい。

2. 現場実測

2-1. 集成材林道橋

本研究では、大断面集成材を主材料に使用した林道橋に対して(1)常時微動法と(2)車両走行法の2種類の振動実測を行い、それぞれの測定法から固有振動数、減衰定数を推定した。測定した橋梁の3橋の概要については下記の通りである。

揚ノ沢林道橋(以下揚ノ沢橋)は、秋田県営林局土木課によって、平成5年10月4日に秋田県北秋田郡鷹巣町に架設完了した。この集成材橋は、支間7.6m、有効幅員4.0mの我が国では初めてのプレストレス集成材床版工法によるものでプレストレス木床版橋(写真-1)と呼ばれている(Stressed laminated

Wood Deck Bridge)⁷⁾。この工法は図-2に示すように製材した集成材をつなぎ合わせ床版厚さの中心を、積層面に垂直に貫通する孔にプレストレス(PS)を通し、締め付けて固定したもので、北米では80年代後半から盛んに行われ、AASHTO⁸⁾にも取り入れられている。

坊川林道2号橋(以下坊川橋)と鶏養林道橋(以下鶏養橋)子は2橋とも格桁橋で、

秋田県営林局土木課によって昭和62年10月15日に秋田県北秋田郡鷹巣町、昭和63年8月25日に秋田県河辺郡河辺町にそれぞれ架設完了した。坊川橋は支間5.6m、有効幅員4.0mであり、図-1に示すように5本主桁の

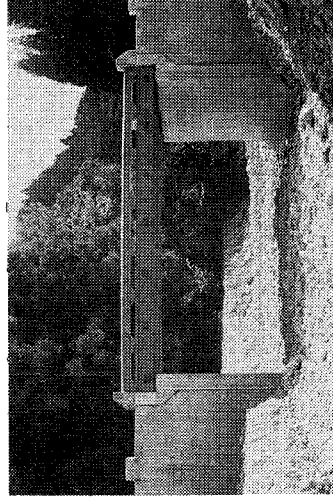


写真-1 揚ノ沢橋

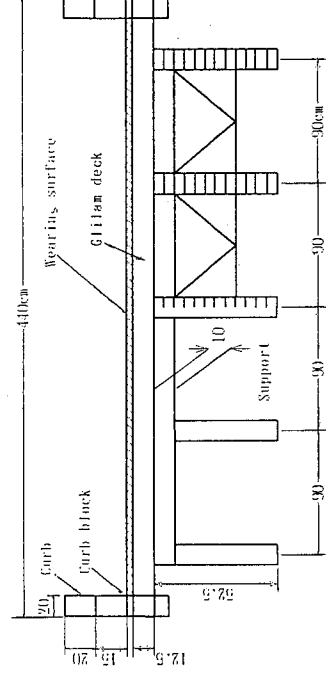


図-1 坊川橋の横断面図

支間中央に鋼トラス横桁を配置した構造になっている。鵜養橋は支間14.6m、4.0mで、坊川橋と同じく99×20cmの5本主桁に鋼トラス横桁を3本配置した構造となっている。また、設計荷重として3林道橋と道路示方書のTL-14を用いている。

集成材林道橋3橋の常時微動法、車両走行法に対する加速度計の設置場所はそれぞれ図2～4に示通りである。固有振動数は得られた実測応答加速度をFFT解析する事によりパワースペクトルを求め、そのパワースペクトルのピークを示す振動数から推定した。減衰定数に関しては、常時微動法と車両走行法とともに各測点で得られたパワースペクトルのピーク値を用いて、ハーフパワー法⁹⁾で計算を行い推定した。なお、これらの減衰定数の計算にあたっては、各測点でのパワースペクトルのピーク値が明瞭に求められたデータのみを採用した。

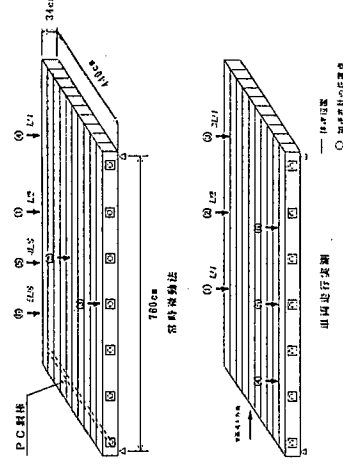


図-2 鵜ノ沢橋測定点

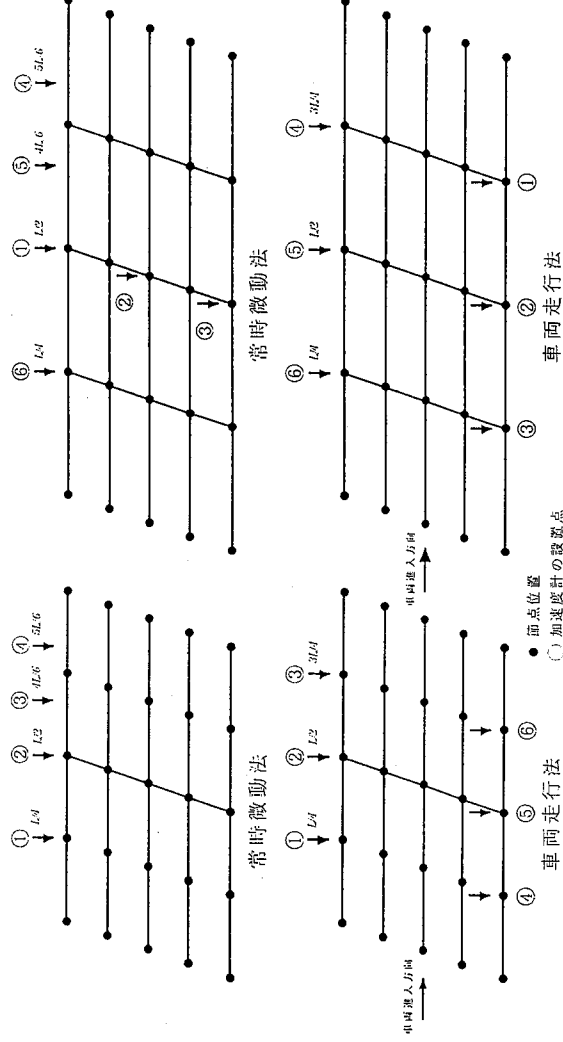


図-3 坊川橋測定点

図-4 鵜養橋測定点

2-2. 実測方法

(1) 常時微動法

常時微動とは、通常振幅が0.1～1.0μm、周期が0.05～2.00秒程度の継続する微振動をいい、発生原因には自然的なものとも人工的なものがある。前者は風、雨、火山、川など、後者は交通機関、機械などである。本論文の常時微動法による振動実測では、これらの両者が原因で発生する微弱な振動が、支承を通して橋梁に作用したときに生じるランダムな応答加速度を各測点で10分程度測定し、得られたデータに30回の平均化を施し、木橋の振動性状を推定した。解析器はリアルタイムフーリエ振動解析器を使用し、Cooly & Tukey

のアルゴリズムを基礎としたFFT方法を採用して各測点で、パワースペクトルを求め、その卓越振動数から構造物の固有振動数を推定した。揚ノ沢橋、坊川橋、鵜養橋の常時微動法による固有振動数の実測結果の一例を図-5の(a)、(b)、(c)に示す。

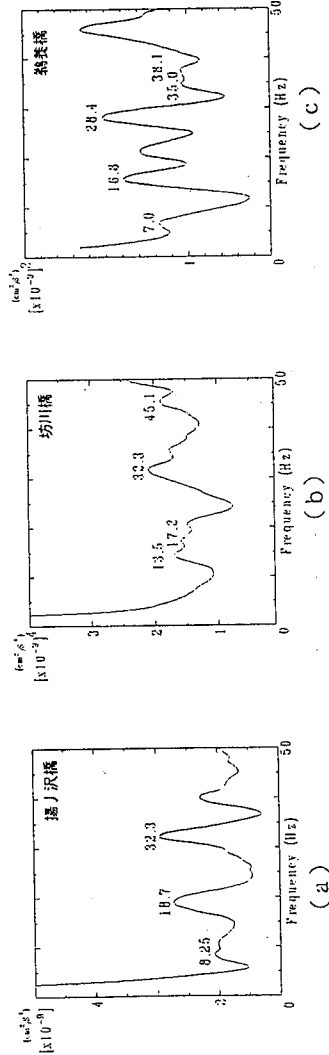


図-5 常時微動法のPower Spectrum (スパン中央測定点②)

(2) 車両走行法

揚ノ沢橋、坊川橋の車両走行法では、衝撃係数の検討に必要な動的応答変位を求めめるため、車両重量15tfのトラックを時速35kmで走行させた。鵜養橋については、道路の線形による制限から車両重量1.5tfの乗用車を時速20kmで走行させた。走行車両が橋梁上を通過するときの外力を入力加速度とし、各測点に生じるランダムな応答加速度を出力として測定した。固有振動数は常時微動法と同様にパワースペクトルから推定した。写真-2は坊川林道橋での車両走行実測状況を示したものである。車両走行実測における揚ノ沢橋、坊川橋、鵜養橋の固有振動数の実測結果の一例を図-6の(a)、(b)、(c)に示す。

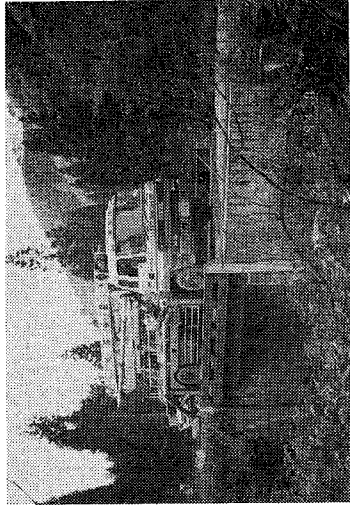


写真-2 車両走行実測状況

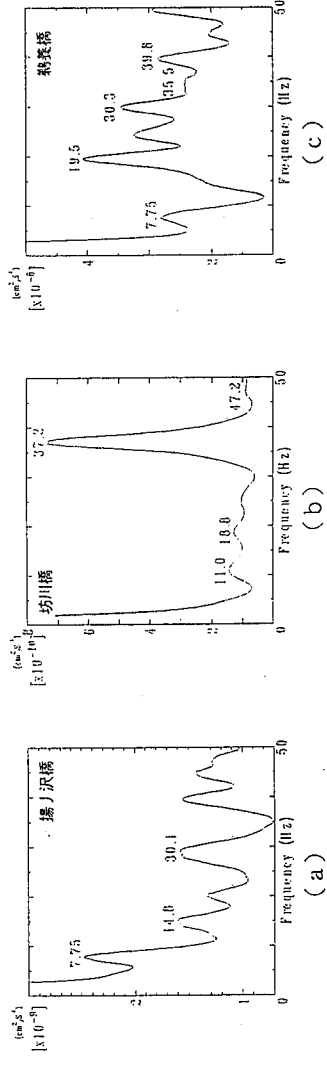


図-6 車両走行法のPower Spectrum (スパン中央測定点②)

2-3. 実験結果

固有振動数と減衰定数は、揚ノ沢橋、坊川橋、鵜養橋それぞれ、表-1~3に示すようになった。ただし、() 内はその平均値である。表から1次固有振動数の減衰定数に関しては、揚ノ沢橋は4.26~10.3%、坊川橋は3.81~10.1%、鵜養橋6.06~10.9%にあることがわかった。3橋とも同程度のスパンを、有する鋼橋¹⁰⁾と比較して大きな減衰定数を有している。これは、木材自体が有している減衰定数が通常4%以上と大きいこと、一般に木橋では、接合部の摩擦によるエネルギー消散の影響が大きいと考えられる。

表-1 揚ノ沢橋の固有振動数と減衰定数

	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	常時微動	車両走行	常時微動	車両走行
1次	7.00~11.5 (8.90)	6.50~10.8 (8.36)	4.26~9.28 (7.18)	4.88~10.3 (7.57)
2次	14.5~18.8 (17.0)	15.3~19.0 (16.5)	3.14~7.03 (5.05)	3.21~7.63 (4.73)
3次	29.8~34.0 (31.9)	30.1~35.3 (32.5)	1.45~3.42 (2.24)	1.75~3.31 (2.13)

() 内は平均値

表-2 坊川橋の固有振動数と減衰定数

	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	常時微動	車両走行	常時微動	車両走行
1次	9.25~13.5 (11.9)	9.50~13.0 (11.2)	4.27~10.1 (6.46)	3.81~8.70 (6.65)
2次	17.0~19.5 (18.9)	15.8~19.8 (17.8)	2.35~3.47 (3.13)	3.08~6.99 (5.09)
3次	32.3~36.3 (33.5)	36.3~37.3 (37.0)	1.58~3.97 (2.71)	0.81~6.81 (1.75)
4次	44.0~45.3 (44.7)	42.3~47.3 (45.2)	0.98~3.31 (1.90)	1.23~3.07 (1.96)
5次	48.0~50.8 (49.2)	49.3~52.0 (49.9)	1.15~2.04 (1.55)	1.34~2.28 (1.70)

() 内は平均値

表-3 鵜養橋の固有振動数と減衰定数

	固有振動数(Hz)		減衰定数(%)	
	常時微動	車両走行	常時微動	車両走行
1次	5.30~8.00 (6.61)	4.30~7.80 (6.10)	8.80~10.9 (9.24)	6.06~10.7 (8.02)
2次	16.8~21.3 (19.0)	16.3~20.5 (18.4)	3.09~7.88 (5.19)	2.27~8.77 (5.07)
3次	28.3~33.3 (30.2)	28.3~33.8 (30.5)	1.48~2.71 (1.99)	1.86~3.82 (2.68)
4次	34.5~35.8 (35.2)	33.5~37.3 (35.8)	1.53~3.72 (2.65)	1.53~3.85 (2.22)
5次	38.0~40.8 (39.4)	37.3~41.3 (38.9)	1.32~2.53 (2.07)	1.30~3.20 (2.03)

() 内は平均値

3. 固有振動解析

3-1. モデル化

固有振動解析においては、揚ノ沢橋は、直交異方性板にモデル化し有限帯板法(FSM)により解析を行い、坊川橋と鵜養橋については、格子桁モデルにモデル化し有限要素法(FEM)により固有振動解析を行った。質量のモデル化にあたっては3橋とも整合質量法(Consistent Mass Method)を採用したが、このような短スパンで主桁質量の小さい木橋では、桁上の床版、高欄、アスファルトの質量は無視できないものと思われる¹¹⁾。従ってこれらの質量を考慮した数値解析を行い、実測値と比較する事により、これら木橋の適切なモデル化の検討を行った。数値解析に用いた揚ノ沢橋、坊川橋、鵜養橋の解析モデルはそれぞれ図-2、図-3、図-4に示すとおりである。なお、集成材の弾性係数は、揚ノ沢橋については異種複合集成材によって構成されている版橋であるので文献²⁾より橋軸方向は $E_x = 92,254 \text{ kgf/cm}^2$ を、橋軸直角方向については $E_y = 4,045 \text{ kgf/cm}^2$ を使用した。坊川橋、鵜養橋の2橋に対しては秋田杉の集成材であることから文献¹⁾より、 $E = 8.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ を使用した。また、鋼トラス横桁は、文献⁴⁾、文献⁵⁾に従い、鋼トラスの断面寸法および断面2次モーメントを使いし、単純矩形断面としてモデル化した。各モデルの節点数(接線

数) および部材数は、揚ノ沢橋は11接線、10部材のF S Mモデルとし、坊川橋については25節点、24部材、鵜養橋は25節点、32部材のF E Mモデルを作成した。

3-2. 数値解析結果と実測値の比較

揚ノ沢橋、坊川橋、鵜養橋の固有振動数に関する数値解析と実測値の結果を表-4、表-5、表-6にそれぞれ示す。ただし、実測値は、常時微動法と車両走行法の値を平均した値を採用している。揚ノ沢橋については、MODEL1として床版の剛性と質量より計算を行い、MODEL2では、MODEL1に高欄質量の影響を考慮し、MODEL3は高欄に加え、舗装アスファルト質量の影響を考慮したモデルで計算を行った。

また、坊川橋、鵜養橋に対しては、MODEL1として、主桁、横桁の剛性と質量より計算したもの、MODEL2に対しては、MODEL1に床版の質量を考慮したもの、MODEL3は床版と高欄の質量を考慮したもの、MODEL4として、MODEL3に舗装アスファルトの質量を考慮したもので計算を行った。

各表から、これら木橋の固有振動数に対して、床版や舗装アスファルトの質量の影響がきわめて大きいことがわかる。版や主桁に対してのアスファルト質量の比、 A/W が

揚ノ沢橋では $A/W=0.54$ 、坊川橋では $A/W=1.53$ 、鵜養橋では $A/W=0.87$ である。(ただし、 A はアスファルト質量、 W は版または主桁の総質量) すなわち、実測値と各モデルの計算値を比較すると、桁や版上の高欄やアスファルトの質量を補正したモデルが適切なモデルであると判断される。

表-4 揚ノ沢橋の固有振動数(Hz)

	MODEL1	MODEL2	MODEL3	実測値
1次	11.5	10.7	8.83	8.63
2次	21.3	19.7	16.4	16.8
3次	42.5	39.8	32.6	32.4

表-5 坊川橋の固有振動数(Hz)

	MODEL1	MODEL2	MODEL3	MODEL4	実測値
1次	29.5	17.5	16.5	12.4	11.6
2次	30.2	17.7	16.7	17.7	18.4
3次	41.9	24.8	23.8	34.6	35.3
4次	80.5	48.5	47.7	45.9	45.0
5次	95.5	63.3	58.5	48.1	49.2

表-6 鵜養橋の固有振動数(Hz)

	MODEL1	MODEL2	MODEL3	MODEL4	実測値
1次	9.68	6.83	6.64	5.09	6.36
2次	10.1	7.07	23.2	18.9	18.7
3次	31.1	24.2	41.3	31.9	30.5
4次	57.5	24.3	43.7	35.2	35.5
5次	60.0	42.8	46.5	38.7	39.1

4. 衝撃係数

これまで鋼橋やコンクリート橋に対しては、車両走行による動的応答について、理論的実験的研究が行われ、また衝撃係数に関する研究も多く発表されている¹³⁾。しかし、近年急増している木車道橋に対しての衝撃係数は、まだ紹介されていない。

本走行実測を行った林道橋は、設計衝撃係数としていずれも $i=0.25$ が使用された。これは、文献13)から集成材橋では部材の輸送上の制限などから、使用頻度の高いと考えられる橋長14m程度を、鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数式に代入し、 $i=20/(50+L)=20/64=0.3125$ となる値の80%を $(0.3125 \times 0.8=0.25)$ 採用したものである。

実測値の衝撃係数はDAFやDIFなど様々な算出方法が紹介されているが、本研究においては我国での衝撃係数の評価としてよく用いられる式(1)を採用した¹⁵⁾。

$$i = \frac{Y_{Dmax} - Y_{Smax}}{Y_{Smax}} \quad (1)$$

ここに、 Y_{Dmax} ：動的たわみの最大値、 Y_{Smax} ：静的たわみの最大値を表している。実測における衝撃係数を推定するに際しては、各橋とも図-2～4に示すスパン中央の測定点②と⑤の車両走行による加速度波形を測定し、その波形を2回積分するとにより応答変位波形を求め、式(1)を用いて各橋の衝撃係数を

推定した 図-7 (a)、(b)、(c) は、揚ノ沢橋、鵜養橋の車両走行実測から得られた加速度波形と変位波形の一例である。

表-7 は、実測値より求めた衝撃係数、本実測橋梁の設計に用いた衝撃係数、本実測橋梁と同スパンを有する鋼橋、コンクリート橋の衝撃係数を比較したものである。表から、衝撃係数の実測値は、揚ノ沢橋と坊川橋に関しては、同スパンの鋼橋やコンクリート橋の値とほぼ一致しており、鵜養橋では13%ほど大きな値となっている。また、設計衝撃係数と比較すると、揚ノ沢橋では38%程度、坊川橋で44%程度、鵜養橋で42%程度大きな値となっている。したがって、3橋とも実測値の衝撃係数と比較して40%程度大きくなり、ほぼ同スパンの鋼橋やコンクリート橋の値と同様な値となるのがわかる。なお、鵜養橋の衝撃係数が鋼橋やコンクリート橋と比較して大きくなっているのは、道路の線形上の理由から1.5tfの車両を用いたため、車両と橋梁の重量比の関係から衝撃係数が大きく算出されたものと思われる¹⁶⁾。

表-7 衝撃係数

	揚ノ沢橋	坊川橋	鵜養橋
鋼 橋	0.347	0.360	0.314
コンクリート橋	0.347	0.360	0.314
設計値(基準)	0.250	0.250	0.250
実測値	0.344	0.361	0.356

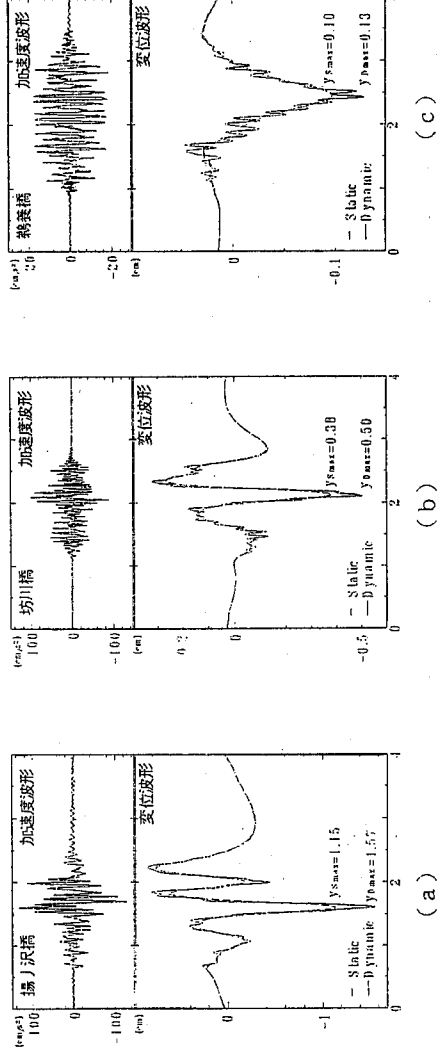


図-7 加速度波形と変位波形

5. あとがき

本研究では、大断面構造用集成材を主材料とする林道橋3橋に対し、常時微動法、車両走行実測を行い、その動的特性を明らかにしようとしたものである。固有振動数については、実測値と数値解析値を比較することにより、版上の高欄やアスファルト、柵上の床版、高欄、アスファルトの質量が固有振動数にどのような影響を及ぼすか検討した。その結果本実測橋梁では、版や主柵に対してのアスファルト質量が大きく、これからの質量を十分に考慮し、解析を行わなければならないことが明らかになった。減衰定数に対しては、柵自体の減衰定数と接合部によるエネルギー損失の影響のため、かなり大きい値となり、振動減衰の効果が大きいという木橋の特質が明らかになった。

衝撃係数については本実測林道橋では、設計に用いられた衝撃係数と比較して、40%程度大きくなることがわかった。今後、より多くの集成材橋に対して振動測定を行い、減衰定数と衝撃係数のデータを収集することが必要と思われる。

本論文をまとめるにあたり、秋田大学鉱山学部薄木征三教授、長谷部薫助教授、秋田営林局の方々に大変お世話になりました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本合板検査会：構造用大断面集成材の日本農林規格，改 平成3年12月
- 2) 薄木 征三・清水 功雄・長谷部 薫：プレストレス木床版の弾性及びクリープ挙動に関する実験的研究，構造工學論文集，Vol. 40A, pp. 1301~1312, 1994・3
- 3) 長谷部 薫・薄木 征三：集成材を主桁とした格子桁の解析と実験的研究，土木学会論文集，第397号/VI-9, pp. 85~94, 1988・9
- 4) 長谷部 薫・薄木 征三：集成材格子桁橋の合成作用に関する解析と実験，土木学会論文集，第403号/VI-10 (ノート)，pp. 269~272, 1989・3
- 5) 長谷部 薫・薄木 征三：集成材格子桁瀧峯林道橋の現場実験と解析，構造工學論文集，Vol. 35A, pp. 879~887, 1989・3
- 6) 藤野 陽三・岩本 政巳・加藤 雅史・岡林 隆敏・本田 秀行・長井 政嗣・志水 茂也・平本 勝吉・飯村 豊：集成材を補剛桁に用いた斜張橋（川倉大橋）の振動実験，橋梁，Vol. 29, pp. 19~21, 1993・6
- 7) 薄木 征三・マイケル リッター：プレストレス床版橋の発展小史と現場試験，構造工學論文集，Vol. 39A, pp. 1089~1100, 1993・3
- 8) AASHTO：Standard Specifications for Highway Bridges, 1893.
- 9) 小坪 清真：土木振動学，森北出版
- 10) 加藤 雅史・島田 静雄：橋梁実験振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第311号，1981・7
- 11) 高橋 俊彦・宮本 裕・五郎丸 英博・岩崎 正二・出戸 秀明：大断面集成材橋の振動実験および解析，平成6年度 土木学会東北支部講演概要，pp. 50~51, 1995・3
- 12) 日本建築学会：木質構造設計基準・同解説，1995.
- 13) 例えば、本田 秀行・小堀 為雄・山田 善一：多径間連続桁の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会報告集，第331号，pp. 65~73, 1983・3
- 14) (財) 日本住宅・木材技術センター編集：木橋設計施工の手引「木橋づくり新時代」，ぎょうせい
- 15) 橋梁振動研究編：橋梁振動の計算と解析，技報堂出版
- 16) 吉村 虎蔵・彦坂 熙・内谷 保：単一走行車両による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文報告集，第258号，pp. 35~44, 1977・2

7 径間連続曲線桁橋振動特性調査

INVESTIGATION ON VIBRATION CHARACTERS OF A 7-SPANS CONTINUOUS CURVE BRIDGE

早川 清* 白尾兼二** 馬場 茂*** 川上順子**** 西星匡博*****
By Kiyoshi HAYAKAWA, Kenji SHIRAO, Shigeru BABA, Noriko KAWAKAMI and Masahiro NISHIBOSHI

The investigation of this Exit Ramp, which is a bridge with 7-spans continuous box girder and has a spiral shape, was carried out in order to determine the dynamic behaviors in qualitative and in quantitative. Objects of this investigation included not only to the super- and sub-structures of the Exit Ramp, but also to the surrounding ground and the neighbor houses. The natural frequency of girder, the locus of displacement in upper end of pier, influence factors of the surrounding ground and houses, vibration sources and so on were recognized.

Moreover, the analytical model was made based on the measurement results, and in order to discuss the methods to reduce vibration, the simulation of dynamic response analysis was carried out. As a result, the useful information on various behaviors of the spiral shaped bridge and surrounding environment was obtained.

1. まえがき

本橋梁は、7径間連続箱桁で平面線形が閉じた円を描くループ橋という希有な構造を有する都市高速道路の出路橋である。本出路橋について、その動的挙動特性を定性・定量的に明確にすること、および近傍地盤面・隣接家屋への影響を考察することを主な目的として振動調査を実施した。調査内容は出路本体上下部構造のみならず、出路本体を中心として周辺地盤、高速道路本線、近接一般国道など広範囲を対象として計測点を設け、データを収集した。

また、実測結果と比較しながら固有价值解析および時刻歴応答解析を行うことにより、解析モデルの作成・修正を行った。さらに、ケーススタディとしてその解析モデルを用いた応答解析シミュレーションによりいくつかの制振対策の検討を行い、有益な情報を得たためここに報告するものである。

2. 調査概要

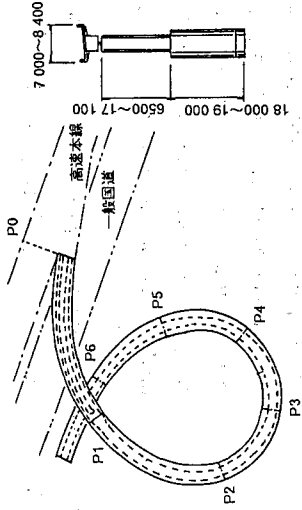
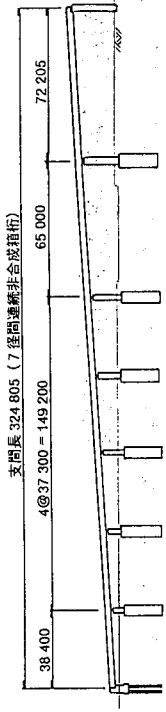
(1) 調査対象橋梁諸元

調査対象橋梁の構造一般図を図-1に、構造諸元を表-1に示す。

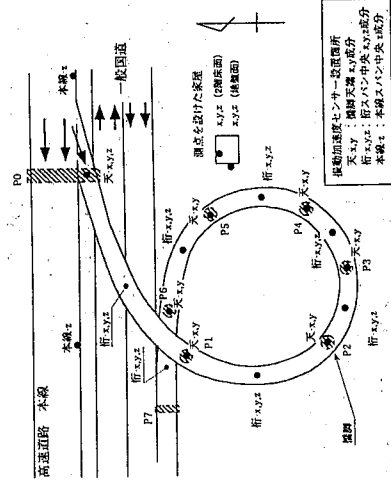
(2) 調査項目

調査項目は、既知荷重 (196kN=20tf) に調整した試験車および一般大型車両の走行による応答加速度の測定

* 正会員	工博 立命館大学 理工学部土木工学科	****	正会員	阪神高速道路公団 神戸第二建設部調査課
**	阪神高速道路公団 計画部計画二課	*****	正会員	(株) フジエンジニアリング
***	阪神高速道路公団 神戸第一建設部北神工事事務所			



図一 1 調査対象橋梁構造一般図



図一 2 測点配置図

3. 調査結果

(1) 出路桁の挙動について

出路自身の自由振動における挙動を把握するため、本線を一般大型車が通過した場合の振動変位軌跡を図一 3 に示す。同図に示す振動変位は、加速度波形を 2 階積分して得られたものである。

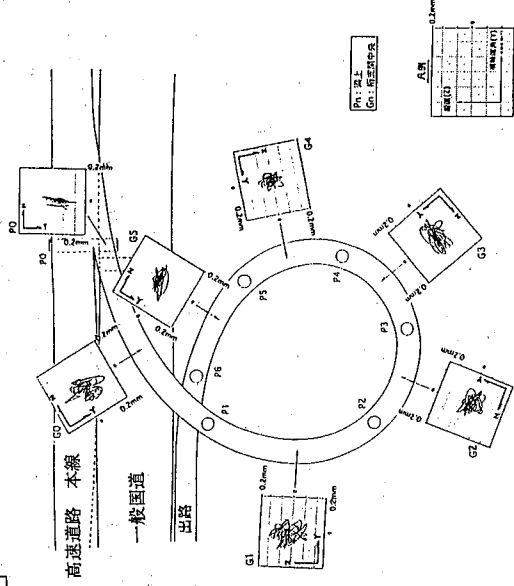
図一 3 より、橋脚上の測点である P0 を除き、桁の測点においては鉛直方向成分が比較的優勢となっている。測点が桁支間中央であることを考慮すると当然であるが、橋軸直角方向成分も鉛直変位に匹敵するほどの値を示している。したがって、振動の

とし、得られた時刻歴加速度データについて周波数分析等を行うことにより振動特性および伝播経路を求めた。

なお、加速度センサーには、サーボ型加速度計および圧電型振動レベル計を用いた。

(3) 測点配置

測点は、サーボ型加速度計を桁の各径間中央および橋脚天端に、圧電型振動レベル計を橋脚天端および直下地盤面に設置した。なお、近隣家屋への影響を調べるため家屋の 1・2 階にも測点を設けた (サーボ型、圧電型とも)。測点の配置を図一 2 に示す。



図一 3 自由振動時の変位軌跡 (鉛直断面内)

要因としては桁のたわみ振動ばかりではなく、軸線直角方向の成分も比較的大きく寄与していると思われ、出路の桁全体が各々の橋脚の頂部を揺する現象が起っていると推察される。

また、図-3より本線走行により加振された場合(出路は通行車両無し)の出路の変位量は、0.2mm(全振幅)程度であった。

(2) 固有振動数について

振動加速度波形データについて周波数分析結果として図-4にP0測点(本線との接続点)、G1測点、家屋2階測点のスペクトル曲線を示す。分析対象データは、試験車および一般車を含む全ケースから、単独走行で他の車両の影響のないケースを選んだ。また、全測点の周波数分析結果より、ピークの大きな振動数について概ね上位3個程度の卓越したピークを選び、表-2にまとめた。

出路全体に共通する振動数成分と、それらの振動モードを求めるために、各径間中央の測点で得られた加速度データについてクロススペクトル分析を行い、各測点の振幅(フォーエ振幅)および位相を求めた。それらの値から実測結果に基づく振動モードとして8個の固有振動数および振動モードが求めた(表-3)。これ

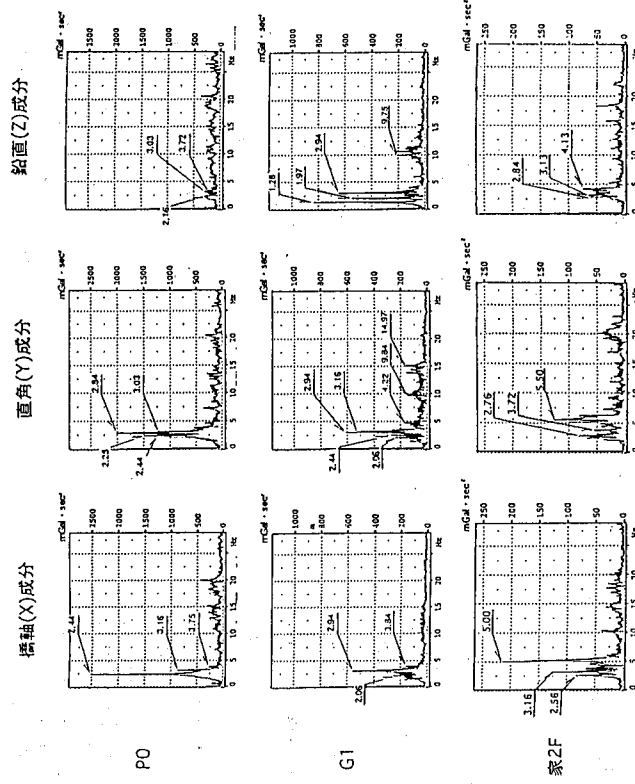
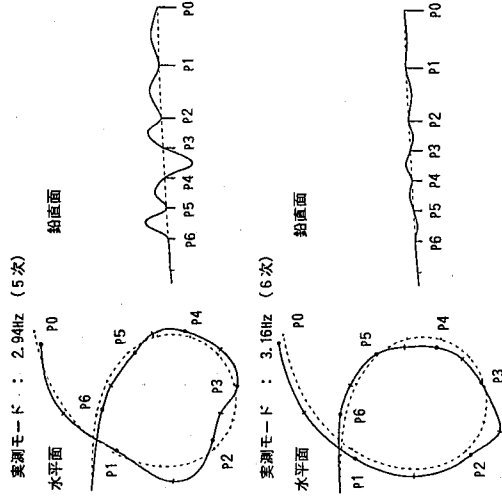


図-4 周波数分析結果

表-2 卓越振動数一覧

	車台(1) (m/s²)			車台(2) (m/s²)			車台(3) (m/s²)		
車台	2.35	3.15	5.00	2.56	2.72	5.50	2.84	3.13	4.13
車台	2.72	3.15	3.72	2.56	3.15	4.31	2.84	3.34	5.31
P21	2.72	3.72	5.31	2.72	3.03	5.31	2.72	3.34	5.31
P04	2.25	3.72		2.84	3.03	3.72	1.84	2.16	4.13
P0	2.44	3.72		2.25	3.03	4.22	1.28	1.97	2.94
G0	2.35	3.15	3.44	2.56	3.03				
P1	2.94	3.15	3.44	2.56	3.15	4.22	1.28	1.97	2.94
G1	1.28	2.94	3.44	2.44	2.94	4.22	1.28	1.97	2.94
P2	1.75	2.25	3.15	2.06	2.44	3.84	1.69	2.06	3.94
G2	2.06	2.94	3.15	2.35	3.15	5.22	1.28	1.97	2.94
P3	1.84	2.35	4.53	2.44	3.84		2.44	2.94	3.94
G3	2.06	2.44	4.53	2.44	3.15	3.94	2.44	2.94	3.94
P4	2.44	3.03	4.63	2.06	3.15	3.94	2.06	3.15	
P4	2.44	2.94	3.94	2.56	2.84	5.13	2.44	2.94	3.34
G4	2.44	3.15	3.94	2.06	2.94	3.84	2.44	2.94	3.34
P5	2.44	3.15	5.00	2.44	3.15	3.72	2.25	2.45	4.22
P5	2.44	3.15	4.00	2.44	2.94	3.94	2.06	2.45	2.94
G5	2.44	3.15		2.44	3.15	5.22	2.06	2.45	2.94
P6	2.35	2.94	3.44	2.44	3.15	3.84	2.44	2.94	3.44
G6	2.35	2.94	3.44	2.44	3.15	3.94	2.44	2.94	3.44



図一五 実測モード例

らのうち特徴的なモードとして2.94Hz (5次)と、3.16Hz (6次)について図一5に示す。

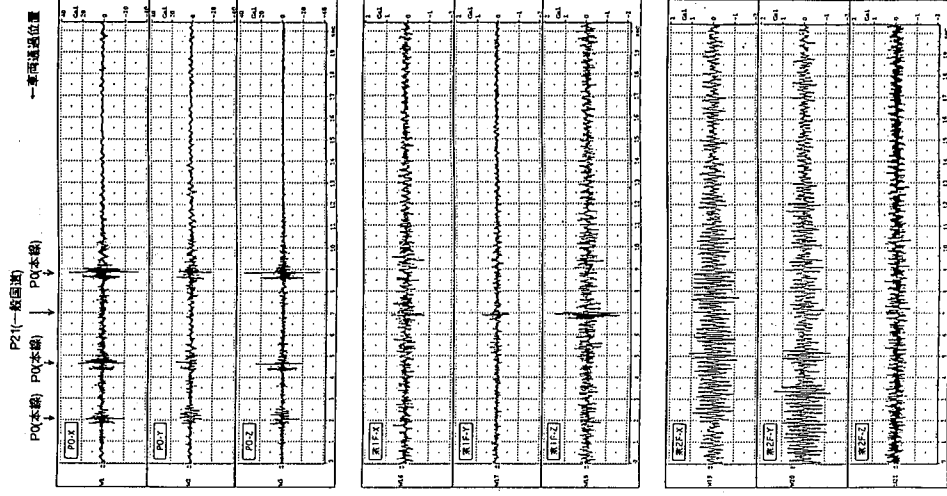
2.94Hz (5次)は、鉛直成分がG3径間(P3-P4橋脚間)以外の桁がすべて同位相であることから、周辺地盤に対する鉛直方向の振動に関して影響が大きいと思われる。また、水平成分も比較的大きいがこれは対面している位置の位相が逆であることから、ある程度打ち消す作用があると思われるため、外部(周辺地盤)への影響は比較的小さいものと考えられる。一方、3.16Hz (6次)ではG1径間(P1-P2橋脚間)とG4径間(P4-P5橋脚間)を結ぶ方向、すなわちモード図上では左右方向の挙動が同位相であるため、外部(周辺地盤)に対する水平方向の加振力に大きく寄与していることが考えられる。

(3) 近接家屋に対する影響について

近接家屋への影響を検討するために、本線との接続箇所であるP0測点、家屋1階および2階の測点における加速度波形を図一6に示す。P0測点において衝撃的な波形が見られる時刻に一般大型車が本線を走行し、家屋1階測点で衝撃的な波形が見られる時刻に試験車が一般国道を通過している。

図一6より、家1階測点では一般国道通過時の衝撃が現われており、特に鉛直(z)成分が大きく伝わっていることがわかる。しかし、家2階測点では、橋軸(x)および橋軸直角(y)の水平面内成分が大きく増幅されている。しかしこれはx, y成分の振幅が大きくなっている部分の時刻を考慮すると、本線を通行した3台の一般車両の影響であると考えられる。したがって、測定対象家屋の場合、2階においては本線および出路の振動の方が影響が大きいと考えられる。

そこで、家屋2階における人体に感じる振動の性状(振動数成分)として、加速度データに体感補正を施した後、周波数分析を行った結果を図一7に示す。同図より体感上影響が大きい振動数成分は、2.84Hz, 3.16Hz, 5.0Hz, 5.5Hzであることがわかる。これらの振動数成分について、それぞれ下記の発生要因が推察される。



図一六 加速度波形例

・2.84Hz 主に P0

およびその地盤面で見られること、出路本体での卓越振動数および実測モードが見られないことなどから P0 橋脚の横（本線直角）方向の倒れモードが主な原因であると思われる。

・3.16Hz 出路のほとんどすべての測点で水平成分が方向を問わず見られていることと、鉛直成分がほとんど見られないことから、出路の桁全体による水平運動が支配的であるという実測モードの結果を裏付けている。

・5.00, 5.50Hz 家屋測点以外の測点では大きなピークが見られないことから、この 5Hz 付近振動数は家屋の固有振動数であり特に 1 階から 2 階に伝わる間に増幅されるものと推測される。

4. 固有値解析結果

実測で得た卓越振動数およびその挙動を確認するためと、それぞれの卓越振動成分においてもとも影響力が大きい箇所を推定するため、あるいは制振の必要性が問われた場合の制振手法またはその効果を検討する上で不可欠となる解析モデルの作成を目的として、固有値解析を行った。

(1) 解析モデル

固有値解析を行なうためにモデル化した範囲は、出路の桁（上部工）およびフーチングを含む橋脚（下部工）とし、竣工図書を参考にして座標や断面定数を算出した。各部材は梁要素で表現し、立体骨組構造として解析を行った。また、材料定数は鋼材が弾性係数 206GPa ($2.1 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)、密度 7.85t/m^3 、ボアソン比 $\nu = 0.3$ とし、コンクリートは弾性係数 26GPa ($2.65 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$)、密度 2.30t/m^3 、ボアソン比 $\nu = 0.15$ とした。計算は、サブスペース法に基づいた固有値計算プログラム (FORTRAN77 言語) を用い、大型コンピュータにて行なった。

(2) 解析結果

各測点間の位相および振幅を考慮して解析モードと実測モードを比較した結果、両者はよく一致しており、解析モデルとして概ね妥当であると思われる。各々の実測モードに対応する解析モードを表-3 に示す。

また、実測モードで水平および鉛直成分への影響が大きいと考えられる実測 5 次 (2.94Hz) モードおよび実測 6 次 (3.16Hz) モードに対応する解析モードを図-8 に示す。

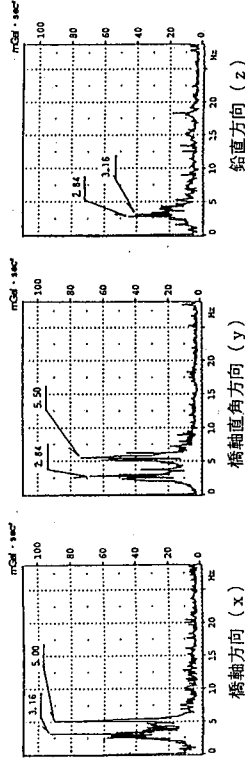


図-7 体感補正後スペクトル (家屋 2 階)

表-3 実測結果と解析結果の比較

実測結果	解析結果
実測 1 次モード	解析 1 次モード
実測 2 次モード	解析 2 次モード
実測 3 次モード	解析 3 次モード
実測 4 次モード	解析 4 次モード
実測 5 次モード	解析 5 次モード
実測 6 次モード	解析 6 次モード
実測 7 次モード	解析 7 次モード
実測 8 次モード	解析 8 次モード

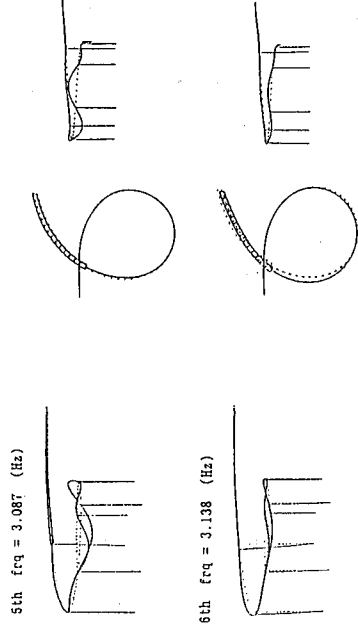


図-8 解析モード例

5. 時刻歴応答解析結果

(1) 解析条件および解析モデル

固有値解析の結果より数値モデルを同定した。そこで、ケーススタディとしていくつかの制振対策を想定し時刻歴応答解析を行った。載荷荷重は単独車両 (196kN) とし、出路を走行させた場合の応答を計算することにより各対策手法の効果を比較検討した。

制振対策として仮定した手法を以下に示す。

- ・ 現況モデル 比較の基準となる、現況の性質を再現したモデル。
- ・ 支束拘束モデル 本橋は、連続する7径間の両端が可動支承となっているが、その片方であるP7 (降りきったところのアバット支点) を比較的高い剛性により移動量を拘束したモデル。
(橋軸方向 $E=9.8\text{GPa}$ ($1.0 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$))
- ・ 鋼鈹巻たてモデル P1からP6までの全ての橋脚柱に、耐震補強基準に準じた鋼鈹巻立て補強を施したモデル。(鋼鈹厚 $t=6\text{mm}$, 既設橋脚柱とは一体化するものと仮定)
- ・ アウトケーブル ボックス桁の中にPC鋼線を通し、アウトケーブルとして緊張させる。その緊張力の桁曲率中心方向成分の分力により、出路全体を絞り込むように拘束する作用、および緊張力の分力としての軸力の増加による桁の剛性向上を狙ったモデル。

(PC鋼材: 直径30mm, $E=186\text{GPa}$ ($1.9 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$), 張力 $P=19.6\text{kN}$ (2.0tf))

(2) 応答解析結果

上記4種類のモデ

ルにより応答計算を行った。その結果のうち、比較的效果が明瞭に現れたケースとして、アウトケーブルモデルのG1測点の鉛直成分に関する加速度波形および振動加速度レベル波形を図-9に示す。

図の、5秒から9秒の間付近が、測点のある径間すなわちG1径間を車両が通過している。ここで振動加速度レベルとは、各モデルで得られた加速度波形を時定数0.63秒で順次2乗平均 (RMS) したものである。

応答計算の結果、水平成分 (橋軸直角) に関しては、支束拘

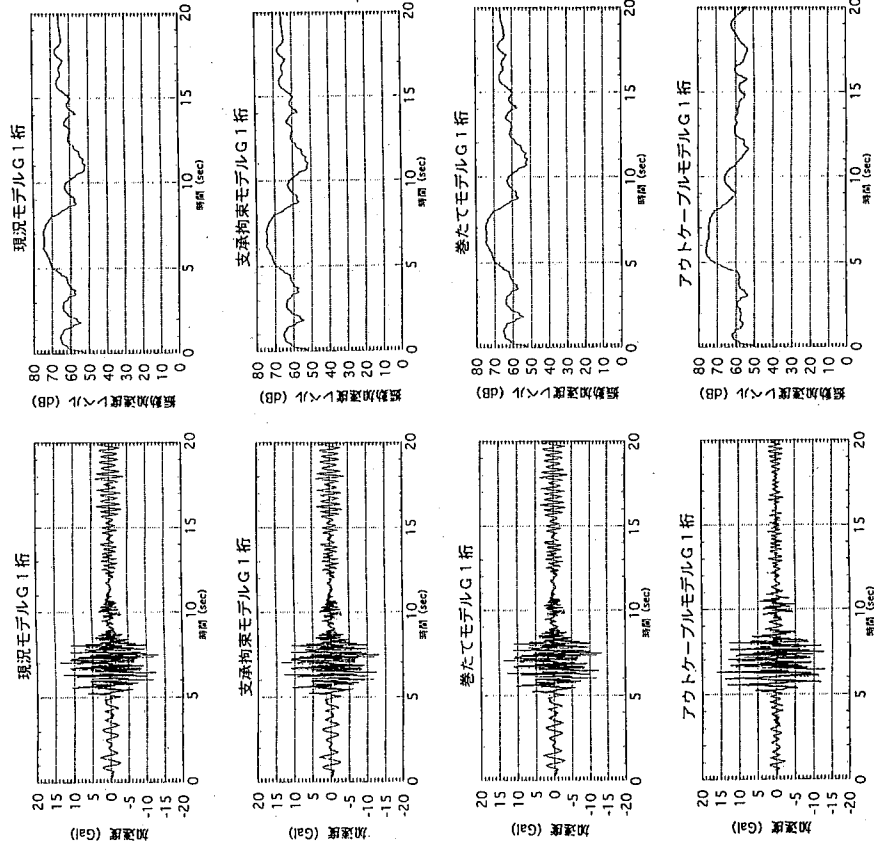


図-9 解析による加速度波形および振動加速度レベル波形例

↑
7.5~9.5秒

束モデルおよび鋼板巻たてモデルでは顕著な効果は得られていないが、アウトケーブモデルでは、着目径間を通過し離れたところでは振動加速度レベルが低減している。しかし、G1径間（着目径間）およびその前後を車面が通過する時は、逆に振動加速度レベルがやや大きくなる。

これは、緊張力の付加により隣接径間同士の一体化が促進され剛性が向上しているものと思われるが、直上を大型車面が通過するよう大きな入力に対しては、入力が振動軽減効果を上回ってしまうものと考えられる。しかし、車面が離れる（入力が小さくなる）と桁の剛性向上による制振効果が現れ、振動加速度レベルも小さくなるものと考えられる。

同様に、鉛直成分についても支承拘束と鋼板巻たてについては、現況モデルとほとんど同じ加速度波形および振動加速度レベル波形であり、この2つの対策手法が鉛直成分に対しては寄与しないことがわかった。一方、図-8に示すように、アウトケーブモデルでは車面の直上通過付近は大きな変化が見られないが、その前後では加速度、振動加速度レベルともに低減している。

さらに、各モデルの固有振動数の変化を表-4にまとめた。表より、対策を施したモデルはすべて各次の固有振動数が高くなっており、中でもアウトケーブモデルの変化が大きい。今回のケーススタディで評価対象とした家屋に関して、本橋梁（出路）における最も影響が大きい固有振動数（および振動モード）は、現況モデルの6次モード3.138Hz（実測では3.16Hz）である。この6次モードの振動数が各モデルとも高くなっていくことから、地中の伝播中の減衰や体感特性（水平成分を最も感じやすい振動数は1~3Hz程度で、それ以上では感覚が鈍くなる）を考慮すると各対策手法ともいずれかの効果が現れているといえる。特にアウトケーブモデルでは約34%も向上しており、体感的な振動レベルは減少していると考えられる。

以上、ケーススタディとして制振対策を検討した結果、加速度値および振動加速度レベルについては、水平成分、鉛直成分ともに明瞭な効果は見られず、アウトケーブモデルが鉛直成分に関して桁断面剛性にやや寄与した程度にとどまった。これは、水平振動のエネルギが非常に大きく、今回のケーススタディにおける対策の程度では影響度が小さいためであると思われる。

しかしながら、各次モードの固有振動数の変化を見た場合、特にアウトケーブモデルでは5~34%も高くなっており、感覚補正を考慮すると体感的な振動量は低減したものである。

表-4 固有振動数比較一覧

（卓越成分）	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次	8次	9次	10次
	（鉛直）	（鉛直）	（鉛直）	（水平）	（鉛直）	（水平）	（水平）	（水平）	（鉛直）	（水平）
現況モデル	1.285 (-)	1.849 (0%)	2.465 (-)	2.618 (-)	3.087 (-)	3.138 (-)	3.657 (-)	3.994 (-)	4.055 (-)	4.100 (-)
支承拘束モデル	1.285 (0%)	1.850 (0%)	2.618 (6%)	2.970 (13%)	3.134 (2%)	3.625 (16%)	3.669 (0%)	4.053 (1%)	4.496 (11%)	4.691 (14%)
鋼板巻立てモデル	1.285 (0%)	1.849 (0%)	2.465 (0%)	2.629 (0%)	3.091 (0%)	3.208 (2%)	3.750 (3%)	4.047 (1%)	4.124 (2%)	4.217 (3%)
7かいブームモデル	1.344 (5%)	2.367 (28%)	2.769 (12%)	3.478 (33%)	3.663 (19%)	4.209 (34%)	4.361 (19%)	4.650 (16%)	4.816 (19%)	5.338 (30%)

(%)は、現況モデルに対する増加率を示す。

6. まとめ

本調査で得られた結果について以下にまとめる。

(1) 振動特性について

・本線走行時の桁の自由振動ではたわみ量に匹敵するほどの橋軸直角(y)方向の変位が生じていることから、本出路橋は橋脚の倒れ変形を伴ない桁全体が振動しているものと考えられる。

・実測卓越振動モードのうち特徴的なものとして、周辺地盤に対する鉛直方向の加振力に大きく寄与していると考えられる2.94Hz (5次)、および周辺地盤に対する鉛直方向の加振力に大きく寄与していると考えられる3.16Hz (6次) が挙げらる。

・測定対象家屋の振動は、一般国道よりも本線の影響が大きい。

・家屋2階で観測されている (増幅されやすい) 振動数成分のうち体感するゆれに対して影響度合の大きいものは、2.84Hz、3.16Hz、5.00Hz・5.50Hzであることがわかった。

これらの振動数成分の発生源として、以下の事が考えられる。

2.84Hz - 出路本体では見られないことからPO橋脚自身の固有振動が本線上下線の桁の固有振動などが考えられる。

3.16Hz - 水平方向成分が優勢な振動モードであり、家屋により増幅されるため、これが出路の固有振動成分のうちもともと家屋に対する影響が大きくなっていると考えられる。

5.00Hz・5.50Hz - ほとんどの測点で観測されていない振動数成分であるため、家屋固有の共振振動数であると推測される。

(2) 制振対策について

実測および固有値解析の結果をふまえ、家屋2階で感じられる振動の低減または他の家屋などへの振動の低減が求められた場合の処置を想定したケーススタディとして、以下の3種の対策モデルについて応答計算を行った。

- a. P7 (A1: 出口側端部) の支承を弾性拘束したモデル
- b. 橋脚柱に鋼鈑を巻たて、剛性を向上させたモデル
- c. 桁内にアウトケープルを配置し、軸力を加えたモデル

その結果、振動加速度レベルに関しては今回の各モデルで想定した条件では明瞭な効果は得られなかったが、固有振動数に関しては程度の差はあるが概ね高くなっており、体感する振動レベルとしては低減していると考えられる。特にアウトケープルモデルが顕著であった。

7. あとがき

今回の調査およびケーススタディでは、振動発生要因を解明し、実構造物を忠実に表現する解析モデルにより制振対策について検討した。その結果、振動加速度レベルに関しては入力が比較的小さい範囲ではある程度制振効果が得られていることから、対策の設定条件を検討することにより大きな入力に対する制振効果が期待できると考えられる。また、固有振動数については、対策を講じることにより確実に振動数が高くなり、体感度の鈍い領域にエネルギーを逃がすことが可能であることがわかった。

今後の課題として、より確実な制振効果を得るためには、今回のケーススタディにおける各手法の条件を変化させて、よりパラメトリックな解析検討が必要となろう。そういった場合にも数値解析モデルは、今後の様々な数値実験に対して十分使用に耐え得るものであり、今後の活用が望まれる。

高隆寺大橋(中央方杖支持式ラーメン橋)の振動特性

VIBRATION CHARACTERISTICS OF KOURYUJI - OHASI BRIDGE

大場邦弘* 田中信治** 梶川康男***
By Kunihiro OOBA and Shinji TANAKA and Yasuo KAJIKAWA

Kouryuji Ohasi Bridge is a new structure one which is called central strutted beam supported continuous steel deck,box girder, rigid frame bridge. Vibration test has been conducted on the real bridge in order to study its vibration characteristic.Two excitation methods,i.e.,Moving Vehicle Excitation and Vehicle Stepping Over,are used. The test results and the eigen value evaluation results are compared and analyzed. As a result,when the stiffness evaluation on side segment is conducted,it is found that if the abutment bearing is supposed to be hinged bearing, the result is very similar to the experimental data.

1. まえがき

高隆寺大橋は、愛知県岡崎市の自然環境豊かな丘陵地に施工された橋梁で、中央方杖支持式連続鋼床版箱桁ラーメン橋という形式である。この形式は、周辺植生に与える影響が少なく、形がシンプルで維持管理が容易な利点を有する他に類を見ない新構造形式である。

本橋は、図-1に示すように橋長170m(下部工中心支間割り66.450m+78.000m+24.450m)、幅員21.350mの一等橋(TL-20)で、平面形状は片側に2.85mの歩道を有する直線の道路橋である。本橋の計画に際しては、立体交差する道路・河川等の地形、用地制約、環境保全のための景観配慮等の設計条件を満足させるために、中央のP・橋脚部において4方向の鋼製脚を全方向回転自由な1支点で支持する中央方杖支持方式とした(橋梁形式の詳細は参考文献1)参照)。上部工設計は、通常橋梁では発生しない主桁の面外水平力の影響等を把握するために、桁・鋼製脚・コンクリート脚からなる立体骨組モデルを、微小変形理論に基づいた静的解析により求めた応力で部材断面を決定し、地震応答解析(時刻歴応答解析)を行って照査した。本橋は平成3年10月に着工され、平成6年10月から供用されている。

本橋が従来の上部工形式とは異なった新構造形式であり、設計段階の動的解析では、橋軸方向、及び面外方向への振動モードが卓越した結果を示したことから、実橋での振動実験を行うことで振動性状を把握し、

*	中部復建(株)設計第1部	(〒466 名古屋市中区稲江1-1805)
**	正会員 工博 同上	(同 上)
***	正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科	(〒920 金沢市小立野2-40)

設計仮定の妥当性及び通行車両の安定性の検証、並びに維持管理のための初期データ収集が必要と判断した。

本論文では、その振動測定結果と解析について報告する。

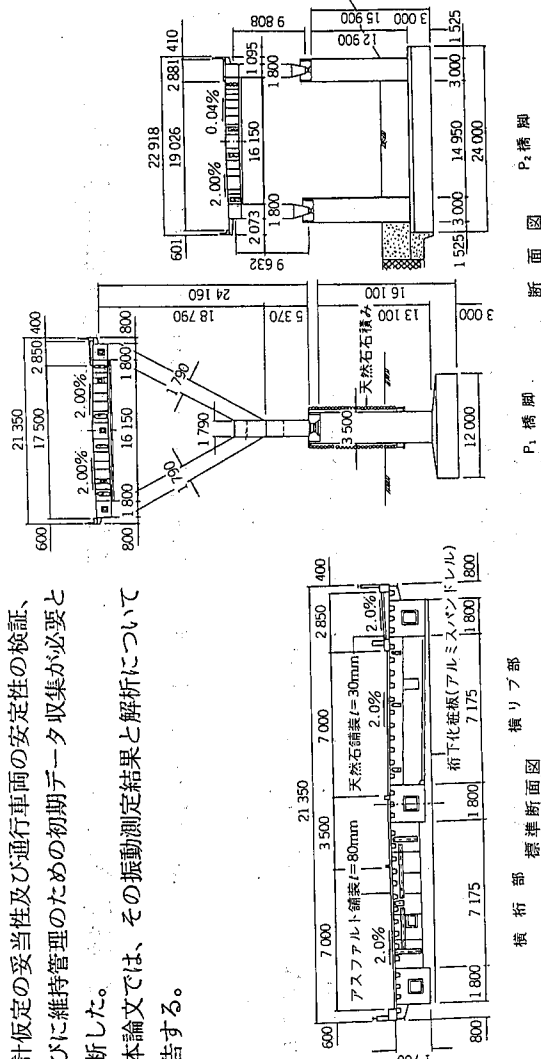


図-1 高隆寺大橋一般図

2. 実橋実験内容

2.1 加振方法

本振動実験では、以下の2種類の振動実験を実施した。

1) 試験車走行試験

一般車両の通行を規制し、ダンプロックを用いて橋上を単独で走行させることにより、不規則振動を橋梁に与え、その時の応答加速度、速度、変位を測定し、試験車が橋上を走行している際の各振動振幅や橋上退去後における自由減衰振動波形を得る。本実験では、走行速度を20、40、60(km/h)、走行位置を山側、海側(歩道設置側)の内側(追越し車線)、外側(走行車線)として、その各々の組み合わせ(12ケース)により2回ずつ(24ケース)実施した。表-1に試験車の走行パターンと写真-1に走行状況を示す。

2) 車両踏台落下法(衝撃加振法)³⁾

ダンプロックの前輪を踏台の上に乗り上げさせ、踏台から一気に落下させることにより、その衝撃によって自由減衰波形を得る。本実験では、ポイント1,3,5(図-1 一般図参照)の山側の外側車線、海側の内側

表-1 試験車走行パターン

車線	走行位置	回数
山側	内側車線	2
	外側車線	2
海側	内側車線	2
	外側車線	2

表-2 衝撃試験測定ケース

(試験回数は各2回)

車線	測定対象	加振点
外側車線	ねじれ振動	1
		3
		5
内側車線	曲げ振動	1
		3
		5

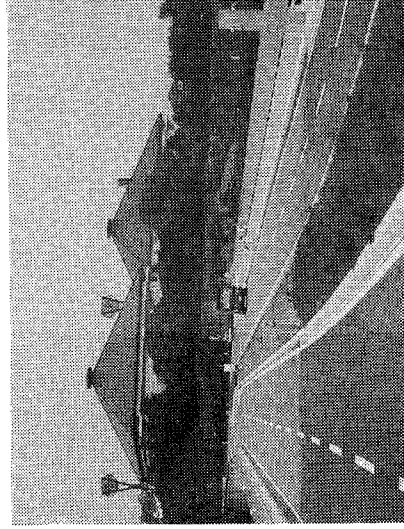


写真-1 試験車走行状況

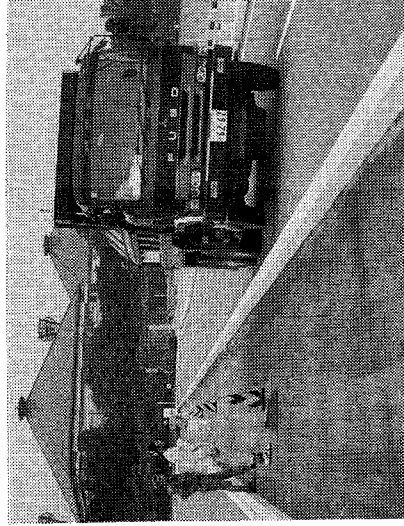


写真-2 試験車両落下状況

車線の計6箇所として2回ずつ（12ケース）実施した。表-2に衝撃試験の測定ケースと写真-2に試験車両の落下状況を示す。

2. 2 測定点および測定機器システム

本実験では、サーボ型速度計（加速度・速度変換可能）を10個、サーボ型加速度計を8個使用して鉛直方向、橋軸方向、橋軸直角方向の振動を、支承部においては変位計を2個使用して橋軸方向の変位を測定した。

本実験の測定システムは、橋梁中央の歩道上に設置した動ひずみ計（アンプ）で加速度計、速度計、および変位計からの各信号を増幅し、すべてパーソナルコンピュータのA/D変換装置によりデジタル信号としてデータを取り込み、各実験ごとに振動波形をディスプレイでモニターし、データ異常がないことを確認後、ハードディスクに記録した。

写真-3に測定状況と図-2に各測定機器の配置を示す。

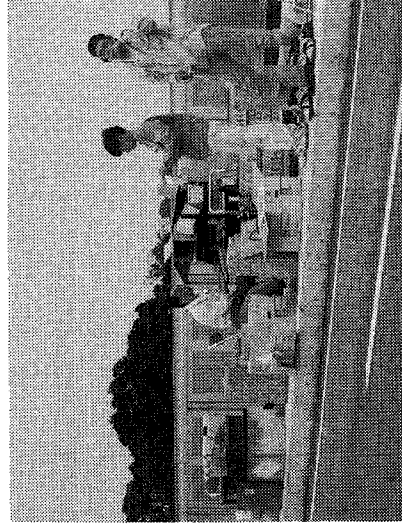
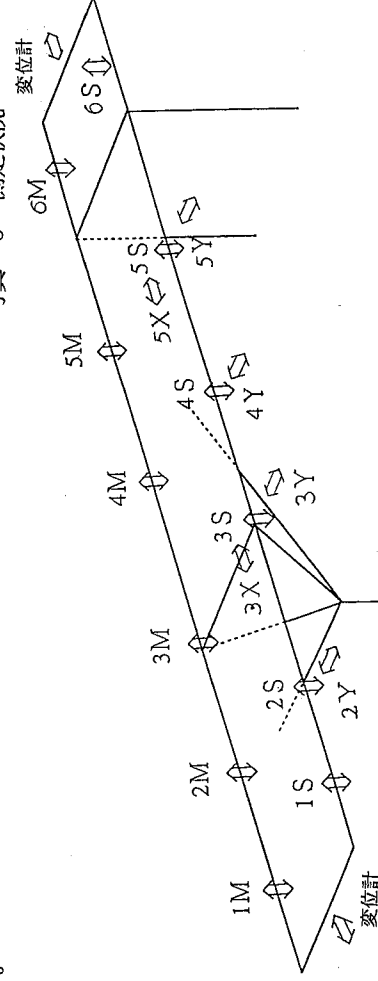


写真-3 測定状況



速度計：1M～5M, 1S～5S

加速度計：3X, 5X, 2Y～5Y, 6M, 6S

図-2 測定機器の配置

2. 3 データ解析

試験車走行試験のデータからサンプリング周波数を100Hz、データ数を1024個（分解能：0.048828）取り出し、パワースペクトルを計算した。試験車40km/h走行時の面内方向および橋軸方向のスペクトルについては、分解能を上げるために試験車が橋上を走行し、退去後もしばらくデータとして含めたために、サンプリング周波数を100Hz、データ数を2048個（分解能：0.024414）とした。また、衝撃加振試験においては、サンプリング周波数を100Hz、データ数を512個（分解能：0.0976563）取り出しスペクトルを計算した。

固有振動モードは、試験車走行試験で得られた各測点のスペクトルから任意の2つの測点でクロススペクトルをとり、位相差をみることで推定した。また、減衰定数の推定においては、衝撃加振試験のスペクトル解析から得られた卓越振動数の峰にバンドパスフィルタ一、逆FFTをかけて減衰波形を得ることによって減衰定数を求めた。

3. 実験結果

3. 1 卓越振動数

2つの実験から得られた卓越振動数を表-3に示す。本橋の場合、加振方法によっては1.4Hz付近で卓越するデータも検出されたが、振動振幅も小さいことから卓越振動数としなかった。また、図-3に衝撃加振試験（ポイント5の外側車線で加振）のスペクトル図（5M点）を、図-4および図-5に試験車走行試験（山側の外側車線を走行）の5M点における試験車が橋上走行中と橋上退去後のスペクトル図を示す。

本橋のように2.0Hz付近で振動数がかなり近接して卓越している場合には、スペクトルにおける卓越振動数の峰が重なり合っており非常に判別しにくかった。また、試験車が橋上を走行している際、3.0Hz付近の振動数がかなり励起しているが、退去後にはその振動成分の励起がかなり小さくなっていくことから、2.9Hz～3.2Hzの振動成分は、試験車のばね上の固有振動数と判断した。

表-3 実橋実験による卓越振動数

衝撃加振試験の卓越振動数 (Hz)		試験車走行試験の卓越振動数 (Hz)	
面内方向	面外方向	面内方向	面外方向
1.563～1.660	1.660	1.611～1.709	1.611～1.709
1.758～1.904	1.758～1.904	1.782～1.904	1.855～1.904
1.953	—	2.002	—
2.051	—	2.051～2.100	—
2.148～2.246	2.246	2.148～2.246	2.246
2.344～2.441	—	2.344～2.441	2.441
2.637	—	2.588～2.686	—
2.734～2.832	—	2.739～2.881	—
3.418～3.516	3.418	3.418	—
4.102～4.199	—	4.001～4.199	4.150～4.199
4.297～4.492	4.297	4.297～4.492	4.248～4.272
4.590～4.688	—	4.590～4.688	—

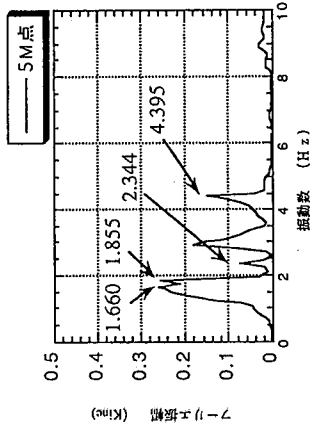


図-3 衝撃加振試験スペクトル

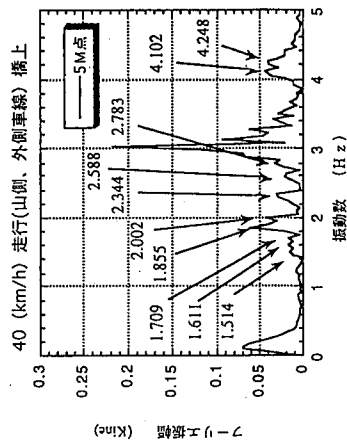


図-4 車両橋上走行中スペクトル

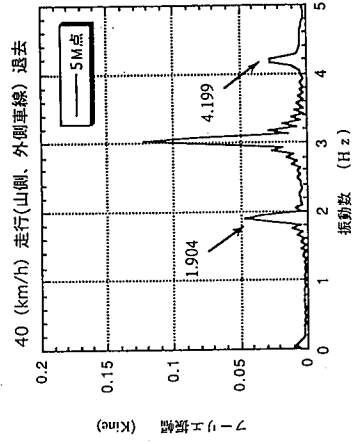


図-5 車両橋上退去後スペクトル

3. 2 固有振動モード

実験より得られた振動モードを図-6に示す。

1次モードの振動成分は、たわみ逆対称1次となっており、どの測点でも非常によく卓越していた。この振動成分は6M、6S点でも観測されており、全体モードとして示した。なお、車両走行実験では、試験車が内側車線を通過した後によく卓越していた。

2次モードの振動成分は、ポイント5で衝撃加振した場合に、中央径間（第2径間）がねじれるためによく卓越していた。1次モードや2次モードの振動数は、P1橋脚上でねじれるために、面外方向のスペクトルにも卓越がみられた。

3次モードと4次モードは、2.0~2.1Hzの近接した範囲でのモードであるためにはっきりと判別がつかなかったが、実験データをグラフィックしてみると、ねじれ加振において、3次モードがよく観察され、その振動中に4次モードが振動していた。

5次モードと6次モードは、衝撃加振試験のデータを見ると beating 波形となって現れており、モード図を見ても分かるように5次モードの第1径間のねじれがたわみ振動すれば6次モードになる。この6次モードは、試験車が内側走行した際によく卓越していた。

また、車両走行実験から、面外方向のスペクトルでは4Hz付近で3つ卓越モードが存在していた。このことは、10次モードの橋軸直角水平モードと、9次、11次モードのねじれモードの存在から分かった。

3. 3 減衰定数

衝撃加振試験の減衰波形から求めた減衰定数は、1次モードで0.016~0.028、2次モードで0.009~0.012であった。なお、2.0Hz付近の振動数や高次の振動数に対して逆FFTを用いての減衰波形が求められなかったため、減衰定数を推定することができなかった。この結果から本橋は、一般的な鋼橋と同程度の構造減衰を有していると言える。

3. 4 橋軸方向変位

試験車走行試験による各ケースでの支承部の橋軸方向変位は、走行速度、走行位置に関わらず、0.15mm~0.20mmと違った。これは、変位計を主桁下フランジ上面にしか設置できなかったために、試験車による桁の回転の影響が支承高さ分生じたと判断でき、支承自体はこの実験ではピン支承的な働きをしたと考えられる。

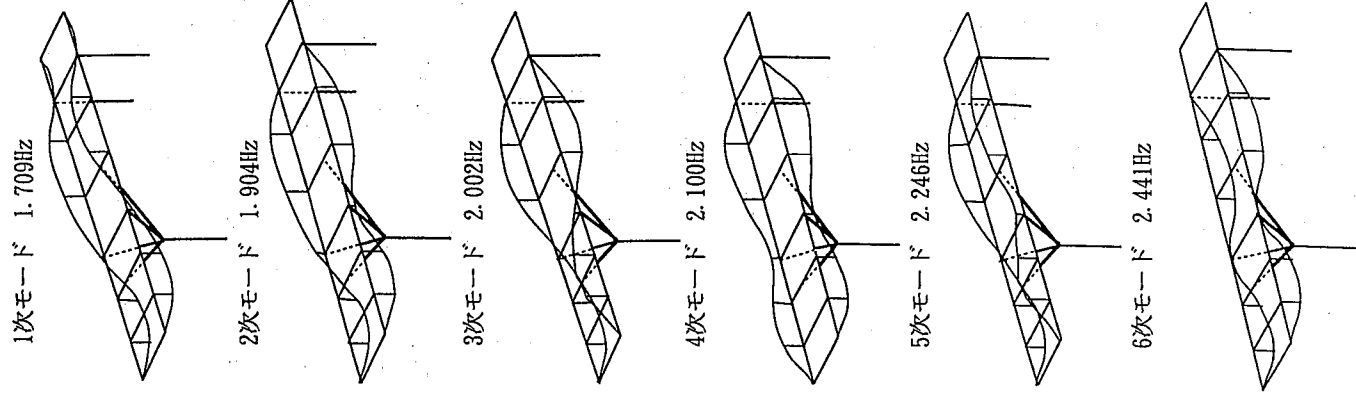


図-6 実測振動モード

4. 固有値解析

4. 1 解析モデル

固有値解析の構造モデルは、図-7に示すように、鋼床版、主桁、横桁、横梁、橋脚、フーチングで構成される立体骨組モデルとし、鋼床版を板要素として取り入れた。各部位の剛性及び質量は、設計計算書、竣工図書に基づいて算出し、コンクリート地覆と歩道マウントアップ部の剛性と地覆、歩道、高欄（アルミ合金製）の回転慣性を考慮した。なお、鋼とコンクリートのヤング係数比は $n=7$ とし、剛性は100%とした。これは、設計時において鋼床版を仮想トラスとして組み入れた立体骨組モデルでは、鋼床版の剛性、地覆、歩道マウントアップ等の付属構造の剛性など実橋との異差が生じると考えたからである。また、橋台の支承条件は、設計条件の可動支点の場合（解析ケース1）と加振力が小さいことからピン支点とした場合（解析ケース2）の2ケースで解析した。

4. 2 固有値解析結果

本橋の実験から得られた実測値とともに各構造モデルでの固有値解析結果を表-5に示す。表中の振動モードの次数は、実験から得られた振動モードに解析振動モードを合させる形で整理した。また、実測値とよく対応している解析ケース2の振動モード図を図-8に示す。

5. 比較検討

5. 1 解析値と実測値の比較

道路橋の振動解析を行う場合、その多くは主要部材のみの剛度と質量の値を用いるとともに、支承条件を温度変化時や地震時に機能するような条件で振動特性を求めることになる。本橋の解析ケースでは、設計時点での地震応答解析の設計値が相当するが、実測によって十分に検証できるとは言えない。このことは表-5の実測値との比較において、低次の振動数の誤差が20%程

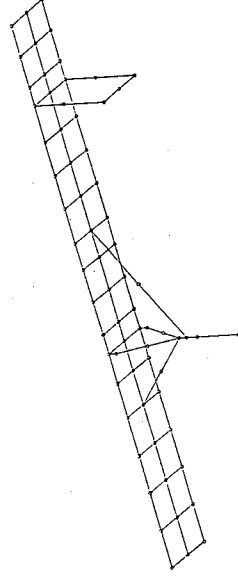
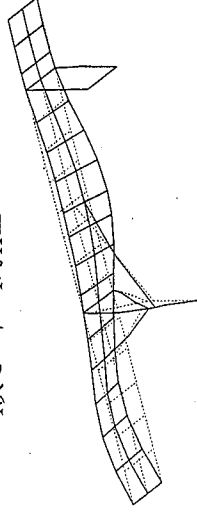
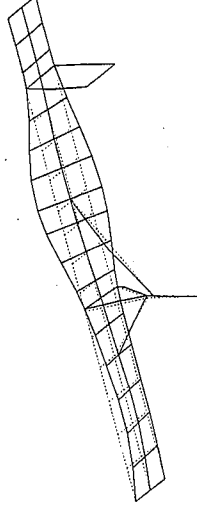


図-7 固有値解析モデル

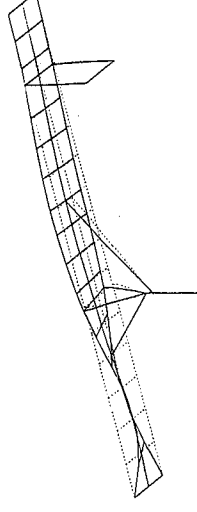
1次モード 1.641Hz



2次モード 1.734Hz



3次モード 1.814Hz



4次モード 2.133Hz

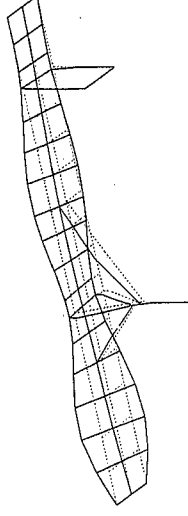


図-8 解析振動モード

表-5 固有振動モードと解析結果

次数	固有振動数 (Hz)				振動モード
	実測値	設計値	解析値(ケース1)	解析値(ケース2)	
-	卓越なし	0.768	0.972	計算値なし	橋軸方向移動
-	卓越なし	1.123	1.086	計算値なし	P_1 橋軸による面外
-	(1.47~1.56)	1.475	1.720	計算値なし	P_1 橋軸によるねじれ
1	1.709	1.533	1.833	1.641	たわみ逆対称1次
2	1.904	計算値なし	計算値なし	1.734	第1径間ねじれ、第2径間ねじれ
3	2.002	計算値なし	計算値なし	1.814	ねじれ逆対称1次
4	2.100	1.656	1.994	2.133	ねじれ対称1次
5	2.246	計算値なし	計算値なし	計算値なし	第1径間ねじれ、第2径間ねじれ
6	2.441	1.925	2.422	2.416	たわみ対称1次
7	2.739~2.881	2.645	3.468	3.472	たわみ逆対称2次
8	3.418	3.326	3.632	計算値なし	第2径間ねじれ
9	4.001~4.199	3.510	4.027	4.006	ねじれ対称2次
10	卓越なし	計算値なし	4.415	4.415	ねじれ逆対称2次
11	4.297~4.492	3.695	計算値なし	4.514	面外逆対称

度生じていることからわかる。

副部材の剛性評価を行って解析したケース1では、低次の振動数が10%以内で一致したが、実測で観測された低次で生じるねじれ振動に対して、十分なモデル化ができていないと言えない。
一般的に道路橋の可動支承は、大きな動きに対してはスライドしないことが多いことから、支点条件をヒンジ点としてモード解析した報告⁹⁾がある。そこで、橋台部の支承条件を橋軸方向の回転だけを自由とするピン支承とし、主要部材、副部材の剛性評価を行ったケース2では、実測の振動モードとよく一致した。この結果は、本橋の通常の使用状態（地震に比べて加振力が小さい）における振動特性の実態を表していると考えられる。

5. 2 中央方杖支持式の振動性状

今回の実橋実験と解析から、本橋が他橋に比べ、中央部において低次でねじれ振動を生じることが判明した。これは、つぎのような要因からなる橋全体の構造としてのねじり剛性が小さいことに起因すると考えられる。

- ①片側に歩道部がある非対称断面である。
 - ②主桁の支持条件として長柱脚、短柱脚それぞれ1本の脚で支持している。
 - ③4方向の脚を1点で接合して全方向回転自由なロッキングピア方式となっている。
- 本橋の中央方杖支持式という構造は、ちょうど逆Y型の塔を有した1面吊りの斜張橋を上下にひっくり返したものと近似している。1面吊りの斜張橋の振動が、そのねじれ剛性に影響を受けると同様に、本橋の場合も全体構造としてのねじれ剛性が小さいと思われる。このねじれ振動については、第1径間 ($A_1 \sim P_1$) と第2径間 ($P_1 \sim P_2$) がともに同位相でねじれる場合と逆位相でねじれる場合の2種類の振動が生じることが判明した。

試験車走行試験における走行速度、走行位置の違いから測定された振動加速度の最大振幅は、山側、走行速度が20 (km/h) の場合には、10～25 (gal)、40 (km/h) の場合には、20～40 (gal)、60 (km/h) の場合には、40～50 (gal) となっており、60 (km/h) の際の加速度を速度振幅に換算してみると最大振幅量は2.5 (Kine) となった。次に、山側を走行した場合と海側を走行した場合とを比較してみると、試験車が山側を走行したケースの方が加速度が大きめにしている。また、内側と外側との比較では、それほど大きな差は出なかった。

6. あとがき

本橋が中央方杖支持式という今までにない橋梁形式であるために振動性状の不明確さを有していたが、今回実施した実橋での振動実験に基づいて解析を行った結果、本橋の通常の使用状態における振動性状を把握できたと同時に、設計時点における部材剛性の評価のあり方も検証することができた。橋梁の設計段階においてはどのようなモデル化が、また、どのような解析方法が一番適しているかなどが課題であり、本橋の場合も、今回の構造モデルをフィードバックさせて改めて検証する必要があると考えられる。その意味において本報告が今後の橋梁計画の参考になれば幸いである。

最後に、振動実験にあたり御理解をいただいた岡崎市の関係各位、また、測定、解析に際し御協力をいただいた金沢大学工学部土木建設工学科の修士学生の方々に対し、感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 斉藤芳行・丹羽康文・栗本 隆・大場邦弘：高隆寺大橋の計画、設計および施工、橋梁と基礎、Vol. 29, No. 4, pp. 11～16, 1995年4月.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, 1990年2月.
- 3) 加藤雅史・島田静雄：橋梁の現地振動実験法、土木学会誌、Vol. 66, No. 2, pp. 38～42, 1981年2月.
- 4) 梶川康男・沖野 真・吉川 実・秋本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果、土木学会構造工學論文集、Vol. 35A, pp. 597～605, 1989年3月.

(1995年9月18日受付)

走行荷重によるPC斜張橋・甕大明神橋の動的特性

DYNAMIC CHARACTERISTICS OF PC CABLE-STAYED GIRDER BRIDGE DUE TO TRAFFIC LOAD

深田 幸史・梶川 康男・加藤 雅史・角本 周

By Saiji FUKADA, Yasuo KAJIKAWA, Masafumi KATO and Meguru TUNOMOTO

Until present many scientific reports were made about vibration's characteristics and dynamic increment factor of Metal cable-stayed girder bridge due to vehicle's movement, but we don't have any about that of PC cable-stayed girder bridge. Therefore we have some questions about the relation between span and impact, and the system damping of PC cable-stayed girder bridge. We had vibration test in Koshikidaimyoujin bridge due to test vehicles.

1. まえがき

甕大明神橋は、鹿児島県甕島列島内の上甕島と中高間のヘタノ申海峡に架設された橋長170mの2径間連続PC斜張橋である。本橋において、車両走行によるPC斜張橋の振動性状の把握を主目的として静的および動的載荷実験を行った。

一般に、PC斜張橋においては、車両走行による振動特性について鋼斜張橋のような系統的な実験や研究が少ないのが現状である^{1)~6)}。そこで本報告では、PC斜張橋においてまだ明確にされていない以下のような点⁷⁾に関して、本実験により得られたデータをもとに考察し、PC斜張橋の動特性についてまとめた。

1) 一般に斜張橋では、数多いケーブルのなかに桁の固有振動数と近接しているものが存在し、しかもケーブル系の減衰定数が桁の減衰定数より大きい場合には、そのケーブルがダンパーとして働き、構造全体の振動減衰に寄与するといわれている⁸⁾⁹⁾。これらの効果について、PC斜張橋の場合には、桁一塔系の重量に比べてケーブル系の重量が小さいため、TMDとしての質量比が小さく有効性に疑問が残る。

2) 本橋のような100m以下の比較的短スパンのPC斜張橋では、一般のコンクリート橋に比べて死荷重に対して活荷重の比率が大きいことから動的増幅率が大きくなることが考えられる。また、全体剛性において主桁剛性とケーブル剛性の比率を自由に設定できることから、衝撃係数と支間長の関係にも不明な点が多い。

・	金沢大学大学院	工学研究科土木建設工学専攻	(〒920 金沢市小立野2丁目40-20)
・	工博 金沢大学教授	工学部土木建設工学科	(〒920 金沢市小立野2丁目40-20)
・	工博 九州東海大学教授	工学部土木工学科	(〒862 熊本市渡鹿9丁目1番1号)
・	工修 オリエンタル建設(株) 技術部		(〒102 東京都千代田区平河町2-1-1)

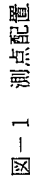
表-1 実験種類

車両走行実験では、車両の重量、車両台数、走行速度、車両間隔および路面性状の各パラメータを変化させて行った。ここで、車両間隔および路面性状の突起間隔は最低次のわみ振動モードの固有振動数および試験車両の走行速度を用いて(1)式より算出される共振間隔に基づき設定した。なお、路面性状の突起を図-2に示す。

ここに、 L は共振車頭間隔、 V は走行速度 (40 km/h)、 f はたわみ逆対称 1 次固有振動数 (予備計算の最低次振動数: 0.77 Hz) とした。

主桁形式 : 逆台形1室箱桁PC構造
主塔形式 : A形RC構造
ケーブル : ファーン型2面吊り7段
主桁・主塔の結合 : 剛結構造

路面性状C



3. 固有値解析

表-2 解析ケース

解析パラメータ		解析ケース					
		1S	1P	2S	2P	3S	3P
端支点条件	可動	○		○		○	
	ピン		○		○		○
地覆剛性	非考慮	○		○			
	考慮			○	○	○	○
S-1、S-2 ケーブル構成	22T15.2	○	○				
	31T15.2			○	○	○	○
縦断線形	非考慮	○		○	○	○	
	考慮						○

固有値解析は、本橋を図-3に示すように節点数91、要素数119の3次元骨組構造にモデル化した。また、主桁の面内およびねじれ変形が主体のものを解析対象としたことから端橋脚の影響は無視した。解析においては、表-2に示すような6通りの解析ケースについてサブスベース法を用いて行った。解析パラメータとしては、①本橋では桁と塔が剛結構造となっているために桁の端支点条件の影響として両端可動と、両端ピンの2通りを考えた。②地覆を主桁の有効断面（弾性係数は同一と仮定）として考慮するか否か。③ケーブル構成についてブレハケーブルの円形形状を保つために配置されたスベースアー鋼線をケーブルの有効断面として考慮するか否か。④本橋では、6%の縦断勾配があるためにその影響について考慮するか否か。

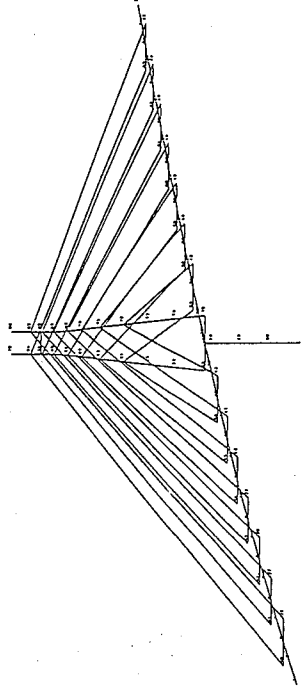


図-3 解析モデル

4. 実験結果

4. 1 固有振動数

表-3に車両走行実験、衝撃加振実験、常時微動実験から求めた固有振動数を示す。また解析値としては、6通りの解析ケースの内、3S（端支点条件：可動、その他：すべて考慮）と3P（端支点条件：ピン、その他：すべて考慮）が最も実験値に近い値を示しており、解析値として実験値と比較した。なお、解析では、立体で解析したので面外方向のモードについても列挙したが、実験では面内方向の振動だけを対象としたために示していないところもある。

解析値として示した、3Sと3Pは、どちらも実験値に近い値を示しており、実験においても桁の端支点条件は、可動とピンの中間くらいと思われるが、車両走行による振動レベルでは、端支点は固定に近い状態にあるものと思われる。解析値からの主なモード図を図-4に示す。

表-3 固有振動数

次数	固有振動モード	固有振動数 (Hz)			
		解析値		実験値	
		3S	3P	衝撃加振 実験	常時微動 実験
1	たわみ逆対称1次	0.813	0.875	0.862~0.925	0.908
2	たわみ対称1次	1.191	1.20	1.213~1.252	1.260
3	塔の面外	1.865	1.865	—	—
4	橋軸水平方向1次	2.141	2.316	—	—
5	たわみ逆対称2次	2.723	2.672	2.627~2.891	2.715~2.891
6	たわみ対称2次	2.773	2.774	—	2.593~2.844
7	橋軸垂直角水平1次	2.929	2.929	—	—
8	橋軸水平方向2次	3.498	—	—	—
9	橋軸垂直角水平2次	3.557	3.557	—	—
10	ねじれ逆対称1次	4.811	4.811	—	4.519
11	ねじれ対称1次	4.905	4.905	4.785	4.717

1 次モード

たわみ逆対称 1 次モード

2 次モード

たわみ対称 1 次モード

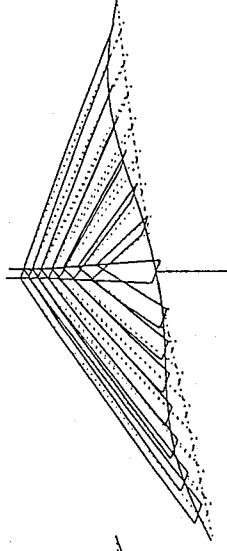
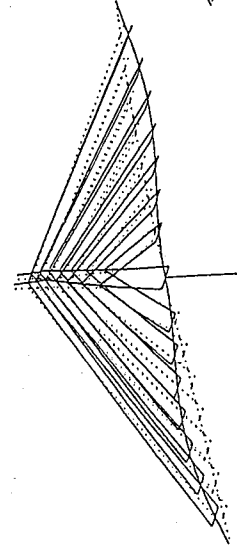


図-4 固有モード

4. 2 応答速度の振幅

実験により得られたデータを比較する指標として、本研究では試験車両が橋上に存在する間の測点 V-2 (支間中央) における応答速度の実効値を用いた。

(1) 単独走行時

図-5 は、ダンパー設置前後において、ダンパー設置前では 20 tf の試験車 1 台を、ダンパー設置後では 25 tf の試験車 1 台を用いて走行実験を行った時の応答速度の実効値と車両走行速度の関係を示している。この図から、実験を実施した走行速度の範囲においては、応答速度の実効値は走行速度の増加に伴って増加する傾向にあることがわかる。しかし、ダンパー設置前の 20 tf 車の応答速度の実効値は、ダンパー設置後の 25 tf 車の場合に比べて走行速度の増加に伴う応答速度の実効値の増加量が小さいのが特徴である。ゆえに、20 tf 車に比べてそれ以上の重量を持った大型車両の走行が、応答速度の実効値に与える影響が大きいといえる。

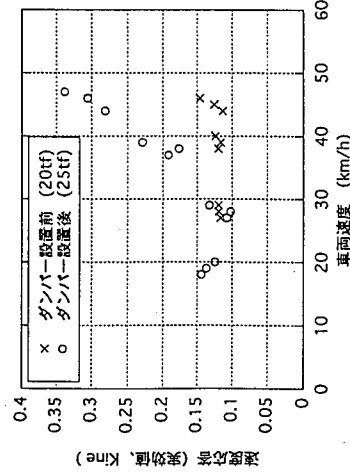


図-5 単独走行時の応答速度の実効値

(2) 連行走行時

図-6 は、ダンパー設置後に 25 tf 車 2 台を用いて (1) 式により算出した 28 m と 42 m の共振車頭間隔を保ちながら走行した際の走行速度と応答速度の実効値の関係を示している。本実験での共振車頭間隔 28 m と 42 m は、走行速度が 40 km/h の時の値として設定してあるために、走行速度が 30 km/h の時は非共振となることをねらいとして行った。これによると、走行速度 40 km/h においては、共振現象により実効値が大きくなっているのがわかる。しかし、2 台の走行である上に共振車頭間隔で走行しているにも拘わらず、図-5 の単独走行時の実効値と比較しても顕著な差がみられない。これは、(1) 式の共振車頭間隔の計算において、実際の固有振動数よりも小さい計算値の固有振動数を用いたために真の共振にまで至っていないものと思われる。ゆえに、非共振車頭間隔であった場合

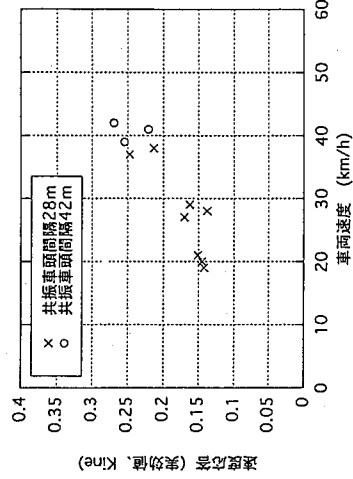


図-6 連行走行時の応答速度の実効値

には、台数が増えても応答速度の実効値に与える影響が小さいものと思われる。

4. 3 ケーブルによるダンピングの効果

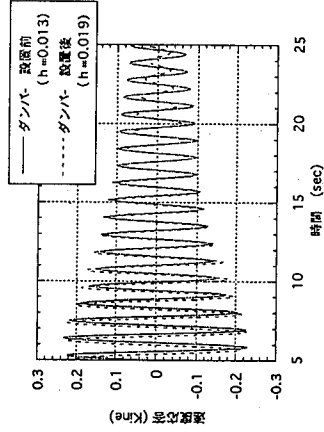


図-7 ダンパー設置前後の減衰波形

おける衝撃加振後の測点V-3における振動速度の自由減衰波形からたわみ逆対称1次モードを抽出したものである。これにより、桁の減衰定数がダンパー設置前では0.013、ダンパー設置後では0.019となった。このことから、ケーブルに制振用ダンパーを設置することで全体系での減衰定数の増加が見られたことから、PC斜張橋においてもある程度のダンピングの効果があると考えられる。

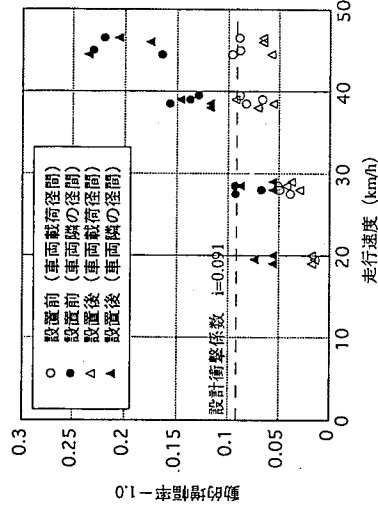
4. 4 動的増幅率

動的増幅率 (DIF) ¹⁰⁾ について以下の2項目に分け、その各々についてのPC斜張橋の動特性が動的増幅率に及ぼす影響について考察する。なお、先に述べたように、動的増幅率は、支間中央部 (G-1) における主桁下フランジのひずみ波形より求めたものを用いる。

(1) 単独走行時

図-8に、ダンパー設置前後すなわち、20tf車1台走行の場合と25tf車1台走行の場合における、車両走行速度と動的増幅率の関係を示した。この実験を実施した走行速度の範囲においては、動的増幅率は、走行速度の増加に伴って増加する傾向にある。全体としては支間長より算出した設計衝撃係数以内に含まれているといえるが、試験車が隣の径間を走行している際の動的増幅率は、着目している径間を走行している際の動的増幅率に比べて大きく、走行速度が40km/hを越えると、設計衝撃係数の1.5倍~2.0倍にもなっているものがある。次に、20tf車と25tf車の場合で比較すると、両者において差異が見られないことから、20tf車が走行した際の動的増幅率に比べてそれ以上の重量を持った大型車両が、走行しても動的増幅率はそれほど変わらないものと思われる。

図-8 単独走行時の動的増幅率



(2) 連行車両走行時

図-9に、ダンパー設置後において25tf車2

台が(1)式により算出された共振車頭間隔を保って走行した際の走行速度と動的増幅率の関係を示す。

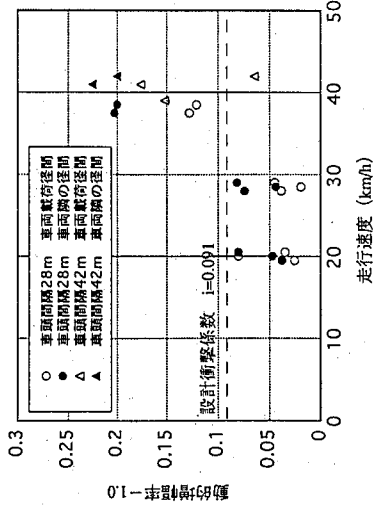


図-9 連行走行時の動的増幅率

5. まとめ

本研究では、支間100m以下のPC斜張橋、甕大明神橋において車両走行による振動実験を行い、動的増幅率やシステムダンピングについて考察した。本研究により明らかになった事項は次の通りである。

- (1) 固有値解析において得られた固有振動数は、本橋の振動実験により得られた値と比較的良好一致を示しており、本橋のモデル化の妥当性が検証された。
- (2) 走行速度40km/h以上において、着目している径間間隔を車両が走行している場合に比べて、車両が隣径間の径間を走行している際の動的増幅率は、車両の自重によるたわみ影響から支間長より算出した設計衝撃係数の1.5～2.0倍になった。
- (3) 20tf車と25tf車では、動的増幅率において顕著な差異が見られなかったが、実効値においては、走行速度40km/h以上において、20tf車の場合の1.5～2.0倍程度になった。
- (4) ケーブルに制振用ダンパーを設置することで全体系での減衰定数の増加が見られたことから、PC斜張橋においてもある程度のダンピングの効果があると考えられる。

斜張橋は、鋼であるかPCであるかというだけでなく、桁の構造、塔の形式、およびケーブルの配置などにより様々な構造形式が考えられ、それぞれに特徴を持ちながら複雑に関係していると考えられる¹¹⁾。それゆえに、本橋はPCの塔と桁が剛結構造となっている一斜張橋にすぎなく、PC斜張橋の振動特性を述べるにはまだまだこれからのデータの集積が必要であると思われる。

参考文献

- 1) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp.13-28，1978.7.
- 2) 川谷充郎・本田義人：斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について，構造工学論文集，Vol.36 A，pp.697-704，1990年3月
- 3) 川谷充郎・難波宗行・大松正成・亀井正博・中出收：斜張橋の走行荷重による動的応答実験と理論解析，構造工学論文集，Vol.37 A，pp.937-944，1991年3月
- 4) 福岡悟・林秀侃・西岡敬治・秋本正信・讀岐康博：大和川橋梁の振動実験，橋梁と基礎，Vol.18，No.3，pp.24-30，1984.3.

- 5) 大松正成・川谷充郎・難波京行・亀井正博・中山聡：ケーブルの弦振動を考慮した斜張橋の走行荷重による動的応答特性，土木学会第45回年次学術講演会概要集 第1部，pp.766-767, 1990.9.
- 6) 富田价彦・石原重孝・竹田哲夫：三保ダム松ヶ山橋の設計・施工および諸実験について，橋梁，Vol.17, No.12, pp.20-26, 1981年12月
- 7) 上木原松郎・小浜田信昭・田中正裕・角本周：甕大明神橋の車両走行実験，第4回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.63-68, 1994年10月
- 8) 前田幸雄・前田研一・越後滋：斜張橋のシステマダンピングに関する2、3の考察，土木学会論文報告集，第333号，pp.35-45, 1983.5.
- 9) 前田研一・前田幸雄・米田昌弘：斜張橋のシステマダンピングの実際とその応用，橋梁と基礎，Vol.22, No.3, pp.27-35, 1988.3.
- 10) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993年10月
- 11) 藤原亨・玉越隆史・植田利夫・南篠正洋・小林義和：マルチケープル複合構造形式斜張橋の固有振動特性，構造工学論文集，Vol.39A, pp.831-839, 1993年3月

PC斜張橋（北陸新幹線第2千曲川橋梁）の 衝撃係数・列車走行性解析

Analytical Study on Dynamic Response and Ride Comfort of a PC Multicable-stayed Bridge
(Daini-Chikumagawa Bridge on Hokuriku Shinkansen Line)

曾我部正道* 松本信之** 涌井 一* 金森 真**
Masamichi SOGABE Nobuyuki MATSUMOTO Hajime WAKUI Makoto KANAMORI

Many Prestressed concrete (PC) multicable-stayed bridges have been constructed for roadways as rational long span bridges. However, the design has not been used for ultra-high speed railway systems, such as shinkansen lines, because such bridges are very flexible structures. An analytical study was carried out on the dynamic response and running safety, using data for a roughly designed PC multicable-stayed bridge for the Daini-Chikumagawa Bridge on the Hokuriku Shinkansen line.

A simulation program, DIASTARS, which was developed at the Railway Technical Research Institute, was used in this analysis.

Through this study, the general characteristics were obtained for the dynamic load factor on each member of a cable-stayed bridge, as well as the running quality.

1. はじめに

近年、鋼斜索を用いたマルチケーブル方式のPC斜張橋が、合理的な長大橋として道路橋において多用されるようになってきた。しかし、このような構造形式を新幹線等の高速鉄道用橋梁に適用するためには、次のような検討を行っておく必要がある。

①主桁・主塔・斜索といった性質の異なる部材から構成される高次不特定構造において、高速鉄道荷重により各部材に作用する動的荷重（衝撃係数）を明らかにする。^{1) 2)}

②斜張橋は桁橋に比べ変形が大きく、かつ列車の鉛直方向車体固有振動数に近い低周波数の振動モードを有する。それゆえ斜張橋の動的変形に対する列車走行性を明らかにする。^{3) 4)}

本研究では図1に示すPC斜張橋（北陸新幹線第2千曲川橋梁）を対象に、これらの課題について数値解析により検討した。^{5) 6)}

この橋梁は複線橋梁であり、主桁は2本柱形式の主塔から2面吊りされ、主桁と主塔とは剛結構造、桁端は単純支持構造となっている。

* 正会員	東日本旅客鉄道（株）	東京工事事務所	工事管理室	課員	(〒151 渋谷区代々木2-2-6)
** 正会員	MS	鉄道総合技術研究所	構造物技術開発事業部	構造/材料	主任技師 (〒185 国分寺市光町2-8-38)
# 正会員	工修	鉄道総合技術研究所	構造物技術開発事業部	構造/材料	主幹技師 (〒185 国分寺市光町2-8-38)
## 正会員		日本鉄道建設公団	北陸新幹線建設局	工事第五課	補佐 (〒185 長野市光中御所岡田45-1)

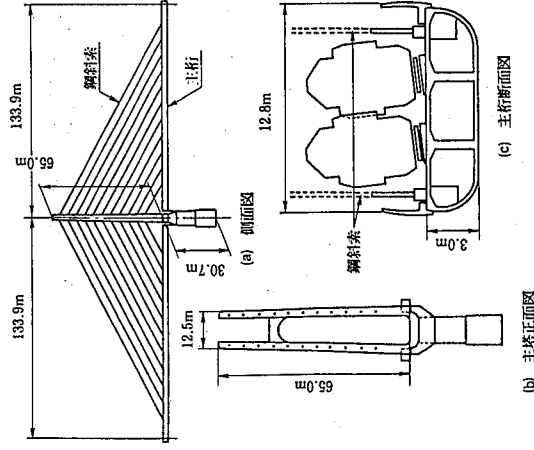


図 1 P C 斜張橋（北陸新幹線第 2 千曲川橋梁）

2. 主桁・主塔・斜索の衝撃係数

2. 1 解析方法

衝撃係数の解析においては、橋梁は平面骨組としてモデル化した。わが国の鉄道橋の設計では一般に複線同時同方向軸荷まで考慮するため、平面モデルにより安全側の衝撃係数を得ることにしたものである。なお、主桁と主塔の剛結部には剛域を設けた。

新幹線荷重は図 2 に示す定荷重列（P-16 標準活荷重）の定速走行としてモデル化した。ただし、輪重変動が衝撃係数に及ぼす影響は、本橋梁の場合には無視できるほど小さいことを別途確認した。

橋梁の減衰定数は、すべての振動モードに対して 1 % を用いた。直接積分法の場合には、このモーダル減衰定数に対応する比例減衰（1 次モード換算）を用いた。

2. 2 衝撃係数に対する橋梁振動モードの寄与および列車速度の影響

橋梁の 1 ～ 3 次の固有振動モードを図 3 に示す。

衝撃係数に対する橋梁の固有振動モードの寄与を明らかにするため、モード解析法により、1 次モードのみ考慮した場合、2 次モードまで考慮した場合、3 次モードまで考慮した場合および直接積分法による場合（全モード考慮）について列車速度 360km/h のもとで解析を行った。

その後、直接積分法を用いて衝撃係数に対する列車速度の影響について解析し、各部分の衝撃係数について検討した。その中で、式(1) で与えられる「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」⁷⁾ の設計衝撃係数（以下、設計標準衝撃係数）との比較も行った。式(1) を適用するに当たっては、 n は 0.51Hz（1 次固有振動数）、 i は 135m（主桁スパン長）、 i_0 は 0 と仮定した。

$$i = K_s + i_0$$

$$\dots\dots(1)$$

ここに、 K_s ：係数、 α ：速度パラメータ、 $\alpha = V/7.2 (nL_0)$ 、 V ：列車速度 (km/h)

2. 2. 1 主桁の衝撃係数

(1) 曲げモーメントに対する衝撃係数

各解析ケースに対する主桁の正・負の最大曲げモーメントの分布を図 4 に示す。スパン内の曲げモーメントについては、2 次モードまで考慮すれば直接積分法にほぼ等しい値が得られる。一方、主塔との剛結部の

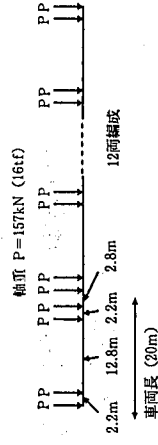


図 2 P-16 標準活荷重

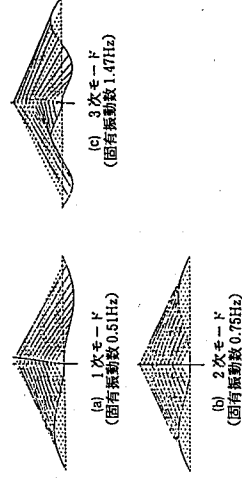


図 3 P C 斜張橋の固有振動モード

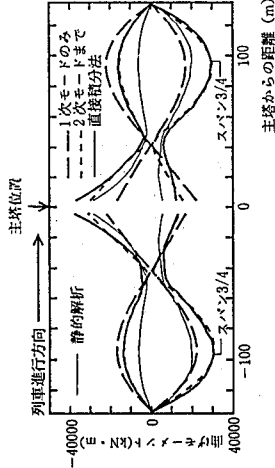


図4 主桁曲げモーメント(最大値分布)における固有振動モードの寄与

負の曲げモーメントに関しては、2次モードまでではやや過小評価となる。

スパン内の最大曲げモーメント(主塔からスパン3/4点に発生)および主塔との剛結部の曲げモーメントに関する衝撃係数と列車速度との関係を図5に示す。主桁が下方にたわむ場合(スパン内には正、主塔との剛結部には負の曲げモーメントが作用)には、解析衝撃係数は K を1.0とした場合の設計標準衝撃係数によりカバーされる。一方、主桁が上方にたわむ場合(スパン内には負、主塔との剛結部には正の曲げモーメントが作用)には、 K は2.0以上とする必要がある。死荷重の影響が小さい斜張橋においては、上方たわみによる動的断面力に対しても注意を払う必要がある。

(2) セン断力に対する衝撃係数

各解析ケースに対する主桁の正・負の最大せん断力分布を図6に示す。桁端のせん断力については、2次モードまでの寄与が大きいが、さらに高次のモードも寄与している。一方、主塔との剛結部のせん断力については2次モードまでの寄与は全体の1/2以下に留まる。

桁端のせん断力および主塔との剛結部のせん断力に関する衝撃係数と列車速度との関係を図7に示す。解析衝撃係数は K を0.5とした場合の設計標準衝撃係数でカバーされる。

せん断力に対しては高次モードも寄与し、共振増幅現象が多くの振動モードに分散して異なる列車速度で発生するようになるため、その衝撃係数は曲げモーメントに対する値よりも小さくなる。その様子は高次モードの寄与がより大きい主塔との剛結部の衝撃係数に顕著に現れている。

(3) 軸力に対する衝撃係数

各解析ケースに対する主桁の最大軸力(圧縮力)の分

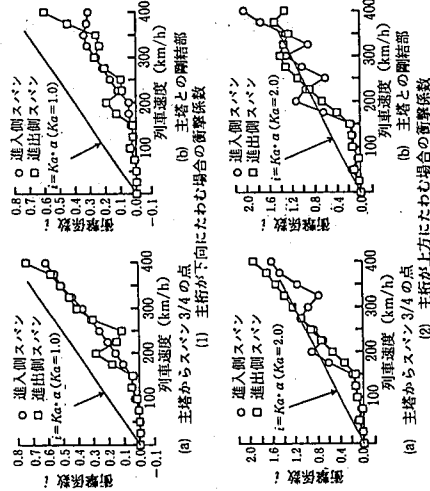


図5 主桁曲げモーメントに対する衝撃係数

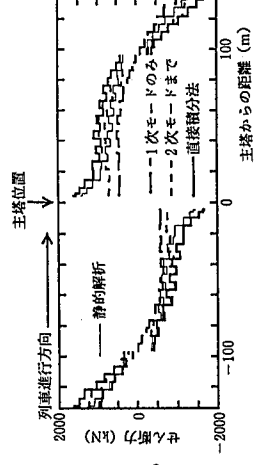


図6 主桁せん断力(最大値分布)における固有振動モードの寄与

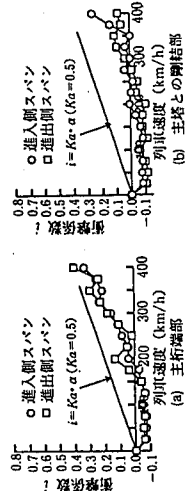


図7 主桁せん断力に対する衝撃係数

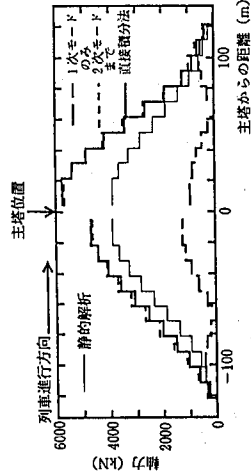


図8 主桁軸力(最大値分布)における固有振動モードの寄与

布を図8に示す。主桁の軸力については、2次モードまで考慮すれば直接積分法にほぼ等しい値が得られる。中でも2次モードの寄与が支配的である。

主塔との剛結部の軸力に関する衝撃係数と列車速度との関係を図9に示す。解析衝撃係数は K を1.0とした場合の設計標準衝撃係数よりも全般的に小さいが、列車速度が300km/hを越えると進出側スパンの解析衝撃係数が急増し、設計標準衝撃係数($K=1.0$)に近づく。

2. 2. 2 主塔の衝撃係数

(1) 曲げモーメントに対する衝撃係数

各解析ケースに対する主塔の正・負の最大曲げモーメントの分布を図10に示す。主塔の曲げモーメントは1次モードにほとんど支配されている。曲げモーメント分布における高さ28m付近のくびれは、主塔菱形の変曲点によるものである。

主桁との剛結部の曲げモーメントに関する衝撃係数と列車速度との関係を図11に示す。この解析衝撃係数は K を1.0とした場合の設計標準衝撃係数によりカバーされる。

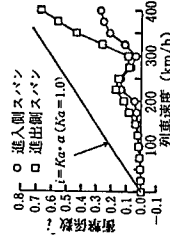


図9 主桁軸力（主塔との剛結部）に対する衝撃係数

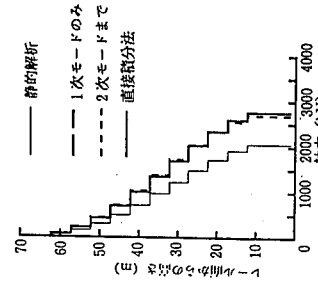
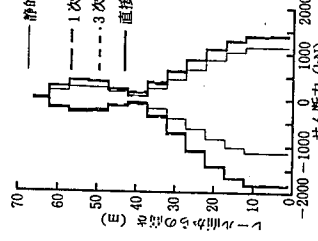
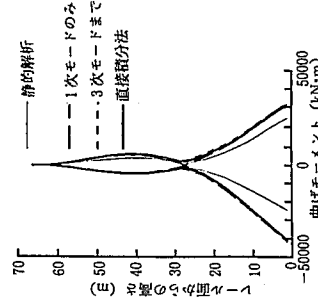


図10 主桁曲げモーメント（最大値分布）における固有振動モードの寄与

図12 主桁せん断力（最大値分布）における固有振動モードの寄与

図14 主塔軸力（最大値分布）における固有振動モードの寄与

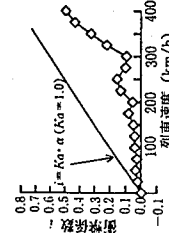
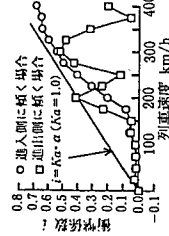
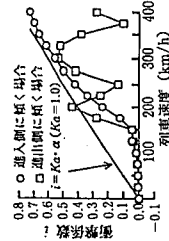


図11 主桁曲げモーメント（主桁との剛結部）に対する衝撃係数

図13 主塔せん断力（同左）に対する衝撃係数

図15 主塔軸力（同左）に対する衝撃係数

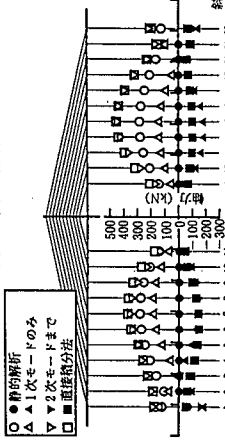


図16 斜索軸力（最大値分布）における固有振動モードの寄与

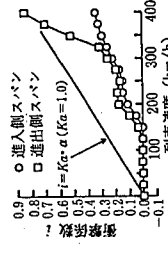


図17 斜索軸力（上から7段目）に対する衝撃係数

(2) せん断力に対する衝撃係数

各解析ケースに対する主塔の正・負の最大せん断力の分布を図12に示す。主塔のせん断力は、曲げモーメントと同様、1次モードにほとんど支配される。

主桁との剛結部のせん断力に関する衝撃係数と列車速度との関係を図13に示す。解析衝撃係数は K_s を1.0とした場合の設計標準衝撃係数によりカバーされる。

(3) 軸力に対する衝撃係数

各解析ケースに対する主塔の最大軸力（圧縮力）の分布を図14に示す。主塔の軸力に対しては、1次モードの寄与率は0であり、2次モードにほとんど支配される。

主桁との剛結部の軸力に関する衝撃係数と列車速度との関係を図15に示す。解析衝撃係数は K_s を1.0とした場合の設計標準式衝撃係数より余裕をもってカバーされる。

2. 2. 3 斜索の衝撃係数

各解析ケースに対する斜索の正・負の最大軸力の分布を図16に示す。斜索の軸力については、2次モードまで考慮すれば直接積分法にほぼ等しい値が得られる。中でも、2次モードの寄与が大きい。

上から7段目の斜索（最大軸力を与えたもの）の正軸力に関する衝撃係数と列車速度との関係を図17に示す。解析衝撃係数は K_s を1.0とした場合の設計標準衝撃係数よりも全般的に小さいが、列車速度が300km/hを越えると進出側スパンの衝撃係数が急増し、設計標準衝撃係数（ $K_s=1.0$ ）の値に近づく。

3 列車走行性

3. 1 解析方法

解析プログラムには列車と橋梁との3次元の連成振動を解析することができるが、DIASTARSを用いた。⁸⁾ このプログラムでは、各車両は車体・台車枠・輪軸（剛体と仮定）の相互をバネとダンパで結合した23自由度モデル（図18参照）とし、輪軸が遊間をもって軌道上を走行する大振幅の蛇行動運動モデルとして扱っている。具体的には、車輪とレールとは垂直方向には常に接触していること、また横方向には踏面に非線形クリープ力が作用し、かつレール肩と車輪フランジが接触する場合にはフランジ圧が作用するものとしている。また、軌道および橋梁は、3次元有限要素法によりモデル化することができる。

本解析では、列車は新幹線車両の12両編成とし、実車諸元を参考に軸重16tf、10tfの2種のモデルについて検討した。橋梁は、図19に示すように立体骨組によりモデル化した。ここで、主桁は3次元の梁とし、それと直角に斜索定着位置まで剛梁を設けた。軌道は、レールが主桁上面に直結されていると仮定した。ただし、レール小返りは考慮している。

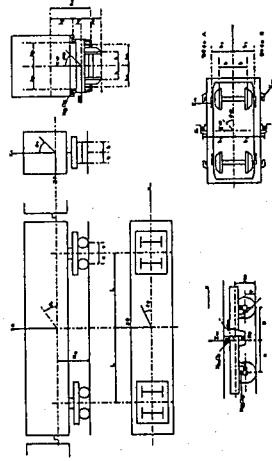


図18 新幹線列車の動的モデル

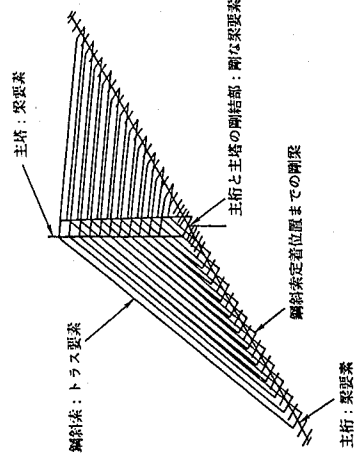


図19 斜張橋の解析モデル

3. 2 P C斜張橋の動的変形に対する輪重変動・車体鉛直加速度

列車走行性を精密に検討する目的で橋梁は立体骨組によりモデル化した。軌道面の線路直角方向の不同

変位が小さいために、車両のローリング動・左右動・楕圧はほとんど発生しない解析結果となった。

以下に、主桁の動的たわみ及び車体鉛直加速度の解析結果（軸重16tf， $V=360\text{km/h}$ の場合）について述べる。

3. 2. 1 主桁の動的たわみ

主桁動的たわみが最大となる点（主塔から81.5mの高スパン3/5点）の時系列波形を図20に示す。主桁は静的たわみを基準にして約0.5Hz（1次固有振動数）で振動し、その振幅は列車の進行とともに漸増する。

3. 2. 2 輪重変動および車体鉛直加速度

輪軸の走行軌跡とそれに対する輪重変動および車体鉛直方向加速度を図21に示す。ここでは、12両編成の前部、中間部、後部を代表するものとして1号車、6号車、11号車の各第3輪軸を選定して、解析結果を示した。

1号車に代表される編成前部では、橋梁を退出する際の桁端部での応答が最大となる。6号車に代表される編成中間部では、橋梁に進入する際の桁端部での応答が最大となり、進出時の応答は小さい。11号車に代表される編成後部では、橋梁を退出する際の桁端部での応答が最大となり、かつ編成の中でも最大応答値を生じた。なお、輪重変動は主として車体上下動により生じていることは、(b)と(c)の波形の比較により明らかである。

このように、車両の最大応答値とその橋梁上の発生位置は編成の着目位置により大きく異なるため、P C斜張橋のように動的変形が大きい橋梁上の列車走行性を精密に評価するためには、本研究で扱ったように一編成列車を対象とする必要がある。

3. 2. 3 列車走行性に関する判定

列車走行性と列車速度との関係を図22に示す。列車走行性は、輪重減少と乗心地（Janewayの乗心地係数）により検討した。図中に示した基準値は、輪重減少率が25%、乗心地係数が1.5であり、いずれも「鉄道構造物等設計標準」において単線載荷時の限度値としているものである。なお、図22には、軸重10tfモデルに対する評価結果も併せて示した。

図22によれば、輪重減少率および乗心地係数は、検討した400km/hまでの範囲では列車速度に対して単調に増加する。輪重減少率は、両列車モデルとも400km/hに至るまで基準値に収まっている。一方、乗心地係数は、軸重16tfモデルでは260km/h以上になると基準値を越えるようになるが、軸重10tfモデルでは400km/hに至るまで基準値に収まっている。

本橋梁の公称設計最大速度は260km/hであり、これに対しては軸重16tfモデルでも乗心地係数は基準値を満たしており、列車走行性に関して全く問題はない。さらに超高速

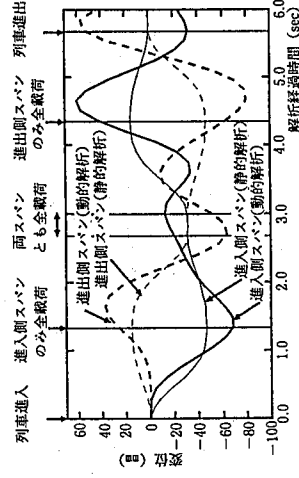


図20 主塔からスパン3/5点での動的たわみ（軸重16tf， $V=360\text{km/h}$ の場合）

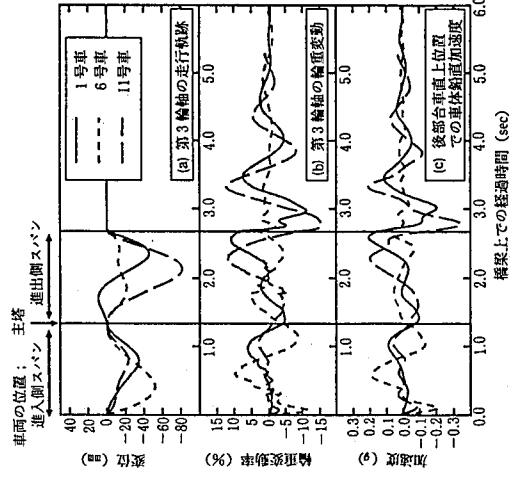


図21 輪軸の走行軌跡と列車走行性（軸重16tf， $V=360\text{km/h}$ の場合）

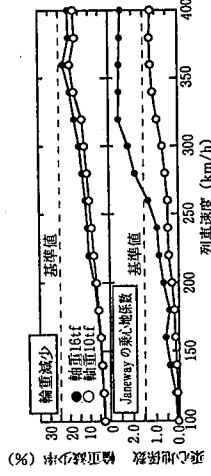


図22 列車走行性と列車速度との関係

を目指すことは、より堅量かつ振動特性が良好な車両を導入すること、橋梁上に軌道キャンバーを設定すること等により、十分に可能であると考えられる。ただし、その場合には、複線載荷時の検討を詳細に行う必要がある。

4. むすび

新幹線用複線P C斜張橋を対象に、高速鉄道荷重に対する衝撃係数および橋梁上の列車走行性について検討し、以下の事例を明らかにした。

①各部材の動的断面力に寄与する橋梁の固有振動モードについて検討した結果、ほとんどの部材断面力が1～3次の低次の固有振動モードにより支配されていることが分かった。

②主桁が上方にたわむ時の衝撃係数は、比較的大きくなる。死荷重による相殺が少ない斜張橋においては、主桁上方たわみの動的断面力に対しても注意を払う必要がある。

③列車速度と衝撃係数の関係は、寄与する固有振動モードの違いにより様子は異なるが、結果的にはK₁を1.0とした設計標準衝撃係数によりカバーされる。ただし、主桁せん断力の衝撃係数は、より高次の固有振動モードの寄与が大きくなり、共振増幅現象が多くなる固有振動モードに分散するために、K₁が0.5程度でカバーされる小さな値となった。

④車両の最大応答値とその橋梁上の発生位置は編成の着目位置により大きく異なるため、P C斜張橋のように動的変形が大きい橋梁上の列車走行性を精密に評価するためには、一編成列車を対象とすることがある。

⑤検討したP C斜張橋は、その公称設計最高速度260km/hの範囲では十分な列車走行性を有することを明らかにした。さらに超高速を目指すことも十分に可能であるが、その具体的な検討は今後の課題として残した。

参 考 文 献

- 1) 涌井一, 小林隆: 高速鉄道におけるトラス橋部材の衝撃係数に関する理論的研究, 鉄道技術研究所報告, No.1220, 1982.7.
- 2) Wakui, H., Matsumoto, N. and Watanabe, T.: Design Impact Factor for Concrete Railway Bridge, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, Vol.30, No.2, pp.89-96, 1989.5.
- 3) 松浦章夫: 新幹線橋梁における橋桁の鉛直たわみの許容限度, 鉄道技術研究所報告, No.894, 1974.3.
- 4) 涌井一: 新幹線車両の走行性からみた長大吊橋の折れり限度, 鉄道技術研究所報告, No.1087, 1987.7.
- 5) 曾我部正道, 金森真, 涌井一, 松本信之: 高速鉄道用P C斜張橋の衝撃係数・列車走行性解析, 土木学会第48回年次学術講演会第1部, pp.718-719, 1993.9.
- 6) Miyazaki, S., Kanamori, M., Wakui, H., Matsumoto, N. and Sogabe, M.: Analytical Study on Dynamic Response and Ride Comfort of PC Multicable-stayed Railway Bridge, Proceedings of the International Conference on Speedup Technology for Railway and Maglev Vehicles, Vol.2, pp.424-429, 1993.11.
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物, 丸善, 1992.11.
- 8) 涌井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠: 鉄道車両と線路構造物の線成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995.4.

歩道橋の動的特性と振動使用性の測定と解析

VIBRATION CHARACTERISTICS AND SERVICEABILITY OF EXISTING PEDESTRIAN BRIDGES

吉川 裕晃・・深田 幸史・・梶川 康男・・

By Hiroaki YOSHIKAWA, Saiji FUKADA and Yasuo KAJIKAWA

In use, some pedestrian bridges vibrate, particularly when the pedestrian footfalls coincide with the first or second mode resonant frequency of the structure. The vibration level may be such that many users find it to be annoying or even alarming.

For design codes are now proposing as a vibration serviceability limit state, vibration characteristics have been measured in many pedestrian bridges. This paper investigates resonant frequency, damping coefficient of many existing pedestrian bridges and the structural response and acceptance criteria.

1. まえがき

歩道橋はその利用目的から、つぎのような分類がなされている。

1) 増加する自動車交通の渋滞対策として各地に数多く設置された歩行者の道路横断のための交通安全施設としての横断歩道橋。このような横断歩道橋は全国に約1万橋ほどあると聞が、新設は、ここ数年ほとんど見られなくなった。

2) 河川に架かる古い道路橋は、車道部の幅員が狭く、歩道部はなく、歩行者を安全に通行させるために歩道橋を設置していることが多い。この種の歩道橋は道路橋に支間長を合わせるため、一般に歩道橋として支間長が大きくなり、設計荷重との関係から非常にスレンダーな構造となっている歩道橋で、いつ頃か、側道橋と呼ばれている。

3) 河川（鉄道・高速道路）によって分断されている地域のコミュニケーションを図るため、また学童や生徒の通学路を短くするための歩行者専用の歩道橋（一般に、人道橋と呼ばれている）。

4) 公園、団地、広場、ゴルフ場、等やサイクリングロードの一環として設けられる、シンボルの要素を含んだ遊歩道的な歩道橋。

以上に示したような歩道橋は、既設の道路橋のスパバンに合わせたり、橋下空間の条件を満足させたりするために、どうしても、長スパバンの橋が多くなってきている。そして、構造的にも複雑な形式や新しい形式ならびに新素材を用いた橋が増えており、デザイン的にも斬新なものもある。さまざまな理由が重なり、多くの固有振動数が低い範囲に存在し、ときどき歩行者の通行中に歩調との共振により比較的容易に大きな振動が発生することがある。実際、普通に歩いてもびびりすぎるほど、よく揺れる歩道橋に出会うことがある。

・金沢大学大学院学生 工学研究科土木建設工学専攻 (〒920 金沢市小立野2丁目40番20号)

・金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (同 上)

「あれっ」と思っ立ち停まり、他の人の歩く時の揺れ方を観察しようとするほとんど揺れない、ということもよくある。最近、各国で斬新なデザインの新道橋が多く建設され、やはり振動が問題になっており、具体的な振動照査方法が示されている。それらは大別して、つぎの2つの考えに基づいている1)。

(1) 歩行時に揺れない歩道橋とするには、歩調範囲 (平均2歩/秒であり、標準偏差は約0.2歩/秒) に固有振動数がなければ揺れることも少なく、問題は生じないであろう。

(2) 多少揺れることがあってもよいとすると、その共振時の振動加速度や振動速度などが振動じょ限度を越えることが確率的に少なければ問題は無い。また、多くの歩行者がいたとしても、すべての人が同じ歩調で歩くわけではないので、それほど大きな振動にはならない。

このうち、歩調の範囲を避けるという基準は単純ではあるが、少し時代遅れになりつつある。そこで、歩道橋の振動使用性に対する照査方法をもう一度見直し、少し揺れてもよいとする方法を検討するために歩調長の大きい、揺れそうな歩道橋を選び、その振動の実態を調べることにした。

2. 歩道橋の振動測定

従来から測定してきた各地の歩道橋のうちから、北陸地方の河川に架かる比較的大規模な側道橋でしかも鋼桁形式の表-1に示した12橋を選んで、実際に測定した。続いて、北陸・東海・関西の、鋼構造を主構造とする歩道橋のうち、著者が文献2)-7)などで知り得る範囲で、あまり形式など統一性はないが表-2に示した10橋を選び、測定した。

表-1 調査対象とした歩道橋 (調査I) の動的特性

歩道橋名	主桁形式 (床版形式)	支間長 (m)	卓越振動数 (Hz)	減衰定数1 (衝撃試験)	減衰定数2 (歩行試験)	最大振幅 (cm/s)
常願寺川橋	単純箱桁 (鋼床版)	60	1次 1.9	0.0150	0.0147	0.542
大日橋 (3径間連続桁橋)	鋼箱桁 (鋼床版)	62+62+62	1次 1.5 2次 2.8	0.0264 0.0151	0.0075 —	1.054 5.780 (走行)
落合橋 (3径間連続桁橋)	鋼箱桁 (鋼床版)	52+66+52	1次 1.5 2次 2.9	0.0314 0.0232	0.0122 0.0069	1.722
雄神橋	単純箱桁 (鋼床版)	61	1次 1.7	0.0153	0.0085	0.972
高岡大橋	単純鋼I桁 (RC床版)	63	1次 1.6	0.0301	—	0.612
手取川橋	単純箱桁 (鋼床版)	50	1次 2.1	0.0237	0.0120	1.836
小松大橋 (3径間連続桁橋)	鋼I桁 (RC床版)	24+31+24	1次 2.5	0.0142	0.0080	11.16 (走行)
鳴鹿橋 (2径間連続桁橋)	鋼箱桁 (鋼床版)	66+66	1次 1.3 2次 1.9	0.0221 0.0175	0.0085	1.781 2.550
五松橋	単純鋼I桁 (RC床版)	39	1次 2.2	0.0187	0.0123	1.444 3.072 (走行)
水田橋	単純箱桁 (鋼床版)	45	1次 2.1	0.0228	0.0112	1.938 6.177 (走行)
明治橋	単純鋼I桁 (RC床版)	47	1次 2.2	0.0229	0.0099	1.152 2.049 (走行)
九頭竜橋	単純箱桁 (鋼床版)	58	1次 1.3	0.0337	0.0096	0.772

表-2 調査対象とした歩道橋（調査Ⅱ）の動的特性

歩道橋名	形式	支間長 (m)	共振振動数 (Hz)	減衰定数	最大振幅 (cm/s)	一般図	モード1次	モード2次
川崎橋	2経間連続斜張橋	87.5+40.65	1次 1.1 2次 2.4 3次 3.8	0.015 0.014	1.155(A)			
折鶴橋	3経間連続斜張橋	34.0+67.0	1次 1.6 2次 3.0 3次 3.6	0.019 0.008	0.894(A) 0.630(走行B)			
雪吊橋	3経間連続斜張橋	44.0+57.0	1次 1.3 2次 2.5 3次 3.0	0.007 0.007	2.293(A) 1.782(走行B) 1.313(走行C)			
スプリングブリッジ	3経間連続斜張橋	13.6+53.8	1次 1.8 2次 3.9 3次 6.6	0.034	2.415(A)			
熱田記念橋	斜吊り材吊橋	37.5+67.5	1次 1.4 2次 3.1 3次 3.7	0.030 0.010	1.260(A) 1.653(走行B)			
白川側道橋	スプリングブリッジ	14.0+26.0	1次 3.0 2次 4.0	0.003	13.23(走行A)			
T型前歩道橋	単純桁橋	43.2	1次 2.1	0.008	17.835(A)			
落くし橋	二スパンロ-ェ橋	90.0	1次 0.9 2次 2.8 3次 3.8	0.010	0.774(A) 2.415(走行A)			
ふれあい橋	二スパンロ-ェ橋	70.0	1次 3.0 2次 4.1 3次 5.4	0.005	1.047(走行A)			
大星橋	2経間連続ロ-ェ	55.1+71.0	1次 1.1 2次 2.5	0.007 0.010	1.517(走行A)			

歩道橋の振動、特に減衰や振幅に着目する場合
は測定計器・加振方法・データ処理方法などが統一されていることが望ましい。そこで、つぎのような計測方法を採用した。

実験予定の歩道橋に到着すると、まず測定計器と測定車（キャスター付手押車にアンプとコンピュータを積載）の配置場所を確認し、サージ型速度計（東京測振株製・VSE-15、計測周波数 0.1～70 Hz、最大測点数10点）を各径間の測点に配置、必要なコード類を配線して、増幅アンプに接続し、AD変換機能を持つデータ処理用コンピュータを起動させて測定開始となる。測定現場での計測時の配置の一例を図-1に示した。

まず、一般の通行者がいない時に、適当な加振点において、2人が椅子（高さ約40cm）から同時に飛び下りることによって人力による衝撃加振実験を行った。その代表的な観測波形をその場で即座にFFTによるスペクトル解析をして、卓越する振動数を求めた（図-2参照）。そして、その卓越振動数前後のピッチ音（カセットテープに録音）を聞きながら2人が、できるだけ歩調を合わせて歩行（一部の橋では一人の単独歩行）をする実験を行った（図-3参照）。複数の振動モードが卓越するような場合は他の振動モードについても行った。そして、少し歩いても行った。そして、少し歩調を変えるなどして十分に大きく振動し、満足のいく波形が記録できたことを確認して、その歩道橋の実験を終了した。なお、橋梁の形式、卓越振動数や振動モードによっては、ピッチ音に合わせて膝を曲げたり、小刻みにジャンプしたりする加振をししばらく続け、ある振動モードに共振した後に、加振を止め、減衰自由振動を観測した。また、条件が許せば、2～3分間程度の常時微動の振動波形をも観測した。

3. 歩道橋の動的特性の実態

本格的なデータ処理については、衝撃加振の実験結果から卓越振動数と振動モード・減衰定数などを求め、そして、減衰定数と振動振幅については歩行実験の結果から求めた。

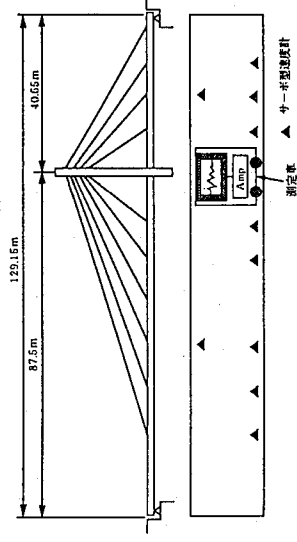


図-1 振動測定計器配置

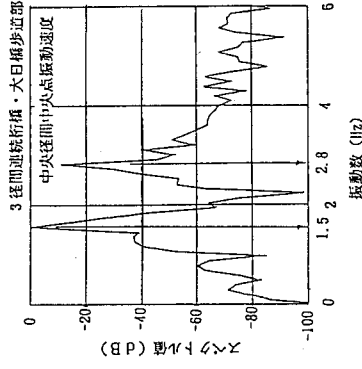


図-2 衝撃試験時のスペクトル

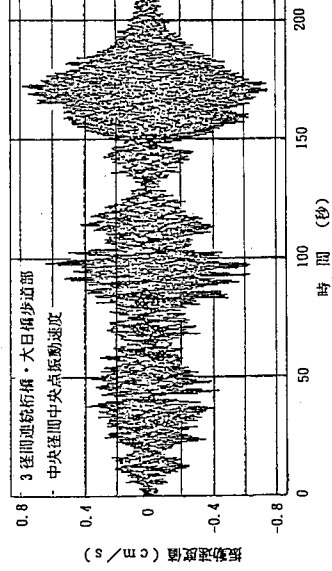


図-3 共振歩調による歩行試験時の振動波形の一例

振動数と減衰定数については、文献(8)のデータをも参考にして本調査分を加えて図-4と図-5に示した。図-4によると、今回測定分の支間の大きい範囲を加えても振動数と支間長の関係(8)は特別に変化はなく同様の傾向にあり、よい近似式となっている。また、調査 I (鋼桁橋) の分の減衰定数は、小振幅の衝撃試験では 1.5-3.5% の範囲で、大きな振幅となる歩行試験時の自由減衰波形からの結果では 0.5-1.5% の範囲である。調査 II の分は、さまざまな形式の橋であるのでばらついているが、一部の斜張橋と吊橋でやや大きな値のものもあるが、この支間長範囲で概ね 0.5-2.0% であり、道路橋に比較するとやや小さい範囲である。

4. 歩道橋の振動使用性

歩道橋に対する振動使用性が必ずしも、歩行者の振動感覚のみから議論されるものではないが、振動に対する心理的な影響から見た振動じよ限度は、現在までにいろいろと議論されてきたが、つぎの3つのじよ限度に収束してきたようである。

①Blanchard らが提案⁹⁾し、BS5400 に採用されている限度

従来、イギリスでの歩道橋振動については、TRRL の Leonard の実験データが参考にされてきた。また、文献の共著者の Smith の実験データは、実は Leonard の実験データの5倍ほど大きなところのじよ限度があり、両者の勾配はよく似てはいるが、大きく離れている。しかし、図-6 のように提案されているじよ限度 ($0.5 \times l^{1/2} \text{ m/s}^2$) は、下限としての Leonard の実験データと上限としての Smith の実験データの真ん中をば結んだ形となっている。

②Ontario Code¹⁰⁾での振動じよ限度

建築物の床振動に対する人の反応データを参考にしたようであるが、図-6 に示したように、最大加速度が 1 Hz で 0.25 m/s^2 、10 Hz で 1.5 m/s^2 となるように両対数軸上で結んだものを許容限度としている。

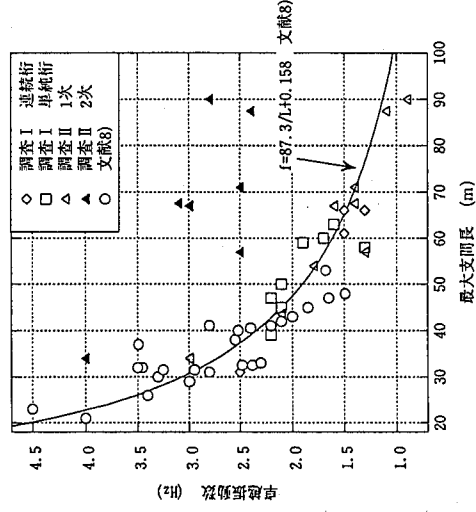


図-4 最大支間長と振動数の関係

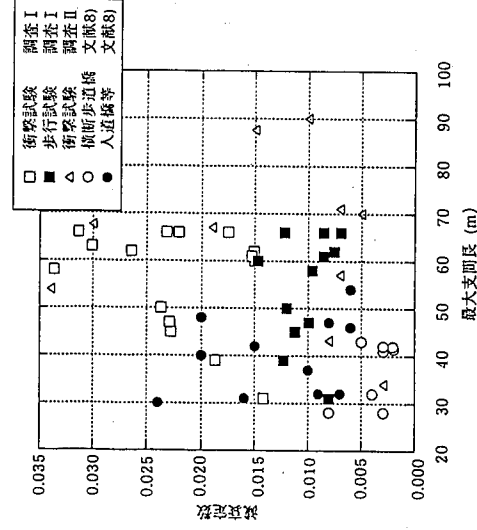


図-5 最大支間長と減衰定数

③Wheeler¹¹⁾が推薦するじよ限度

振動感覚実験のデータ¹²⁾を参考にして Wheeler が推薦するじよ限度 (最大振動速度が 2.4cm/s) のは「不快」あるいは「少し歩きにくい」と感ずる人が50%となる振動である。振動速度で整理すると振動数に依存せずに表示できるが、加速度で表現しようとすると図-6のように振動数に対して依存した右上がりの形となる。

このような形に歩道橋の振動じよ限度がまとまってきたているのに対して、歩道橋の利用時の最大の振動はどの程度であろうか。通常、よく経験するところではそんなに多くの歩行者が橋の卓越振動数に合わせて歩いたり、走ったりはしないし、実際それは難しい。従って、せいぜい2人の歩行者あるいは単独で走る人が卓越振動数に合わせて移動したときの振動を対象にした。そのような振動時の最大速度値 (cm/s) を図-6に示した。なお、図-6は縦軸が加速度値で表現されているので右上がりの速度座標にて表した。

2人が共振振動を起こすような歩調で歩行したときには、振動速度値で 1~2 cm/s の範囲で「大いに気になる」程度の振動¹³⁾となっている。しかし、ほとんどがカナダの Ontario code や Wheeler・Kajikawa の基準 (最大速度で 2.4cm/s) 以内にあり、「この橋、大丈夫かな?」と思うほどではない。しかし、1橋だけ「T駅前歩道橋」がびっくりするほど揺れており、最大振動速度値で 17.8cm/s にも達している。この歩道橋は、いわゆる基準設定以前の「標準設計」タイプの単純鋼床版 I 桁橋で幅員も 1.5m と狭く、橋体の総重量が軽く 31.6t である。減衰も低く揺れやすい条件の揃った歩道橋であり、「この橋、大丈夫かな?」と大いに不安に思うほどである。

一方、走行試験時には多くの橋で非常に大きな振幅となっており、BS、Ontario code や Wheeler・Kajikawa の基準を大きく超えており、やや不安になるほどの揺れであるが、自転車や走って渡る人はいるが歩く人の少ない河川に架かる歩道橋であることもあって、特に振動に対する苦情は出ていないようである。しかし、歩行者が利用するときは、必ず不安になるであろう。

5. あとがき

大規模の歩道橋が建設される理由には、いろいろあるが、ますます長スパンとなるであろうし、デザイン優先の設計を強いられることも増えるであろう。それに伴い、さまざまな問題が生じてくるであろうけれどもその中に振動問題が入ることのないようにしたいものである。このような歩道橋の振動の実態がどう程度のものであるのか、調査の必要性を痛感していた。今回、実測方法と解析方法を統一し、短期間に整合性のとれた調査ができ、それらの結果を報告した。まだ、著者らの調査の対象にはなっていないが、よく揺れそのような歩道橋は全国いたる所に存在すると聞くと、調査したいものである。

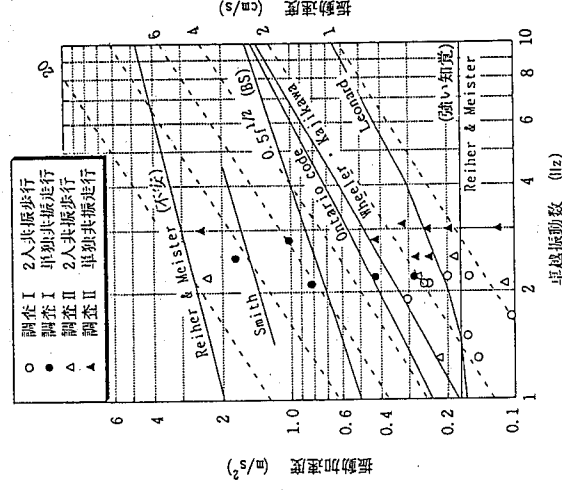


図-6 最大振幅値と各基準

参 考 文 献

- 1) 梶川・加藤：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム講演論文集 PART B, pp.9-14, 1991.
- 2) 二宮・加藤・日種・松村：川崎橋（自転車歩行者専用斜張橋）の設計，土木学会誌，64巻2号，pp.2-9，1979.
- 3) 渡辺・日種・石田・木本・南條：南港歩行者専用道（3径間連続斜張橋）の設計，橋梁と基礎，15巻1号，pp.1-8，1981.
- 4) 梶川・小間井・河島・沢田：斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動実験，橋梁と基礎，20巻9号，pp.8-14，1986.
- 5) 磯部・武市・長崎・栗本：セントラルブリッジの設計と施工，橋梁と基礎，17巻3号，pp.8-14，1983.
- 6) 別府・西村・早川・岡本・小澤：シンボルブリッジ（仮称）上部工の設計，橋梁と基礎，23巻4号，pp.11-17，1989.
- 7) 梶川・多田・坂野・坂井：白川側道橋の設計，施工，調査，橋梁と基礎，12巻4号，pp.28-33, 1978.
- 8) 田中・加藤：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A，pp.671-678, 1990.
- 9) Blanchard J., B.L. Davis and J.W. Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.
- 10) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準1983年版（共通編・鋼橋編），2-6. 限界状態照査規準，2-6.2 使用限界状態，（同解説，pp.40-45），1985.
- 11) Wheeler J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No. ST9, pp.2045-2065, 1982.
- 12) 梶川：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，第325号，pp.23-33, 1982.
- 13) 小幡・窪田・林川・佐藤：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A, pp.669-676, 1995.

イナコスの橋 (サスペンショントラス歩道橋) の

静的載荷試験および振動実験

STATICS TESTS AND VIBRATION TESTS OF INAKOSU BRIDGE
(SUSPENSION-TRUSS PEDESTRIAN BRIDGE)

園田敏矢* 鳥野清** 安東昭次*** 木崎實**** 成瀬久和****

By Toshiya SONODA, Kiyoshi UNO, Shouji ANDO, Minoru KIZAKI and Hisakazu NARUSE

INAKOSU Bridge was built at BEPPU-City in OITA Prefecture. It is a new type of suspension-truss pedestrian bridge unifying the slab and truss, and the first one ever built in Japan.

According to the design manual, the natural frequencies up and down of the pedestrian bridge must avoid 1.5~2.3 Hz.

Talking this pedestrian bridge up as an object of our study, we measured the dynamic characteristics of the pedestrian bridge by vibration tests and then examined whether or not this pedestrian bridge satisfies above manual. We analyzed eigenvalues by means of Finite Element Method and discussed the analysis models.

In addition, we measured the strain and the deflection of the pedestrian bridge by statics tests.

1 まえがき

大分県別府市の高台にある広大な南立石公園に建設されたイナコスの橋 (法政大学建築学科教授川口衛氏設計) は、隣接する境川を跨いで公園と県道とを結んでいる。平成6年4月に完成し、災害時には避難路となる。本橋は景観を考慮して設計され、側面から見ると凸レンズのような形をしている。橋長は35.74m、幅員は中央が2m端部が2.9m、構造形式はサスペンションアーチ式不完全トラス形式、両端の境界条件は単純支持となっており、我国では初めてのタイプの歩道橋である。本橋は上弦材 (床版) に圧縮力だけが作用し、下弦材 (トラス部分) の引張り力で上弦材の両端にかかる軸力を打ち消すとともに上弦材を持ち上げる構造となっている。つまり、上弦材がアーチ、下弦材が吊り橋のケーブルと同様な働きをしている。床版には厚さ25cm、幅40cm、長さ2.4~3.4m、重さ約600kgfの中国産の花崗岩を78本並べ、5本のPCケーブルを通して緊張することによって一体化しており、緊張力はケーブル1本当たり35tfと

-
- * 正会員 大分工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒870-01 大分市大字牧1666番地)
 - ** 正会員 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒807 北九州市八幡西区自由丘1-8)
 - *** 別府市建設部 (〒874 別府市上野口町1-15)
 - **** (株)東京測器研究所 (〒140 東京都品川区南大井6-8-2)

なっている。この花崗岩は別府市の友好都市である中国山東省の烟台（えんたい）市で産出した石で、比重は2.6、圧縮強度はコンクリートの約4倍（1300kgf/cm²）、ヤング係数はコンクリートの約1.5倍（3.0×10⁵kgf/cm²）と非常に優れた特性をもった材料である。下弦材にはフラットバー、ラチス材には鋼管を用いている。下弦部分はデザインをすっきりさせるために部材を間引き、不連続なトラス構造となっている。また、下弦材4ヶ所のヒンジ部分には陶板の『釘かくし』が付けられている。

以上のような特徴をもつ橋梁形式ではあるが、歩道橋であることから以下の条件を満たさなければならぬ。歩道橋の設計基準は日本道路協会（立体横断設計基準・同解説）に示されており、歩行者の不安感を配慮するため歩道橋の上下方向の固有振動数は1.5~2.3Hzを避け、この場合の最大たわみは支間長の1/400以下であれば良いとされている。本研究は、本歩道橋に対して人力加振および常時微動測定を実施し、上記の基準に適合しているかの確認を行った。また、本橋は公園に接続していることからジョギングをする人も多いと考えられるので、ジョギング時の加速度測定を行った。次に静的載荷試験を行い、歩道橋のたわみおよび部材の歪測定も行った。最後に有限要素法を用いて固有値解析を行い、解析モデルの比較検討を行った。

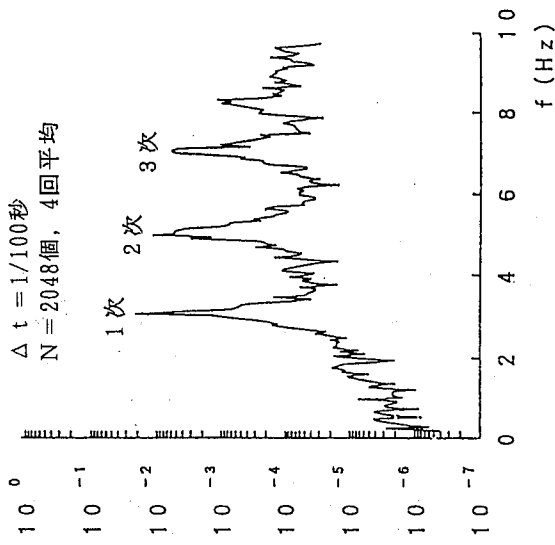


図-2 フーリエスペクトル図
(常時微動、測点1-2)

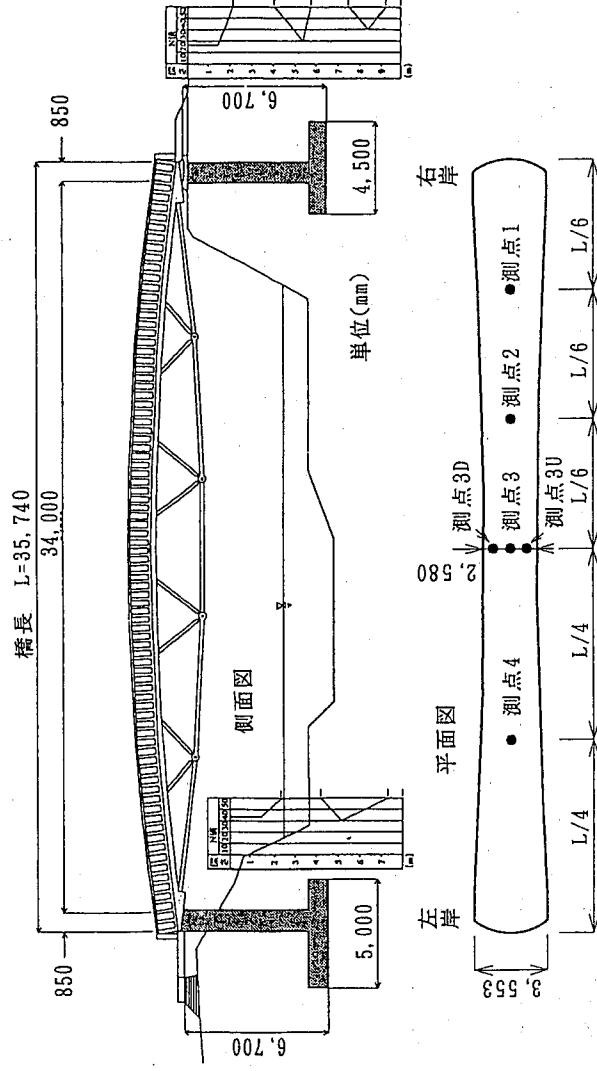


図-1 イナコスの橋概要図および測点

2 振動実験

2. 1 実験概要

図-1は本橋の概要図である。測点1は右岸からスパン長の1/6点、測点2は同様に1/3点、測点3は中央点、測点4は左岸からスパン長の1/4点とした。測定方向としては、上下方向（Z方向）、橋軸水平方向（X方向）、橋軸直角水平方向（Y方向）の3方向である。振れ振動の測定のために測点3D（下流側）および3U（上流側）を設けた。各実験の測定にはサーボ型加速度計（航空電子工業製33-1型、測定範囲 $\pm 3G$ ）を使用し、データレコーダ（TEAC製XR-500型）に記録した。データはディジタル動ひずみ計（東京測器製DRA10A）でAD変換し、数値データとした。常時微動の解析では、 $\Delta t = 1/100$ 秒でAD変換し、データ個数 $N = 2048$ 個でFFT解析を行いフーリエスペクトル図を求めた。

2. 2 実験結果

図-2は常時微動試験における測点1（上下方向）のフーリエスペクトル図である。図中のピーク値

より上下方向の1次
～3次までの固有振
動数は3.13Hz、
5.00Hz、7.50Hzと判
断できる。

図-3はスパン長
の1/4点で人力によ
り上下方向に加振し
た時の測点3-Zの時
刻歴である。21秒近
傍で波形が小さく
なっているのは、減
衰自由振動を求め
るため加振を急停止
したからである。この
減衰自由振動より固
有振動数および減衰
定数を求めると、 f
 $= 3.03\text{Hz}$ と $h = 1.6$
%が求まった。この

減衰定数は通常のコ
ンクリート構造物よ
り多少小さな値であ
り、これは本橋が石
と鋼製トラスとの複
合構造であるためと
考えられる。減衰自
由振動後に再び振動
が大きくなっている
が、これは両端に伝

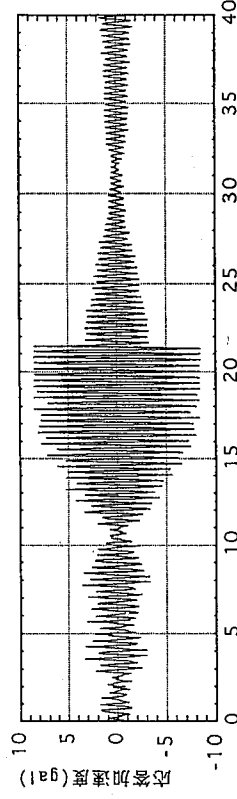


図-3 測点3-Zの時刻歴（1/4点上下方向加振時）

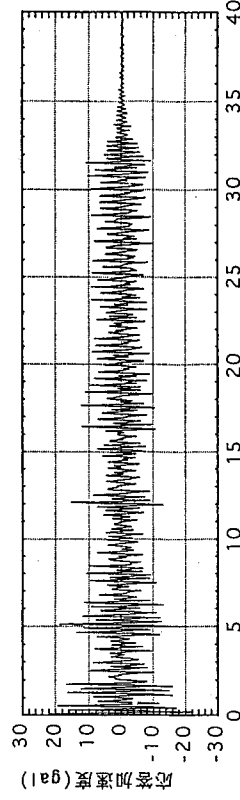


図-4 測点3-Yの時刻歴（1/2点橋軸直角水平方向加振）

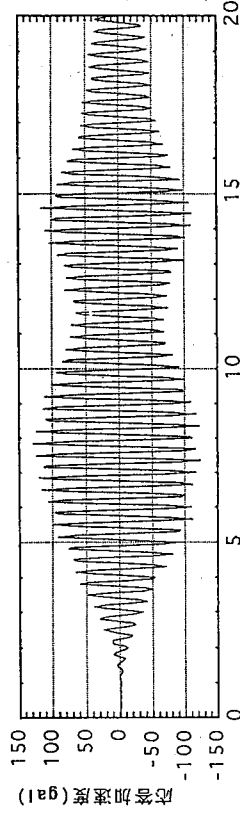


図-5 測点3-Zの時刻歴（2人によるハイペース走行）

播した波動が反射してきたためと思われる。

図-4はスパン長の1/2点で人力により橋軸直角水平方向に加振した測点3-Yの時刻歴である。この図より橋軸直角水平方向1次の固有振動数4.19Hzが求まった。以上の実験結果をまとめたものが表-1である。この表より、本橋の1次および2次の固有振動数は1.5～2.3Hzの範囲にない基準を満足していることが判る。

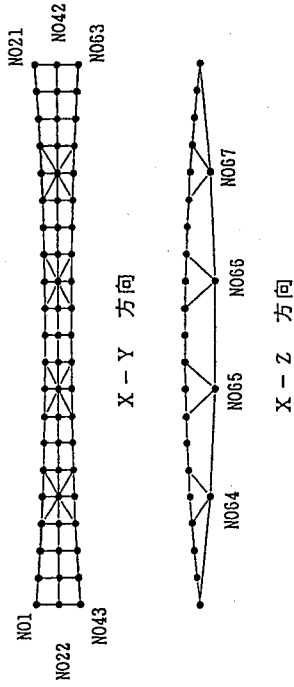
走行時の歩道橋の振動を求めるために、ジョギング時(2.6歩/秒)の加速度の測定を行った。その結果、1人では最大6gal、2人が並んで走った場合は9galであった。これは変位に換算すると0.026cm程度である。次に、本橋を共振させるためにハイペース(3.2歩/秒)で走行した。1人では60gal、2人が並んで走った場合は130galであった。その時刻歴を図-5に示す。ハイペース走行の歩調が上下方向1次の固有振動数に非常に近いため、大きな振動が発生したものと考えられる。

また、本橋の振れ振動1次は10.0Hzと高く、振れに対して十分な剛性を有することが明らかになった。

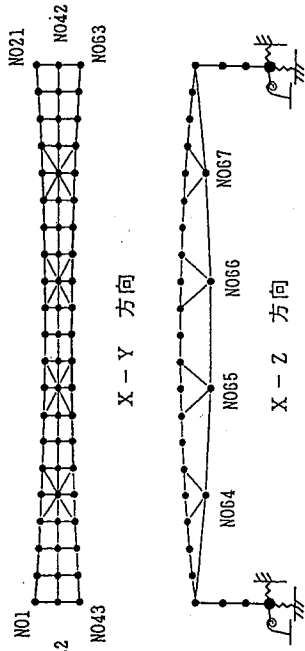
表-1 固有振動数(Hz)

振動種類	方向	Z			Y	
		次数	1次	2次	3次	1次
実常時微動			3.13	5.00	7.00	4.27
実験点加振			3.03	5.10	6.98	4.19
値	ジョギング		2.96			
解析	単純支持		2.76	5.13	6.79	5.13
値	地盤ばね		3.15	4.06	5.61	4.22
	両端固定		3.78	5.31	6.99	5.31

Z：上下方向 Y：橋軸直角水平方向



(a) 単純支持および固定



(b) 橋台地盤ばね

図-6 解析モデル

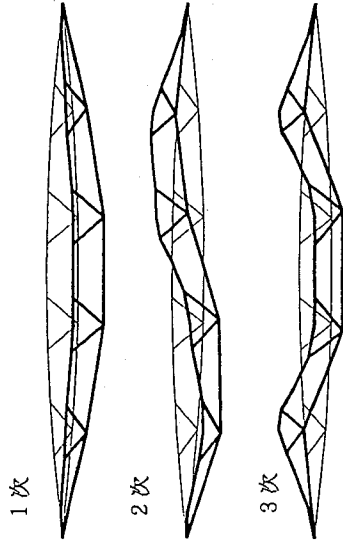


図-7 振動モード(上下方向)

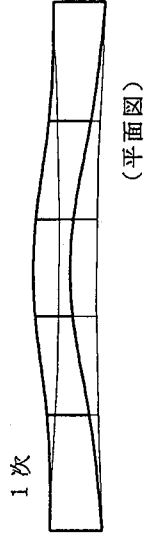


図-8 振動モード(橋軸直角水平方向)

3 理論解析

図-6に解析に用いたモデルを示す。全節点数67個、各質点とも6自由度を有する立体構造解析を行った。両端の境界条件は単純支持(図-6(a))とし、節点64~67は θ_y 方向に自由とする。図-7に上下方向の振動モードを示す。1、3次は対称モードで2次は逆対称モードである。図-8に橋軸直角水平方向のモードを示す。実験値と解析値の振動モードは同一であった。表-1に固有振動数の実験値と解析値を比較して示す。両者は上下方向2次、3次で一致しているが、上下方向1次において、実験値に比べて解析値が約1割程小さくなっている。本橋は単純支持ではあるが、施工時に支点をゴムで覆いその周りにコンクリートを打設しており、動きが拘束されていることも考えられる。そこで、両端を固定として解析すると、実験値に比べ約2割程大きくなった。次に、両端は固定のまま、橋台を地盤バネ支持(図-6(b))として解析すると、実験値とよく一致した。このことから、歩道橋の固有値解析には、歩道橋両端における境界条件等に十分配慮する必要があるものと思われる。

4 静的載荷試験

図-9に静的載荷試験での変位の測点を示す。下弦材のヒンジ部分の4ヶ所の上下変位と床版中央の上下変位と床版両支点の橋軸水平方向変位を測定した。同様に、図-10に歪の測点を示す。歪ゲージは部材長の中央部2ヶ所(表裏)に貼り付けた。載荷荷重としてはセメント20kgfを600袋と30kgfを10袋使用し、図-11に示す載荷ケース6回について実験を行った。変位の測定値を表-2、図-12に示す。載荷ケース1回と2回では載荷位置は同一で載荷重量が2倍である。それに対応して変位もほぼ2倍の増加となっている。測

点6、7の橋軸水平方向変位を比べると、測点7の変位の方が大きく、支点が動いているのが判る。歪の測定では、各測点において一軸方向に表裏2ヶ所の歪を測定しているの

で、軸歪と曲げ歪の成分に分けた。さらに、橋軸方向に関して対称な載荷ケース1~5回では、対称位置の2つの測点(例えば測点1と2)の軸歪および曲げ歪をそれぞれ平均した。その結果を表-3に示す。鋼管での測定歪は、載荷ケースによって曲げひずみが発生している。

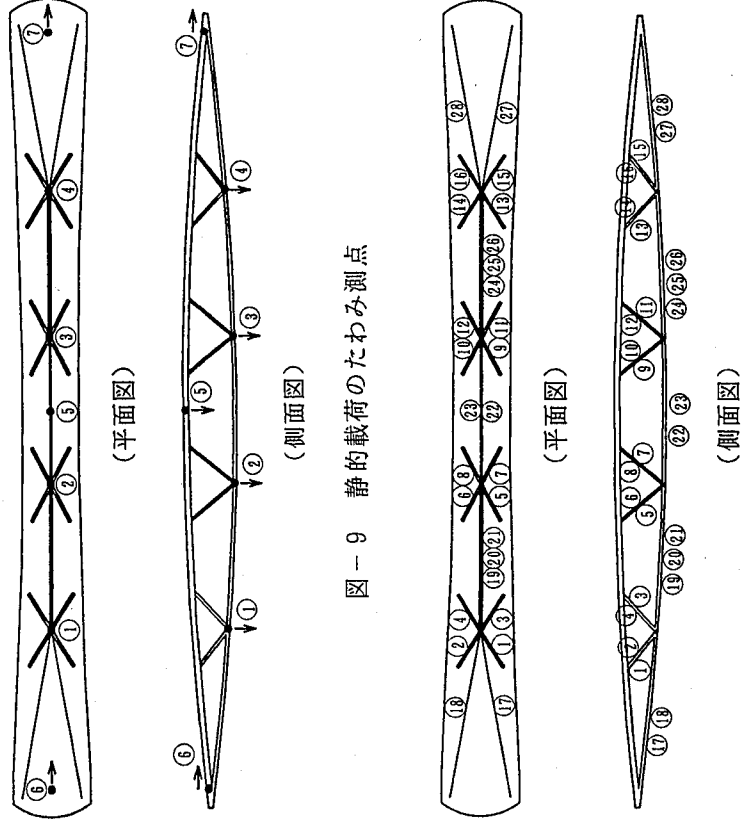


図-9 静的載荷のたわみ測点

図-10 静的載荷の歪測点

これは、鋼管の一端は柵に固定され、他端はフラットバーとヒンジ接合されているためと考えられる。フラットバーではほとんどが軸歪成分だけで曲げひずみ成分は少ない。

5 まとめ

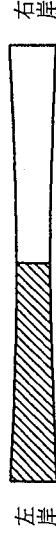
イナコスの橋に対し、常時微動測定、点加振、ジョギング走行試験、静的載荷試験を実施し、以下のことが分かった。

(1) 本橋に対する常時微動測定より上下方向の1、2次の固有振動数は3.13Hz、5.00Hzと求まり、これは歩道橋の設計基準である1.5～

表-2 静的載荷試験 変位測定値(単位: mm)

測定位置	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目
1 フラットバー	5.53	11.47	10.32	6.34	9.59	8.28
2 "	6.38	13.03	15.86	9.87	12.17	9.09
3 "	3.87	7.54	14.13	12.59	11.86	6.58
4 "	1.78	3.79	7.74	10.48	8.63	4.05
5 床版中央上下	4.63	10.01	14.98	10.97	11.59	7.08
6 支点橋軸水平	0.10	0.29	0.07	-0.01	0.39	0.94
7 "	0.74	1.09	1.71	1.08	1.11	1.75

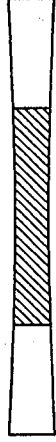
1回目 6.15tf 左岸片側載荷



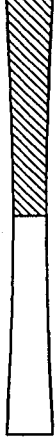
2回目 12.3tf 左岸片側載荷



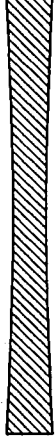
3回目 12.3tf 中央載荷



4回目 12.3tf 右岸側片側載荷



5回目 12.3tf 全面載荷



6回目 6.15tf 左岸側下流1/4載荷

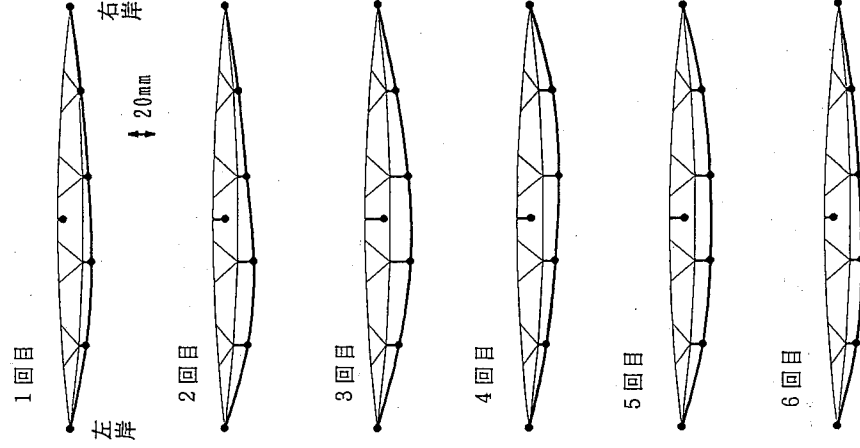


図-11 静的載荷のケース

図-12 静的載荷のたわみ

2. 5Hzの範囲にないことから、歩行者の歩速と共振することはなく、基準を満足している。

(2) ジョギング走行 (2.6歩/秒) の最大加速度は、1人走行では6gal、2人並んだ走行では9galと大きな値ではなかった。しかし、ハイペース走行 (3.2歩/秒) では、1人走行で60gal、2人並んだ走行では130galと大きく、走行者に不安感を感じた大きさであった。このことは、公園内をかなり早いペースで走行することも十分考えられるので、固有振動数3Hz近傍も避ける条件が今後の歩道橋の設計に必要な場合もあるものと思われる

(3) 振動実験から得られた上下方向1次の固有振動数を比較すると、ジョギングでの測定値 (2.96Hz) が一番小さく、次が点加振での測定値 (3.03Hz)、常時微動での測定値 (3.13Hz) が一番大きい。この変化は各実験における振動変位の大きさによるものと考えられ、支点の拘束による影響が現れたものと思われる。

(4) 本橋の両支点の境界条件は単純支持である。その境界条件で固有値解析を行うと、その値は実験値に比べ1割り程度小さくなった。実際の施工では支点をゴムで覆いコンクリートを打設しているので固定とも考えられるので、両端の境界条件を固定として解析を行った。その結果、今度は実験値に比べ2割り程度大きな値となった。そこで、橋台下端をバネ支持として解析した結果、実験値とよく一致している。歩道橋の固有値解析には、歩道橋両端における境界条件等に十分注意する必要がある。

(5) 本橋の振れ振動は10Hzと求まり、振れに対する剛性は高いと考えられる。

(6) 静的載荷試験の結果、鋼管では一端固定他端ヒンジ接合のため軸歪と共に曲げ歪が発生している

が、フラットバーでは曲げ歪は殆ど発生していない。

最後に、橋名については一般公募が行われた。当時小学6年生の案『イナコス橋』が採用された。イナコとはギリシャ神話の川の神の名前である。

参考文献

- 1) 川口衛：特集PC建築－イベン
ト施設 プレストレストレンジングを用
いた構造設計2題、
プレストレストコンクリー
ト, Vol. 4, No. 4, 1994年.
- 2) 川口衛：イナコスの橋、
NIKKEI ARCHITECTURE, 1994年9
月19日 (増刊号).
- 3) 馬島亜矢子：土木の風景大分
県イナコスの橋、日経コンスト
ラクション、1994年11月11日.
- 4) 園田敏矢・鳥野清・安東昭次・
木崎貴・成瀬久和：イナコスの橋
(サスペンショントラス歩道橋)
の振動特性、土木学会第50回
年次学術講演会、1995年、9月.

表-3 静的載荷試験 歪測定値(単位: μ)
(軸歪の+は引張力、-は圧縮力を示す)

測 定 位 置	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
鋼	軸 歪	-15	-39	50	21
	曲げ歪	12	25	-6	-5
	1と2の平均				10
	軸 歪	-2	-2	-65	-28
	曲げ歪	7	15	11	10
	2と3の平均				12
管	軸 歪	-39	-79	6	59
	曲げ歪	7	16	7	-18
	5と6の平均				1
	軸 歪	27	55	-35	-70
	曲げ歪	4	7	18	2
	7と8の平均				8
管	軸 歪	-34	-70	-40	53
	曲げ歪	-6	-11	10	10
	9と10の平均				6
	軸 歪	34	67	16	-73
	曲げ歪	-1	-6	11	8
	11と12の平均				5
管	軸 歪	-20	-35	-71	1
	曲げ歪	-2	-3	0	15
	13と14の平均				9
	軸 歪	16	31	50	-51
	曲げ歪	-6	-13	-20	26
	15と16の平均				13
フ	軸 歪	51	107	92	55
	曲げ歪	1	4	1	5
	17と18の平均				4
ラ	軸 歪	48	98	113	59
	曲げ歪	2	6	-1	-4
	19と20の平均				0
ッ	軸 歪	45	90	120	78
	曲げ歪	1	1	0	-5
	21と22の平均				-4
ト	軸 歪	32	69	123	102
	曲げ歪	-1	-2	-2	-1
	23と24の平均				-3
バ	軸 歪	25	56	114	110
	曲げ歪	3	1	6	10
	25と26の平均				7
ー	軸 歪	19	43	88	115
	曲げ歪	-3	-7	-14	-10
	27と28の平均				-8

近接固有振動数を有する吊床版歩道橋の 振動使用性に関する検討

VIBRATION SERVICEABILITY OF STRESS RIBBON PEDESTRIAN BRIDGES WITH CLOSE NATURAL FREQUENCY

角本 周* ・ 前田研一** ・ 梶川康男*** ・ 黒野雅利****

By Meguru TSUNOMOTO, Ken-ichi MAEDA, Yasuo KAJIKAWA and Masatoshi KURONO

Today, cable supported pedestrian bridges are increasing in number, due to its dominant esthetics. But, cable supported bridges are flexible and light than girder type bridges, so vibration problems are easy to occur. This paper presents some studies of vibration serviceability for stress ribbon pedestrian bridges with close natural frequency. (1) Investigate the applicability of mofeod, which Modal damping estimated by strain energy and potential energy. (2) Simulation analysis of dynamic behavior for bridge with close natural frequency. (3) Oscillation tests to confirm the dynamic characteristics on a real bridge.

Key Words: vibration serviceability, stress ribbon bridge, close natural frequency

1. まえがき

近年、美観的な優位性等により、吊形式の歩道橋が多く架設されている。一方、吊形式の歩道橋は桁形式の歩道橋に比べて橋体重量が軽くフレキシブルであることから、歩行者の交通による振動問題が発生しやすい。歩道橋の振動使用性照査方法に関しては既に多くの研究が行われているが^{1,2)}、個々の振動モードに対する応答値を計算し相対度と比較するのが一般的である。しかしながら、吊形式の歩道橋では固有振動数が近接する可能性があり、外力に対する振動応答がビート現象などの複雑なものとなることも考えられ、従来の照査方法では応答値を評価する点において問題があるものと思われる。

本研究は、吊形式の歩道橋の一種である吊床版歩道橋を対象とし、歩行者交通による振動使用性の照査に關して以下の3項目を検討したものである。

- ① 歩行者交通時の動的応答計算においては、減衰定数の設定が応答値に大きな影響を与える。そこで、単径間吊床版橋における既往の実験結果より、減衰定数の評価方法を提案する。
- ② 近接固有振動数が生じる2径間連続吊床版橋の固有値解析を行い、その固有振動特性を把握する。また、歩調付近に振動数が近接したモードがある場合において、歩行者交通時の振動応答解析を行い、振動数の近接が応答に与える影響を検討する。
- ③ 2径間連続吊床版橋の振動実験より、近接固有振動数を有する場合の歩行者交通時の振動特性を把握し、解析方法の妥当性を検討する。

* 工修	オリエンタル建設(株)	技術部	(〒102	千代田区平河町 2-1-1)
** 工博	東京都立大学助教授	工学部土木工学科	(〒192-03	八王子市南大沢 1-1)
*** 工博	金沢大学教授	工学部土木建設工学科	(〒920	金沢市小立野 2-40-20)
****	㈱鴻池組	東京本店土木部	(〒101	千代田区神田駿河台 2-3-11)

2. 吊床版橋の減衰定数の統計分析

2. 1 一般的統計分析

吊床版橋の基本振動特性のうち、固有振動数および固有振動モードは、幾何剛性を考慮した固有振動解析により精度良く推定することが可能である²⁾。しかしながら、減衰定数に関しては、他の橋梁形式と同様に多くの因子が関係することから、理論的に推定することとは困難であると思われる。ここでは、一般の橋梁において行われているように、減衰定数の実測値を支間長および振動数に基づいて統計分析すること²⁾、吊床版橋の減衰定数の特性を検討するものとする。

分析には、一般に公表されている単径間吊床版橋の測定結果を使用した。橋名および測定値を表-1に示す。減衰定数と支間長および固有振動数の関係を図-1に示す。減衰定数は、一般橋梁と同様に面ファクターに対してばらつきが大きく、相関関係は弱いものとなっている。減衰定数と支間長の関係をべき乗回帰式に近似すると、減衰定数の評価式は式(1)、(2)となる。

- ・全振動モード : $h = 33.1 \cdot L^{-1.009}$ (%) (相関係数: -0.521) (1)
 - ・対称1次振動モード : $h = 12.3 \cdot L^{-0.727}$ (%) (相関係数: -0.591) (2)
- また、減衰定数と固有振動数の関係を1次回帰式に近似すると、減衰定数の評価式は式(3)、(4)となる。
- ・全振動モード : $h = 0.341 + 0.073 \cdot f$ (%) (相関係数: 0.522) (3)
 - ・対称1次振動モード : $h = 0.190 + 0.281 \cdot f$ (%) (相関係数: 0.488) (4)

表-1 統計分析に用いた吊床版橋および測定値

橋名	支間 (m)	サグ (m)	サグ比	モード形状	振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	文献
鳥山城C.C.橋	63.0	1.700	1/37	逆対称1次	1.22	0.48	2)
				対称1次	1.50	0.75	
				対称2次	2.17	0.65	
				逆対称2次	3.08	0.67	
				対称3次	4.29	0.83	
				逆対称3次	5.67	0.92	
新聖橋	68.0	1.495	1/45	逆対称1次	1.10	0.23	4)
				対称1次	1.37	0.83	
				対称2次	1.89	0.54	
				逆対称2次	2.58	0.50	
				対称3次	3.54	0.58	
				逆対称3次	4.62	0.57	
サントC.C.橋	46.5	1.250	1/37	逆対称1次	1.70	0.53	5)
				対称1次	1.95	0.49	
				対称2次	3.40	0.68	
				逆対称2次	4.55	0.37	
				対称3次	6.75	0.76	
				逆対称3次	1.76	0.27	
うさぎ橋	115.0	3.500	1/33	逆対称1次	0.90	0.10	6)
				逆対称2次	1.06	0.29	
であい橋	97.0	2.500	1/39	逆対称1次	1.35	0.16	7)
				逆対称2次	1.53	0.80	
ひぐらし橋	63.0	1.700	1/37	対称1次	0.95	0.36	8)
				対称1次	0.85	0.58	
梅の木蔵公園橋	105.0	3.100	1/34	対称1次	0.88	0.30	8)
				逆対称1次	0.91	0.16	
宮崎カワノ吊橋	117.0	3.900	1/30	対称1次	0.91	0.16	9)
				逆対称1次	1.22	0.49	
陶屋の森吊橋	123.0	4.100	1/30	対称1次	0.91	0.16	9)
				逆対称1次	1.22	0.49	
細文橋	76.5	2.200	1/35	対称1次	1.22	0.49	9)
				逆対称1次	1.22	0.49	

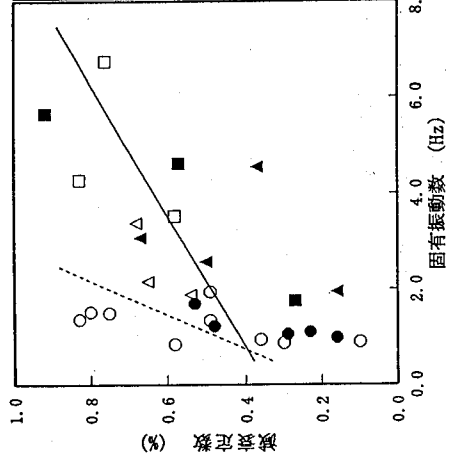
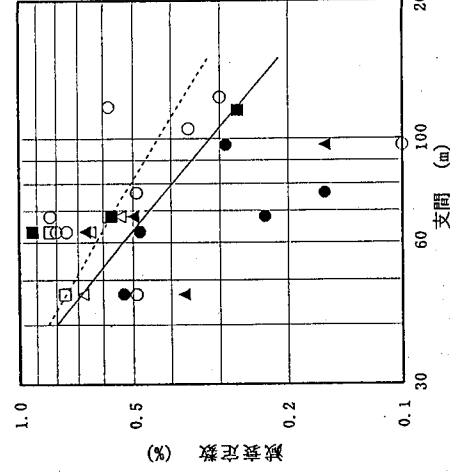


図-1 減衰定数と支間長、固有振動数の関係

2. 2 エネルギー比に基づく統計分析

山口によると¹⁰⁾、ケープル構造のモード減衰は、構成部材のエネルギーロス率が既知であれば、全振動エネルギーに占めるひずみエネルギーの割合から算出できるとしている。吊床版橋においても、振動エネルギーの消費が床版の変形に依存すると仮定すると、減衰定数は、式(5)で表すことができる。

$$h = a \cdot W_c / W_A \quad (5)$$

ここに、 W_A ：全振動エネルギー、 W_c ：床版のひずみエネルギー、 a ：床版のエネルギーロス率。式(5)において、 (W_c/W_A) をエネルギー比 R_E と定義する。

図-2に、モデル吊床版橋(図-3参照)の固有振動数およびエネルギー比を示す。同一支間長でもサグによりエネルギー比は変化し、また、変化傾向は固有振動数の変化とも一致しない。よって、式(5)が成立するとすれば、減衰定数を支間長や固有振動数と関連させて評価することは困難であるものと考えられる。

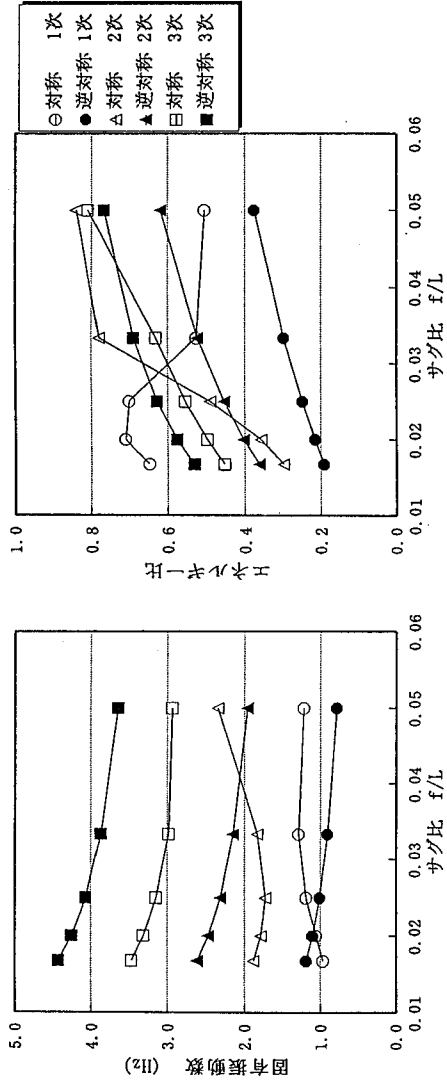


図-2 モデル吊床版橋の固有振動数およびエネルギー比 (支間 75 m)

表-1に示した吊床版橋における減衰定数とエネルギー比の関係を、図-4に示す。なお、エネルギー比は、各橋梁の支間長およびサグ比に対応するモデル吊床版橋を用いて算出した。表-1に示した吊床版橋に関しては、構造寸法、モード次数に関係なく、減衰定数とエネルギー比の間に良好な相関関係が存在している。両者の関係を1次回帰式で近似すると、減衰定数の評価式は式(6)となる。

$$h = 0.024 + 0.875 \cdot R_E \quad (\text{相関係数: } 0.747) \quad (6)$$

コンクリートの減衰定数は、湿潤状態、材令等に依存するが、0.3~0.8%程度¹¹⁾である。実際には、高欄等でもエネルギー吸収が生じることから、概ね妥当な評価式と考えられる。

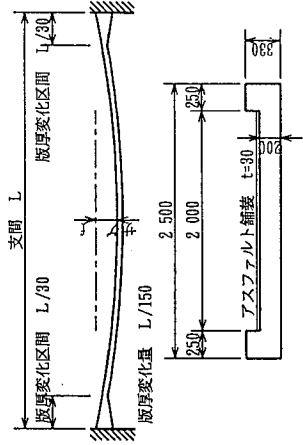


図-3 エネルギー比算定用吊床版橋

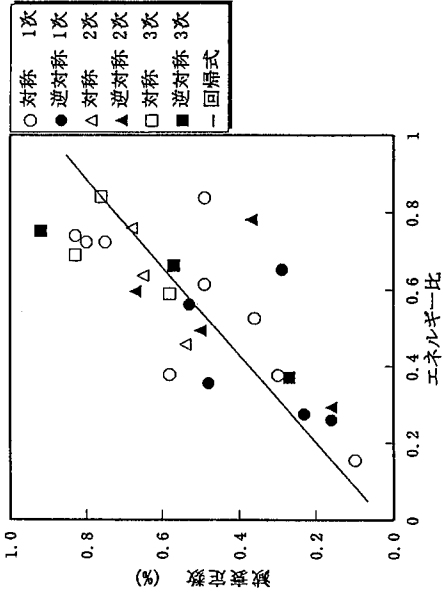


図-4 減衰定数とエネルギー比の関係

3. 2 径間連続吊床版橋における固有振動特性

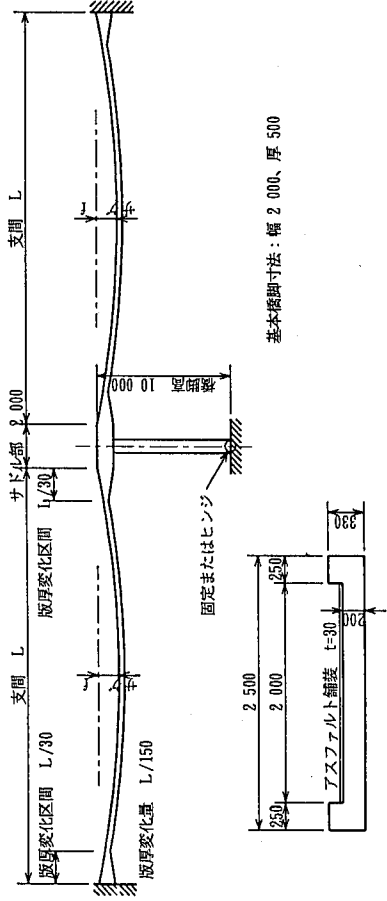


図-5 2 径間連続吊床版橋モデル

単径間の吊床版橋においても、図-2に示したように、サグ比によっては振動数が近接する振動モードが存在する。一方、吊床版橋を多径間化すると、サグ比に関係なく固有振動数が近接する場合がある。ここでは、2 径間連続吊床版橋を対象に、固有振動数が近接する特性を検討するものとする。対象とした2 径間連続吊床版橋を図-5に示す。解析は、支間長、サグ比、橋脚剛性および橋脚下端条件の各パラメータを組合せて行った。

固有振動解析結果の一例として、各モードの固有振動数を表-2に、振動数の近接した振動モードを図-6に示す。表、図とも、支間長 39 m、サグ比 1/30 としたケースである。2 径間連続吊床版橋では、逆対称 1 次と対称 1 次の組合せを除いて、左右径間で対称と逆対称になる振動モードの固有振動数が近接することとなる。

図-7に、橋脚剛性と固有振動数の近接度の関係を示す(支間長 39 m) サグ比、橋脚下端条件によらず、橋脚剛性が大きくなると振動数がより近接する傾向にある。

表-2 各モードの固有振動数
(橋脚剛性: 基本 x 5、ヒンジ)

モード次数	固有振動数 (Hz)		振動数比
	逆対称	対称	
1	0.77	2.72	0.28
2	1.96	2.01	0.98
3	3.55	4.03	0.88
4	5.66	5.87	0.96
5	8.13	8.54	0.95
6	10.95	11.65	0.94

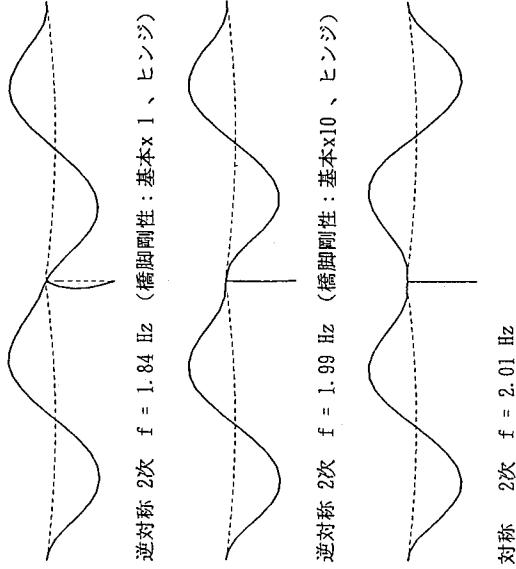


図-6 振動数が近接した固有振動モード

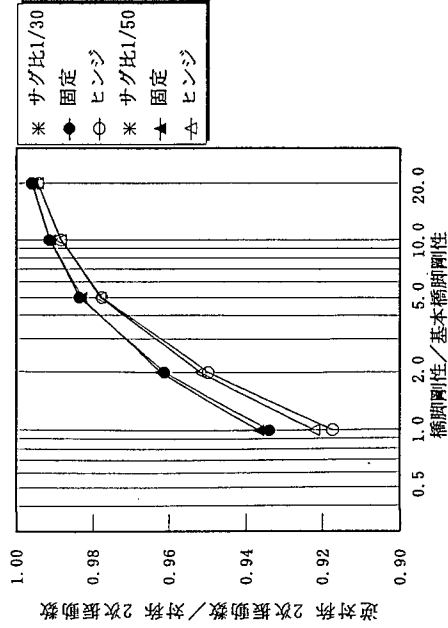


図-7 橋脚剛性と固有振動数の近接度の関係

4. 動的応答に与える近接固有振動数の影響

図-5の解析モデルにおいて、人の歩調と

共振する 2 Hz 前後に振動数の近接した振動モードが存在する解析モデルを選出し、歩行者単独歩行時の応答解析を行った。解析は、振動モードを有限フーリエ正弦級数で近似し、理論解を用いて応答値を求めた²⁾。歩行力は

正弦波でモデル化し、歩調 2 Hz、歩行速度

1.4 m/s、衝撃力比 0.4 と設定した。解析結

果の一例として、支間 39 m、サグ比 1/30、

橋脚剛性を基本値の 10 倍（ヒンジ）とした

場合の応答波形を図-8、9に示す。図-8

は支間長の 3/4位置での応答速度、図-9は

歩行位置での応答速度を示している。ここで、

①、②は個々の振動モード（図-6参照）に

対する応答値、③はこれらを合成した応答値

である。歩行位置における合成された応答波

形の包絡線は、個々の振動モードの応答波形

の包絡線を単純に重ね合わせた形状を示して

いる。支間長の 3/4位置におけるものも、歩

行者がその径間を歩行中は同様の傾向にある

が、反対側の径間を歩行中は個々の振動モー

ドの包絡線を下回っている部分がある。

固有振動数の近接度と最大応答速度および

最大応答値倍率の関係を図-10、11に示す。

ここで、最大応答値倍率とは、各振動モード

の最大応答値のうち大きい方の値に対する合

成した場合の最大応答値の倍率である。図は、

支間 39 m、サグ比 1/30 のケースである。

最大応答値は、振動数の近接した振動モード

を合成した場合の個々の振動モードの

みを考慮した場合の 1.2~2.0 倍となり、振

動数の近接が動的応答に大きな影響を与える

こととなった。例えば、図-9に示すケース

においては、個々の振動モードの最大応答値

は 1.5 Kine 程度であるが、合成した場合は

約 2.8 Kine となり、少し歩みにくい限度

(2.4 Kine) を超過することとなる。

以上より、振動数の近接した振動モードを

有する場合においては、その影響を加味した

振動使用性の照査が必要であると考えられる。

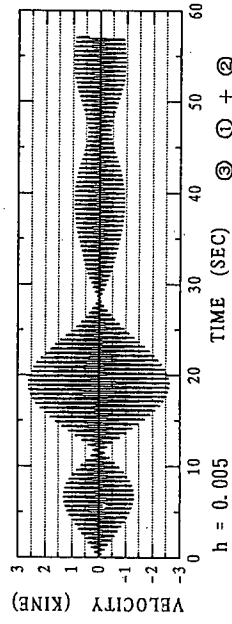
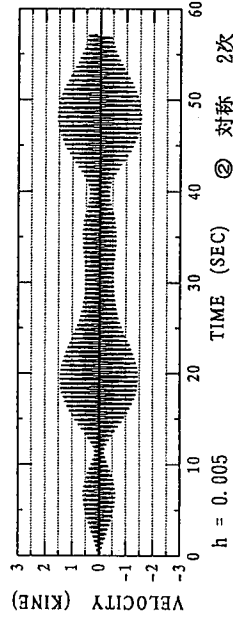
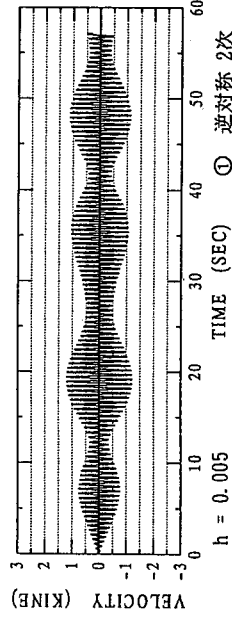


図-8 支間長の 3/4位置での応答速度波形

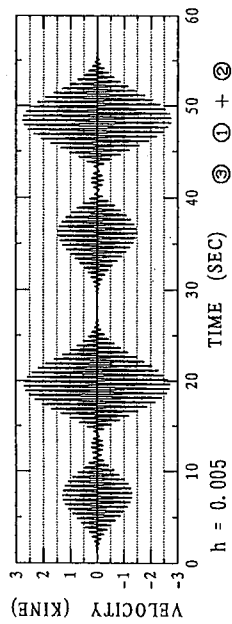
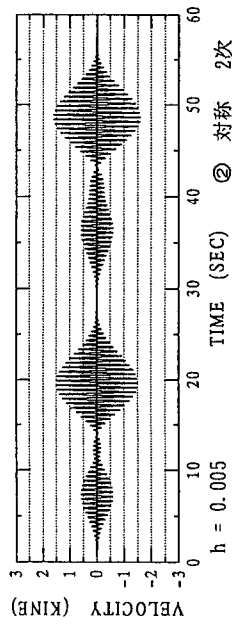
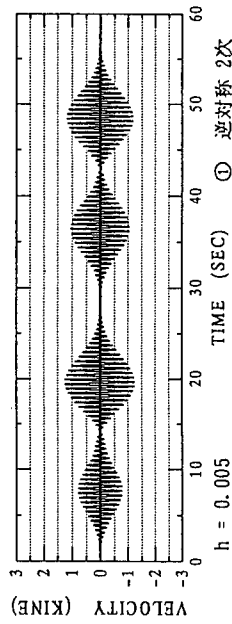


図-9 歩行位置での応答速度波形

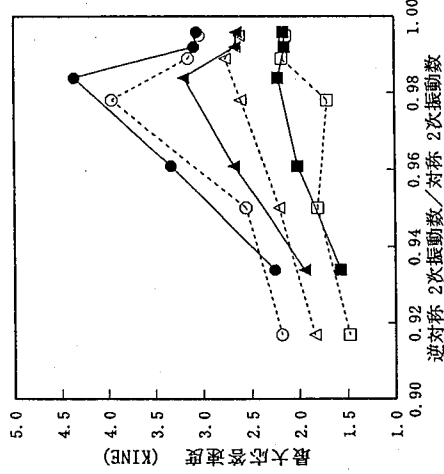


図-10 振動数の近接度と最大応答値

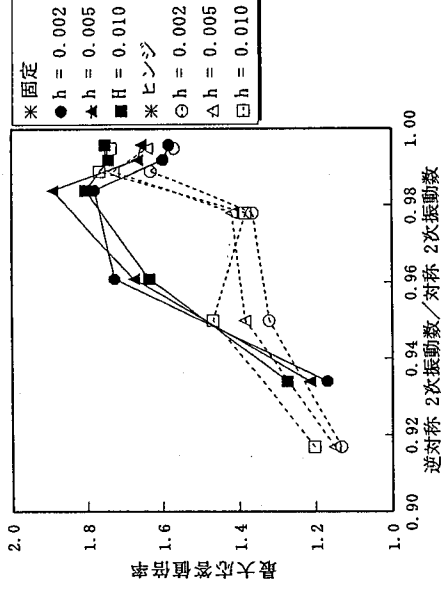


図-11 振動数の近接度と最大応答値倍率

5. 実橋梁における動的特性の検討

2 径間連続吊床版橋の実橋梁における固有振動特性および歩行者歩行時の動的応答特性の把握を目的として、振動実験を実施した。実験を行った吊床版橋（香下ダム吊橋、大分県院内町）を写真-1、図-12に示す。本橋は、約 30 m の中間高橋脚を有した吊床版橋である。

実験は、人力による衝撃・調和加振実験および歩行者歩行・走行実験を実施した。

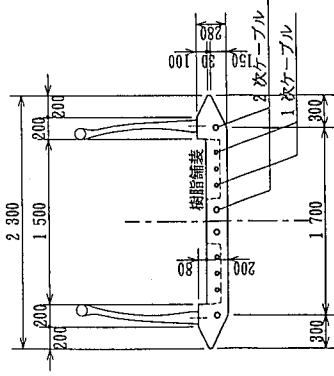


写真-1 香下ダム吊橋

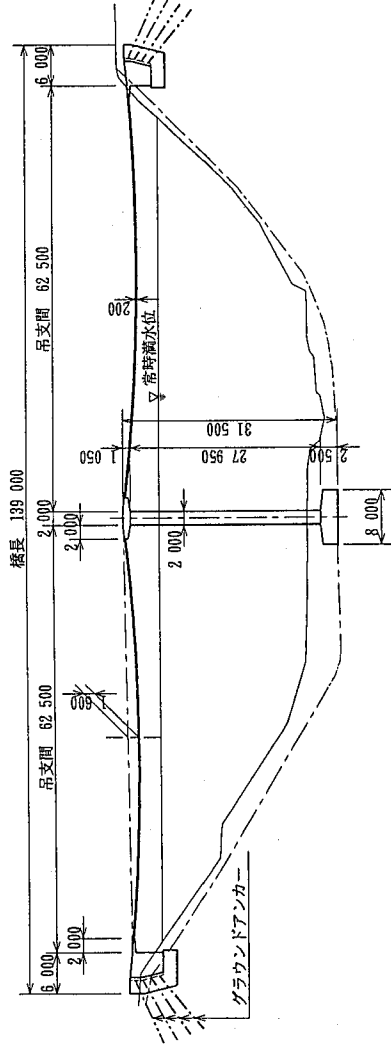


図-12 香下ダム吊橋一般図

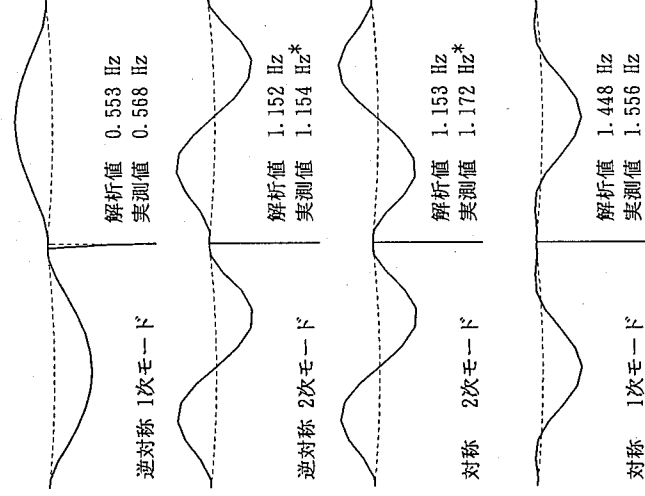


図-13 固有振動特性

人力による衝撃・調和加振実験結果として、図-13に固有振動特性を示す。ここで、モード形状は解析値のみを示す。人力を用いた加振では加振振動数を的確に調整できないことから、振動数が近接した振動モードは十分と同定し得なかった。しかしながら、その他の振動モードが解析値と良く一致していることから、実橋梁においても解析で得られたような固有振動特性を有しているものと考えられる。

歩行・走行実験結果として、歩調 2.8 Hz で単独走行した場合の支間長の 3/8位置での応答速度波形を図-14に示す。また、走行時の歩調 2.8 Hz 付近にある振動モードを対象とした解析結果を図に付記する。解析は、走行速度を実験と同一の 2.9 m/sとし、衝撃力比を 1.6に設定して行った。各振動モードに対する応答波形は、走行者が着目点の反対側の径間を走行中（約 22 秒以降）でも、モード形状に応じた応答を示している。一方、これらを合成した場合には、反対側の径間を走行中には応答が抑制されたものとなっている。実測された波形においても同様の傾向にある

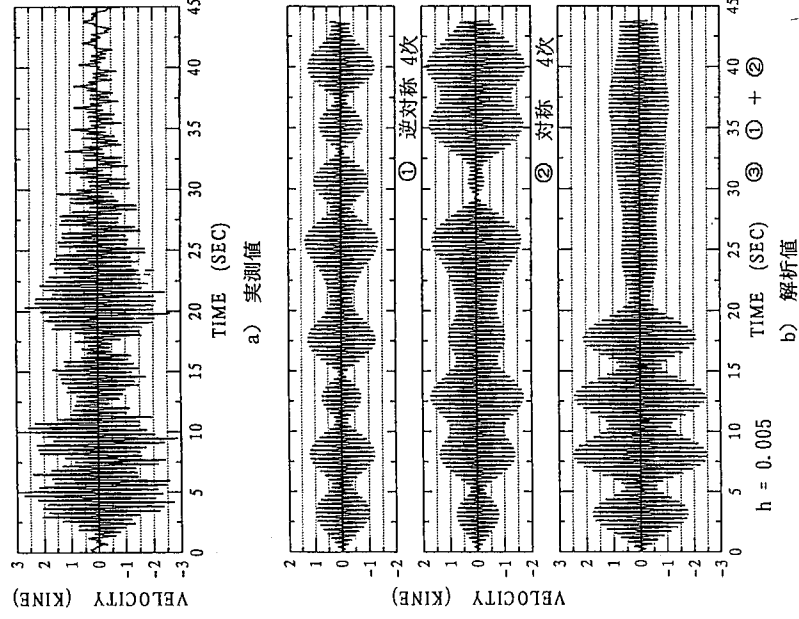


図-14 歩行者走行時 (2.8 Hz) の応答速度波形

ことから、実橋梁においても解析で得られたような歩行者歩行時の動的応答特性が生じるものと考えられる。なお、歩調 2.8 Hz で単独走行した場合の最大応答速度は、実験値が 2.9 Kine、解析値は 2.5 Kine（単独振動モードでは、逆対称モードが 1.4 Kine、対称モードが 1.8 Kine）であった。

6. 結論

本研究に関して行った一連の検討結果を以下にまとめる。

- 1) 単径間吊床版橋の実測減衰定数を、エネルギー比（全振動エネルギーに対する床版のひずみエネルギーの比率）を基に統計分析した結果、比較的精度が良い（相関係数：0.75）減衰定数の評価式が提案できた。
 - 2) 2 径間連続吊床版橋では、各径間での 1 次モードの組合せを除いて、左右径間で対称と逆対称になる振動モードの固有振動数が近接することとなる。また、近接の度合いは、中間橋脚の剛度が大きいほど強くなる傾向にある。
 - 3) 振動数が近接した振動モードがある場合、歩行者歩行時の動的応答は、単一のモードの場合に対して最大 2 倍程度大きい応答値を示すことがある。これにより、単一モードでは恕限度を超えない場合でも、近接した両モードを考慮すると恕限度を上回る場合がある。よって、振動使用性の照査においては、振動数の近接の影響を考慮した検討が必要と考えられる。
 - 4) 実橋振動実験の結果、シミュレーション解析と同様の固有振動特性および動的応答特性が得られた。
- 以上、近接固有振動数を有する歩道橋の振動使用性に関して、2 径間連続吊床版橋をモデルに基本的な検討を行った。今後、より詳細な検討を行い、近接固有振動数を有する歩道橋の一般的な振動使用性照査方法を提案していく予定である。

最後に、振動実験において御協力いただきました金沢大学工学部の深田幸史氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 梶川：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察、土木学会論文報告集、No. 925、pp. 23-33、1982。
- 2) 梶川・津村・角本：P C 吊床版橋の振動とその使用性、構造工学論文集、Vol. 36 A、pp. 685-695、1990。
- 3) 加藤・島田：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集、No. 311、pp. 49-58、1981。
- 4) 岡林・小松・角本： H^∞ 制御理論による吊床版橋のアクティブ振動制御、長崎大学工学部研究報告、Vol. 24、No. 43、pp. 249-257、1994。
- 5) 徳山・上迫田・石原・矢野：吊床版橋の動的挙動について—車両走行実験と風洞実験—、第 3 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. 201-206、1992。
- 6) 中沢・今井・前田・高橋：P C 吊床版橋「うさぎ橋」の静的および動的力学特性、プレス・トレストコンクリート、Vol. 36、No. 1、pp. 61-68、1994。
- 7) 下山・松本・新井：P C 吊床版橋「であい橋」について、第 4 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. 95-98、1994。
- 8) 水田・光永・平井・宮崎・榎渡：P C 吊床版歩道橋の振動特性について、土木構造・材料論文集、No. 10、pp. 77-82、1994。
- 9) 水田・榎渡・戸塚・石原・平井：サブウェイによる吊床版歩道橋の起振について、構造工学論文集、Vol. 41A、pp. 755-762、1995。
- 10) 山口：ケーブルシステムの振動減衰の推定、構造工学論文集、Vol. 39 A、pp. 851-860、1993。
- 11) A. Neville, W. Dilger and J. Brooks: Creep of plain and structural concrete, Construction Press、pp. 229-232、1983。

歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定法について

ESTIMATION ON BENDING STIFFNESS OF PEDESTRIAN BRIDGES
WITH NATURAL VIBRATION CHARACTERISTIC ANALYSIS

小幡 卓司*・○伊藤 公彦**・林川 俊郎***・佐藤 浩——****・及川 昭夫*****

BY Takasi OBATA Kimihiko ITOH Toshiro HAYASHIKAWA Koti SATOH Akio OIKAWA

Recently the fundamental natural frequencies of pedestrian bridges can be accurately analyzed with the progress of digital computers. On the other hand, it is hard to find a point of agreement between the experimental and analytical results.

The purpose of this study is to investigate an estimating procedure of actual bending stiffness on pedestrian bridges. In this study, the experiments and the analyses are executed with the twelve bridges, those results are normalized by some parameters. It is considered that the bending stiffness can be almost exactly estimated with natural vibration characteristic analysis in design phase.

1. まえがき

歩道橋は、交通安全施設として歩行者保護の目的から、よりよい道路環境を整備するにあたって、昭和40年代をピークとして盛んに新設が行われた。横断歩道橋は、利用の不便さ等から新設は減少したものの、近年では幅員の狭い道路橋等において、歩行者が安全に横断できるようにその側方に平行して架けられる側道橋や、河川および高連道路等により分断された地域の往來を可能にし、学童、生徒等の通学路としても利用されている歩行者専用の人道橋、さらに公園、広場や、サイクリングロード等の一環として、景観のシンボルの要素をも加味した遊歩道と称さる様々なタイプの歩道橋が数多く建設されつつある。従来のように、本来の目的や機能だけを果たしてきた土木構造物も、時代とともにその利用に際しての快適性や、周囲の景観との調和といった芸術的要素も要求されるようになってきた。

特に歩道橋においては、通学路等に代表されるように直接人間の生活に密着する機会が多いため、使用時における快適性の考慮は、設計段階において重要な検討課題の一つであると考えられる。

一般に歩道橋は、道路橋等に比べて非常にスレンダーな構造であり、そのため、利用者の歩行あるいは走行によって加振された場合でも比較的大きな振動が生じることがある。特に低次の固有周期が人間の平均歩調に近接しているような歩道橋においては、しばしば利用者に不快感や不安感等を与える可能性が指摘され、

*	正会員	北海道大学助手	工学部土木工学科	(〒060)	札幌市北区北13条西8丁目
**		北海道大学大学院	工学部土木工学専攻	(〒060)	札幌市北区北13条西8丁目
***	正会員	工博	北海道大学助教授	工学部土木工学科	(〒060) 札幌市北区北13条西8丁目
****	正会員	工博	北海道大学教授	工学部土木工学科	(〒060) 札幌市北区北13条西8丁目
*****	正会員		北海道大学技官	工学部土木工学科	(〒060) 札幌市北区北13条西8丁目

その結果数多くの研究を経て、昭和54年に立体横断施設技術基準・同解説¹⁾(以下、基準と称す)が制定された。この基準において、利用者への振動の影響について配慮を加えるように明記され、具体的には歩道橋の低次の固有振動数が人間の平均歩調である1.5~2.3Hzにならないように指示されている。仮に、人間の平均歩調の固有振動数がある2Hz前後の固有振動数を完全に避けることが可能であれば、その歩道橋は、振動使用性に関して全く問題が生じないことが容易に推定できる²⁾。しかしながら、設計段階の解析値と完成後の実測値とは、実際の剛性や微少な振幅範囲での支点条件の差異によって一致しない場合が多い。特に歩道橋においては設計荷重が小さく桁剛性が低いために、高欄等の付属物による影響を無視することはできず、そのため、設計段階においてその固有振動数を正確に予測することは比較的困難であると考えられる。

一方、海外における使用性判定法は、BS 5400³⁾、Ontario code⁴⁾等に代表されるように照査の対象となる構造物の動的応答量を求め、その結果と許容限界振動量を比較する限界状態設計法的手法が主に用いられている。この場合においても、動的応答量の計算は低次の共振状態を考えるため、正確な固有振動数の推定は比較的重要な意味を持つものと思われる。

以上を踏まえて、本研究では歩道橋の設計段階においてある程度正確に固有振動数の計算が可能となるような曲げ剛性の推定法を検討するために、札幌市内の横断歩道橋12橋について減衰自由振動実験ならびに固有振動解析を実施した。

具体的には、まず実験値から各歩道橋の実剛性を算出し、高欄、床版等がどの程度その曲げ剛性に寄与するか検討を加えた。また支間長あるいは自重等に関連すると考えられるいくつかのパラメータを導入し、それらを用いて実験結果ならびに解析結果を無次元化することによって、ある程度正確に低次の固有振動数の計算が可能となる曲げ剛性の推定法に関する考察を試みた。したがって、本研究ではこれらの結果を報告するものである。

2. 減衰自由振動実験

本研究では、横断歩道橋における応答特性の検討を行うために、平成5年8月に札幌市建設局によって作成された横断歩道橋通行実態調査集計結果表⁵⁾を参考にして、実際に対象とする横断歩道橋を事前に調査することによって、構造的な特徴や周囲の環境状況等を考慮し、札幌市内の標準的な横断歩道橋を12橋選出して、人力加振による減衰自由振動実験を実施した^{6), 7)}。

測定方法としては、歩道橋のスパンを6分割して1/6点~5/6点の各点に加速度ピックアップを設置し、AD変換ボードを介して、パソコンに直接データを入力することによって加速度応答値を得た。この際用いたサンプリング周波数は200Hzである。また、1次固有値および2次固有値の測定についてはそれぞれの振動モード形状を考慮して、前者はスパンの1/2点、後者は1/4点で跳躍し、歩道橋を加振することにより実験を行った。さらに、各加速度計による波形をFFT(高速フーリエ変換)によりスペクトル分析した。

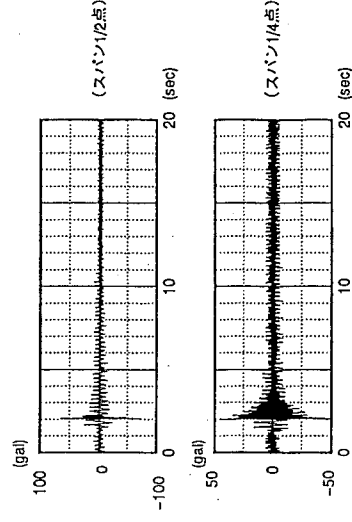


図-1 固有1次および2次振動波形(h橋)

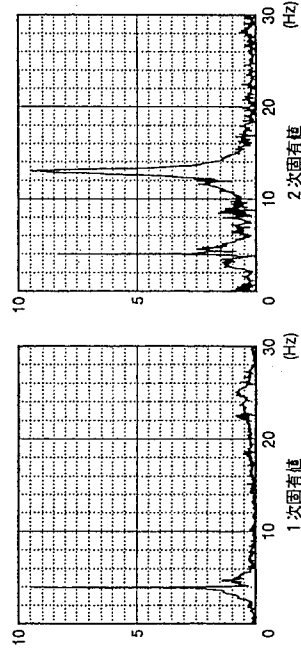


図-2 フーリエスペクトル(h橋)

ーリエ変換) 解析することにより、フーリエスペクトルから固有値を求めた⁹⁾。減衰定数については実験により得られた波形より算出した値と、パワースペクトル波形から算出する1/2法 (half-power-method) によって、計算を行った。なお、2次減衰定数に関しては、ノイズや衝撃等の影響により減衰自由振動波形が得られず、したがって1/2法の結果のみを示してある。以上による、各測定点における波形の一例を図-1に、1次および2次固有値のFFT解析の結果を図-2に、また実験における結果を表-1に示す。

表-1 実験結果

歩道橋	スパン (m)	主桁断面形状 flg web (mm)	固有振動数			減衰定数 δ (%)			備考
			1次 (Hz)	2次 (Hz)	波形 1/2法	1次 1/2法	2次 1/2法		
a	15.5	200x12 576x9	5.52	16.50	1.438	1.574	1.693	RC床版	
b	15.8	200x12 576x9	5.42	15.33	1.643	1.461	0.900	RC床版	
c	18.8	200x16 768x9	5.42	16.70	1.327	1.234	1.319	RC床版	
d	20.8	200x16 768x9	4.05	13.53	1.332	1.297	0.648	鋼床版	
e	21.9	200x16 768x9	3.37	10.84	1.173	1.104	1.174	RC床版	
f	22.6	200x16 768x9	4.05	13.04	1.237	1.005	0.538	鋼床版	
g	23.3	200x12 596x9 300x12	2.83	9.57	1.176	1.340	0.896	鋼床版	
h	23.6	200x16 968x9	3.95	13.04	1.177	0.948	1.724	RC床版	
i	29.3	250x16 768x9	2.44	8.55	1.494	1.817	0.657	鋼床版	
j	30.4	200x16 968x9	2.93	10.35	1.258	1.121	0.676	鋼床版	
k	31.6	200x16 968x9	2.55	8.94	1.219	1.424	0.882	鋼床版	
l	31.8	200x16 968x9	2.54	9.08	1.254	1.071	1.029	鋼床版	

表-1における結果に着目すると、上述の基準で示されている人間の平均歩調1.5〜2.3Hzに含まれる歩道橋は存在しなかったものの、人間の平均歩調のほぼ2倍程度にあたる4Hz前後の固有振動数を持つ歩道橋が3橋確認された。また歩道橋の構造は比較的単純であると言われているにも関わらず、同じ断面形状の主桁を有する橋梁においてもその固有振動数にはかなり差が現れた。例えば表-1において、c橋とe橋の固有振動数を比較した場合においてさえ、約4割もの差が生じており、高欄および床版等の付属部材における固有振動数への影響はかなり大きいものであると思われる。なお、減衰定数に関しては、1次に関して約1.0〜1.5%、2次では0.6〜1.5%程度となっており、従来の他の研究同様、一般の橋梁に比べてかなり小さな値となっている。

3. 固有振動解析

骨組構造物の固有値解析は、その構造物のモデル化によって離散座標系による解と分布座標系による解に分類できる⁹⁾。前者の離散座標系には、軸変形に1次式、曲げ変形には3次式の変位関数を用いて部材要素質量を分配する整合質量法 (Consistent Mass Method) と、部材要素の片側半分の質量と質量モーメントを両節点に等しく置換する集中質量法 (Lumped Mass Method) があり、後者には、構造物の質量および剛性等の力学的特性を連続的な分布特性として扱う連続質量法 (Continuous Mass Method) があるが、構造物の振動解析における固有値問題では、離散座標系による解法が一般的となっており、本研究においても整合質量法によって解析を行った。

多自由度系の運動方程式は、

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f(t) \quad (1)$$

x : 変位ベクトル $f(t)$: 外力に関する時間関数

M, C, K : 質量項、減衰項、剛性項の各マトリックス

で表され、式(1)の一般解として、 $f(t) = 0$ の状態、つまり構造物が自由振動の状態にある場合、減衰がないときの固有円振動数を ω 、そのときの振動モードを X とすると、 $x = X \exp(i\omega t)$ は有意な解を持つという条件から、次の振動方程式を得ることができる。

$$(K - \omega^2 M)X = 0 \quad (2)$$

以上により、

$$\det |K - \omega^2 M| = 0 \quad (3)$$

の固有値問題に帰着する。また、固有値解析を行う解法は数多く知られているが、本研究ではハウスホルダ

一法 (householder法) によって解析を行った。

各部材における断面性能に関しては、土木構造物標準設計 V (横断歩道橋)¹⁰⁾ および各歩道橋における設計書などを参考にして計算を行った。また前述のように高欄等の付属物が固有値に大きく寄与しているため、実験値に相当する実剛性の評価を行う際に数ケースの剛性評価を行って解析を試みた。具体的には、①

主桁のみ、②主桁+床版、③主桁+床版+高欄の剛性50%、④主桁+高欄、⑤主桁+床版+高欄の5ケースである。ここで③における高欄の剛性50%とは、高欄は一般にパネルごとに離散的に接合されているため、その剛性が100%橋梁の曲げ剛性に寄与するとは考えにくく、したがって高欄の断面積が50%有効であると仮定して計算を行ったものである。

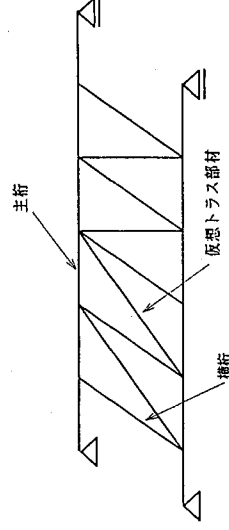


図-3 解析モデル

解析モデルに関しては、図-3に示すような床版を仮想トラス部材とした3次元骨組構造を採用した。この仮想トラス部材とは、床版における曲げ剛性は主桁に加味されているが、水平方向およびねじりに関する剛性は考慮されていない。したがって、これらの影響が振動モード形状に現れるのがある程度防ぐため用いたものであり、その断面積は、床版のせん断変形を考慮しその変形量が等価となるように設定し、また重量は持たないものとした。

以上のようにして得られた剛性評価曲線の一例を図-4に示す。

図-4における結果に着目すると、実験により得られた固有周期に相当する実剛性は解析を行った5ケースによる剛性評価曲線のほぼ中間的な値となっているのがわかる。よって、高欄の剛性を考慮して固有振動解析を行う場合には、高欄自身の剛性を半分程度に評価するのが望ましいと思われる。

4. 曲げ剛性推定に関する検討

以上のようにして求められた解析結果ならびに実験から曲げ剛性の推定に関する検討を実施した。まず解析で得られた5ケースの固有周期とその際の曲げ剛性を実験値で無次元化した結果、それらはほぼ一定の傾向を有することが判明した。その結果を図-5に示す。図-5に着目すると、剛性の変化に対する周期の変化率は、各々の歩道橋におけるスパンおよび重量等に依存せずほぼ一定の曲線上にあると考えられ、これらを最小二乗法によって近似すれば、無次元化された曲げ剛性と固有周期の以下の関係式が得られた。

$$Y = 0.051x^8 - 0.558x^5 + 2.460x^4 - 5.693x^3 + 7.485x^2 - 5.738x + 2.990 \quad (4)$$

Y, x : 実験値によって無次元化された周期および剛性

曲げ剛性の推定を行う際に、図-5によって表される無次元式では実験によって得られた固有周期によって無次元化を行っているために、各横断歩道橋における固有周期の実験結果がなければ剛性の算定は不可能である。したがって本研究では、従来の基準で用いられている等断面梁における固有振動数の理論式、

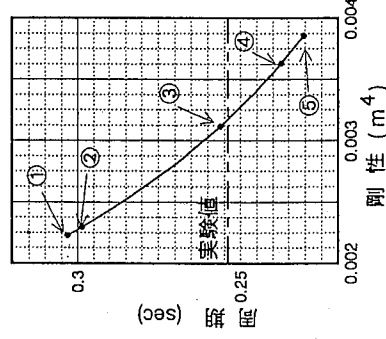


図-4 剛性評価曲線

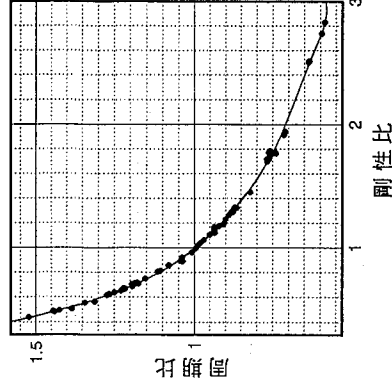


図-5 無次元化曲線

$f = n^2 \pi / 2 L^2 \times (EI/M)^{1/2}$ を参考にすることにより、曲げ剛性および単位体積重量、あるいはスパン等に関する以下に示すような要素について検討を行うこととする。

- ①応力比 許容応力度 (1400 kg/cm^2) に対する設計時における主桁の最大応力との比を計算することによって、各歩道橋における主桁の応力余裕度を算出した。
- ②重量比 橋梁全体の重量に対する主桁の重量の比を用いて、橋梁全体の構造に対する主桁の影響度を評価した。
- ③スパン スパンの平方根をパラメータに導入することにより、各歩道橋におけるスパンの影響を軽減した。

以上のパラメータから本研究では以下に示す判定式を用いて剛性の推定を試みる。

$$\frac{T}{\sqrt{L}} \times \sqrt{\frac{H}{MH}} \quad (5)$$

T : 固有周期 (sec) L : スパン (m)
 H : 応力比 MH : 重量比

図-6は式(5)における剛性推定曲線を表し、それらを各歩道橋について実験値と比較した結果を表-2に示す。

図-6における結果に着目すると、床版の構造形式 (RC床版、鋼床版) によりある程度分類することが可能である。これらの剛性推定曲線はRC床版と鋼床版のそれぞれについて以下の様に与えられる。

剛性評価曲線

RC床版 $\text{Ln}(Y) = -2.6467 - 0.4983 \text{Ln}(X)$ (6)

鋼床版 $\text{Ln}(Y) = -2.2288 - 0.4933 \text{Ln}(X)$ (7)

$Y : T/\sqrt{L} \times \sqrt{H/MH}$ X : 剛性比

図-6 剛性推定曲線

ここで、表-2において誤差の大きい歩道橋について考察を加えれば、まずRC床版を有するc、e橋では舗装部分にコンクリートが使用されているため、全体の重量が標準的な歩道橋と比べてかなり重くなっていることが挙げられる。またj橋はj、k、l橋の3橋によって構成される歩道橋の中間部に位置する橋梁であり、連続桁の様な挙動を示す傾向を有するため誤差が大きくなっているものと推定される。さらにd橋とf橋は鋼床版を用いているが、縦リブとして角パイプを用いている。このため橋軸方向の曲げ剛性は通常の鋼床版を用いた場合よりかなり増大していると考えられ、その結果、解析値と実験値は一致しないものと思われる。こうした点を踏まえて、最も標準的な歩道橋を選定し、RC床版および鋼床版のそれぞれについて以下のような固有周期算定式を得た。

固有周期算定式

$$T = A \times \sqrt{\frac{L \times MH}{H}} \quad (8)$$

A : RC床版 0.07885 鋼床版 0.10766

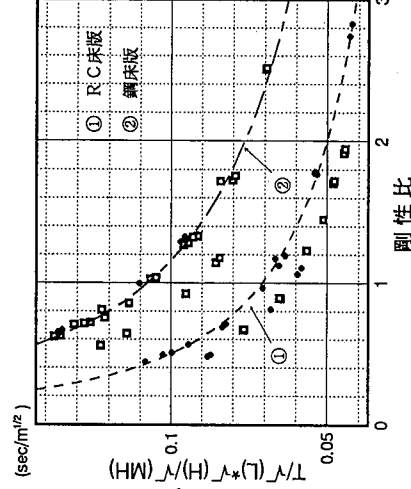


表-2 解析結果

歩道橋	スパン (m)	固有周期		誤差 (%)
		実験値 (sec)	解析値 (sec)	
a	15.5	0.181	0.178	1.7
b	15.8	0.185	0.184	0.3
c	18.8	0.184	0.212	15.4*
d	20.8	0.247	0.426	72.3*
e	21.9	0.288	0.191	36.0*
f	22.6	0.248	0.424	71.3*
g	23.3	0.353	0.347	1.8
h	23.6	0.254	0.257	1.1
i	29.3	0.409	0.419	2.5
j	30.4	0.342	0.402	17.6*
k	31.6	0.392	0.394	0.7
l	31.8	0.394	0.393	0.3

式(8)を用いた場合、標準的な構造を有するものとして扱った歩道橋に関して、その誤差はR/C床版では約1%程度、鋼床版では約2%程度という結果を得た。また最も推定値から離れているもので2.5%であった。以上より、標準的な構造を有する歩道橋に対しては比較的正確に固有周期の算定が可能であり、式(6)、(7)の剛性推定曲線から実剛性の推定もでき得るものと思われる。

5. あとがき

以上のように本研究では、減衰自由振動実験ならびに解析を通じて、横断歩道橋の固有値解析における曲げ剛性の推定に関する検討を加えたものである。

その結果、横断歩道橋における固有振動解析を行う際には、高欄などの付属物を考慮することによって、ある程度実測値に近い固有振動数を得ることが可能である。この場合、高欄自身の断面積は50%程度有効であると考えられるが望ましいと思われる。また設計段階において横断歩道橋における固有振動数を求めるための剛性の推定に関しては、主桁の応力余裕や主桁の重量と全自重の比、スパン等をパラメーターとし、さらに床版の構造形式によって分類することである程度正確に求められることが判明した。しかしながら、前述のような側道橋および人道橋、遊歩道橋等の長支間の歩道橋に対しての照査は十分ではなく、今後これらの歩道橋に関して検証を行う必要があると思われる。

最後に、本研究をまとめるにあたり貴重な御助言ならびに実験に協力していただいた諸氏に深く感謝の意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979.
- 2) 梶川康男：歩道橋の振動と使用性設計、振動制御コロキウムPART.B 講演論文集, pp.12-13, 1991.
- 3) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part2. Specification for loads. 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 4) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準1983年版（共通編・鋼橋編），2-6, 限界状態照査基準、2-6, 2 使用限界状態・同解説, pp. 40-45, 1985.
- 5) 札幌市建設局管理部：横断歩道橋通行実態調査集計結果表, 1993.
- 6) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の動的応答特性とその使用性について、土木学会北海道支部論文報告集 第51号(A), pp.300-305, 1995.
- 7) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・伊藤公彦・及川昭夫：歩道橋の動的応答特性に関する解析および実験について、土木学会第50回年次学術講演会概要集, pp1022-1023, 1995.
- 8) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版, 1994.
- 9) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版, 1993.
- 10) 日本道路協会：土木構造物標準設計V（横断歩道橋），1967.

橋梁振動のモニタリングによる Intelligent Bridge の提案

Proposal of Intelligent Bridge by Monitoring of Bridge Oscillation

大島俊之* 三上修一** 山崎智之***
By Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI and Tomoyuki YAMAZAKI

Idea of intelligent bridge which has smart sensors and actuators on/in it is explained in this paper. By using smart sensors we can monitor a bridge condition of deterioration, damage, stress concentration and so on. We can design a intelligent bridge near future like a intelligent building with smart materials and systems. And optical fiber sensor which is embedded in concrete is introduced and the results of measurement are shown.

1. Intelligent Structure に関する最近の話題

建築構造物においてはインテリジェント・ビルディング (Intelligent Building) の用語が数年前より用いられ出しているが、これは単に建物がコンピュータ化されて便利になっていることを示すものではない。インテリジェントな構造物の目指しているものは構造物自身が地震や風などの影響を感知するセンサーを多数有すると同時に、TMDなどの加振装置 (Actuator) を用いて構造物の振動を制御できるシステムを構築することである。このような振動の減衰に関する研究は1784年のCoulombの研究にまで逆上るが、1900年代に入ってから急速に発展した分野である。世界大戦中には潜水艦のNoise Controlに関して多くの研究が行われた。これは敵艦に発見されないために、艦体から発生する音や振動を減衰構造によって制振するための研究であった。また1928年にTimoshenkoがWestinghouseと共同で研究したLinear Dampingの研究はバネとダッシュポットでモデル化した振動モデルを進展させ、その後のDampingの研究に大きな影響を与えている。

さてここでは最近のインテリジェント材料システム (Intelligent Material System) やインテリジェント構造システム (Intelligent Structural System) の目指している内容をまず概観しておきたい¹⁾。

Intelligent Systemは最近開発された新しいセンサー (Sensor) やアクチュエータ (Actuator) を組み合わせることによってこれまでになかった機能性を有するシステムのことである。したがってそのシステムを実現することによって構造物の建設に必要な経費や維持管理に必要な経費を最小にするとともに、構造物の安全性、信頼性も高めることになる。具体的にはまずSMA (Shape Memory Alloy), PZT (Lead Zirconate Titanate), ER (Electrorheological) 流体, MR (Magnetorheological) 流体などの先端材料を用いて新しいアクチュエータを開発している。またセンサーについては光ファイバー、圧電材料および誘電

*	工博	北見工業大学工学部土木開発工学科教授	(〒090 北見市公園町165)
**	工博	同 上	助手 (同 上)
***		同 上	助手 (同 上)

粒子などの新しい材料を用いて従来測定できなかった構造物内部の情報を取り出し出している。

このように宇宙開発のために開発された新しい技術が今後建設工学の分野に大きく技術移転されようとしている^{11)~17)}。

2. 光ファイバーセンサーによる鉄筋コンクリート構造のモニタリング

次に鉄筋コンクリート中に光ファイバーセンサーを埋め込み、構造内部の情報をより多く取り出す技術について紹介する⁸⁾。図1に示すようにEPPI(Extrinsic Fabry-Perot Interferometric) ファイバーセンサーを鉄筋近傍のコンクリート中に埋め込んであり、比較のため箔ひずみゲージを鉄筋に取りついている。光ファイバーセンサーでは中央の間隔 s の変化により光の反射特性が変化するので、反射挙動の変化から変位量を測定するものである。このセンサーによればコンクリートのひび割れが発生した後も変形の測定が可能である。図2には鉄筋コンクリート十字ばりに対する載荷試験の状況を示しており、右側の部分が上下して荷重をかけ、左側は固定されている。変位計のD1、D2はたわみ角を測定し、D3、D4は地面との相対変位を測定している。代表的な光ファイバーセンサーをS3とS7に示しており、軸方向および斜め方向のひずみを測定している。まず図3にはS3における光ファイバーセンサーのひずみ(上の線)と箔ひずみゲージのひずみ(下の線)を比較している。両者は良い一致を示しており光ファイバーの場合、ノイズも小さい。図4にはセンサーS7によるCOD(クラック開口変位)とはり先端の変位の関係を示しており、クラックの進展状況が追跡できている。また図5には疲労試験におけるコンクリート中のクラック発生の際の内部変位の微小な変化を示している。上側の線が光ファイバーによる結果を示しているが、まず初期には規則的に変化する局部的応力集中の繰り返しが見られ、その後急激にクラックが進展し局所的なクラックを横断する方向の変位の増大が見られ、さらに局所的な応力の再配分が行われている。また次の圧縮応力がこの大きなクラックを閉じ、微少な局部的変形がさらに付け加わる。また右側の規則的な波形の中に小さな不規則波形が見られるが、この時にさらに次の局部的なクラックの発生が観測されている。図6には疲労試験の最後における荷重の減少過程における光ファイバーセンサー(上の線)と箔ひずみゲージ(下の線)の結果を比較している。内部の同じ位置で変位の減少傾向が異なる状況が示されている。このように光ファイバーセンサーを用いることにより、コンクリート構造内部の新しい情報を取り出すことができる。

3. 橋梁振動のモニタリングシステム

次に最近計画している斜張橋のモニタリングシステムを紹介する。なおこのシステムはまだ計画が提案されている段階であり、採用が決定した訳ではない。したがってここでは提案されているシステムの概略を述べるにとどめる。モニタリングシステムは次の4つに分類される。

- (1) 地震観測
- (2) 斜材張力管理
- (3) 橋体、ケーブル温度測定
- (4) 橋体変位形状管理

システムは工事の架設終了後の管理までをカバーできるように配慮されている。この中で特徴的な事項としては(4)の橋体変位形状の管理にGSPを導入している点である⁸⁾。現在のGSPの精度では座標位置を5mm程度の誤差で測定できるが、将来はこの精度が向上されると思われる。GSP測定を基準点として導入することによって、橋梁全体の位置関係が絶対座標の中で決定できるとともに、連通管を用いた変位計で、橋体各部の相対的変位が測定できる。これらの測定は全自動で計測でき、ISDN回線を通じて解析ステーションにデータが送られ、遠隔操作のモニタリングが実施できる。

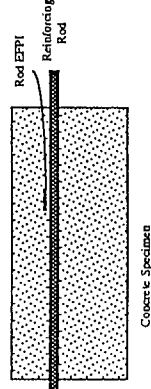
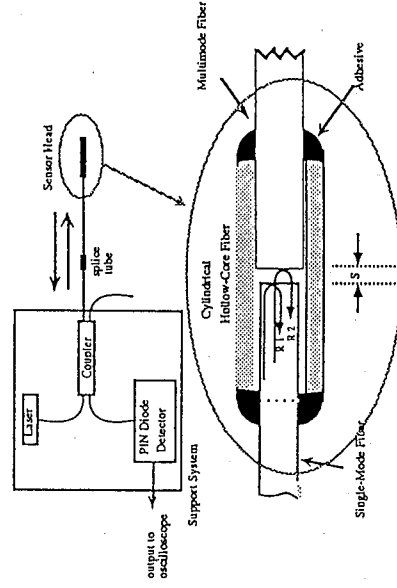
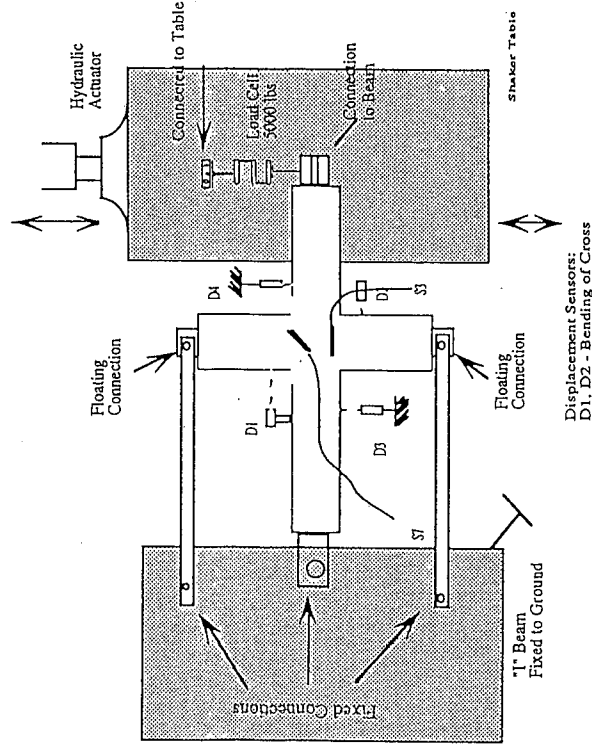


Figure 1. EFPI sensor geometry (top); representative location of sensors in specimen (bottom)

施 I 17 -



S3, S7: Strain Sensors

Displacement Sensors:
D1, D2 - Bending of Cross
D3, D4 - Displacement relative to ground

Figure 2. Geometry of reinforced concrete cross-beam. EFPI sensors were attached to typical reinforcement rods as shown to measure local strain parallel to the long axis of each rod.

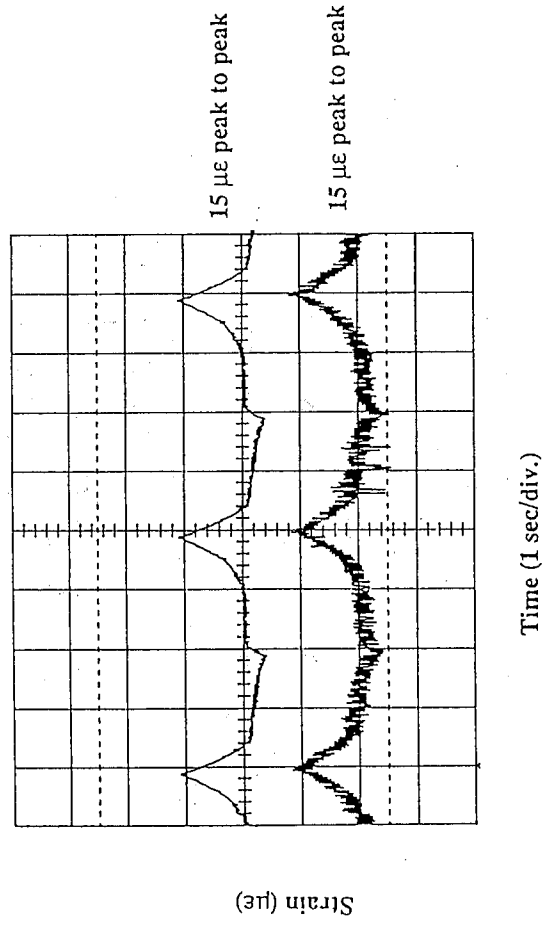


Figure 3. Comparative strain data obtained for EFPI sensor S3 (top) and co-located foil strain gage (bottom) for cyclic displacements of 0.76 cm.

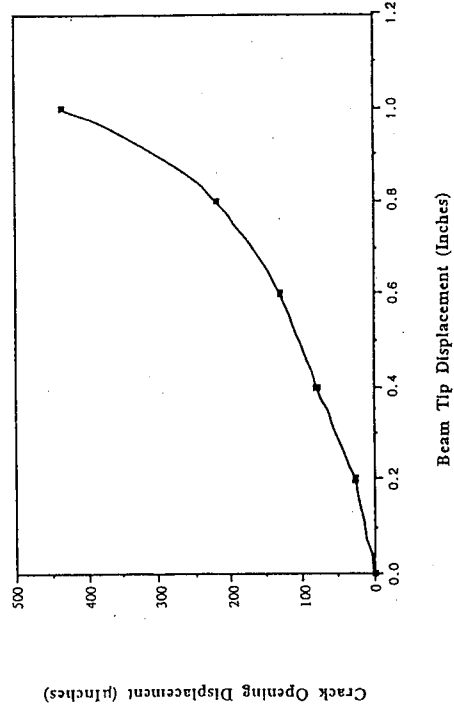


Figure 4. Crack opening displacement versus beam tip displacement, measured by sensor S7.

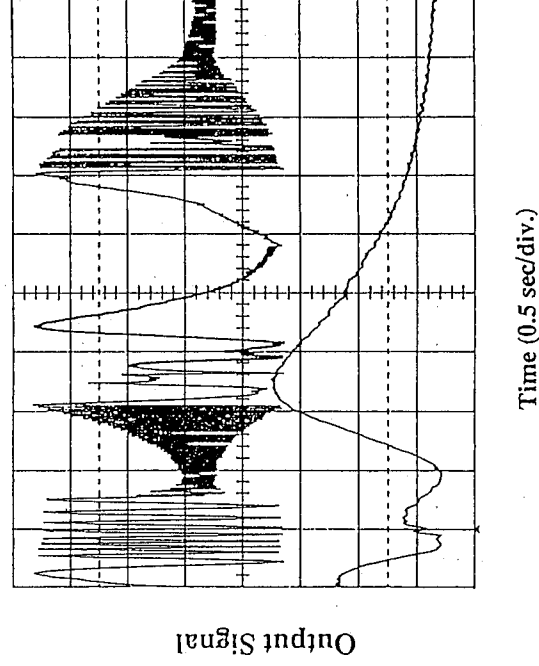


Figure 5. Onset of concrete cracking measured during fatigue loading by sensor S7.

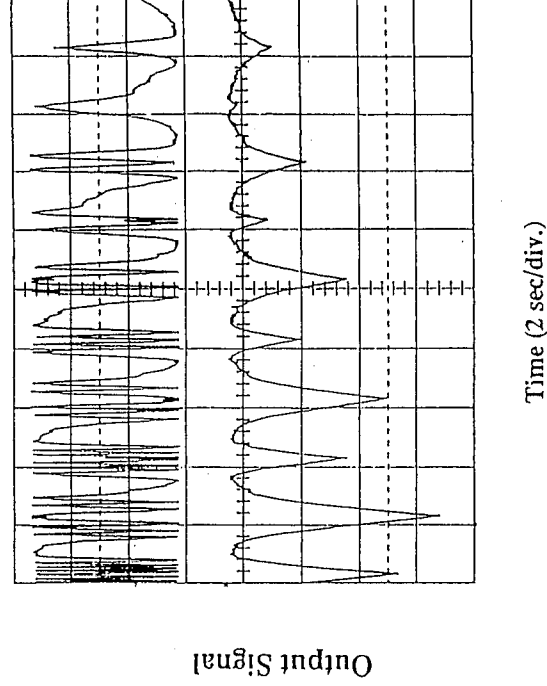


Figure 6. Comparison of EFPI (top trace) and foil strain gage (bottom trace) data as loading amplitude is decreased at the end of the test.

参考文献

- 1) Workshop Report for NSF : Rebuilding and Enhancing the Nation's Infrastructure : A Role for Intelligent Material Systems and Structures, 1995
- 2) Gunther, M.F. et al. : Fiber Optic Impact Detection and Location System Embedded in a Composite Materials, Fiber and Electro-Optics Research Center, Virginia Tech., 1992
- 3) Murphy, K.A. et al. : Quadrature phase-shifted, extrinsic Fabry-Perot optical fiber sensors, Journal of Optical Society of America, 1991
- 4) Claus, R.O. et al. : Extrinsic Fabry-Perot sensor for strain and crack opening displacement measurements from -200 to 900°C, Journal of Smart Materials and Structures, 1992
- 5) PEOR Center : PEORC spearheads " Smart bridge " project, Lightnews, Virginia Tech., 1991
- 6) Intelligence Report : Active Damage Control using Induced Strain Actuators, Newsletter from Center for IMSS, Vol.2, No.2, 1992
- 7) Masri, S.F. and Claus, R.O. : Developments in Actuators and Sensors for Structural Response under Seismic and Dynamic Loads, U.S.-Japan Seminar on Experimental Methods in Earthquake Engineering, 1993
- 8) Masri, S.F. et al. : Experimental Study of Embedded Fiber Optic Strain Gages in Concrete Structures, NSF Report, Virginia Tech, 1991
- 9) 村山 理 : G P S 技術の動向と土工機械への適用, 建設の機械化, 1995

車両走行に対する非合成桁橋スラブ止めの疲労強度の検討

STUDY ON FATIGUE STRENGTH OF SLAB CLAMP FOR PLATE GIRDER BRIDGE UNDER MOVING VEHICLE

中島章典*・森内大介**・西園広之***・大江浩****・阿部英彦†

By Akinori NAKAJIMA, Daisuke MORIUCHI, Hiroyuki NISHIZONO,

Hirokazu Ohe and Hidehiko ABE

In this paper, first, a static push-out test and a fatigue test of a push-out specimen with an actual size of a slab clamp was carried out. Secondly, a horizontal shear force of a slab clamp in a plate girder bridge with a single span and two spans under a moving vehicle was estimated by a static analysis employing a rigid-body spring model.

As a result, the amplitude of the horizontal shear force under a moving vehicle obtained by the analysis was compared with the result of the fatigue test of the slab clamp and some considerations were given about the fatigue strength of the slab clamp.

1. はじめに

コンクリート床版の合成効果を期待しない非合成桁橋においても、コンクリート床版と鋼桁の相対的位置を確保するために、鋼桁フランジ上にスラブ止めまたはスタッドなどのずれ止めを設ける必要がある。このスラブ止めは一般に柔なずれ止めで、ほとんど応力を伝達しないものと考えられており、道路橋示方書等には、スラブ止めの疲労強度はもちろん、その許容せん断強度についても明確に規定されていない。

しかし、実際にはスラブ止めもある程度すれに抵抗し、車両の走行に伴って水平せん断力を伝達していると予想される。したがって、大型車両の荷重規格の変更も考慮すると、車両走行によって生じる繰り返しの水平せん断力に対するスラブ止めの疲労強度を確認しておく必要があると考えられる。

このような背景から、著者らは非合成桁橋に取り付けられている実寸大スラブ止めの押し抜き試験体を用いて疲労試験を行い、その疲労強度を調べた。また、車両走行により単純非合成桁実橋モデル上のスラブ止めが受ける動的水平せん断力を、剛体ばねモデルを用いた動的応答解析法によって明らかにし、その水平せん断力の振幅をスラブ止めの押し抜き疲労試験結果と比較検討した²⁾。しかし、この研究で用いた押し抜き試験時の床版コンクリートの圧縮強度は 520 kgf/cm^2 となり、通常の非合成桁橋のコンクリート床版の圧縮強度に比較してかなり高くなった。

* 正会員 宇都宮大学 工学部建設学科建設工学コース (〒321 宇都宮市石井町 2753)

** 宇都宮市 (〒320 宇都宮市旭 1-1-19)

*** 正会員 トビー工業株式会社 鹿沼製造所工場管理部技術課 (〒322 鹿沼市さつき町 13-1)

**** 正会員 トビー工業株式会社 鹿沼製造所工場管理部技術課 (〒322 鹿沼市さつき町 13-1)

† 正会員 足利工業大学 土木工学科 (〒326 足利市大前町 268-1)

そこで本研究では、床版コンクリートの圧縮強度が 300kgf/cm^2 程度の場合について、実寸大スラブ止めの疲労強度を新たに検討した。また、単純桁非合成桁橋に加えて、2 径間連続非合成桁橋上を大型車両が走行した場合について、スラブ止めに生じる水平せん断力の大きさを剛体ばねモデル解析により概算し、スラブ止めの疲労強度と比較検討した。

2. 押し抜き試験体の概要

ここでは、図 1 のような押し抜き試験体を、静的押し抜き試験用に 1 体、疲労試験用に 3 体を製作してスラブ止めの静的静的押し抜き性状および疲労強度を調べた。

スラブ止めは、直径 16mm の丸鋼を鋼フランジに現場施工と同じ方法で溶接加工し、加工後に 45° に曲げあげて形を整えた。スラブ止めを取り付ける鋼柱には、 $244 \times 175 \times 7 \times 11\text{mm}$ 、高さ 520mm の H 型鋼を用いた。H 型鋼フランジへのスラブ止めの取り付け状況も図 1 に示している。また、コンクリート床版の大きさは縦 470mm、横 400mm、厚さ 150mm とした。床版を打設する場合には、H 型鋼のウエブを中央で分離し、フランジ面を上にした状態で左右の床版を同一方向から同時に打設した。この際、押し抜き試験時に鋼フランジとコンクリート床版の摩擦が、スラブ止めのせん断力伝達性状に及ぼす影響をなるべく小さくするために、鋼フランジ表面にクラフトテープを丁寧に貼り、その上にグリースを塗布して摩擦の低減を図った。

床版コンクリートの打設時に同時に作製したテストピースによる圧縮強度試験の結果、本研究の静的押し抜き試験および疲労試験時における床版コンクリートの圧縮強度は平均で約 350kgf/cm^2 であった。

3. 静的押し抜き試験の結果と考察

疲労試験に先立ち、スラブ止めの水平せん断に対する荷重ずれ性状を把握するために静的押し抜き試験を実施した。実験においては、図 1 のようにスラブ止め取り付け位置にクリップ型変位計を取り付け、鋼フランジとコンクリート床版のずれを計測した。荷重は、載荷除荷を繰り返しながら漸増させたが、車両が繰り返して走行した場合に近い状態の荷重ずれ関係を調べるため、荷重が $0 \sim 8\text{tf}$ で荷重サイクルを 3 回繰り返した。また、コンクリート床版にひびわれが生じた荷重値までの範囲においても荷重サイクルを 3 回繰り返した。

押し抜き試験時に、クリップ型変位計により測定されたスラブ止めのずれ変位と水平せん断力との関係を図 2 に示す。図の縦軸は、押し抜き試験時に上部に載荷される荷重の $1/2$ で、スラブ止め 1 本に作用する水平せん断力を表し、横軸は鋼フランジとコンクリート床版の相対的なずれ変位を表している。

この図から、より大きい荷重を載荷した後を除荷載荷を繰り返した場合には、ずれ止め剛度は幾分低下していることが伺える。ここで、このようにして測定された荷重ずれ曲線に基づいて、それぞれのずれ止め剛度を算出した結果を表 1 に示す。荷重 8tf およびひびわれ発生時のずれ止め剛度は、再載荷時の勾配を基に求めた。この

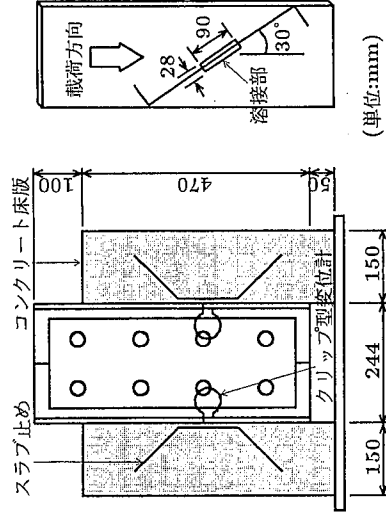


図 1 押し抜き試験体形状

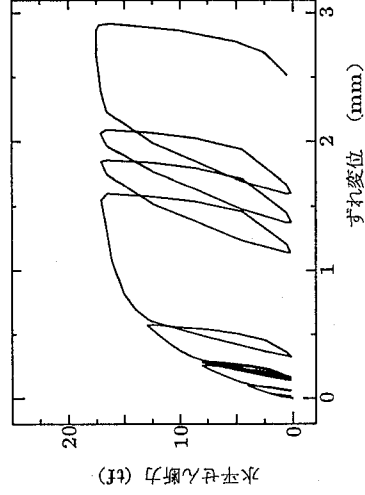


図 2 スラブ止めの水平せん断力-ずれ変位曲線

表 1 押し抜き試験により得られたずれ止め剛度 (単位:tf/m)

ずれ止め種類	初期勾配	荷重 10tf 時割線	8tf 再載荷時	ひびわれ発生時
スラブ止め標準	5.0×10^4	4.6×10^4	5.61×10^4	2.69×10^4

表から、ずれ止め剛度の初期勾配、荷重 10tf 時割線勾配および 8tf 再載荷時勾配はほぼ同程度であるが、ひびわれ発生時の勾配はそれよりも幾分か小さくなっていることがわかる。

4. 疲労試験の概要および結果と考察

スラブ止めの疲労試験における疲労荷重の載荷方法は、応力波形を正弦波、繰り返し速度を 5Hz、下限荷重を 2tf、上限荷重を 22、24.5、30tf の 3 段階に変え、部分片振り圧縮として行った。

疲労破壊の決定は荷重制御で行い、出力荷重が入力荷重の 90% 以下または 110% 以上となった時点をもって疲労破壊が生じたものとし、それまでの繰り返し回数を疲労寿命とした。

疲労試験により得られた破壊までの S-N 線図を図 3 に示す。縦軸はスラブ止め 1 本にかかるせん断力範囲を表し、横軸は疲労破壊が生じるまでの繰り返し回数である。図中のマークが実験値であり、実線は最小 2 乗近似線である。この図から、スラブ止めに作用するせん断力範囲が 10tf の場合には、200 万回程度の疲労寿命を有していることがわかる。

本研究の疲労試験では、押し抜き方向の下側スラブ止めの床版コンクリート表面が剥離して疲労破壊に至った。しかし、実験終了後に同試験体を静的に押し抜いてスラブ止めの溶接部を観察したところ、スラブ止めの丸鋼が押し抜き方向上端で溶接部から曲げ上がる位置において、丸鋼自身に疲労亀裂が生じていることがわかった。したがって、上述の位置に疲労亀裂が発生した後に床版コンクリート表面が剥離したものと考えられる。

5. 走行車両により非合成桁橋スラブ止めに作用する水平せん断力の算定

(1) 剛体ばねモデルによる非合成桁橋の解析の概要

不完全合成桁橋の挙動を明らかにする有効な解析方法の 1 つとして、剛体ばねモデル (RBMS) 解析がある³⁾。この解析においては、押し抜き試験により得られたずれ止め水平せん断力とずれ変位の関係を容易に取り入れることができる。剛体ばねモデル解析では、はり部材を任意の数の剛体要素に分割し、隣接する剛体要素間には互いの相対的変形に抵抗する力学特性を持つ長さの無視できるばね系により連結したモデルと考える。ばね要素に蓄えられるエネルギーと、部材を連続体としたときの前者に対応する部材長に蓄えられるエネルギーが等価であるという条件から各ばね要素のばね定数を求め、剛性マトリックスを誘導する。剛性マトリックスが誘導されれば、通常の有限要素法と同様の手順によりマトリックス構造解析が実施される⁴⁾。

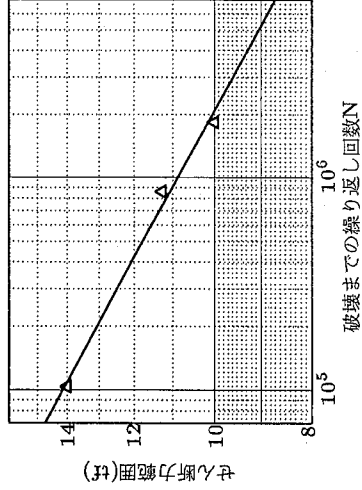


図 3 スラブ止めの S-N 線図

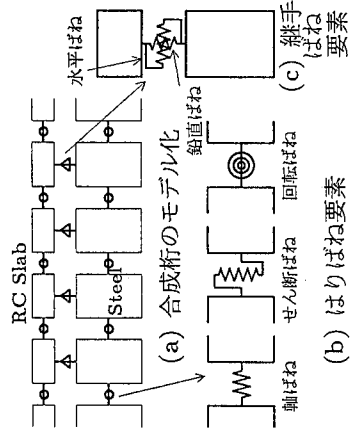


図 4 非合成桁橋の剛体ばねモデル

非合成桁橋の解析においては、図4のようにコンクリート床版および鋼桁をはり要素にモデル化し、それぞれは軸ばね、せん断ばね、回転ばねによって結合されているとする。また、コンクリート床版と鋼桁は鉛直ばねと水平ばねによって結合されているとする。この水平ばねのばね定数に、押し抜き試験によって得られたスラブ止めの荷重ずれ関係のずれ止め剛度を導入し、スラブ止めに作用する水平せん断力を求めることになる。鉛直ばね定数は文献3)を参考にし、単純桁および連続桁に対して 10^5tf/m とした。

このような解析法を用いて、スラブ止めを有する単純非合成桁橋および2径間連続桁非合成桁橋上を、総重量25tfの大型車両が走行した場合に、スラブ止めが伝達する水平せん断力の大きさを算定した。解析では、多主桁の非合成桁橋の1本の主桁のみを対象とし、その上を25tfの大型車両1台の1/2の荷重が走行するものと考えた。ただし、車両は前輪(2.5tf)と後輪(10tf)からなる軸間4mの進行荷重とし、この荷重が載荷位置を変えながら静的に作用するものとした。

(2) スラブ止めに作用する水平せん断力の振幅の算定

まず、図5に示すような変断面単純非合成桁実橋モデルを対象とした。この

橋梁はスパン30mの4本主桁の単純非合成桁橋であり、そのうちの1本の主桁上を車両に相当する進行荷重が移動するものとしている。スラブ止めの配置間隔

は1mである。解析では、コンクリート床版および鋼桁を31節点、30要素に

分割し、そのコンクリート床版と鋼桁のすべての節点に、スラブ止めに相当するばねを取り付けている。また、変断面の鋼桁断面の諸量を表2に示している。1個のスラブ止めの水平ばね定数には、静的押し抜き試験から得られた荷重ずれ関係を基に求めた値 $(5.0 \times 10^4 \text{tf/m})$ を用いている。ただし、鋼桁およびコンクリート床版の弾性係数は、それぞれ 2.1×10^6 および $3.0 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ とした。

この変断面単純非合成桁橋上を車両が走行した場合のスラブ止めに作用する水平せん断力と荷重位置との関係の一例を図6に示す。この図は、荷重の載荷位置が移動するに従って、左支点から10mの位置のスラブ止めに作用する水平せん断力が変化する様子を示している。縦軸は水平せん断力を、横軸は進行荷重の前輪の位置を表している。図における正側の最大水平せん断力と負側の最大水平せん断力の差を取ったものが、1台の車両走行によりスラブ止めに作用する水平せん断力の振幅と考えることができる。したがって、この水平せん断力の振幅の大きさを、疲労試験における水平せん断力範囲と比較することによってスラブ止めの疲労強度を検討する。

(3) 単純非合成桁実橋モデルに作用する水平せん断力の算定

前述のようにして求めたスラブ止めに作用する水平せん断力の振幅とスラブ止め位置の関係を図7に示す。縦軸は水平せん断力の振幅を、横軸はスラブ止めの位置を表している。実線は前輪および後輪をモデル化した進行荷重が移動した静的解析による結果である。また、図中の1点鎖線は同じ橋梁モデル上を、路面凹凸の影響をも考慮した2自由度系の車両モデルが走行した場合の動的応答解析による結果である²⁾。

静的解析による結果と動的応答解析による結果を比較すると、端部および中央部において水平せん断力の振幅

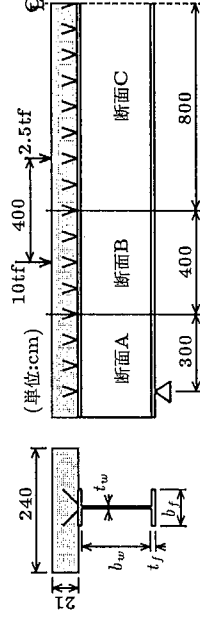


図5 単純非合成桁実橋モデル

表2 単純非合成桁橋の鋼桁断面の寸法 (単位:cm)

断面	フランジ厚 t_f	フランジ幅 b_f	ウェブ厚 t_w	ウェブ高さ b_w
断面A	1.6	26	0.9	1600
断面B	2.6	38	0.9	1600
断面C	3.0	50	0.9	1600

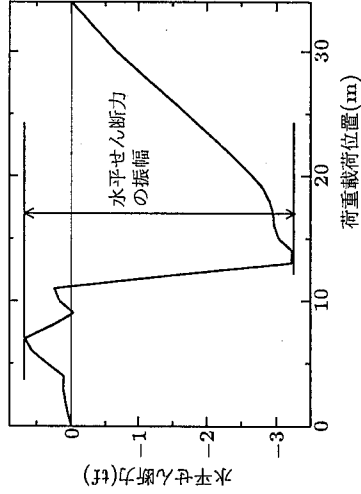
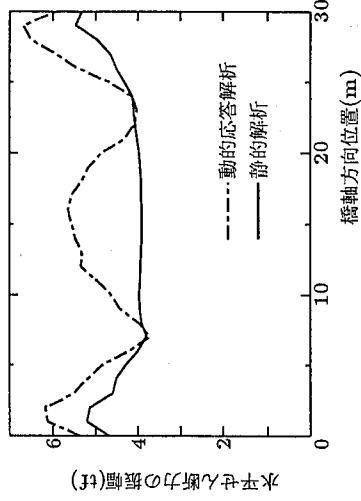


図6 スラブ止めに作用する水平せん断力と車両の載荷位置 図7 単純非合成桁橋のスラブ止めに作用する水平せん断力の関係 (単純桁)



に差異はあるものの、ここで示した静的解析から求められたずれ止め作用する水平せん断力の振幅は動的応答解析による結果を概算していると言える。

静的解析の結果では、支点付近のスラブ止めの方がスパン中央部のスラブ止めより大きい水平せん断力を受けており、大型車両1台の移動により、この場合のスラブ止め1本には、スパン中央付近で約4.0tf、支点付近で約5.5tfの水平せん断力の振幅が作用することになる。この水平せん断力の大きさを、図3のS-N線図に適用してスラブ止めの疲労強度を推定すれば、200万回以上の十分な疲労寿命を有すると予想される。

ところで、図6に示すように、集中荷重が移動した場合にスラブ止めに作用する水平せん断力の分布形状は、はりのせん断力の影響線と同様、着目点の両側で符号が反転する分布形状になる。したがって、複数の車両が走行した場合に、必ずしも大きな水平せん断力がスラブ止めに作用するとは限らないと考えられる。

(4) 2径間連続非合成桁実橋モデルに作用する水平せん断力の算定

次に、単純桁の場合と同様

に、2径間連続非合成桁橋上に25tfの大型車両が通行する際に、スラブ止め1本に作用する水平せん断力の振幅を前述のような静的解析によって算定する。

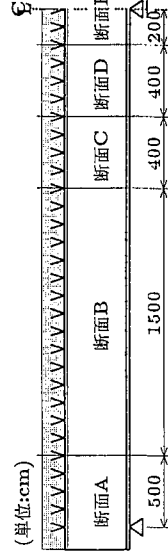


図8 2径間連続非合成桁橋モデル

対象としたのは、図8に示すようなスパン60m (各径間は30m) で、5本主桁の2径間連続非合成桁橋モデルであり、この1本の主桁上を大型車両1台の1/2が移動する場合を考えた。桁の断面は図8および表3に示すように5段階に変化している。この場合もスラブ止めの配置間隔は1mであり、解析においては、コンクリート床版、鋼桁の全長をそれぞれ61節点、60要素に分割し、コンクリート床版と鋼桁のすべての節点に、スラブ止めの水平ばねおよび鉛直ばねを取り付けている。

連続桁橋では、コンクリート床版の死荷重などによって、中間支点付近には負の曲げモーメントが生じ、中間支点付近のコンクリート床版にはびわれの発生が予想される。このため、中間支点付近の負の曲げモーメントを受ける領域のスラブ止めのずれ止め剛度は、正の曲げモーメント領域のずれ止め剛度よりも小さくなる可能性がある。そこで、ここでは中間支点付近の負の曲げモーメントを受ける領域のスラブ止めのずれ止め剛度を、正の曲げモーメント領域のずれ止め剛度の1/2とし、コンクリート床版の曲げ剛性は1/3として解析した。ずれ止め剛度および曲げ剛性を変化させたのは、中間支点の両側10mの範囲とした。弾性係数などについては単純桁の場合と同じ値を用いている。

表 3 2 径間連続非合成桁橋の鋼桁断面の寸法 (単位:cm)

断面	フランジ厚 t_f	フランジ幅 b_f	ウェブ厚 t_w	ウェブ高さ b_w
断面 A	1.6	31	0.9	1800
断面 B	1.6	35	0.9	1800
断面 C	1.4	32	0.9	1804
断面 D	1.6	39	0.9	1800
断面 E	2.5	50	0.9	1800

図 9 は、このような 2 径間連続非合成桁橋上を車両 1 台分の連行荷重が移動した場合について、左支点から 20m の位置のスラブ止めに作用する水平せん断力と連行荷重の前輪の位置との関係を示している。荷重が左の径間に位置している場合には、着目しているスラブ止めに作用する水平せん断力はある程度大きい。これに対して、荷重が右側の径間に移動すると、生じる水平せん断力はかなり小さくなることわかる。

単純桁の場合と同様に、このような 2 径間連続非合成成桁橋上を 1 台分の連行荷重が移動した場合について、スラブ止めの位置とスラブ止めに作用する水平せん断力の振幅との関係を図 10 に示す。図中の点線は全長にわたってずれ止め剛度およびコンクリート床版の曲げ剛性を一定とした場合であり、実線は上述のように中間支点付近のずれ止め剛度およびコンクリート床版の曲げ剛性を変化させた場合である。また同図には、車頭間隔が 10m で 2 台の車両が移動した場合の結果も示している。2 台の車両が車頭間隔 10m で移動する場合、スラブ止めはかなり厳しい水平せん断力を受けると予想される。この図から、ずれ止め剛度を変化させた場合には、ずれ止め剛度が変化する位置において、水平せん断力の振幅が急激に変化していることがわかる。また、この場合も端部付近のスラブ止めが最も大きい水平せん断力を受けていることがわかる。しかし、2 台の車両が移動した場合でも、スラブ止めに作用する水平せん断力の振幅の最大値は 9tf 程度であり、図 3 の S-N 線図を用いてスラブ止めの疲労強度を推定すると、この場合も 200 万回以上の疲労寿命を有していると予想される。

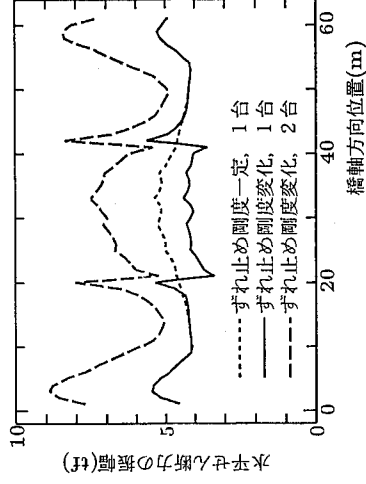
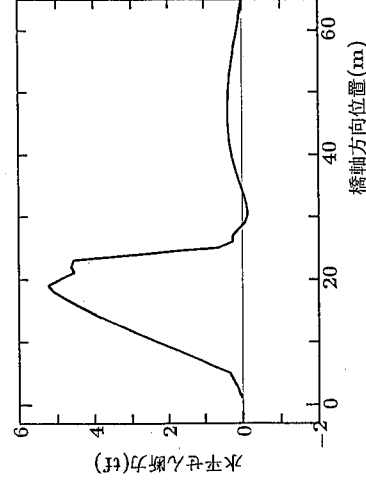


図 9 スラブ止めに作用する水平せん断力と車両の載荷位置 図 10 2 径間連続非合成橋のスラブ止めに作用する水平せん断力の振幅の橋軸方向分布

6. おわりに

本研究では、非合成桁橋のスラブ止めの疲労強度を把握するために、実寸大のスラブ止めを取り付けた押し抜き試験体を製作し、スラブ止めの疲労強度を調べた。また、単純および 2 径間連続非合成成桁橋上を連行荷重にモデル化した車両が移動する場合について、剛体ばねモデルを用いた静的解析により、スラブ止めに生じる水平せん断力の大きさを概算し、その結果を疲労試験結果と比較検討した。

その結果、単純桁の場合はもちろん、車頭間隔 10m で 2 台の大型車両が移動する 2 径間連続桁の場合においても、車両の移動によりスラブ止めに生じる水平せん断力の振幅の大きさは 10tf よりも小さくなった。これ

を、スラブ止めの押し抜き試験体を用いて得られたS-N線図に適用してその疲労強度を推定すれば、200万回以上の疲労寿命を有していると予想される。

しかし、連続桁橋の中間支点付近のように、コンクリート床版が負の曲げモーメント領域（引張領域）にあるスラブ止めの疲労強度は、押し抜き試験によって得られた疲労強度とは異なることが予想される。したがって、コンクリート床版が負の曲げモーメント領域にある場合のスラブ止めの荷重ずれ性状や疲労強度を、今後検討する必要があると考えられる。また、スラブ止めの疲労強度あるいは車両走行によりスラブ止めに作用する水平せん断力を2次元的な問題として捉えることが課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，丸善，1990.2.
- 2) 中島章典・池川真也・土橋健治・阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの動的水平せん断伝達性状と疲労強度，鋼構造年次論文報告集，第2巻，pp.683-690，1994.11.
- 3) 中島章典・阿部英彦・岸省治・斉藤崇・宮田明：合成桁ずれ止めの水平せん断伝達性状に着目した実験的研究，鋼構造年次論文報告集，第1巻，pp.669-676，1993.7.
- 4) Kawai, T.: Some consideration on the finite element method, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol.16, pp.81-120, 1980.

上落式鋼2ヒンジアーチ・小原橋の振動と疲労解析

VIBRATION AND FATIGUE ANALYSIS

OF TWO HINGED STEEL DECK ARCH OHARA BRIDGE

中野 博文・梶川 康男**

By Hirohumi NAKANO and Yasuo KAJIKAWA

Ohara bridge, in 1963 constructed on Route 156 links Gifu to Toyama, is two hinged steel deck arch structure. A few years ago, fatigue cracks were found on support columns, and simply repaired. At that time, as the movement of large vehicles was likely to cause significant vibration, a viscous shear stopper have been fixed at the ends of the bridge in the direction of the axis, so the vibration was reduced. After that, by next investigation, cracks were found again, a full repairment of the structure was carried out. We report here the result clarying the change of vibration and stress for examination and analysis.

1. 補修補強の経緯

小原橋は、昭和38年に岐阜－富山間を結ぶ国道156号に架設された上落式鋼2ヒンジアーチ橋で、アーチ径間85m、橋長106.5m、偏平な箱断面面リブと3本のI型断面補剛桁を有する橋梁である。一般図を図-1に示す。

昭和57年には、端支柱上補剛桁腹板、および中間支柱取付部に亀裂が発見された(図-1参照)。そこで同年、応急処置として端支柱補剛桁の亀裂に対して、図-2に示すような端支柱の両側に鋼製ブラケットを設置し、側径間及び中央径間の補剛桁の仮支点とした。また、さらに亀裂の先端にストッブノールを設け、進行を妨げる処置をした。中間支柱取付部に対しては、特に損傷が激しいアーチクラウン付近のものについてガセットを追加し、曲率のある広幅なガセットに改良した。

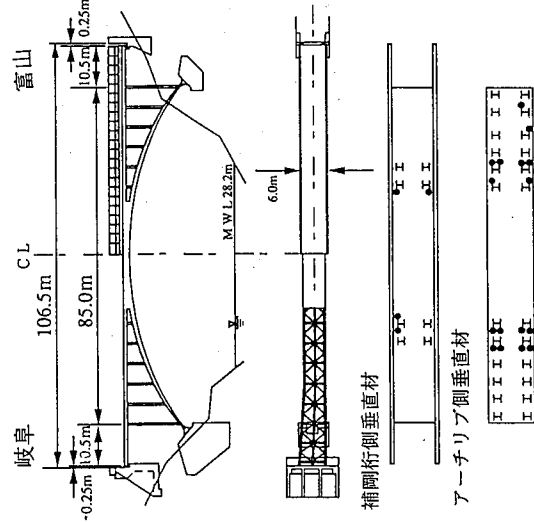


図-1 一般図と亀裂発生箇所

* 金沢大学大学院 工学研科究土木建設工学専攻 (〒920 金沢市小立野2丁目40-20)

** 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野2丁目40-20)

その後、浸透探傷試験、載荷試験による調査が行われ、端支柱上補剛桁腹板の亀裂は、補剛桁の支承が橋軸方向に両端可動であった上に、さらに車両移動による補剛桁の過大な橋軸方向変位による切り欠き部のせん断応力集中が主要因であった。中間支柱取付部の亀裂については、大きな曲げモーメントが作用していたことが原因であるとされた。

この調査により昭和59年に本格的な補修工事が行われた。制振対策として、橋軸直角方向の補強としては端支柱上の補剛桁腹板に局部的な面外方向の拘束として横檔の増設を行い、また橋軸方向には補剛桁両端4箇所弾性支承を設置した。この弾性支承は、図-3に示すようなゴム支承と粘性せん断型ストッパとからなり、橋台のコンクリートに引張力が作用しないように、常時両者は戻しバネによって接触状態を保持し、動荷重作用時にゴム支承は常に圧縮域でのみ働く構造になっている。また中間支柱の補強としては、緊急用に取付けたガゼットのままにした。

平成3年に行われた調査によると、端支柱上補剛桁には亀裂は見つからなかったが、中間支柱取付部での亀裂は、進行速度は遅くはなっているが引き続き進展性がうかがわれる結果であると報告されている。図-4に平成3年での亀裂の発見箇所を示す。これに対して、平成5年には中間支柱取付部の補修が行われた。通常、構造全体の変形の抑制が効果的であり、斜材を入れることなどが考えられるが、現場状況により最適とは言えず、取付部の応力集中を軽減する補修を採用した。中間支柱材の亀裂補修と図-5のような取付部に当板を追加した補強ガゼットを設置することによって応力集中を避け、アーチリブや補剛桁へ亀裂が進展しないようにした。以上の経緯をたどり現橋に至っている。そこで、本研究では現橋での振動実験を行い、その卓越振動数と弾性支承の挙動を把握し、さらに本橋を3次元にモデル化し、固有値解析、応答解析を行い、部材に働く応力を計算し、疲労解析を行った。

2. 振動実験

今回の振動実験は、一般車両走行時に行われ、主として大型車両走行時を対象とした。測定機器としては非接触型光学式変位計、スロローク変位計、サーボ型速度計を用い、橋長の1/4点、1/2点、3/4点に測定点を設けた。各点の鉛直方向、橋軸直角方向の振動を測定するとともに、支承部の両端部にスロローク変位計を設置して、

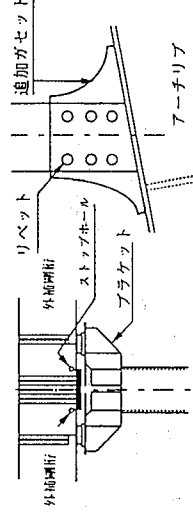


図-2 端支柱上及び中間支柱取付部補修図

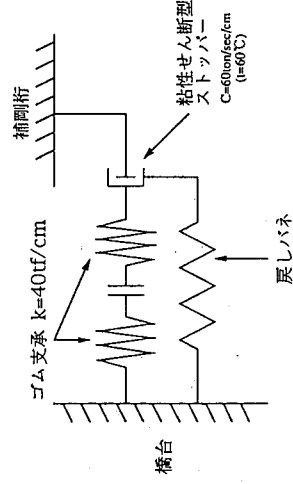
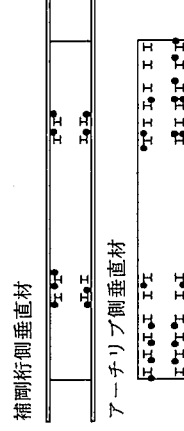


図-3 弾性支承の原理



● 亀裂発生箇所 (平成3年)

図-4 亀裂発生箇所

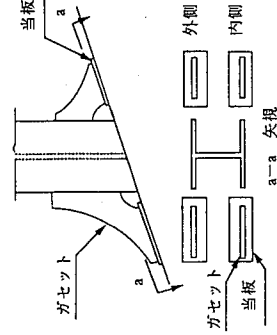


図-5 中間支柱取付部の補修図

弾性支承部の動きを測定した。図-6に実験で得られた1/4点の鉛直方向速度波形、図-7に1/2点の橋軸直角方向速度波形および下段にそれぞれのスペクトルを示す。

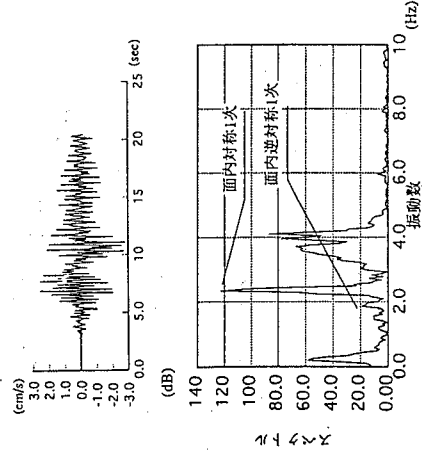


図-6 大型車両走行時の1/4点における

鉛直方向の速度波形およびスペクトル

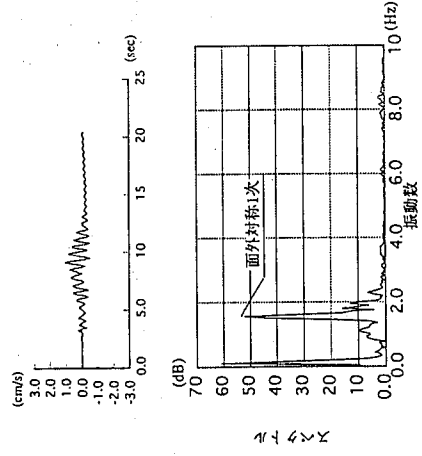


図-7 大型車両走行時の1/2点における

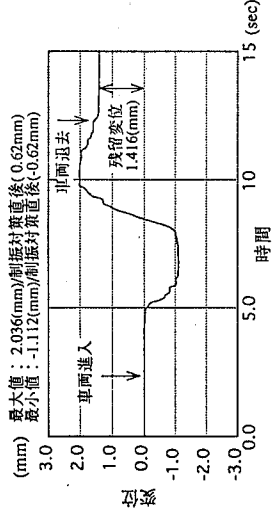
橋軸直角水平方向の速度波形及びスペクトル

表-1 卓越振動数 (実測値)

振動数(Hz)	減衰定数	振動モード
1 1.53~1.66	0.019~0.025	面外対称1次
2 1.75~1.85	0.027~0.040	面内逆対称1次
3 2.30~2.44	0.042~0.058	面内対称1次

振動実験結果より本橋において卓越していると思われる卓越振動数とそのモード図、及び減衰定数を表-1に示す。多くのアーチ系橋梁の振動実験で得られた固有振動数と比較すると、本橋の卓越振動数は、他の橋梁に比べ、特別、異なることもなく、アーチリブ本体の剛性には問題がないと考えられる。

次に補剛桁の弾性支承部の橋軸水平方向の変位波形を図-8に示す。制振対策直後に比較して、支承部は弾性支承としての滑らかな動きがなく、振幅が大きくなっている。また残留変位が多く残っている。この原因としては弾性支承部のパネの非線形性の影響または、摩擦の影響がでているものと考えられる。



3. 固有値解析

図-8 大型車両走行時の補剛桁端の橋軸水平方向変位波形

本橋の固有振動数、固有ベクトルを求めるために、本橋を図-9のような3次元骨組構造モデルとして離散化し、有限要素法による固有値解析を行った。解析法としては、小さい次数から幾つかの固有値と固有ベクトルを求めるのを目的として、サブスペース法を用いた。今回の解析では、1次から10次までの固有振

動数及び固有ベクトルを計算した。境界条件としては、弾性支承部に設計と同じバネ定数を、またアーチリブの支点は、大きな値を持つバネ支持として解析を行った。

本解析における固有振動数について補剛桁の支承条件を5つの場合に分けて解析を行った。また各場合について、1次から5次までの固有振動数を表-2に示す。実測値の固有振動数と比較すると、両端バネの場合が、現橋の最も良く表している。その両端バネ支承の場合における1次から3次までの固有モードを図-10に示す。

表-2 境界条件による固有振動数の比較 (解析値)

振動モード	両端 可動	片端 固定	片端 固定	片端 可動	片端 固定	片端 バネ	両端 バネ
1 面外対称1次	1.642	1.648	1.654	1.642	1.642	1.642	1.642
2 面内逆対称1次	1.239	2.641	3.053	1.525	1.748	1.748	1.748
3 面内対称1次	2.369	2.369	2.369	2.369	2.369	2.369	2.369
4 面内対称2次	3.816	3.817	3.817	3.816	3.816	3.816	3.816
5 面外逆対称1次	4.081	4.081	4.141	4.080	4.088	4.088	4.088

単位: (Hz)

4. 動的応答解析

固有値解析で用いた両端ばね支承の橋梁モデルに車両を走行させて動的応答解析を行った。車両は、図-11のようなモデルとした。そして路面凹凸を考慮して車両-橋梁の運動方程式を直接積分法によるNewmark β 法を用いて解析を行った。この方法では逐次積分における計算時間間隔が重要となり、本研究ではその時間間隔を0.005(sec)ごととし、また、 $\beta=1/4$ として解析を行った。ここで橋梁系の各節点の変位ベクトルを $U(t)$ とすると、車両-橋梁の運動方程式は以下のような式になる。

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F$$

ここで、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 F は車両による外荷重ベクトルである。また減衰マトリックス C はレイリ-減衰と仮定して以下の式で求めた。

$$C = aM + bK$$

ここで定数 a, b は、2つの等しくない振動数に対応する2つの与えられた減衰率から決定された比例定数を表す。本解析では、 $a=1.27, b=0.017$ を用いた。

解析にあたって、車両重量、車両速度などの条件は実測に合わせて仮定した。以下に解析によって求められた橋長1/4点での鉛直方向の速度波形及び同点の実測波形を図-12に示す。また鉛直方向の変位波形につ

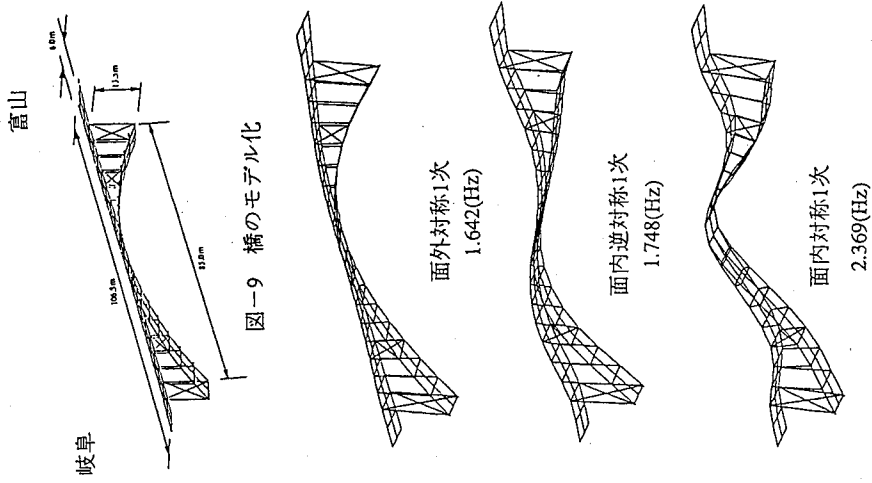


図-10 固有モード

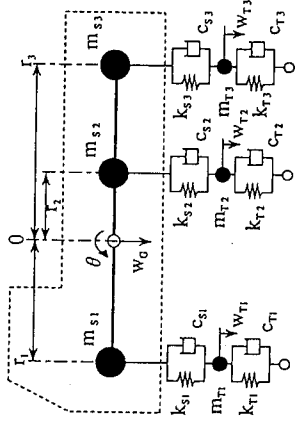


図-11 車両のモデル

いても、橋長1/2点での解析波形と実測波形を図-13に示す。

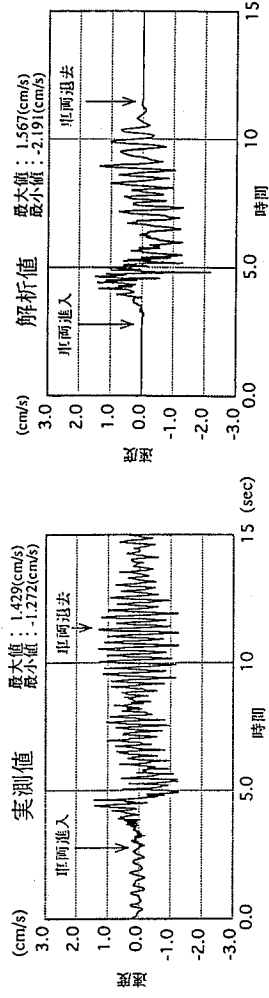


図-12 鉛直方向速度波形 (1/4点、富山、下流側)

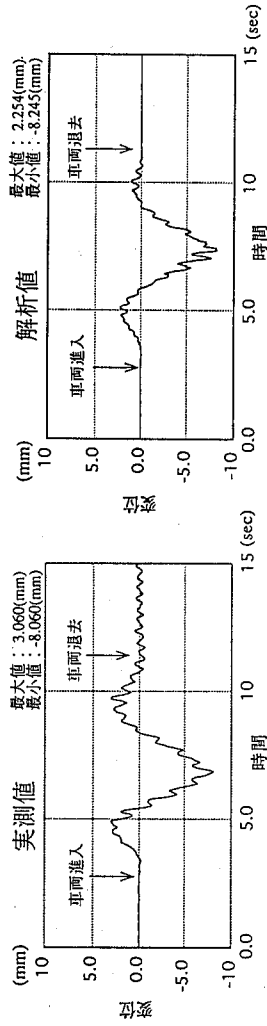


図-13 鉛直方向変位波形 (1/2点、下流側)

これらを見ると、実測値と解析値の波形がよく類似していることがわかる。また補剛桁の弾性支承部の橋軸方向の変位波形についても、実測波形と解析波形を図-14に示す。これらと比較すると、振幅においては、実測波形と同じ程度であるが、残留変位が現れていない。これはバネの非線形性または摩擦の影響があったものと考えられる。

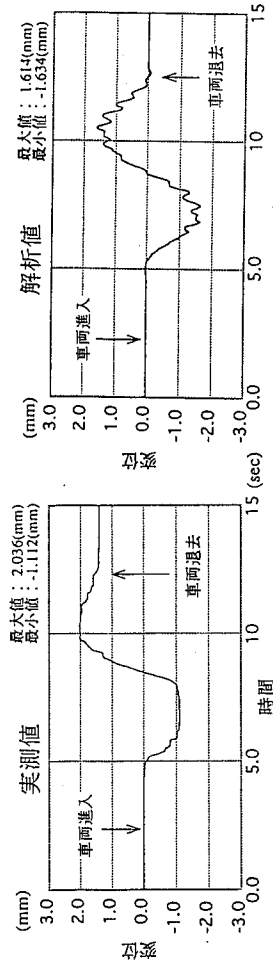


図-14 橋軸方向変位波形 (岐阜、上流側)

5. 疲労解析

本橋の構造部材の疲労損傷度を計算する目的として、車両が橋梁上を走行した時の動的応答解析により、構造部材の軸力と曲げによる応力波形を求める。求めた応力波形からRain flow法を用いて、応力範囲とその頻度をカウントし、応力ヒストグラムを作成する。解析条件として、車両の載荷種類は、表-3に示すよ

うな本橋の代表的な車両混入率を用いて、合計1000台の交通流を考えた。着目箇所としては、以前に疲労亀裂が生じた中間支柱取付部、特にアーチクラウンより2本目の上下とした。それぞれの応力ヒストグラムを図-15に示す。

表-3 走行車両の混入率

	車種分類	重量(tf)	混入率
1台走行	大型2軸車	12	8%
	大型3軸車	20	48%
	大型4軸車	22	24%
2台走行	上記3タイプの組合わせ		24~44 20%

求めた応力ヒストグラムに、S-N線図を適用し疲労損傷度を計算した。S-N線図は、安全側を考慮したカットオフ限界のないS-N線図を用い、補修前は本橋の垂直材の溶接が、E等級に当てはまることからECCS71のS-N線図を、補修後は溶接部の向上を考慮したECCS80、ECCS90のS-N線図を用いて疲労損傷度を計算した。その結果を表-4に示す。補修前に比べ、補修後の疲労損傷度の値が小さく、補修により本橋の疲労損傷が軽減されていることが解析によってわかった。

6. おわりに

今回、小原橋の振動実験により、その卓越振動数と弾性支承部の挙動を測定し、現在の状態を把握した。さらに固有解析、応答解析、疲労解析を行った。これらのことより以下のようなことが分かった。

- 1) 補剛桁の支承部は、所期の弾性的な挙動を示しておらず、摩擦の影響がでている。
- 2) 固有値解析、応答解析によりモデル化は妥当なものであったが、ただし支承部の摩擦の影響を含めたモデル化を行う必要がある。
- 3) 疲労解析により、疲労損傷度を計算したが、補修により現橋の疲労損傷は小さくなっている。

<参考文献>

- 1)水木彰、中野政信、前田研一、作田孝行、町田文孝、富沢光一郎：疲労亀裂を生じた鋼アーチ道路橋の実地調査と補修、川田技報、Vol.4,pp.564-570,1985.
- 2)前田研一、町田文孝、富沢光一郎、下田郁夫：疲労クラックを生じた鋼アーチ道路橋の制振対策、振動制御コロキウム講演論文集,pp.49-55,1991.
- 3)加藤雅史、田中信治、高宮進：上陸式鋼アーチ橋梁の振動測定、橋梁振動コロキウム講演論文集,pp.115-122,1991.
- 4)梶川康男、織田一郎、秋本正信：走行荷重による鋼アーチ橋の疲労損傷照査に対する動的立体解析の適用、構造工学論文集、Vol.37A,pp.1089-109,1991.

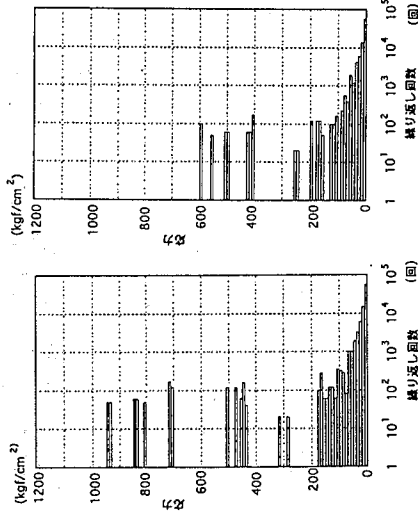
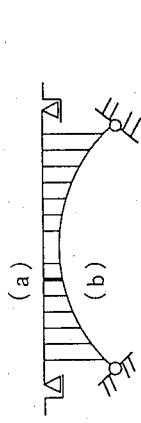


図-15 垂直材の応力頻度
(a) 垂直材上端 (b) 垂直材下端

表-4 垂直材の疲労損傷度 (単位: /1000台)

	ECCS71	ECCS80	ECCS90
垂直材の上端	0.426×10^{-6}	0.258×10^{-6}	0.201×10^{-6}
垂直材の下端	0.159×10^{-6}	0.964×10^{-7}	0.750×10^{-7}

三次元車両モデルによる橋梁の動的応答解析とその応用

DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS OF HIGHWAY BRIDGES DUE TO 3-DIMENSIONAL VEHICLE MODEL AND ITS APPLICATIONS

山田 靖 則*, 川 谷 充 郎**, 嶽 下 裕 一***, 岩 熊 秀 治****
By Yasunori YAMADA, Mitsuo KAWATANI, Yuh-ichi DAKESHITA and Shuji IWAKUMA

Up to now, 2-dimensional vehicle models and beam models have been generally used in dynamic response analysis of main structure of highway bridges due to traffic loads. Recently, finite element models are required to examine the dynamic response of floor systems of bridges such as slab or floor beam, etc.. For that investigation, a 3-dimensional model is also required as moving vehicle. In this paper, 8-degree-of-freedom system as the 3-dimensional vehicle model is formulated and some applications of dynamic response analysis using this vehicle model and a finite element structural model are presented, that is, dynamic wheel loads, simulation of traffic-induced vibration and countermeasure effects of those vibrations.

1. まえがき

わが国における走行車両による橋梁の動的応答解析は、いわゆる衝撃係数の研究として進展してきた¹⁾。衝撃係数は活荷重に抵抗する床組や主構造の設計においては、活荷重の動的影響として抵抗断面の決定に少なからぬ影響を及ぼす。これまで、走行車両による橋梁の動的応答問題はどちらかといえば主桁、主構の衝撃係数に関わる研究が主体であった。近年になって、床版や床組の衝撃係数の研究、疲労における動的効果の検討、あるいは橋梁環境振動に関わる動的評価ならびに制振効果のシミュレーションとしての動的応答解析に拉がりをみせ、構造モデルや車両モデルに大きな進展がみられるようになっていく。

当初の解析における構造モデルは振動モードを正弦関数で表す梁モデルであったものが、近年、上部工を格子桁モデル、下部工を骨組モデルとする立体構造モデルや²⁾、道路幅員を考慮した有限帯板法 (FSM) を用いたもの³⁾ が用いられるようになっていく。一方、車両モデルは橋梁の全体振動を解析対象とするとときでも、二次元車両モデルにおける車両の前軸の考慮、あるいは実際の車両に多い後軸タンデム軸の評価⁴⁾ 等、車両をより実際のものに近づける努力がなされている。そして最近では、床組あるいは床版のひずみ・変位・加速度等をも対象として、車軸の左右輪をも考慮する三次元車両モデルが提案されている⁵⁾。

筆者らも三次元車両モデルとして Fig. 1 に示す 8 自由度振動系を用いて、板要素および梁要素からなる有限要素モデル上を走行させた動的応答解析を行っている⁶⁾。ここでは、その 8 自由度車両モデルの紹介と、三次元車両モデルと二次元車両モデルによる接地力の差異、三次元車両モデルによる橋梁の動的応答解析の有効性およびこの解析法の応用について述べる。

*	高田機工体設計部橋梁設計課長	(〒556 大阪市浪速区敷津西 2-1-12)
**	工博 大阪大学助教授 工学部土木学科	(〒565 吹田市山田丘 2-1)
***	日立造船橋梁設計部	(〒592 堺市築港新町 1-5-1)
****	大阪大学工学部土木学科	(〒565 吹田市山田丘 2-1)

2. 三次元車両モデルの定式化

これまで、走行荷重による道路橋上部工の動的応答解析では、車両モデルとして自由度に違いがあってもほとんど一次元もしくは二次元車両モデルが用いられていた。これは解析対象の多くが上部工の全体振動であつたためである。筆者らは二次元車両モデルであつても、大型車両に多い後輪のタンデム軸を考慮すれば、この全体振動をよりの確に表すことができることを明らかにしている⁹⁾。

しかし、本研究のように、対象が床組や床版になつてくると、車両のローリングによる左右の車輪の接地力の変動は無視できなくなる。そこで、筆者らは三次元車両モデルとして、Fig. 1に示す8自由度系車両モデルの運動方程式を以下のように定式化した⁹⁾。

① 車両本体に関する振動方程式

$$m_{11}\ddot{z}_{11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 v_{su}(t) = 0 \quad (1)$$

$$m_{11}\lambda_{x1}\lambda_{x2}\ddot{\theta}_{y11} - \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{xu} v_{su}(t) = 0 \quad (2)$$

$$m_{11}\lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{yu} v_{su}(t) = 0 \quad (3)$$

② 前輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{12}\ddot{z}_{12} - \sum_{u=1}^2 v_{1u}(t) + \sum_{u=1}^2 v_{12u}(t) = 0$$

$$m_{12}\lambda_{x1}^2 \ddot{\theta}_{x12} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{1u}(t) + \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{12u}(t) = 0$$

③ 後輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{22}\ddot{z}_{22} - \sum_{u=1}^2 v_{2u}(t) + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 v_{m2u}(t) = 0$$

$$m_{22}\lambda_{x3}^2 \ddot{\theta}_{x22} + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^m \lambda_{y2} v_{mu}(t) = 0$$

$$m_{22}\lambda_{y2}^2 \ddot{\theta}_{y22} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{21u}(t) + \sum_{m=2}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{m2u}(t) = 0$$

ここに、

$$v_{su}(t) = k_{s11} \{ \dot{z}_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \theta_{y11} + (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{x11} - z_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{x22} \}$$

$$+ c_{s11} \{ \dot{z}_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \dot{\theta}_{y11} + (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{x11} - \dot{z}_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{x22} \}$$

$$v_{12u}(t) = k_{s21} \{ z_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \theta_{x12} - w_{1u} \} + c_{s21} \{ \dot{z}_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \dot{\theta}_{x12} - \dot{w}_{1u} \}$$

$$v_{m2u}(t) = k_{m2u} \{ z_{22} + (-1)^m \lambda_{x3} \theta_{y22} + (-1)^u \lambda_{y2} \theta_{x22} - w_{mu} \}$$

$$+ c_{m2u} \{ \dot{z}_{22} + (-1)^m \lambda_{x3} \dot{\theta}_{y22} + (-1)^u \lambda_{y2} \dot{\theta}_{x22} - \dot{w}_{mu} \}$$

である。

Eq. (9)~(11)中の車輪接地点の変位 w_{mu} は橋桁の変位 $w(t, x_{mu})$ と路面凹凸 $z_0(x_{mu})$ によりEq. (12)で表される。

$$w_{mu} = w(t, x_{mu}) - z_0(x_{mu}) \quad (12)$$

この車両の振動方程式を、橋梁の振動方程式と連立させれば、車両-橋梁の連成振動方程式が導かれる⁹⁾。

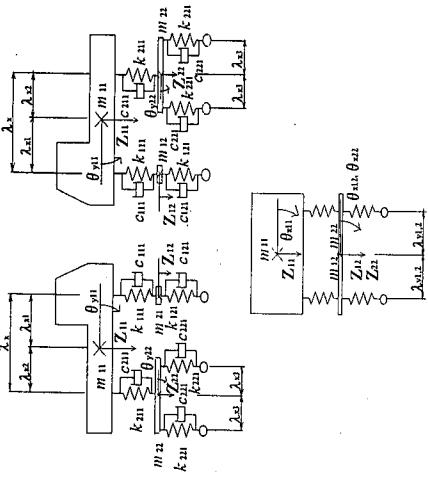


Fig. 1 8-degree-of freedom vehicle model

3. 三次元車両モデルを用いた各種動的応答解析

2. で定式化した三次元車両モデルを用いた動的応答解析例を以下に紹介する。まず、三次元車両モデルでの最大の特徴である左右輪の接地力について、二次元モデルとの違いを明らかにする。つぎに、三次元車両モデルを用いた FEM による動的応答解析の例を主桁の動的応答、主桁反力応答および床版の動的応答について実測値と比較して紹介し、本解析法の有効性を検証する。そして、この解析法の応用として制振工法の一つである桁端補強工法のシミュレーションを行い、この工法の制振効果の確認と設計への提案を行う。

3.1 走行時の車輪接地力

まず、橋梁の振動方程式での外力項である車輪接地力について、三次元モデルと二次元モデルによる違いについて述べる。解析対象橋梁は阪神高速道路旧梅田入路の橋長 41.0m の単純合成桁橋とし、路面凹凸も本橋の実測値を用いた。ただし、二次元モデルにおいては、これまでの筆者らの解析で、左右輪位置での路面凹凸の平均値を用いた主桁の動的応答解析結果が実測値とよく合うことから、路面凹凸としては実測値の平均値を用いている。二次元車両モデルを Fig. 2 に、二次元モデルおよび三次元モデルそれぞれの車両諸元を Table 1 に示す。

橋梁の解析モデルは二次元モデルでは曲げとねじりの連成振動を考慮した分布質量系の梁モデル、三次元モデルでは床版を板要素、主桁・対傾荷を梁要素とした有限要素モデルを用いた。考慮した振動モードは曲げ振動モード、ねじり振動モードについてそれぞれ 3 次までとした。なお、車両の走行速度はともに $v = 4.745 \text{ m/s}$ (17.1 km/h) である。

解析結果を Fig. 3 (a), (b), (c) に示す。本図では太線実線および破線が車輪接地力、上側細線が車輪接地力の合計、下側細線が左右輪の接地力の差をそれぞれ表している。本解析条件では車輪接地力の動的増幅係数は前軸において 1.55、後軸前輪で 1.56、後軸後輪で 1.76 である。また、左右輪の接地力の差は最大で前軸 2.23tf、後軸 4.16tf と、かなり大きい値となっており、左右輪位置での路面凹凸の差による車両のローリングの影響が無視できないことが分かる。Fig. 3 (d) は三次元モデルと二次元モデルとの比較を示している。解析モデルや車両モデルの違いのため、多少値に違いはあるものの、各軸での荷重は全体的にほぼ同じ挙動を示しているのが分かる。なお、これらの解析における主桁応答が実測値に合っていることを確認している^{7,8)}。

3.2 主桁および反力の応答

(1) 主桁の応答

主桁の応答解析は 3.1 と同じく、実測結果を有する旧梅田入路橋を対象とした。評価量は実測値に合わせ各主桁下フランジのひずみとした。解析値ではひずみ計算に用いる断面係数は、外桁については壁高欄も有効としている。3 種類の走行速度における解析結果を車両の応答加速度および実測値とともに Fig. 4 に示す。主桁ひずみの動的応答は実測値とよく一致しており、本解析モデルの有効性が確認できる。

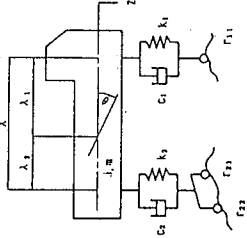


Fig. 2 2-dimensional vehicle model

Table 1 Properties of vehicle model

諸元	二次元モデル	三次元モデル
前後車輪間隔	(m) 3.660	3.660
タンデム軸間隔	(m) 1.320	1.320
前軸・車両重心距離	(m) 2.990	2.990
左右車輪間隔	(m) —	1.800
ばね上車両重量	(tf) 19.47	17.47
前輪重量	(tf) —	0.25×2
後輪重量	(tf) —	0.375×4
車体ばね定数 (前軸)	(tf/m) 214	161
同 (後軸)	(tf/m) 640	482
タイヤばね定数 (前軸)	(tf/m) —	321
同 (後軸)	(tf/m) —	482×2
減衰係数 (車体部前軸)	(tf·s/m) 0.619	1.14
同 (車体部後軸)	(tf·s/m) 1.858	3.41
同 (タイヤ部前軸)	(tf·s/m) —	1.36
同 (タイヤ部後軸)	(tf·s/m) —	1.02×2
車両の固有振動数	(Hz) 3.0	3.0

(2) 主桁反力の応答

反力の応答解析は実測結果を有する国道2号上の金浦橋とした。解析対象橋梁の一般図をFig. 5に、構造諸元をTable 2示す。本橋は地盤が悪いため、張り出し部を有する単純桁構造が採用されている。動的反力の計算にあたっては、筆者らは以前から以下の方法を用いている。

$$R = R_d + R_s \quad (13)$$

ここに、 R_d ：橋梁質量の慣性力による反力成分、 R_s ：車両接地力による反力成分、である。これらはいずれも影響線を用いて計算されている。

反力の応答解析結果を実測値とともにFig. 6に示す。(a)～(d)は各桁ごとの反力であり、(e)はこれらの反力の合計値である。実測値に側径間の影響が含まれているのでわかりにくいところもあるが、対象径間の反力の動的挙動は解析値と実測値とでほぼ一致している。

(f)は二次元車両モデルと梁モデルを用いて解析したものである。(e)の合計反力と比較してほぼ実測値に合っているが、走行荷重による反力を下部工や支承の動的設計量とする場合には、応答値は支承ごとに要求されることもあり、三次元車両モデルによる動的応答解析の必要性があるといえる。

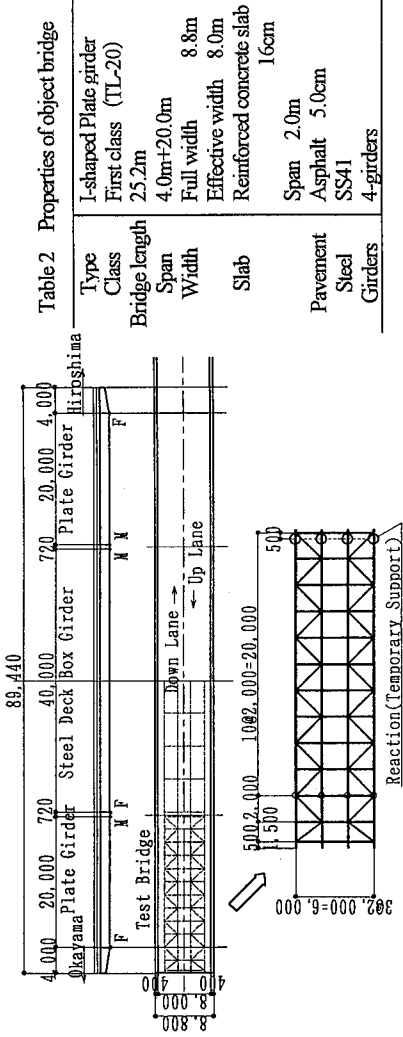


Fig. 5 General view of object bridge

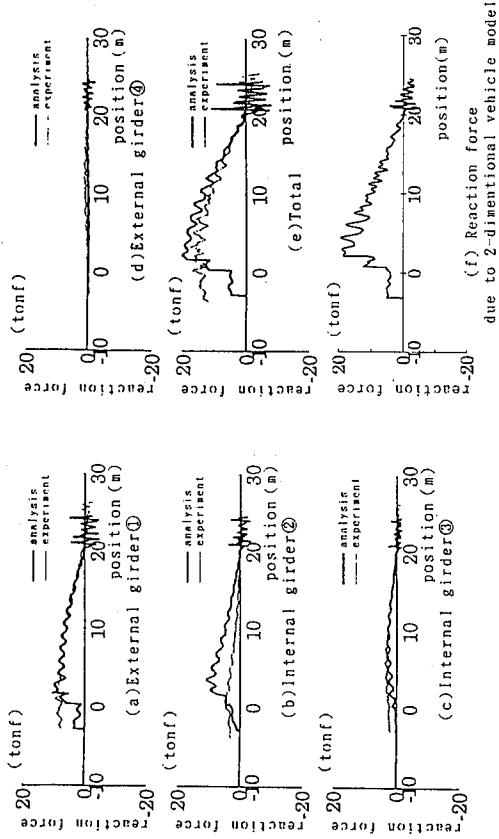


Fig. 6 Time history of reaction

3.3 床版の動的応答

床版の動的応答解析は、主桁と同様に実測値を有する旧梅田入路橋を対象とした。事前の検討によって床版の応答解析における有限要素モデルは、主桁に比べかなり細かく要素分割が必要であることが分かっており、そのため、Fig. 7に示すように着目点近傍を細かく要素分割している。

応答解析結果を床版下面のひずみについて実測値とともにFig. 8に示す。応答解析値は概ね実測値に近いが、細かく応答では異なるところが多い。これは、まだ要素分割が粗いためと考えられる。しかし、走行荷重による床版の動的応答が、比較的よい精度で解析できる見通しがついたことから、床版の衝撃係数の検討には、この解析手法を用いることができ、各種の路面凹凸や、張出し部や縦桁による支持等の床版支持条件を変えて、定量的に評価することが可能である。

3.4 桁端補強工法のシミュレーション

橋梁交通振動は構造物の強度や耐久性に影響を及ぼし、また、橋梁の周辺環境に悪影響を与えているケースもある。このため橋梁交通振動の制振のため多くの工法や研究が行われている⁹⁾。このうち、桁端補強工法は桁端の対傾構を鉄筋コンクリートで巻立てて、伸縮装置近傍の不陸上を大型車両が走行することによる騒音および振動を軽減しようとするものである。日本道路公団の試験施工で効果を認められ、公団の設計要領にも取り込まれている¹⁰⁾。この工法については建設省土木研究所においても所内の試験橋梁を用いて効果の確認実験が行われている¹¹⁾。

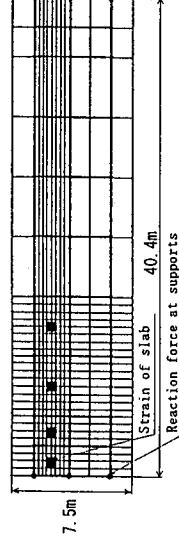


Fig. 7 Elements mesh of analytical model

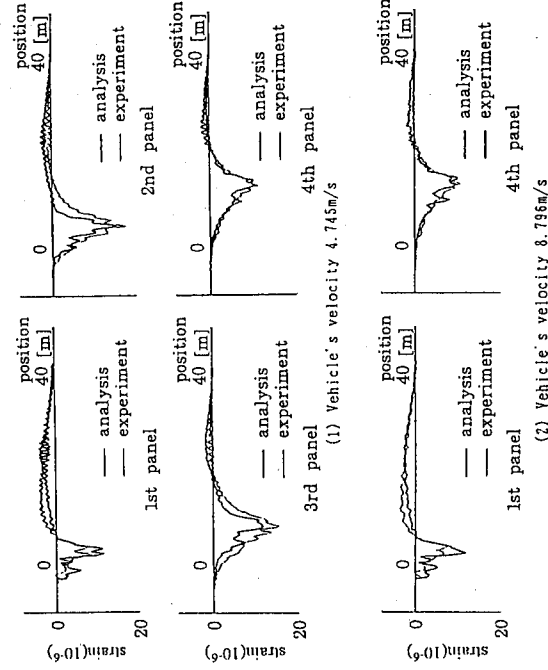


Fig. 8 Time history of concrete slab's strain (lower face)

ここでは、前記の 8 自由度系車両モデルを用いて、この工法を適用した橋梁の動的応答について解析を行い、その制振効果を確認する。解析対象は、阪神高速道路旧梅田入路橋（橋長 41.0m）とする。

(1) 解析モデル

解析のための構造モデルを Fig. 9 に示す。車両諸元は Table 1 に示したとおりである。本構造モデルにおける端対傾構の剛性は床組としての剛性に着目した。すなわち、逆V型に組まれた上弦材のT荷重によるたわみと等しくなる剛性を有する梁要素を考え、関係する各床版要素と結合した。床版との結合の度合いはこの梁要素のねじり定数 (I) によって評価している。すなわち、 $J=0$ のときは床版のたわみ角は拘束されず、 $J=I$ のときはこのたわみ角を拘束している（鉄筋コンクリートを巻立てたとき床版と剛結している）ことを表している。巻立て後の断面 2 次モーメントおよびねじり定数はこれまでの事例を参考にして、巻立て高さを主桁と同じ、コンクリート厚を 50cm としたもので求めた。

(2) 解析結果

前述の巻立てを行った場合の、解析結果の時系列例を端横桁の応答加速度と車両進入側支点の反力について Fig. 10 に、計算結果の RMS 値を Table 3 に示す。Fig. 10(a) から、端横桁剛性が大きくなると前輪～後輪の車面の進入にともなうパルス的な応答がなくなっていることが分かる。さらに、Table 3 から、端対傾構の RC 巻立工法はそれ自身の大幅な振動軽減効果のほかに、橋体の全体振動とわりわけねじり振動を抑える効果のあることが分かる。また、巻立コンクリートと床版は結合させる方が振動軽減効果がある。これは文献 (1) の結果と符合していると考えられる。

(3) パラメータ解析

RC 巻立工法を設計に反映させるため、端対傾構の曲げ剛性をパラメトリックに変化させた解析を行った。その結果を端対傾構の応答加速度、主桁の応答加速度および反力の変動値の RMS 値について Fig. 11 (a)～(c) に示す。以上のシミュレーション解析により以下のこと が分かった。

- ① 端対傾構の RC 巻立工法は端対傾構自身の大幅な振動軽減のほか、橋体の全体振動を加速度の RMS について、元の曲げ剛性の 100 倍および 1000 倍にすることでそれぞれ約 10% および 20% 程度軽減する。

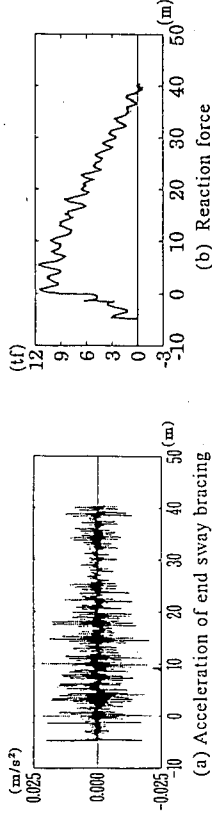


Fig. 10 Examples of time history

Table 3 Rms value of acceleration and reaction force for object bridge

Parameter	Member, Position	Unit	Without reinforcement	With reinforcement		
				J=0	Ratio	J=0.008
Acceleration	End sway bracing		4.399E-05	5.923E-06	0.135	5.585E-06
	Main girder	m/s ²	0.01115	0.00944	0.847	0.0091
	Internal girder		0.00663	0.00682	1.029	0.00689
Reaction Force	External girder	tf	0.469	0.473	0.902	0.411
	Exit		0.429	0.419	0.977	0.412
	Internal girder		0.0738	0.0807	1.093	0.0815
	Exit girder		0.0693	0.0767	1.107	0.0778

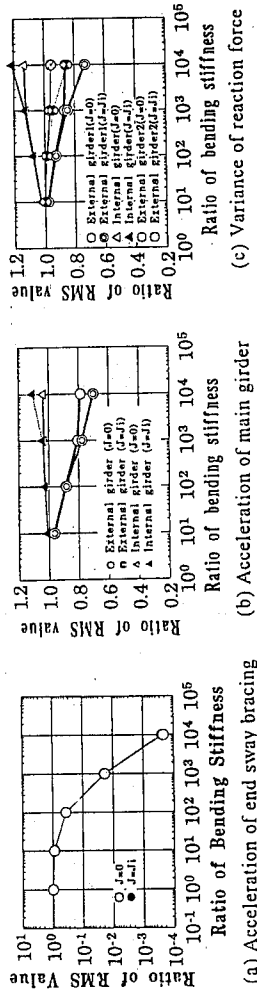


Fig.11 Ratio of rms values with reinforcement to those without reinforcement

- ② 反力変動値の RMS についてみると、10~100 倍程度の剛性増ではそれほど大きな効果は認められないが、1000 倍程度とすれば外桁で約 10~20% 程度軽減することが確認できる。しかし、車両速度が小さい場合は逆効果の結果も発生しており、内桁については反力変動値は増加している。
- ③ 設計的には巻立後の曲げ剛性は大きい方（元の剛性の 100 倍以上）がよく、ねじり剛性も大きい方がよい。この条件は現在施工されている程度の諸元（厚さ：50mm，高さ：主桁高）で満足できる。

4. 三次元車両モデルを用いた動的応答解析の展望

以上、三次元車両モデルとそれを用いた動的応答解析例について述べた。三次元車両モデルは自動車メーカーが車両の乗り心地の観点で、詳細なモデルを作り検討を行っているが、構造物に対するモデルとしては、本論文での筆者らの解析結果から、ここで紹介したモデルで十分であろう。橋梁の車両走行による動的応答問題における三次元車両モデルを用いた解析の今後の展望は以下のように考えられる。

- ① これまで二次元モデルによって行っていた、主桁・主構といった主構造の衝撃係数に関する研究に対しては、左右の路面凹凸の差による車両のローリング振動や、幅員を考慮したより実際に近い応答解析による検討が可能となる。
- ② 車両の全体挙動を考慮した車両接地力が得られることから、輪荷重による応力が支配的な床版や縦桁、横桁といった床組構造の動的応答の検討に有効である。
- ③ 三次元車両モデルはその特性から、構造モデルに板要素をふくむ有限要素モデルを要求する。構造モデルが複雑になることにより、考慮すべきモード次数が大きくなり計算時間が増大する。このため、解析対象によって三次元モデルの使用の可否を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題（橋梁交通振動研究小委員会報告書），1994.4.
- 2) 梶川康男・沖野 真・吉川 実・秋本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597-605，1989.3.
- 3) 岡林隆敏・竹下 渡・小西保則：単一走行車両によるプレートガーダー橋の不規則応答解析，構造工学論文集，Vol.37A，pp.965-973，1991.3.
- 4) 川谷亮郎・小松定夫・佐々木 孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，No.329/I-9，pp.351-358，1988.4.
- 5) 田中孝義・本田秀行：タンデム型ダンプトラック車の三次元振動モデル化に関する一考察，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，I-293，1993.9.
- 6) 蔵下裕一・川谷亮郎・山田靖則・矢野公一：桁橋の走行自動車による動的応答の三次元シミュレーション解析，土木学会第 50 回年次学術講演会概要集，I-3490，pp.980-981，1995.9.
- 7) 川谷亮郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性，構造工学論文集，Vol.39A，1993.3.
- 8) 川谷亮郎・山田靖則・蔵下裕一：立体車両モデルによる桁橋の三次元動的応答解析，土木学会論文集（投稿予定）.
- 9) 梶川康男・上中 勝・服部幸雄：高架橋の振動制御と橋梁環境問題，第 1 回振動制御コロキウム PART B 講演論文集，pp.1-7，1991.7.
- 10) 日本道路公団：設計要領 第二集，1991.
- 11) 佐藤弘史・澤田慧文・今野久志・長尾毅洋：高架橋の桁端部補強による道路交通振動の軽減対策，土木技術資料 37-5，1995.7.

曲げとねじりを考慮した桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析

NONSTATIONARY RANDOM ANALYSIS WITH COUPLING VIBRATION OF BENDING AND TORSION
OF HIGHWAY BRIDGES UNDER MOVING VEHICLES

川谷充郎* 小林義和** 高森和恵***
By Mitsuo KAWATANI, Yoshikazu KOBAYASHI and Kazue TAKAMORI

Dynamic response of highway bridges to moving vehicles is affected considerably by roadway roughness. Even assuming that a sequence of roadway roughness is a stationary random process, traffic-induced vibrations of bridges show properties of nonstationary because vibrating vehicles are moving on bridges. Meanwhile, according to experimental results of dynamic field tests, a response of external girder is considerably different from internal one's. This difference is come from influence of torsional vibration coupling with bending vibration of a girder. In this study, simultaneous nonstationary random vibrations of a bridge and moving vehicles are theoretically analyzed by means of random vibration theory, taking account of roadway roughness and coupling vibration of bending and torsion. RMS values of random response of girder bridges are calculated and compared with those from simulation analysis.

1. まえがき

従来、走行車両による道路橋の動的応答は、強度設計に際して用いられる衝撃係数との関連において研究されてきた^{1) - 6)}。これらの一連の研究によれば、走行車両による道路橋の動的応答には、橋梁と走行車両の振動特性、走行速度、車頭間隔ならびに路面凹凸などの影響の大きいことが明らかにされている。この不規則な路面凹凸を考慮した走行車両による道路橋の動的応答について、シミュレーション解析法^{2), 4), 6)}のみならず、不規則振動論に基づいた解析法^{1), 3), 5)}によるアプローチがなされており、著者らも、橋と車両の連成振動および車両の走行による非定常性をも考慮した桁橋の走行車両による不規則振動解析法を示し⁷⁾、衝撃係数の評価式を提案している⁸⁾。

ところで、著者らは、試験車走行による桁橋の動的応答実験から、その応答が内桁と外桁で異なっていることを報告した。さらに、この現象を説明するために、平面モデルにおいて曲げとねじりの連成振動方程式による解析を行った^{9), 10)}。すなわち、通常の道路橋は2車線以上の車線を有しており、車両が橋梁のせん断中心から偏心して走行する場合には、桁橋の動的応答を評価するために、曲げ振動のみでなくねじり振動も考慮に入れる必要がある。しかし、従来の衝撃係数評価のための解析では、桁橋の鉛直曲げ振動のみを考慮したものとなっており、曲げとねじりを考慮したモデルは用いられていない。著者らは、前述の実験結果と解析結果との対応から、衝撃係数を評価するための解析において、ねじりを考慮する必要性を否定できないものと考えた。

-
- * 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)
 - ** 正会員 ㈱ニチゾウテクニク 技術本部第1技術部 (〒551 大阪市大正区鶴町2-15-26)
 - *** 学生会員 大阪大学大学院工学研究科前期課程土木工専攻 (〒565 吹田市山田丘2-1)

このような背景を踏まえ、本研究では、文献7)に示した曲げのみを考慮した非定常連成不規則振動解析法を、曲げとねじりの連成振動を考慮できるように拡張し、得られる桁橋の2乗平均値応答をシミュレーション法による解析結果と比較し、その妥当性を検討する。

2. 曲げとねじりを考慮した桁橋の不規則振動解析

ここでは、路面凹凸を有する桁橋の走行荷重下の曲げとねじりの非定常連成不規則振動解析の方法を示す。

2.1 基礎運動方程式

解析上の主な仮定は次の3点である。

- ①桁橋は橋長にわたって等断面のはりモデルとする。
- ②走行荷重は前輪1軸、後輪2軸を考慮した2自由度振動系モデルとする。
- ③路面凹凸は平均値0の定常確率過程とする。

Fig. 1に示すように、橋梁断面に関して重心Gを原点とし鉛直下向きにy軸をとる。水平方向の振動を無視すると、水平重心軸回りの曲げとせん断中心回りのねじりに関する連成振動方程式は次式となる¹¹⁾。

$$\begin{aligned} EI_y \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + mA \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + mAz_z \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} &= q_y(t, x) \\ EC_w \frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} - GK \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + mAz_z \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} + mI_z \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} &= m_x(t, x) \end{aligned} \quad \dots\dots (1)$$

ここに m : 橋梁の単位体積当たり質量,

z_z : せん断中心の z 座標,

GK : 純ねじり剛性,

$q_y(t, x)$: 鉛直下向きの外力,

$I_z = I_G + A(z_z^2 + y_z^2)$: せん断中心回りの極慣性モーメント,

I_G : 重心回りの極慣性モーメント。

以上は全橋断面に関する力学量とする。

ここで、単純桁橋の任意点 x における橋桁の鉛直たわみ v およびねじり角 φ について、それぞれ一般化座標 $a_n(t)$ および $c_n(t)$ と橋桁の境界条件を満足する規準関数 $v_n(x)$ および $\varphi_n(x)$ を用いて次式のように表す。

$$\begin{aligned} v(t, x) &= \sum_n a_n(t) v_n(x) \\ \varphi(t, x) &= \sum_n c_n(t) \varphi_n(x) \end{aligned} \quad \dots\dots (2)$$

偏心走行荷重による橋の曲げとねじりの連成振動の微分方程式は、橋の粘性減衰を考慮すると次式となる。

$$\begin{aligned} \ddot{a}_n(t) + 2h_{nn} p_{nn} \dot{a}_n(t) + p_{nn}^2 a_n(t) + z_z \ddot{c}_n(t) &= \frac{2}{mAl} \sum_{j=1}^h \sum_{k=1}^h v_n(x_{jk}) p_{jk}(t) \\ \ddot{c}_n(t) + 2h_{nn} p_{nn} \dot{c}_n(t) + p_{nn}^2 c_n(t) + \frac{z_z}{y_z} \ddot{a}_n(t) &= \frac{2}{mlI} \sum_{j=1}^h \sum_{k=1}^h \varphi_n(x_{jk}) p_{jk}(t) e \end{aligned} \quad \dots\dots (3)$$

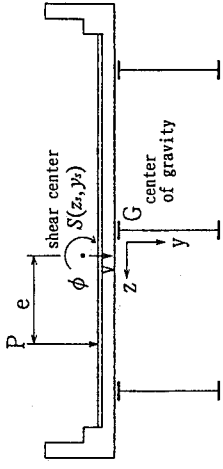


Fig.1 Cross section of model bridge

$$y(t, x) = \bar{y}(t, x) + \tilde{y}(t, x)$$

..... (9)

式(8), (9)を考慮することで, 式(3), (4)から, 走行車両による橋梁の動的応答の偏差に関する非定常連成ランダム振動を表す微分方程式が, 次式のように得られる。

$$\left. \begin{aligned} \ddot{\tilde{a}}_n(t) + 2h_{nm}p_{nm}\dot{\tilde{a}}_n(t) + p_{nm}^2\tilde{a}_n(t) + z_g\ddot{\tilde{e}}_n(t) &= \frac{2}{mAl} \sum_{j=1}^h \sum_{i=1}^2 v_n(x_{jnk}) \tilde{P}_{jk}(t) \\ \ddot{\tilde{e}}_n(t) + 2h_{nm}p_{nm}\dot{\tilde{e}}_n(t) + p_{nm}^2\tilde{e}_n(t) + \frac{z_g}{\gamma} \ddot{\tilde{a}}_n(t) &= \frac{2}{mI} \sum_{j=1}^h \sum_{i=1}^2 \varphi_n(x_{jnk}) \tilde{P}_{jk}(t) e \\ m_j \ddot{\tilde{z}}_j(t) + \sum_{i=1}^2 \tilde{v}_{ji}(t) &= 0, \quad m_j \ddot{\tilde{f}}_j(t) - \sum_{i=1}^2 (-1)^i \lambda_{ji} \tilde{v}_{ji}(t) = 0 \quad (j=1, 2, \dots, h) \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (10)}$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} \tilde{P}_{jk}(t) &= \frac{1}{\alpha x(s)} \tilde{v}_{ji}(t) \\ \tilde{v}_{ji}(t) &= k_{yp} \{ \tilde{z}_j - (-1)^i \lambda_{ji} \tilde{\theta}_j - \frac{1}{\alpha x(s)} \sum_{m=1}^{\alpha x(t)} \tilde{y}_{jgm} \} + c_{yp} \{ \tilde{z}_j - (-1)^i \lambda_{ji} \tilde{\theta}_j - \frac{1}{\alpha x(s)} \sum_{m=1}^{\alpha x(t)} \tilde{y}_{jgm} \} \\ \tilde{y}_{jgm} &= \sum_{g=1}^{\alpha} \tilde{\alpha}_g(t) v_g(x_{jgm}) + \sum_{g=1}^{\alpha} \tilde{e}_g(t) f_g(x_{jgm}) e - z_0(x_{jgm}) \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (11)}$$

2.2 状態方程式

橋梁と走行荷重の非定常連成系における状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ および外力変数ベクトル $\mathbf{z}(t)$ を次のよう

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{w}(t) &= \left\{ \tilde{a}_1, \tilde{a}_2, \dots, \tilde{a}_n, \tilde{\alpha}_1, \tilde{\alpha}_2, \dots, \tilde{\alpha}_n, \tilde{e}_1, \tilde{e}_2, \dots, \tilde{e}_n, \tilde{z}_1, \tilde{z}_2, \dots, \tilde{z}_h, \tilde{\theta}_1, \tilde{\theta}_2, \dots, \tilde{\theta}_h, \tilde{\alpha}_h, \tilde{\theta}_h \right\} \\ &= \left\{ w_1, w_2, \dots, w_{2n}, w_{2n+1}, w_{2n+2}, \dots, w_{4n}, w_{4n+1}, w_{4n+2}, \dots, w_{4n+4h-1}, w_{4n+4h} \right\} \\ \mathbf{z}(t) &= \left\{ z_0[v(t-t_{v1})]; z_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{121}]; z_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{122}]; \right. \\ &\quad \left. \dot{z}_0[v(t-t_{v1})]; \dot{z}_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{121}]; \dot{z}_0[v(t-t_{v1})-\lambda_{122}]; \right. \\ &\quad \dots, \\ &\quad z_0[v(t-t_{vh})]; z_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h21}]; z_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h22}]; \\ &\quad \left. \dot{z}_0[v(t-t_{vh})]; \dot{z}_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h21}]; \dot{z}_0[v(t-t_{vh})-\lambda_{h22}] \right\} \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (12)}$$

式(12)を用いると, 式(10)は次のような状態方程式として表される。

$$\dot{\mathbf{w}}(t) = \mathbf{A}(t)\mathbf{w}(t) + \mathbf{B}(t)\mathbf{z}(t) \quad \text{..... (13)}$$

なお, 初期条件としては車両が橋梁に入るときに

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{w}(t_{v1}) &= \mathbf{w}_{01} = \{0, \dots, 0; w_{4n+1}, \dots, w_{4n+4h-1}; 0, \dots, 0\} \\ \mathbf{w}(t_{v2}) &= \mathbf{w}_{02} = \{0, \dots, 0; w_{4n+1}, \dots, w_{4n+4h-1}; 0, \dots, 0\} \\ &\quad \dots, \\ \mathbf{w}(t_{vh}) &= \mathbf{w}_{0h} = \{0, \dots, 0; w_{4n+1}, \dots, w_{4n+4h-1}; w_{4n+4h} \} \end{aligned} \right\} \quad \text{..... (14)}$$

という状態ベクトルが与えられるものとし, この条件のもとでの状態方程式(13)の解過程は, 線形微分方程式の理論より次式(15)で表される。

$$\mathbf{w}(t) = \Phi(t, t_0) \mathbf{w}_{0k} + \int_{t_0}^t \Phi(t, \tau) \mathbf{B}(\tau) \mathbf{z}(\tau) d\tau \quad \text{..... (15)}$$

ここで, $\Phi(t, \tau)$ は状態遷移行列, k は着目時間 t までに橋梁に進入した荷重台数である。

2.3 応答の共分散行列

状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ の共分散行列は次のように表される。

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_w(t_1, t_2) &= E[\mathbf{w}(t_1)\mathbf{w}^T(t_2)] \\ &= \Phi(t_1, t_0)E[\mathbf{w}_{0k}\mathbf{w}_{0k}^T]\Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_1} \Phi(t_1, \tau)\mathbf{B}(\tau)E[\mathbf{z}(\tau)\mathbf{w}_{0k}^T]\Phi^T(t_2, t_0)d\tau \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_1} \Phi(t_1, t_0)E[\mathbf{w}_{0k}\mathbf{z}^T(s)]\mathbf{B}^T(s)\Phi^T(t_2, s)ds \\ &\quad + \int_{t_0}^{t_1} \int_{t_0}^{t_2} \Phi(t_1, \tau)\mathbf{B}(\tau)E[\mathbf{z}(\tau)\mathbf{z}^T(s)]\mathbf{B}^T(s)\Phi^T(t_2, s)d\tau ds \end{aligned} \quad \dots\dots (16)$$

ここで、車両が橋梁に進入する際の初期条件として、以下のように仮定する。

① 1台目の車両が橋梁に進入するまで橋梁は静止しているものとする。

② 各車両は橋梁に進入するまで橋梁上と同様の確率過程を有する路面凹凸上を走行してきて、橋梁に進入するときには、定常状態に達しているものとする。

上述の初期条件のもとで、状態ベクトル $\mathbf{w}(t)$ の共分散行列は、路面凹凸パワースペクトル密度と定常確率過程である外力変数ベクトル $\mathbf{z}(t)$ との間に成り立つウィーナ・キンチンの関係式より、次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_w(t_1, t_2) &= \Phi(t_1, t_0) \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ E[\mathbf{w}_{10}\mathbf{w}_{10}^T] & \dots \\ 0 & E[\mathbf{w}_{k0}\mathbf{w}_{k0}^T] & \dots \\ & & E[\mathbf{w}_{n0}\mathbf{w}_{n0}^T] \end{bmatrix} \Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \mathbf{H}^T(t_1, \omega) \mathbf{x}_{t_1, t_0}^{(C)} + \dots + \mathbf{H}^*(t_1, \omega) \mathbf{x}_{t_1, t_0}^{(C)} \right\} \hat{S}_z \begin{bmatrix} H_1^T(t_1, \omega) & 0 \\ 0 & \dots \\ 0 & H_k^T(t_k, \omega) \end{bmatrix} d\omega \Phi^T(t_2, t_0) \\ &\quad + \Phi(t_1, t_0) \int_{-\infty}^{\infty} \begin{bmatrix} H_1(t_1, \omega) & 0 \\ \dots & \dots \\ 0 & H_k(t_k, \omega) \end{bmatrix} \hat{S}_z \left\{ \mathbf{x}_{t_k, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{j1} + \dots + \mathbf{x}_{t_k, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{jk} \right\} d\omega \\ &\quad + \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \mathbf{H}(t_1, \omega) \left[\mathbf{x}_{t_1, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{j1} + \dots + \mathbf{x}_{t_1, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{jk} \right] + \dots \right. \\ &\quad \left. + \mathbf{H}(t_1, \omega)_{jk} \left[\mathbf{x}_{t_k, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{j1} + \dots + \mathbf{x}_{t_k, t_0} \mathbf{H}^T(t_2, \omega)_{jk} \right] \right\} \hat{S}_z d\omega \end{aligned} \quad \dots\dots (17)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \mathbf{H}(t_1, \omega)_{jm} &= \int_{-\infty}^{t_1} \Phi_k(t_1, \tau) \mathbf{B}(\tau) e^{-j\omega\tau} d\tau, & E[\mathbf{w}_{k0}\mathbf{w}_{k0}^T] &= \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{H}_k(t_k, \omega) \mathbf{x}_{k0} \hat{S}_z \mathbf{H}_k^T(t_k, \omega) d\omega \\ \mathbf{H}_k(t_k, \omega) &= \int_{-\infty+t_k}^{t_k} \Phi_k(t_k, \xi) \mathbf{B}_k e^{-j\omega\xi} d\xi, & \hat{S}_z &= \frac{1}{2\pi\nu} S_z \left(\frac{\omega}{2\pi\nu} \right), & \mathbf{x}_{pq} &= \begin{bmatrix} \mathbf{x}_{pq} & j\omega \mathbf{x}_{pq} \\ -j\omega \mathbf{x}_{pq} & \omega^2 \mathbf{x}_{pq} \end{bmatrix} \exp\{j\omega(t_p - t_q)\} \end{aligned}$$

$$\mathbf{x}_{pq} = \begin{bmatrix} 1 & \exp\left\{-j\frac{\omega}{\nu}\lambda_{q21}\right\} & \exp\left\{-j\frac{\omega}{\nu}\lambda_{q22}\right\} \\ \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}\lambda_{p21}\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}(\lambda_{p21} - \lambda_{q21})\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}(\lambda_{p21} - \lambda_{q22})\right\} \\ \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}\lambda_{p22}\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}(\lambda_{p22} - \lambda_{q21})\right\} & \exp\left\{j\frac{\omega}{\nu}(\lambda_{p22} - \lambda_{q22})\right\} \end{bmatrix} \quad \dots\dots (18)$$

式(17)より、橋梁の任意点 x におけるたわみの不規則変動量の 2 乗平均値は次式となる。

$$R_y(t, t) = \sum_p \sum_q v_p(x) v_q(x) E[\tilde{a}_i(t) \tilde{a}_k(t)] + s^2 \sum_p \sum_q \varphi_p(x) \varphi_q(x) E[\tilde{c}_i(t) \tilde{c}_k(t)] + 2s \sum_p \sum_q v_p(x) \varphi_q(x) E[\tilde{a}_i(t) \tilde{c}_k(t)]$$

ここに、 s : せん断中心から着目点までの距離

..... (19)

3. 数値解析

3.1 解析モデル

(1) 橋梁

解析対象橋梁は支間長40mの単純桁橋とし¹²⁾、ねじりに関する諸元は文献10)の値を参考に決定した。その構造諸元をTable 1に示す。解析時に考慮する橋梁の振動次数は曲げとねじりそれぞれ3次までとした。

(2) 走行車両

走行車両を前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度振動系にモデル化する。車両モデルの寸法をFig. 3に、その構造諸元をTable 2に示す。慣性モーメントは前後輪重量分配比1:4として算出した。ばね定数 k_{μ} および減衰係数

c_{μ} は、固有振動数 $f_n = 3.0\text{Hz}$ 、減衰定数

$h_n = 0.03$ と仮定して算出し、前後輪に1:4に割り振った。15tfと20tfの諸元は、実際のダンプトラックを適切にモデル化した値を使った。25tf車の諸元については、文献13)に示される最も小さい値を選び、車長11.0m、最速軸距7.0m、隣接軸距1.8mとした。連行荷重列は設計し荷重に相当する荷重列として考えられ、いるように、旧し荷重も新し荷重も車頭間隔14mで配置した (Fig. 4)。走行速度は10m/sとした。

Table 1 Structural properties of model girder

Span length	(m)	40.0
Weight per unit length	(tf/m)	5.34
Area of section	(m ²)	2.626
Moment of inertia of area	(m ⁴)	0.1162
Polar moment of inertia	(tf·m)	3.117×10^1
× Weight per unit length	(m ⁴)	5.796×10^{-2}
Torsion constant	(m ⁴)	1.191
Warping constant	(m ⁶)	0.02
Damping constant for 1st and 2nd modes		
Natural frequency	1st (Hz)	2.94
Bending vibration	2nd (Hz)	11.75
	3rd (Hz)	26.44
Torsional vibration	1st (Hz)	5.54
	2nd (Hz)	14.61
	3rd (Hz)	28.66

Table 2 Dynamic properties of model vehicle

Total weight	(tf)	25.0	20.0	15.0
Mass moment of inertia	(tf·m ²)	148.84	50.94	38.21
Spring constant k_{s1}	(tf/m)	181.28	145.02	108.77
k_{s2}	(tf/m)	725.11	580.09	435.07
Damping coefficient c_{d1}	(tf·s/m)	0.577	0.462	0.346
c_{d2}	(tf·s/m)	2.308	1.847	1.385
Natural frequency	(Hz)	3.0	3.0	3.0
Damping constant		0.03	0.03	0.03

配置した (Fig. 4)。走行速度は10m/sとした。

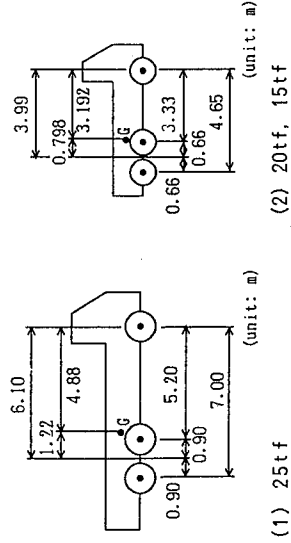


Fig.3 Dimension of moving vehicles

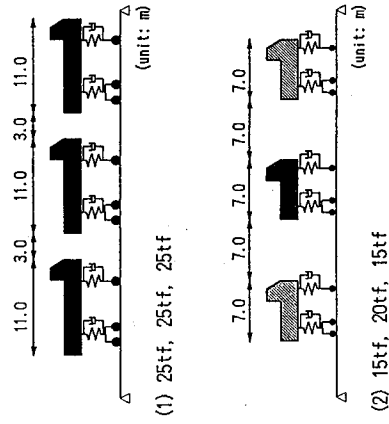


Fig.4 Series of moving vehicles

(3) 路面凹凸

路面凹凸パワースペクトル密度 $S_{\alpha}(\Omega)$ は路面周波数 Ω の指数関数として近似され、

$$S_{\alpha}(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \quad \dots\dots (20)$$

によりモデル化する。ここに、 α は路面の平坦性を表す平滑度パラメーター、 n は周波数によるパワーの分布を示す指数、 β は $\Omega \rightarrow 0$ のとき、 $S_{\alpha}(\Omega)$ が無限大に発散しないための分布形状を表す形状パラメーターである。各パラメーター値は、 $\alpha = 0.001 \text{ cm}^2 / (\text{c/m})$ 、 $\beta = 0.05 \text{ c/m}$ 、 $n = 2.00$ の値とした。これは、名神高速道路の完成直後に野洲川橋において測定された路面凹凸スペクトルを式(20)によりモデル化したものである⁵⁾。この路面凹凸パワースペクトル密度をISO評価基準と共にFig. 5に示す。

3.2 解析結果

本解析法を用いて解析した橋梁スパン中央におけるたわみの無次元化応答をシミュレーション法による結果と比較してFig. 6に示す。両者はほぼ一致した結果となっており、本解析法の妥当性が伺える。

(1) ねじり振動の影響

Fig. 6には内桁と外桁の応答をそれぞれ示しているが、動的応答の2乗平均値を静的応答で除した無次元値は外桁における値が内桁のそれに比べて小さくなっている。ここで、静的応答値はねじり成

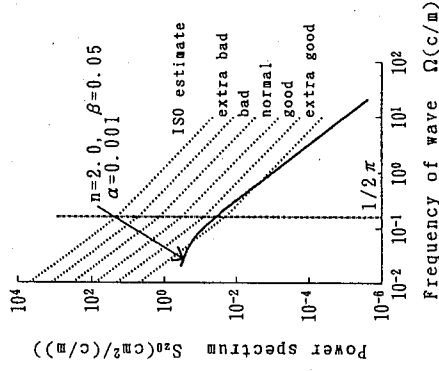


Fig. 5 Power spectrum of roadway roughness

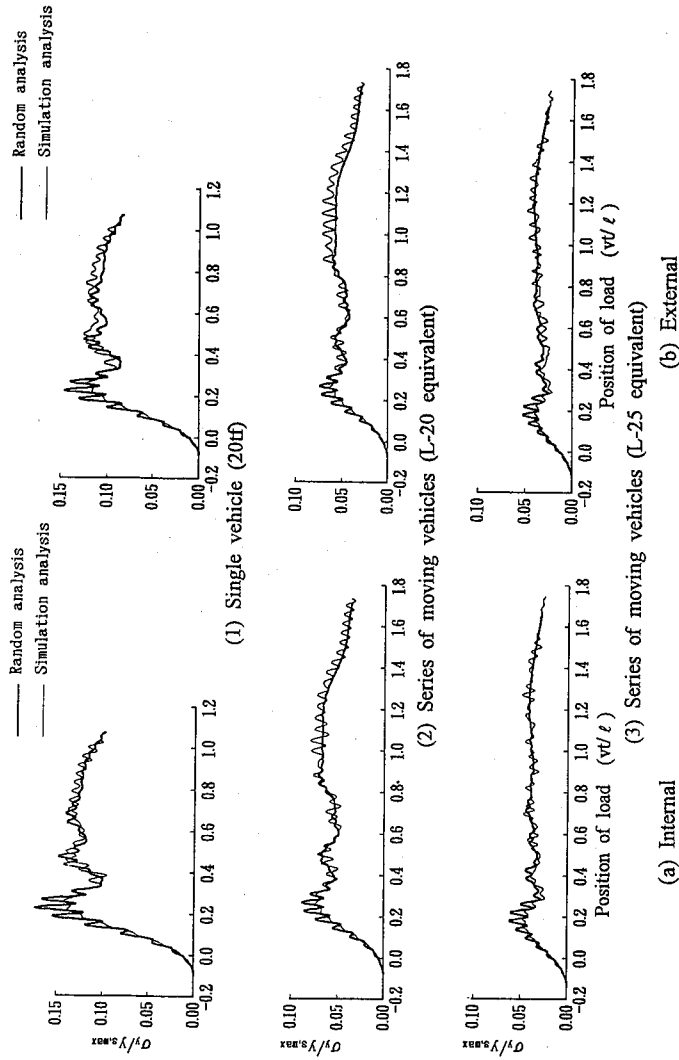


Fig. 6 R.M.S. value of random response of deflection

分の付加により外桁の方が大きいことから、本橋梁モデルでは、曲げ成分に対するねじり成分の比が動的応答では静的応答ほど増加していないことが分かる。これは、本橋梁モデルに設定した固有振動数が、曲げ振動に対して $f_g=2.94\text{Hz}$ 、ねじり振動に対して $f_r=5.54\text{Hz}$ であり、走行車両に設定した固有振動数 $f_v=3.0\text{Hz}$ との関係から、橋梁の曲げ振動と車両の振動が共振状態に近いのに対し、ねじり振動はその様な状態にないことに起因するものと推測される。

(2) 単一走行と連行の比較

単一走行と連行の場合を比較すると、連行の方が小さな値をとっている。また、L-20相当荷重列に対する場合に比べてL-25相当荷重列に対する場合の方が小さい値になっており、静的応答ほど動的応答は増加しないことがわかる。これは、20tf車に比べて25tf車の方が軸間距離の長くなった影響が大きいと思われる。

4. 結論

以下に本研究で得られた結果を要約する。

- (1) 曲げのみを考慮した走行荷重下の桁橋の非定常連成不規則振動解析法を、曲げとねじりの連成振動を考慮できるように拡張した。
- (2) 本解析法で得られた桁橋の2乗平均値応答は、シミュレーション法による結果とほぼ一致しており、本解析法の妥当性が検証できた。
- (3) 本論文で用いた橋梁モデルでは、内桁に比べて外桁の2乗平均値応答の無次元値が小さくなる傾向にあり、曲げ成分に対するねじり成分の比が動的応答では静的応答ほど増加していないことが分かったが、これは橋梁の曲げとねじりの固有振動数の特性によるものと考えられる。

参考文献

- 1) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答－衝撃係数－に関する考察，土木学会論文集，第148号，pp. 40-50，1967. 12.
- 2) 成田信之・桂樹正隆・江本 勝：路面凹凸を考慮した橋梁の衝撃係数，土木技術資料，Vol. 20，No. 3，pp. 27-32，1978. 3.
- 3) 彦坂 照・吉村虎藏・内容 保：連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数，土木学会論文報告集，第290号，pp. 31-41，1979. 10.
- 4) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，第331号，pp. 65-73，1983. 3.
- 5) 岡村隆敏・山口実浩：連行車両による道路橋の二乗平均応答解析，土木学会論文集，第334号，pp. 1-11，1983. 6.
- 6) 横山功一・井上純三：自動車走行モードと道路橋の衝撃係数，土木学会論文集，第422号/1-14（ノート），pp. 391-394，1990. 10.
- 7) Kawatani, M. and Komatsu, S. : Nonstationary Random Response of Highway Bridges under a Series of Moving Vehicles, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol. 5, No. 2, 285s-292s, Oct., 1988 (Proc. of JSCE No. 398/I-10).
- 8) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数，土木学会論文集，第398号/1-10，pp. 303-309，1988. 10.
- 9) 川谷充郎・小松定夫・佐々木孝：走行自動車荷重を受けるプレートガーダー橋の動的応答特性に関する研究，土木学会論文集，第392号/1-9，pp. 351-358，1988. 4.
- 10) 川谷充郎・西山誠治：路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 733-740，1993. 3.
- 11) 川井忠彦：筋肉関節面材の弾性力学，生産研究，Vol. 16，No. 1，pp. 14-18，28，No. 2，pp. 14-25，1964. 1, 2.
- 12) Kawatani, M. and Fukumoto, Y. : Dynamic Response and Impact of Steel Bridges under Moving Vehicles Compared with Concrete Bridges, The Third Pacific Structural Steel Conference, PSSC, Oct. 26-28, 1992, Tokyo, Japan, pp. 129-134.
- 13) (財)日本道路交通情報センター大型車両通行問題研究会編集：トラック、トレーラー連結車の重量制限の緩和（改正車両制限例の取り扱い）1994.

走行車両による道路橋振動制御における状態推定に関する考察

ON STATE ESTIMATION FOR PLATE GIRDER BRIDGE VIBRATION UNDER A MOVING VEHICLE

吉村 徹* 岡林隆敏** 加賀敏明***

By Toru YOSHIMURA, Takatoshi OKABAYASHI and Toshiaki KAGA

This study concerned with state estimation of Plate girder bridge vibration under a moving vehicle using by the Kalman filter. The bridge is controlled by hybrid control. A modal analysis approach is adopted that is based upon a finite strip idealization of the bridge deck. The first three modes of vibration are considered. The dynamic damper and the vehicle is modeled as one degree of freedom system. The road surface irregularities are modeled as output of filter system subjected to the white noise. The state variables of the bridge, up to 3th order vibration, the dynamic damper, the vehicle and road surface irregularities can be estimated from a observation point of the bridge by the Kalman filter. The effects and accuracy of the estimation procedure are discussed by the numerical simulation.

1. まえがき

構造物の振動制御を、アクティブ振動制御⁽¹⁾⁽²⁾あるいはハイブリッド型振動制御⁽³⁾⁽⁴⁾を行う場合、通常フイードバック制御が行われる。このとき、最適フイードバックゲインは最適レギュレータ理論⁽⁵⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾により求められ、状態フイードバック則が適用される。しかし、交通荷重による道路橋振動において、状態フイードバックを実現するためには、橋梁に設置した検出器（加速度計）の信号から、車両の状態量を推定する必要がある。構造物の状態量が推定できない場合、観測値から状態量を推定する機構が、オブザーバー⁽⁸⁾あるいはカルマンフィルタ⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾である。そこで、本論文では、橋梁—車両系の全状態フイードバック制御を実現するために必要な推定機構として、カルマンフィルタによる橋梁—車両系の状態推定の定式化とその有効性を検討したものである。本研究では、橋梁の振動制御の方法として、動吸振器に制御力を加えるハイブリッド型振動制御を考えた。

路面凹凸を白色雑音過程を入力とする路面系でモデル化すると、橋梁—車両—動吸振器—路面系は、白色雑音を入力とする確率微分方程式で記述できる。このような系に対してカルマンフィルタが適用できる。カルマンフィルタを構成するために、観測雑音が必要になる。道路橋振動の場合、実際には観測雑音は存在しないと考えられるが、仮想的に観測雑音を考慮してカルマンフィルタの定式化を行った。また、カルマンフィルタを計算するためには、初期条件が必要になるが、実際には、車両の初期条件を求めることはできない。そこで、初期条件が求められたと仮定した場合と、これを無視した場合の状態推定を行った。本論文では、

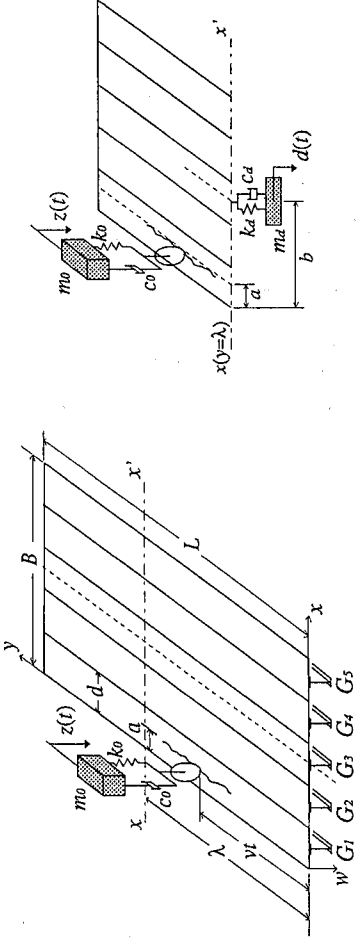
*	学生員	長崎大学大学院	工学研究科土木工学専攻	(〒852	長崎市文教町1番14号)
**	正員	工博 長崎大学助教授	社会開発工学科	(〒852	長崎市文教町1番14号)
***	学生員	長崎大学大学院	海洋生産科学研究科海洋生産開発専攻	(〒852	長崎市文教町1番14号)

橋梁に取り付けた検出器（加速度計）から、橋梁の1点の変位、速度を観測した場合、橋梁の3次振動までの状態変数、動吸振器の状態変数、車両の状態変数および路面凹凸をカルマンフィルタにより推定した。このカルマンフィルタによる推定の有効性をシミュレーションにより検討した。

2. 有限帯板法による橋梁のモデル化と橋梁—動吸振器—車両—路面系の方程式

(1) 橋梁のモデル化⁽⁴⁾

図-1に示すような、動吸振器を設置したプレートガーター橋上を、1自由度のバネ質点系でモデル化された単一車両が、一定速度 v で走行する場合を考える。橋梁の振動モデルは、より現実に近いものにするために、有限帯板法⁽¹²⁾⁽¹³⁾⁽¹⁴⁾によりモデル化した。



(a) 橋梁—車両系モデル

(b) 車両—動吸振器—車両系モデル

図-1 橋梁—動吸振器—車両系モデル

橋梁の変形を k 次振動モードで表した場合、節線の変位とたわみ角の全要素から構成される節線ベクトル $q_k(t)$ は、振動モード Ψ_k と基準座標 $p_k(t)$ を用いて、次式で表せる。

$$q_k(t) = \Psi_k p_k(t) \quad (1)$$

i 節線と $i+1$ 節線に関する $q_k(t)$ を $[q_k(t)]$ とすると、 i 節線と $i+1$ 節線内の帯板の動的変位 $w(x, y, t)$ は、次式のようになる。

$$w(x, y, t) = \sum_{k=1}^i S_k(x, y) [q_k(t)] \quad (2)$$

ここで、 $S_k(x, y)$ は、次式で定義される変位関数である。

$$S_k(x, y) = [\phi_1(x) \ \phi_2(x) \ \phi_3(x) \ \phi_4(x)]^T Y_k(y) \quad (3)$$

$\phi_1(x) \ \phi_2(x) \ \phi_3(x) \ \phi_4(x)$ は帯板の横方向の3次関数、 $Y_k(y)$ は境界条件を満足する縦方向の変位関数である。橋梁の運動方程式は、基準座標 $p_k(t)$ を合成したベクトル $p(t)$ を用いて(5)式のようになる。

$$p(t) = [p_1(t)^T \ \dots \ p_r(t)^T]^T \quad (4)$$

$$\ddot{p}(t) + H \dot{p}(t) + \Omega p(t) = L^{-1} \{ Z^T S(a, w)^T F_r(t) + Z^T S(b, \lambda)^T F_d(t) \} \quad (5)$$

ここで、 H 、 Ω 、 L はそれぞれ、 H_k 、 Ω_k 、 L_k を1次から r 次まで対角に配置したマトリックスである。 H_k 、 Ω_k 、 L_k ： k 次の換算減衰係数マトリックス、固有振動数マトリックス、換算質量マトリックスであり、 Z^T ：車両および動吸振器が作用する帯板の振動モードマトリックスである。 a は車両の走行位置、 b と λ は動吸振器の設置場所である。 $F_r(t)$ は帯板 $(j, j+1)$ に作用する車両の接地力、 $F_d(t)$ は動吸振器の制御力であり、

$$F_r(t) = -m_0 \ddot{z}(t), \quad F_d(t) = -m_d \ddot{d}(t) \quad (6)$$

となる。 m_0 は車両の質量、 m_d は動吸振器の質量である。

(2) 車両の方程式と動吸振器の方程式

橋梁から $x = a$ のレーン上を、一定速度 v で走行する車両の方程式は、次のように表される。

$$\ddot{z}(t) + 2h_0\omega_0\{\dot{z}(t) - \dot{w}(a, vt, t) - \dot{r}(t)\} + \omega_0^2\{z(t) - w(a, vt, t) - r(t)\} = 0 \quad (7)$$

橋梁の $(x, y) = (b, \lambda)$ 点に動吸振器を設置した場合、動吸振器の方程式は、次のようになる。

$$\ddot{d}(t) + 2h_d\omega_d\{\dot{d}(t) - \dot{w}(b, \lambda t, t)\} + \omega_d^2\{d(t) - w(b, \lambda t, t)\} = 0 \quad (8)$$

ここで、 h_0 、 h_d : 車両の減衰定数および動吸振器の減衰定数、 ω_0 、 ω_d : 車両の固有円振動数および動吸振器の固有円振動数である。

(3) 状態方程式による表現

橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態変数ベクトルを、次のように定義する。

$$\mathbf{x}(t) = [\mathbf{p}(t)^T \quad \dot{\mathbf{p}}(t)^T \quad \mathbf{d}(t) \quad \dot{\mathbf{d}}(t) \quad \mathbf{z}(t) \quad \dot{\mathbf{z}}(t)]^T \quad (9)$$

この状態変数 $\mathbf{x}(t)$ を用いると、橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態方程式は、路面凹凸を外力と考えて、次のように表せる。

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_1(t)\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_1(t)\mathbf{r}(t), \quad \mathbf{x}(t_0) = \mathbf{x}_0 \quad (10)$$

なお、路面凹凸の変数は、

$$\mathbf{r}(t) = [\mathbf{r}(t) \quad \dot{\mathbf{r}}(t)]^T \quad (11)$$

である。ここで、 $\mathbf{A}_1(t)$: システムマトリックス、 $\mathbf{B}_1(t)$: 外力係数マトリックスである。

3. 路面凹凸のモデル化と確率微分方程式による表現

(1) 路面凹凸のモデル化

橋梁、動吸振器、車両、路面凹凸の状態推定にカルマンフィルタを適用するために、路面凹凸を、図-2のようなパワースペクトル密度を有する正規確率過程でモデル化する。 $x = vt$ で変換した、時間に対する路面凹凸のパワースペクトル密度は、次式で与えられる。

$$S_r(\omega) = \frac{S_0}{\omega^2 + \beta^2} \quad (12)$$

ここで、 $S_0 = 2\pi v A$ 、 $\beta = 2\pi v a$ 、 $A = 0.001(\text{cm}^2/\text{m})$ 、 $a = 0.05$ である。このパワースペクトル密度を有する定常過程は、強度 σ^2 を有する白色雑音 $n(t)$ を入力とする路面系の定常応答として表現できる。

$$\dot{\mathbf{r}}(t) + \beta\mathbf{r}(t) = n(t) \quad (13)$$

ここで、白色雑音過程の特性は、平均値 0 で、自己相関関数は、

$$E[n(t_1)n(t_2)^T] = \sigma^2\delta(t_1 - t_2) \text{ であり、 } \sigma^2 = 2\pi S_0 \text{ である。}$$

(2) 確率微分方程式

路面凹凸 $\mathbf{r}(t)$ を組み込んだ状態変数ベクトルを、改めて次のように定義する。

$$\mathbf{X}(t) = [\mathbf{p}(t)^T \quad \dot{\mathbf{p}}(t)^T \quad \mathbf{d}(t) \quad \dot{\mathbf{d}}(t) \quad \mathbf{z}(t) \quad \dot{\mathbf{z}}(t) \quad \mathbf{r}(t)^T]^T \quad (14)$$

この状態変数ベクトルを用いると、橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態方程式は、次式の確率微分方程式で表現できる。

$$\dot{\mathbf{X}}(t) = \mathbf{A}(t)\mathbf{X}(t) + \mathbf{B}(t)n(t), \quad \mathbf{X}(t_0) = \mathbf{X}_0 \quad (15)$$

初期条件 $\mathbf{X}_0$ は、橋梁に進入する直前の車両と路面凹凸で構成されており、確率変数である。ここで、 $\mathbf{A}(t)$: システムマトリックス、 $\mathbf{B}(t)$: 外力係数マトリックスである。

橋梁の任意の点の変位と速度を求める観測方程式は、次のようになる。

$$\mathbf{Y}_1(t) = \mathbf{C}\mathbf{X}(t) \quad (16)$$

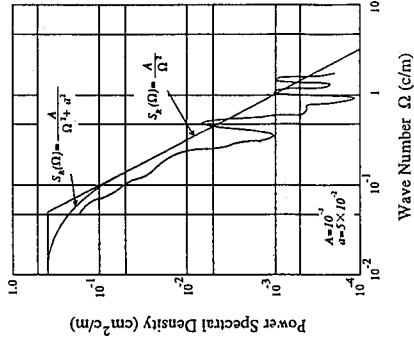


図-2 パワースペクトル密度

ここで、C：観測マトリックスである。

4. 最適レギュレータによる状態フィードバック制御

図-3のように橋梁の振動をハイブリッド制御する場合、橋梁に設置した動吸振器にアクティブな制御力 $u(t)$ を加える必要がある。(9)式の状態変数ベクトルを用いると、橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態方程式は、次のようになる。

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_1(t)\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_1(t)\mathbf{r}(t) + \mathbf{D}\mathbf{u}(t), \quad \mathbf{x}(t_0) = \mathbf{x}_0 \quad (17)$$

この系を制御するための最適な制御力 $u(t)$ は、次の二次形式評価関数を最小にするものとして選ばれる。

$$J = \int_0^\infty [\mathbf{x}(t)^T \mathbf{Q}\mathbf{x}(t) + \mathbf{u}(t)^T \mathbf{R}\mathbf{u}(t)] dt \quad (18)$$

ここに、 $\mathbf{Q}$ と $\mathbf{R}$ は、重み行列である。この評価関数を最小にする最適制御入力 $u(t)$ は、次のように得られる。

$$\mathbf{u}(t) = -\mathbf{K}(t)\mathbf{x}(t) \quad (19)$$

この最適フィードバックゲイン $\mathbf{K}(t)$ は、

$$\mathbf{K}(t) = \mathbf{R}^{-1}\mathbf{D}^T\mathbf{P}(t) \quad (20)$$

で与えられ、 $\mathbf{P}(t)$ は、次式のリカッチ型方程式より求められる。

$$\mathbf{A}_1(t)^T\mathbf{P}(t) + \mathbf{P}(t)\mathbf{A}_1(t) + \mathbf{Q} - \mathbf{P}(t)\mathbf{D}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{D}^T\mathbf{P}(t) = 0 \quad (21)$$

最適制御入力 $u(t)$ は、 $\mathbf{x}(t)$ の要素である各状態変数すなわち、橋梁、動吸振器および車両の状態量が、全て得られれば、求めることができる。しかし、特に、車両の状態変数は、直接測定することはできない。そこで、状態フィードバックによる制御を実現するために、車両の状態変数を含めた $\mathbf{x}(t)$ の全ての状態変数をカルマンフィルタにより推定する。

5. カルマンフィルタによる状態推定

カルマンフィルタによる状態推定の概要を、図-4に示した。(15)式のシステムに対して、カルマンフィルタによる推定機構⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾は、次のようになる。

$$\hat{\mathbf{x}}(t) = \{\mathbf{A}(t) - \mathbf{G}_k(t)\mathbf{C}\}\hat{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{G}_k(t)\mathbf{Y}(t) \quad (22)$$

ここで、 $\hat{\mathbf{x}}(t)$ は推定状態変数ベクトル、 $\mathbf{Y}(t)$ は観測量である。カルマンフィルタ機構を構成するためには、観測量に付加する雑音 $\mathbf{v}(t)$ を付加させて、観測量 $\mathbf{Y}(t)$ を次のようにおく。

$$\mathbf{Y}(t) = \mathbf{C}\mathbf{X}(t) + \mathbf{v}(t) \quad (23)$$

ここで、 $\mathbf{v}(t)$ は、観測雑音を想定した白色雑音ベクトルで、確率特性は、平均値0で、自己相関関数は、 $E[\mathbf{v}(t_1)\mathbf{v}(t_2)^T] = \Sigma_v\delta(t_1 - t_2)$ であり、 Σ_v は観測雑音の強度である。

最適ゲインマトリックス $\mathbf{G}_k(t)$ は、リカッチ方程式の解 $\mathbf{S}(t)$ を用いて、次式のように求められる。

$$\mathbf{G}_k(t) = \mathbf{S}(t)\mathbf{C}^T\Sigma_v^{-1} \quad (24)$$

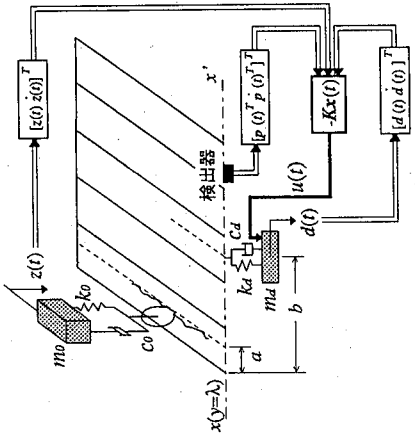


図-3 最適レギュレータによる状態フィードバック

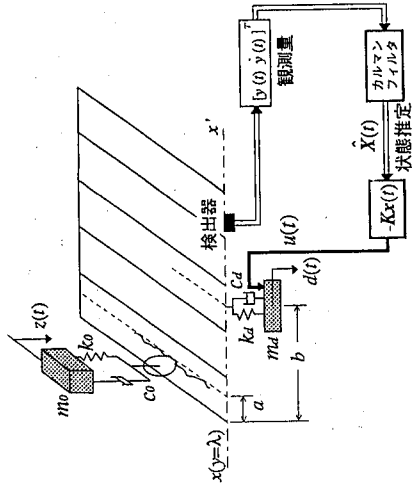


図-4 カルマンフィルタによる状態推定

$$S(t) = A(t)S(t) + S(t)A(t)^T - S(t)C^T \Sigma_v^{-1} C S(t) + B(t)\sigma^2 B(t)^T$$

$$S(t_0) = S_0 \quad (25)$$

6. 数値計算と考察

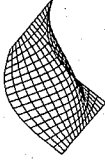
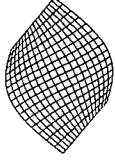
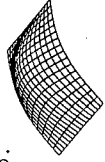
(1) 橋梁、動吸振器、車両の諸元と計算のための仮定

解析の対象とした橋梁は、阪神高速道路高架橋の鋼単純活荷重合成桁であり、その諸元⁽¹³⁾を表-1に示す。この橋梁を直方異方性板でモデル化する。断面定数は表-2のようになる。解析より得た橋梁の固有振動数を表-3に、振動モードを図-5に示す。応答解析では、3次振動までを考慮した。また、橋梁の減衰定数はすべて0.02とした。動吸振器と車両は、それぞれ1自由度のバネ質点系でモデル化した。橋梁に設置する動吸振器は1個とした、表-4は、動吸振器と橋梁の質量比を1/50とした場合の、動吸振器の最適パラメータである。走行車両は、単一車両とし、その諸元および振動特性を表-5に示す。

実際の問題において、橋梁の任意の点の変位と速度から、橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態変数を、カルマンフィルタを用いて推定する場合、初期条件の影響を考慮しておく必要がある。本論文では、車両が橋梁の60(m)手前から進入し、車両の橋梁直前の値を初期条件とした。車両の初期条件を考慮した場合と、車両の初期条件を0とした場合について、それぞれカルマンフィルタによる状態推定を行ない、数値シミュレーションと比較する。

表-3 橋梁の振動特性

減衰定数	0.02		
固有振動数(Hz)	1次	2次	3次
	3.64	5.01	7.62



1次振動(3.64 Hz)

2次振動(5.01 Hz)

3次振動(7.62 Hz)

図-5 橋梁の振動モード

表-4 動吸振器(TMD)の最適パラメータ

質量比	1/50
固有振動数(Hz)	3.5
減衰定数	0.12

応答計算では、車両は速度 $v=10(m/sec)$ で橋梁の幅員中央を走行する場合を考える。着目点は車両走行上の支間中点とし、観測雑音に含まれる雑音の割合は、最大応答に対して、標準偏差で5%であるものとした。

(2) 車両の初期条件を考慮した計算

1) 橋梁の各次振動および橋梁系の状態推定

車両が橋梁に進入するまで、橋梁は振動しないものとした。そのため、橋梁の各次振動および橋梁系の初期条件は0である。図-6に、橋梁の各次振動の状態推定、図-7に、橋梁の観測点の応答の推定値を示した。図において、点線がシミュレーションによる応答であり、実線がカルマンフィルタによる推定値である。計算結果は、以下同じ表現をするものとする。図-6によれば、各次振動ともシミュレーションによる応答値とカルマンフィルタによる推定値の波形はほとんど一致しており、カルマンフィルタによる良好な推定が実現している。図-7においても、橋梁の変位応答と速度応答のそれぞれの推定値は、シミュレーションの応答波形とは

表-1 橋梁の諸元

形式	鋼単純活荷重合成桁
橋格長	一等橋
橋間長	27.0m
支間長	26.4m
幅員	17.6m
橋脚	15.4m
車線数	4車線
設計荷重	TL-20

表-2 直交異方性板の断面定数

	G_I, G_S	$G_2 \sim G_4$
D_x (kg·m)	$14.8 \cdot 10^6$	$14.8 \cdot 10^6$
D_y (kg·m)	$886.9 \cdot 10^6$	$205.1 \cdot 10^6$
D_{xy} (kg·m)	$3.0 \cdot 10^6$	$1.2 \cdot 10^6$
D_I (kg·m)	0	0
d_k (m)	1.925	3.850

ば一致しており、良好な状態量推定を行っていることが分かる。

2) 動吸振器の状態推定

車両が橋梁に進入するまで、橋梁に設置した動吸振器も振動しないため、動吸振器の初期条件は0である。図-8は、動吸振器の状態推定を示したものである。動吸振器の変位と速度のそれぞれ推定値は、シミュレーションの波形とほぼ一致しており、カルマンフィルタによる状態推定が実現できている。

3) 車両の状態推定

図-9は、車両の状態推定を示したものである。初期条件を考慮したので、車両の応答は車両が橋梁に載った時点($t=0$)ですでに振動している。車両の変位を見ると、シミュレーションと推定のレベルに差が見られる。しかし、車両の振動数は、 $3.0(\text{Hz})$ に近い変動となっており、推定値はシミュレーションに追随している。車両の速度応答では、変位応答に比べると比較的良好な状態量の推定が実現しているが、厳密な推定とはならない。

4) 路面凹凸の状態推定

ここでは、車両の初期条件を考慮したので、路面凹凸の初期条件も考慮した。図-10は、路面凹凸の状態推定を示したものである。推定値の波形は、シミュレーション波形に比べて振幅レベルが大きく違っている。本論文で定式化したカルマンフィルタでは、路面凹凸まで推定することはできないことが確認できた。

(3) 車両の初期条件を無視した計算

1) 橋梁の各次振動および橋梁系の状態推定

車両が橋梁に進入するまで、橋梁は振動しないため、橋梁の各次振動および橋梁系の初期条件は0である。図-11に、橋梁の各次振動の状態推定、図-12に、着目点の橋梁の変位と速度を示した。点線は(2)と同じシミュレーションであり、橋梁の推定においては、車両の初期条件の影響は少なく、各次振動についても、カルマンフィルタにより、良好な推定が実現できている。その結

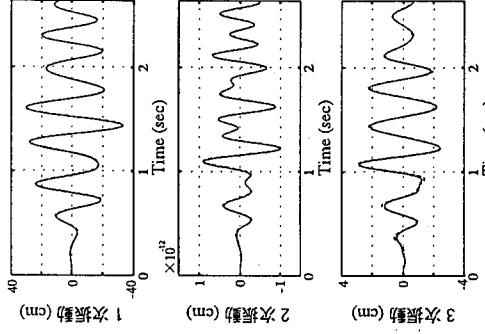


図-6 カルマンフィルタによる
橋梁の各次振動の状態推定

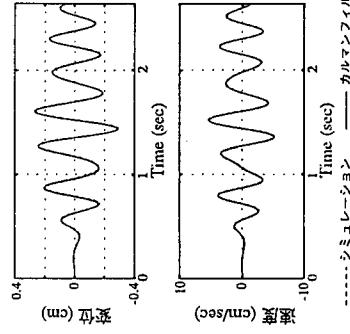


図-7 カルマンフィルタによる
橋梁の状態推定

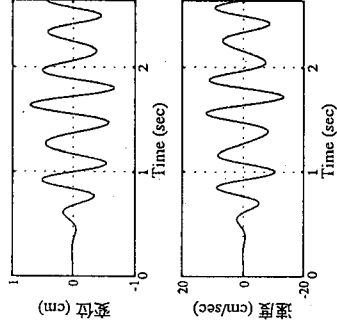


図-8 カルマンフィルタによる
動吸振器の状態推定

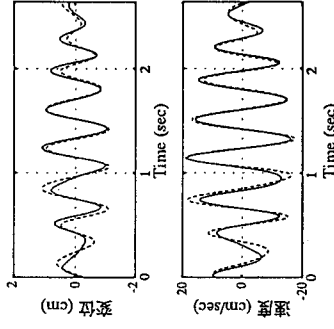


図-9 カルマンフィルタによる
車両の状態推定

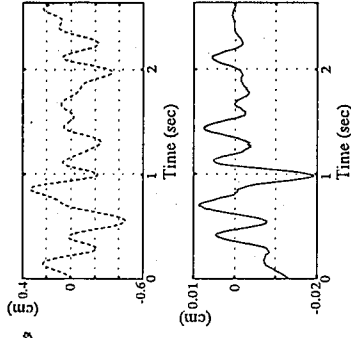


図-10 カルマンフィルタによる
路面凹凸の状態推定

果、着目点における応答についても、良好な推定ができている。

2) 動吸振器の状態推定

車両が橋梁に進入するまで、動吸振器は振動しないため、動吸振器の初期条件は0である。

図-13は、動吸振器の状態推定を示したものである。車両の初期条件を考慮した場合の、動吸振器系の状態推定と同様に、シミュレーション波形とカルマンフィルタによる推定値の波形は、ほぼ一致しており、良い推定結果が得られた。

3) 車両の状態推定

図-14は、車両の状態推定を示したものである。カルマンフィルタの推定では、初期条件は0としているので、変位と速度は、初動においては、良い推定となっていない。それ以後については、変位応答も速度応答も初期条件を考慮したシミュレーションと良く一致している。車両の変位応答では、状態変数はほぼ推定できている。速度応答でも、正確な推定値とは言えないが、変位応答に比べると比較的良好な推定ができている。

4) 路面凹凸の状態推定

図-15は、路面凹凸の状態推定

を示したものである。車両の初期条件を考慮した場合に、路面凹凸の推定はできていない。この方法で、路面凹凸まで推定するのは困難であると思われる。

7. まとめ

本論文では、プレートガダー橋の振動において、動吸振器に制御力を加えるハイブリッド型振動制御を考えた。走行車両による道路橋の振動制御をアクティブ制御で行う場合に必要となる状態量の推定を、カルマンフィルタを用いて行い、その有効性を検討した。得られた結果を要約すると次のようになる。

(1) 路面凹凸を、白色雑音過程を入力するフィルタの出力でモデル化し、橋梁—動吸振器—車両—路面系の方程式を確率微分方程式で表現し、系の状態推定を行うためのカルマンフィルタの定式化を行った。

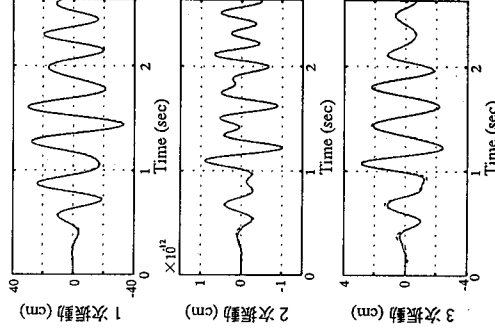


図-11 カルマンフィルタによる
橋梁の各次振動の状態推定

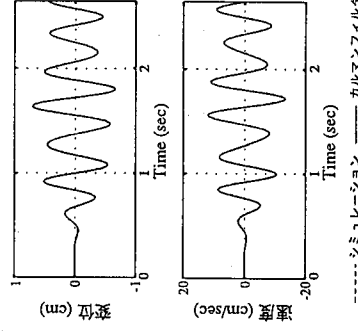


図-13 カルマンフィルタによる
動吸振器の状態推定

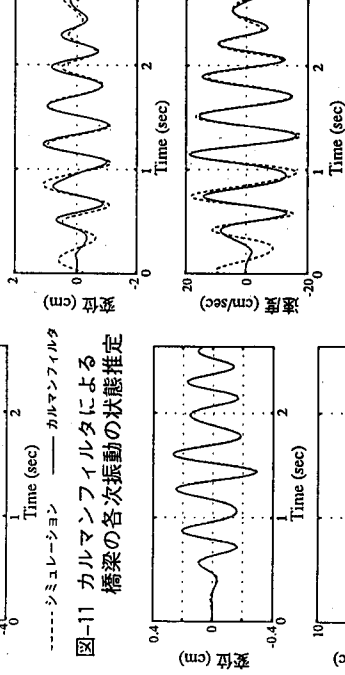


図-14 カルマンフィルタによる
車両の状態推定

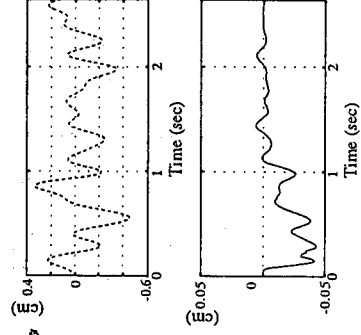


図-15 カルマンフィルタによる
路面凹凸の状態推定

(2) 橋梁—動吸振器—車両—路面系の状態推定にカルマンフィルタを適用した場合、橋梁の各次振動、橋梁系の状態変数および動吸振器の状態変数は、車両の初期条件を考慮した場合でも、車両の初期条件を0とした場合でも良好な推定結果が得られた。

(3) 車両の状態推定では、変位応答は、初期条件を考慮した場合でも、初期条件を0とした場合でも、近似的な推定はされている。速度応答は、橋梁や動吸振器の場合ほど正確な推定はできていないが、比較的良好な推定結果が得られた。また、この定式化による方法では、路面凹凸の推定までは困難である。

交通振動による道路橋の振動制御を、状態フィードバックにより実現するためには、車両の状態変数のような観測できない変数を推定する必要がある。このような推定機構にカルマンフィルタが有効であることが確認できた。さらに、状態量を全て検出しなくとも、少ない観測点から、状態推定を行うことが可能であることも明らかになった。

参考文献

- 1) 矢作樞・吉田和彦：高架橋における交通振動のアクティブコントロール、土木学会論文報告集、第356号-3, pp.435-444, 1985.4.
- 2) M.Abdel-Roman and H.H.E.Leipholtz : Active Control of Flexible Structures,ASCE,J. of the Structural Division, Vol.104,No.8,T8,pp1251-1266,1978.7.
- 3) 藤野陽三・ビノドK.ハルティア・笠原寛：高架橋の交通振動に対するアクティブ制御，構造工学論文集，Vol.41A, pp.677-681, 1995.3.
- 4) 川谷充郎，山田靖則，他：桁橋の交通振動に対するハイブリッド制御の模型実験，構造工学論文集，Vol.41A, pp.683-690,1995.3.
- 5) D.G.Schuitz and J.L.Melsa (久村富持訳)：状態変数と線形制御系，学敵社，1971.5.
- 6) 小郷，美多：システム制御理論入門，実教出版，1989.1.
- 7) 白石昌武：入門現代制御理論，啓学出版，1987.11.
- 8) 岩井善太，井上昭，川路茂保：オブザーバー，コロナ社，1988.10.
- 9) 榎木義一，添田喬，中溝高好：確率システム制御の基礎，日新出版，1975.5.
- 10) 有本卓：カルマン・フィルタ，産業図書，1977.1.
- 11) 砂原善文：確率システム理論通信学会，1979.3.
- 12) 草間晴幸・谷山健：有限帯板法，日刊工業新聞社，1994.4.
- 13) Y.K.Cheung : finite strip method in structural analysis, PERGAMON PRESS, 1976.
- 14) 岡林隆敏・竹下渡：単一車両が走行するプレートガダー橋の動吸振器の最適設計，構造工学論文集 Vol.39A, pp.671-680, 1993.3.
- 15) 阪神高速道路公団 (財)道路環境研究所：道路交通振動対策に関する研究業務 報告書，1990.3.

走行車両による道路橋の動的影響は、車両の走行によって橋梁が振動し、その振動に車両が影響されながら移動荷重として橋梁を振動させるように、車両-路面-橋梁の非定常性の強い互いに連成する振動現象である。今回の設計自動車荷重が1.25倍に改訂されているが、橋梁の動的応答問題の観点から考えると、20tf車と25tf車とでは明らかに振動特性が異なる¹⁰⁾。従って、車両の振動特性が橋梁の動的応答に大きく影響を及ぼすため、新設計荷重に基づく道路橋の動的影響と衝撃係数に関する再検討も重要な課題となってきた。

そこで、本研究では、新設計活荷重による道路橋の衝撃係数を再評価する目的から、新・旧の設計自動車荷重の単独走行、あるいは設計活荷重と等価な車両荷重列の走行による単純道路橋の動的応答解析を行い、橋梁の動的影響と衝撃係数について比較・検討を行っている。また、得られた結果に対して、準確率論的な適用法に一つの試算を含めて若干の考察を加えている。さらに、荷重係数である衝撃係数が実際の主桁断面の決定に及ぼす影響の度合いを把握するため、プレートガーダー橋を対象として衝撃係数の有無による主桁の断面を設計し、断面設計に及ぼす衝撃係数の影響度に対する検討も加えている。

2. 動的応答解析

(1) 車両-橋梁振動系の運動方程式

旧設計活荷重に基づく道路橋の衝撃係数に関しては、著者の本田らは以前に検討結果を提示^{4), 5), 7), 11)}したことがある。本研究は既往の研究をも含めて新・旧設計活荷重の相違による衝撃係数を比較・検討することが主旨であることから、解析的には車両モデルを2自由度系に設定するなど、既往の研究と同様な方法を用いることにした。したがって、本文中の記号等の詳細な説明は、上記の参考文献^{4), 5), 7), 11)}を参照されたい。

図-1は、タイヤ部と懸架部の2自由度系にモデル化された大型車両が、不整な路面凹凸を有する単純桁橋上を走行している場合を示している。いま、端支点からの距離 x における橋梁のたわみ $y(x, t)$ は、モーダル解析から一般座標 $q_n(t)$ 、基準関数 $X_n(x)$ を用いて式(1)のように表されるものと定義する。また、橋梁の曲げモーメント $M(t, x)$ は、曲げ剛性を EI とすると、式(2)のよう

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \cdot X_n(x) \quad (1) \quad M(t, x) = -EI \sum_{n=1}^{\infty} (n\pi/L)^2 q_n(t) \cdot \sin(n\pi x/L) \quad (2)$$

車両-橋梁系の運動方程式は、エネルギー法からLagrangeの運動方程式を用いて次式が得られる。

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \sum_{i=1}^N \varepsilon_i [(2gR_i/R_i') \gamma_i \{\mu_i' (z_i' - y_i) + \nu_i' (\dot{z}_i' - \dot{y}_i)\} + \nu_i' (\dot{z}_i' - \dot{y}_i) + (R_i' + 1)] \cdot \phi_n(Vt_i) \quad (3)$$

$$\ddot{z}_i + g \{ \mu_i (z_i - z_i') + (\nu_i (\dot{z}_i - \dot{z}_i')) \} = 0 \quad (4)$$

$$\ddot{z}_i' + R_i' g \{ \mu_i (z_i' - z_i) + \nu_i (\dot{z}_i' - \dot{z}_i) \} + g \{ \mu_i' (z_i - y_i) + \nu_i' (\dot{z}_i' - \dot{y}_i) \} = 0 \quad (5)$$

ここに、 $\phi_n(x) = \sum_{i=1}^N a_i \sin(n\pi x/L)$ で正規化された固有振動モードを表している。

本研究では、式(5)~(7)の連立微分方程式をNewmark's β 法を用いて時間間隔0.01秒で逐次積分し、橋梁のたわみと曲げモーメント応答を式(1)、(2)から求めた。計算の着目点は、支間中央点 $x = L/2$ とした。

(2) 橋梁の諸元

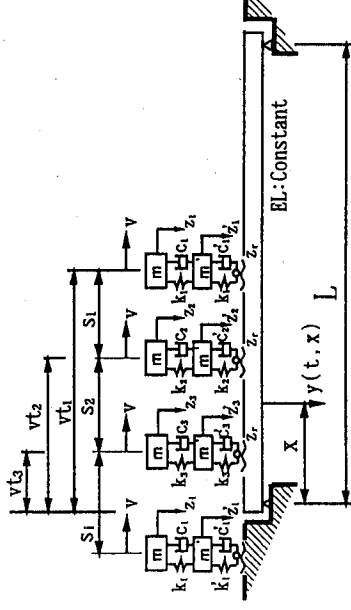


図-1 車両-橋梁振動系モデル
表-1 橋梁の諸元¹²⁾

支間	全重量	曲げ剛性	固有振動数
20(m)	96.8(tf)	124200(tf/m ²)	6.23(Hz)
30	155.2	248400	3.79
40	213.6	488200	2.94
50	272.0	844000	2.45
60	330.4	1315600	2.11
70	388.8	1603000	1.70
80	467.2	2606200	1.66
90	505.6	3425200	1.50

新設計活荷重に基づく道路橋の動的影響評価と衝撃係数

IMPACT FACTOR BASED ON DYNAMIC CHARACTERISTICS OF HIGHWAY
BRIDGES UNDER NEW DESIGN LIVE LOAD

本田秀行* 山崎憲人**

By Hideyuki HONDA and Norihito YAMAZAKI

The vehicle load in design specification of highway bridges has been changed from 20 tf to 25 tf. To obtain rational impact factor of the bridges, the dynamic effect of the bridges under such new design vehicle load must be investigated, because the dynamic response of the bridges due to moving vehicle is affected significantly dynamic characteristics of vehicle. The dynamic response of single span bridges under moving vehicle, therefore, was analyzed in this study, and then the equivalent vehicle loads to old and new design live load were applied in this analysis. The dynamic factor based on deflection and bending moment response of the bridges under old and new design live loads were investigated. Finally, the impact factor on a design factor was suggested by three functions with the parameter of span length.

1. まえがき

道路橋の合理的な強度設計を行うためには、その橋梁の動力学的な考察から、活荷重に対する橋梁の動的影響を検討することも重要な課題である。一つの設計係数の問題として、走行車両による道路橋の衝撃係数の評価もその課題の一つである。

現行規定の衝撃係数に対しては、わが国では道路橋の動的応答問題に関して当初から多くの研究者によって研究¹⁾が行われてきた。たとえば、単純桁橋に関する山田・小堀²⁾、単純曲線桁橋に関する中井・事口³⁾、多径間連続桁橋に関する本田・小堀・山田⁴⁾、⁵⁾や川谷・嶋田⁶⁾、および単純桁と連続桁を統合した桁橋に関する本田・小堀・山田⁷⁾などが合理的な設計衝撃係数についての提案を行っている。また、長大橋梁としての斜張橋に関する衝撃係数の検討⁸⁾や衝撃係数の確率論的評価⁹⁾も多々行われるようになってきた。

平成5年11月、輸送の効率化や国際貨物輸送の状況などに対応するため、道路構造令の許容走行車両重量が変更されたのに伴い、道路橋の設計活荷重の規定が改定された。基本的には、設計自動車荷重が20tfから25tfに引き上げられ、従来の線荷重を10mの等分布荷重とし、また曲げモーメントとせん断力の計算にあたっての荷重強度を変えている。道路橋の設計示方書は過去に幾度かの改訂が行われ設計活荷重などは変わってきたにもかかわらず、昭和14年制定の設計示方書案に採用された衝撃係数の規定はそのまま踏襲され、今回の改訂においても踏襲されている。

* 工博 金沢工業大学教授 工学部土木工学科 (〒921 石川県石川郡野々市町爾ヶ丘7-1)
** 建設省北陸地方建設局・松本砂防工事事務所 (〒990 松本市元町1-8-28)

表-1は、解析に用いた橋梁の諸元¹²⁾である。橋梁の固有円振動数 ω_n は4次振動まで、減衰定数 $h_n=0.02$ を代表値として用いた。

(3) 路面凹凸

解析に用いた路面凹凸は、著者の本田ら¹³⁾による橋面凹凸の実態調査で得られた平均的な路面凹凸パワースペクトル密度 $S_r(\Omega)$ として、Cut-off wavenumber $\Omega_c=0.05(c/m)$ において、 $S_r(\Omega)=0.0107\Omega^{-1.94}$ 、 $\Omega_c<\Omega\leq 0.05(c/m)$ 、 $\Omega_c\leq 0.05(c/m)$ の路面周波数域では、 $S_r(\Omega)=3.58(cm^2/c/m)$ の平坦なスペクトルとした。そして、モンテカルロ・シミュレーション法から10個の路面凹凸サンプル波形を求めた。なお、そのサンプル波形をさらに最大エントロピー法によってスペクトル解析を行い、解析に用いた路面凹凸パワースペクトル密度と各路面凹凸サンプル波形との路面周波数の特性を検証している。

(4) 新・旧設計活荷重と等価車両荷重列モデル

衝撃係数は設計活荷重による最大応力に対応する動的影響として表されている。したがって、橋梁の荷重係数を検討する上で、荷重は設計活荷重と関連して定められるべきであり、設計活荷重と等価な車両荷重列について解析する方が実際的である¹¹⁾。

設計活荷重を車両荷重列に置換する検討は、古くから報告¹⁴⁾されている。図-2は、旧L-20荷重の載荷時に支間長Lの単純桁中央点に生じる最大曲げモーメントと、このL-20と同様な載荷方法として、20tfの自動車荷重を一つの集中荷重とし、等分布荷重qとして、車長7mの自動車荷重Pが車頭間隔aで配置されている時の中央点に生じる曲げモーメントとが等価になるP、q、aの関係を求めたものである。概して、支間長が100m以上において、設計等分布荷重 $q=350kgf/cm^2$ は15tf車両が $a=7m$ の車頭間隔をもって橋梁上に満載状態で並んでいることに相当する。

図-3、と4は、上述の方法を基に、設計自動車荷重の占有長さ(7m)を考慮して、2自由度系車両とした新・旧設計活荷重と等価な車両荷重列モデルを示している。そして、L-20およびB活荷

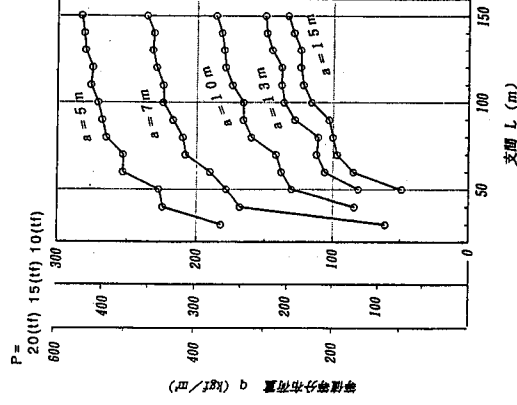


図-2 等分布荷重qと車頭間隔a

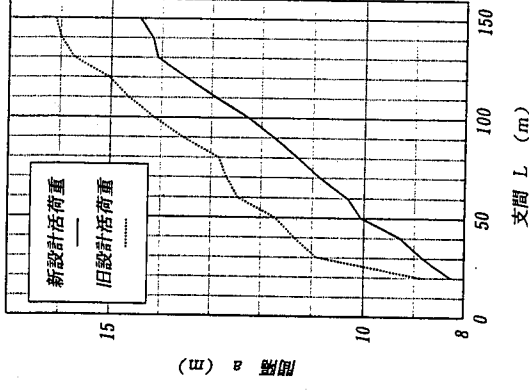


図-5 設計活荷重と等価車両間隔

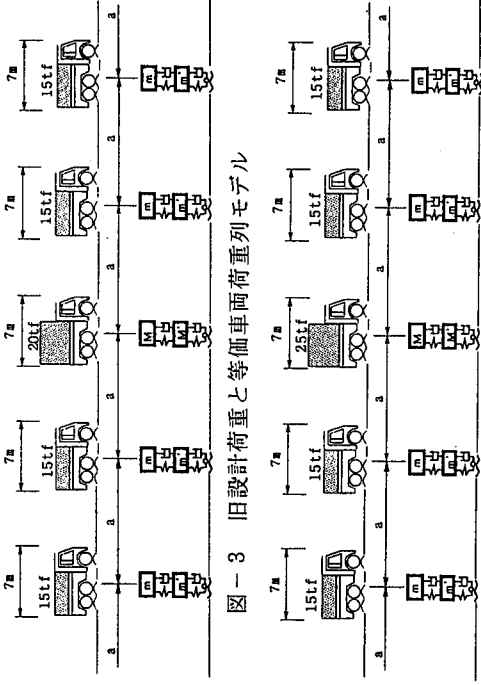


図-3 旧設計活荷重と等価車両荷重列モデル

図-4 新設計活荷重と等価車両荷重列モデル

重によって算出された最大曲げモーメント値と等価になるような車両台数と車両間隔を求めた。車両間隔 a に対する計算結果を示したのが図-5である。また、2自由度系とした車両モデルの諸元を表-2、3に示す。これらの諸元は、実測によって算出した3次元車両モデルの諸元¹⁰⁾を基に作成している。

(5) 動的係数(衝撃係数)の定義

走行車両による橋梁の動的効果としての動的増幅率の定義は様々考えられる¹²⁾。本研究では、わが国で一般的な定義法として、次式から動的係数 i_y 、 i_m を算出した。

$$i_y = (y_{d, \max} - y_{s, \max}) / y_{s, \max} \quad (6) \quad i_m = (M_{d, \max} - M_{s, \max}) / M_{s, \max} \quad (7)$$

ここに、 i_y と i_m はたわみと曲げモーメント応答に基づく動的係数、 $y_{d, \max}$ と $M_{d, \max}$ は動的最大のたわみと曲げモーメント値、 $y_{s, \max}$ と $M_{s, \max}$ は静的最大のたわみと曲げモーメント値をそれぞれ示している。

3. 動的応答と動的係数(衝撃係数)

(1) 新・旧設計活荷重による動的係数と運減閾値

図-6は、新・旧設計活荷重と等価車両荷重列の走行による橋梁のたわみ応答に着目した動的係数 i_y と支間長 L の関係を示している。図中の記号○と■は10個の路面凹凸サンプル波形で算出された動的係数の平均値を、またハッチング部はそれらの標準偏差の上限範囲を示している。また、図中には、衝撃係数の現行規定も示している。

動的係数の平均値から見ると、一般的に新・旧設計活荷重に基づく両値とも支間長の増大につれて減少しており、従来、多くの研究者によって指摘された傾向と同様である。しかし、支間長が65m付近を境にそれ以下の中小支間長では新・旧設計活荷重に基づく値の差異が顕著に現れており、新設計活荷重に基づく動的係数が極端に小さくなっている。これは、新設計活荷重が20tfから25tf自動車荷重に、また線荷重が10mの等分布荷重になるなど旧設計活荷重に比べて荷重強度が大きくなったことにより、橋梁の静的たわみが大きくなるが、たわみの振動成分の変化率は静的たわみのそれよりも大きくない影響によるものと考えられる。支間長が65m以上においては、新・旧設計活荷重に基づく動的係数は同値もしくは若干ながら逆転している傾向が見られる。一方、ハッチングされた動的係数の標準偏差 σ からみると、短支間長においてその範囲が大きく、支間長の増大によって標準偏差の範囲が減少する従来に得た知見¹⁾と同様な傾向を示している。また、新・旧設

表-2 20tf車両の諸元

走行速度 (V)	10 m/s (40 km/h 相当)
基準車両総重量	25 t(ばね上部22t, ばね下部3t)
ばね上部固有振動数	2.61 Hz
ばね下部固有振動数	10.54 Hz
ばね定数 上部	6042 kgf/cm
下部	13422 kgf/cm
減衰定数 上部	63 kgf/s/cm
下部	23 kgf/s/cm

表-3 25 t f 車の諸元

走行速度 (V)	10 m/s (40 km/h 相当)
基準車両総重量	20 tf (ばね上部17t, ばね下部3t)
ばね上部固有振動数	2.90 Hz
ばね下部固有振動数	10.54 Hz
ばね定数 上部	5766 kgf/cm
下部	13422 kgf/cm
減衰定数 上部	48 kgf/s/cm
下部	18 kgf/s/cm

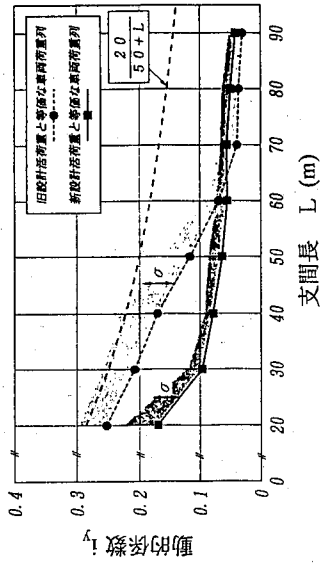


図-6 たわみ応答に着目した動的係数 i_y

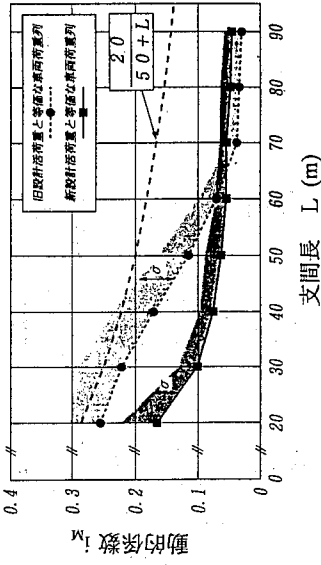


図-7 曲げモーメント応答に着目した動的係数 i_m

計活荷重の相違による標準偏差の範囲は、新活荷重の方が旧のそれよりかなり小さく、動的係数の変動が少ないことが認められる。

図-7は、新・旧設計活荷重と等価荷重列の走行による橋梁の曲げモーメント応答に着目した動的係数 i_m と支間長 L の関係を示している。図中の記号は、図-6と同様である。 i_m の平均値および標準偏差を見ると、図-6で指摘した同様な傾向が認められる。一方、新設計活荷重に基づく図-6の i_y と図-7の i_m を比較すると、両動的係数ともほとんど同様な値となっている。

以上で求められた動的係数は、支間長の増大とともに減少する傾向を示している。そこで、新設計活荷重に基づく動的係数の平均値に対する通減関数を検討した。その結果として、図-8は、曲げモーメントに着目した動的係数 i_m の通減関数 $i_m = 0.33(10/L)$ を示している。 i_m の最大値は、現行規定のように、0.4を踏襲している。なお、図-7で上述したように、 i_y と i_m はほとんど同様な値となり、たわみ応答に着目した平均値に対する通減関数としては、 $i_y = 0.33(10/L)$ となり、 i_m と同式で表された。

(2) 動的係数の適用法

図-9は、20tf車あるいは25tf車の単独走行時における動的係数 i_y の平均値、および上述した平均値に対する動的係数 i_y の通減関数とその平均値に標準偏差を加えた $(1+\sigma)$ の通減関数、さらに平均値に標準偏差の2倍を加えた $(1+2\sigma)$ の通減関数を示している。いま、単独走行時の動的係数を見ると、20tf車の場合は支間長が50m付近で顕著なピーク値が現れ、25tf車の場合は支間長が60m付近でピーク値が現れるとともに、20tf車の場合のよう顕著なピーク値とはならない。これは、25tf車の方が20tf車より固有振動数が小さいために橋梁との共振現象が20tf車の場合より長い支間長の橋梁に出現することを示している。また、顕著なピーク値は見られないことは、25tf車の荷重強度が大いいための影響と考えられる。

一般的に、車面の単独走行による橋梁の動的係数は、進行車面走行の場合よりも実験および解析的にも大きくなる傾向を示す。一つの荷重係数として動的係数や衝撃係数を検討する場合、動的現象の様々な問題を含めた形として、橋梁の動的影響に対して車面の単独走行時における値を過大評価に基準とする考え方も一つにはある。しかしながら、設計係数に対しては、あくまでも設計荷重もしくはクリティカルな荷重状態における検討が必要とする考え方も肯定され、後者の方が設計問題としては合理的でかつ実際的と思われる。そこで、図-9では、平均値に対する動的係数 i_y の通減関数、平均値に標準偏差を加えた通減関数、平均値に標準偏差の2倍を加えた通減関数を図示している。

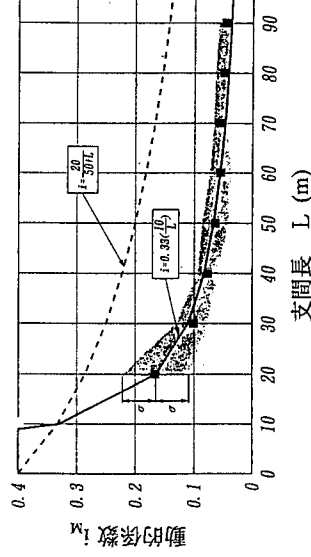


図-8 動的係数 i_m と支間長 L

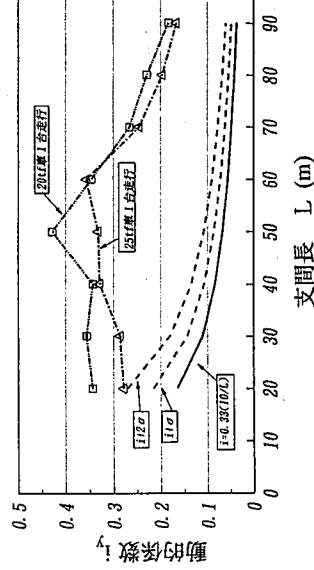


図-9 単独走行時および動的係数 i_y の通減関数

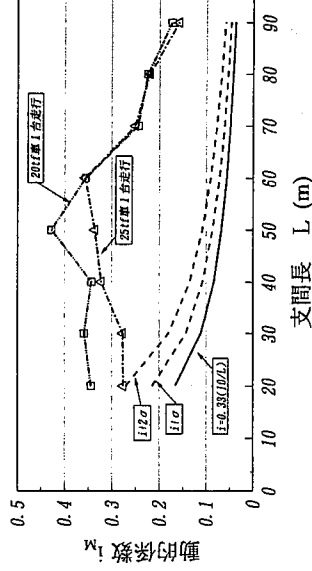


図-10 単独走行時および動的係数 i_m の通減関数

図-10は、図-9と同様な記述形式として、曲げモーメントに着目した動的係数 i_M を図示したものである。動的係数 i_M は、単独走行の場合に支間長が70m以上において図-9に示した i_v と若干の差異が見られるが、図-9の i_v について指摘した同様なことが認められる。

以上のような動的係数に対する検討から、たわみと曲げモーメント応答に着目した i_v 、 i_M を総合した形式における新設計活荷重に基づく設計係数としての衝撃係数 i は、以下のように表される。

$$i = 0.33 (10/L) \leq 0.4, \quad i \quad (8)$$

$$i = 0.43 (10/L) \leq 0.4, \quad i + \sigma \quad (9)$$

$$i = 0.54 (10/L) \leq 0.4, \quad i + 2\sigma \quad (10)$$

ここに、 L は支間長 (m)、 i は衝撃係数の平均値、 σ はその標準偏差である。衝撃係数の変動に対する上限を標準偏差の何倍に設計するかの問題は、厳密に論究することは困難であるが、工学的には95%の変動を含むとす^{6), 9)}る2 σ の設定が一般的に認容されているようである。

4. 準確率論的検討

橋梁の設計法として、限界状態設計法や信頼性設計法が実際に移行されつつある中で、それら新設計法での衝撃係数の取り扱いについては、走行荷重による橋梁の動的影響評価だけから衝撃係数を規定できないと考える方や実際の適用法が非常に困難であることなどから、以外に検討が少ない。その中で一つの考え方であるが、カナダのBilling¹⁵⁾が提案している衝撃係数 i の基準式を次式に示す。この式は、2次モーメント法に基づいて部分安全係数を評価するものであり、強度と荷重を共に正規確率変数として両者の差の性能関数と考えて荷重に関する部分安全係数を求める最も基本的な評価法である。

$$i = i(1 + v s \beta) / \gamma \quad (11) \quad i = (i + n s \beta) (1 + v s \beta) / \gamma \quad (12)$$

ここに、 i は衝撃係数の平均値、 v は衝撃係数の変動係数、 s は動的荷重の作用に対する変数、 β は安全性指標、 γ は活荷重係数である。そして、Billingはオンタリオ州での調査や解析結果から、 $s = 0.57$ 、 $\beta = 3.5$ (道路橋)、 $\gamma = 1.4$ を提示している。式(11)は、 s 、 β 、 γ 表-4 衝撃係数の試算

α	s	β	衝撃係数 i	備 考
1.4	0.57	3.5	$i = 0.39 (10/L)$	平均値
			$i = 0.50 (10/L)$	平均値 + 標準偏差
			$i = 0.63 (10/L)$	平均値 + 2 x 標準偏差
1.5	0.57	3.5	$i = 0.36 (10/L)$	平均値
			$i = 0.47 (10/L)$	平均値 + 標準偏差
			$i = 0.60 (10/L)$	平均値 + 2 x 標準偏差
1.6	0.57	3.5	$i = 0.34 (10/L)$	平均値
			$i = 0.44 (10/L)$	平均値 + 標準偏差
			$i = 0.55 (10/L)$	平均値 + 2 x 標準偏差

の表現形式や各係数値の整合などに問題を含んでいる¹⁶⁾が、衝撃係数の新たな検討式としては有用であると思われる。

走行車両による道路橋の動的応答は、路面性状、車両特性、車両数、走行速度などの影響を大きく受ける。そのため、衝撃係数の変動係数はそれら個々の変動を考慮する必要がある。しかし、車両荷重を設計活荷重と等価な車両荷重列で解析を評価した場合、車両に関する変動係数より支間長と路面性状

に関する変動係数が支配的要因となる。そこで、衝撃係数の変動係数 v として、支間長と路面を考えた場合、式(11)の v は $v = \sqrt{v_L^2 + v_R^2}$ となる。ここに、 v_L と v_R は支間長と路面に対する変動係数である。路面として「極良」、「良好」、「普通」、「悪い」の状態に対する衝撃係数の変動係数は、本田ら¹⁷⁾によって $v_R = 0.32$ の概算値が与えられている。ところが、式(11)を基に衝撃係数 i を試算した場合、変動係数が支間長と路面性状の平均的な値となり、式(8)~(10)に示す値より小さくなる傾向があ

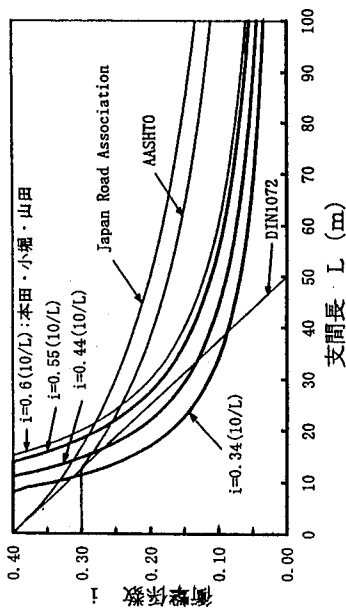


図-11 提示の衝撃係数と各国の規定

る。そこで、支間長の変動係数を分離した形式として、式(12)に定義した衝撃係数を算出した結果が表-4である。図-11は、 $\gamma = 1.6$ とした場合の衝撃係数、および比較のために既往の研究で提案されている値⁷⁾と各国の規定を示している。

表-5 主な設計条件

形式：プレートガーダー橋 橋の等級：1等橋 TL-20 (旧設計活荷重) B荷重 (新設計活荷重) 支間長：35.2 m 主桁本数：5本 車道幅員：14 m 橋の幅員：15.8 m 鋼材：SM490
RC床版厚：22 cm、777 ⁷ mt舗装：8 cm、 主桁間隔：3.25 m、鋼重：0.2 tf/m ² (仮定)、 高欄：0.04 tf/m、型枠：0.08 tf/m (仮定)

5. 断面決定に及ぼす衝撃係数の影響度

衝撃係数が橋梁部材の断面決定に及ぼす影響度を把握するため、表-5に示す設計条件の基でプレートガーダー橋を対象に、衝撃係数の有無による主桁の断面を一事例として設計した。

表-6は、現行規定の $i = 20 / (50 + L)$ の衝撃係数を考慮しない場合と考慮した場合について、新・旧設計活荷重を基に中央中央断面の設計断面と衝撃係数の影響度(%)を示している。旧設計活

表-6 主桁断面決定に及ぼす衝撃係数の影響度

設計活荷重 衝撃係数	TL-20 (旧設計)		B荷重 (新設計)	
	無	有 ($i=0.235$)	無	有 ($i=0.235$)
上フランジ	650*30→195	690*31→213.9	690*32→220.8	720*34→244.8
ウェブ	10*2000→200	10*2000→200	10*2000→200	10*2000→200
下フランジ	770*25→192.5	820*26→213.2	820*27→221.4	880*28→246.4
合計断面	a) 587.6	b) 627.1	A) 642.2	B) 691.2
/A 587.6	0%	+ 6.7%	+ 9.3%	+ 17.6%
/B 627.1		0%	+ 2.4%	+ 10.2%
/A 642.2			0%	+ 7.6%
/B 691.2				0%
/C 663.2				- 4.1%
				0%

荷重では断面決定に及ぼす衝撃係数の影響度が6.7%に対して、新設計活荷重の場合は7.6%と若干大きい影響を示している。

設計衝撃係数は、支間長の通減関数として支間長が増大しても一つの連続関数として減少する関数表現となっている。そこで、一つの試算として、 $i = 0.1$ の設計衝撃計数値を基準に、その値が新設計活荷重での断面決定に及ぼす影響度を検討した。その結果を表-7中の右側部に示しているように、3.3%の低い影響度である。いま、本研究で求めた衝撃係数の平均値に標準偏差の2倍を加えた $i = 0.55 (10/L)$ を基に考えると、この値が $i = 0.1$ となる支間長は $L = 55$ m である。走行車面による長支間橋梁の動的影響は小さい傾向を示すことは多くの研究者によって指摘されていることであり、上述の試算で得た $L = 55$ m を考慮するならば、支間長が50 m 以上の場合は衝撃係数を考慮しないとするドイツ (DIN 1072) 規定も一つの考え方として理解され得る。

6. あとがき

本研究は、道路橋設計方書の設計活荷重が変更されたことにより、道路橋の動的影響としての動的係数および設計係数としての衝撃係数を再検討したものである。

走行荷重としての新・旧設計自動車荷重の単独走行、あるいは新・旧設計活荷重と等価な車両荷重列の走行による橋梁のたわみと曲げモーメント応答に着目した動的係数に対する新・旧設計活荷重に相違に関する比較・検討を行い、新設計活荷重に対する衝撃係数の通減関数を提示した。この通減関数は、衝撃係数の平均値の関数、平均値に標準偏差を加えた関数、平均値に標準偏差の2倍を加えた関数の形式で示されている。また、得られた結果に対して標準率論的な適用法に一つの試算を含めて考察を加えた。さらに、新・旧設計

活荷重での衝撃係数が実際の主桁断面の決定に及ぼす影響度を把握すると共に、支間長が50m以上の橋梁に対する衝撃係数の取り扱いに考察を加えた。

本研究は、橋梁の動的応答の解析面では従来と同様な方法を用いているが、路面、車面、橋梁の動的影響評価など従来の研究で得られた多くの知見から新設計活荷重に対する衝撃係数を考察している。今後、衝撃係数を再検討する際の参考資料になれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 橋梁振動研究会：橋梁振動に関するコロキウム講演概要・資料集、1987年7月。
- 2) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答－衝撃係数－に関する考察、土木学会論文集、No. 148, pp. 40～51, 1967年12月。
- 3) Hiroshi NAKAI and Hisao KOTOGUCHI : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No. 244, pp. 117-128, December, 1975.
- 4) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察、土木学会論文報告集、No. 331, pp. 65～73, 1983年3月。
- 5) Hideyuki HONDA, Tameo KOBORI and Yoshikazu YAMADA : Dynamic factor of highway steel girder bridges, IABSE Proceedings, P-98/86, pp. 57-75, May, 1986.
- 6) 川谷充郎・嶋田玲志：桁橋の自動車走行による不規則振動と衝撃係数、土木学会論文集、No. 398/1-10, pp. 303-309, 1988年10月。
- 7) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価、土木学会論文集、No. 350/1-2, pp. 359～362, 1988年10月。
- 8) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究、土木学会論文報告集、No. 275, pp. 13～28, 1978年7月。
- 9) 岡林隆敏・山口実浩：連行車面による道路橋の二乗平均応答解析、土木学会論文報告集、No. 334, pp. 1～11, 1983年6月。
- 10) 本田秀行・田中孝義：総重量20トンと25トンダンブトラック車の動的特性調査と3次元モデル化、土木学会第49回年次学術講演会講演概要集、I-577, 1994年9月。
- 11) 本田秀行・小堀為雄：走行自動車による3径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数、土木学会論文報告集、No. 313, pp. 13～22, 1981年9月。
- 12) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、p. 407, 1993年10月。
- 13) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査、土木学会論文報告集、No. 315, pp. 149～155, 1981年11月。
- 14) 川崎偉志夫：道路橋の荷重について、土木学会誌、pp. 79～90, 1955年8月。
- 15) B. BAKHT and S. G. PINJARKER: Review of dynamic testing of highway bridges, The Research and Development Branch, Ministry of Transportation of Ontario (OTM), TRB-880532, SPR-89-01, January, 1989.
- 16) 本田秀行：道路橋の衝撃係数の動向と一考察、土木学会構造工学委員会・橋梁交通振動研究小委員会資料、No. 2-2, 1992年4月。
- 17) 本田秀行・小堀為雄：路面性状が走行荷重による道路橋の動的応答に与える影響、土木学会論文集、No. 374/1-6, pp. 615～618, 1986年10月。

動吸振器の最適設計に関する考察

OPTIMAL DESIGN OF TUNED MASS DAMPERS FOR HIGHWAY BRIDGE VIBRATION UNDER A MOVING VEHICLE

岡林隆敏* 加賀敏明**

By Takatoshi OKABAYASHI and Toshiaki KAGA

The tuned mass damper was employed to reduce the bridge vibration under traffic loads. However, the dynamic characteristics of the bridge under moving vehicles varies with time. So, validity of the tuned mass damper for the bridge has not sufficiently investigated.

In this paper, we study the optimal design method of the tuned mass damper for the bridge under a moving vehicle. Two methods are proposed, those are the H_2 norm method and the $H_{\max}$ method. The efficient of these dampers designed by the methods are confirmed by numerical simulations.

1. はじめに

交通荷重による道路橋振動の低減対策として、動吸振器⁽¹⁾⁽²⁾が採用された。弾性ばりの振動対策に動吸振器が効果的であることが知られているが、しかし、交通荷重が作用する道路橋振動では、特異な振動性状のために、動吸振器の効果が確定していない。通常、弾性ばりの振動に対する動吸振器の効果は、定常振動に関して評価されており、動吸振器の最適設計は定常振動に対して行われる。これに対して、交通荷重による道路橋振動は、①過渡的振動であること、②橋梁の振動特性が変化すること、③橋梁と車両の連成振動であること、などの理由により、動吸振器の最適設計に従来の計算法が単純に適用できない。

そこで、本研究では、交通荷重による道路橋に設置する動吸振器のための最適設計法を検討した。弾性ばりの振動抑制のために、動吸振器の古典的最適設計法⁽¹⁾が確立されている。この設計法は構造物と動吸振器を2自由度系と考え、構造物に作用する外力から、構造物の応答に関する周波数伝達関数のゲインを最小にするように、動吸振器の振動数と減衰定数を解析的に決定するものである。この設計法では、対象となる構造物が1自由度に限定される。しかし、動吸振器の最適設計を非線形最適化問題に定式化し、設計のため目標関数を限定すれば、動吸振器の最適設計⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾の範囲を拡大することができる。

本研究では、単一車両が走行する橋梁を対象にして、周波数伝達関数の最大値と応答の分散 (H_2 ノルム) を目的関数にする動吸振器の最適設計の手法を示した。これらの動吸振器の有効性を、車両走行による橋梁振動のシミュレーションより検討した。

* 正会員 工博 長崎大学助教授 社会開発工学科

(〒852 長崎市文教町1番14号)

** 学生員

長崎大学大学院 海洋生産科学研究科海洋生産開発学専攻 (〒852 長崎市文教町1番14号)

2. 橋梁-車両-動吸振器系の方程式

図-1のような動吸振器を設置した橋梁上を、単一車両が走行する場合を考える。本研究では、単純桁橋を対象としているので、橋梁の高次振動を無視して、橋梁の1次振動のみを考えるものとする。動吸振器を $x = a$ 点に設置した場合、 x 点における橋梁の変位応答 $y(x, t)$ について考える。図-1に橋梁-車両-動吸振器系を示した。車両の変位を $z(t)$ 、動吸振器の変位を $d(t)$ とすると、橋梁-車両-動吸振器の方程式は、次のように記述することができる。

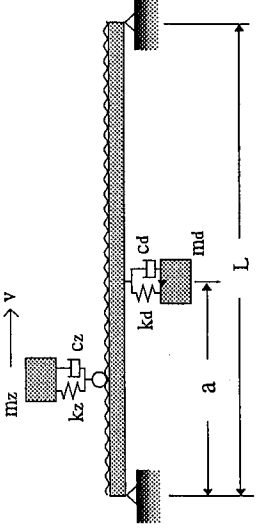


図-1 橋梁-車両-動吸振器系

$$\begin{aligned} y(x, t) &= \sum_{k=1}^{\infty} \phi_k(x) q_k(t) & (1) \\ \ddot{q}_k(t) + 2h_k \omega_k \dot{q}_k(t) + \omega_k^2 q_k(t) &= -\mu_k \ddot{z}(t) - \mu_{kd} \ddot{d}(t) \quad (k=1, \dots, n) & (2) \\ \ddot{z}(t) + 2h_0 \omega_0 (\dot{z}(t) - \dot{y}(vt, t) - \dot{r}(t)) + \omega_0^2 (z(t) - y(vt, t) - r(t)) &= 0 & (3) \\ \ddot{d}(t) + 2h_d \omega_d (\dot{d}(t) - \dot{y}(a, t)) + \omega_d^2 (d(t) - y(a, t)) &= 0 & (4) \end{aligned}$$

ここに、 $q_k(t)$ と $\phi_k(x)$ ：橋梁の1次振動の規準座標と振動モード、 $y(vt, t)$ 、 $y(a, t)$ ：速度 v で移動する車両直下 $x = vt$ 、および $x = a$ 点における橋梁の変位応答、 $\omega, \omega_0, \omega_d$ ：橋梁、車両および動吸振器の固有円振動数、 h_1, h_0, h_d ：橋梁、車両および動吸振器の減衰定数。橋梁の1次振動の有効質量を $m_1 = L\rho/2$ とする。ここに、 L ：橋長、 ρ ：単位長さ当たりの質量である。 $\mu_k = m_k/m_k$ と $\mu_{kd} = m_d/m_k$ である。 $r(t)$ は走行する車両から観測した路面凹凸である。

3. 確率微分方程式と不規則応答解析

(1) 確率微分方程式

路面凹凸は、通常、図-2のようなパワースペクトル密度を有することが知られている。このような路面凹凸は、次のような白色雑音を入力する路面系の定常出力としてモデル化することができる。

$$\dot{r}(t) = -\beta r(t) + n(t) \quad (5)$$

ここに、 $\beta = 2m\alpha$ であり、ここでは、 $\alpha = 0.05$ としている。白色雑音は平均値0、自己相関関数は、

$$E[n(t_1)n(t_2)] = \sigma_n^2 \delta(t_1 - t_2) \quad (6)$$

で与えられる。ここに、白色雑音の強度は $\sigma_n^2 = 2mS_0$ であり、 S_0 は白色雑音のパワースペクトル密度 $S_0 = 2mVA$ である。図-2の路面凹凸の場合、 $A = 1.0 \times 10^{-3} (cm^2/m)$ である。

橋梁-車両-動吸振器-路面系の状態変数を

$$\mathbf{X}(t) = [q_1(t) \quad \dot{q}_1(t) \quad z(t) \quad \dot{z}(t) \quad d(t) \quad \dot{d}(t) \quad r(t)]^T \quad (7)$$

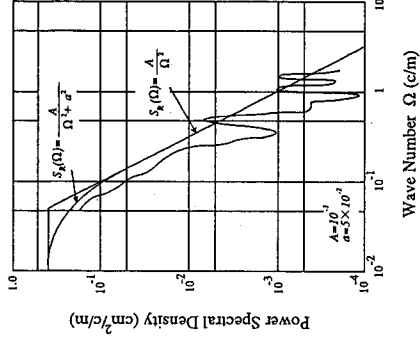


図-2 路面凹凸のパワースペクトル密度

で表すと、(1)(2)(3)(4)(5)式は、次のような状態方程式で記述できる。

$$\dot{\mathbf{X}}(t) = \mathbf{A}(t)\mathbf{X}(t) + \mathbf{B}(t)n(t), \quad \mathbf{X}(t_0) = \mathbf{X}_0 \quad (8)$$

$$y(x, t) = \mathbf{C}\mathbf{X}(t) \quad (9)$$

ここに、 $\mathbf{A}(t)$ の要素は、次のようになる。

$$\mathbf{A}(t) = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{27} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{47} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{67} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\beta \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$a_{21} = -\omega_1^2 - \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1^2(vt) - \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1(vt) \phi_1(a) \quad a_{22} = -2h_0 \omega_1 \quad a_{23} = \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1^2(vt) - 2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt) \phi_1(a)$$

$$a_{25} = \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1(vt) \quad a_{27} = 2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt) \quad a_{41} = \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1^2(a) \quad a_{42} = 2h_0 \omega_0 \phi_1(vt) \quad a_{43} = \omega_0^2 \mu_{12} \phi_1(vt) \quad a_{44} = 2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt) \quad a_{45} = 2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt) \quad a_{47} = 2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt)$$

$$a_{61} = \mu_{12} \phi_1(vt) (2h_0 \omega_0 \beta - \omega_0^2)$$

$$a_{41} = \omega_0^2 \phi_1(vt) \quad a_{42} = 2h_0 \omega_0 \phi_1(vt) \quad a_{43} = -\omega_0^2 \quad a_{44} = -2h_0 \omega_0 \quad a_{45} = 0 \quad a_{46} = 0 \quad a_{47} = -(2h_0 \omega_0 \beta - \omega_0^2)$$

$$a_{61} = \omega_0^2 \phi_1(a) \quad a_{62} = 2h_0 \omega_0 \phi_1(a) \quad a_{63} = 0 \quad a_{64} = 0 \quad a_{65} = -\omega_0^2 \quad a_{66} = -2h_0 \omega_0 \quad a_{67} = 0$$

$\mathbf{B}(t)$ の要素は、次のようになる。

$$\mathbf{B}(t) = \begin{bmatrix} 0 & -2h_0 \omega_0 \mu_{12} \phi_1(vt) & 0 & 2h_0 \omega_0 & 0 & 0 \end{bmatrix}^T \quad (11)$$

$x = \lambda$ 点のみの変位に着目する場合、観測行列 $\mathbf{C}$ は、

$$\mathbf{C} = [\phi_1(\lambda) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad (12)$$

になる。

(2) 周波数応答関数

橋梁—車両—動吸振器系に作用する外力は、路面凹凸 $r(t)$ とその時間微分 $\dot{r}(t)$ である。そこで、路面凹凸を

(5)式でモデル化した、確率微分方程式について、周波数応答関数を考える。橋梁—車両—動吸振器—路面系は時変係数系となるので、厳密な処理を行うためには、時間変化を考慮したフーリエ変換を行う必要がある。しかし、ここでは、車両が橋梁の特定の点 $x = \lambda$ に固定されたとして、定常な接地力を橋梁に作用させるものと仮定して、橋梁の定常不規則応答を解析の対象とする。式の両辺をフーリエ変換する。ここで、 x 点の変位応答 $y(x, t)$ と白色雑音 $n(t)$ の周波数応答関数を $Y(i\omega)$ 、 $N(i\omega)$ とすると、橋梁—車両—動吸振器—路面系の周波数伝達関数は、

$$Y(i\omega) = \mathbf{C}(i\omega \mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B} N(i\omega) \quad (13)$$

となる。従って、 $N(i\omega)$ から $Y(i\omega)$ に至る周波数伝達関数は、

$$H(i\omega) = \mathbf{C}(i\omega \mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B} \quad (14)$$

となる。

(3) 不規則応答解析

$x = \lambda$ 点における橋梁の応答の分散は、

$$\sigma_y^2 = \mathbf{E}[y(\lambda, t)^2] \quad (15)$$

$$= \mathbf{C} \mathbf{E}[\mathbf{R}(t)] \mathbf{C}^T \quad (16)$$

で定義する。ここに、 $\mathbf{X}(t)$ の共分散行列 $\mathbf{R}(t)$ は、

$$\mathbf{R}(t) = \mathbf{E}[\mathbf{X}(t) \mathbf{X}^T(t)] \quad (17)$$

である。そこで、橋梁の応答の分散を求めるためには、確率微分方程式 (8) 式の共分散行列 $\mathbf{R}(t)$ を求めればよいことになる。確率微分方程式に対応する共分散方程式は、

$$\dot{\mathbf{R}}(t) = \mathbf{A}(t) \mathbf{R}(t) + \mathbf{R}(t) \mathbf{A}^T(t) + \mathbf{B}(t) \mathbf{B}^T(t) \sigma_n^2, \quad \mathbf{R}(t_0) = \mathbf{R}_0 \quad (18)$$

で表すことができる。さらに、周波数応答と同じく、車両を特定の間に固定して、橋梁の定常応答を考えると、式の共分散方程式は、次のような連立方程式になる。

$$\mathbf{A}(t_1)\mathbf{R}(t_1) + \mathbf{R}(t_1)\mathbf{A}(t_1)^T + \mathbf{B}(t_1)\mathbf{B}(t_1)^T \sigma_n^2 = 0 \quad (19)$$

ここにも、 t_1 は車両が固定点まで走行した場合の時間 $t_1 = \lambda/v$ である。

4. 動吸振器の最適設計

動吸振器の設計は、これまで古典的な設計法により得られた最適パラメータを用いて行われる場合が多かった。しかし、古典的設計法は、基本的に、構造系と動吸振器系から構成される2自由度系に白色雑音が作用した場合の、伝達関数を最小にするように動吸振器の最適パラメータを解析的に決定したものである。しかし、構造物が多自由度系であったり、外力が特定のパワースペクトル密度を有する場合などでは、厳密な最適値を得ることができない。

動吸振器の最適設計問題を、非線形最適化問題に定式化することができれば、古典的動吸振器の最適設計の制約が大きく緩和される。さらに、最適設計の評価関数(目的関数)を選ぶことにより、様々な特性を有する動吸振器の設計が可能になる。ここでは、古典的設計法、伝達関数の最大値($H_{\max}$)および応答の2乗ノルム(H_2 ノルム)すなわち応答の分散を評価関数にした場合の、動吸振器の最適設計について考える。

(1) 古典的設計法

構造物が1自由度系でモデル化される場合、動吸振器の最適設計は、解析的に実行できる。次のような弾性ばねに動吸振器を設置した場合を考える。外力 $f(t)$ が $x=b$ 点に作用し、弾性ばねは1自由度系と仮定する。動吸振器の設置位置を $x=a$ とする。橋梁と動吸振器の方程式は次のようになる。

$$\ddot{q}_1(t) + 2h_1\omega_1\dot{q}_1(t) + \omega_1^2 q_1(t) = -\mu_a \ddot{d}(t) - f(t)\phi(b)/m_1 \quad (20)$$

$$\ddot{d}(t) + 2h_d\omega_d(\dot{d}(t) - \dot{q}_1(t)\phi_1(a)) + \omega_d^2(d(t) - q_1(t)\phi_1(a)) = 0 \quad (21)$$

単純ばねの振動モードを $\phi_1(x) = \sin(\pi x/L)$ として、 $a=L/2$ とすると、通常の古典的な動吸振器の最適設計の問題となる。動吸振器の最適設計は、外力 $f(t)$ に対する応答 $q_1(t)$ の周波数伝達関数の最大値を最小にするように行われる。この場合、解析的な手法では、構造系の減衰定数 h_1 を無視している。次のような動吸振器の最適値⁽³⁾が求められる。

$$\omega_d = \frac{1}{1 + \mu_d} \quad (22)$$

$$h_d = \sqrt{\frac{\mu_d}{2(1 + \mu_d)}} \quad (23)$$

(2) 伝達関数の最大値を最小にする設計($H_{\max}$ 法)

古典的設計法では、伝達関数を最小にする設計法であるが、すでに説明したように対象となる系が構造系と動吸振器系の2自由度系に限定されている。そこで、系の伝達関数を求め、その伝達関数の最大値($H_{\max}$)を最小にするような最適動吸振器を設計する。図-1のような系を考える。動吸振器は1個設置しているので、求める最適値は動吸振器の固有振動数 ω_d と減衰定数 h_d でなる。なお、構造物と動吸振器の質点 m_1 および m_d の比、 $\mu = m_1/m_d$ は与えるものとする。最適設計は、次の計算を非線形最適化手法を

$$H_{\max}(i\omega, \omega_d, h_d) \rightarrow \min \quad (24)$$

を用いて実行する。最適計算は、MATLAB Optimization TOOLBOXを用いて実行した。

(3) 応答の2乗ノルム H_2 を最小にする設計法(H_2 ノルム法)

応答の分散 σ_y^2 は、応答のパワースペクトル密度との関係から、

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [H(i\omega)]^2 S_0 d\omega \quad (25)$$

になる。 H_2 ノルムを最小にする設計法は、

$$\sigma_y^2(\omega_d, h_d) \rightarrow \min \quad (26)$$

になるような、動吸振器の固有振動数 ω_d と減衰定数 h_d を決めるものである。 H_2 ノルムは、応答のパワースペクトル密度の面積を最小にするような、動吸振器を設計することになる。 σ_y^2 を評価関数として、定常な共分散方程式と非線形最適化手法により、最適な動吸振器を設計する。計算には、同じく、MATLAB Optimization TOOLBOXを用いる。

5. 弾性ばりに設置した動吸振器の最適設計

図-3のように、 $x=a$ 点に動吸振器を設置し、 $x=b$ 点に白色雑音が作用する場合の、動吸振器の最適設計について考える。橋梁の諸元は表-1のようなものを用いた。動吸振器の質量比は、 $\mu_d = 1/50$ について検討する。図-4に、制御なし、古典的設計法、 H_2 ノルム法により求めた動吸振器を設置した場合の、橋梁の固有振動数応答を示した。図から、それぞれ古典的設計法、 H_2 ノルム法および $H_{\max}$ 法より求めた動吸振器を用いた応答は、ほぼ同じ結果になっている。この最適動吸振器を設計した場合の $r.m.s.$ 変位応答を表-2に示した。表-2には、それぞれの設計法による動吸振器の最適振動数と減衰定数も示した。 $r.m.s.$ 応答から見ると、 $r.m.s.$ 応答を最小にする H_2 ノルム法が最も小さくなっているが、しかし、全ての設計法において近い値を得ている。特に、古典的設計法が有効であるのは、古典的手法を誘導した2自由度系を対象にしているためである。

6. 車両が走行する橋梁に設置する動吸振器

ここでは、図-1のような系において、車両を $x=\lambda$ 点に固定して、接地力を作用させる定常状態に対して、動吸振器の最適設計を行った。車両の動特性は、表-3のようなものである。この系においては、橋梁の振動を1次振動のみとした場合、対象となる系は3自由度系となる。従って、古典理論の動吸振器の最適設計法が対象とした系とは異なる。路面凹凸はモデル化した、(8)(9)式を解析のモデルとする。動吸振器を、古典的手法、 H_2 ノルム法および $H_{\max}$ 法で最適設計し、(8)(9)式における $n(t)$ を入力として、 $y(x,t)$ の出力とする周波数伝達関数を求めた。

変位応答のゲインを図-5に示した。橋梁に対して、車両が動吸振器として作用しているの、ピークが

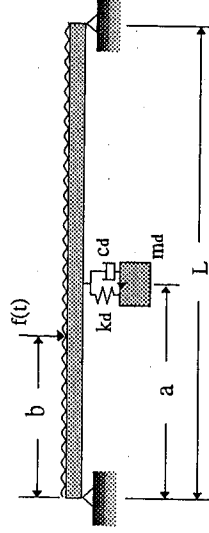


図-3 橋梁-動吸振器系

表-1 橋梁の諸元

支間長 (m)	40.0
総重量 ($\text{kg} \cdot \text{m/s}^2$)	10.68×10^4
曲げ剛性 ($\text{kg} \cdot \text{m}^2$)	24.41×10^8
減衰定数	0.02
固有振動数 (Hz)	2.94

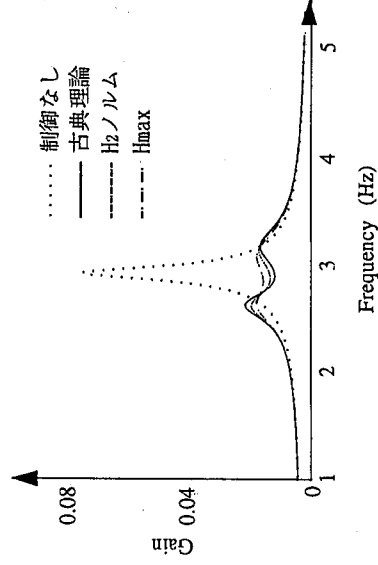


図-4 各種動吸振器の効果

表-2 $r.m.s.$ 応答と動吸振器の最適値

制御法	振動数比	減衰比	$r.m.s.$ 応答
制御なし	—	—	0.2111
古典理論	2.8810	0.0857	0.1572
H_2 ノルム	2.8483	0.0985	0.1568
$H_{\max}$	2.8091	0.1204	0.1574

2つある応答になる。古典的手法を単純に適用すると、すなわち、表-2で求めたものを適用すると、動吸振器の効果はほとんど表れていない。これに対して、車両の特性を考慮して設計した H_2 ノルム法と $H_{\max}$ 法では良い結果が得られている。

表-3 車両の特性

重量 (t)	20
振動数 (Hz)	3.0
減衰定数	0.03

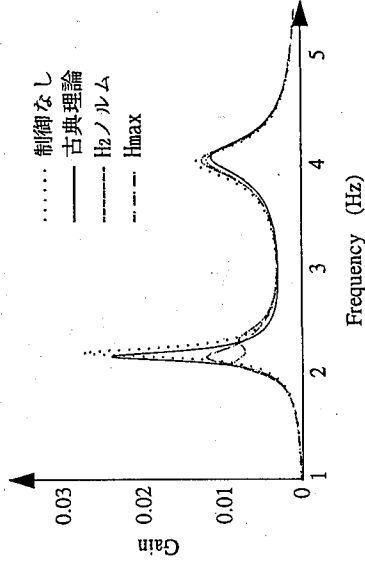


図-5 各種動吸振器の効果

表-4 r.m.s. 応答と動吸振器の最適値

制御法	振動数比	減衰比	r.m.s. 応答
制御なし	—	—	0.1200
古典理論	2.8810	0.0857	0.1140
H_2 ノルム	2.1978	0.0759	0.1077
$H_{\max}$	2.2780	0.1359	0.1081

表-4には、制御がない場合とそれぞれの動吸振器を用いた場合のr.m.s.変位応答を示した。また、最適動吸振器の値も示した。r.m.s. 応答を最小にする

H_2 ノルム法が最も小さくなるが、 $H_{\max}$ 法でも、応答のr.m.s.値は大きな差を生じていない。これらの結果から、走行車両による橋梁振動においては、古典理論による最適動吸振器を適用する場合、車両の特性を考えな

ければ、最適な動吸振器が得られないことがわかる。

これらの最適動吸振器を設置した応答計算を行った。単一車両が走行する、橋梁中心の変位応答を図-6に示した。この結果からも、古典理論による動吸振器の効果は少ない。これに対して、 H_2 ノルム法および $H_{\max}$ 法により設計した動吸振器は有効的に作用している。しかし、走行車両による道路橋振動においては、図-5に示したように、動吸振器による制御可能な余裕が少ない。従って、質量比1/50程度の動吸振器を用いた場合、応答にはその効果が大きく表れないことがわかる。

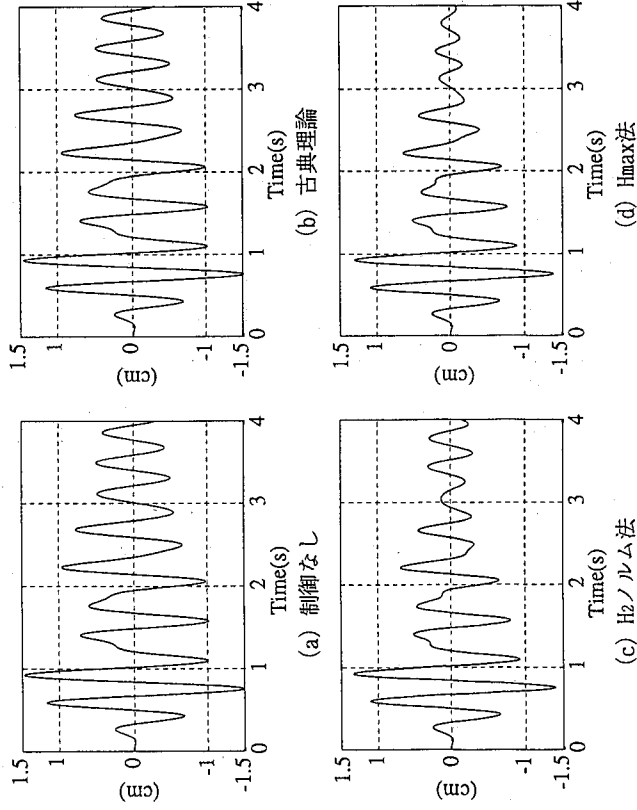


図-6 時刻歴応答による各種動吸振器の効果

7. まとめ

本論文では、走行車両による道路橋振動制御のための動吸振器の最適設計の手法とその効果について検討した。得られた結果を要約すると、次のようになる。

- (1) 橋梁—動吸振器—車両系に対して、路面凹凸を確率過程でモデル化し、応答の分散および周波数伝達関数の最大値を評価関数とする動吸振器の最適設計法を示した。
- (2) 車両が走行する道路橋振動では、車両の特性は考えない古典制御による動吸振器は、最適な動吸振器にならないことが確認できた。
- (3) 車両が走行する道路橋振動では、車両の動特性を考慮した分散を評価関数とする H_2 ノルム法および周波数応答関数の最大値を評価関数とする $H_{\max}$ 法が有効であることが確認できた。

参考文献

- (1) 梶川康男, 沖野真, 他: 動吸振器による高架橋の振動軽減対策, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.583-595, 1989.3.
- (2) 讃岐康博, 梶川康男, 他: 動吸振器の制御に関する現地実験, 土木学会振動制御コロキウム論文集, PARTB, pp.89-96, 1991.7.
- (3) 松平清: 基礎振動学, 現代工学社, 1973.10.
- (4) G.W.Warburton: Optimum Absorber Parameters for Various Combination of Response and Excitation Parameters, Earthquake eng. struct.dyn. Vol.10, pp.581-401, 1981.
- (5) 岡林隆都敏, 竹下渡, 岩見章博: 交通荷重による補剛アーチ橋の振動制御のための動吸振器の最適設計, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.850-813, 1992.3.
- (6) 岡林隆都敏, 竹下渡: 単一車両が走行するプレートガーダー橋の動吸振器の最適設計, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.671-680, 1993.3.

歩道橋における人間の振動感覚とその数量化について

NUMERICAL INVESTIGATION OF HUMAN VIBRATION SENSIBILITY ON PEDESTRIAN BRIDGES

小幡 卓司* 林川 俊郎** 佐藤 浩*** 伊藤 公彦****

by Takashi OBATA, Toshiro HAYASHIKAWA, Koichi SATO and Kimihiko ITOH

The general method of analyzing of vibration serviceability on pedestrian bridges is accomplished by comparing the dynamic response of structures to the vibration serviceability limit state. Traditional ways of the relationship between the human vibration sensibilities and serviceability limit states are ambiguous.

The purposes of this study are to investigate the human vibration sensibilities at the using of pedestrian bridges and to discuss serviceability limit states. This relationship is presented in remarkably simple, and the human vibration sensibilities obtained in this study can be applied easy to design pedestrian bridges.

1. まえがき

歩道橋の設計において考慮すべき重要な項目として、その使用に際しての合目的性の検討が挙げられる。近年では、人道橋、遊歩道橋等のように単に道路を横断するだけでなく、様々な目的に用いられる歩道橋が数多く建設されつつあり、景観性あるいは使用性等の合目的性の追求は今後ますます重視されるべき性格のものである。

従来の構造物の設計において、中心的に取り扱われているものは主に強度に基づく安全性である。今日では、その設計法も旧来の許容応力度設計法から、限界状態設計法に移行しつつあるが、依然として景観性あるいは使用性等の合目的性に関する定量的設計手法を導入した例は、極めて少ないと思われる。歩道橋の使用性に関して特に言及されているものとしては、著者らの知る限りでは BS 4500¹⁾ と Ontario code²⁾ のみである。これらに採用されている方法は、照査の対象となる歩道橋の動的応答量を求め、解析結果と許容限界振動量を比較する手法が用いられている。

我が国においても、歩道橋の振動使用性は以前より着目され、多くの研究がなされている。その結果、昭和54年に制定された立体横断施設技術基準・同解説³⁾ (以下、基準と称す)において、利用者への振動の影響について配慮を加えるよう明記され、具体的には歩道橋の低次の固有振動数が1.5~2.3Hzにならないよう指示されている。しかしながら、この基準は本来横断歩道橋のために制定されたものであり、前述の遊歩道橋等のような、従来よりも比較的規模の大きい歩道橋に対しては、十分な照査が行えない場合も生じてきた。

一般に、歩道橋の振動使用性とは、照査の対象となる歩道橋の立地条件、利用者数等を考慮して柔軟に検討されるべき性格のものであると思われる。したがって、その判定法としては我が国の基準のように振動数の範囲を盲目的に守るよりも、むしろ海外で行われているような、限界状態設計法的手法が適していると考えら

* 正会員 北海道大学助手 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

** 正会員 工博 北海道大学助教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

*** 正会員 工博 北海道大学教授 工学部土木工学科 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

**** 北海道大学大学院 土木工学専攻 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)

れる。しかしながら、このような手法を用いるためには、その許容限界振動量、すなわち振動耐限度と人間の振動感覚の関係を明確かつ理解しやすい形で示す必要があるであろう。

以上の観点より、著者らは振動耐限度と人間の振動感覚の関係に着目し、人体への強制加振実験を実施して、歩道橋通行時の人間の振動感覚を明らかにすることを試みた^{4)・6)}。また、実橋においても振動感覚実験を行い、実験結果の実橋における検証を実施した⁶⁾。

本研究では、これらの結果を踏まえて人間の振動感覚に基づいた振動耐限度を提案し、振動感覚の数量化を行うことによって、これらの関係を明確に提示することを目的とする。すなわち、人間に対する振動感覚実験より、歩道橋の使用限界状態について考察し、その結果と”少し振動を感じる”あるいは”明らかに振動を感じる”等の人間の振動感覚との関係を簡単な代数式で算出できる方法を提案する。さらに、これらの結果から歩道橋の振動耐限度について考察を加えるものである。

2. 強制加振実験

前述のように、著者らは人間の振動感覚に着目し、人体に対する強制加振実験ならびに解析を行ってきた。それらの結果はすでに文献4)、5)等において報告したとおりである。したがって、ここでは以降に用いる実験および解析結果について記述することとする。

まず、人間の振動感覚実験は、計量心理学における系列カタゴリー法^{7)・8)}を用いて、2回にわたって行った。第1回目実験では、人間の振動刺激に対する反応を比較的広い範囲で捉えることを目的として、振動数 0.58Hz~11.5Hz 振幅 0.5mm~5.0mmの範囲で実験を実施した。被験者数15名に対して、複数回実験を行い、総実験数としてはおよそ1700回である。またカタゴリー選択肢は、表-1のものを用いている。また、図-1に第1回実験における、既往の研究との比較を示す。

なお、本研究では”少し振動を感じる”等の人間の反応を振動感覚と称し、これらの振動感覚における25%、50%といった反応の生起する確率を感覚量または評定率と呼ぶこととする。また、振動速度値は特に断らない限り実効値で表現するものとする。

次に第2回目の振動感覚実験では、第1回目の実験結果を踏まえ、歩道橋の使用性判定に用いることを考慮して、 $V_{RMS}=0.42\text{cm/sec} \sim 1.13\text{cm/sec}$ ($V_{Max}=0.6\text{cm/sec} \sim 1.6\text{cm/sec}$)の範囲で実験を実施した。カタゴリー選択肢は、前回のものに若干の改良を加え、ある振動刺激に対し、まず歩道橋として適当であるかを判定し、その理由として振動感覚のカタゴリーを選択する手法を用いている。表-2に第2回実験で用いたカタゴリー選択肢を示す。
小堀・梶川の研究^{9)・10)}によれば、振幅と振動数の関係式が次のように与えられている。

$$\log_{10} a = -m \log_{10} \omega + B \quad (1)$$

m, B : 実験等で得られる定数

a : 振動振幅 ω : 円振動数

表-1 カテゴリー選択肢
(第1回実験)

No.	振動感覚のカタゴリー
①	振動を感じない
②	少し振動を感じる
③	明らかに振動を感じる
④	少し不快を感じる
⑤	大いに不快を感じる

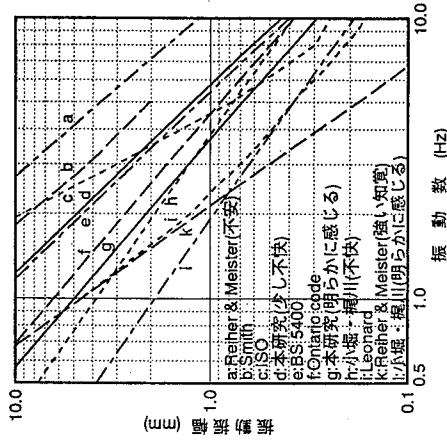


図-1 実験結果の比較

表-2 カテゴリー選択肢
(第2回目実験)

この橋を毎日渡るとき
○ 歩道橋として適当である。 — その理由として—
① 振動を感じない。
② 多少振動を感じる程度である。
③ 明らかに振動を感じるが、特に問題ない程度である。
○ 歩道橋として不適当である。 — その理由として—
④ 不快感、不安感を感じないが歩きにくい。
⑤ 大きく振動を感じ、不快感、不安感を感じる。
⑥ 歩道橋の振動としては、信じられないほど大きい。

表-3 係数表

少し振動を感じる	
% 第1回実験	第2回実験
25	1.0948
40	1.8477
50	1.3478
60	1.6632
75	1.5299
明らかに振動を感じる	
% 第1回実験	第2回実験
25	1.4643
40	1.4347
50	1.2306
60	1.5556
75	1.2687

*歩行位。 ** 特異点を除外した場合。

表-4 振動速度と感覚量

少し振動を感じる		明らかに振動を感じる	
振動速度 77.5% 推論	最小2乗法 (第2回実験のみ)	振動速度 77.5% 推論	最小2乗法 (第2回実験のみ)
cm/sec*	m	cm/sec*	m
25% [0.494 (0.909)]	—	0.518 (0.733)	-1.0394
40% [0.643 (0.909)]	0.672 (0.950)	-1.1092	0.589 (0.833)
50% [0.754 (1.067)]	0.770 (1.089)	-1.0035	0.794 (1.123)
60% [0.871 (1.232)]	0.735 (1.039)	-1.0722	0.986 (1.394)
75% [1.064 (1.505)]	1.127 (1.594)	-0.8440	1.312 (1.856)

式(1)の係数 m は等しい感覚を生じさせている刺激に振動数 n の程度関係を示す指標であり、感覚量等値線の傾きを示している。表-3に最小2乗法で得られた“少し振動を感じる”および“明らかに振動を感じる”場合の係数 m の比較を示す。表-3に着目すると、特に第2回目の実験において m は約 1.0 となり、小堀・堀川の歩行位での実験結果にほぼ一致することがわかる。この結果は、ある程度刺激の小さい範囲では、人間に振動感覚を生じさせる刺激としては振動速度が妥当であることを示している。また図-2は、歩道橋として不適当と答えた人の確率である。図-2から 0.8cm/sec 付近を境として、不適当と答える確率が急激に増加することになる。さらに表-4には、77.5% 推論および最小2乗法による解析によって得られた各カテゴリにおける振動速度と感覚量の関係を示す。解析結果から、両者はよく一致し、77.5% 推論による解析結果はほぼ妥当であると考えられる⁹⁾。

また、第2回目の実験における図-2の結果を実績において検証するため、歩道橋を強制加振し、その際に歩道橋上を歩行する被験者に対してアンケート調査を行った⁹⁾。表-5に実験ケースを、表-6にその結果を示す。

度の増加に対して歩行者の反応はあまり増大せず、上記の結果と同様な傾向を有していると思われる。さらに、

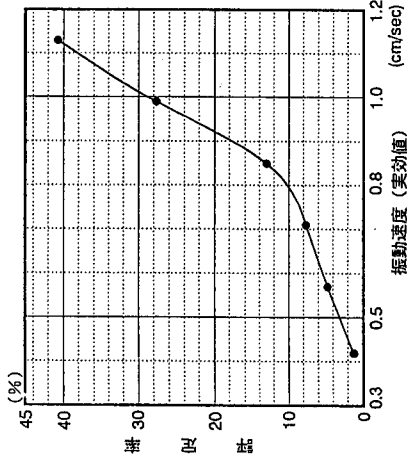


図-2 歩道橋として不適当と答える人の確率

* 括弧内は振動速度の最大値

表-5 実験ケース

ケース No.	1	2	3	4	5	6	7
振動数 (Hz)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	共振

表-6 実験結果

振動速度 cm/s	加振						卓越 振動数 (Hz)
	1	2	3	4	5	6	
0.53	2	4	0	0	0	0	3.52
0.59	4	2	0	0	0	0	2.98
0.77	0	4	2	0	0	0	2.98
0.81	2	4	0	0	0	0	2.00
0.81	0	5	1	0	0	0	2.44
1.58	0	0	2	1	3	0	2.49
2.37	0	0	0	2	4	0	2.39

* 2.44Hzは共振振動数

表一 7 重 み

カテゴリー No.	V _{RMS} (cm/sec)	重 み
②	0.696	1.00
③	1.782	2.56
④	3.913	5.62
⑤	8.415	12.08

これらの実験結果の度数分布に対して、各カテゴリーに重みを与えることにより数値化し、その傾向を把握することを試みた。重みに関しては、第1回目の体感実験結果から表一3の係数表を用いて、各カテゴリーにおける1~5Hzでの閾値の振動速度の平均値を基準とし、“少し振動を感じる”場合を1としたときの速度比を用いている。表一7に今回用いた重みを示す。

3. 振動感覚の数量化

3-1. 評価尺度

計量心理学^{7), 8)}と呼ばれる分野では、以前から人間と刺激の関係を数量化する試みが数多くなされている。特に音響関係においては、多数の研究が行われ、Phon や Sone 等の尺度は現在広く用いられている。

振動関係においては前述のとおり三輪・米川¹¹⁾や小堀・梶川^{9), 10)}によって数量化が行われているが、本研究においても、2. の実験結果に基づいて振動刺激と感覚の数量化を試みる。

一般に、計量心理学では、刺激と感覚の関係について以下の式を与えている。

$$R = kS^n \quad (2)$$

ここで R : 感覚の相対的な大きさ (比例尺度値)

S : 振動刺激

n : 様相特性指数

k : 基準値等に関する定数

式(2)において両辺の対数をとリ、識関に関する項 S^n を含めて考えると

$$\log_{10} R = n \log_{10} (S/S_0) - b \quad (3)$$

ここで、 $b = -\log_{10} (kS_0^n)$ である。

式(3)を三輪ら、小堀らの用いた記号によって表現すると、まず R を“振動の大きさ” VG に、 n を $20N$ とし $20 \log_{10} (S/S_0)$ で表される量を振動の大きさのレベル VGL に置き換えれば、

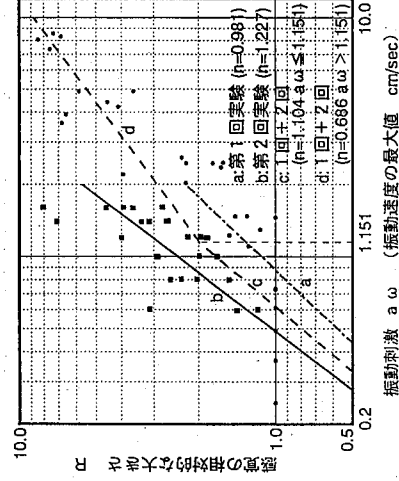
$$\log_{10} VG = N (VGL - B) \quad (4)$$

となる。ここで B は、 VG 値の基準を VGL のどこに置くかで決まる任意な定数である。

式(2)の R 、あるいは式(4)の VG は上記のとおり感覚の相対的な大きさである。よって本研究では、前章の表一7の重みを用いて実験結果の比例尺度値への変換を行った。これは、ある振動刺激に対して、各カテゴリーの重みとそれを選択した度数を乗じて合計し、その値を度数の合計で割り戻すことによって式(2)の R を得ることとした。振動刺激としては、実験結果から感覚量等値線の傾きがほぼ 1.0 になることから、振動速度を用いている。図一3にこれらの結果を示す。なお、図中の1点鎖線は第1回目の実験結果によるもの、実験は第2回目の実験によるもの、破線は両者の合計による最小2乗法を用いた推定線である。また、●は第1回の実験値、■は第2回の実験値である。図一3から、本研究の様相特性指数 n は次の値となる。

$$S = a \omega \leq 0.814 \text{ cm/sec では } n = 1.104 \quad (5a)$$

$$S = a \omega > 0.814 \text{ cm/sec では } n = 0.686 \quad (5b)$$



図一3 最小2乗法近似線

この結果は、小堀・堀川の研究とほぼ同様の傾向が認められ、また刺激がある値以上であれば三輪らの研究や音響心理学におけるSoneと比較的よく一致する結果である。 $a \omega = 0.814 \text{ cm/sec}$ とは“少し振動を感じる”人が約60%の程度の感覚量であり、図-2のグラフから、反応が急激に増加する変曲点と一致する興味深い結果が得られた。これは、人間の振動に対する判断基準が、刺激の小さい範囲では振動を認識できるか否かが中心であり、ある程度刺激が大きくなり揺れていることが認識できるようになると、その揺れ具合の大小が判定の中心材料に変化することを示していると思われる。一方、歩道橋の振動として許容できるか否かの問題に対しては、 $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度から、不適当と答える人が急増することを考えると、歩きながら振動を認識できるかどうか判断の目安となっていると考えられる。したがって、この付近の振動量に歩道橋の使用限界状態が存在するものと推定できる。

ここで、本研究における“振動の大きさ”VGを求めてみる。VG値は式(4)を用いることによって得られるが、そのためには“振動の大きさのレベル”VGLと定数Bを求める必要がある。本研究では、音響学におけるSone等や、三輪ら、小堀らの研究と同様に、図-3の2本の近似線(破線)が交わる点でVGLが40dBとなり、またVGが1.0となるように定める。したがって、振動の大きさのレベルVGLは、

$$VGL = 20 \log_{10}(S/S_0) \quad (6)$$

$$S_0 = 8.14 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

となる。また“振動の大きさ”VGは、式(5)の様相特性指数より、次のようになる。

$$\log_{10} VG = 0.055(VGL - 40) \quad VGL \leq 40 \quad (7a)$$

$$\log_{10} VG = 0.034(VGL - 40) \quad VGL > 40 \quad (7b)$$

ここで、振動の大きさVGについて考察する。VG値はある振動刺激を基準として、その時の反応を1とおき、他の振動刺激に対する反応の割合を求めるものである。VG値は基準振動に対する、ある振動の大きさの比を表すことは可能であるが、その基準振動と使用性との関係、換言すれば各カテゴリーに対する感覚量や歩道橋の振動として適、あるいは不適か等の関係が明確でない限り、VG値のみを用いて歩道橋の振動使用性を検討することは困難であると考えられる。したがって、次に“振動の大きさのレベル”VGL、“振動の大きさ”VGと振動感覚ならびに感覚量の関係を求めることとする。

3-2. 振動感覚と評価尺度の関係

前述のとおり、ここでは幾つかの振動感覚と評価尺度の関係を明らかにすることを試みる。まず、歩道橋の振動として不適当と答える人の確率について考察を加える。図-4は前述の実橋における振動感覚実験において、重みづけを行い最小2乗法によってグラフ化したものである。一般に、人間の振動感覚は、刺激がある程度大きくなると刺激の増分 ΔS に対して、反応の増分 ΔR は次第に減少すると言われている。よって図-4には、共振時のデータを除外した場合の近似曲線も併記した。また図-5は、前出の図-2を最小2乗法で近似したものであり、およそ40%以上は近似線からの推定値である。両者を比較すれば、特に刺激の比較的小さい範囲(概ね $a \omega = 1.1 \text{ cm/sec}$ 程度)で非常に近い傾向を有することがわかる。したがって図-4の結果は、

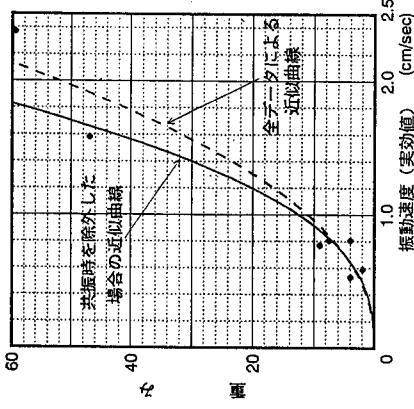


図-4 近似曲線

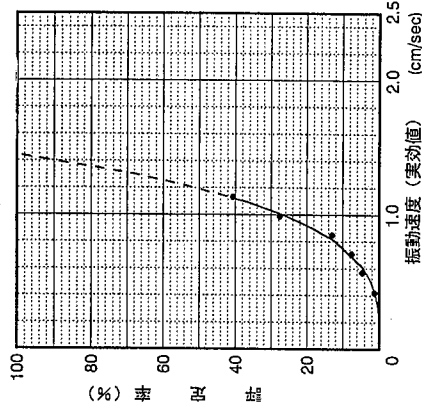


図-5 歩道橋として不適当と答える人の確率

評定率50%程度までは実橋においても信頼性を持つものと思われ、使用性判定に用いるには十分有効であると推定できる。この近似線は以下の式で表される。

表-8 振動速度とパラメータの関係

V_{RMS} (cm/sec)	V_{MAX} (cm/sec)	VGL値 (dB)	VGL値	不適当 (%)
0.0707	0.10	18.778	0.0672	0.0022
0.1414	0.20	24.799	0.1446	0.0261
0.2121	0.30	28.321	0.2263	0.1098
0.2828	0.40	30.820	0.3110	0.3043
0.3536	0.50	32.758	0.3980	0.6713
0.4243	0.60	34.342	0.4868	1.2813
0.4950	0.70	35.680	0.5772	2.2132
0.5657	0.80	36.840	0.6690	3.5531
0.6364	0.90	37.863	0.7620	5.3947
0.7071	1.00	38.778	0.8561	7.8378
0.7778	1.10	39.606	0.9512	10.989
0.8139	1.151	40.000	1.0000	12.904
0.8485	1.20	40.362	1.0288	14.960
0.9192	1.30	41.057	1.0863	19.868
0.9900	1.40	41.701	1.1425	25.839
1.0607	1.50	42.300	1.1973	32.999
1.1314	1.60	42.861	1.2510	41.483
1.2021	1.70	43.387	1.3037	51.430

$$\log_{10} R = m \log_{10} S + B \quad (8)$$

$$m = 3.545 \quad B = 1.428$$

表-8はこれらの式に基づいた振動速度、VGL、VGと“歩道橋の振動として不適当”の関係である。ここでVGL値と“不適当”の関係を考えると、VGL値は振動速度 $a\omega$ を比例尺度上に展開したものであるから、両者の関係は、片対数尺度上でほぼ完全な直線関係となる。したがって、前述のように、歩道橋の振動として許容できるか否かを判定する基準となっているのは、歩行中に振動を認識するかどうかであると考えることが可能である。よって忍限度を考える場合には、VG値を用いるよりも、直接“不適当”と振動速度あるいはVGL値との関係を用いた方が、設計者には理解しやすいであろう。以上より、表-8からVGL値と“不適当”の関係を求めると以下ようになる。

$$\log_{10} R_s = 0.1773 VGL - 5.98 \quad (9)$$

ここで、 R_s は歩道橋の振動として不適当と答える人の確率であり、VGLは $VGL = 20 \log_{10} (S/S_0)$ ($S_0 = 8.14 \times 10^{-3}$ cm/sec) で与えられる振動の大きさのレベルである。ただし、式(9)の信頼性としては、 R_s が50%程度までである。その理由として、前に述べたとおり、実験データが50%程度までであること、実橋における振動感覚実験においても刺激が大きくなると反応が鈍化する傾向があること等が挙げられる。しかしながら、歩道橋の振動として不適当と答える人が50%にも上る歩道橋は、その使用性において実用的であるとは考えにくく、許容される最大値としては、不適当と答える人が2~3割程度だと思われる。したがって、式(9)を用いての使用性の判定は十分可能であると考えられる。

次に振動感覚と振動刺激の関連づけを試みる。図-6および図-7は、著者らの従来の研究に基づいたそれぞれのカテゴリーにおける累積反応率である。図-6の●と○、図-7の○はそれぞれ第1回目と第2回目の実験値、■および◆はフーザイ推論による解析値である。また実線は、10%以上における解析値に対する最小2乗法近似線であり、10%以下の破線は実験値または10%以上において、実験値に対してほぼ妥当な近似を与えていると思われる。累積反応率 R と振動速度の実効値 $a\omega$ (cm/sec) の関係は以下の式で表される。

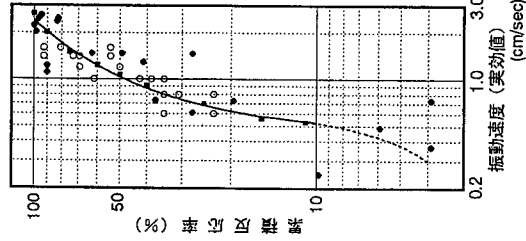


図-6 累積反応率 (少し振動を感じる)

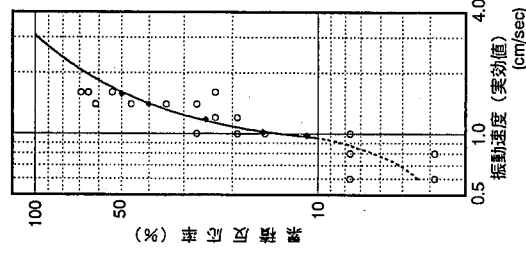


図-7 累積反応率 (明らかに振動を感じる)

表-9 主なパラメータの関係

$$R = A_0 + A_1 \log_{10} a \omega \quad (10)$$

ここで係数 A_0 および A_1 は

$$1) \text{ 少し振動を感じる} : A_0 = 6.8464 \times 10^1$$

$$A_1 = 1.3675 \times 10^2$$

$$2) \text{ 明らかに振動を感じる} : A_0 = 4.0266 \times 10^1$$

$$A_1 = 1.7653 \times 10^2$$

さらに、VGL値との関係は、 $VGL = 20 \log_{10} (S/S_0)$ を式

(10) に代入して整理すると

$$\begin{aligned} R &= A_0 + A_1 (VGL/20 + \log_{10} S_0) \\ &= X_0 + X_1 \times VGL \end{aligned} \quad (11)$$

ここで係数 X_0 および X_1 は

$$1) \text{ 少し振動を感じる} : X_0 = -2.1726 \times 10^2$$

$$X_1 = 6.8375 \times 10^0$$

$$2) \text{ 明らかに振動を感じる} : X_0 = -3.2858 \times 10^2$$

$$X_1 = 8.8265 \times 10^0$$

となる。以上のように振動速度や振動の大きさのレベル VGL 等と、人間の振動感覚との関係を簡単な計算で求めることが可能となった。したがって、使用性照査

の対象となる歩道橋の動的応答量が求められれば、従来よりはるかに具体的な使用性の検討を行うことが可能であると思われる。表-9にこれらの結果を示す。

4. 振動恕限度の検討

ここでは、表-9の結果等を用いて振動恕限度の検討を試みる。前述のとおり、VGL値の基準としては、 $a \omega = 0.814 \text{ cm/sec}$ とし、このときVGLが40dB、VGが1.0となるように決めている。この点で不適当と答える人が急増し、振動刺激に対する反応の増分は減少する、いわば変曲点に当たる値である。また、“歩道橋の振動として不適当”は、実験のカテゴリ-選択方法から“少し歩きにくい”場合とほぼ等価であると考えることができる。以上を踏まえて、恕限度について考察を行う。

まず表-9の変曲点付近に着目すると $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 付近で“不適当”あるいは“少し歩きにくい”と答える人が約13%、 $a \omega = 0.85 \text{ cm/sec}$ 程度で約15%であり、この程度であれば使用性に問題が生じる可能性はほとんどないと思われる。また、“不適当”と感じる人がどの程度まで許容できるかは異論のあるところと思われるが、常識的に考えれば概ね25~30%までが限度であろう。例えば、“不適当”がおよそ25%になる振動速度は、 $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度である。ただし $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ はすでに変曲点を越えているため、仮に $a \omega$ が 0.1 cm/sec 大きくならただただ40%付近まで“不適当”と答える人が増加する。よって、通行量が多くなり多い場合や、多少振動を許容するような場合は、 $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度でも使用性に問題が生じる可能性が少ないであろうが、通行量が多く、常時人が橋梁上に存在するような歩道橋では十分ではないと思われる。したがって、十分な使用性を確保する必要があるような場合は、 $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度以下が望ましいと考えられる。この場合では、大きな起振力が加わり、多少応答が大きくなって、も“不適当”と答える人はそれほど増大しないため、常時十分な使用性を確保できると推定される。以上をまとめると次のようになる。

- ① 振動速度の実効値で $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 以下の場合、使用性に問題はほとんど生じない。 $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ の振動量とは、VGL値で40dB、歩道橋として不適当あるいは少し歩きにくいと感じる人が約13%、振動を少し感じる人がおよそ60%、明らかに振動を感じる人が約25%程度の値である。

② 立地条件等の理由で多少の振動を許容するような場合では、振動速度の実効値で $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度、あるいはVGL値で42dB以下ならば、通常の使用に際しては十分な使用性が確保できる。 $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ とは、歩道橋として不適当と答える人がおよそ25%、少し振動を感じる人が約70%、明らかに振動を感じる人は約40%程度となる振動量である。

5. あとがき

以上のように本研究は、人間の振動感覚についての実験ならびに解析を通じて歩道橋の振動使用性判定に用いるための限度度について検討を加え、振動速度あるいは“振動の大きさのレベル”VGL値で表現された振動量に対して、電卓程度で簡単に人間の振動感覚を算定できる簡易式の誘導を試みたものである。

解析結果より、振動速度の実効値で $a \omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 以下の場合、使用性に問題が生じる可能性は極めて低く、また歩道橋の立地条件等の理由で多少の振動を許容するような場合では、振動速度の実効値で $a \omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度、あるいはVGL値で42dB以下ならば、通常の使用に際しては十分な使用性が確保できると考えられる結果が得られた。さらに、本研究の手法を用いれば、動的応答量に対する人間の振動感覚、あるいはその感覚量を簡単に計算できるため、設計者は従来の基準に比して、極めて柔軟に対象となる歩道橋の使用性を検討できるものと思われる。

最後に、実験に協力していただいた諸氏に対して、ここに記して深い謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) BSI : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 2) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準1983年版（共通編・鋼橋編），2-6, 限界状態照査基準，2-6. 2 使用限界状態・同解説，pp. 40-45, 1985.
- 3) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 4) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の通行時における振動感覚について，構造工学論文集，Vol. 40A, pp. 685-692, 1994.
- 5) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 41A, pp. 669-676, 1995.
- 6) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：実歩道橋における歩行者の振動感覚について，土木学会第50回年次学術講演会概要集，（投稿中）1995.
- 7) 中谷和夫：尺度構成法，講座心理学2，計量心理学第5章，東京大学出版会，1969.
- 8) 田中良久：心理学的測定法，東京大学出版会，1971.
- 9) 小堀為雄・堀川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第222号，pp. 15-23, 1974.
- 10) 小堀為雄・堀川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp. 23-31, 1974.
- 11) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法1，2，3，日本音響学会誌，27巻1号，pp. 11-39, 1971.

高速新幹線走行に対する桁のたわみ限度に関する検討

A Study on Deflection Limits of Railway Bridges for High Speed Running

松本信之*

涌井一**

Nobuyuki MATSUMOTO Hajime WAKUI

Recently, high speed running tests have been extensively conducted on Shinkansen lines recording a maximum speed of more than 400 km/h.

Due to the high speed running, the dynamic load on bridges may be increased and the vibration of bridges may impair the riding comfort and running safety. The vibrational serviceability of bridges is practically assessed in terms of their deflection limit being specified in the railway design code, but, the existing regulations cover only up to the maximum speed of 260 km/h.

An analytical study was conducted taking into account the dynamic interaction between railway vehicles and bridges to obtain the appropriate deflection limits at the maximum speeds of 300 to 450 km/h.

1. はじめに

近年、新幹線において高速化のための走行試験が盛んに行われており、時速 400kmを超える最高速度も記録されている。高速列車の走行により橋梁には動的負荷の増大が生じ、これに伴う橋梁振動により列車の乗心地・走行性の劣化が生じる場合も考えられる。鉄道橋の設計では乗心地および列車走行性を確保するため「使用限界状態の検討」において桁のたわみ限度の検討を行うこととしているが、現行の鉄道構造物等設計標準¹⁾²⁾では、条文に定められている限度値の速度範囲が時速 260km以下を対象としており、それを超える高速走行に対応していないのが現状である。

本研究では、鉄道車両と線路構造物との動的相互作用解析プログラム³⁾を用いて半正弦波くほみ上および所定剛性を有する橋梁上における新幹線列車の乗心地および走行安全性を検討し、時速300～450kmの速度領域での桁のたわみ限度値、および、たわみ限度を照査する場合の衝撃の取扱いについて検討を行った。

2. 解析モデル

解析に用いた鉄道車両と線路構造物との動的相互作用解析プログラムでは、車両は車体・台車枠・輪軸（各々剛体と仮定）の相互を立体的にバネとダンパで結合した23自由度の振動系（図1参照）でモデル化され、軌道および橋梁は、3次元の有限要素（FEM）によりモデル化される。また、軌道は走行ラインとしても定義することができる。車輪とレール間における相互作用力としては、車輪踏面とレール頭頂面の接触点に

* 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 主任技師 (〒185 国分寺市光町2-8-38)

** 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 主幹技師 (〒185 国分寺市光町2-8-38)

対して水平方向についてはクリープ力（転がり摩擦力）および車輪とレール間の相対変位が遊間を超えた場合には車輪フランジがレールに接触して生じるフランジ圧を、鉛直方向については慣性力を考慮している。本検討では車両諸元として、比較的重量の重い新幹線車両をモデルに用いている。入力諸元を表 1 に示す。

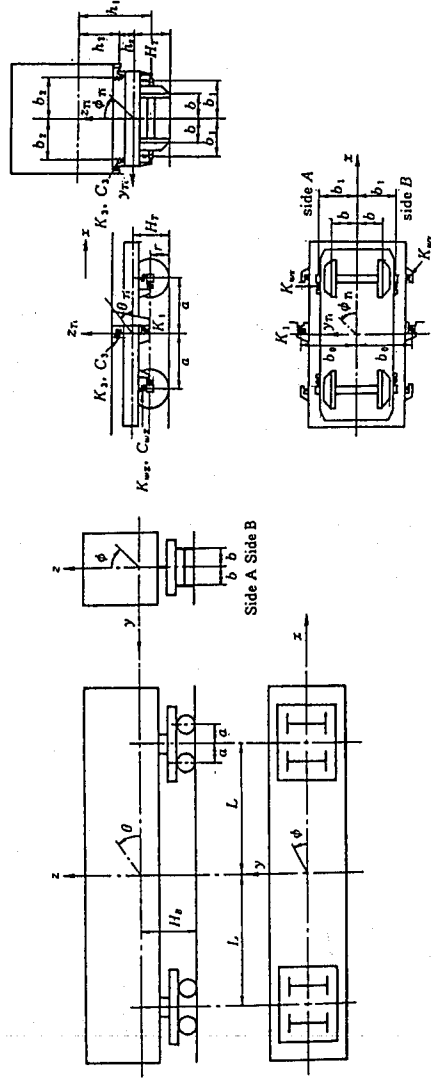


図 1 車両の力学モデル

表 1 車両モデルの入力諸元

名	記号	数値	名	記号	数値
前後台車心ざら間距離/2	L	8.750 m	台車わくx軸廻りの慣性モーメント	I_{rx}	0.484 $\text{t}\cdot\text{m}^2$
軸距/2	a	1.250 m	台車わくy軸廻りの慣性モーメント	I_{ry}	0.996 $\text{t}\cdot\text{m}^2$
車輪・レールの左右接触点間隔/2	b	0.750 m	台車わくz軸廻りの慣性モーメント	I_{rz}	0.996 $\text{t}\cdot\text{m}^2$
ボルスタアソカ左右間隔/2	b_0	1.420 m	輪軸質量	m_w	0.296 t
軸バネの左右間隔/2	b_1	1.050 m	輪軸x軸廻りの慣性モーメント	I_{wx}	0.168 $\text{t}\cdot\text{m}^2$
まくらばねの左右間隔/2	b_2	1.225 m	輪軸y軸廻りの慣性モーメント	I_{wy}	0.168 $\text{t}\cdot\text{m}^2$
レール面上車体重心の高さ	H_b	1.493 m	ボルスタアソカ弾性 (1台車片側)	K_1	500.0 t/m
レール面上台車重心の高さ	H_r	0.600 m	左右まくらばね定数 (1台車片側)	K_2	33.0 t/m
車軸中心-車体重心間高さ	h_1	0.993 m	左右まくらばね減衰係数	C_2	3.00 ts/m
まくらばね中央-車体重心間高さ	h_2	0.432 m	上下まくらばね定数 (1台車片側)	K_3	42.50 t/m
台車重心-まくらばね中心間高さ	h_3	0.461 m	上下まくらばね減衰係数	C_3	2.00 ts/m
車輪の公称半径	r	0.455 m	前後バネ定数 (1台車片側)	K_{wr}	1500.0 t/m
車両長/2	L_c	12.500 m	左右バネ定数 (1台車片側)	K_{wy}	500.0 t/m
半車体重量	m	1.871 t	軸バネ定数 (1台車片側)	K_{wz}	113.6 t/m
車体x軸廻りの慣性モーメント/2	I_x	4.970 $\text{t}\cdot\text{m}^2$	軸バネ減衰係数	C_{wz}	1.500 ts/m
車体y軸廻りの慣性モーメント/2	I_y	87.28 $\text{t}\cdot\text{m}^2$	静輪重	P_z	7.695 t
車体z軸廻りの慣性モーメント/2	I_z	87.28 $\text{t}\cdot\text{m}^2$	連結部上下バネ定数	K_c	100.0 t/m
台車わく質量	m_r	0.671 t	連結部上下バネ減衰係数	C_c	0.05 ts/m

構造物のモデルは、径間長を半波長とする半正弦波くぼみによる線形モデルおよびコンクリート桁をモデルとして諸元を定めたFEMの梁要素による単純桁モデルを用いた。前者は既往の検討⁴⁾と同様に実用上の解答を得ることを目的としており、後者は桁の動的応答による影響を検討するためのものである。

径間長を半波長とする半正弦波くぼみモデルを図 2 を示す。このモデルでは桁端部において曲率の不連続を緩和するための緩衝区間を設けている。桁端からの距離を x 、緩衝区間の長さを $x_c (=1.4\text{m})$ 、くぼみの深さを y_0 、径間長を L_b とすると、1 スパンのくぼみ曲線は式(1)~(4)により与えられる。ただし、複数のスパンが連続する場合には図 2 に示す線形を繰り返して用いている。

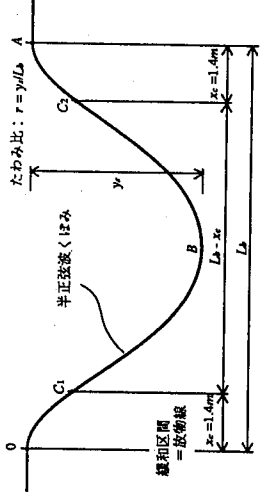


図 2 半正弦波くぼみによる線形モデル

コンクリート桁をモデルとした FEM による単純桁モデルは、一般的な単線コンクリート桁の諸元をベースとして図 3 に示すような単純化した T 形断面を仮定するものとし、半正弦波くぼみの検討結果から得られるたわみ限度値に対応する桁のたわみを列車荷重のみにより生じるような剛性を与えることとした。すなわち、フランジ部寸法およびウェブ幅を一定とし必要剛性を桁高を変化させて与えている。ただし、軌道重量等の版上死荷重 3 t を単位長さあたりに考慮している。

3. たわみ限度値の判定基準

たわみ限度値を定めるための評価は、既往の検討⁴⁾と同様の方法によるものとし、次に示す乗心地および輪重減少率を指標とした走行安全性に関する判定基準を用いた。

(1) 乗心地

乗心地の評価は Janevay の乗心地限度 (式(5)参照) を用い、判定基準としては乗心地係数 J を 1.5 とした。対応する周波数は式(6)に示す列車速度と径間長との関係から求まる等価周波数により算出し、評価対象としては鉛直方向の車体応答加速度 (台車中心直上位置) とした。

$$\left. \begin{aligned} f &< 1 \text{ (Hz)} : 0.2g \cdot J \\ 1 \leq f &< 6 \text{ (Hz)} : 0.2g \cdot J / f \\ 6 \leq f &< 20 \text{ (Hz)} : 0.0333g \cdot J \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

$$f = v/Lb \quad \dots (6) \quad \text{ここに、} f : \text{等価周波数 (Hz), } v : \text{列車速度 (m/s), } Lb : \text{径間長 (m)}$$

(2) 走行性

走行性の評価は脱線限界から定まる輪重減少率 (= $\Delta p/P$ = (動輪重 - 静輪重) / 静輪重) の限界値を用い、常時の走行安全限界である A 限度 (輪重減少率 28.1%)⁵⁾ を判定基準とした。評価対象としては各車輪とした。

4. 解析結果

4. 1 半正弦波くぼみモデルによる桁のたわみ限度

ここでは車両は 1 両編成とし、時速 300 ~ 450 km の速度で半正弦波くぼみ上を走行させた。図 4 に径間数が

$$0 \leq x \leq xc \quad y = \pi \cdot y^* \frac{\cos(\pi \cdot x/Lb)}{2xcLb} \cdot x^2 \quad \dots (1)$$

$$xc \leq x \leq Lb - xc \quad y = y^* \left\{ \sin(\pi \cdot x/Lb) \sin(\pi \cdot xc/Lb) \right. \\ \left. + \pi \cdot y^* \frac{\cos(\pi \cdot x/Lb)}{2xcLb} \cdot xc^2 \right\} \quad \dots (2)$$

$$Lb - xc \leq x \leq Lb \quad y = \pi \cdot y^* \frac{\cos(\pi \cdot x/Lb)}{2xcLb} \cdot (Lb - x)^2 \quad \dots (3)$$

ここに、

$$y^* = \frac{ys}{1 - \sin(\pi \cdot xc/Lb) + \frac{\pi \cdot xc}{2Lb} \cos(\pi \cdot xc/Lb)} \quad \dots (4)$$

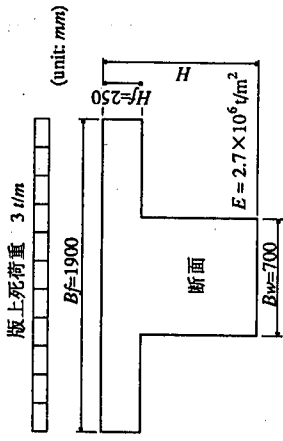
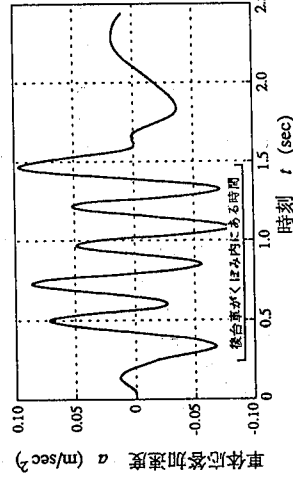
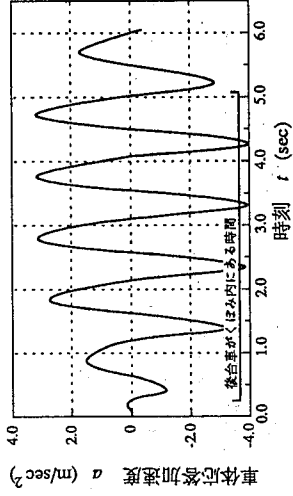


図 3 単純桁モデルの仮定断面

5、速度が時速300km、くぼみ径間比(y_s/L_b)が1/2000で径間長が20mと80mの場合の後台車中心直上位置での車体応答加速度の例を示す。これより短径間の場合には両端のくぼみへの進入・進出時に最大の応答が生じ径間数の増加による応答の増大傾向はみられないが、長径間の場合には応答が徐々に増大していく傾向がみられる。しかし、径間数を増加させた検討では、時速450kmまでの速度であればこの傾向も概ね4～5径間までで頭打ちとなることから得られている。このような検討からは1径間および5径間の応答解析による車体応答加速度の最大値および各車輪位置での輪重減少率の判定基準に照らして桁のたわみ限度値を求めた。図5および図6に時速350kmと450kmの例を示す。

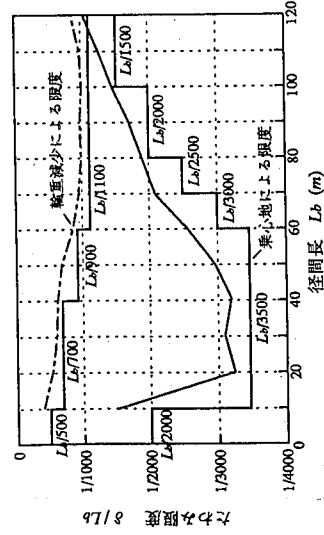


(a) 径間長20mの場合

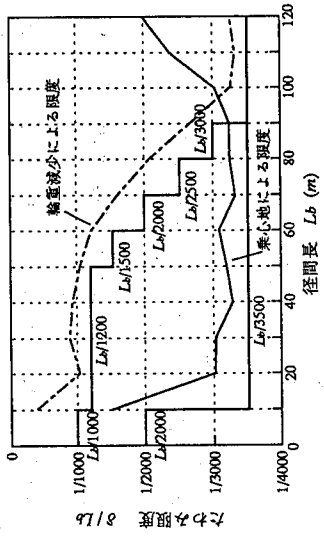


(b) 径間長80mの場合

図4 半正弦波くぼみ上を走行した場合の車体応答加速度波形（後台車中心直上位置、5径間、時速300km）

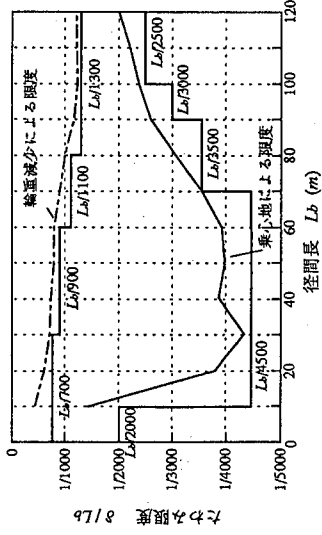


(a) 単径間の場合

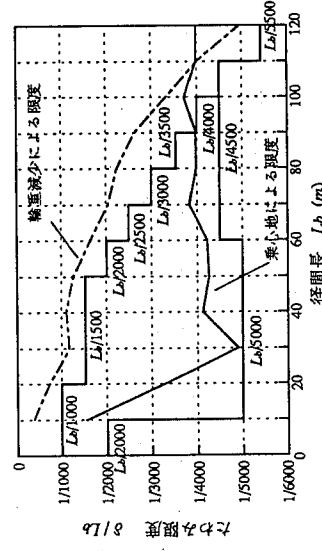


(b) 多径間の場合

図5 時速350km以下の場合のたわみ限度値



(a) 単径間の場合



(b) 多径間の場合

図6 時速450km以下の場合のたわみ限度値

4. 2 桁の動的応答の影響を考慮した検討および設計における衝撃の取扱

桁の動的応答は列車の繰返し載荷により増幅されるため、車両は16両編成とし、時速100～450kmの範囲で梁モデル上を走行させた。径間長は特に高速領域での動的増幅の影響が大きい20～50mを対象とし、梁モデルの剛性は、前述の半正弦波くぼみによる

たわみ限度の検討で得られた時速450kmに

対して乗心地により定まる単径間の限度値(1/4500)を、列車荷重のみの載荷により生じるものとして与えた(∵現行設計標準では、たわみの検討において衝撃を含めていない)。この結果、桁の固有振動数は概ね

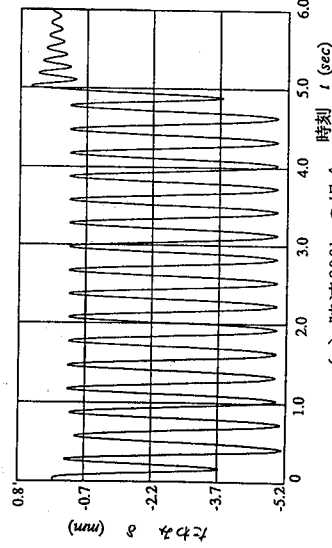
$n_0 = 55 \sim 70 Lb^{-0.8}$ の範囲(表2参照)と

なり、時速210～260km用の桁に対応する比較の柔らかい桁剛性となる。

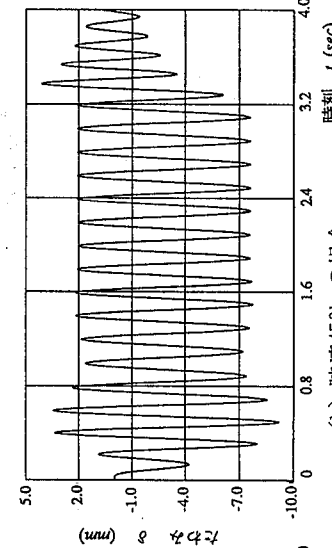
図7に単径間で径間長が20mの場合の径間中央の桁のたわみ波形を、図8にその場合の車体の応答加速度波形(1, 8, 16両目の前台中心直上位置)を例として示す。図7より桁のたわみの動的応答は時速450kmの方が時速300kmの場合より大きく振動していることが分かるが、図8からは車体の応答加速度は時速300kmの方が大きな値を示し、車体の動揺が桁のたわみの大きさに必ずしも比例しないこと、車体動揺は先頭車両より後続車両の方が大きくなることが分かる。ただし、最後尾車で最大応答が必ず生じるとは限らない。

表2 梁モデル諸元

径間長 Lb (m)	断面積 A (m^2)	断面二次モーメント I (m^4)	固有振動数 n_0 (Hz)
2.0	1.73	0.70	$6.2 = 68 Lb^{-0.8}$
3.0	2.33	1.88	$4.1 = 63 Lb^{-0.8}$
4.0	2.89	3.77	$3.1 = 59 Lb^{-0.8}$
5.0	3.63	7.70	$2.5 = 57 Lb^{-0.8}$

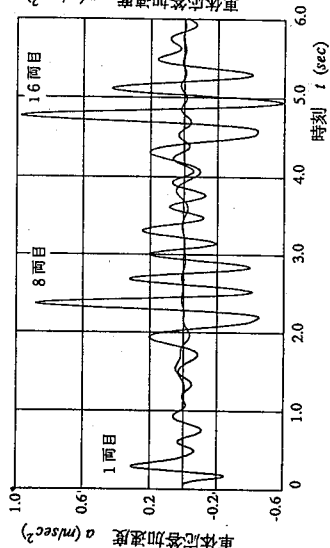


(a) 時速300kmの場合

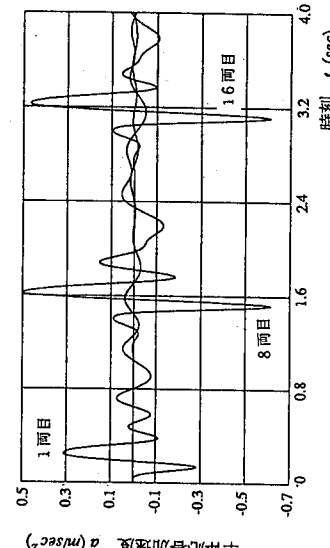


(b) 時速450kmの場合

図7 径間中央のたわみ波形(単径間、径間長: 20m)



(a) 時速300kmの場合



(b) 時速450kmの場合

図8 車体応答加速度波形(1, 8, 16両目前台中心直上位置)

図9に桁のたわみのかから求まる衝撃率(動的最大応答/静的最大応答)と速度との関係を、図10に車体応答加速度と速度との関係を示す。これより衝撃率は径間長と速度により大きく変化するが、車体応答加速度は時速450kmの範囲では、いずれの径間長に対しても時速300～400km付近に緩やかなピークを有する漸増傾向

向の曲線となることが分かる。図11に車体応答加速度から求まる Janeway の乗心地係数と速度との関係を示す。これより径間長が40mを超えるといずれの速度でも乗心地係数 1.5を概ね下回り、たわみ限度の検討に

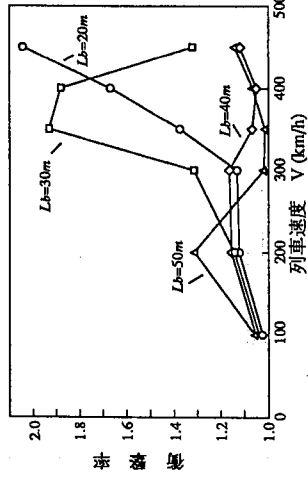


図 9 衝撃率と速度との関係

において列車荷重のみの載荷により桁剛性を定めても問題とならないことが分かる。一方、径間長が20～30mの桁では速度が時速300kmを超えるとき乗心地係数1.5を超え、径間長30mの桁では最大で乗心地係数1.5から定まる加速度の約 1.7倍の応答が生じることが分かる。しかし、これに対応する衝撃率(約 1.9)よりは小さい値である。また、径間長20mの桁では衝撃率の増加傾向と乗心地係数の増加傾向とは必ずしも一致しない。これらから径間長が30m以下の桁については衝撃をあこれらから考慮すべきと判断されるが、その値については衝撃率よりも軽減することが可能であり、定量的にはさらに詳細な検討が必要である。

5. まとめ

鉄道車両と線路構造物との動的相互作用を考慮したシミュレーション解析により半正弦波くぼみ上および所定剛性を有する橋梁上における新幹線列車の乗心地および走行安全性を検討し、時速 300kmを超える速度領域での桁のたわみ限度値を求め、また、桁のたわみ限度を照査する場合の衝撃の取り扱いについて検討した。この結果、時速300kmを超える高速領域では桁のたわみ限度値として $Lb/3000 \sim Lb/5000$ 程度の値を設定すべきであること、また、30m程度以下の短径間の桁では衝撃の影響も考慮して桁のたわみ限度を照査すべきであることが得られた。しかしながら、衝撃率と車両応答加速度とは必ずしも比例関係にはなく、桁のたわみ限度を照査する場合の衝撃の定量的な取扱いはいさらに詳細に検討をする必要がある。

参 考 文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，1992. 10.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)，1992. 10.
- 3) 浦井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：「鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究」，土木学会論文集，No. 513/1-31, pp. 129-138, 1995. 4.
- 4) 松浦章夫：「新幹線橋りょうにおける橋桁の鉛直たわみの許容限度」，鉄道技術研究報告，No. 894, 1974. 3.
- 5) 佐藤吉彦，三浦重：「走行安全ならびに乗心地を考慮した線路構造物の折れ角限度」，鉄道技術研究報告，No. 820, 1972. 8.

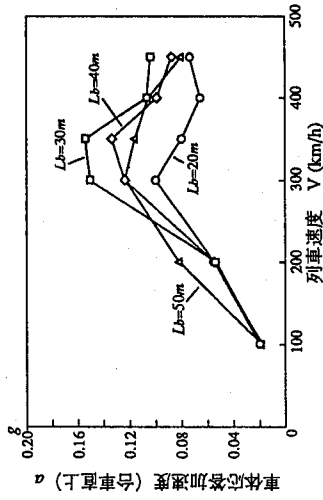


図 10 車体応答加速度と速度との関係

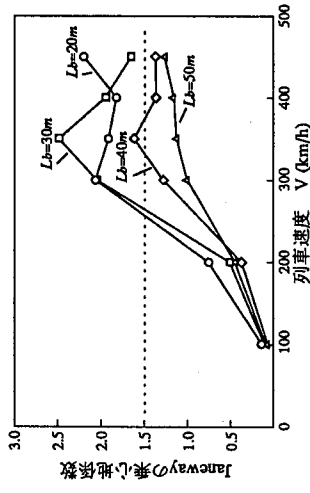


図 11 車体応答加速度から得られる Janeway の乗心地係数

橋梁交通振動コロキウム論文集

定価5,000円(税込)

平成7年11月24日 印刷

平成7年11月30日 発行

編集者 東京都新宿区四谷1丁目無番地

土木学会 構造工学委員会

発行者 東京都新宿区四谷1丁目無番地

橋梁交通振動研究小委員会

発行所 東京都新宿区四谷1丁目無番地

土木学会 河野宏
社団法人 土木学会

〒160/電話(03)3355-3559 雑・京6-16828番