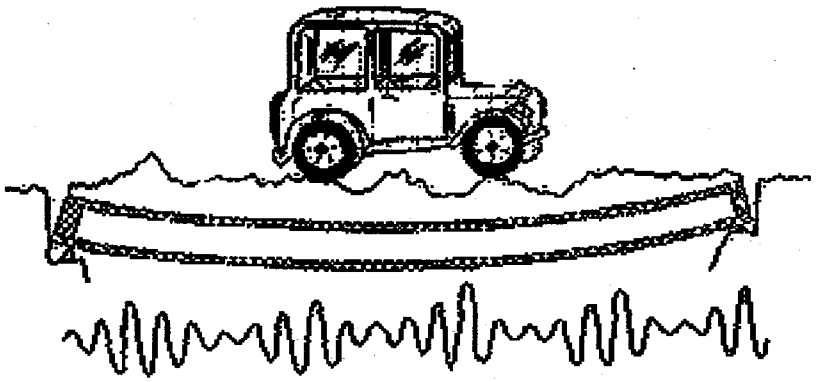
橋梁振動コロキウム'97 論文集

PROCEEDINGS OF COLLOQUIUM ON BRIDGE VIBRATION

Japan Society of Civil Engineers
October 30-31 1997



1997 年 10 月 30 日（木）～31（金）
金沢大学工学部秀峯会館

土木学会構造工学委員会
橋梁振動モニタリング研究小委員会

序　　文

橋梁が長期間に渡ってその社会的機能を果していく過程で自然現象である地震や風、さらに交通荷重および周辺環境から様々な影響を受ける。またその結果として橋梁構造の各部が損傷を受けたり、さらには周辺環境に対して悪影響を及ぼす場合もある。したがって橋梁技術に要求される要件の一つとして長期間に渡ってこのような局部的破壊などを含めた悪影響が橋梁構造に発生しないように設計、製作、維持管理の各段階において構造の健全性を確保する必要性があり、またそれを監視する必要がある。また橋梁振動に関連する新技術の開発にともなって、橋梁の振動特性をより正確に評価する必要性も増加している。特に高性能の制震・免震技術に関連して、実橋梁が有する減衰性能の適確な把握による、より精度の高い橋梁振動の解析評価を必要としている。そのためには実橋梁の振動特性に関するデータを詳細に分析して、橋梁構造の違いに応じた振動特性値を分類しておく必要がある。さらに橋梁構造の特性の変化を指標として健全度を診断する見地からは、構造特性の経年的変化が微少なため、特性変化の勾配に着目するなど、特性の微少変化を逆解析的に評価する手法の確立が望まれている。

橋梁振動モニタリングは通常短期的モニタリングと長期的モニタリングに大別される。短期的なモニタリングの例としては橋梁の架設時および建設直後の振動計測・解析が上げられる。この場合は架設時の施工の安全性、信頼性の確保のため、および設計に採用した種々の条件が適切であったかどうかを検証するための調査である。一方長期的なモニタリングの例としては錆進行の監視や局部破壊変形の監視、有害な環境振動発生の監視など橋梁構造の全般的な健全性診断のための技術が上げられる。最近はこのような長期の観測システムを有する橋梁のことを「 Smart　Bridge 」あるいは「 Intelligent　　Bridge 」と呼び、橋梁の健全性を遠隔操作で監視する実例も見られるようになっている。このように橋梁の設計、製作、架設、維持管理の短期および長期に渡って橋梁振動をモニタリングする必要性が増加している。

これらに関連する構造工学委員会内の研究小委員会としては、平成３年度に設立された「橋梁交通振動研究小委員会」（委員長梶川康男金沢大学教授）がある。この小委員会は平成７年１１月に「橋梁交通振動コロキウム」を開催し、平成８年３月に４年間の活動を終了した。この委員会においては橋梁の走行荷重による動的影響の解析評価を主要なテーマとして活動した。平成８年５月に設置された橋梁振動モニタリング研究小委員会では（１）橋梁の健全度診断、（２）橋梁構造の減衰評価、（３）橋梁の疲労診断、（４）橋梁構造同定　の４つを主要テーマとして調査研究活動を展開している。

今回のコロキウムではこれらの４つのテーマを含めた９つのテーマについてチュートリアルを企画し、最近までの研究成果を執筆・講演いただくとともに、３０編以上の一般応募された論文が研究発表されることとなった。

橋梁振動の調査研究は今後も幅広く継続されていくものと思われるが、今回のコロキウムが今後これらの調査研究に携わる研究者、実務者の方々への情報提供および情報交換の機会となり、この分野のさらなる発展に貢献できることを念願するものである。最後に、橋梁振動モニタリング研究小委員会各委員、小委員会において話題提供をいただいた方々、またコロキウム論文集に執筆・協力いただいた方々、さらには小委員会の開催をはじめ、コロキウムの開催にあたり各方面にご尽力いただいた土木学会事務局の河西貴志氏に対し深甚なる感謝の意を表する次第である。

１９９７年１０月

土木学会構造工学委員会
橋梁振動モニタリング研究小委員会
委員長　　大　島　俊　之

土木学会構造工学委員会 橋梁振動モニタリング研究小委員会名簿

委員長	大島俊之	北見工業大学工学部土木開発工学科
連絡調整幹事	中島章典	宇都宮大学工学部建設学科
幹事	阿部雅人	東京大学工学部土木工学科
〃	岩本政巳	名古屋工業大学工学部社会開発工学科
〃	小幡卓司	北海道大学工学部土木工学科
〃	坂野昌弘	関西大学工学部土木工学科
〃	田中信治	中部復建(株)設計第一部
〃	角本 周	オリエンタル建設(株)技術部
〃	西星匡博	(株)フジエンジニアリング
委員	麻生稔彦	山口大学工学部社会建設工学科
〃	岩崎正二	岩手大学工学部建設環境工学科
〃	上野健治	鹿島技術研究所第一研究部第2研究室
〃	烏野 清	九州共立大学工学部土木工学科
〃	金子 誉	(株)熊谷組技術研究所土木系研究開発部土木グループ
〃	岡林隆敏	長崎大学工学部社会開発工学科
〃	梶川康男	金沢大学工学部土木建設工学科
〃	加藤雅史	九州東海大学工学部土木工学科
〃	川谷充郎	大阪大学工学部土木工学科
〃	菅野 匡	日本道路公団試験研究所保全技術研究室
〃	呉 智深	茨城大学工学部都市システム工学科
〃	小林義和	(株)ニチゾウテック技術本部第1技術部
〃	佐々木伸幸	三菱重工業(株)広島研究所鉄構土木研究室
〃	佐藤恒明	木更津工業高等専門学校環境都市工学科
〃	佐藤弘史	建設省土木研究所構造研究室
〃	鈴木博之	明星大学理工学部土木工学科
〃	田中秀秋	(株)日本製鋼所室蘭製作所品質管理部検査課
〃	土田貴之	(株)建設技術研究所道路本部技術第4部
〃	津村直宜	NKK基盤技術研究所都市工学研究部
〃	徳永法夫	阪神高速道路公団保全施設部
〃	外山義春	北海道開発コンサルタント(株)橋梁部
〃	中原淳一郎	横河工事(株)技術本部
〃	中山隆弘	広島工業大学工学部建設工学科
〃	林 暢彦	(株)宮地鐵工所技術本部先行技術研究室
〃	藤澤利彦	瀧上工業(株)橋梁本部技術部
〃	本田秀行	金沢工業大学土木工学科
〃	前田研一	東京都立大学工学部土木工学科
〃	松井義孝	(株)開発工営社企画調査室
〃	松本信之	(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
〃	三ツ木幸子	トピー工業(株)豊橋製造所技術開発部
〃	宮崎正男	住友重機械工業(株)鉄構機器事業本部技術部
〃	山口宏樹	埼玉大学工学部建設工学科
〃	山田 淳	首都高速道路公団保全施設部保全技術課
〃	山田靖則	高田機工(株)技術研究所
〃	米田昌弘	近畿大学理工学部土木工学科
オブザーバー	杣本正信	(株)フジエンジニアリング調査設計部
〃	林川俊郎	北海道大学工学部土木工学科
〃	宮本 裕	岩手大学工学部建設環境工学科

目　　次

チュートリアル論文

橋梁振動の計測・解析 …… 1
津村直宜（NHK）

鋼鉄道橋の健全度評価手法 …… 9
阿部　允（BMC）・杉舘政雄（鉄道総合研究所）・小林俊夫（JR 東日本）・伊藤裕一（JR 東海）

橋梁の使用性評価 …… 19
松本信之（鉄道総合技術研究所）

モニタリング技術 …… 35
枡本正信（フジエンジニアリング）

損傷・構造同定 …… 45
岩本政巳（名古屋工業大学）・阿部雅人（東京大学）

橋梁の減衰評価－斜張橋減衰のエネルギー的評価を例として－ …… 55
山口宏樹（埼玉大学）

橋梁下部工および基礎の振動特性－洗掘された橋梁の振動特性－ …… 63
烏野　清（九州共立大学）・麻生稔彦（山口大学）

橋梁環境振動 …… 71
梶川康男（金沢大学）

橋梁振動の制振・制御－振動制御の理論とその実現化－ …… 77
岡林隆敏（長崎大学）

一般投稿論文

外力を受ける構造物の構造減衰パワーの解析 …… 87
岡林隆敏（長崎大学）・林英次郎（長崎大学）・馬渡あかね（長崎大学）・小城知代（豊福設計）

動吸振器を用いた振動制御の振動減衰パワーによる解析 …… 93
岡林隆敏（長崎大学）・馬渡あかね（長崎大学）・徐建年（PAL 構造）

連続ラーメン橋の橋脚の材料非線形性と減衰定数について …… 101
松井義孝（開発工営社）・青地知也（開発工営社）・大島俊之（北見工業大学）・林川俊郎（北海道大学）・当麻庄司（北海学園大学）

長大吊橋の立体骨組モデルによる非線形地震応答解析 …… 109
佐々木伸幸（三菱重工業）・上平悟（三菱重工業）・山本利弘（リョーセンエンジニアズ）

道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価 …… 117
川谷充郎（大阪大学）・山田靖則（高田機工）・金哲佑（韓国中央大学校建設大学）・川木秀昭（大阪大学）

合理化橋梁から放射される低周波空気振動の解析および評価法 …… 125
山崎智之（北見工業大学）・大島俊之（北見工業大学）・三上修一（北見工業大学）・熱海明彦（日本製鋼所）

道路橋の交通振動使用性の確率論的評価 …… 131
川谷充郎（大阪大学）・小林義和（ニチゾウテック）・今枝拓也（大成建設）

走行荷重による上路式PC吊床版橋の振動特性 …… 139
唐下善文（金沢大学）・深田宰史（金沢大学）・梶川康男（金沢大学）

振動実験による20tfおよび25tf大型貨物車の振動特性と3次元車両モデルの諸元 …… 147
本田秀行（金沢工業大学）・橋野智洋（高田組）・田中孝義（富山県）

振動性状から見た近代木道路橋の構造特性 …… 153
三品吉彦（大日本コンサルタント）・薄木征三（秋田大学）・本田秀行（金沢工業大学）

桁連結高架橋の振動特性 …… 159
薄井王尚（フジエンジニアリング）・林秀侃（阪神高速道路公団）・吉川実（阪神高速道路公団）・梶川康男（金沢大学）・深田宰史（金沢大学）

阪神高速道路の各種高架橋の振動特性の比較 …… 167
深田宰史（金沢大学）・梶川康男（金沢大学）・吉川実（阪神高速道路公団）・林秀侃（阪神高速道路公団）・薄井王尚（フジエンジニアリング）

PC吊床版歩道橋の振動特性の調査 …… 175
梶川康男（金沢大学）・深田宰史（金沢大学）・吉川裕晃（和歌山県）

吊橋主塔の振動実験 …… 183
佐々木雅敏（海洋架橋調査会）・麓興一郎（本州四国連絡橋公団）・宮崎正男（住友重機械工業）・中村幸（住友重機械工業）・久保田浩（住友重機械工業）

ゴム支承の挙動特性調査 …… 189
西岡敬治（阪神高速道路公団）・新名勉（阪神高速道路公団）・西星匡博（フジエンジニアリング）・田中浩（フジエンジニアリング）・坂野昌弘（関西大学）

仮想計測器ソフトウェアによる構造同定システムの開発 …… 197
岡林隆敏（長崎大学）・山森和博（長崎大学）・古賀政男（構造技術センター）・吉村徹（オリエンタル建設）

可搬型振動計測システムによる斜張橋ケーブル振動の計測 …… 205
吉村徹（オリエンタル建設）・岡林隆敏（長崎大学）・山森和博（長崎大学）・砂川勇二（沖縄県）

名港中央大橋のケーブル加振実験 …… 213
溝江実（日本道路公団）・伊藤正人（日本道路公団）・近藤俊行（石播・日車・トピー東主桁工事共同企業体）・川上剛司（石播・日車・トピー東主桁工事共同企業体）・鈴木政直（石川島播磨重工業）・森内昭（石川島播磨重工業）

支点反力の代替となる計測量について …… 219
徳永法夫（阪神高速道路公団）・山田靖則（高田機工）・川谷充郎（大阪大学）

非合成桁スラブ止めの伝達せん断力と疲労破断のモニター …… 225
中島章典（宇都宮大学）・溝江慶久（川田工業）・廣田篤（東洋建設）・吉原知佳（鹿島建設）・西園広之（トピー工業）・大江浩一（トピー工業）

打撃法による損傷RC橋脚の健全度診断と損傷評価 …… 233
太田雅仁（北見工業大学）・大島俊之（北見工業大学）・三上修一（北見工業大学）・山崎智之（北見工業大学）・外山義春（北海道開発コンサルタント）

動吸振器の最適設計法に関する考察 …… 239
徐建年（PAL構造）・岡林隆敏（長崎大学）・林英次郎（長崎大学）

初期変位と可変減衰を利用したセミアクティブ動吸振器 …… 247
阿部雅人（東京大学）・Takeru IGUSA（ノースウェスタン大学）

自走式アクチュエータによる吊構造物の極低域振動の制御 …… 255
岡林隆敏（長崎大学）・高木真一郎（長崎大学）・山森和博（長崎大学）・下田郁夫（オイレス工業）

長大橋主塔架設時渦励振に対するH^{∞}制御ハイブリッド型制振装置の開発 …… 263
勝浦啓（三菱重工業）・幕田宏（三菱重工業）・本田明宏（三菱重工業）・冨田昇（三菱重工業）・今野貢（三菱重工業）

同調質量ダンパーを用いた歩道橋の制振 …… 269
横谷利昭（建設省）・廣瀬彰則（中央復建コンサルタンツ）・田谷光（栗本鉄工所）・南條正洋（ニチゾウテック）・畑中章秀（ニチゾウテック）

既存道路橋の振動使用性評価に関する基礎的検討 …… 277
加藤雅史（九州東海大学）

広幅員単弦ローゼ桁橋の走行荷重下の振動使用性実験 …… 285
川谷充郎（大阪大学）・下村和也（大阪大学）・野嵜一郎（大阪市）・山口史夫（片山ストラテック）・矢幡武人（日立造船）・小林義和（ニチゾウテック）

歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について …… 293
小幡卓司（北海道大学）・亀井与志（北海道大学）・伊藤公彦（フジタ）・林川俊郎（北海道大学）・佐藤浩一（北海道大学）

既設フーチングの増杭・増厚による橋脚振動特性に関する一考察 …… 301
徳永法夫（阪神高速道路公団）・川谷充郎（大阪大学）・早川清（立命館大学）・西村昂（大阪市立大学）・藤原敏彰（エスタ）・讃岐康博（フジエンジニアリング）

B活荷重対応・橋梁補強工事（主桁増設工法）における振動変位頻度の24時間計測例 …… 309
山田金喜（日本道路公団）・宇佐見雅實（日本橋梁エンジニアリング）

外ケーブルプレストレス補強による合成桁のたわみ振動特性 …… 315
鄭勝仁（山口大学）・中村秀明（山口大学）・宮本文穂（山口大学）

外ケーブルプレストレス工法で補強した既存橋梁の振動特性 …… 323
有馬健次（ニチゾウテック）・白倉篤志（ニチゾウテック）・久保田安祐（兵庫県）・山本晃久（川崎重工業）・宮本文穂（山口大学）

Probabilistic Investigation on Dynamic Amplification Factors of Highway Bridges
（道路橋動的拡大係数の確率的特性分析） …… 329
金相孝（延世大学校）・金鍾學（延世大学校）・尹成鎬（延世大学校）

CONTENTS

TUTORIAL PAPERS

Measurement and Data Processing of Bridge Vibration ····· 1
By Naoyoshi TSUMURA

Method of Evaluating Soundness of Steel Railway Bridges ····· 9
By Makoto ABE, Masao SUGIDATE, Toshio KOBAYASHI, Yuuichi ITOH

Serviceability Evaluation of Bridges ····· 19
By Nobuyuki MATSUMOTO

Monitoring Technology ····· 35
By Masanobu SUGIMOTO

Structural and Damage Identification ····· 45
By Masami IWAMOTO, Masato ABE

Damping Evaluation of Bridges
—Energy-Based Evaluation of Modal Damping in Cable-Stayed Bridges— ····· 55
By Hiroki YAMAGUCHI

Dynamic Characteristics of Bridge Piers and Foundations
—Dynamic characteristics of bridges with scoured piers— ····· 63
By Kiyoshi UNO, Toshihiko ASO

Traffic Vibration of Viaducts and Environmental Effects ····· 71
By Yasuo KAJIKAWA

Passive and Active Vibration Control of Highway Bridges
—Vibration Control Theory and Practice— ····· 77
By Takatoshi OKABAYASHI

SUBMITTED PAPERS

The Damping Power Analysis of Structures Under Excitations ····· 87
By Takatoshi OKABAYASHI, Eizirou HAYASHI, Akane MAWATARI, Tomoyo KOZYOU

The Vibration Damping Power Analysis Structural Systems Controlled by a Tuned Mass Damper ····· 93
By Takatoshi OKABAYASHI, Akane MAWATARI, Xu Jiannian

Study on Material Nonlinearity and Damping Coefficient of Pier of Continuous Rigid-Frame Bridge ····· 101
By Yoshitaka MATSUI, Tomoya AOCHI, Toshiyuki OHSHIMA
Toshiro HAYASHIKAWA, Syoji TOHMA

Non-Linear Seismic Response Analysis of Long Span Suspension Bridge ····· 109
By Nobuyuki SASAKI, Satoru UEHIRA, Toshihiro YAMAMOTO

Estimation of Slab's Response in Traffic-Induced Vibration of Highway Bridge
by Three-Dimensional Analysis ····· 117
By Mitsuo KAWATANI, Yasunori, YAMADA, Chul Woo KIM, Hideaki KAWAKI

Analysis and Evaluation of Infrasound Radiated from Rationalized Bridge ····· 125
By Tomoyuki YAMAZAKI, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Akihiko ATSUMI

Probabilistic Serviceability Estimation of Traffic-induced Vibration of Highway Bridges ····· 131
By Mitsuo KAWATANI, Yoshikazu KOBAYASHI, Takuya IMAEDA

Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Stress-Ribbon Bridge
with a Roadway Slab Deck Due to Traffic Load ····· 139
By Yoshifumi TOUGE, Saiji FUKADA, Yasuo Kajikawa

Dynamic Characteristics and Three Dimensional Vehicle Model Factors
of Heavy Large Track Based on Moving Vehicle Test ····· 147
By Hideyuki HONDA,Norihiro HASHINO, Takayoshi TANAKA

Modern Timber Road Bridges and Their Structural Characteristics Derived
from Dynamic Tests on the Existing Bridges in Japan ····· 153
By yoshihiko MISHINA, Seiou USUKI, Hideyuki HONDA

Vibration Characteristics of Highway Bridge with Jointless System ····· 159
By Kimihisa USUI, Hidenao HAYASHI, Minoru YOSHIKAWA, Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA

Vibration Characteristics of Various Highway Bridges in Hanshin Express Way ····· 167
By Saiji FUKADA, Yasuo KAJIKAWA, Minoru YOSHIKAWA, Hidenao HAYASHI Kimihisa USUI

Vibration Characteristics of Prestressed Concrete Stress Ribbon Pedestrian Bridges ····· 175
By Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA, Hiroaki YOSHIKAWA

A Vibration Test on the Main Tower of Suspension Bridge ····· 183
By Masatoshi SASAKI, Koichiro FUMOTO, Masao MIYAZAKI,
Miyuki NAKAMURA, Hiroshi KUBOTA

Investigation of Behavioral Character for Rubber Bearing ····· 189
By Takaharu NISHIOKA, Tsutomu NIINA, Masahiro NISHIBOSHI,
Hiroshi TANAKA, Masahiro SAKANO

Development of Structural Identification System by the Virtual Instrument Software ····· 197
By Takatoshi OKABAYASHI, Kazuhiro YAMAMORI, Masao KOGA, Toru YOSHIMURA

The Vibration Measurement for Cables of Cable-Stayed Bridge
by the Mobile Vibration Measurement System ····· 205
By Toru YOSHIMURA, Takatoshi OKABAYASHI, Kazuhiro YAMAMORI, Yuji SUNAGAWA

Cable Vibration Test of Meiko Central Bridge ····· 213
By Minoru MIZOE, Masato ITO, Toshiyuki KONDO, Takeshi KAWAKAMII, Masanao SUZUKI, Akira MORIUCHI

Substitutional Parameter of Dynamic Reaction Force ····· 219
By Norio TOKUNAGA, Yasunori YAMADA, Mitsuo KAWATANI

Monitoring of Horizontal Shear Behavior and Fatigue Fracture of Slab Clamp in Plate Girder ····· 225
By Akinori NAKAJIMA, Yoshihisa MIZOE, Atsushi HIROTA,Tomoyoshi YOSHIWARA, Hiroyuki NISHIZONO, Hirokazu OOE

Integrity Diagnosis and Damage Evaluation of Damaged RC Pier by Using Impact Testing ····· 233
By Mashahito OHTA, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, Tomoyuki YAMAZAKI, Yoshiharu TOYAMA

Optimal Design Methods of Tuned Mass Dampers ····· 239
By Xu Jiannian, Takatoshi OKABAYASHI, Eiziro HAYASHI

Control Laws for Semi-Active Tuned Mass Dampers with Variable Damping Components ····· 247
By Masato ABE, Takeru IGUSA

The Vibration Control of the Suspended Structure with Lower Natural Frequencies by the Self-Moving Actuator ····· 255
By Takatoshi OKABAYASHI, Shinichirou TAKAKI, Kazuhiro YAMAMORI, Ikuo SHIMODA

Development of Hybrid Mass Damper for Vortex-induced Vibration of Bridge Tower under Erection ····· 263
By Hiroshi KATSUURA, Hiroshi MAKUTA, Akihiro HONDA, Noboru TOMITA, Susumu KONNO

Vibration Control of a Foot-Bridge Using Tunned Mass Dampers ····· 269
By Toshiaki YOKOTANI, Akinori HIROSE, Akira TAYA, Masahiro NANJYO, Akihide HATANAKA

Fundamental Study on Vibration Serviceability of Existing Highway Bridges in Consideration of Pedestrian Response ····· 277
By Masafumi KATO

Dynamic Serviceability Experiment of Monochord Lohse Girder Bridge with Wide Width under Moving Vehicles ····· 285
By Mitsuo KAWATANI, Kazuya SHIMOMURA, Ichiro, NOZAKI, Fumio YAMAGUCHI, Yoshikazu KOBAYASHI

Identification of Human Walking Force and Dynamic Characteristics of Pedestrian Bridges by Field Vibration Tests ····· 293
By Takashi OBATA, Yoshi KAMEI, Kimihiko ITOH, Toshiro HAYASHIKAWA, Koichi SATO

A Study on Bridge Vibration Characteristcis Caused by Increasing Piles or Thickening Footings ····· 301
By Norio TOKUNAGA, Mitsuo KAWATANI, Kiyoshi HAYAKAWA,
Takashi NISHIMURA, Toshiaki FUJIWARA, Yasuhiro SANUKI

An Example of 24-Hour Measurement of Numbers of Recurrence of the Same
Deflections of a Reinforced Plate Girder Bridge ····· 309
By Kaneyosi YAMADA, Masami USAMI

A Study on Dynamic Behaviors of Prestressed Composite Girder Strengthened
with External Tendons ····· 315
By Katsuji TEI, Hideaki NAKAMURA, Ayaho MIYAMOTO

Application of Modal Analysis to the Existing Steel Girder Bridge Strengthed
by Using Prestressing Method ····· 323
By Kenji ARIMA, Atsushi SHIRAKURA, Yasuhiro KUBOTA,
Akihisa YAMAMOTO, Ayaho Miyamoto

Probabilistic Investigation on Dynamic Amplification Factors of Highway Bridges ····· 329
By Sang-Hyo KIM, Jong-Hak KIM, Sung-Ho Yoon

チュートリアル論文

橋梁振動の計測・解析

津村 直宜

ＮＫＫ　基盤技術研究所　（〒210 川崎市川崎区南渡田町1-1）

本文では，橋梁の現場振動実験に関して，実験計画書の作成，現場で遭遇するトラブルの対処方法，およびデータ解析上の要点を述べる．実験計画書は，①はじめに，②固有振動解析，③実験方法，④データ解析，⑤工程という目次構成で作成する．実験方法には，加振方法，実験細目，実験ケース，計測方法を記載する．実験ケースは実験細目に対応させてなるべく明確な条件を予め定めておく必要がある．現場実験で遭遇するトラブルとしては，電源の問題，ノイズ，計測器の故障，雨などが挙げられる．電源に関して問題が発生するのを防ぐには，すべての計測器を単一の電源に安定化電源を介して接続することが基本となる．橋梁の振動実験ではノイズによって計測に支障をきたすことは少ない．

Key Words : *bridge, vibration test, field measurement, eigenvalue analysis, data processing*

1. はじめに

このコロキウムに参加された方の多くにとっては周知のことであるが，橋梁振動研究会から「橋梁振動の計測と解析」という 474 頁にも及ぶ大著が平成５年に出版されている [1]．今回コロキウム開催にあたってチュートリアル論文を依頼されたのは大変光栄なことであるものの，すでに同様な課題について詳細に記述されたこのような労作がまとめられていることを考えると，何を書いたらいいのかいささか気の重い仕儀となった．

そこで改めて「橋梁振動の計測と解析」を読み直してみると，唯一難点があるとすればその圧倒的なボリュームであることに気がついた．初めて橋梁の振動実験を行う若い技術者や研究者にとって，計画の前段階でこれを読破するのは容易な話ではないし，おそらくそんな時間もとれないのが現実であろう．しからば諦めて何も読まないよりもざっと数頁に目を通すことで多少ましな実験ができるような資料を提供できれば，何とか前述の書との役割分担ができるのではないかと考えたのが，このような文章（論文と呼ぶのはいささか憚られる）を書くに至った動機である。

本文では，橋梁の現場振動実験に関して，実験計画書の作成方法，現場で遭遇するトラブルへの対処方法，およびデータ解析上の要点を述べる．内容はあまり学問的とは言えないにしても，実験を計画，遂行する上では知っておいたほうがよいと思われる事柄を選んだつもりである．

一口に振動実験といっても目的や方法など様々であるが，ここでは橋梁の固有振動特性（固有振動数，振動モード，構造減衰率）を求める起振機実験と常時微動測定をイメージしている．使用するセンサは主にサーボ型加速度計である．執筆にあたってはなるべく他の振動実験にも当てはまるよう心掛けたが，こうしたイメージに起因して内容の一般性が制約を受けることは避け難い．また，あくまで筆者の経験に基づくことなので，個別の問題についても必ずしも最良の方法を提示できているとは限らないことは初めにお断りしておく．

2. 実験計画書の作成

(1) 目次の構成

現場実験では現場に持ち込み携帯できる書類が限定されるので，常に参照できるのは実験計画書のみと言って過言ではない．そのため，実験計画書は内容が明確でかつ十分な資料性を持たなければならない．筆者は，おおむね，①はじめに，②固有振動解析，③実験方法，④データ解析，⑤工程，という目次構成で計画書を作成するようにしている．

以下，これらの各章に記述すべき内容と留意点について述べよう．

(2) はじめに

ここでは，橋梁の概要，実験を行うに至った背景，および実験目的を記載する．これらについては特に説明を要さないと思うが，橋梁全体の諸元がわかる一般図を添付しておくこと（作業指示や見学者への説明の際に便利である），実験目的は箇条書きにして簡潔に記述することなどが一般的な注意事項として挙げられる．

(3) 固有振動解析

計画書には，できる限り橋梁の固有振動解析結果（固有振動数，一般化質量，振動モード）を掲載しておくことが望ましい．これらの結果は実験計画において加振能力の検討やセンサーの配置計画に必要となるのみならず，現場において計測結果の良否を判断する上で非常に有用な資料となる．さらにまとめにおいて実測値と比較すべき解析値がないと，報告書がきわめて貧弱になる恐れもある．振動実験を行うために新たな固有振動解析を行なったとしても十分に元はとれると断言できる．

筆者はある程度以上の規模の振動実験ではなるべく自分で固有振動解析を行うことにしている．この点は設計段階で既に解析が行われていたとしても同様である．そのおもな理由としては，

①固有振動解析が行われたのち，詳細設計で構造が変更されている可能性がある．
②実測値と解析値に違いが認められた場合，容易に解析モデルの再検討ができる．
③振動モードの数値がファイル形式で手元にあると実測値との比較，照合が非常に容易になる．

ことなどが挙げられる．パソコンでも十分ＦＥＭによる固有振動解析が可能な昨今の状況を考えると，読者にも実験前に自ら固有振動解析を実施しておくことを推奨したい．

(4) 実験方法

実験方法には，加振方法，実験細目，実験ケース，および計測方法を記載する．

加振方法では加振機の仕様と固有振動解析結果から加振振幅を検討する必要がある．加振対象モードの共振時の最大変位振幅u_{max}は近似的に次式から求められる．

$$u_{max} \approx \frac{F\phi}{2\xi M\omega^2} \qquad (1)$$

ここで，

F ：加振力
ϕ ：加振位置のモード振幅
ξ ：対象モードの減衰定数
M ：対象モードの一般化質量
ω ：対象モードの固有角振動数

減衰定数には一般に設計値を用いるが，実際の値に比べて耐風設計時の値は小さめ，耐震設計時の値は大きめの傾向があることを承知しておいたほうがよい．減衰定数の予測には同形式の橋梁の実測結果が参考になる．一方，ねじれ振動などのように活荷重による静的変形とは著しく変形形状の異なる振動モードを加振する場合は，橋体の強度チェックも忘れてはならない（固有振動解析結果は強度チェックにも必要となる）．

実験細目では，常時微動測定，定常加振試験，自由減衰試験など各種試験法の中から実際にどのような試験を選択して行うかを述べる．これらの具体的な内容は前述の著作に詳しい．

実験ケースは，対象モードや実験細目などの条件に対応させてなるべく明確に定めておく．できればケース名までつけておいた方が間違いが少ない．実験ケースが不明確だと工程を定めることも難しくなる．表-1は，制振装置を設置した橋梁の加振実験[2]におけるケース設定の一例である．

表-1 実験ケースの設定例

名称	対象モード	試験法	制振装置
V1	鉛直曲げ１次	定常加振	固定
		自由減衰	
V2	鉛直曲げ２次	定常加振	
		自由減衰	
V3	鉛直曲げ３次	定常加振	
		自由減衰	
V4	鉛直曲げ４次	〃	
T1	ねじれ１次	〃	
T2	ねじれ２次	〃	
S1	鉛直曲げ１次	定常加振	STMD最適
S2	〃	〃	STMD誤差8%
M1	〃	〃	MTMD最適
M2	〃	〃	MTMD誤差8%

計測方法では，振動センサの配置，計測器の接続フローおよび使用計測器の一覧を示す．センサの配置は，固有振動解析の結果を参考にしてモード形状が明らかになるように測定点を定める．モードの対称性を考慮して適当に測定点を省くこともセンサ数を制限する上では大切である．実験ケースに応じてセンサ配置の盛替えが必要になることもあるが，これは短時間に実施可能な場合を除いて極力回数を減らしたほうがよい．常時微動測定における基準点（盛替えの際に重複させる測定点）にはなるべく多くの

固有振動を識別できるように低次モードの腹を避けて支点付近の測定点を充てるのがコツである．計測器の接続フローは実験の準備作業において，使用計測器の一覧は実験費用の積算と器材の調達において有用である．定常加振実験において筆者が用いる計測器の接続フローの一例を図-1に示す．

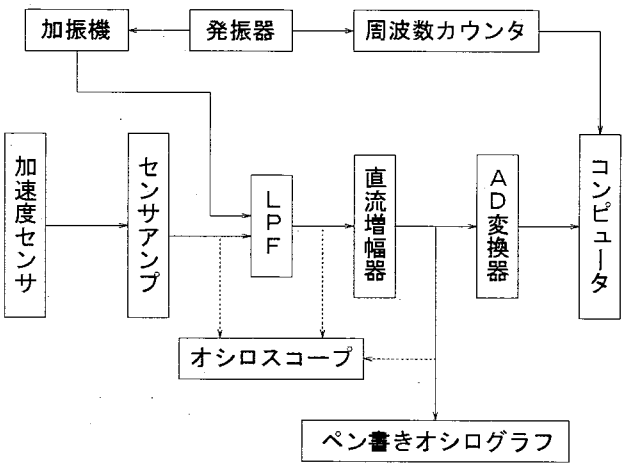


図-1　計測器の接続フローの例

これらの計測器の中で筆者はペン書きオシログラフを非常に頼りにしている（前掲の大著には「現在ではほとんど使われなくなった」と書かれているがまだ現役である）．使い方は，実験前に校正波形を記録したのち実験中ずっと記録紙を流しておくだけであるが，波形がリフレッシュされるＣＲＴよりもモニタとしてははるか優れている（と筆者は感じている）．さらに記録紙の余白はメモに最適であるし，いざハードディスクがクラッシュしたときも，これさえ残っていれば何とかなるという安心感も与えてくれる．冗談のように聞こえるかもしれないが，記録メディアが壊れてリスト出力をキーボードから入力し直した経験をすると，この種の不安はどうしても捨てきれないのである．

この計測フローでは，周波数カウンタもデータをコンピュータに転送することによって単なるモニタとは異なる使い方をしている．その使い方については４章で説明する．

(5) データ解析

データ解析では，ＡＤ変換，振幅・位相の読取り，対数減衰率の算出などの基本的なデータ処理について述べるとともに，必要に応じて実験モード解析やスペクトル解析などの解析手法を述べる．これらはほとんどが教科書的な内容であるので場合によっては省略しても差し支えないが，ＡＤ変換のサンプリングレートやスペクトル解析における解析周波数帯域など，計測に関係する解析条件についてはここで明示しておきたい．

計画にあたって，どの程度まで現場でデータ処理を行う必要があるかを判断するのはなかなか難しい問題である．詳細な解析作業を行うためには当然コンピュータを必要とするから，換言すると現場にコンピュータを持ち込むか否かという判断になる．現場実験におけるオンライン解析の功罪はおよそ以下のように考えられる．まず長所としては，

①測定点数が多い場合の状況の把握能力はアナログ計測時の比ではなく，計測上の過誤を防ぐためにもオンライン処理を欠かすことができない．
②詳細な結果を現場で把握できるため，実験結果を直ちに速報できることに加えて，以後の実験へのフィードバックも的確に行うことができる．
③オフラインでのＡＤ変換は基本的に実験と同等な時間と器材を要するので，実験後の解析まで含めるとトータルとしてかなりの合理化になる．

一方，短所としては，

①現場に持ち込む器材がコンピュータを含めてどうしても多くなりがちで，それらの設置，調整のために現場での作業が増加する．
②何らかの計測プログラムを必要とし，仮にあったとしてもこれを熟知する要員が現場で必要となるので要員計画に制約を生じる．
③データを記録するだけの機能に限定すると，専用記録器（アナログデータレコーダなど）に比べてどうしても信頼性や柔軟性に劣る．

ことなどが挙げられる．比較のポイントとして筆者が重視するのは，トータルでの合理化を計るか現場での作業量を減らすかという点であり，個々の実験の状況に応じてコンピュータを持ち込むかどうかの判断を下している．

(6) 工程

工程の立案は，実験計画においてもっとも重要な部分である．工程は準備，実験，片付けという一連の流れとなるが，その立案にあたっては要員計画も同時に行う必要がある．現場実験では期間中の要員の増減が難しいため，まず実験（加振と計測）に必要な人数を定めたのち，作業量と人数を勘案して準備と片付けの期間を割り出すのが一般的である．そこで重要なことは要員計画の中に指揮者を含めないことである．計画立案者はしばしば実験の指揮者となる場合が多いが，指揮者（自分）自身の作業をあてにして計画を立てると，往々にして現場で立往生してしまうことになる．指揮者が行うべきことは，実験指揮に加えて外部との折衝やトラブル対応など工程表に現れない項目が数多くある．「自分が何も

しない計画が一番よい計画」というのがこれまでの経験から得た筆者の結論である．

実験期間は専ら実験ケースの多寡と１ケースの測定時間にかかる．定常加振試験ではおよそ次のように１ケースの測定時間Ｔを算定できる．

$$T = N(n_1 + n_2)T_0 \qquad (2)$$

ここで，

Ｎ　：周波数軸上の測定点数
n_1　：測定を行う波数
n_2　：定常状態に至るまでの波数
T_0　：対象モードの固有周期

測定を行う波数 n_1 は 10 波もあれば十分であるが，加振開始から定常状態に至るまでに必要な波数 n_2 は減衰が小さいと 100 波以上に達することもある．必然的に固有周期が長く減衰が小さいモードの測定には長時間を要する．筆者の経験では周期 5 秒，対数減衰率 0.005 の吊橋主塔[3] の測定に自由減衰試験も含めて丸１日を要したのが最長記録である．自由減衰試験も，n_1 を n_2 と等しくおき，Ｎを測定回数（通常３回程度）に置き換えれば，式(2)からおよその測定時間を見積もることができる．

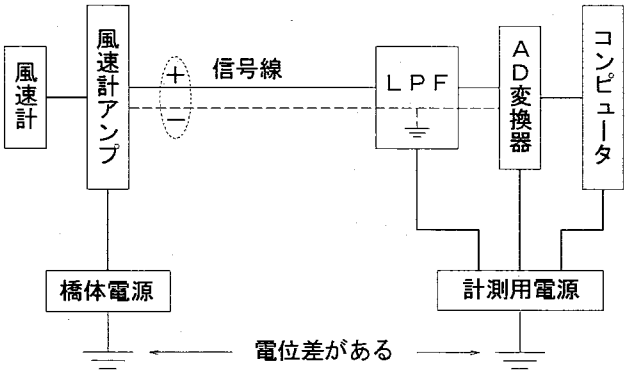
そのほか，天候の変化などを考慮して予備日を設定することも考えられるが，まずは準備に十分な時間を割いておくことが賢明であろう．

3. 現場でのトラブル対応

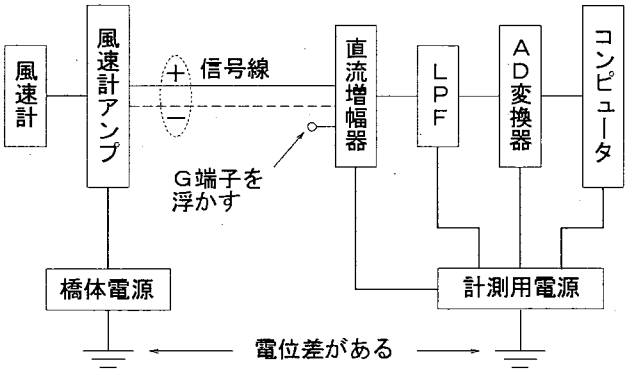
(1) 電源

現場実験では電源に関して予期せぬトラブルに遭遇することが多い．一例をあげると，図-2(a)のような配線で風速計，ローパスフィルタ（ＬＰＦ），ＡＤ変換器を接続したところ，風速計の出力を取り込めないという事態に見舞われたことがある．調査の結果，計測器の故障や断線などはなかった．そこで思い当たることがあり，図-2(b)のように風速計とＬＰＦの間に直流増幅器を入れたところ．無事，計測が可能となった．原因は，風速計を他の計測器と異なる電源に接続したことと入力形式が不平衡入力のＬＰＦを使用したことであった．電気的に正確な説明は筆者には難しいが，橋体電源と計測用電源の接地端間に電位差がある中で，一側の信号がＬＰＦの筐体に短絡されたため，ＬＰＦの動作が異常になったものと考えられる．したがって風速計の出力信号が直流増幅器で絶縁されることにより計測が可能となったわけある（このような目的のためにアイソレータと呼ばれる比較的安価な計装部品が市販されているので一般にはこれを利用するのがよい）．

これら電源の問題を未然に防ぐには，とにかく「すべての計測器を安定化電源を介して単一の電源に接続する」ことである．安定化電源を使用する意味は明らかであろう．後述するノイズ対策としても有効である．ただ最近は工事用電源にしろ発電機にしろ現場でもかなり良質な電源を得られるので，必須というほどのことは無いように感じている．注意すべきは，安定化電源とバックアップ電源とは基本的に異なることで，特にパソコン用の安価なバックアップ電源は，ほとんど電源電圧を安定化する機能は持たないことを知っておくべきである．



(a)　計測できなかった接続



(b)　計測できた接続

図-2　電源に起因するトラブル

(2) ノイズ

電気的ノイズに対しては，まず信号の伝送にシールド線を用いることが原則となる．このため実験準備には信号線の結節部を覆うためのアルミ箔が必需品となる（図-3参照）．ツイストペア線を用いればさらに耐ノイズ性に向上するが[4]，振動実験ではそこまでの必要はないように思われる．また，各計測器のアース端子は導線でつないで接地することが推奨される．この際アース線が閉じたループを作らない

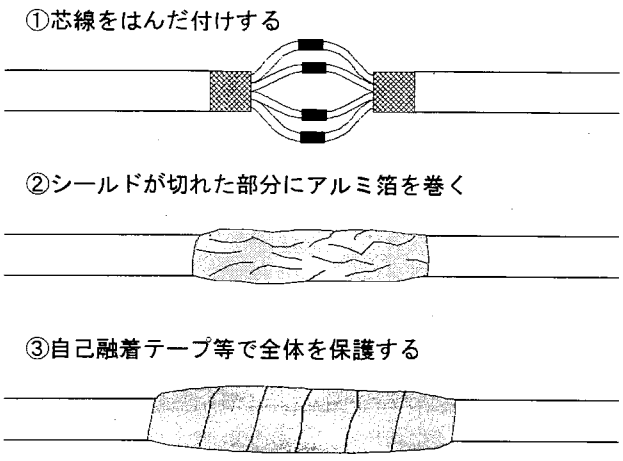


図-3　シールド線の接続

ように配線する．ただし現場で良好な接地が得られることは稀であり，また仮に得られたとしても一概にノイズレベルが下がるわけではないことは付け加えておく．橋梁本体は必ずしも電気的に接地されているとは限らないので計測用アースを接続することは厳禁である．対策がどうあれ電気的ノイズの混入はある程度避け難いものであるが，現場で主に遭遇するのは周波数が50Hzか60Hzの電源ノイズでありこれは橋梁の固有振動数よりかなり高いので，ＳＮ比が著しく低くない限りＬＰＦを使用して比較的容易に除去できることが多い．

一方，機械的ノイズとしては起振機の機械振動や二次部材の振動が挙げられる．これらの卓越周波数は概して電気的ノイズより低く，ＬＰＦで濾波することが難しい場合は，振動源からセンサを遠ざける処置をとる（機械的ノイズ対策としてゴムを介してセンサを取りつけたことがあるが，当然のことながら全く効果はなかった）．このほか橋梁自体の高次振動も計測対象外という意味では機械的ノイズの一種と見なせる．これはＬＰＦで濾波するか，或いは計測対象に含めて処理することができる．

いずれにしろノイズに対する特効薬はないが，これらによって計測が失敗することはあまりなく，ＬＰＦによる対処療法でおおむね対応できると考えて良い．ただし，ＬＰＦの使用にあたってはノイズによって増幅器の出力が飽和する（サチる）ことがないよう注意する必要がある．

図-4はこの関係を示したものである．記録器への入力レベルが低いからといって，ＬＰＦの前段に置かれた増幅器の倍率を上げてしまうと，図-4(a)のようにノイズで飽和した信号をフィルタリングした歪んだ波形を記録する結果となる．さらに悪いことに記録波形は見かけ上飽和していないためそのことに気がつきにくい．なるべく図-4(b)に示すように直流増幅器の前段にＬＰＦを置く習慣をつけたほうがよい．また同様の現象がセンサアンプの内部でも生じることがある．そのためセンサアンプの感度を上げる場合はセンサアンプ内蔵のＬＰＦをパスにした状態で出力信号をチェックしておく必要がある．

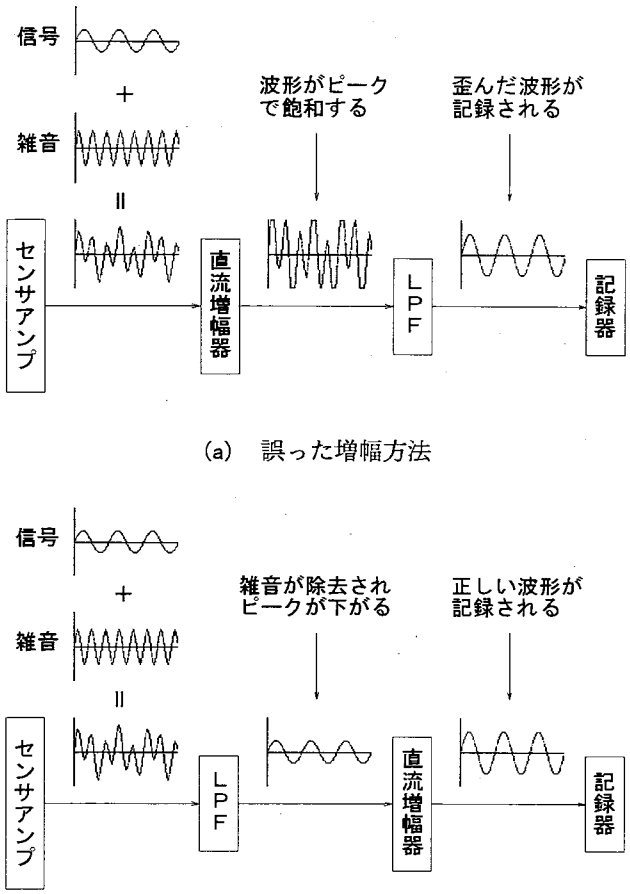


図-4　ノイズが重畳する信号の増幅方法

(3) 故障

最近の計測器はＩＣ技術の発達によって相当壊れにくくなってきたとはいえ，相変わらず現場実験に故障はつきもののと考えておいたほうがよい．特に運搬によって故障が誘発されることはしばしば経験することでなので，現地に着いたら直ちに計測器の動作チェックしておくのが無難である．

故障に対する根源的な対策はもちろん代替品を準備しておくことである．最近は計測器のレンタル業が発達してきており，かなり短期間に代替品の調達できる．しかし，実験当日の故障に対応できるわけはなく，また，レンタル業者が扱っていない特殊な計測器ほど故障しやすいという皮肉な法則が存在するように思える．したがって，センサと記録器には最低でも１，２チャンネルの予備を用意するように

心掛けたほうがよい．

かつて，計測器から出力がないので故障と思い込み，急遽あちこち拝み倒して代替品を送ってもらったことがある．ところがやはり出力は得られない．よく調べてみたら出力用の同軸ケーブルが断線していた．故障と判断する前に，せめて信号線（断線のほとんどはコネクタ部で起こる）とヒューズぐらいはチェックしたいものである．

(4) 雨

現場での雨は憂鬱である．衣服は濡れて足元も滑り易く，屋外での準備作業はかなり制限されることになる．また，雨の日にノイズレベルを測定してみると，晴れた日に比べて明らかに電気的ノイズが増加していることがわかる．しかし，屋外配線に十分な雨対策が施されていれば，ノイズレベルが高いことを除いて計測に対する影響は以外と小さいものである（計測器を屋外に設置する場合は別として）．

配線の雨対策において，振動実験のような短期間の計測であれば電線の被覆はあまり重要ではない．比較的安価なマイクロホン用ビニルコードでも数回の雨なら十分使用に耐え得る（無論クロロプレンゴム被覆のシールド線を使うに越したことはない）．問題はむしろコネクタ部である．コネクタ部に浸水すると良くてもゼロ点のドリフトとノイズの増加を招き，悪くすると絶縁不良を起こして計測不能になると考えてよい．その対策は当然のことながら，

①屋外にコネクタ接続部を設けない

②屋外の接続部には防水コネクタを用いる

ことである．諸般の事情でどうしても屋外配線を非防水コネクタで接続しなければならない時は，図-5のような養生方法をとること勧める．この方法の利点はかなりの防水効果が期待できるだけでなく，多少濡れても簡単に外して乾かすことができることである．この方法はある専門業者の方に教わったものであるが，絶対濡らさないのではなく濡れても乾かし易くするという発想は現場実験において当を得ていると思う．逆に最悪なのはコネクタ部を絶縁テープでグルグル巻きにする方法であり，これは防水効果は見かけ倒しで外して乾かすのも容易でない．

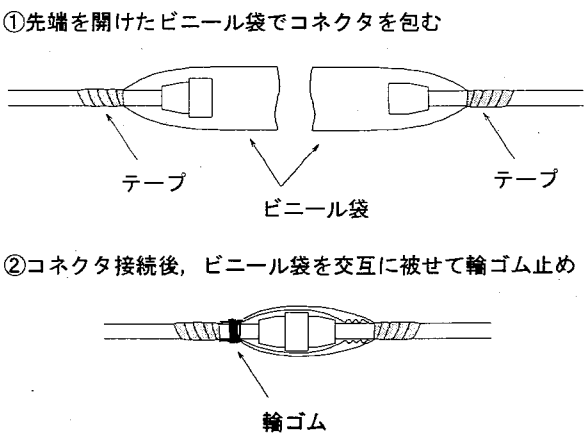


図-5　コネクタ接続部の屋外養生方法

(5) 風

風は減衰率の測定結果に大きな影響を与える場合があるのである意味では雨より始末が悪い．どのような風向，風速の風が測定結果にどの程度影響するかは風洞実験の結果がないと正確には判断できないが，現場においても，自由減衰波形に再現性が無くなるような現象からある程度風の影響を知ることができる．そのような風が継続的に吹く日は実験を諦めるより他に方法はない．筆者も１週間現場に居て１日半しか測定できなかった経験がある．しかし，これも費用と次の仕事のことさえ考えなければ決して悪い仕事とも言えないので，トラブルと呼ぶにはあたらないかもしれない．

4. データ解析上の要点

(1) ＡＤ変換

計測データをコンピュータ処理可能な数値データに置き換えるＡＤ変換はデータ解析の基本である．そこで最も注意を払わなければならないのはエイリアシングの問題であるので，ここではＡＤ変換におけるサンプリングレートとアンチエイリアシングフィルタの設定方法について述べよう．

まず常時微動解析のようなスペクトル解析を行う場合を考える．例えば，12bitのＡＤ変換器に対して48dB/octのＬＰＦをアンチエイリアシングフィルタとして使用する場合，データを完全に遮断するために必要なＬＰＦの利得は，

$$20\times\log(1\div 2048)=-66.2\ [\mathrm{dB}]$$

となる．そのときの周波数 f は，f_CをＬＰＦの遮断周波数として以下のように求められる．

$$f = 2^{(66.2\div 48)} f_C \approx 2.6 f_C$$

周知のようにサンプリングレートΔtとナイキスト周波数f_Nとの間には次の関係がある．

$$\Delta t = \frac{1}{2f_N} \qquad (3)$$

したがってこの場合，次の関係式が満足されるようにサンプリングレートとアンチエイリアシングフィルタの条件を設定すれば，エイリアシングを完全に防止できることになる．

$$\Delta t \leq \frac{1}{2 \times 2.6 f_C} = \frac{1}{5.2 f_C}$$

実際の測定において測定信号にＡＤ変換器の定格入力に達するような高周波が重畳する可能性は少ないので設定条件はこれよりかなり緩和できるが，スペクトル解析にあたってはこの関係を十分頭に入れておいたほうがよい．またスペクトルアナライザを使用する場合でも，解析周波数帯域が低くなると内蔵のアンチエイリアシングフィルタが機能しない機種があるので注意が必要である．

一方，定常加振試験や自由減衰試験のように波形から直接振幅や位相を求める場合は，１波当たりのデータ個数が20～40となるようにΔtを定める．例えば共振振動数が0.5Hzの振動を40データ／波の条件でＡＤ変換する場合，

$$\Delta t = 1000 \div 0.5 \div 40 = 50 \ [\text{msec}]$$

となる．このようにΔtを定めるとナイキスト周波数は現象の振動数に比べてかなり高い値となる（この例では10Hz）．そのため，波形の整形を意図してセンサアンプの内蔵フィルタ（12dB/oct程度のものが多い）をかけるぐらいで，エイリアシングの問題も自動的に回避されてしまうので，この場合はあまり神経質になる必要はない．

(2) 振幅と位相の計算

定常加振試験では各測定点の定常応答波形から振幅と位相を求める必要がある．その方法としては検出されたゼロクロス点に基づいて波形を認識する方法が知られているが，ノイズの混入やデータの桁落ちによって位相に大きな誤差を生じるという問題がある．一方，ＦＦＴによってこれらを求めることも可能であるが，対象が定常波形だけに如何にも冗長な方法と言える．ここではこれらに代わる計算方法を紹介しよう．

その方法は至極簡単で，測定された離散データについて加振周波数の複素フーリエ係数を算出し，振幅はその絶対値として，位相は測定チャンネル間の複素フーリエ係数の商の位相角として求められる．すなわち，

$$X_j = a_j - ib_j \tag{4}$$

$$a_j = \sum_{k=0}^{N-1} x_{jk} \cos \frac{2\pi k}{n} \tag{5}$$

$$b_j = \sum_{k=0}^{N-1} x_{jk} \sin \frac{2\pi k}{n} \tag{6}$$

$$N = mn \tag{7}$$

ここで，

X_j ：j チャンネルの複素フーリエ係数
x_{jk} ：j チャンネルの測定データ
（k = 1, 2, ･･･,N）
m ：ＡＤ変換する波数
n ：1 波当りのデータ個数
i ：虚数単位

測定チャンネルを p，基準チャンネルを r とすると，p チャンネルの振幅 A_p と位相角 θ_p は次式によって求められる．

$$A_p = |X_p| \tag{8}$$

$$\theta_p = \arg\left(\frac{X_p}{X_r}\right) \tag{9}$$

以上は単なる有限フーリエ変換と複素演算に過ぎないが，要点はＡＤ変換する波数を所定の整数mに合致させるために，正確に測定された加振周波数fから次式によって求められたサンプリングレートΔtを用いてＡＤ変換を実行することである．

$$\Delta t = \frac{1}{fn} \tag{10}$$

２章の計測フローで示した周波数カウンタはまさにこの加振周波数を得るためのものであった．この方法は原理的にベースドリフトや高周波ノイズの影響を一切受けず，計算時間もＦＦＴよりはるかに短いという特徴がある．唯一の難点は周波数カウンタで計数する待ち時間があることであるが，ファンクションシンセサイザを信号源にして応答性の高い加振機を使用する場合は，fとしてシンセサイザの設定値を用いても十分な精度が得られるためこの難点も解消される．これから実験プログラムを作る方には是非お勧めしたい計算方法である．

(3) 減衰定数の計算

最後に，加速度センサで測定された常時微動波形のパワースペクトルから非線形最適化手法などを用いることなく比較的簡単なプログラムで減衰定数の算定する方法を述べておこう．

まず橋梁の固有振動数付近におけるパワースペクトルのピーク形状を１自由度系の伝達関数の平方と相似な関数形におく．

$$G(\omega, \omega_0, \xi) = cg(\omega, \omega_0, \xi) \tag{11}$$

$$g(\omega, \omega_0, \xi) = \frac{\omega^4}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2}\right) + \left(2\xi \frac{\omega}{\omega_0}\right)^2} \tag{12}$$

ここで,

$G(\omega, \omega_0, \xi)$ ：パワースペクトル
$g(\omega, \omega_0, \xi)$ ：ピーク形状関数
c ：定数係数
ω ：角振動数
ω_0 ：固有角振動数
ξ ：減衰定数

式(11)と(12)においてω_0とξを特定の値に仮定すればGとgはωを媒介変数として線形関係にあると考えられるので，定数係数cは最小二乗法を適用して次式から求められる．

$$c = \frac{\sum_{i=1}^{N} G_i * g(\omega_i)}{\sum_{i=1}^{N} g(\omega_i)^2} \qquad (13)$$

ここで,

ω_i ：離散化された角振動数
G_i ：測定されたパワースペクトル
N ：スペクトルピークのデータ数

このときのパワースペクトル近似曲線の二乗誤差は

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^{N} \left(G_i - cg(\omega_i)\right)^2 \qquad (14)$$

よって，指定した範囲内のすべてのω_0とξの組合せについてεを計算し，εの最小値を与えるc，ω_0，ξを得れば，このξが求めるべき減衰定数の推定値となる．式(12)を1自由度系の伝達関数に置き換えれば，定常加振試験の振幅データについてもこれと全く同様な方法で減衰定数を計算できる．

5. おわりに

これから初めて橋梁の振動実験を行う若い技術者や研究者を念頭において，実験を計画，遂行する上で知っておくと役に立つと思うことをまとめてみた．内容の多くは筆者が実験を担当するに当たっていろいろな方からご教示いただいたものである．特にお断りはしていないが，この場を借りてお礼申し上げる．中には専門家が噴飯する記述が含まれるかもしれないが，その点についてはあくまで筆者の私見であり，さらにボランティアということで読者にはお許しいただきたいと思う．ここで記した内容のうち一つでも何かの機会に参考になれば，本文の目的は達せられたと考えている．

参考文献

1) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993-10
2) 高橋宏榮，大澤廣和，津村直宜，中村宏，山口宏樹，N.Poovarodom：奥多摩大橋の制振対策，第3回振動制御コロキウムPART B，1995-8
3) 高橋守人，西本聡，橋本幸，津村直宜，小池裕二：白鳥大橋主塔の架設時アクティブ制振対策，構造工学論文集，Vol.40A，1994-3
4) 伊藤健一：アースと雑音，日刊工業新聞社，1974-4

(1997. 8. 29受付)

MEASUREMENT AND DATA PROCESSING OF BRIDGE VIBRATION

Naoyoshi TSUMURA

This paper describes planning, troubleshooting on site, and point of data processing, in regard to vibration test of bridges. A planning paper should contain the results of eigenvalue analysis, the test technique, the method of investigation, and the schedule. The test technique consists of the excitation, the system identification, the case definition, and the measurement. Some problems concerning with the power supply, electric and/or mechanical noise, troubles of measurement equipments, and severe weather are enumerated as the trouble on site. Preventing to occur troubles concerning with the power supply, all of the measurement equipments should be connected to a single power supply through the voltage regulator. Electric and/or mechanical noise rarely interfere with bridge vibration testing, because suitable low pass filters can cut off the noise without decaying the measured signal.

鋼鉄道橋の健全度評価手法

阿部允[1]・杉舘政雄[2]・小林俊夫[3]・伊藤裕一[4]

[1]正会員　株式会社ＢＭＣ　代表取締役（〒261 千葉県千葉市美浜区中瀬2-6 ＷＢＧ）
[2]正会員　財団法人鉄道総合技術研究所（〒185 東京都国分寺市光町2-8-38）
[3]正会員　ＪＲ東日本東京地域本社（〒114 東京都北区東田端2-20-68）
[4]正会員　ＪＲ東海新幹線事業本部（〒103 東京都中央区日本橋ヒロセビル2F）

老朽橋が増加すると伴に維持管理経費が増大傾向にある。この中で経費を押えるには、健全度診断は重要な役割を果たす。特に、投資のタイミングの最適化や延命化を容易にするための定量的診断は重要であり、本論文では、鋼鉄道橋を例に、新しい健全度診断の手法を示した。

Key Words:railway bridge, bearing capacity, soundness, remainning life, durability

1．まえがき

土木構造物は、通常、数十年から数百年にわたって供用される建設物である。従って、これを合理的に維持管理をしていくためには、供用桁の健全度診断は重要な役目を担うことになる。しかし、従来の健全度診断は構造物の劣化や損傷といった変状に対する診断が主で、構造物が保有する良さに当たる耐久性や性能・機能については必ずしも十分でなかった面がある。

そこで、鋼鉄道橋では損傷・劣化に対する評価とは別に、ある程度性能や機能に関する評価も行なえるような手法を導入した。すなわち、これまでの損傷や劣化に対する「損傷・劣化度診断」の他に、延命化や性能・機能を評価する「健全性・使用性診断」もある程度可能にした。

以下、その概要を示す。

2．鋼橋における変状と調査項目

鋼橋は供用中に、当初確保されていた性能や機能が低下することがある。これを「変状」とすれば、鋼橋において変状として考えられる主なものに次のものがある。

a）劣化および損耗　　b）損傷
c）機能の低下
d）事故・災害による突発的な被害

以下、これらについて具体的事例を示す。

(1) 劣化および損耗

供用中の構造物では、設計当初から耐用期間中に性能が低下することを考慮に入れている変状があり、その代表的なものとして「劣化および損耗」がある。これらの変状は、設計当初から想定していたものであり、何度となく供用中に適切な手当をしていくことを前提としたものである。これに該当する主な変状例として以下のものがある。

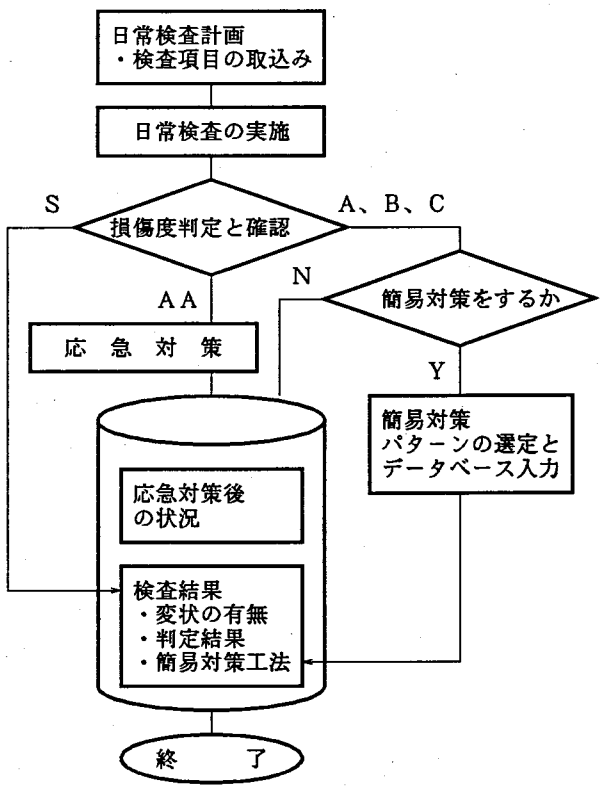
a）塗膜の劣化　　b）腐食および欠食
c）可動部潤滑材の劣化
d）ゴム板（支承部）等材料の劣化
e）漏水・滞水等の排水不良

この種の変状は当初から予想しているもので、定期点検によって確認し、定常的予算計画の中で保守管理されるべきものである。

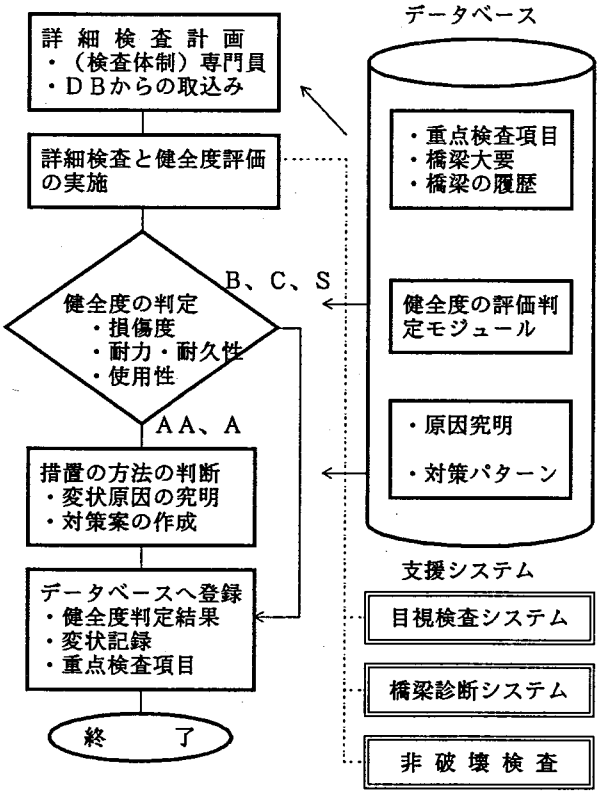
(2) 損傷

通常の条件下で使用されるうちに、何らかの原因によって、通常考えられる経年劣化の程度を超え、日常の手入れでは及ばなくなった異常もしくは性能の低下するものがある。これを「損傷」と考えると、鋼橋における主な損傷の例として以下のものがあげられる。

a）ボルトやリベットの弛みや脱落
b）部材の変形や座屈
c）疲労によるき裂
d）シュー座モルタルの破損
e）局部的な腐食による断面欠損や割れ



図－1　目視検査



図－2　詳細検査

f)　連結部のズレや機能支障

この種の損傷が発生するには必ず何らかの原因があり、これを究明するための調査は重要となる。

(3)　機能の低下

構造物の継手や部材、もしくは構造全体として、要求もしくは期待されている機能が、供用中に十分果たせなくなることがある。これを強度の低下と同様に一種の性能の低下と考えることができる。

主なものとして次のものがあり調査の際の着目点となる。

a)　老朽劣化やいくつかの変状の相乗効果に起因するたわみや変位や揺れの増大

b)　主要部材や構造全体の固有振動数の急変もしくは異常な変化

c)　支点の高さの不整や構造物の部材の変形や変位による車両走行への支障

d)　可動シュー等可動部の可動不良で構造系に影響を与えるもの。

e)　軌道締結装置の締結性能の低下

f)　異常振動や異常音の発生

g)　事故・災害防止性能の不足や低下

これ以外に、その橋梁において元々要求されていなかった性能（例えば対高速性等）を、ある時点から新しく要求された場合の「性能不足」等も「使用性」の面から一種の変状としてその程度を評価することも可能である。

(4)　事故・災害による突発的な被害

構造物が供用中に地震・洪水・火災・自動車や落石もしくは流木等の衝突および人為的破壊工作等によって、突発的に損害を受けることがある。

この場合、まず、運転規制など列車の運転に対する安全の確保という面から措置方法の判断が必要となる。また、調査としては構造物のより正確な状況把握が重要なポイントになる。

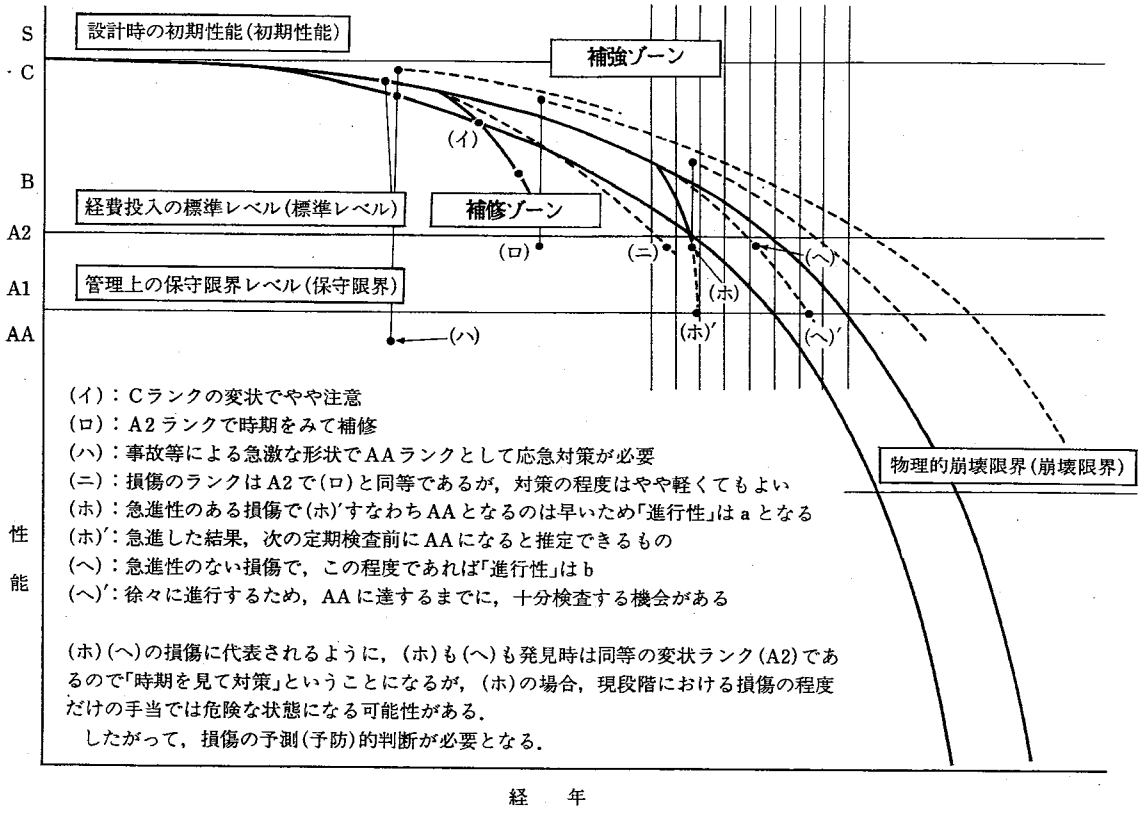
3．健全度調査

(1)　調査の方法と記録

鋼橋の健全度調査の主なものには、目視点検のほか、非破壊検査や実橋測定を伴う詳細検査がある。これらの調査方法については少なくとも継続的に一貫した要領でデータの蓄積が出来るように行なっていく必要がある。図－1、図－2に目視検査と詳細調査の手順の例を示す。

また、調査結果の記録は検査における重要な位置を占めると同時に、記録能力は、検査員の資質の重要な要素となる。最近では、これらの作業はコンピューターの補助のもとで行なわれることが多くなる

何を計るのか



図－3　構造物の性能と経時変化

が、この場合のデータ入力能力も同様である。

主な記録および整理項目は次のとおりである。

a)　検査記録（検査シート）
b)　橋梁履歴図（変状位置図）
c)　変状記録
d)　測定記録
e)　非破壊検査記録
f)　変状一覧表（桁毎、橋梁毎、区間別、ランク別等）
g)　損傷対策の整理表

(2)　損傷の原因究明のための調査

鋼橋に発生した損傷に対し、対策をたてる上で原因を究明することは重要な作業である。原因のなかには素材の製作・施工上の品質に影響される、いわゆる「材料や部材自身の強度」によるものの他、繰返し荷重、異常変位など「外力や変位に起因する荷重」に関するものがある。

しかし、一般に「損傷」はただ一つの原因によって起こることはまれで、通常は「強度」と「外力」面からの原因が相乗し、また、競合したために起こるものがほとんどである。

このような損傷原因は、出来るだけ設計の段階において排除することやカバーするようにしている。

しかしながら、例えば、外力の面から見ても多かれ少なかれ生じてしまう偏心載荷や面外変形などに伴う曲げ力のや、部材の連結部に生ずる変位差などの相互作用、また、振動に起因する動的な負荷など、設計時には想定しにくいか実際面で避けられない力の作用も現実には起こっている。特に、斜角桁や曲線桁でその傾向が強い。一方、「強度」の面でも溶接欠陥や仕上げの過不足の他、ある程度の初期不整、製作や組立を容易にするため避けられない切欠きや断面の急変箇所など、実務的には設計の段階である程度許容しなければならない強度低下要因も多くある。変状は、このような要因がいくつか競合するところで、さらにその影響を拡大する何らかの影響が加わった時に発生するケースが多い。

4．鋼鉄道橋の健全度評価

(1)　鋼橋の性能と健全度

健全度評価を行う目的は、継続的に構造物の状態および構造物が果たすべき機能をより正確に、かつ、的確に把握することと、適切なタイミングで対策をとりながら合理的に維持管理しようとするところにある。

この意味から、構造物の評価では、常にその構造物が果たすべき役割りとしての「性能」や「機能」を意識しておく必要がある。このように構造物は、

供用中に初期性能ともいうべき設計性能が低下していくことはある程度避けることが出来ない。

図－3は構造物の性能の時系列的変化を説明するために示した劣化曲線で縦軸に「性能」、横軸に「経年」を示す。

線図には「設計時の初期性能レベル」の他、最適な投資のタイミングともいうべき「保守限界レベル」および構造物が破壊等により物理的にその機能を失う「物理的限界レベル」を示す。

なお、図に示す「物理的限界」と「保守限界」の比が、設計でいう降伏点と許容応力の比である「安全係数」もしくは「余裕度」と考えることもでき、また、この余裕度が延命化の評価に大きく影響してくる。

その他、損傷に対する経費の投入の面から考えると、膨大な数の構造物を全て「保守限界」に達してから行なっていくことは現実的に不可能で、一般には、経済性も考慮して投資の平準化が図られる。これを「経費投入の標準レベル」として示す。

鉄道橋では、これらを意識した上で次に示す3項目を健全度の要因として取り扱うものとした[1)]。

a) 損傷度(Dgree of damage)
構造物の劣化の程度

b) 耐力、耐久性 (Bearing capacity, Durability)
どれだけの荷重に耐えられ(Loading capacity) また、どれだけの耐力を有するか(Carrying capacity)
理論上の余寿命はどの位か、またどの程度延命化は可能か

c) 使用性(Serviceability)
使用上の利便性や合理性および利用者側の要求性能に対する適応性はどうか

また、その程度によって、安全性や耐久性および使用性が判断され、損傷の対策時期や、走行車両スピードの安全度および取替え時期が判断される。

なお、健全度を診断するのに必要な技術としては、その構造物や部材の機能や性能に対して、劣化、損傷状態、応力や変位状態、使い勝手を定量的に把握する同定技術と、今後の変状の発生傾向や余寿命予測などを行うための予測技術がある。

特に、今後の診断では劣化や損傷の程度の診断だけでなく、その橋の時々における性能照査が必要になる他、構造物の延命化や予防・保全的な維持管理が重要になってくるため、同定技術と同様に予測技術および構造物が損傷した時の余裕度、すなわち、余剰耐力等の評価も重視されるようになってきた。

表－1　損傷に対する判定区分

判定区分		運転保安等に対する影響	変状の程度	措置
AA		・安全を脅かす	重大	直ちに措置
A	A	・早晩脅かす ・異常外力の作用時危険	変状が進行し、機能低下も進行	早急の措置
	A	将来脅かす	変状が進行し、機能低下の恐れ	必要な時期に措置
B		進行すればAランクになる	進行すればAランクになる	監視（必要に応じて措置）
C		現状では影響なし	軽微	重点的に検査
S		影響なし	健全	

(2) 損傷度

鋼橋の損傷には、外面に現れる損傷以外に、累積疲労など内在的で表面に兆候が現れない疲労の累積による損傷もある。この種の損傷に対しては内在的兆候（累積疲労など）も一種の損傷として予防・保全的に対処すべきものもある。

いずれにしても、損傷に対する措置としては「いつ」、「どんな方法で」対策するかが評価の目的となる。その意味では、判定以外に損傷の原因究明も診断としての重要な要因といえる。

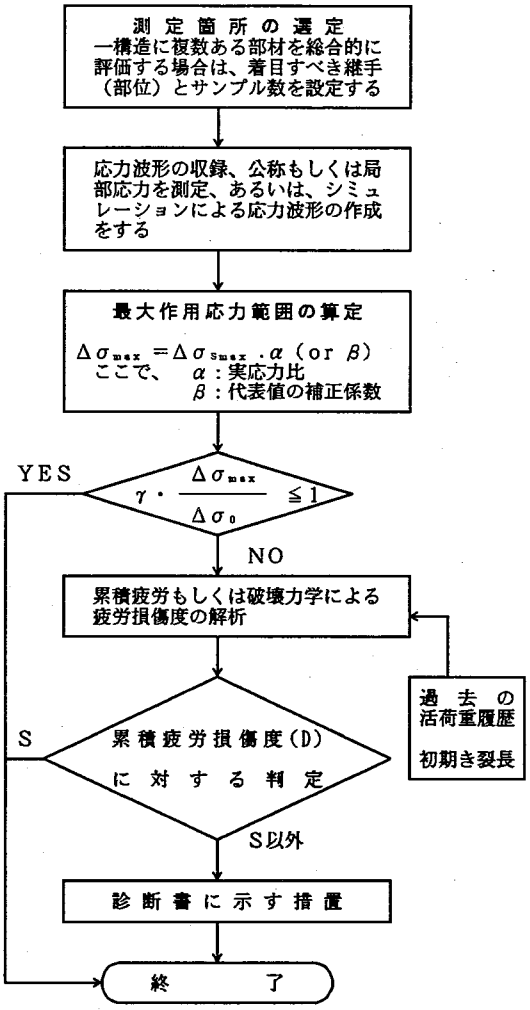
「損傷度」の評価は、「進行性」、「冗長性」および「変状が与える影響（変状の重要度）」の3つの項目によって行われ、鉄道構造物では表－1に示す基準で評価区分される[1)]。

a) 損傷の進展性

これは、構造部材自身に関する判定で、発見された損傷が進展すると、どのくらいの期間でその部材の性能、もしくは機能を失う状態になるかを判定する。なお、ここでは主要部材も2次部材も同等に扱う。

b) 冗長性

構造物に生じた損傷によって、橋の利用者の安全にどう影響するか、もしくは延命化にどんな影響を与えるかの判断するための指標となるもので、構造物にとって致命的な崩壊もしくは機能を失うか否かを判定する。即ち、「冗長性がある」というのは、損傷しても余剰耐力があることをいい、また、「冗長性がない」というのはそこが破損すると構造的崩壊に至る、すなわち余剰耐力のないことをいう。



図－4　疲労損傷に対する照査作業の流れ

一般に、冗長性には荷重に対する冗長性（load path redundancy)、構造的冗長性（structural redundancy）および内在的冗長性(internal redundancy）の３つの基本的な考え方がある。

しかし、ここでは、発生した損傷を、構造物としての安全や機能に対する影響として総合的に考えるものとした。

c）変状が与える影響

a)、b)の評価における損傷自身の重大さに関係なく、出来るだけ早期に措置すべき場合も多い。そのような時に、重みをつけられるようにするために設けられているのがこの項目である。

(3) 疲労に対する損傷度評価

損傷度評価の代表的な例として疲労に対するものがある。

疲労損傷はき裂として現れるが、他の損傷と異なり発見しにくいことや、一旦発生すると急進性をもつため、通常の目視検査だけでは十分対応出来ない場合がある。このことに対し、これを補う目的で疲労亀裂の発生を予測したり、累積疲労の度合いを定量的に把握する目的で用いられる。

表－2　累積疲労損傷度に対する健全度判定区分

累積疲労損傷度（D）		判定区分	検査への反映
D ≧ 1.0		A1	個別検査の実施
1.0 > D ≧ 0.8		A2	
0.8 > D ≧ 0.5		B	重点検査項目へ
0.5 >D≧ 0.2	D≧ 経年／設計想定寿命		
	D< 経年／設計想定寿命	C	検査の着目箇所へ
D < 0.2		S	通常通りの検査

疲労損傷に対する診断・評価項目として主に以下のものがある。

a） 疲労による損傷が起こる可能性があるか否か（疲労限）。

b） 疲労損傷が起こる可能性のある場合それは何時頃からか（発生時期の予測）。

c） 類似構造で対策を行うべき範囲は（範囲の限定）。

d） いつまでに対策をすべきか。また、検査で十分対応がとれるか（措置の緊急性）。

e） 疲労損傷の原因究明。

f） 対策方法の選定と確認。

このうちe)、f)以外の疲労損傷の評価方法について、処理流れを図－4に示す。

表－2には、鉄道橋で用いている累積疲労損傷度に対する健全度の判定ランクを示す。

なお、ここでいう累積疲労損傷度（D）は、疲労の累積度合いを示すものでD≧1.0になった時を保守上の限界とした。すなわち、D＝1.0で部材に疲労き裂が発生しその部材の性能や機能を損ないはじめると考えることにした。

(4) 現有耐力

鋼鉄道橋の場合、既存構造物の耐力は「現有応力比率（ＳＲ値）」(stress ratio for bearing capacity)および「現有耐力」として評価し[1)]、評価式は式(1)によるとした。また、評価の流れを図－5に示す。

$$\frac{\text{保守限応力度}\ (\sigma_m)}{\text{実働荷重による最大応力度}\ (\sigma)} \times 100\% \quad (1)$$

ここに、

σ：当該線区の許容最高速度で車両が入線した際に部材に発生する最大応力度（$=\sigma_d+\sigma_l+\sigma_i+\sigma_c$）

ここでいう「保守限応力度（σ_m）」(allowable unit stress for maintenance) とは鋼鉄道橋で既設構造物を評価する時に用いられる許容応力度のことである。引張部材に対する保守限応力度は静的耐力と標準的な疲労の両面を考慮して決められたもので、表－3にその値を示す。設計における許容応力の安全率を見直したものである。すなわち、既設橋梁ではある程度荷重が特定化できるため、その分、安全率を小さくすることが可能となる。この考えは米国のＡＲＥＡ[2] (American Railway Engineering Association CHAPTER15, STEEL STRUCTURE, 1981) における既存桁の評価でも用いられている。

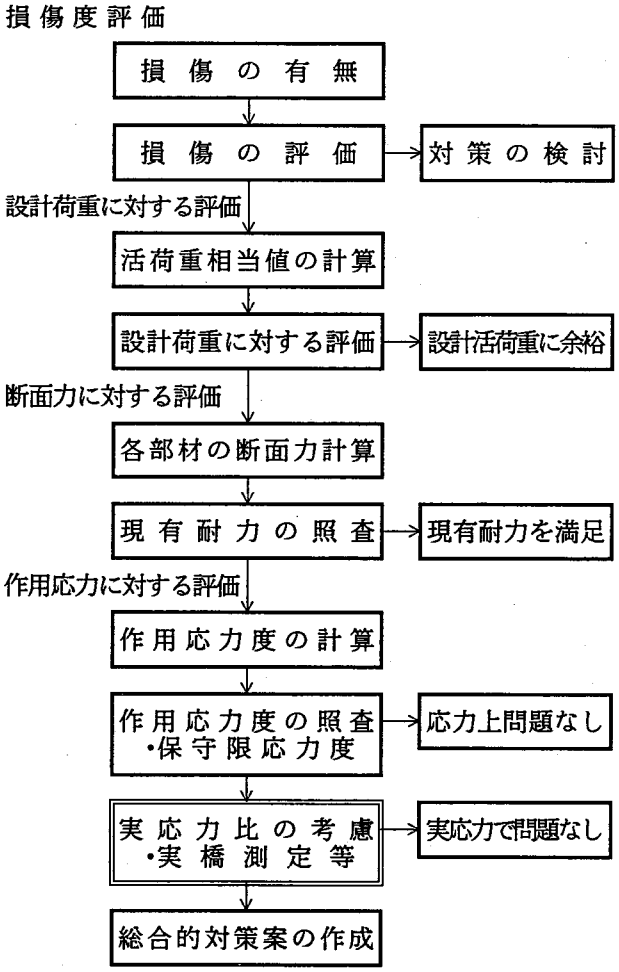
すなわち、ここでは新規設計における一時荷重に対する許容応力度の割増し（25%）できることを基準とし、これにある程度の、疲労の影響を加味したものである。即ち、疲労の影響はその当時の設計の考え方である昭和58年の設計標準(disign standard of steel railway bridges)[3]の疲労条項にもとずき、非溶接桁ではリベット継手（B等級：1270kgf/cm²）、溶接桁では縦ビート継手（A等級：1530kgf/cm²）に対する強度を基本許容応力範囲（σ_{to}）とし、これにスパンや通トンの影響をγ_1、γ_2として加味し、疲労の面は(2)式によって考慮している。

$$\sigma_m=\sigma_{to}\cdot\gamma_1\cdot\gamma_2/\alpha_m \qquad (2)$$

なお、既設桁に対する定量的な健全度評価は、基本的には新設の設計と異なり、設計で用いる設計荷重の代わりに実働荷重を用いるのが原則となる。従って、評価する応力も設計作用応力から実働応力となる。

式(2)で用いるα_mは設計計算応力を実働応力に修正するのに用いる実応力比（同条件の実測応力／設計計算応力）で、計算作用応力度に対する実測応力の比であり、これまでの実橋測定結果を基に定めたもので、鋼鉄道橋の保守標準[1]ではスパン１０m以下の部材については0.65、スパン１０m以上の部材については0.75としている。

一方、圧縮に対しては、従来の設計の耐荷力曲線にある程度の老朽化に伴う形状不整を経験的に耐荷力に与える初期不整の影響として考慮したものである。また、残留応力や初期不正の生じ方の差から、



図－5　現有耐力の診断の流れ

リベット桁と溶接桁では分けて扱うものとした。それぞれの耐荷力曲線を図－6に示す。

その他、せん断や支圧に関する保守限応力度は、引張りの場合と同じ方法で定めた。

なお、錬鉄およびベッセーマ鋼に対する引張りとせん断に関する保守限応力度は、当時の材料規格等が明確でないこともあり、従来から用いてきた許容応力度をそのまま保守限応力として用いることにした。すなわち、引張りに対し一律１１５０kg／cm²また、せん断応力に対しては７００kg／cm²とした。

なお、破壊じん性値が問題となる評価については、試験等で別途確認する必要がある。

(5) 余剰耐力

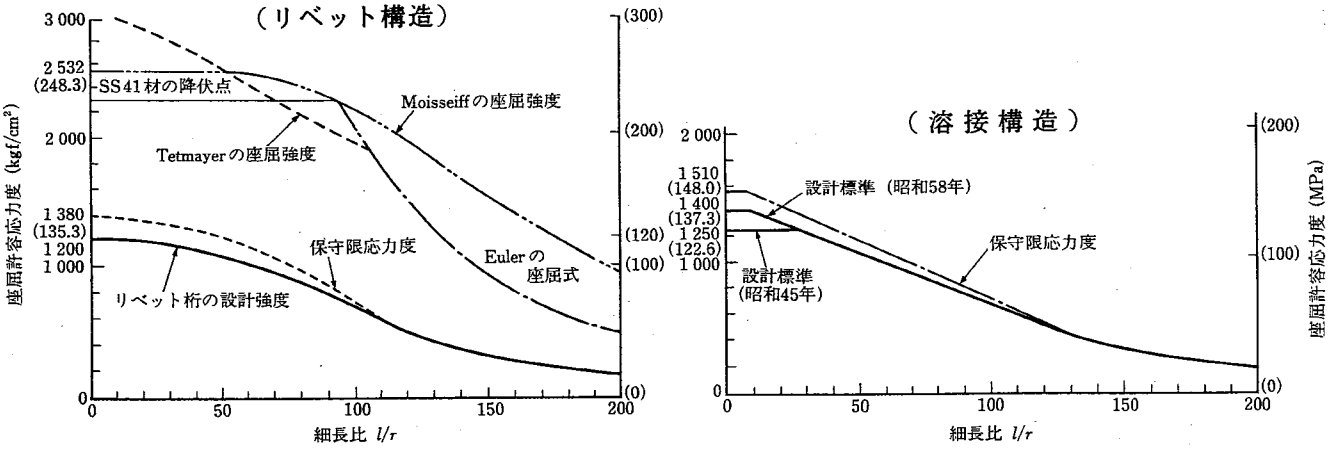
一般に、鋼鉄道橋の耐力の照査は、腐食で断面欠損が生じた時の橋桁の耐荷力診断や、当初の設計で想定している荷重（外力）を上回る載荷がある場合、現有耐力の照査として用いられる。

この照査は、その時点で着目する一部材自身の破断に対する評価であるが、維持管理においては、そ

表－3　保守限応力（引張応力度）

(Mpa)

通トン	スパン影響線長 (m)	練鉄・ベッセマー鋼	SS400 SM400 SMA400 昭和3年(1928年)以前 定常入線	SS400 SM400 SMA400 昭和3年(1928年)以前 一時入線	SS400 SM400 SMA400 昭和4年(1929)～25(1950) 定常入線	SS400 SM400 SMA400 昭和4年(1929)～25(1950) 一時入線	SS400 SM400 SMA400 昭和26年(1951)～44年(1969) リベット桁 定常入線	SS400 SM400 SMA400 昭和26年(1951)～44年(1969) リベット桁 一時入線	SS400 SM400 SMA400 昭和26年(1951)～44年(1969) 溶接桁 定常入線	SS400 SM400 SMA400 昭和26年(1951)～44年(1969) 溶接桁 一時入線	SS400 SM400 SMA400 昭和45年(1970年)以降 定常入線	SS400 SM400 SMA400 昭和45年(1970年)以降 一時入線	高張力鋼 SM490 定常入線	高張力鋼 SM490 一時入線	高張力鋼 SM490Y SM520 SMA490 定常入線	高張力鋼 SM490Y SM520 SMA490 一時入線	高張力鋼 SM570 SMA570 定常入線	高張力鋼 SM570 SMA570 一時入線
2000万t以上	＜10	115	140	165	150	1760	150	184	161	161	168	168	180	224	180	252	180	322
	10≦L＜20																200	
	≧20		159		170		170						200		200		220	
1000万t以上～2000万t未満	＜10		165		176		180						220		220		240	
	10≦L＜20																250	
	≧20						184						224		240		260	
1000万t未満	＜10														252		290	
	10≦L＜20																	
	≧20																	



図－6　圧縮部材の耐荷力曲線

れ以外に一つの部材が破断しても、他の部材との相互作用や、材料的粘りおよび実働荷重の分散効果等により、構造物全体としては、何がしかの抵抗出来る耐力が残っていることが多い。また、その程度によっては、ある部材が破断状態になったとしても、車両等が致命的状態になることは防ぐことが期待できる可能性がある。

この場合の評価手法については、今のところ標準化されたものは、今後の維持管理では、構造物自身の安全とは別に、車両等利用者に対する安全も確認し、ある場合は、それを「保守限界」とする必要も考えなければならない重要な診断要因となるものと思われる。

従って、今後は、それに合った、部材間の相互作用や材料自身の粘り強さ、さらには外力の分散効果を考慮に入れた解析手法の標準化等が課題となってくるものと思われる。

(6)　耐久性（耐用年数）

今後、供用構造物の有効な活用を図る上で、その構造物の有用性を維持管理や取り替えを含めたトータルコストのミニマム化を図ることなどを可能にするためには、構造物の寿命を予測することも重要なファクターとなってくる。

維持管理における耐久性はこの意味で重要な診断

項目であるが、今のところ明確にその診断手法を示したものはない。鋼鉄道橋ではこれに近いものとして、主に疲労の面からの耐久性評価を一つの試みとして実務への導入を図ったこの場合の耐用年数は、耐久性を定量的に診断する一つの指標として用いられる。以下、鉄道橋における疲労損傷の面から耐用年数を算定する方法について述べる。

a） 鋼橋における耐用年数

鋼橋の耐用年数といっても種々の解釈があり、広範な意味あいを含んでいるため、その定義については従来から種々の議論がなされている[4]。

一般的には、①経済的な耐用年数、②機能的な耐用年数、③物理的な耐用年数、などのいい方で表現されている。

これらに対し土木構造物の健全度評価における耐用年数は次に示すように定義して考えられているケースが多いように思われる[5)-8)]。

すなわち、「鋼橋の耐用年数を決定づける「寿命」の定義を、構造物の物理的強度や機能面の劣化の状態を、経済性を加味した上で致命的となる状態（Critical conditions）とし、それまでの期間を耐用年数とする」というもので、ここでもこの考え方をベースに耐用年数を考えることにした。

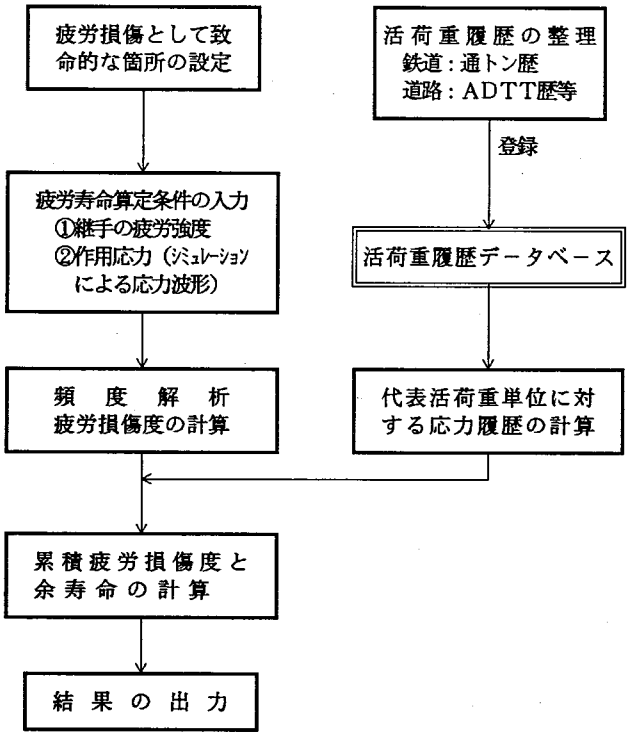
なお、構造物の使用条件や環境条件の変化に伴う取替等による寿命はここでの検討の対象外とし、ここでは疲労損傷を対象としたものである。

b） 耐用年数を決める疲労損傷

一般に、鋼橋の耐用年数の算定には、その構造物の「寿命を決定づける変状」と着目する継手の「疲労強度」および過去に受けた「応力履歴」が要件となる。

鋼橋の寿命をCritical conditionに至る時期とし、また、Critical conditionとなる部材を 「Critical member 」とし、その耐久性が寿命を決定づけるものと考える。

一般に、鋼構造物が供用後に生ずる劣化現象の代表的なものとして「腐食」、「遅れ破壊」および「疲労」があげられている[9)]。このうち「遅れ破壊」については鋼橋の場合、高力ボルトの遅れ破壊が一般的で、これは、強度面から構造物として一挙に、致命的になることはほとんどないと考えられ致命的損傷とはいいがたい。また、「腐食」については、鋼橋においては寿命を決定する重要な要因ではあるが、一般には徐々に進行することや、腐食の進行が判っているにもかかわらず放置したまま供用をつづけ、寿命に至らせる使い方は一般にはしないため、あえて余寿命を推定する必要性は薄れる。むしろ腐食については、防錆対策を計画する際の経済性比較として必要となることが考えられる。



図－７　耐用年数算定の流れ

このようなことから、鋼橋において、余寿命の推定が必要となるほとんどの場合は、一旦発生すると急進性を持つ疲労損傷が、Critical member に生じた時の問題として考えることができる。

なお、ここでいう致命的変状というのは個々の構造物で異なるものと考えられ、通常は　日常の検査や状態把握で得られた情報に対する判断から決めるべきである。

c） 疲労に関する耐用年数の算定式

耐用年数の算定するための疲労損傷の評価方法[10)]として、現行の設計の考え方と同様に累積疲労によるき裂発生寿命の考えを用いる方法と破壊力学によるき裂進展寿命として考える方法があるが、ここでは累積疲労によるき裂発生寿命を取り上げ、これを中心に示す事にした。おおまかな処理の流れを図－７に示す。

ここでは、累積疲労の考え方として、線形累積疲労被害則を用いている。すなわち、式(3)に示すように、ある応力範囲$\Delta\sigma_i$を繰返し負荷したとき、繰返し数N_iで破壊するような継手では、各荷重サイクルごとに継手は$1/N_i$の疲労被害を受けることになり、その応力範囲をn_i回繰返した場合にはn_i/N_iの疲労被害を生じ、この被害の総和が１に達した時に疲労限界、即ち疲労損傷したとする。

即ち、疲労損傷は各応力レベルに対する「疲労損傷度」を（D）とすると、

$$D=\Sigma\ (n_i\ /N_i\ )=1 \qquad (3)$$

と考えることが出来る。

この方法を既存構造物の耐用年数の評価法として用いるには、これまでに累積した疲労損傷D_{pT}と、将来受けられると考えられる疲労損傷D_{aT}に分け、その合計が1になった時、保守上の限界に達するとし、式（4）を定義する。

$$D_{pT}+D_{aT}=1 \qquad (4)$$

なお、この場合、評価に用いるΔσ－N線図には一般的に、疲労限を考慮する Miner則や、疲労限を考慮しない修正 Miner則、および長寿命域の強度線図を折り曲げたHaibach による方法等があるが、ここでは三木らの提案する[11]「打ち切り限界付き修正 Minerの方法」を用いることにした。この方法は、変動振幅応力下においても疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値があり、これを修正 Miner則に導入する方法である（但し、腐食した母材は打ち切り限界を設けない修正 Miner則そのものとする）。

d） 腐食部材の疲労寿命の評価

一般に、設計では構造物に腐食が起こらないように配慮しており、一部の部材を除いては、強度の照査にはあまり腐食の影響を考慮していない。

維持管理においても断面欠損の影響は考慮しているものの、腐食による疲労強度の低下は考慮されていない場合が多い。この理由として、通常、構造物は適切に塗装管理がなされていることを前提にしていること。また、実橋として使用してきた古桁を用いた疲労試験[12]から、腐食部材に生じる疲労き裂は、局部的に浸食した腐食の深い位置で発生したとしても、途中で停止し、最終破断は最小断面部で起こることが確かめられている。従って、腐食部材の疲労は実橋で考える限り、局部的な凹凸のみにとらわれて評価する必要はないものと思われる。

しかし、実際の構造物の腐食部材で最小断面部（断面欠損やリベット孔のある断面）に局部的に深い腐食があり、そこからき裂が発生する場合がないとはいえないので、このことに対する配慮は必要である。さらに一端き裂が発生すると破断には至らなくても水の進入による腐食の問題もあり疲労限がどうなるかなど、疲労に対する腐食の影響については十分解らない面もあるが、少なくとも、評価が危険側に成らないようにするため、腐食の程度をある程度配慮したΔσ－N線図を用いて評価することにし、ここでは打ち切り限界を設けないことにした。

(7) 使用性（主に走行性）

構造物における使用性の評価の代表的なものとして、列車の走行性診断がある。前述した「損傷度」や「耐力・耐久性」が構造部材を対象としているのに対し、列車の安全走行等は構造系全体を対象とした機能を扱うものである。いいかえれば、損傷や耐力・耐久性が橋自身の安全に関するものだとすれば、使用性とは橋に載荷する荷重（車両）の安全を対象とするものである。また、「使用性」の評価は特別に要求する性能、もしくはある使用条件に対し保持すべき性能に対比し判定されるものである。

例えば、走行性の面では次に示す項目等がこれに当たる。

a） ある特定の走行速度における載荷許容荷重
b） 速度向上の判断
c） 速度制限もしくは速度制限の解除

また、評価に用いる主なデータ項目は、次の通りである。

a） 構造物の初期たわみ（キャンバー）
b） 動的たわみと振動数（載荷時、無載荷時）
c）Rolling（横揺れ）
d） 列車通過時の車両に生じる加速度と振動数

また、評価は次の項目について行う。

a） たわみの限度値
　たわみ（たわみ比）と速度、スパンとの関係に対する限界値
b） 横振れ限度値
　横振れ量と速度との関係
　卓越振動数もパラメーターとなる。
c） 横振れに対する乗心地

これらに対する評価は一般にかなり専門的な解析を必要とするが、鉄道橋では一般に松浦の提案する[13]手法と基準を用いている。

おわりに

「これから、維持管理はインフラ整備の面から重大なテーマとなり、予防・保全・延命化に力を入れなければ大変なことになる」と言われて久しい。このようなかけ声にもかかわらず、取り組みが遅々として進まないのは、本当はあまり困っていないか、それとも維持管理は「保守」という言葉が使われていたように、経済原理が働きにくい分野で、積極的な行動に結びつかないことも理由の一つになっているように思われる。

特に、経済原理が働きにくいという点については、維持管理の投資が「保守費」と言われていたように、「壊れたところは直すが前より機能アップさせるという点についてはお金がつきにくい」といった風潮があり、投資に対して期待する効果がマイナス面をカバーする、いわゆる義務感に基づくだけのものとなり、延命化とか機能アップといった、性能向上に対する評価が低かったことも原因の一つと思われる。また、これまで投資に対する見返りを定量的、客観的（第三者的）に評価出来なかったことも、経済原理・市場原理の働きにくかったことの理由の一つになっていたように思われる。

例えば、従来、構造物の健全度を定量的に表現しにくかったこともその一つと考えられる。

そのようなことから、ここでは、今後、維持管理技術者が身につけなければならないものとして考えられる、構造物の良さも加えて評価出来る定量的診断技術について、鋼鉄道橋の手法を紹介した。

まだまだ不十分な面はあるもの、今後、何らかの形で役立つことを期待する。

参考文献

1）土木学会：建造物保守管理の標準（案）同解説・鋼構造物、1987.2

2）ＡＲＥＡ、Chapter15 、steel structure,1981

3）土木学会：建造物設計標準解説・鋼鉄道橋、1983.4

4）座談会：橋梁の耐用年数・安全率の概念と設計態度、橋梁と基礎、Vol,2 、No.1 pp6 ～11、1968ほか

5）村上温：維持管理と設計寿命、土木計画シンポジウム、土木施設の維持管理 PP30～36. No.17、1983.6

6）榎本守：土木構造物の寿命とは何か、土木学会誌、1985.8

7）宮崎昭二: 橋の寿命、川田技報、Vol,3 、PP5～9 、1983

8）小堀為雄: 耐用年数の定義、土木学会誌、1983.10

9）三木千寿: 鋼構造の耐用年数、土木学会誌、1983.10 ほか

10）阿部允、内藤繁、小芝明弘、阪本謙二: 鋼鉄道橋の維持管理における疲労の評価 鉄道総研報告、Vol.6,No.4,1992.4

11）三木千寿、坂野昌弘: 疲労亀裂進展解析による疲労設計曲線の検討、構造工学論文集、vol.36 A,1990.3

12）竹名興英、川上博道、浅川和夫、阿部允: 経年劣化したリベットプレートガーダー の疲労強度、鉄道技術研究所報告、No.1339、1987.2

13）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

（1997.8.29 受付）

METHOD OF EVALUATING SOUNDNESS OF STEEL RAILWAY BRIDGES

Makoto ABE, Masao SUGIDATE, Toshio KOBAYASHI and Yuuichi ITOH

As the number of aged bridges increases, the maintenance and management costs thereof tend to increase. In this situation, diagnosing of the integrity rate of a bridge plays an important role in reducing such costs. In particular, a quantitative diagnosis becomes important to facilitate optimising timing for investment for a bridge and/or extending the life of a bridge. Taking a steel railway bridge for example, this article shows a newmethod for diagnosing the integrity rate of a bridge.

橋梁の使用性評価

松本信之[1]

[1]正会員 MS (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 東京都国分寺市光町 2-8-38)

橋梁の使用性評価は，変位・変形，振動などによる橋梁の機能上の問題のほか，広くは環境振動や日照，維持管理の容易さ，橋梁の線形，美観・景観などに関する問題も包含されるものであり，奥行きの深いテーマであるが，ここではその中の一つの問題である振動使用性に絞り，歩道橋，道路橋および鉄道橋について，それぞれの既往の研究，設計基準類での取扱い，今後の課題などを概説する。

Key Words *: serviceability evaluation, vibration, tolerable values, pedestrian bridge, road bridge, railway bridge*

1．はじめに

橋梁の使用性評価と言った場合，一般には，設計時あるいは供用中に，変位・変形，振動，損傷，ひびわれなどについて，橋梁を利用する立場や橋梁そのものの機能からみて，目的とする「性能」が確保さているかどうかを，短期的または長期的な視点に立って検討することと捉えることができるが，広い意味では，有害振動（騒音，地盤振動，低周波空気振動）や日照など橋梁の周辺環境に及ぼす影響の検討，維持管理の容易さ，さらには橋梁の線形，美観・景観，都市空間機能の中における役割や位置づけの検討なども事柄として含まれるものと考えられる。

このように橋梁の使用性評価は，捉え方に依っては，かなり奥行きの広いものであるが，ここでは，その中の一つである「振動使用性」，すなわち，何らかの振動によって生じる橋梁の性能に係る問題に絞って説明を進めることとする。

さて，一般論として，橋梁の使用性評価は，通常起こりうる荷重条件（振動源）下において，橋梁に期待する所定の性能が満たされているか否か（あるいは不都合の度合いが急激に増加する状態を超えるか否か）を合理的な方法で示せばよいものと考えられるが，この荷重条件（振動源）は，橋梁の種類によって異り，その所定の性能を指し示す「性能評価基準」もそれぞれに異なるものと考えられている。すなわち，振動使用性の対象となる橋梁は，表－1に示すように，使用目的別に歩道橋，道路橋，鉄道橋などに分けられ，それらに対する振動源としては，人の動き，自動車や列車の走行，さらには風や地震などであり，性能評価基準としては，従前は，単に部材強度などに基づいたものであったが，近年は，それぞれ歩行者の振動感覚，自動車の走行安定性・乗心地，列車の走行安全性・乗心地などを考慮したものが用いられるようになっている。この性能評価基準そのものについても種々の検討が行われている。

表－1 橋梁の種類による振動源と使用性評価

橋梁の種類	振動源	性能評価基準
歩道橋	人の動き (風・地震)	歩行者の振動感覚
道路橋	自動車の走行 (風・地震)	走行安定性・乗心地 歩行者の振動感覚
鉄道橋	列車の走行 (風・地震)	列車走行安全性 乗心地

また，設計時の振動使用性の評価においては，アウトプットとして一定以上の性能を確保することが要求される。この性能を確保する手段としては，大略，①周期外力などに対する橋梁の共振を避ける，and/or，②使用状態における橋梁または橋梁上の車両などの応答（加速度・速度・変位・その他の指標）を一定限度値以下とする，という方法が一般に採られる。ただし，詳細な検討が行われるならば，②は①を包含するものと考えられる。性能評価基準（恕限度）を明らかにし，これらを取り入れた設計法を示している研究も既にある。

ここでは，振動感覚および歩道橋，道路橋，鉄道

橋の振動使用性について，それぞれの既往の研究，現行の設計基準での取扱い，今後の課題を文献1～6)などを参考に概説する。

2．全身振動が人体に及ぼす影響

全身振動が人体に及ぼす影響については，梶川ら[7]，河西ら[5]（委員会報告書）において詳説されているが，以下に概要を示す。

(1) 生理的影響と心理的影響

振動が人体に加えられた時の知覚は，主に分布知覚（圧感）器官であるとされるが，平衡器官，聴覚器官の受容の影響もあると言われている。また，人体も一つの振動体であり，固有の振動数を有するため，外部からの振動により共振が生じるが，振動数により異なる部位に共振が起こる。すなわち，振動数に応じて体全体で知覚する場合，頭部や臀部，内臓など部分的な部位で知覚する場合，接触皮膚のみが知覚する場合などがある。

振動が人体に及ぼす影響は，生理学的影響と心理学的影響に分けられる。生理学的影響は呼吸器，循環器，消化器などに生じる反応で，心拍数，脳波，皮膚電位，眼振，尿中成分，ホルモンなどの生理量に変化が現れるが評価は複雑である。心理学的影響は，人の「快か不快か」の意識的な評価の問題であり，被験者のコンディションや評価語や尺度の違いによる影響などが含まれるが，多くの研究により概ね妥当な結果が得られている。

(2) 既往の研究

物理的な「刺激」と「感覚」との基礎的な関係は，Weber則と呼ばれる感覚の大きさの増分 dR が刺激 S とその増分 dS との比（dS/S）に比例するという関係を基に，式(1)により表される感覚を生じない刺激閾 S_0 を考慮したFechner則，また，感覚量は刺激量の n 乗（様相特性指数）に比例するとして，式(2)に示すように修正したStevens則などがある。

$$R = K \cdot \log_{10} \frac{S}{S_0} \qquad (K：定数) \qquad \cdots (1)$$

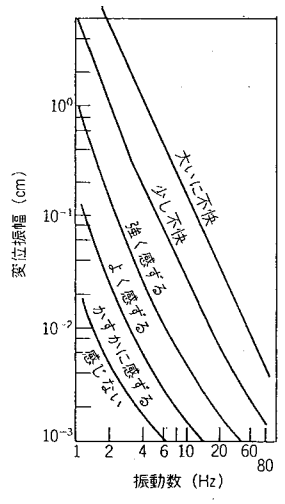
$$R = k \cdot S^n \qquad (k：定数) \qquad \cdots (2)$$

振動感覚に関する実験は，①一般振動感覚実験，②乗心地実験，③許容限界実験，など実験の目的別に分けることができる。

①にはMeisterら[8]の研究があり，人間の振動感覚を変位振幅 a と振動数 f を用いて，式(3)のように示した。ただし，n は整数で $0 \le n \le 3$ である。

$$a \cdot f^n = \{const.\} \qquad \cdots (3)$$

また，振動感覚を6段階に分け，図－1に示すような等感覚曲線を得ている。



図－1　等感覚曲線（Meisterら[8]による）

国内では三輪ら[9-11]の研究があり，0.5～300 Hzの広範な正弦振動に対して，式(4)に示すように振動加速度レベル（VAL）に基づき，20Hzを基準振動数として，他の振動数の振動を感覚的に等値させた時のVALをVGLとした等感覚曲線（図－2参照）を示している。

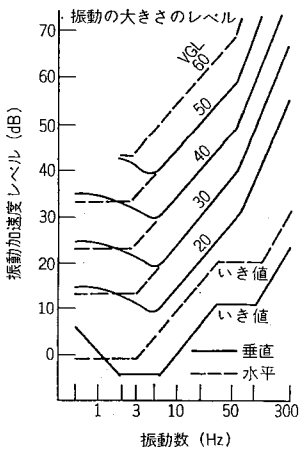
$$\mathrm{VAL(dB)} = 20 \cdot \log_{10} \frac{a}{a_0} \qquad \cdots (4)$$

ここに，a：振動加速度，a_0：基準振動加速度で，10^{-5} m/sec^{2}である。

さらに，振動の大きさに対する比率尺度をVG（Vibration Greatness）として40VGLを1VGとおいて，式(5)に示す関係を導いている。

$$\mathrm{VGL} \le 40\mathrm{(dB)}: \quad \log_{10} \mathrm{VG} = 0.03(\mathrm{VGL} - 40)$$

$$\mathrm{VGL} > 40\mathrm{(dB)}: \quad \log_{10} \mathrm{VG} = 0.023(\mathrm{VGL} - 40) \qquad \cdots (5)$$



図－2　等感覚曲線（三輪ら[9]による）

②には，Jacklin[12]，Helberg[13]ら，Janeway[14]などの研究が挙げられ，鉄道車両や自動車の乗心地評価に広く用いられている。

③には Goldman[15]などの研究があり，飛行士，車両運転手などに対する耐久限度に対する検討を行っている。

3．歩道橋

(1) 振動使用性上の問題点

歩道橋は，設計活荷重が比較的小さいため，一般にスレンダーで，剛性が小さく，振動しやすい構造となる[1]。一方，歩行などによるリズミカルな人間の動きは，周期的な外力となり歩道橋を大きく振動させる原因となりえる。このため，歩行者に対して，振動に起因する不快感や苦痛感，あるいは，橋梁構造に対する不安感や不信感を与えないようにする必要があるという歩行者の振動感覚の問題がある。

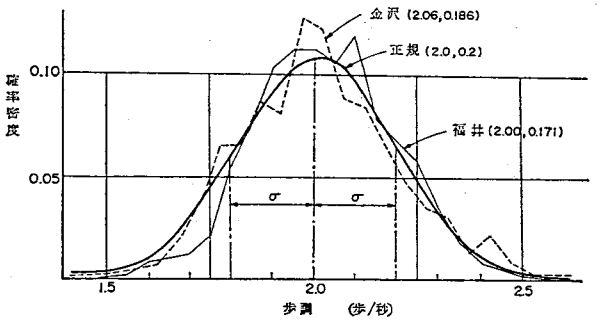
また，近年は大規模かつスレンダーな構造の橋が施工される傾向にあり，既往の設計基準類[16,17]では設計において不合理が生じることなどが指摘されている。

(2) 既往の研究

既往の研究では，振動源としての歩行者の特性（歩調，歩行衝撃力，到着時隔），振動感覚（恕限度），設計法（照査法），実橋評価，応答解析（解析法，減衰定数）などに着目して検討が行われている。

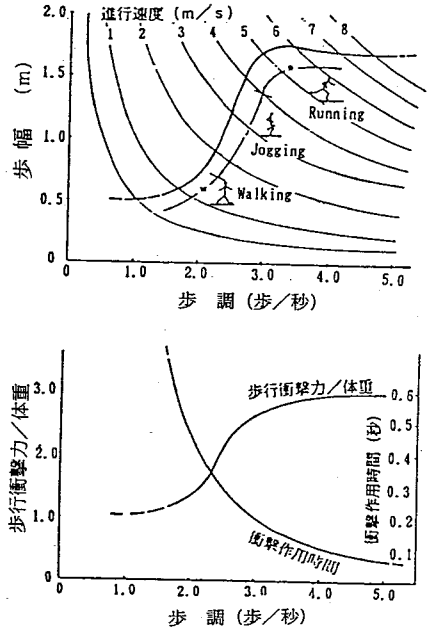
a) 振動源（歩行者の特性）

歩調：人間の平均的な歩調は，実測から 2Hz 程度の極めて偏差の小さい周期外力（図−3 参照）となることが松本ら[18]および梶川ら[19]により報告されており，歩調分布を正規分布とみなすと，標準偏差は Pretlove ら[20]によると 0.175 程度となることが示されている。これは，歩調の 50%が 1.9〜2.1Hz の中に，95%が 1.65〜2.35Hz の中に入ることを意味している。また，ジョギングや走っている場合は，概ね 2.0〜3.5Hz の範囲[20]であるとされている。



図−3 歩行者の歩調分布[19]

歩行衝撃力：歩行によって床面に伝わる動的な作用力を歩行衝撃力と呼んでおり，松本ら[18]は歩行者の腰部位置（人体の重心と見なして）での加速度を測定し，確率密度分布から求めた平均加速度が，男性，女性でそれぞれ 0.342*g*，0.210*g*（*g* は重力加速度）であるとしている。また，小堀ら[21]は平均歩行速度 1.43m/s に対する腰部加速度の実効値（rms）は約 0.28*g* であり，歩行衝撃力（床面に伝わる作用力）と腰部慣性力とは波形・振幅とも差が小さいことを示している。一方，Blanchard ら[22]は単独歩行者の外力振幅比（歩行衝撃力／体重）が 0.42 程度となるとし，Wheeler ら[23]は，歩行衝撃力を半正弦波でモデル化し，歩行衝撃力の大きさ，歩行衝撃作用時間および歩幅と歩調との関係を図−4 のように示している。



図−4 歩行衝撃力，歩行衝撃作用時間および歩幅と歩調との関係[23]

到着時隔：複数の歩行者が歩道橋上を渡る場合，他の人の歩行に因って生じる振動の影響も受けるため，どのくらいの確からしい時隔で歩行者が到着するかを知る必要がある。松本ら[18]および梶川ら[19]は，歩行者の到着特性を観測に基づき分析して，その発生確率はポアソン分布に概ね適合するとしている。

b) 振動感覚（性能評価基準，恕限度）

一般的な全身振動による影響に関する研究は，前章に示したとおりであるが，歩道橋などの橋梁上での振動感覚に着目した研究が別に行われており，70 年代までのものについては，梶川ら[24]によりまとめられ，Blanchard ら[22]の研究など数グループのものが紹介されている。しかし，そこで示されている研究

の多くは，既往の等感覚曲線を用いたものである。

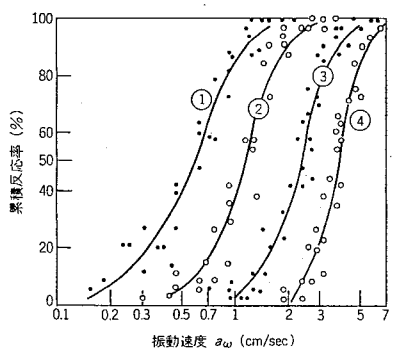
これに対して梶川ら[24]は，橋梁振動の特徴として，①隣接した数個の低い振動数を含む不規則な振動であること，②歩行者や歩行車両により生じる振動は，車両や飛行機などの振動に比べてかなり小さいこと，③橋梁上において歩行者は座ったり緊張して立つことはほとんどなく，リラックスして立つか歩いていること，④歩行者が振動を受けている時間は比較的短いこと，などと指摘し，振動台を用いた歩行者の心理的影響について計量的な研究[25,26]を行っている。

橋梁振動による歩行者の心理的影響の計量化を行っているのは，筆者の知るところ，これら小堀ら[25,26]の研究のほかは，西脇[27]および小幡ら[28-31]によるもののみである。ただし，西脇によるものは実橋により得たものである。

i)小堀らによる検討

小堀ら[25,26]による振動台試験では，振動の継続時間を8秒，振動数の範囲を1～10Hz，最大振幅を5mmとして，計量心理学の手法であるマグニチュード推定法（等量判断）と系列カテゴリ法（等質判断）の2種類の方法により弛緩した立位の場合と歩行位の場合の結果を示している。

マグニチュード推定法では，基準振動として振動数3Hz，変位振幅1mmと正弦波を用い，前章の式(2)に示した刺激Sを変位振幅aと円振動数のべき乗ω^nの積（$S=a\cdot\omega^n$）として，変位振幅と振動数との関係で示したマグニチュード等値線の勾配から指数値mを求め（歩行位：1.0，弛緩立位：1.4），さらにマグニチュードと刺激Sとの関係から様相特性指数nを求めている。一方，系列カテゴリ法では，振動刺激を5つのカテゴリ（表－2参照）に分けて，その評定率（カテゴリに属しているという回答の百分率）が50%となる値（図－5参照）をそのカテゴリの閾値として求めている。これらから，等量判断と等質判断の結果が一致したとし，表－2に示すように各カテゴリの閾値を一定の速度振幅で表すのが適当であることと，各カテゴリの閾値とマグニチュードとの関係を導いている。



図－5　各カテゴリの刺激と評定率

表－2　歩行時の振動感覚のカテゴリと閾値（小堀ら）[26]

No.	カテゴリの内容	速度の閾値 (cm/s)	
		最大値	実効値
0	全く感じない	-	-
1	少し感じた	0.6	0.42
2	明らかに感じた	1.2	0.85
3	少し歩きにくい	2.4	1.7
4	大いに歩きにくい	3.8	2.7

さらに，評価尺度としては，振動刺激として振動速度の実効値を用い，複数の振動数成分がある場合は，それぞれの二乗和の平方根とするとし，マグニチュード推定法から得られた諸値より振動の大きさのレベルVGLを式(6)のように求め，振動の大きさの尺度VGが最も実感に合った橋梁振動の大きさを表現するものであるとして，式(7)のように導いている。

$$\mathrm{VGL(dB)} = 20\cdot\log_{10}\frac{a}{a_0} \qquad \cdots (6)$$

ここに，a：振動速度，a_0：基準振動速度で1.4×10^{-2} cm/sである。

$$\mathrm{VGL} \le 40\mathrm{(dB)}: \quad \log_{10}\mathrm{VG} = 0.05(\mathrm{VGL}-40)$$

$$\mathrm{VGL} > 40\mathrm{(dB)}: \quad \log_{10}\mathrm{VG} = 0.03(\mathrm{VGL}-40) \qquad \cdots (7)$$

また，設計に用いる恕限度として，通常頻繁に生じるような振動で歩きにくくないようにすべきであるとの判断から，カテゴリ3に相当する振動速度の実効値で1.7cm/s未満（VGで1.12)とするのがよいとしている。この結果は，Wheeler[23]による22の歩道橋を対象とした研究においての振動の大きさの評価に採用されている。

ii)西脇による検討

西脇[27]による実橋（23橋で単純支持または2径間連続支持）を用いた研究は，小堀ら[26]が求めたVGと表－3に示す独自の情緒レベル（カテゴリ）を用いた検討を行い，それぞれのカテゴリの累積曲線の50%の値を求めている。これより，カテゴリ1を以って恕限度とするならば，歩行中および静止中のVGはそれぞれ0.36，0.16（v_{rms}=0.50，0.22cm/s）であるとしている。恕限度としては比較的小さいものを採用している。

表－3　情緒レベル（西脇）[27]

レベル	情緒レベルの内容
1	Imperceptible
2	Barely perceptible
3	Distinctly perceptible
4	Strongly perceptible
5	Severe

iii)小幡らによる検討

小幡ら[28-31]は，振動台（長さ12mの単純桁）を用いた2シリーズの試験を最近行っており，振動の継続時間は明示されていないが，振動数の範囲を0.5～12Hz，最大振幅を5mm（桁中央での値）として，系列カテゴリ法により歩行位の場合の振動感覚と感覚量（評定率）を求め，ファジィ推論による感覚量に対する解析を行っている。

最初のシリーズでは，振動感覚カテゴリとして表－4に示すものを用いている。これは小堀ら[26]のものと比べると，カテゴリ数は同じであるが，カテゴリ4,5の表現が異なり，ここでは「不快感」（小堀らは歩きにくさ）を評価語として用いている。この評価語の差は，感覚判断に優位差を生じることも指摘している[30]。実測と解析結果から，カテゴリと感覚量（25～75%）に応じた指数値mなどを求め，感覚量（25～75%）の分布特性の各カテゴリ間の差は小さく，比較的狭い範囲に分布が集中していることを示している。また，怒限度として振動速度で表すのが適当とし，その値はv_{rms}が0.71cm/sとすると振動使用性は問題ないこと，多少の揺れを許容する場合は，v_{rms}=1.0cm/s程度であることなどを示している。

表－4 歩行時の振動感覚カテゴリ（小幡ら）[28]

No.	カテゴリの内容
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た
4	少し不快感を感じる
5	大いに不快感を感じる

後続のシリーズでは，歩道橋としての「適・不適」を判定させるために，若干誘導的と思えるが，表－5に示す選択肢を与えている。この結果，振動速度が0.85cm/sを超えると不適当の回答確率が急激に増加すること，2Hz前後（特にやや高い方の領域）での不適当の感覚量が大きくなることなどから，先に求めた怒限度（0.7cm/s）を支持する結果となっている。

表－5 歩行時のカテゴリ選択肢（小幡ら）[30]

判定	理由
歩道橋として適当である	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	④不快感，不安感は感じないが，歩きづらい
	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

また，振動の大きさの尺度についても考察[31]を行い，VGLを与える基準振動速度a_0として8.14×10^{-3}cm/sが適当とし，振動感覚上不適当と答える確率R_s（ただし，適用の範囲50%程度まで）とVGLとの関係を式(8)のように導いている。

$$\log_{10} R_s = 0.1773\mathrm{VGL} - 5.98 \qquad \cdots (8)$$

iv)Blanchardらによる怒限度

Blanchardら[22]は，TRRLのLeonardやSmithの実験データを参考に$a_{max}=0.5f^{0.5}$(m/s^2)を提案し，BS5400[32]の7.1.5節に採用されている。これは，従来のLeonardの実験データによる怒限度を下限として，Smithの実験データによるそれ（Leonardの5倍ほど大きさ）を上限として，これらのほぼ真ん中を採った形となっており，2Hzでは0.7m/s^{2}の値となる。

v)Ontario Bridge Codeによる怒限度

Ontario Bridge Code[33]の2-6.2.2.3節に採用されている怒限度は，多くの実験結果（Wheeler[23]などを含む）に基づき，中間的な値として，$a_{max}=0.25\times f_1^{0.78}$(m/s^2)で表される線が制限値として図示されている。

vi)その他の怒限度

また，ISO/DIS10137[34]では，ISO2631/2[35]の基準曲線の60倍の値を歩道橋の許容値として示している。2Hzでは，実効値で0.42m/s^2（最大値で0.59m/s^2）になる。

vii)怒限度と荷重状態

上述した各研究およびその他の研究で採用されている代表的な怒限度を荷重状態とともに表－6に示す。

表－6 代表的な怒限度

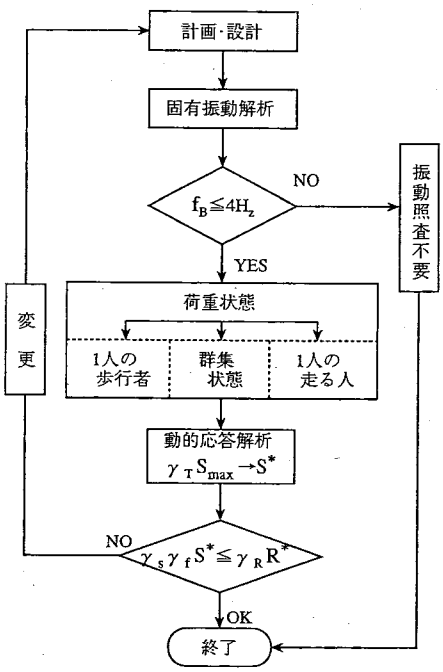
研究者		荷重状態	単位	許容値	振動感覚（閾値）
Lenardら		多数の歩行者	cm/s^2	34	－
松本ら[18]		1人/秒/m	cm/s^2	98	－
梶川[26,38]		単独歩行	cm/s (rms)	1.7	少し歩きにくい
		群衆載荷		1.7	同上
		単独走行		2.7	大いに歩きにくい
西脇[27]		－	cm/s (rms)	0.5	Imperceptible
小堀ら[21]		最頻歩調1人	cm/s (rms)	0.42	少し振動を感じる
Blanchardら[22] (BS5400)		共振歩調1人	cm/s^2	$0.5f^{0.5}$	－
Wheelerら[23]		最頻・共振歩調1人	cm/s (max)	2.40	少し歩きにくい
田中ら[42]		共振歩行	cm/s (rms)	0.85	明らかに振動を感じる
小幡ら[30]	2Hz前後	共振歩行1人	cm/s (rms)	0.7	少し振動を感じる約50% 明らかに振動を感じる約20%値
	2Hz前後以外			1.0	少し振動を感じる約70%値 明らかに振動を感じる約40%値

c) 照査手法

動的解析に基づいた歩道橋の振動使用性の照査法を示した研究について以下に示す。既に設計基準に取り入れられているものについては次節に示す。

i)梶川らによる方法

梶川ら[36-38]は，多数の歩行者が載荷される場合について，不規則振動解析手法による動的応答量を照査すべき振動刺激量に変換して，歩行者の反応分布と比較し，非使用性確率を求める方法を示している。また，梶川[39]は，単独歩行者荷重の場合は，応答スペクトルあるいは動的応答係数を用いて求まる最大応答変位から，比較的簡単に実効値で表される照査すべき振動刺激量が得られ，これと怒限度を比較する方法を提案し，図－6 のような照査の手順を示した。ここでは，1 次の固有振動数が 1～3Hz の場合，単独歩行の照査，通行量に応じて群集載荷状態の照査，i 次の固有振動数が 2～4Hz の場合，単独走行の照査を行うようにしている。これらの荷重条件を建設地点に応じた形で表－7 のようにも示している。



図－6　振動照査の流れ（梶川）[38]

表－7　建設地点による荷重条件（梶川）

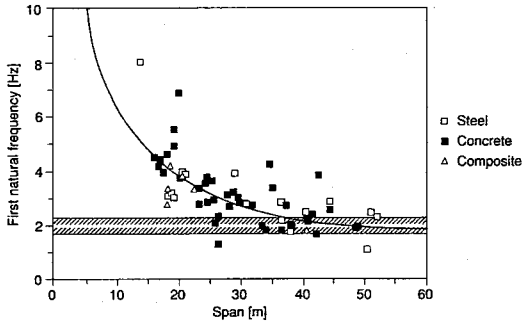
建設目的・地点	単独歩行	群集歩行	単独走行
公園内記念歩道橋	○	○	○
都市内交通路横断歩道橋	○	○	
都市内河川横断歩道橋	○		○
その他の歩道橋	○		

注：○は照査が必要な項目

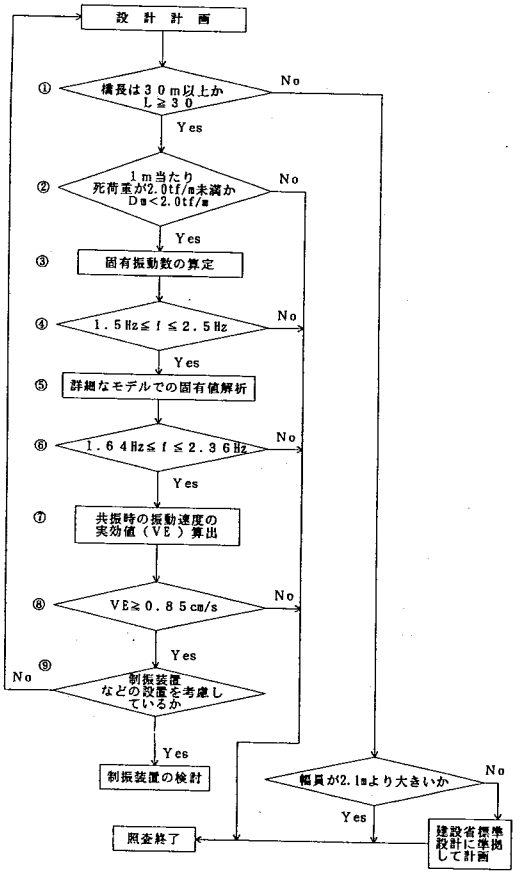
さらに，上述の方法および技術基準[16]の制約条件を用いて，長支間歩道橋を対象とした最適化手法による評価[40,41]を行っており，たわみ制限および振動範囲に囚われなくても十分に使用性の高い橋梁が得られることを示している。

iv)田中らによる方法

田中ら[42,43]は，種々の歩道橋の振動測定[44-46]の結果から，比較的スパンが長いものは，固有振動数が 2Hz 付近（図－7 参照）となることが避けづらく，また，2Hz 付近でも，応答が一定の振動速度以内であれば使用性が十分確保されるとし，試設計と固有値解析のことに基づき，橋梁単位長自重 D_m と振動速度の実効値 v_{rms} との関係（95%信頼限界）が式(9)で表され，怒限度を v_{rms}=0.85cm/s とすると，自重が 2t/m 以上であればよいこと，また，振動速度の略算式として式(10)とすればよいとして，図－8 に示すような設計の手順を示している。



図－7　歩道橋の固有振動数とスパン長の関係[20]



図－8　振動照査の流れ（田中ら）[43]

$$v_{rms} = \frac{1.36}{D_m} + 0.137 \quad \text{... (9)}$$

$$v_{rms} = 0.286K \cdot \omega \cdot \frac{2W_0 \cdot \alpha_A}{M \cdot \sqrt{\left(p^2 - \beta^2\right)^2 + \left(2p \cdot h \cdot \beta\right)^2}} \quad \text{... (10)}$$

ここに，K:形状係数，ω:歩調，W_0:体重，α_A:外力振幅比，M:橋梁質量，p:歩道橋円固有振動数（$=\omega$），β:ω-$\pi v/L$，v:歩行速度，L:スパン長，h:減衰定数

d)実橋評価

前項までの研究の他，実橋の振動測定により振動使用性および振動数や減衰を検討したものがある。ここでは，主な文献の一覧のみを，対象とした橋梁の特徴により分類して表－8 に示す。

表－8　振動使用性に関する実橋試験

種類		文献
使用性	長支間歩道橋	田中ら[47]
	鋼歩道橋	深田ら[52]
	吊床版歩道橋	梶川ら[48]，角本ら[51]
	吊形式歩道橋	梶川ら[49]
	歩道橋一般	松本ら[18]，西脇[27]，Wheeler[23]，田中ら[45]，梶川ら[50]
振動数・減衰		田中ら[44-46]，園田ら[53]，小幡ら[54]

(3) 設計基準における取扱い

現状の歩道橋に関する設計基準における取り扱い（照査法）を次に示す。

i)立体横断施設技術基準[16]

この基準では 2-12 節と 2-13 節にそれぞれたわみと振動に関する規定が述べられており，たわみについては，「活荷重による主げたの最大たわみは，主げたの支間長の 1/600 を超えてはならない。ただし利用者への影響について特に配慮を加えた場合には，支間長の 1/400 までとしてよい。」とし，振動については，「活荷重による主げたの振動は，利用者に不快感を与えないものでなければならない。」としている。たわみの照査の基本は静解析に基づくものである。また，振動については解説に「主構造系のたわみ振動の固有振動数が 2Hz 前後（1.5～2.3Hz）にならないようにする必要がある。」と示しており，さらに，歩行者が 2Hz の強制周期力を与えた場合の最大加速度を 0.1g 以下とすることが望ましいとしている。

梶川ら[36]は，たわみ限度の 1/600，1/400 については，梶川らの定めている使用性レベルに照らして R^{**} が 5～10%程度であり，次に示す BS5400 の規定を換算すると 1/500 となることから，ほぼ妥当としているが，振動制限が望ましいとしている。

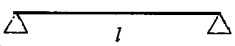
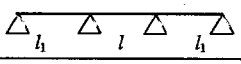
ii)BS5400 および Ontario Bridge Code

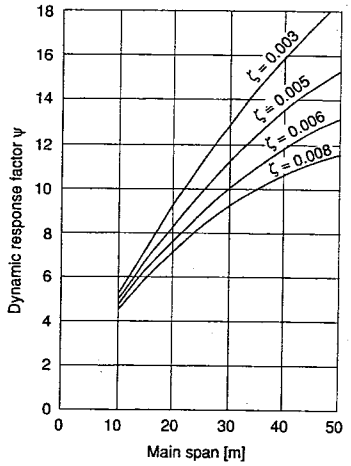
Blanchard ら[22]により提案され，BS5400[32]の 7.1.5 節，Appendix C および Ontario Bridge Code[33]の 2-6.2.2.3 節に採用されている照査法は，3 スパンまでの歩道橋に対しては，簡略法として式(11)による方法で最大加速度 a_{max} を求めて怒限度（前節に述べたように BS5400 と Ontario Bridge Code とは別々のものを定めている）と比較するようにしている。

$$a_{\max} = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot y_s \cdot K \cdot \psi \quad \text{(m/s)} \quad \text{... (11)}$$

ここに，f_1^2：基本固有振動数(Hz)，y_s：スパン中央での 700N の荷重に対する静的たわみ(m)，K：形状係数（表－9 参照），ψ：動的応答係数（図－9 参照）

表－9　BS5400[32]での形状係数

橋梁の形状	l_1/l 比	K
	—	1.0
	—	0.7
	1.0 0.8 0.6	0.6 0.8 0.9



図－9　動的応答係数[20]

また，一般の場合，歩行外力として F=180sin($2\pi f_1 \cdot t$)，移動速度として v_f=0.9f_1 を用いて最大加速度を計算するように示している。

(4) 今後の課題

歩道橋の振動使用性については，多岐にわたる研究が既に行われ，多くのことが理解されてきているように思われる。今後の課題の一つは，これらの成果をもとに，歩道橋の動的な性質を十分に捉えた設計法を如何に上手く新たに基準化するかというところであると思われる。歩道橋の振動使用性と類似の

分野として建築物の振動居住性が挙げられ，建築学会より指針[55]が示されている。ここでは快適性を念頭に，怨限度という言葉を避け，性能評価と称し複数の性能ランクを示している。構造物の設計法の傾向として性能評価型が指向されている現在，このようにユーザや設計者に選択肢を与えることは意味のあることである。社会の進歩とともに構造物に求められる性能レベルが徐々に上がってくるのは致し方ないのであろうが，例えば，耐震性などを考慮すると闇雲に自重を増やす方向には疑問を投げかけざるを得ない。歩道橋においては道路・鉄道橋のように環境騒音振動などの問題がないのであるから，不都合が生じない程度の揺れは許容できよう，一方，立地条件によっては多数の人からクレームがつかないようにすべきものもあると思われる。いずれにしても十分な情報を有した自由度のある基準化が望まれるところと思われる。

3．道路橋

(1) 振動使用性上の問題点

道路橋には，自動車専用道路にあるもの，一般道路内で側道として歩道があるもの（歩行者の利用頻度や利用形態の違いなどがある）など異なった形態があるが，いずれにしても自動車の走行により動的な負荷が加わり振動が生じる。この振動に対し，①自動車の走行安定性および乗心地を確保することと②側道上の歩行者に不安感や不信感を与えないようにすることが必要となり，これらが道路橋の振動使用性上の問題と捉えることができる。

高強度材料の使用による橋梁のスレンダー化と車両の大型化により大きな振動が発生し易い傾向にあり，前者については渋滞中など橋梁で比較的大きな振動を経験するが一般に問題視されていなく，後者に対して幾つかの検討が行われている。

また，長スパンの吊橋や斜張橋において渦励振による使用性上の問題が生じる場合もある。

(2) 既往の研究

前述のように道路橋の振動使用性は主に 2 つの異なった観点から評価を行うことができ，70 年代までの主な研究が梶川ら[24]により示されている。橋上の歩行者の振動感覚を考慮する必要性は古くから指摘されており[56]，近年の振動使用性に関する研究[57~59]はこれに着目したものが多い。しかし，これらにおいては，振動感覚そのものは小堀ら[26]の結果に委ね，刺激としての橋梁の応答を主に評価している。また，側道位置を考慮した応答解析[3]を行っているものもある。一方，車上の乗心地を検討したものは筆者の知る限り最近の浮体橋[60]を対象としたもの以外なく，振動使用性上の問題と把握されながらも，車両応答に対する路面凹凸の影響が大きいせいか検討がされていない。以下にそれぞれの研究の概要を示す。

i)Oehler による検討

梶川ら[24]により紹介されている Oehler[61]による研究では，Michigan 州にある 15 橋（単純桁，連続桁，ゲルバー桁）に対してトレーラ車（最高速度 72km/h）による走行試験を行い，橋梁のたわみと固有振動数との関係を求めて Janeway の乗心地基準に照らしている。停車中の車上振動感覚と歩行者の振動感覚を念頭に置いているようであるが,前者については車両の要素が考慮されていないこと，後者については用いている振動感覚基準が整合しないことなどが指摘できる。

ii)星谷らによる検討

星谷らは 2 車線単純支持桁を対象として，上下線独立の定常ポアソン過程に従い到着する走行荷重列による解析および 3 種類の車両（1 自由度モデル）と車道占有率，橋面凹凸などを考慮した感度解析を行い，前者からは刺激量（振動速度の実効値）は走行荷重の到着率の平方根に比例し，重量の二乗平均の平方根に比例するとしている。また，後者からは刺激量と速度，曲げ剛性，減衰定数，到着率，車重の二乗平均平方根との関係をそれぞれ求めている。

iii)梶川らの検討

小堀ら[58]は，中小支間の橋梁において大型車が数台同時に載荷することは希とし，基本的な検討として 1 台の走行車両に対する不規則振動手法を用いたモーダル解析（走行車両は 2 自由度の振動モデルとし，橋面凹凸を考慮）をランガー桁を対象に行い，応答速度とスパンおよび活荷重による最大たわみ比との関係，固有振動モードが与えられた場合に適用する応答速度の二乗平均スペクトルを求めている。これより，応答速度の実効値は橋梁質量と反比例すること，橋面粗さと応答速度の二乗平均は比例することなどとしている。

また，梶川[59]は，長スパンの橋梁については大型車の同時載荷の可能性があるとし，実橋（国道内）の交通流調査を行い載荷確率を求め，解析による動的応答の二乗平均スペクトルに基づき，非使用性確率[36]を導いている。これより 60～80m クラスの橋梁において，比較的少ない大型車通行量下において高い非使用性確率を生じ，単独走行でも大きな応答を生じることなどを指摘し，次のような評価法を提案している。

① 10t 車による振動刺激の基準値（スペクトル図か

ら求まる応答速度の二乗平均）が $0.1cm^2/s^2$ であれば使用性に問題ない。

②10t車に対する振動刺激の基準値が $0.1\sim0.7cm^2/s^2$ では非使用性確率を求めて確率論的検討が必要。

③ 10t 車に対する振動刺激の基準値が $0.7cm^2/s^2$ 以では確率論的検討の他，単一走行に対する動的解析が必要。

iv)川谷による検討

川谷[3]は2自由度振動系でモデル化した車両（大型ダンプトラック）と曲げねじり振動を考慮した構造モデルの連成解析法[62]によりスパン40mの桁橋の連成応答解析を行い，橋面凹凸の影響が大きく，橋梁端に位置する側道において場合によっては恕限度を超える大きな応答が生じるとしている。

また，川谷ら[60]は浮体橋（主径間410m）の設計のために，既設長大橋，高架橋，一般道路区間での大型バスの走行による乗心地調査を行っている。乗心地調査から乗心地の感覚反応値（カテゴリ番号値と回答数の加重平均値）と車体加速度（全振幅）の実効値，最大値，0.1g 以上の平均値との関係をそれぞれ求め，計画中の浮体橋に対する連成応答解析から得られた車両の応答加速度との比較を行っている。

(3) 設計基準における取扱い

i)道路橋示方書

道路橋示方書II鋼橋編[63]においては，1.4節に衝撃を含まない活荷重に対するたわみの許容値が表－10のように示されている。これらは間接的に振動使用性の確保に役立っているものの，直接的にはプレートガーダーのたわみによる鉄筋コンクリート床版に付加される曲げモーメントが制限されるようにしたものと解説されている。

表－10　たわみの許容値[63]

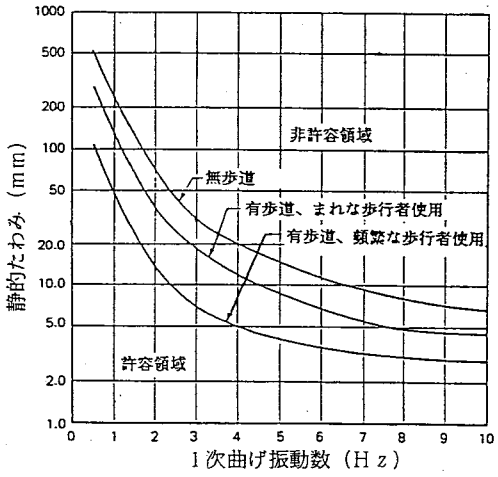
橋の形式	けたの形式		単純げたおよび連続げた	ゲルバーげたの片持部
プレートガーダー形式	鉄筋コンクリート床版をもつプレートガーダー	$L\leq10$	$L/2{,}000$	$L/1{,}200$
		$10<L\leq40$	$\frac{L}{20{,}000/L}$	$\frac{L}{13{,}333/L}$
		$40<L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版をもつプレートガーダー		$L/500$	$L/300$
吊橋形式			$L/350$	
斜張橋形式			$L/400$	
その他の形式			$L/600$	$L/400$

L:支間長(m)

ii)Ontario Bridge Code

Ontario Bridge Code[33]の2-6.2.2.2節では図－10に示す歩行者の予想利用頻度別（無歩道，希使用，頻繁使用）の静的たわみと橋梁の1次曲固有振動数との関係を用いた照査を行うように定めており，無歩道の場合と頻繁使用の場合とでは許容たわみに大きな差があり，振動が歩行者に及ぼす影響についてかなり配慮していることが分かる。静的たわみは1車線の走行車線の中央に置いた1台の5車軸トラック（OHBDトラック：全重量700kN）による歩道中央のたわみとしている。

梶川[1),64)]によると，歩行者の振動感覚（使用性）から見て「頻繁使用」の限界線は，同じOntario Bridge Codeの歩道橋の加速度制限値とほぼ同レベルの制限を与え，整合がとれていること，梶川&Wheelerの振動速度の実効値1.7cm/sにほぼ等しいこと，BS5400の $0.5f^{0.5}$ と「希使用」がほぼ同レベルであることなどを指摘している。



図－10　使用性に対するたわみ制限[33]

(4) 今後の課題

道路橋の振動使用性についての研究は少なく，更なる研究が必要との指摘[5]もある。多岐にわたる種々の構造形式に対応した略算法的なものの整備が必要なのかもしれない。しかし，歩行者の振動感覚を考慮した規定は，早期に取り込まれるべきであり，考え方としては既にかなり検討されているようにも思える。単純には言えないが，道路橋の固有振動数 f とスパン長 L の関係を，例えば，$f=100/L$ とした場合，道路橋示方書のRC床版を有するプレートガーダーに対するたわみの許容値は，Ontario Bridge Codeでの「希使用」か長スパンでは「無歩道」程度の値を与えるものと考えられる。道路橋においても単なる重量増や不経済化は望まれないが，合理的で機能性の高い方向に構造計画が行われるようにすべきであると考える。

4．鉄道橋

(1) 振動使用性上の問題点

鉄道における荷重の特徴は，十数両の同程度の重量の編成車両が高速で走行するところにあり，振動使用性上の問題は，①走行列車による共振の防止と②走行列車による橋梁の動的変形に対する走行安全性と乗心地の確保，ということになる。

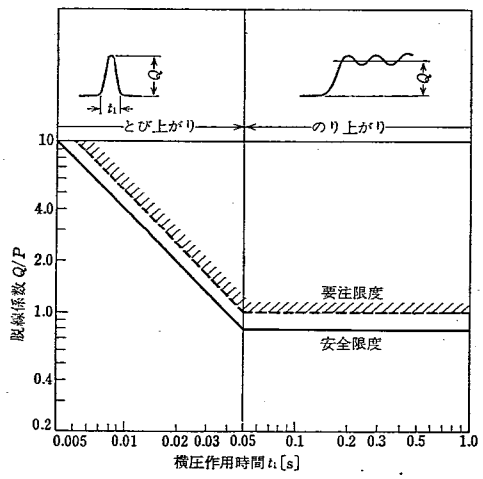
また，地震時の走行安全性や長大橋での横風により生じる振動に対する走行安全性も問題である。

(2) 既往の研究

既往の研究では，走行安全性および乗心地の判定基準，橋梁の共振現象，乗心地・走行安全性からみたたわみ制限などの検討が行われている。

a) 走行安全性判定基準

走行安全性の判定基準は，車両の脱線安全限界値から求められ，松平ら[65]により東海道新幹線建設に際して検討が行われている。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[66]され，①と②の指標として脱線係数（Q/P: 横圧 Q と輪重 P の比），③の指標として輪重変動率（$\Delta p/P$: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踏面勾配と車輪・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 を通常走行時の目安値としている（図－11 参照）。欧米においても脱線係数（Q/P）を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は欧州では脱線係数の 2m 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。



図－11　脱線係数の許容限度[66]

また，軌道および橋梁の検討における判定基準としては，佐藤ら[67]により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 種類の限度を提案し，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 4.8t
（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 6.4t
（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 66.7%, 横圧 7.8t
（輪重変動と横圧の著大値が共存しない）

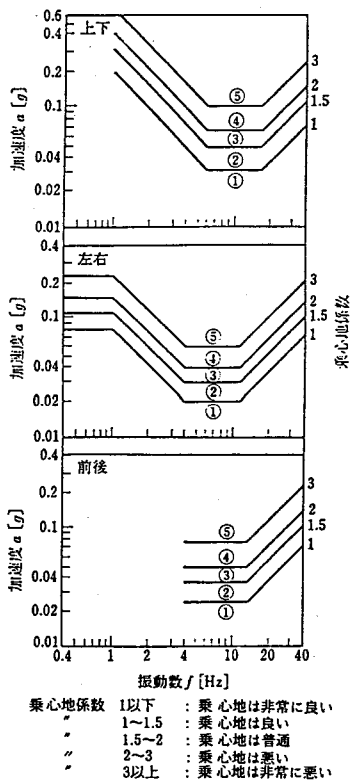
b) 乗心地の判定基準

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，温度，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。全身振動が人体に及ぼす影響についての研究は 2 章に述べたとおりであるが，国鉄においては Janeway[14]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[68]を定めている（図－12 参照）。

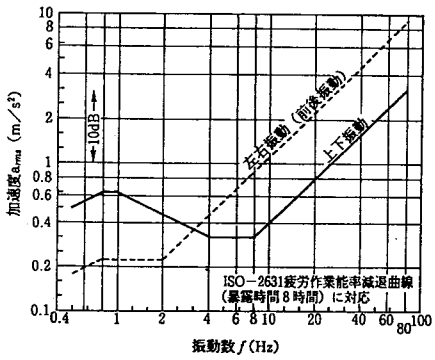
橋梁のたわみ限度を検討する場合においても，短区間の試験や定常的に繰り返す振動に対する乗心地の判定によいとの判断から Janeway の乗心地基準が用いられている。その後，ISO-2631[69]を参考に等感覚曲線[70]（図－13 参照）と乗心地レベル（表－11 参照：式(4)の VAL と同じ）が策定され，浮上式鉄道のガイドウェイ構造物の敷設精度管理[71,72]の評価などに用いられているが，新幹線の軌道整備では乗心地限度として全振幅で 0.25g（上下動）を基準としており，乗心地に関する限度値は，検討目的に応じて使い分けられているのが現状である。

表－11　乗心地レベル[70]

区 分	乗心地レベル	評価
1	83dB 未満	良
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	悪



図－12　国鉄の乗心地基準[68]



図－13　等感覚曲線[70]

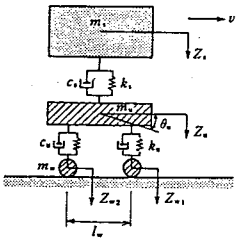
c) 橋梁の動的応答と走行安全性・乗心地

i)動的応答

鉄道橋の動的応答の特徴は，高速で走行する一定間隔の移動荷重が繰返し加わるところにあり，共振現象の問題が避けて通れない。動的応答に関する研究は，大地[73]，橋本[74]などの研究があるが，車両と構造物との連成応答を考慮して系統的にまとめた最初のものは松浦[75]によるものである。松浦は新幹線ボギー車を対象に 1 車両 6 自由度を有する車両モデルおよび荷重列により単純桁の動的応答解析を行い，速度パラメータ α ($=v/2f_1 \cdot L$)を用いて整理するとともに速度パラメータが 1/3 を超えると大きな応答を生じることを見出し，共振現象を避ける橋梁の基本固有振動数と支間長の関係を提案している。これが次節に示す設計標準に取り入れられている。

ii)走行安全性・乗心地

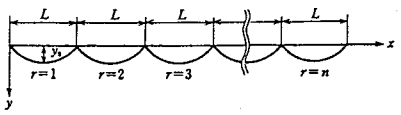
走行安全性と乗心地確保のための検討は，ほとんどの場合に桁のたわみ限度を規定する形を採っている。東海道新幹線建設に際して高速鉄道における軌道整備限度が厳しくなり，桁のたわみを一種の軌道の高低狂いと考える必要が生じたため，松平[76]により簡易な車両モデルによる検討が行われたのが最初である。この結果，昭和 36 年制定の新幹線鋼鉄道橋設計基準案では，「標準活荷重（P 荷重）による桁のたわみは一般に支間の 1/1800 を超えてはならない。この場合，衝撃は考えないものとする」と定められた。また，昭和 45 年制定の建造物設計標準（鋼鉄道橋）では，在来線鋼構造物において衝撃を含まない KS 荷重に対して，たわみ限度値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においては，佐藤[77]による無限個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（標準活荷重）による桁のたわみがそれぞれ支間の 1/1800, 1/2,000, 1/2,500, 1/2,000 以下となるように定めた。その後，松浦[78]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－14 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「走行安全性」の観点から輪重減少率が 28.1%以下，「乗心地」の観点から Janeway の乗心地係数 1.5（図－12 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－15 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[79]を加えて，次節に示す平成 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）[80,81]に取り入れられている。さらに松本ら[82]により 300km/h を超える領域での走行性・乗心地からみたたわみ限度と支間長の関係が示されている。



(a) 車両モデル

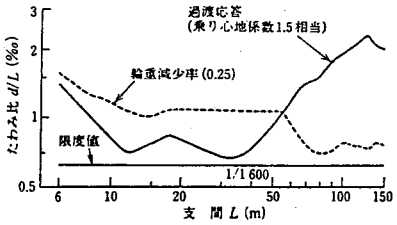
$$y(x)=y_s\left|\sin\frac{\pi x}{L}\right| \quad (0\leqq x\leqq nL)$$

y_s は桁の静的最大たわみ

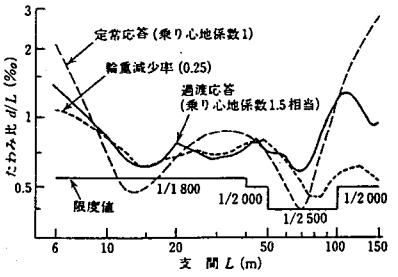


(b) 桁のたわみモデル

図－14 車両モデルと桁のたわみモデル[78]



(a) 単スパンの場合



(b) 連続スパンの場合

図－15 たわみ限度の解析結果（新幹線，速度260km/h）

iii)軌道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などにキャンバーをつける方法がある。川上ら[83]によるキャンバーに関する解析的な検討では，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が村田ら[84]により報告されており，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。

iv)実橋の解析・測定

個別の橋梁に対する走行性の検討については，本四連絡橋建設時に解析的な検討[85]が多く行われたが，主に変形した長大橋上の走行性解析[86,87]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た。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による列車走行安全性の確認[88]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[89]を用いた斜張橋上の走行性解析[90]なども行われている。

(3) 設計基準における取扱い

鉄道構造物等設計標準[80,81]および欧州鉄道基準などに示されている桁の固有振動数の制限とたわみ限度について示す。

i)鉄道構造物等設計標準[80,81]

共振による大きな動的応答を避ける目的で荷重規定の「衝撃」（鋼標準[80]3.5節，RC標準[81]3.4.3項）のところに表－12に示すように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を規制している。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，対応する大きな衝撃係数を用いて設計を行うことも許されている。

表－12 桁の固有振動数の規制[80,81]

橋梁種別	列車速度	桁の固有振動数
鋼 橋	$v\leq 300$km/h	$n\approx 70L^{-0.8}$ $n=\sqrt{\frac{3.15}{d}}\geq\frac{100}{L}$ d:死荷重たわみ
コンクリート橋	$v\leq 210$km/h	$n_0\geq 55L^{-0.8}$
	$v\leq 260$km/h	$n_0\geq 70L^{-0.8}$
	$v\leq 300$km/h	$n_0\geq 80L^{-0.8}$

注：n：載荷時固有振動数，n_0：非載荷時固有振動数

たわみ限度については，鋼標準8.1節，RC標準7.4.3項に表－13に示すように定めており，一般に列車荷重（単線載荷）に対して照査するように定めており，RC標準では必要により衝撃を考慮するようにしている。

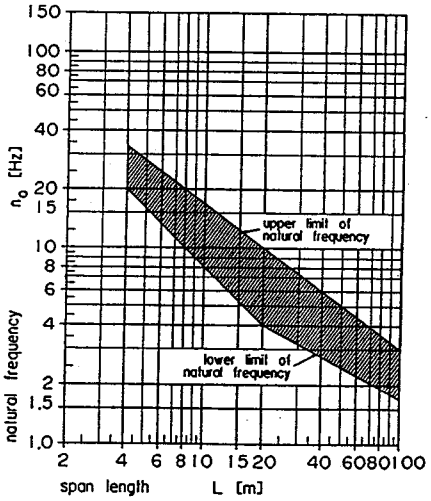
表－13　たわみ限度[80]

在来鉄道	機関車荷重	スパン L (m)			$0<L<50$		$L\geqq 50$
					$L/800$		$L/700$
	電車・内燃動車荷重	スパン L (m)			$0<L\leqq 20$	$20<L<50$	$L\geqq 50$
		2連以上連続する場合	列車速度 (km/h)	$V\leqq 100$	$L/800$	$L/850$	$L/700$
				$100<V\leqq 130$	$L/1000$	$L/1100$	$L/900$
				$130<V\leqq 160$	$L/1300$	$L/1400$	$L/1200$
		単連の場合	列車速度 (km/h)	$V\leqq 100$	$L/700$		
				$100<V\leqq 130$	$L/800$		$L/700$
				$130<V\leqq 160$	$L/1100$		$L/900$
新幹線		スパン L (m)			$0<L\leqq 40$	$40<L\leqq 50$	$50<L<100$	$L\geqq 100$
		2連以上連続する場合			$L/1800$	$L/2000$	$L/2500$	$L/2000$
		単連の場合			$L/1600$			

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反りを与えるなど，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機関車荷重では 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。

ii)欧州鉄道基準類[91,94]

桁の固有振動数の規制については，欧州鉄道連合の基準である UIC Code 776-1[91]において 220km/h までの列車速度に対して橋梁の持つべき固有振動数の範囲として図－16に示すように上下限値が示されている。



図－16　桁の固有振動数の範囲 (UIC Code)[91]

一方，たわみ限度については，解析と実測による検討[92,93]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[94]に表－14(a),(b)に示すたわみ限度値を与えている。この場合，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えられている。現在，この基準を Eurocode1-Part3[95]に適用するため UIC においてさらに検討[96]が進められている。

表－14　たわみ限度 (UIC Code)[94]

(a)　一般の場合

速度領域	スパン／たわみ 比 (L/δ)			
	1または2の隣接桁 *		3から5の隣接桁 *	
	$L\leqq 25$ **	$L\geqq 30$ **	$L\leqq 25$ **	$L\geqq 30$ **
$V\leqq 120$km/h	350	350	450	800
$V\leqq 200$km/h	450	600	700	2000
$V>200$km/h	550	700	700	2000

注：*：単純桁または連続桁，**：スパン 25～30m 間は直線補完

(b)　快適性を確保する場合

速度領域	スパン／たわみ 比 (L/δ)			
	1または2の隣接桁 *		3から5の隣接桁 *	
	$L\leqq 25$ **	$L\geqq 30$ **	$L\leqq 25$ **	$L\geqq 30$ **
$V\leqq 120$km/h	400	400	500	900
$V\leqq 200$km/h	500	800	1000	2200
$V>200$km/h	800	1000	1200	2200

注：*：単純桁または連続桁，**：スパン 25～30m 間は直線補完

(4) 今後の課題

幾つかの鉄道橋の動的応答や走行安全性・乗心地に関する研究により，高速領域での動的応答についてはかなり把握され，300km/h 走行程度までに対応する桁の固有振動数の範囲や 260km/h 走行までのたわみ限度については設計標準に取り入れられてきた。今後は更に高速領域での設計用値を基準化することの他，軌道不整を考慮したたわみ限度，高速領域におけるたわみ限度を検討する場合の衝撃の取り扱い方，乗心地基準の見直しなどが必要と思われる。

参考文献

1)梶川康男：たわみと振動感覚，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.47~54，1995.11.

2)田中信治：歩道橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.55~60，1995.11.

3)川谷充郎：道路橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.61~68，1995.11.

4)松本信之：鉄道橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp.69~78，1995.11.

5)河西龍彦，加藤雅史，夏秋義広：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題，第5章 振動感覚および振動使用性の評価，橋梁交通振動研究小委員会報告書，pp.67~74，土木学会，1994.4.

6)梶川康男，加藤雅史：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.9~14，1991.7.

7)梶川康男，岡田晃，小堀為雄：振動と人間 I.振動の人体への影響（上），橋梁と基礎，Vol.13，No.6，pp.36~42，1979.6.

8)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.

9)三輪俊輔，米川善晴：正弦振動の評価法(振動の評価法 1)，日本音響学会誌，Vol.27，No.1，pp.11~20，1971.1.

10)三輪俊輔，米川善晴：複合正弦振動とランダム振動の評価法（振動の評価法 2），日本音響学会誌，Vol.27，No.1，pp.21~32，1971.1.

11)三輪俊輔，米川善晴：衝撃振動の評価法（振動の評価法 3），日本音響学会誌，Vol.27，No.1，pp.33~39，1971.1.

12)Jacklin, H.M. and Lindle, G.J.: "Riding Comfort Analysis," Research Series, Bulletin No.44, Purdue University Engineering

Experiment Station, 1933.5.
13)Helberg, W. and Sperling, E.: "Verfahren zur Beurteilung der Laufeigenshaften von Eisenbahn - Wagen," Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwekns, No.12, p.177~187, 1941.
14)Janeway, R.N.: "Vehicle Vibration Limit to Fit the Passenger," SAE Journal, pp.48~49, 1948.8.
15)Goldman, D.E.: United States Naval Medical Research Institute Project Report, No.1, NM 004 001, 1948.3.
16)日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，2-12および2-13節，1979.1.
17)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），1985.2.
18)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.63~70，1972.9.
19)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，第266号，pp.51~61，1977.10.
20)Pretove, A.J., Rainer, J.H. and Bachmann, H.: "§1.1 Pedestrian bridges," Vibration Problems in Structures -Practical Guidelines-, pp.2~10, Birkhäuser, 1995
21)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，pp.23~29，1974.12.
22)Blanchard, J., Davis, B.L. and Smith, J.W.: "Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges," Proceedings, Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 275, Transport and Road Research Laboratory, Berkshire, England, pp.90~106, 1977.5.
23)Wheeler, J.E.: "Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges," Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.ST9, pp.2045~2065, 1982.9.
24)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.
25)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，第222号，pp.15~23，1974.2.
26)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.23~31，1974.10.
27)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.1~12，1977.1.
28)小幡卓司，林川俊郎，桑島正樹：歩道橋の振動使用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.39A，pp.793~799，1993.3.
29)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.685~692，1994.3.
30)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.
31)小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一，伊藤公彦：歩道橋における人間の振動感覚とその数値化について，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.281~288，1995.11.
32)British Standards Institute: Steel, concrete and composite bridges Part 2. Specification for loads, §7.1.5 and Appendix C, BS5400, 1978.
33)Ontario Ministry of Transportation: Ontario Highway Bridge Design Code, Toronto, 1983. （訳）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），道路橋の限界状態設計法に関する調査研究報告書(I)，1985.3.
34)International Standard Organization: "Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings against Vibration," Draft ISO/DIS10137, 1991.
35)International Standards Organization: "Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration Part 2: Continuous and Shock-induced Vibration in Buildings (1 to 80 Hz)," ISO2631-2, 1989
36)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立論的考察，土木学会論文報告集，第266号，pp.51~61，1977.10.
37)梶川康男，小堀為雄：振動感覚を考慮した歩道橋の確立論的設計，土木学会論文報告集，第285号，pp.29~36，1979.5.
38)梶川康男，小堀為雄，岡田晃：振動と人間 II.橋梁振動の評価（下），橋梁と基礎，Vol.13，No.9，pp.44~47，1979.9.
39)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.23~33，1982.9.
40)杉本博之，梶川康男：長支間歩道橋の振動使用性設計規準に関する考察，構造工学論文集，Vol.34A，pp.739~749，1988.3.
41)Sugimoto, H., Kajikawa, Y. and Vanderplaats, G.N.: "On Minimum Weight Design of Pedestrian Bridges Taking Vibration Serviceability into Consideration," Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, No.386/I-8, pp.105~113, 1987.10.
42)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.77~84，1993.7.
43)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.
44)田中信治，加藤雅史：歩道橋の振動測定と数値解析に

よる検討，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp.159~166，1989.8.
45)田中信治，加藤雅史：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.671~678，1990.3.
46)田中信治，加藤雅史，鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol.37A，pp.929~636，1991.3.
47)田中信治，加藤雅史，鈴木森晶：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.773~780，1992.3.
48)梶川康男，津村直宜，角本周：PC吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685~695，1990.3.
49)梶川康男，中平進夫，薄井王尚：斜め吊材を有する自碇式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.40A，pp.703~712，1994.3.
50)吉川裕晃，深田宰史，梶川康男：歩道橋の動的特性と振動使用性の測定と解析，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.191~197，1995.11.
51)角本周，前田研一，梶川康男，黒野雅利：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，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.207~214，1995.11.
52)深田宰史，吉川裕晃，梶川康男：鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査，構造工学論文集，Vol.43A，pp.765~772，1997.3.
53)園田敏矢，烏野清，安東昭次，木崎實，成瀬久和：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，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.199~205，1995.11.
54)小幡卓司，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一，及川昭夫：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，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.215~220，1995.11.
55)日本建築学会：建築物の振動に関する居住性能評価指針同解説，1991.4.
56)Committee on Deflection Limitations of Bridges: "Deflection Limitations of Bridges," Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Enginers, Vol.84, No.ST3, pp.1633-1~1633-20, 1958.5.
57)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，第246号，pp.1~8，1976.2.
58)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，第248号，pp.11~23，1976.4.
59)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.47~58，1980.12.
60)川谷充郎，丸山忠明，川村幸男，岸本俊雄，三輪宜弘：浮体橋の振動使用性，構造工学論文集，Vol.43A，pp.757~764，1997.3.
61)Oehler, L.T.: "Vibration Susceptibilities of Various Highway Bridge Types," Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Enginers, Vol.83, No.ST4, pp.1318-1~1618-41, 1957.6.
62)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/I-9，pp.351~358，19988.4.
63)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編，1.4節，1996.12.
64)梶川：オンタリオコード（使用性）の解釈，土木学会橋梁交通振動研究小委員会，第18回資料，18-5，1994.11
65)松平精，横瀬景司：「車輪の横衝撃における脱線について」，東海道新幹線の研究（第3冊），鉄道技術研究所，pp.235~244，1962.4.
66)丸山弘志，景山允男：機械技術者のための鉄道工学，1981.10
67)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.
68)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.
69)International Standard Organization: "Guide for the evaluation of human exposure to whole-body vibration," ISO-2631, 1972.
70)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.
71)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.
72)曽我部正道，古川敦，松本信之，涌井一：「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回年次学術講演回講演概要集第1部(B)，I-495，pp.990~991，1995.9.
73)大地羊三：鉄道橋の衝撃係数，鉄道技術研究報告，No.370，1963.10
74)橋本香一：鋼鉄道橋の応力および衝撃に関する研究，鉄道技術研究報告，No.713，1970.6
75)松浦章夫：高速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，第256号，pp.35~48，1978.12.
76)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.
77)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.
78)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.

79)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.
80)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.
81)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.
82)松本信之，涌井一：高速新幹線走行に対する桁のたわみ限度に対する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.289~294，1995.11.
83)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 回年次学術講演回講演概要集第 1 部，I-263，pp.525~526，1983.9.
84)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
85)松浦章夫：「併用橋の鉄道計画」，土木学会昭和 63 年度全国大会本四連絡橋開通記念特別連続記念講義集，pp.429-467，1988.9.
86)松浦章夫，涌井一：「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.
87)涌井一：「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.
88)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.
89)涌井一，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.
90)曽我部正道，松本信之，涌井一，金森真：「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,橋梁交通振動に関するコロキウム論文集，PART B，pp.183~189，1995.11.
91)Union Internationale des Chemins de fer: Loads to be considered in the design of railway bridges, UIC Code 776-1, 1979.7.
92)Office for Research and Experiments: "Question D160 Permissible deflection of bridges," ORE Report No.1~No.6, 1983.12~1988.4.
93)UIC Sub-Committee 7J: "Question 7/J/15- Permissible deflections of railway bridges," 1988.1.
94)Union Internationale des Chemins de fer: Deformation of bridges, UIC Code 776-3, 1989.1.
95)CEN/TC250/SC1: ENV 1991-3 Eurocode 1 Basis of Design and Actions on Structures, Part 3 Traffic Loads on Bridges, Draft, 1994.6.
96)European Rail Research Institute: "Permissible Deflection of Steel and Composite Bridges for Velocities v>160km/h," D190/RP1, 1993.7.

（1997. 8. 29 受付）

SERVICEABILITY EVALUATION OF BRIDGES

Nobuyuki MATSUMOTO

The serviceability evaluation of bridges covers a wide range of study fields which include not only the functional problems of bridges on deflection and vibration, but also problems on environmental vibration, sunshine, maintainability, routing and aesthetics. In this report, however, topics are concentrated on the vibrational serviceability evaluation of pedestrian bridges, road bridges and railway bridges. The state of the art, conventional design concept and future problems of these bridges are described.

モニタリング技術

枚本正信

正会員　工博　株式会社 フジエンジニアリング（〒532 大阪市淀川区東三国4丁目 13-3）

橋梁モニタリングは従来からの橋梁建設や維持管理に関わる調査計測を総称し、観測データの経時変化を解析する用語である。しかし、"橋梁モニタリング"の詳細な用語規定はなく、その範疇は漠然としたものである。本論文では橋梁モニタリング技術に関わる計測システム、コンクリート橋と鋼橋でのモニタリング技術、点検時のモニタリング技術、交通流に関するモニタリング、環境に関するモニタリングについて示した。計測技術の中では計測機器、分析機器は開発普及されているため、センサーと計測事例について示した。

Key Words : Monitoring Technology, Bridge Monitoring　速度計

1．モニタリングとは
――目的と結果をどのように用いるか――

1990 年代はじめからインテリジェントブリッジ、スマートブリッジが紹介され[1]、モニタリングと言う用語が、橋梁研究分野に用いられ始めた。しかしながら、現在でもモニタリングの正確な規定は示されていないのが現状である。ここでは橋梁構造物を対象とすると、橋梁の架設、維持管理に関する手法の根源的なものが、このモニタリング手法(技術)であると言えるのではないだろうか。

従来、橋梁の維持管理技術は橋梁建設の経験者が繰り返し補修しながら蓄積した技術を積み重ね維持されてきた。しかし、これらの技術にも限界があり、道路橋では通過交通量や走行荷重が増大し経験だけでは対応できない実状にある。また、社会資本の蓄積に当たっては経済性が求められ、技術的にもより正確なデータが求められるようになっている。一方で、年々橋梁を取り巻く環境が大きく変化していくため、常に橋梁部材の応力などを時系列のデータとして観測し、得られたデータの変化から対策工事の立案、工事前後の評価などや将来予測を期待する手法がモニタリング技術と言える。モニタリングを必要とする橋梁はわが国の橋梁の大半であるが、現実にそれぞれをモニタリング橋として監視していくことは不可能である。しかし、幸いなことに多くの橋梁は標準化構造設計による構造物である。近年の建設では施工精度がほぼ安定していることから、橋梁の耐荷力に影響するのは構造形式と外部から作用する荷重や環境条件である。標準化された構造物の中で荷重や環境条件の厳しい橋梁を選定し、これをモニタリング対象の橋梁とすれば現実性のあるモニタリング技術が発揮できる。また、あらかじめ前後の橋梁より応力的に厳しくした橋梁を常に監視することで、この橋梁に損傷が発生しなければその路線が安全であると評価できるヒューズの役目をする橋梁も考えられている。

モニタリングに必要なことは観測項目が時系列のデータとなることが望ましく、その技術が将来とも適用できるものでなければならない。また、その資料がその後の橋梁建設や橋梁の維持管理に有効に用いられなければならない。得られたデータが一度だけの観測記録であっても、今後の基礎資料となる十分な精度を有しておればモニタリングデータとして取り扱うことが可能で、このような橋梁建設や維持管理データのすべてがモニタリングデータとして取り扱うことができる。

モニタリングによって得られたデータは常にワンステップ手前のデータとの比較からその目的に応じて利用されるべきである。また、その資料は将来のデータとの比較が可能なように公表、蓄

積すべきものである。

2．モニタリングのために

橋梁のモニタリング技術は建設時の応力や形状管理、維持管理時の点検、老朽化橋梁の耐荷力耐久性の判定などに用いられることが多い。また、長大橋梁の架設時には架設途中に発生する応力管理や、形状管理を実施し、完成系の応力形状を推定することもモニタリングの事例である。

現在までに集積された大半のデータは静的な観測データであり、論文や報告書として蓄積されている。動的なデータも橋梁振動や交通環境の分野で蓄積されており、これらもモニタリング技術の歴史に重要な位置を占めている。

近年は計測技術が進歩し、データのサンプリング間隔を短くすることが可能で、IC などの記憶容量が極度に増大し、また、通信速度の進歩により静的、動的の差がほとんどなくなっている。この結果写真などの大容量の画像データがパソコン上で容易に扱えるようになり、画像データベースの普及で従来のデータベースでは考えられなかった範疇で取り扱つかわれるようになっている。これを用いて点検写真の重ね合わせによる比較精度の向上が図られて損傷の発見に役立っている。

技術発展が進みデータ処理が迅速に行えるため、今後の橋梁モニタリングはセンサーの品質や取り付け精度、維持管理の良否が重要な検討項目となる。センサーを取り付けたままでは雨水の浸入などで機能の損傷や劣化を受けるため、計測毎にセンサーを取り付ける手法、たとえば超音波探傷によるひびわれ深さの計測などに見られるように、非破壊調査手法を用いると、長期間安定した信頼度の高いデータが得られる。このように長期計測になればなるほど非破壊手法を用いるのがよく、多種の技術を併用し互いに評価しながら実施するのがよい。また、調査の対象は常に条件が異なり、その都度計測対象に最適のセンサーを選定することが必要である。最近は市販されているセンサーを選定することが多いが、本来はそれぞれに最適なセンサーを設計すべきで、できうる限りシンプルなセンサーを用いるべきである。

モニタリングのための計測は長期にわたって観測されることが多く、基準点となる零位置が時間の経過とともに変化しないことが大切であり、計測計画や機器選定にあったても非常に大切なことである。一方で、得られたデータは時間軸を持つグラフにプロットされ、初期値からの変動について解析される。信頼できる初期値を得ることも重要な作業である。データの採取はセンサーと電源、増幅器、記録器、分析器から構成される。この内、センサーを選定することがモニタリングで最も重要な問題である[2]。

2．1 計測システム[2]

モニタリング計測システムは、センサー、増幅器、電源、記録器、分析器などから構成される。昨今、IC の発達から計測技術も日々変化している。従来、アナログ信号を記録したためシステムが肥大化し、計測能力の限界にあったものが、計測システムの急激な進歩でデジタル信号の処理システムに変化してからは静的データ、動的データを問わず多数の信号処理が可能となった。同時に、大型計算機でしか出来なかった分析が、パーソナルコンピュータが技術者一人一人に普及したことで、データ処理が可能となり、また、波形解析の分析プログラムが廉価で販売されるようになり、専門技術者でなくても解析に必要な資料を得ることが可能となった。

現在の計測システムはこのデジタル信号化(AD 変換技術)が進み、中央演算装置(CPU)が高速化し、大容量のデータが記憶出来る(HD, MD, PC-CARD など)技術開発がなされ、信号を転送する通信技術も汎用化、高速化している。このことが計測システムを急激に変化させた。同時に、データ数の制限がなくなったために、従来容易に得られなかった大容量のデータが簡単に廉価に得られ現象把握が簡単になった。橋梁モニタリングはこのような技術進歩を基に発展している。しかしながら、計測器の発達に比べてセンサーの進歩は大変遅く、数十年以前と大きく変わらないのが実情である。工作ロボットなどの開発でセンサーの精度向上や応答速度の向上が見られるが、より高価になっている。橋梁モニタリングで用いられるセンサーは規格化された市販品を用いることが多く、これに無い種目は無視されることさえ起こりうる。本来、構造物への応答を計測するには、そのメカニズムを解明するプロセスを解き明かすセンサーを考案しなければならない。センサーはそれぞれの物理量の計測が可能な光、電磁気、ひずみ、セラミックなどが持つ特性を電気物理を応用して考案されるものである。もちろん、作られたセンサーは物理的な校正を加えて用いられるべきである。橋梁モニタリングで最も多く用いれセンサーはひずみゲージで、直接対象物に貼ることもあり、変位計などのセンサー内に組み込まれることもある。

ひずみゲージは用途に応じて多種のものが製作されており、橋梁技術者が容易に用いられるセンサーである。この他にセラミックを用いた圧電素子を用いたセンサーとして圧電型加速度計、電磁気を応用した作動トランス型変位計などが頻繁にもちいられる。これらのことから、橋梁モニタリング技術は解析技術とともに、センサー技術、設置技術に大きく左右されるといえる。

２．２　コンクリート構造物のモニタリング

コンクリート構造物に関する調査記録の大半が、静的データの積み重ねである。これはコンクリート構造物が鋼構造物に比べて“揺れにくい”とされているためのようである。しかし、近年になってPC斜張橋等の長大橋が出現し、コンクリート構造物も良く振動することが示されている[3]。

一般にコンクリート（構造物、材料）に関するモニタリングは古くから行われており、コンクリートは100年後も僅かにその強度を増すといわれている。こうしたコンクリート強度に関する資料は時刻歴データではあるが、その変動が比較的遅く、打設コンクリートの発現強度の確認は代表的なモニタリング事例である。一般に観測時間間隔はセメントの始発から終結までのフレシュコンクリートの状態と３日、７日、２８日強度が確認され、期待できる強度の確認を行なうのが通例である。50年、100年後の強度に関する資料は少ないが、35年を経過した調査結果では設計強度の３倍以上になっていることもある[4]。

また、コンクリートは打設直後から強度の発現とともに収縮が起こりひびわれが発生する。ひびわれは材令とともに外部応力の変動も加わり損傷が伸展する。こうしたひびわれの変動を荷重履歴とともに比較検討することで、部材の耐荷力推定を行う手法もある。ひびわれの観測間隔はコンクリートと同様打設直後は短く、その後毎年、数年後では隔年毎の観測間隔になる。これらの観測には目視により作成するひびわれ図の比較検討や、超音波の伝播時間計測により、発現強度の推定やひびわれ深さの変動を観測し、耐荷力判定の資料にされることが多い。ひびわれ幅の観測には読微鏡やクラックスケールが用いられるが、微細な変動の計測は標点をひびわれの両側に(100㎜ 間)張り付け 10^{-3}㎜ の精度で変動距離を観測する(コンタクトストレインゲージ)ことも行われている。外気温や躯体の温度変化を考慮しながらデータの分析を行うことで、アルカリ骨材反応が生じたコンクリート構造物全体の、躯体の膨張程度を観測することも行われている。この手法はアルカリ骨材反応を起こしたコンクリート構造物の調査にも用いられているものである[5]。

鉄筋コンクリートの鉄筋に作用する応力の観測には通常ゲージ長3～10㎜程度のひずみゲージを用い、コンクリートにゲージ長30～100㎜程度のひずみゲージを用いる。コンクリートゲージは用いられている粗骨材粒径の３倍の長さのひずみゲージを用いるのがよい。

市販の接着剤で設置したひずみゲージの計測可能な期間は、通常６ヶ月から１年程度の寿命である。これは水分などによる接着剤の劣化が主な原因であるためコンクリート面に十分な防水対策を施すことが大切である。鉄筋では焼き付けなどの処理を行えれば１０年程度の寿命は期待できるものもある。。ひずみゲージほどの精度を持たないがコンタクトストレインゲージの標点を鉄筋に打ち込むことでも長期間の観測が可能であるが腐食を配慮しなければならない。コンクリート構造物の表面応力を計測する手法として、表面に張り付けた３軸ひずみゲージの周辺をカッターで切り込むことで応力を除荷し、内部応力を推定する手法もとられることがある。

コンクリート構造物の変形を計測するには変位計を用いて計測すればよいが、そのデータをモニタリングデータとして取り扱う場合、容易に解析が困難な場合がある。これは荷重に対する応答時間が鋼構造物よりも長いことや、コンクリートのひびわれによる膨張が内部の鉄筋に付加応力として作用し、ひびわれの進行とともに合成構造の耐力が増加し、たわみが減少することも報告されている。この現象はアルカリ骨材反応を起こしたコンクリート床版のたわみ試験に見られるものである。PC構造物やRC構造物などの載荷試験では十分に時間をかけて観測するのがよい。

コンクリート内部に組み込まれた鉄筋の長さを計測する方法としては鉄筋に衝撃を与えて反射してくる波動の伝播時間から鉄筋長を推定することが可能である。同様にＰＣコンクリート構造物の鋼線長を計測することも可能である。これらの手法を用いて計測を繰り返せば鋼線の破断の有無の確認が可能である。また、シース内のグラウトの有無を、拘束圧を受けたＰＣ鋼線の伝播波動を計測することで推定する方法もある。

コンクリート構造物の非破壊調査は衝撃波のような比較的低い振動数(10^{3}Hz)帯の弾性波を利用するものから、1Å(10^{19}Hz)帯もの短い波長を持つＸ線を照射して得られたフイルム画像をコン

ピュータで画像処理するレントゲン法(IP 法)も用いられる。X線調査の精度は他の手法に比べて十分に高いが、40cm 厚程度しか適用が困難で、経済性も低いことから適用範囲が限られる。

床版コンクリートなどの損傷による漏水調査は赤外線写真を用いて観測する手法が研究されている。しかし、調査範囲の大きさに比べ対象物が小さすぎることや、赤外線が気温など周辺環境に大きく影響を受けることから、実物での調査は容易でない。また、鉄筋配列などコンクリート中の異物体確認にはＲＣレーダーを用いることも多い。この手法も探査の深さが 30cm 程度であれば比較的精度の高い調査が可能である。コンクリート表面からの鉄筋探査などに用いられる。

２．３　鋼構造物のモニタリング

鋼構造物の中には RC 床版を持つ鈑桁等のように異種部材との合成構造となったものや、鋼床版を持つもの、鋼製橋脚などがある。鋼桁ではしばしば応力計測を行うことが多い。静的にも動的にもその応答は設計値と比較されることが多いが、特殊な構造を持った場合、設計値や数値モデルによる解析値と一致しないことが多い。これは設計時の応力計算や数値計算によるシミュレーションでは着目点の周辺を含めた平均的な計算値のためである。一方で、実橋では施工上の問題など多くの要因で応力が局部に集中する事が多いためでもある。疲労によるひびわれ損傷につながることも多く、現在では長大橋や特殊構造物の設計時に疲労の検討がなされている。応力は普通ひずみゲージを用いて計測部位のひずみ量を計測し、フックの法則に従って応力を計算する。

ひずみゲージの製造技術が進歩しているため用途に応じたひずみゲージが使用でき動的にも静的にも対応が可能であるが、応答振動数はセンサーの構造に影響されるがほぼ 50Hz までである。しかし、半導体ゲージでは数 kHz のものもある。鋼材の応力計測にはゲージ長 3～10mm の長さを持つひずみゲージを用いる。また、単軸のものから３軸、微少範囲にいくつものゲージを並べた連続ゲージなども作られている。鋼床版上のグースアスファルト舗装時は 180℃程度にもなるためこれに耐えうる接着剤と高温ゲージを用いる。また、溶接時の近傍でも高温になるため、接着剤が用いられない場合にゲージ端部をスポット溶接して取り付ける溶接ゲージがあるので、用途に応じて長期の計測が可能なように選定すべきである。長期の観測の鍵はゲージを接着する接着剤の良否と防水対策工の良否に係っている。また、動ひずみ計の精度も向上しケーブル長さも制約を受けにくくモニタリング調査が安定して実施されている。

鋼構造物の部材が受け持っている応力はそれぞれが部材の許容応力の範囲内で設計検討がなされている。しかし、実橋の部材は製作時の溶接応力や架設時の残留応力を受けている。死荷重と活荷重がこれに加わり実橋の鋼部材は設計時の推定応力以上に大きな応力下にあるといえる。新設橋梁ではあらかじめ計測計画をたててセンサーを設置すれば多くの情報を得ることが出来る。しかし、供用下にある橋梁では計測が困難であり、現在の技術力では活荷重を除く荷重の応力を計測することは容易でない。コンクリート構造物の応力調査にも用いられる方法で、ひずみゲージを設置した部材の周辺を切断することで履歴応力を推定することが可能であるが、この方法では部材を破壊することになり健全性を維持すべき目的から外れるため、必要時以外は用いるべきでない。

非破壊調査手法の一つに磁化式応力計を用いる方法がある。これは圧延時に鉄の分子の並びが、応力を受けるとその並びが変化する現象を透過磁力線の変化を計測して応力を知る手法である。技術としては理に適うものであるが、多軸応力下ではその評価が困難であること、磁力線が透過する鉄の表面の応力観測になり深部の応力を評価できない事など欠点が多いが、今後改良が進めば用途の高い調査技術といえる。

変位計測は物体の長さを計測する事とともに計測の基本である。橋梁のたわみは不動点となる地表面との相対変位を示しているが、実際には不動点のはずの地表面が 0.020～0.1mm 程度の振幅で振動している。計測対象となる上部構造の桁変位が地盤の振幅に比べて十分に大きいために、この間にひずみ型や作動トランス型の変位計を設置する方法がある。また、対象としている応答の振動数と地盤振動の振動数が極端に異なる振動数である場合には、得意な場合を除いて計測値にあまり影響が少ない。しかし、道路橋沿道の地盤振動の振動数は橋梁の影響を受けているために両者の振動数が近似しており、計測結果の分析には十分検討を加える必要がある。同様に床版のたわみを計測する場合には変動する桁との相対変位になるため、両者の変位状態を十分に考慮して解析しなければならない。一方、支承の変位は上沓と下沓との相対変位を計測し、気温や桁の温度変化を考慮して解析を進めるべきである。変位を計測する場合には静的なたわみと動的な振幅が同時に観測で

きるが、動的な絶対変位を計測するには振動計を用いる。これは振動計内部の重垂の慣性力を利用した動輪線型やサーボ型の振動計を用いることで観測することが可能である。

変位の計測には近年測量などで利用されているレーザー光線を用いた変位計や、イメージ素子に映しだした画像の変化を計測する変位計があり、長い距離間の微小変動を観測することが可能になっている。一方、コンクリート内部の剥離等を観測するにはひずみゲージを利用した変位計を用いれば可能であるが、むしろ設置方法に種々の工夫を必要としこれが観測の精度を左右することになる。計測にあたっては解析対象とする振動数を満足するセンサーと設置方法に配慮すべきである。

近年、橋梁の長大化に伴い斜張橋が数多く建設されている。建設時には桁の形状管理やケーブルの張力管理が行われ、共用後の維持管理面での調査の初期データとなっている。従来から比べると初期データの採取にあたって関係者の理解が得られるようになったが、このときの投資額が以後の維持管理面で有効であり、経済的にもトータルコストの低減が計られると考えられる。

斜張橋のケーブル張力は種々の要因で変化すると考えられるため、維持管理面での張力管理が必要である。建設時にロードセル等のセンサーを埋め込むことも考えられるが、センサーの維持管理も困難になるため、通常はケーブルの振動数の変化により張力管理を行っている場合が多い。この振動法はケーブル長さと断面剛性および張力とケーブルの振動数の関係を応用している。実橋では建設時のキャリブレーション値を参考にして以後のケーブル張力の計測をおこなっている。しかし、実橋ではケーブル振動を防止するための制振ワイヤーやオイルダンパーが設置されており、定期的に振動法を用いて張力検査をすることは容易でない。ダンパーの取り外しが可能なような構造を設置時から配慮することも必要である。

2．4　点検におけるモニタリング

橋梁点検には通常点検、定期点検、詳細点検などの種類があり、モニタリングとして取り扱われるものは定期点検、詳細点検である。定期点検の点検結果は橋梁台帳等に取りまとめている。しかし、ほとんどがその都度のファイリングに終わり、過去の資料との時間的つながりが評価されていないのが実情である。これは点検システムの問題や点検員養成の問題が未完成であるためである。十分な資料整理により過去からの損傷の進行状況を把握することは他の部位での点検の参考にもなり、補修補強の重要な情報でもある。パソコンの発展とともにデータベースが机上で扱えるようになったため、現在の点検結果の大半がデータベースに組み込まれている。データベースを作成するにあったて多数の要素を持つものが構築されている。しかし、あまりにも大きくなり過ぎデータの更新が甚だ困難なものが多い。発注者側の予算上の問題や分業化のためにデータ更新に２年以上もかかるものもある。通常は１年以内に更新されていることが多いが、更新が遅いと実務に供しない。この他の要因の一つとして、データベースが大きくなり過ぎ簡単に取り扱いが困難である場合が多い。また、分業が進み橋梁構造物を知らないコンピュータ技術者しかデータベースを取り扱えなくなり、実務の先端で活躍する土木技術者が簡単取り扱えない実情にある。パソコンが普及した今日必要項目に着目したコンパクトなデータベースを実務技術者で稼働させることにより、より有効なシステムが用いられることになる。また、実務者に責任を持たせることで、その都度データを更新させれば、常に最新の情報を得ることができる。現在は携帯電話を用いた通信が全国で可能になり、迅速な評価決定と最新データの提供が可能である。

データベースは従来数値の一覧表でしかなかったが、昨今画像や図形がパソコン上での処理が容易になっている。写真画像がデータベース内で容易に検索が可能となり、過去のデータとの比較が重ね合わせることによりで容易になっている。

橋梁の点検は本来専任の技術者が従事するのであるが、高所作業や夜間作業が強いられるために、技術者を確保することが困難になってきている。そこで上部構造の桁下などに設置されたレールを走行する点検マウスにビデオカメラやデジタルカメラを搭載し、得られた画像の分析を行ない画面上で点検を行なう研究も進められている[6]。これはデジタルカメラの分解能の向上や通信技術の進歩により比較的詳細な点検が行なわれている。現在実務に用いられているデータベースには評価の数値表とともに損傷部の写真、構造物の位置図や構造図を組み込み、作成時ごとに層データとしたものを幾層にも重ね合わせることで構造変更の過程を知ることが可能になる。支承、伸縮装置、床版等の補修には欠かせない情報である。

今後は点検結果に加えて詳細点検での計測結果をも橋梁台帳となるデータベースに組み込み経時変化を評価することも考えられる。

このように点検の自動化とデータベースとの

連携をスムースにすることで、よりリアルタイムな評価を行なうことが出来る。今後、供用路線の増加で維持管理の対象路線が増え、データベースが益々大きくなる傾向にある。しかし、維持管理の費用には自ずから制限があり、もっとも有効な維持費の投資を考えなければならない。このため新規データの更新を素早く行ない、データベースの取り扱いを容易にし実務先端技術者が有効に利用できるようにしなければならない。

2．5　交通流(荷重)に関するモニタリング

橋梁モニタリングの応答を起因させるものは橋梁を走行する移動荷重列と線路や路面の不陸である。橋梁構造物への入力の履歴を明確にすることで、構造物の耐荷力耐久性の解析資料、疲労に関する解析資料に用いられている。

移動荷重列は列車や自動車であり、速度が零から数百キロに変化する。列車の場合にはその通過位置、荷重、速度がほぼ正確に判明しているが、自動車の場合にはその全てを知ることが非常に困難である。このためランダムに走行する交通流を把握する努力がなされている。CCD カメラを用いた画像分析による方法、ループコイルやレーダ装置による方法、ＴＬＡＭシステム[8]などの専用装置を用いるものと、橋梁構造に発生する応力や変位から観測する手法がある。交通流を把握するのに必要な項目は、車種、速度、通過時刻、通過位置、軸数、重量である。高速で走行している交通流の全ての項目を精度良く把握することは、これらの装置を用いても現状では困難である。特に、荷重の項目では静的な観測が可能であるが、走行時の車両には正確な手法が少なく、現在研究が進められつつある[8][9]。橋梁構造物に振動や応力を発生させる要因に線路や路面の凹凸がある。線路では数キロにも及ぶロングレールが用いられているが、道路橋ではせいぜい数百メートルの連続化による対策しか行われていない。このために伸縮装置の近傍で段差が生じ車両振動と構造物の振動が連成しより大きな振動の発生源となっている。路面は走行位置で轍（管理値 10㎜）が発生し、橋軸方向には車両のばね上、ばね下振動にあわせて路面が変形する。高速道路の路面は普通３ｍもしくは８ｍの支間を持つプロフィルメータでモニタリングされているが、舗装直後の資料が多く共用下の資料は希少である。また、舗装面の凹凸も車両と構造物の振動騒音に大きく影響し、伸縮装置と併せて橋梁振動の大きな要因である。

このように交通流も路線に応じて定期的にモニタリングする事で、管理、運営面での大切な資料となる。

2．6　環境に関するモニタリング

橋梁構造物の周辺は騒音、振動、低周波音、大気汚染などの環境問題が取りざたされている。従来から、橋梁技術は耐荷力に関する研究が主となり、近年になってようやく環境問題が特に注目されだした。我国では経済の発展に追われて道路網、鉄道網の建設が進められてきた。この間環境問題は幸いにもほとんどの路線が建設時からの計測データを保管し、定期的に計測を継続し蓄積されていることは典型的なモニタリング事例である。

環境問題としての騒音(30～18kHz)と振動(2～90Hz)は、測定器とデータの処理方法を人体の聴感特性と振動感覚特性を考慮してＪＩＳに規定しており、それぞれ道路橋においては官民境界の位置で騒音規制法、振動規制法によりレベル値(dB)の排出値を定めている。また、計測位置はそれぞれの管理者で調査計画の標準案を定めており、これに準じて計測計画を立案すべきである。しかし、家屋振動に対する要因調査などでは、振動発生の起因となる走行車両の通過状況、構造物や家屋の振動性状を物理量の時刻歴データをモニタリングする必要があり、この結果を基に立案した対策工事の前後での評価が行なわれている。

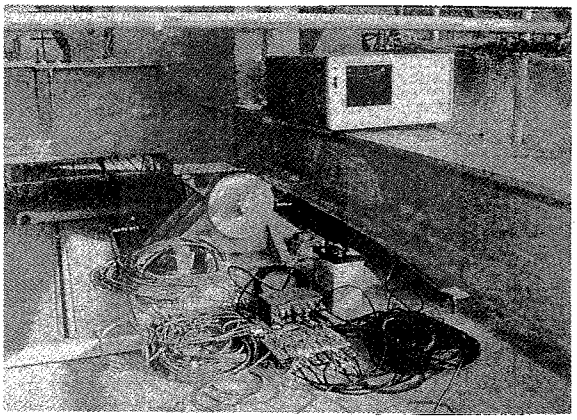
一方、低周波音(0.2～20Hz, 我国では 90Hz まで)についてはその性状が人体に与える影響が明確でないため、調査の詳細な報告は公表されていないのが実状である。しかし、近年人体影響だけでなく、家屋振動も空気を媒体とした低周波音に起因する可能性が高いといわれている。計測には専用のコンデンサーマイクロホンや空気圧計を用いるが、計測の明確な規定はなく、多くの提案や指針案が出されている。環境振動や騒音の計測時にあわせて計測される事が多く、他の項目と同様の解析が行われる[10]。

大気汚染に関する調査は特に自動車による排気ガスについて、大気汚染防止法にその細則が定められている[11]。高速道路高架橋の沿道では排気ガス中の二酸化いおう、一酸化炭素、浮遊粒子状物質、光化学オキシダントについて分析される。これらの分析結果が規制基準を越える場合には、道路管理者が規制値を遵守するよう努力しなければならない。国道 43 号における公害訴訟は道路交通に対する訴訟で記憶に新しいが、道路管理者側の敗訴となり、今後も環境モニタリングが継続して実施される事例の一つである。

3．モニタリングの事例

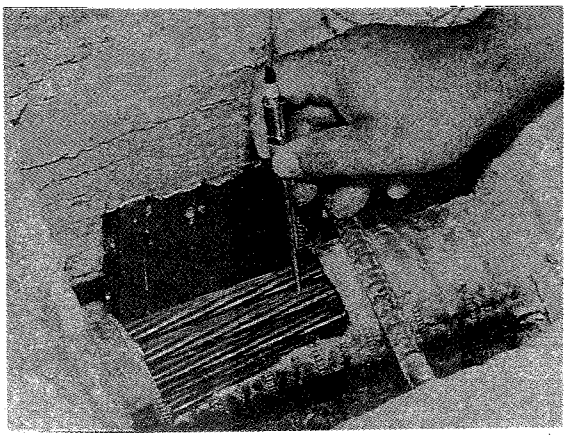
a. 鋼桁の応力頻度計測事例

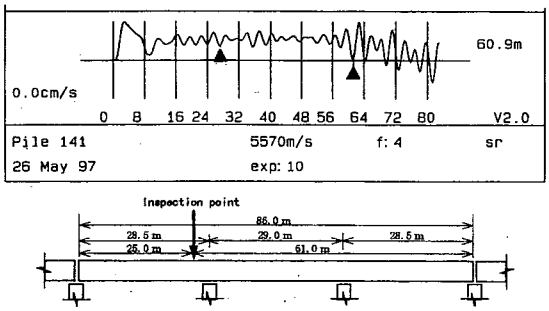
写真上が応力頻度計の解析器とデータサンプリング BOX(支沓横の赤い箱), バッテリーでの駆動で 8ch を短期から数ヶ月に及ぶ自動計測を行う。下の写真はウェブに張った二軸ゲージ（中央の黒丸）で溶接ビードから 5mm, 50mm に配置、長期測定時には防水処理を行う。鋼桁の応力頻度による疲労解析を行う。



b. 衝撃弾性波による PC 鋼線の長さ測定

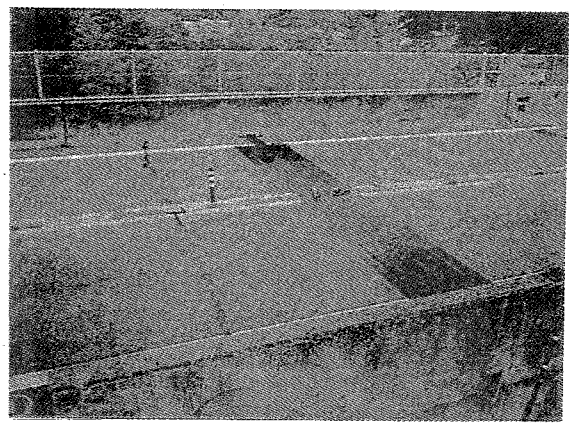
鋼線毎に長さを計測し、破断の有無を検査。鋼線木口からの計測と途中からの計測を行う。写真での計測は左右の端部からの応答が得られる。応答波形の▲が端部からの応答位置。

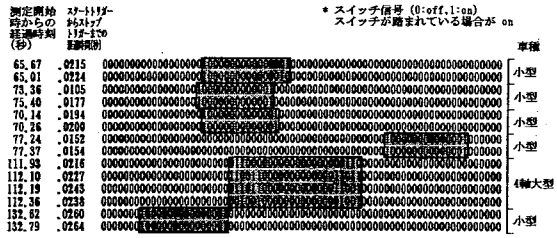




c. 交通流観測システム(ＴＬＡＭ)

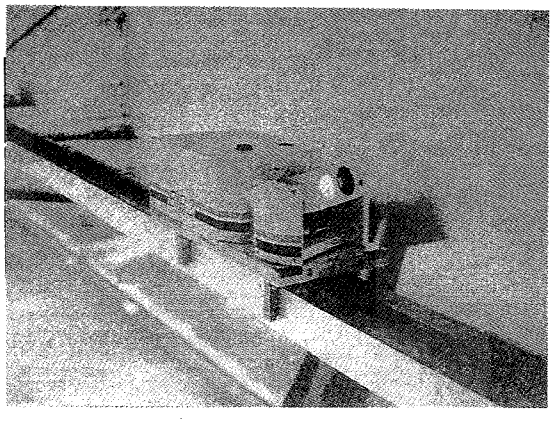
高速道路路面に設置したＴＬＡＭシステムのマットセンサー、長手方向に 72 個のセンサーを配置し、両側端部のセンサーで車両の進入、退出を確認する。図は高速道路での軸データ記録例。中央車線を跨いで大型４軸車両が確認できる。





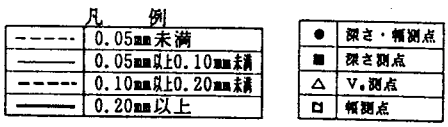
d. 橋梁点検ロボット

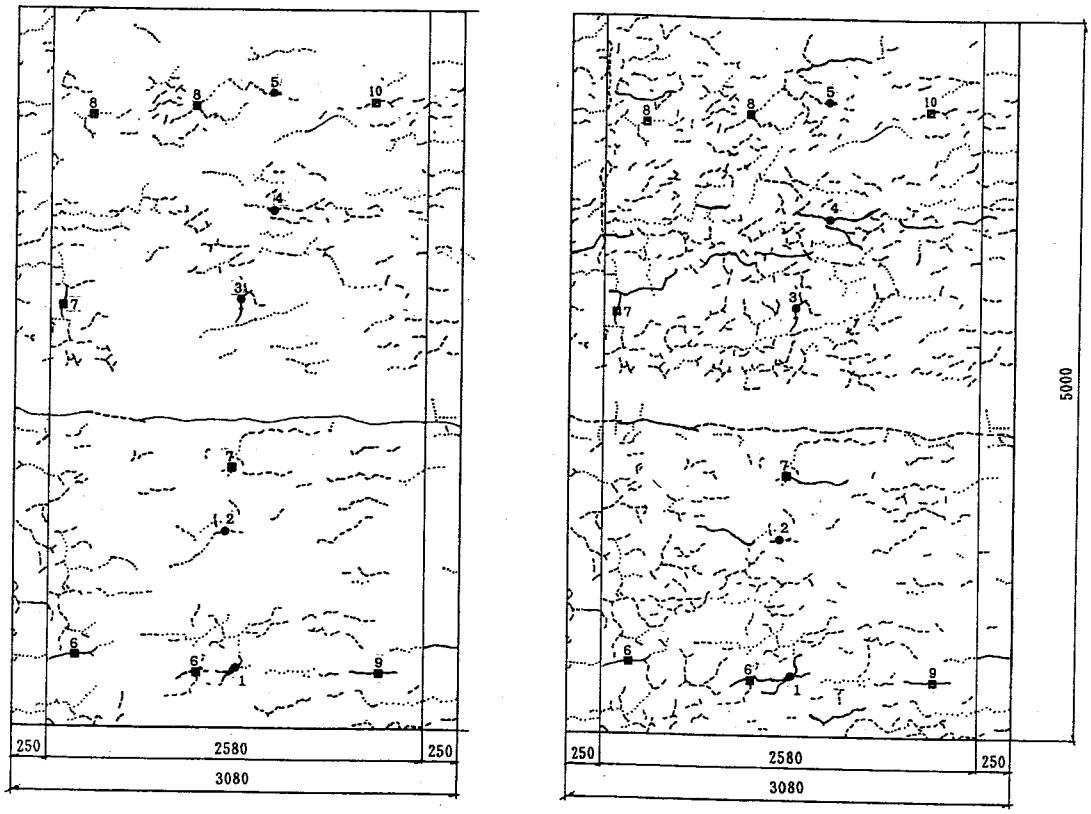
CCD カメラを搭載し桁内のアルミレール上を走行する橋梁点検用ロボット



e.　コンクリート床版のひびわれモニタリング

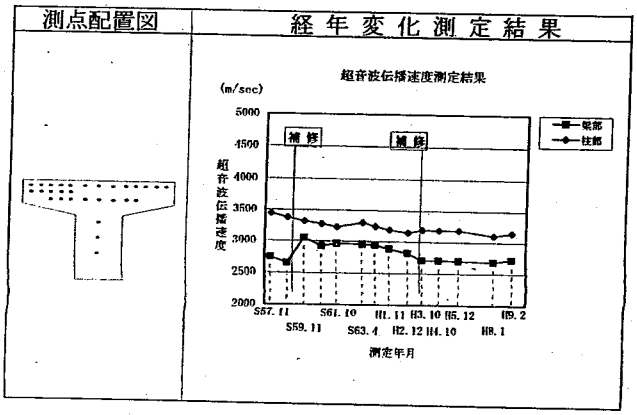
床版コンクリート打設直後のひびわれ図(左)と、15年を経過した床版のひびわれの図(右)。図中の0.05mm幅以下のひびわれが当初ひびわれの延長や周辺に発達している。中央の左右に繋がるひびわれは15年でその幅が一ランクづつ開いている。

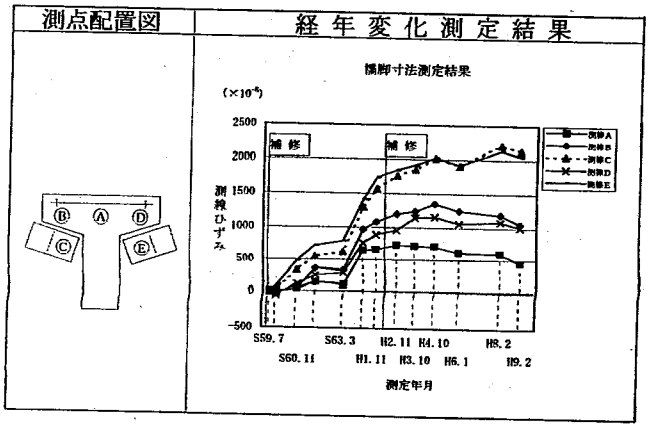




f.　アルカリ骨材反応を起こした橋脚の、15年間にわたる橋脚寸法と超音波伝播速度のの経時変化例

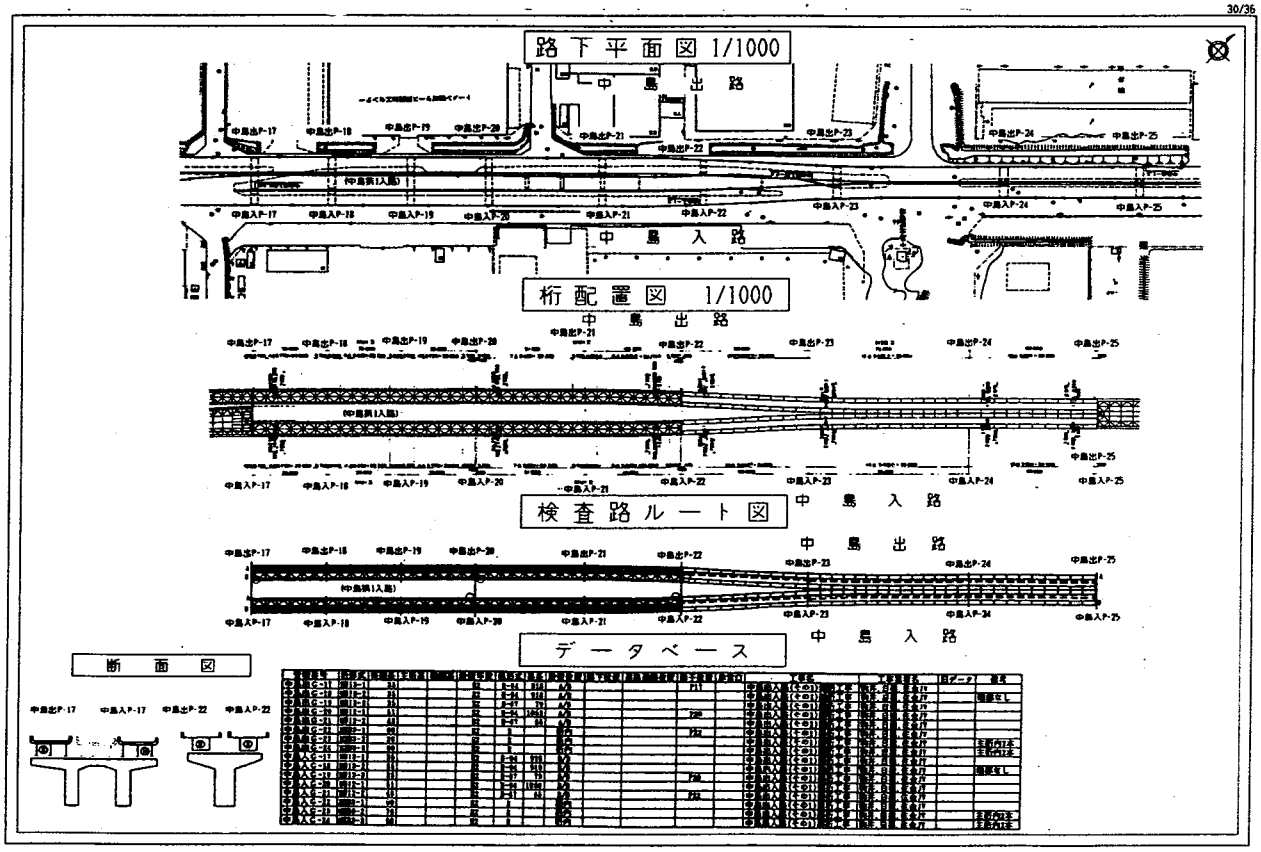
アルカリ骨材反応を起こしたコンクリート構造物は、水分の補給で膨張し、15年間で約2000μstrainの膨張(計測長15mで膨張量30mm)が観測されている。また、躯体にはひびわれが蔓延するため、超音波の伝播が迂回しながら伝播するので、見かけの伝播速度が低下する。なお、この橋脚は途中二度にわたって補修が行われているが、その効果は確認できない。





g.　画像を取り込んだ橋梁検査路のデータベース例

路下平面図、桁配置図、構造断面図、検査路ルート図、データベースとして管理番号、桁形式、径間長、主桁高、橋脚高、設置年度、吊り形式、吊長、設置位置、路下状況、連絡通路位置、梯子位置、非常口、工事名、工事業者名、旧データなどの項目を網羅している。



h.　鋼板接着内の空洞調査事例

写真は衝撃弾性波での調査状況、ミニハンマーで衝撃を与え、加速時計で反射波の応答を計測、上の応答スペクトル図は鋼板裏に隙間が発生した事例で、十分に弾性波が伝播していないためスペクトルの山が小さい。下の応答スペクトルは注入剤と柱コンクリートの間で隙間がある状態、注入剤の中で弾性波が十分に反射しているためスペクトルの山が大きい。橋台コンクリートやトンネル巻立てコンクリートの厚さ測定に用いる。

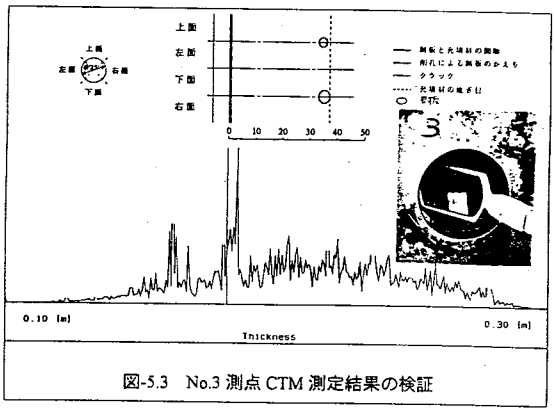
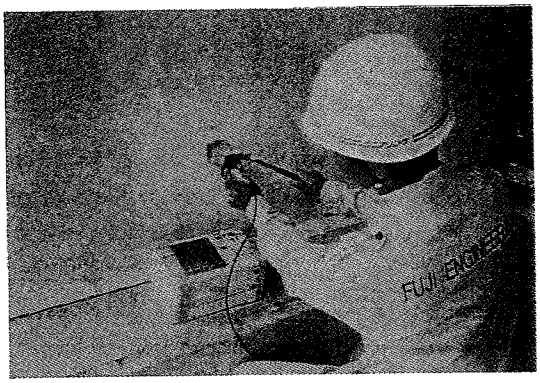


図-5.3　No.3 測点 CTM 測定結果の検証



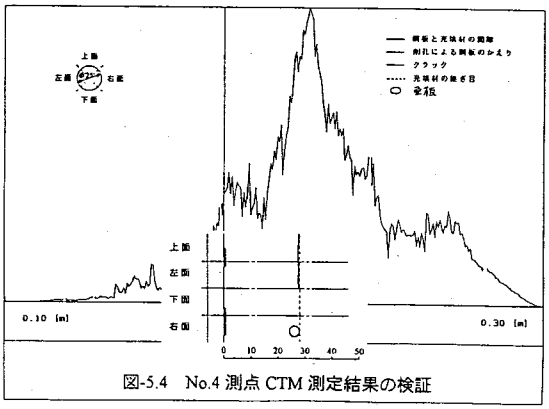


図-5.4　No.4 測点 CTM 測定結果の検証

4．あとがき

橋梁モニタリングはこうした用語が用いられる以前から実施され、その業績は橋梁技術の発展に大いに寄与している。短期にしろ長期にしろ得られたデータを時間軸のグラフにプロットすることからモニタリング解析が始まる。ここでの主題となるモニタリング技術とはいかなるものかは未だ明確にすることは出来ないが、本文が一片の提案文とも言える。モニタリングを考える時、最も大切なことはデータの信頼性を確保することである。次に、時間軸を持つグラフの基準点を明確にし、そしてこれらの解析を一貫して一人の技術者もしくは一つのチームがすべきである。

データの信頼性を確保するには、土木技術者が自らセンサーの選定、設置、観測に携わることである。データの中には多数の真実が隠されている。この中からモニタリングに必要な真実をデータ分析で拾い出す作業が解析として行なわれる。この為、出来るだけ分析や解析に懸かる要因を少なくすることである。センサーはより原理に即した構造で Simple is Best である。 時間軸の基準点を明確にすることは困難な作業であり、長期のモニタリングでは、初期値の選定に十分配慮する必要がある。橋梁技術者にとっては建設完成時の観測値が初期値になるが、容易にこの観測値を得ることが出来ない。現実の作業では経年変化のデータを並べて竣工時のデータを推測するのである。常に相対的な初期値（基準値）になっていて、その評価は時代の変化とともに変動するのである。絶対値としての基準値は容易に巡り会わないのである。

地球環境の評価の指標となるモニタリングの一つに北海道摩周湖の水質分析が行なわれている。人為による観測データへのエラーがきわめて少ないためである。橋梁モニタリングも出来うる限り Simple で長く継続することが大切である。

参考文献

1) 大島俊之・三上修一・山崎智之：橋梁振動のモニタリングによる Intelligent Bridge の提案、橋梁交通振動コロキウム論文集, pp. 221-226, 1995 年 11 月.

2) 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.

3) 深田宰史・梶川康男・加藤雅史・角本 周：走行荷重による PC 斜張橋瓶大明神橋の動特性、橋梁交通振動コロキウム論文集, pp. 175-181, 1995 年 11 月.

4) 名神高速道路橋梁老朽化対策検討報告書, 財団法人 高速道路技術センター, pp. 1-12, 1993 年 3 月.

5) K. Okada・ K. Sonoda・ T. Kojima・ K. Seki・ Y. Murayama : DETERIORATION OF REINFORCED CONCRETE SLABS WITH ALKALI AGGREGATE REACTION, Proceedings of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp. 1033-1040, 1996. 8.

6) VTR による橋梁点検専門分科会検討資料、高速道路管理技術開発センター, 1997 年 3 月.

7) 梶川康男・西沢辰男・枚本正信：可搬式自動車交通流自動観測システムの開発、土木学会論文集、第 391 号/VI-8, pp. 107-114, 1988 年 3 月.

8) 永関久信・羽山 章・米川英雄：可搬式交通流観測装置の機能試験, 日本道路公団試験研究所報国, Vol. 31, pp. 193-201, 1994 年.

9) 松井繁之・AhmedEL-HAKIM:RC 床版のひびわれの開閉量による輪荷重の測定に関する研究、構造工学論文集、Vol. 35A, pp. 407-418, 1989 年 3 月.

10) 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）：土木学会構造工学委員会、pp. 40-49. 平成 6 年四月.

11) 環境六法：環境庁環境法令研究会編集、平成 9 年度、中央法規出版株式会社。

(1997.8.29 受付)

MONITORING TECHNOLOGY

Masanobu SUGIMOTO

For evaluation of the construction affects of bridge and its maintenance, the wording of "Bridge Monitoring" is a general term for analysis on a change of monitoring result with time. However, "Bridge Monitoring" is actually a vague idea and no specific definition is available. This paper therefore describes what the measuring system is on the bridge monitoring technology, as well as a monitoring technique on the concrete and steel bridges, and for the inspection, traffic, environment period of the bridge. The measuring apparatus and analytical equipment's are already widely developed and popularized. So, this paper deals mainly with the roles and functions of the sensor and examples of the measurement results.

損傷・構造同定

岩本政巳[1]・阿部雅人[2]

[1]正会員　工博　名古屋工業大学講師　社会開発工学科（〒466 名古屋市昭和区御器所町）
[2]正会員　Ph.D.　東京大学講師　工学系研究科社会基盤工学専攻（〒113 東京都文京区本郷 7-3-1）

本論文では建設構造物の同定についてのレビューを行った．まず，振動実験により得られる時系列データから構造物の動特性を推定する構造同定について，一般的な事項と分類を主にシステム同定の立場から概観した．その後，振動データから構造物の損傷位置，程度を推定する損傷同定について，既往の研究を整理すると共に，簡単な計算例からその可能性を検討した．

Key Words : *structural identification, damage identification, review*

1．はじめに

橋梁等の建設構造物の性能や健全度を検証するため，振動実験が広く行われている．振動実験により直接得られるのは構造物の振動応答波形であり，実測データは構造物に対する外乱や観測ノイズにより乱されている．したがって，波形に含まれる不必要なノイズ成分を除去しつつ，固有振動数や構造減衰といった構造物の動特性に関する情報を実測データより抽出する作業が必要となる．これが本稿で扱う構造同定[1)]についての大まかな定義である．

振動実験から構造同定に至る振動試験の全体計画の中で，両者が密接な関係にあることは言うまでもない．振動実験の方法や測定条件に応じて同定手法は選択され，前者の精度は後者の精度に影響する．また，振動試験の目的に応じて構造同定のアプローチ方法も異なってくる．振動試験の目的は，①構造物の性能確認と②健全度・損傷度診断の２つに大別される[2)]．前者に基づく構造同定は，あくまでその時点における構造物の振動特性を把握することに重点を置いたものである．

一方，後者は事前事後に行われた振動試験結果との比較に重点が置かれる．固有振動数や振動モード形状の変化から，構造物の損傷位置やその程度を推定することを，ここでは損傷同定と呼ぶ．

本稿では，建設分野における損傷・構造同定の研究動向を整理すると共に，著者らの計算例について紹介する．

2．構造物の振動特性の同定

建設分野で用いられる同定手法は大きく分けて２つの流れから発展してきた．１つは長松らによって体系化された実験モード解析[3)]であり，もう１つは制御工学，システム工学の分野で発展してきたシステム同定[4)]である．本章では，構造同定に関する一般的な事項と同定法の分類を主に後者の立場から概観する．また，簡単な数値解析例を紹介する．

(1) 同定問題の構成

システム工学における同定問題は，あるシステムの特性をその入出力の観測データより推定する問題と定義される．橋梁等の建設構造物をシステムとしてとらえ，入力である外力と出力である振動応答に関する観測データから対象構造物の動特性を推定することが，建設分野における構造同定である．こうしたシステム同定問題は，①実験データ，②システムの数学モデル，③実システムとモデルの近さについての評価基準（関数）の３要素から構成され，おおむね**図-１**のようなフローチャートで実施される[5)]．

a) 実験データ

実験データは振動実験により収集する．振動実験に際しては，システムに関する情報を効率よく引き出せるよう，目的と制約条件に応じて入念に計画を立てる必要がある．想定する振動状態を励起するための加振方法だけでなく，計測する物理量，計測点の数と配置，サンプリング間隔，継続時間といった計測条件についても注意すべきである．

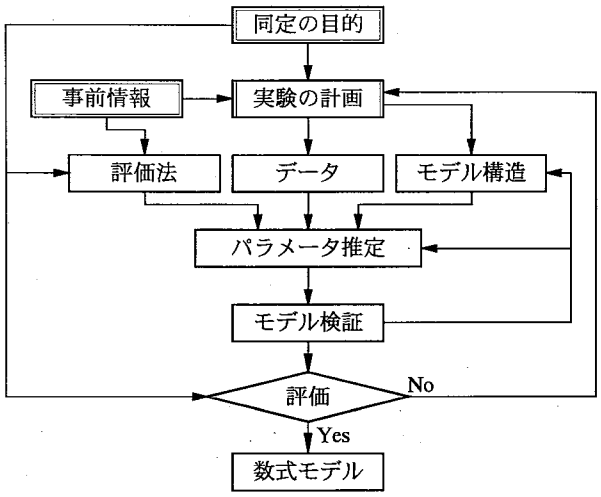


図-1　システム同定の流れ [5)]

b) 数学モデル

数学モデルの選択は同定を行う上で最も重要である．もし，対象とするシステムについて成立する自然法則等の先験情報があり，いくつかの未知パラメータを含むモデルが得られれば，それを用いることができる．先験情報の不足によりそうしたモデルが得られない場合は，システムをブラックボックスと見なして，状態空間モデル等の線形システムモデルの標準形が用いられる，もしくは後述のノンパラメトリック同定が行われる．

建設系の構造物においては，設計諸元によりその物理的性質をある程度予見できる場合が多い．したがって，設計諸元から運動方程式をたて，それをもとにモデルを構築するのが一般的である．

数学モデルは，システムの特性を明確に表現でき，かつ数学的に扱いやすいものが望ましい．構造同定においては，物理的な意味が明確な運動方程式そのものを数学モデルとして採用することが多いが，運動方程式を AR，ARMA モデルに変換してその係数を同定する方法もしばしば用いられる [6),7)]．この手法は，構造物の振動特性を２段階で同定する煩雑さはあるものの，入出力の関係が標準的な線形モデルで表されるため，数学的な扱いが比較的容易であり，精度や安定性の面において運動方程式を数学モデルとした直接的な同定より優れている場合もある．

また，数学モデルはシステムの特性を十分に反映したものであることが望ましいが，モデル構造を複雑にして未知パラメータの数を増やすことはできる限り避けた方がよい．一般に，同定すべきパラメータの数を増やすと，モデルの実システムに対する適合性は向上するが，推定値の安定性，収束性が損なわれる．そのため，結果として同定精度が低下する可能性がある．

c) 評価基準と統計的推定法

与えられた数学モデルで表現されるモデル集合の中から，実システムの出力である実験データを最もよく説明するモデルを選択するための方法論が統計的推定論であり，推定の根拠となるのが評価基準である．評価基準は，実システムの出力とモデルの出力の関数として表現される．最もよく用いられるのは両者の差の２乗和，すなわち観測値の２乗誤差であり，これを最小とする推定法が最小２乗法である．

尤度，すなわちパラメータ推定値に関する観測値の条件付き確率密度関数を評価基準とし，これを最大とする最尤法も基本的な推定法である．最尤法は，重み付き最小２乗法における重みとして観測誤差の共分散行列の逆行列を採用したものと一致することが知られている [8)]．観測誤差の共分散行列は，観測値の信頼性を示す指標として観測状況等の先験情報より定められる．

また，システムの未知パラメータを確率変数と見なして，その先験的確率分布を仮定する推定法がベイズ推定 [9)]である．その評価基準は推定誤差に関する非負の損失関数の期待値であり，ベイズリスクと呼ばれている．損失関数は任意に選択できるが，例えば一様誤差を仮定したとき，観測値に関する推定値の条件付き確率密度関数を最大とする MAP 推定値が得られる．未知パラメータに関する確率分布は，事前の振動実験結果等による先験情報により定められる．

d) 数学モデルの検証

上記の３要素が与えられると，少なくとも原理的には，システムに関する最適モデルを求めることができる．しかし，得られたモデルが適当なものかどうかを検証する必要がある．問題は，①与えた数学モデルの中での最適解となっているかと②与えた数学モデルが適切なものだったか，の２つである．前者では，解の一意性，同定アルゴリズム，初期条件等が検討項目となる．後者では，実システムを表現するモデルの構造そのものを検討することになる．

②に関連して，誤った数学モデルを用いた場合には正しいシステム特性が得られないことを，簡単な数値実験で示す [10)]．**図-2** に示す２自由度系でモデル化された構造物－TMD 系を考える．TMD は構造物に同調されるため，系は closely-spaced modes 系となり，自由振動波形にはうなりが発生する．しかし，現実の自由振動実験では，波形に大きなうなりが発生していない限り，１自由度系として減衰評価を行うのが通例である．**図-3** に，数値的に作成した TMD 作動時の構造物の自由振動波形と，そのピーク値から１波ごとに直接読みとったモード減衰を示す．うなりがほとんど発生していない波形であっても，読みとった減衰値は真値と隔たりがあることが

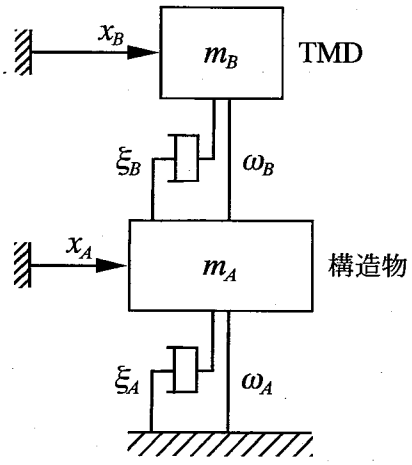


図-2　2自由度系のモデル

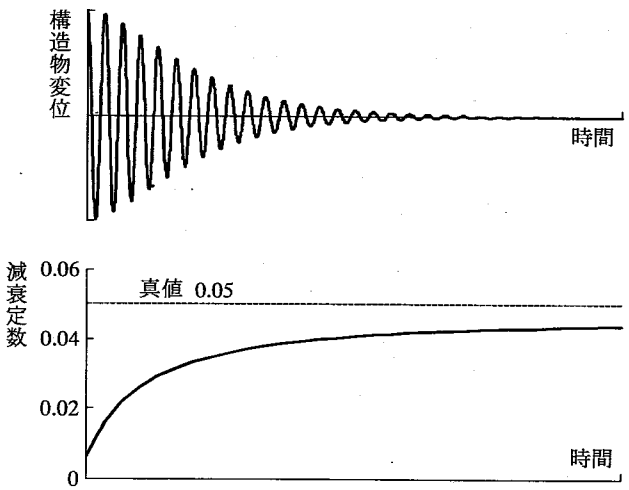


図-3　TMD作動時の構造物の波形より読みとった減衰

分かる．カルマンフィルタを使って，図の波形から1自由度系としての同定を行ってみたが，得られたモード減衰値は真値0.05に対して0.028であった．

モデルの検証は実際問題として非常に難しいが，システムに関する先験情報や実験データへの適合性により行うことができる．こうした数学モデルの評価と選定のための基準としてFPE（Final Prediction Error）[11]やAIC（Akaike's Information Criterion）[12]があり，ARモデルの次数決定をはじめ広く用いられている．

e) 同定における各種の問題

同定の精度，安定性は，実験データの観測ノイズや数学モデルの誤差等種々の要因に影響される．ここでは，こうした同定を行う上での問題点を扱った，構造分野における研究例を紹介する．

振動実験における観測に関連して，地盤の2次元FEMモデルを対象とした研究[13]において，実験データの精度及び分解能と同定精度との関係について検討がなされている．また，同様の問題において，効率的な観測点配置のための評価基準に関する研究[14]も行われている．

同定を行う際に既知として扱うシステムパラメータ（例えば，質量）の誤差が同定精度に及ぼす影響について，感度を用いて評価する方法[15),16]，感度と誤差伝播則を用いて同定パラメータの信頼性領域として評価する方法[17]が提案されている．前者の検討では，2自由度系についての数値シミュレーションより，観測ノイズに比べて，既知とした質量の誤差の影響が大きいとの結果が得られている．後者では，先験情報を考慮したベイズ推定に基づく同定によって，パラメータ誤差が同定結果に及ぼす影響を小さくできることが示された．また，既知パラメータの不確定性を考慮した同定法[18]も提案されており，パラメータに関する先験情報の不確定性に応じて，未知，不確定既知，確定既知の条件を使い分けることが有効であるとの結果が得られている．

先験情報を考慮した同定手法に関する研究[19]において，実験データの質や量，未知パラメータについての先験情報の信頼性に応じて，同定の評価基準を使い分ける必要性が論じられている．

(2) 同定手法の分類

同定手法には多くのものがあり，対象となる構造物，同定の目的，振動実験の方法等に応じて使い分けられている．ここでは，構造分野で用いられている同定手法を3つの観点から分類する．

a) パラメトリック同定とノンパラメトリック同定

同定手法は数学モデルの表現によって，パラメトリック同定とノンパラメトリック同定に分類できる．

パラメトリック同定は，システムについてのモデル構造や支配方程式があらかじめ与えられている場合に用いられる．システムの特性はモデル内部の有限個のパラメータで特徴づけられており，それを未知量として同定する．対象となる数学モデルは，常微分方程式，状態方程式，伝達関数等，あるいはAR，ARMAモデル等の時系列モデルである．構造分野で同定という言葉を使うとき，ほとんどの場合このパラメトリック同定を指している．

一方，システムについての先験情報の不足によりパラメトリックモデルが得られない場合，対象をブラックボックスと見なして，インパルス応答，パワースペクトル，周波数応答関数等の関数形をプロットデータの形式で求める手法が用いられる．構造分野ではデータ処理として扱うのが普通だが，システム工学では分類上これをノンパラメトリック同定と呼んでいる．

代表的なノンパラメトリックモデルとしてパワースペクトルが挙げられる．これを求める主な手法は次の4つである[5]．

①データから自己相関関数を計算して，そのフーリエ変換より求める Blackman-Tukey 法
②データを直接高速フーリエ変換する FFT 法
③AR モデルの当てはめによる Akaike 法
④Burg による最大エントロピー法（MEM）

よく用いられるのは FFT 法であるが，短いデータからでもスペクトルの計算が可能，スペクトルの分解能が高いといった理由から，MEM も用いられるようになってきた．Akaike 法と MEM は本質的に同一のものであることが知られており [20]，AR モデルの係数を求めるこれらの手法は，実際にはパラメトリック同定に属するものである．なお MEM では，モデルの次数決定に FPE を用いている．

b) モーダルパラメータ同定と物理モデル同定

構造同定における数学モデル表現に関する別の分類として，モーダルパラメータ同定と物理モデル同定がある．

モーダルパラメータ同定はモード解析の考え方に基づく同定である．振動モードに関する運動方程式や周波数応答関数を数学モデルとし，振動モードに関する特性を未知パラメータとして推定する．構造系が線形であることが前提となるが，これにより運動方程式は非連成化され，各モード座標は独立のものと扱えるため，複雑な構造系の自由度を大幅に低減することができる．そのため，比較的少ない観測点のデータから同定を行うことが可能となる．また，振動現象の明確化と直感的な理解に適している．

物理モデル同定は，多自由度系の運動方程式そのものを数学モデルとし，質量，減衰，剛性行列といった特性行列を求めるものである．特性行列により構造物を構成する各要素の特性を知ることができるため，振動解析や制御問題のための有限要素モデル等の構築に有効である．特性行列を基に固有値解析を行えば，モード特性を得ることもできる．また，非線形系への適用も可能である [21),22)]．ただし，数学モデルの自由度に応じてかなり多数の観測点が必要となる．そのため，構造系全体ではなく分系のみを対象とする部分同定 [23)]についても検討されている．

c) 振動数領域及び時間領域での同定

同定法はデータを扱う領域によって，振動数領域，時間領域に分けられる．

周波数領域での同定は，振動実験より得られる時系列データをスペクトル解析手法によって振動数領域に変換した上で，周波数応答関数の曲線適合によって行われる．周波数応答関数のボード線図，コアクド線図，ナイキスト線図は振動モード特性によって明確に特徴づけられ，直感的にも理解しやすい．そのため，実験モード解析に基づく振動数領域でのモーダルパラメータ同定は，橋梁等の振動実験において幅広く利用されている[例えば, 24)]．

振動実験より得られる時系列データから，直接動特性を推定するのが時間領域での同定である．土岐ら [6)]や星谷ら [25)]の研究等を契機として，我が国の構造分野でも次第に用いられるようになってきた．物理モデル同定，ARMA モデル等の時系列モデルの同定に適用されることが多いが，モーダルパラメータ同定にも用いられる [26)-28)]．

時間領域での同定法は，データを一括処理する方法とフィルタリング理論を用いて逐次的に処理する方法に分けられる．前者には，同定の評価基準により導かれる非線形最小化問題を，最急降下法，Gauss-Newton 法 [29),30)]，Marquardt 法 [13)]などの手法を用いて解く方法，自由振動波形を対象とした Ibrahim Time Domain（ITD）法 [26),28)]等がある．後者には，カルマンフィルタ [25),27),31)]，ダイナミックプログラミング等が用いられる．

(3) カルマンフィルタを用いた構造同定

構造分野で最もよく用いられている時間領域での同定手法の１つとして，カルマンフィルタが挙げられる．ここでは，拡張カルマンフィルタ・重み付きグローバルな繰り返し法（EK-WGI 法）[25)]とこの手法を用いた簡単な解析例 [32)]を紹介する．

カルマンフィルタはシステム状態変数の最小２乗推定値を逐次的に求める時間領域での推定アルゴリズムである．カルマンフィルタは線形の状態方程式を基礎としているが，非線形の状態方程式に対しても，基準軌跡のまわりで線形化することで同様のアルゴリズムを得る．これが拡張カルマンフィルタである．

数学モデルは，状態方程式と観測方程式からなる．前者は状態ベクトル $\mathbf{X}$ で表されたシステムに関する支配方程式であり，後者は観測量を要素とする観測ベクトル $\mathbf{Y}$ と $\mathbf{X}$ との関係を表す式である．構造系の運動方程式が常微分方程式（連続型）で与えられること，観測が離散的に得られることを考慮して，次のような定式化を用いられる．

$$\frac{d\mathbf{X}_t}{dt} = f(\mathbf{X}_t, t) \tag{1a}$$

$$\mathbf{Y}_k = h(\mathbf{X}_k, t_k) + \mathbf{v}_k \tag{1b}$$

ここに，$\mathbf{X}_t$，$\mathbf{X}_k$ は連続型，離散型の状態ベクトル，$\mathbf{Y}_k$ は離散型観測ベクトル，t，t_k は時刻，$\mathbf{v}_k$ は観測ノイズベクトルである．

状態ベクトル $\mathbf{X}$ が推定すべき量を表しており，システムの状態量（出力）のみをこれに組み込めば，フィルタリング問題となる．同定問題に適用する場合には，システムに関する未知パラメータを状態量

と共に **X** に組み込む．**X** とその誤差の共分散行列 **P** について初期値が与えられれば，拡張カルマンフィルタアルゴリズムにより，**X**（状態量と未知パラメータ）の最適推定値を求めることができる．

振動実験により得られる時系列データ長は限られている．そこで，同じデータを使って繰り返し同定を行う．このグローバルな繰り返しによって，推定値を収束させていく．また，１回の繰り返しごとに **P** に重み係数 W を乗じることで，推定値を活性化させ，収束速度の向上を図っている．

図-2 に示す２自由度線形系でモデル化した構造物－TMD 系の，自由振動波形からの同定を考える．Closely-spaced modes 系の自由振動波形から，モーダルパラメータ同定を行うための手法はいくつか提案されているが [28),33),34)]，この問題の場合は構造物，TMD それぞれの動特性を得る方が便利と思われるので，物理モデル同定を行うことにする．

運動方程式は，次のように表せる．

$$\begin{cases} \ddot{x}_A + (2\xi_A\omega_A + 2\mu\xi_B\omega_B)\dot{x}_A - 2\mu\xi_B\omega_B\dot{x}_B \\ \qquad +(\omega_A^2 + \mu\omega_B^2)x_A - \mu\omega_B^2 x_B = 0 \\ \ddot{x}_B - 2\xi_B\omega_B\dot{x}_A + 2\xi_B\omega_B\dot{x}_B - \omega_B^2 x_A + \omega_B^2 x_B = 0 \end{cases} \tag{2}$$

ここに，x は変位，ξ は減衰定数，ω は固有円振動数であり，添字の A，B はそれぞれ構造物，TMD を表している．また，μ は質量比（$=m_B/m_A$，m は質量）である．

ここでは，質量比μは既知とする．状態量 x と未知パラメータξ，ω を組み込んだ状態ベクトル **X** に関する状態方程式は，式(2)より次のようになる．ξ，ω も状態変数として扱っているので，この式は非線形の状態方程式となっている．

$$\frac{d}{dt}\begin{Bmatrix} x_A \\ x_B \\ \dot{x}_A \\ \dot{x}_B \\ \xi_A \\ \xi_B \\ \omega_A \\ \omega_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_A \\ \dot{x}_B \\ -\{(2\xi_A\omega_A + 2\mu\xi_B\omega_B)\dot{x}_A - 2\mu\xi_B\omega_B\dot{x}_B \\ \quad +(\omega_A^2 + \mu\omega_B^2)x_A - \mu\omega_B^2 x_B\} \\ -(-2\xi_B\omega_B\dot{x}_A + 2\xi_B\omega_B\dot{x}_B \\ \quad -\omega_B^2 x_A + \omega_B^2 x_B) \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{3}$$

状態ベクトル **X** の定義と観測される物理量の関係によって，観測方程式が定式化される．例えば，構造物と TMD の変位 x_A，x_B が観測値 y_1，y_2 として各々得られる場合，観測方程式は次のようになる．

$$\begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}\mathbf{X} + \mathbf{v} \tag{4}$$

数値シミュレーションに用いた値は，$\omega_A = \omega_B = 2.0$ rad/s，$\xi_A = 0.002$，$\xi_B = 0.05$，$\mu = 0.01$ である．観測ノイズとして，10 秒間の過渡応答波形との RMS 値の比で 1，5，10%の正規乱数を与えている．

サンプリング間隔 0.01 秒，データ点数 1000（継続時間 10 秒，約 3 波）の条件で，構造物，TMD の変位波形から同定を行った結果を**表-1** に示す．TMD の減衰については，ノイズレベルがかなり高くても比較的精度のよい結果が得られていることが分かる．

自由振動実験を行う際，TMD の変位については計測しない場合もある．これを想定して，構造物の変位波形のみ，あるいはディジタル微分フィルタによって得られた速度波形を合わせて２つの波形から同定を行ってみたが，精度はかなり低かった．そこで，事前の振動実験によって構造物の動特性は既知であるとして，構造物の変位及びその数値微分による速度波形から TMD の動特性のみを同定してみた（**表-2**）．条件は，サンプリング間隔 0.01 秒，データ点数 2000（ただし，微分フィルタによって 200 のデータを損失しているので，実際には 1800）である．未知パラメータ数の減少によって，同定精度はかなり向上している．

表-1　構造物，TMD の変位波形からの同定結果

ノイズ (%)	ξ_A	ξ_B	ω_A (rad/s)	ω_B (rad/s)
1	0.00194	0.0500	2.00	2.00
5	0.00168	0.0502	2.00	2.00
10	0.00137	0.0504	2.00	2.00

表-2　構造物の動特性を既知としたときのの同定結果

ノイズ (%)	ξ_B	ω_B (rad/s)
1	0.0500	2.00
5	0.0498	2.00
10	0.0495	2.01

(4) まとめ

本章では，構造同定に関する一般的な事項と建設分野での研究動向を概観し，その分類と計算例を解説した．構造同定問題と同定手法に関する研究は現在でも活発に続けられている．例えば，次章で扱う損傷同定にも関連する時変系の同定問題やロバスト性の高い同定手法に関する研究において，H_∞ フィルタ，ニューラルネットワーク等の新しい技術の導入が試みられている [22),35),36)]．また，その成り立ち

から同定と深い関わりがあるアクティブ制御に関連して，制御器を含む振動系の同定[37]や適応制御の問題がある．こうした新しい技術の実用化に向けて，今後のさらなる発展が望まれる．

3．振動データによる損傷同定の可能性

現在，超音波試験などの各種非破壊検査技術が開発され実用化されつつある[38]．しかし，経済性や手間から考えて，莫大な数に上る橋梁すべてに詳細な非破壊検査を行って健全度を評価するのは非現実的であろう．一方，振動データは，使用条件下においても比較的簡便に，また継続的に測定が可能である．そこで，振動モニタリングに基づいて損傷の概略を把握した上で，詳細な非破壊試験を行うようにすれば，現実的なコストで橋梁の健全度を評価できるものと考えられる[39]．本章では，既往の研究を整理すると共に，簡単な計算例で，振動データに基づく損傷同定の可能性を検討する．

(1) 既往の研究

一般に，橋梁に何らかの損傷が生じると，固有振動数の低下・固有モード形の変化・減衰の増加という3つの変化をもたらす．例えば，ひびわれによる梁の固有振動数の低減は，弾性理論の立場から明らかにされている[40]し，減衰の増加はひびわれ面における摩擦の増加が一因であると考えられる．

ここでは，主に橋梁を対象として，振動特性から損傷同定を試みている既往の研究を手法別に概観する．この問題についての詳細なレビューは文献39), 41)－43)にあるので，併せて参照されたい．

a) 固有振動数・減衰の利用

固有振動数を利用した研究は，測定のしやすさもあって，これまでにも数多く行われている．

まず，鋼橋については，鋼製模型桁に損傷を付与した実験及び解析[44]や，都市高速道路における26橋の鋼桁橋の15年間の固有振動特性の経年変化の実測[45]等が行われている．前者の検討では，固有振動数の変化を損傷指標として用いる知識ベースを構築し，その有効性を確認している．また，後者の実測では，全体的な変化の傾向として，固有振動数は数％程度低下し，減衰定数は大きくばらついているという結果を得ている．

次いで，コンクリート橋を対象とし研究を挙げる．実在PC橋での破壊に至るまでの静的載荷試験[46]においては，破壊に至るまでに，固有振動数については急速に（最大18％程度）低下し，減衰定数については値は小さいが多少増大するという結果が報告されている．様々なRC実験供試体について行った載荷実験[47]では，固有振動数についてはひびわれ発生時で最大25％程度低下するが，減衰定数には顕著な違いが見られないという結果が得られている．また，橋梁形式毎に各振動特性の損傷に対する感度特性を求めて，知識ベースの多段階的な損傷評価法も提案されており[48]，実在のRC橋に人工損傷を導入した実験に基づいて，その手法の有効性が確認されている．

なお，鉄道の橋梁下部工の健全度調査には，衝撃振動試験[49)-51]が実用化されている．JR各社の同型式の構造での数多くの測定値から回帰分析を行い，下部工の固有振動数の標準値を作成して，それを健全度指標として用いている．さらに，常時微動計測を用いた橋脚健全度評価法も提案されている[52]．このように，すでに実用化に至っている1つの理由としては，JRの鉄道橋下部工には類似の形式を有するものが多く，統計的扱いが比較的容易であることが挙げられる．

b) 固有モード形の変化を利用した同定

固有モード形の変化を利用した研究としては，モード形の曲率の変化を用いた同定が提案されている．局所的な損傷が生じた実橋梁において，曲率分布を計測することで損傷の位置を特定した[39]例や，梁構造物のたわみや振動モード形より求められる曲率変化に着目し，損傷位置や損傷幅を予測する手法[53]が報告されている．これらの結果から，曲率は損傷に対して非常に敏感に反応し，損傷評価に適していると考えられるが，曲率を精度よく測定するためには，空間的に高密度の計測が必要となる．

(2) 振動特性変化の逆解析による損傷同定

振動特性と構造物の質量や剛性の変化の関連を明らかにし最適設計や損傷同定への応用を試みた理論的研究は，Fox and Kapoor[54]の先駆的な研究をはじめとして，特に航空や海洋構造物の分野に数多くみられる．

その解析手法は大きく2つに分けることができる．1つの方法は，まず損傷後のモード特性を同定し，それを制約条件として，何らかの評価関数（典型的には損傷前後の要素剛性の変化の2乗和）を最小にするという最適化問題を解くことによって，要素剛性を同定するものである[55)-58]．この方法は，評価関数の与え方が問題に適していればかなり高い精度で同定可能であるが，広い範囲の問題に一般的に適用可能な評価関数が得られるに至っていないため，各問題毎に評価関数を試行錯誤的に検討する必要がある．

もう1つの方法は，損傷の生じる前後におけるモード特性の変化と要素剛性の変化の関係を摂動展開を用いて表し，それを逆に解くことで要素剛性の変

化を同定するものである[59)-65)].

ここでは，この後者の手法について，簡単な計算例に基づいて解説する[64),65)]．損傷は，要素バネ定数の低下でモデル化することとし，損傷前の固有振動数・モード形は既知であるとする．以下の議論では，減衰は簡単のため省略しているが，系が比例減衰である場合にはモード形は無減衰の場合と同じであるから，容易に拡張可能である．

n 自由度線形系の運動方程式は，

$$\mathbf{M}\{\ddot{x}_k\}+\mathbf{K}\{x_k\}=\mathbf{f}(t) \tag{5}$$

である．ここに，$\mathbf{M}$，$\mathbf{K}$ は，質量・剛性行列であり，$\{x_k\}=\{x_1\cdots x_n\}^T$ は応答変位を，$\mathbf{f}$ は外力を表すベクトルである．i 次固有振動数をΩ_i，i 次固有モード形を$\{\phi_{ik}\}=\{\phi_{i1}\cdots\phi_{ik}\cdots\phi_{in}\}^T$ とすると，応答は，

$$\ddot{\xi}_i(t)+\Omega_i^2\xi_i(t)=\sum_{j=1}^{n}\phi_{ij}f_j(t) \tag{6}$$

とモード展開できる．

各要素の剛性を$\mathbf{k}_j$ とすると，損傷前の全剛性 $\mathbf{K}$ は，

$$\mathbf{K}=\sum_{j=1}^{n}\mathbf{k}_j \tag{7}$$

であり，損傷後の全剛性$\mathbf{K}^d$は，

$$\mathbf{K}^d=\mathbf{K}+\sum_{j=1}^{p}\mathbf{k}_j\delta_j \tag{8}$$

と表せる．要素剛性 $\mathbf{k}_j$ は，バネ・マスモデルではバネ定数，有限要素モデルの場合は要素剛性マトリクスに対応する．δ_j は j 番目要素の剛性変化率であり，$\delta_j=0$ が無損傷を，δ_j が-1 に近づくにつれて剛性低下が大きくなることを表す．なお，$p(\le n)$ は損傷が発生し得る箇所の数である．損傷後の i 次モードの固有値 $\lambda_i^d=(\Omega_i^d)^2$，及びモード形$\{\phi_{ik}^d\}$は，$\delta_j$ が小さいとき１次の Tailor 展開を用いて，

$$\lambda_i^d\approx\lambda_i+\sum_{j=1}^{p}\frac{\partial\lambda_i}{\partial\delta_j}\delta_j \tag{9a}$$

$$\{\phi_{ik}^d\}\approx\{\phi_{ik}\}+\sum_{j=1}^{p}\frac{\partial\{\phi_{ik}\}}{\partial\delta_j}\delta_j \tag{9b}$$

と表現できる．ここに，固有振動数とモード形の感度は次式のように示される[54)]．

$$\frac{\partial\lambda_i}{\partial\delta_j}=\{\phi_{ik}\}^T\mathbf{k}_j\{\phi_{ik}\} \tag{10a}$$

$$\frac{\partial\{\phi_{ik}\}}{\partial\delta_j}=\sum_{\substack{l=1\\ l\neq i}}^{p}a_{ijl}\{\phi_{lk}\} \tag{10b}$$

ただし，

$$a_{ijl}=\frac{\{\phi_{lk}\}^T\left(\mathbf{k}_j-\dfrac{\partial\lambda_i}{\partial\delta_j}\mathbf{M}\right)\{\phi_{ik}\}}{\lambda_i-\lambda_l}(l\neq i) \tag{10c}$$

である．

上述の関係式のうち，振動数の式(9a)は，損傷前後の振動数の比較であるから，簡単に利用できる．全体のモード形を同定できるほど密な測定は，通常困難であるから，不完全なモード形のデータに対して式(10b)を適用することが一般的である．その手順を以下に述べる．

要素 r と要素 l にセンサーが設置設置されている場合を考える．その２点間の測定のフーリエスペクトルの振幅比は，$F_j(\omega)$を外力時刻歴 $f_j(t)$のフーリエ変換とすると，

$$\frac{X_l}{X_r}=\frac{\displaystyle\sum_{i=1,j=1}^{n}\frac{\phi_{ij}F_j(\omega)\phi_{il}}{\Omega_i^2-\omega^2}}{\displaystyle\sum_{i=1,j=1}^{n}\frac{\phi_{ij}F_j(\omega)\phi_{ir}}{\Omega_i^2-\omega^2}} \tag{11}$$

で与えられる．ここで，i次振動数Ω_i付近では $1/(\Omega_i^2-\omega^2)$を含む項が支配的となる．よって，

$$\frac{X_l}{X_r}\approx\frac{\displaystyle\sum_{j=1}^{n}\frac{\phi_{ij}f_j\phi_{il}}{\Omega_i^2-\omega^2}}{\displaystyle\sum_{j=1}^{n}\frac{\phi_{ij}f_j\phi_{ir}}{\Omega_i^2-\omega^2}}=\frac{\phi_{il}}{\phi_{ir}} \tag{12}$$

となる．つまり，Ω_i付近での要素 l と r のフーリエスペクトルの比をみることで，その要素間での i 次モード形の振幅比が得られることになる．また，式(9b)より，

$$\frac{\phi_{il}^d}{\phi_{ir}^d}\approx\frac{\phi_{il}+\displaystyle\sum_{j=1}^{p}\frac{\partial\phi_{il}}{\partial\delta_j}\delta_j}{\phi_{ir}+\displaystyle\sum_{j=1}^{p}\frac{\partial\phi_{ir}}{\partial\delta_j}\delta_j} \tag{13}$$

であるから，式(12)と式(13)を等しいとおくことで，不完全なモード形情報であっても，損傷同定に利用

できることがわかる．

もし，測定で q_f 次振動数まで測定可能であったとすると，式(9a)の関係が q_f 式得られる．また，センサー設置個所が s で，q_s 次までモード形振幅比が求められたとすると，式(13)の関係式が $q_s(s\text{-}1)$本得られる．したがって，

$$p \le q_f + q_s(s-1) \tag{14}$$

であれば，未知数である損傷可能箇所の数 p が，関係式の数より少なくなる．その場合，可観測性が満たされていれば，最小２乗法などで理論的には同定可能である[66]．

各質点の質量と剛性がすべて等しい 10 自由度系を計算例として取り上げる（**図-4**）．バネ１と７にそれぞれ 20%の剛性低下を与えた場合の，上述の方法による同定結果を**図-5** に示す．センサーは質点 2，5，7，10 の４カ所に配置し，ホワイトノイズ入力時の応答をシミュレーションして，４次モードまでの固有振動数とモード形振幅比を求めた．したがって，10 個の未知数に対して 16 本の式が与えられることになる．**図-5** より，かなり良い精度で剛性低下を同定できていることがみてとれる．しかし，同様の例で，剛性低下を 10%とした場合や，センサー数を３とし式の数を 12 とした場合など，より厳しい条件下では，良い整合は得られなかった．なお，ここでは，センサー配置は４次モードまでのモード振幅の２乗和が最大となるように定めた[64]．

(3) まとめ

本章では，既往の，振動データからの損傷同定に関連した研究を概観した後，振動特性変化の逆解析による損傷同定について，計算例を含めて解説した．これらの実測例や理論的結果から考えて，振動モニタリングによる損傷同定や健全度評価は，実用的に大きな可能性を持っていることが了解されよう．

回帰分析や経験に基づいた損傷評価法は上述の通り実用化の段階に入りつつある．本計算例でわかるように，理論的にも，比較的大きな剛性低下（20%）を，比較的多くのセンサー（10 自由度に対して４カ所）から同定することが，現状で可能である．今後，さらに理論的・実験的研究を積み重ねていくことによって，さらに精度の良い，信頼性の高い損傷同定法が構築可能であるように思われる．例えば，経験的知見を知識ベースとして理論解析に取り込んだ，一種のエキスパートシステムによる損傷同定などが考えられよう．

また，ニューラルネットワークが損傷検出に有効であることを示した研究もあり[67]，今後，人工知能など新たな手法のこの分野への応用が期待される．

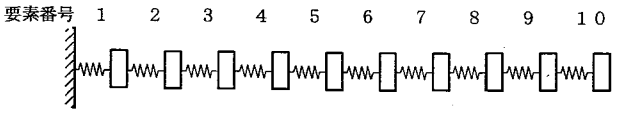


図-4　解析の対象とした 10 自由度系

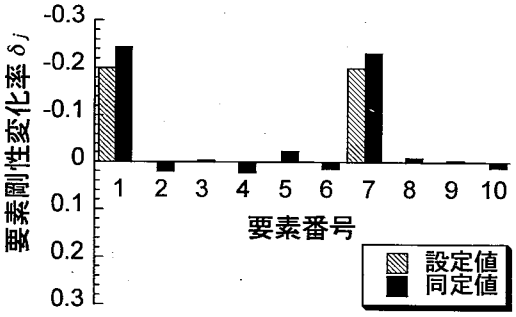


図-5　損傷同定例

謝辞：本研究は，一部，財団法人セコム科学技術振興財団の研究助成によるものである．

参考文献

1) 鈴木浩平: 構造物の動特性同定に関する研究（最近の研究動向と一手法の提案），日本機械学会論文集(C), Vol.54, No.501, pp.1035-1040, 1988.
2) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, 1993.
3) 長松昭男: モード解析, 培風館, 1985.
4) 片山徹: システム同定入門, 朝倉書店, 1994.
5) 長松昭男, 内山勝, 斉藤忍, 鈴木浩平, 背戸一登, 原文雄, 藤田勝久, 山川宏, 吉田和夫編: ダイナミクス・ハンドブック, 朝倉書店, 1993.
6) 土岐憲三, 佐藤忠信, 生木泰秀: 自己回帰・移動平均法による構造物の動的パラメータの推定, 京都大学防災研究所年報, No.21, B-2, pp.57-68. 1978.
7) 丸山収, 相沢旬, 星谷勝: ARMA モデルによる既存構造物の動特性の同定, 土木学会論文集, No.416, pp.439-447, 1990.
8) 中川徹, 小柳義夫: 最小二乗法による実験データ解析, 東京大学出版会, 1982.
9) 片山徹: 応用カルマンフィルタ, 朝倉書店, 1983.
10) 藤野陽三, 阿部雅人: 自励振動に対する TMD の効果とその実験的評価に関する２，３の考察, 第 11 回風工学シンポジウム論文集, pp.107-112, 1990.
11) 赤池弘次, 中川 東一郎: ダイナッミックシステムの統計的解析と制御, サイエンス社, 1972.
12) 赤池弘次: 情報量規準 AIC とは何か, 数理科学, No.153, pp.5-11, 1976.
13) 吉田郁政, 豊田耕一, 星谷勝: ２次元 FEM を用いた確率論に基づく逆解析の定式化とその解法, 土木学会論

文集, No.507, pp.129-136, 1995.
14) 吉田郁政, 豊田耕一, 星谷勝: 時間更新を考慮した逆解析と観測点配置の評価指数, 土木学会論文集, No.543, pp.271-280, 1996.
15) Matsui, K. and Kurita, T.; Sensitivities if parameters due to model errors and measurement noises in structural identification problems, 土木学会論文集, No.422, pp.145-154, 1990.
16) 栗田哲史, 松井邦人: 周波数領域の同定問題におけるモデルパラメータ誤差, 観測ノイズの影響, 土木学会論文集, No.525, pp.163-170, 1995.
17) 栗田哲史, 松井邦人: 既知パラメータの誤差に影響される同定パラメータの信頼性領域の評価, 土木学会論文集, No.537, pp.267-275, 1996.
18) 吉田郁政, 星谷勝: 既知条件の不確定性を考慮した逆解析, 土木学会論文集, No.501, pp.213-216, 1994.
19) 吉田郁政, 黒瀬浩公, 福井史朗: 確率論に基づく逆解析手法の基礎研究, 土木学会論文集, No.483, pp.61-68, 1994.
20) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 1977.
21) 瀧本幸, 星谷勝: カルマンフィルタを用いた非線形構造物の同定, 土木学会論文集, No.556, pp.179-187, 1997.
22) Sato, T. and Sato, M.: Structural identification using nneural network and Kalman filter algorithms, 土木学会論文集, No.563, pp.1-10, 1997.
23) 沢田勉, 平尾潔, 畠一樹, 成行義文, 山村猛: 拡張カルマンフィルタによる線形多自由度系の部分同定における入力ノイズ処理法, 土木学会論文集, No.570, pp.175-186, 1997.
24) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳: 鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543, pp.247-258, 1996.
25) 星谷勝, 斉藤悦郎: 拡張カルマン・フィルターを用いた同定問題の各種振動系への応用, 土木学会論文集, No.339, pp.59-67, 1983.
26) Pappa, R. S. and Ibrahim, S. R.: A parametric study of the Ibrahim Time Domain modal identification algorithm, *Shock and Vibration Bulletin*, Vol.51, part 3, pp.43-72, 1981.
27) 星谷勝, 斉藤悦郎: 線形多自由度系の動特性の推定, 土木学会論文集, No.344, pp.289-298, 1984.
28) Mickleborough, N. C. and Pi, Y. L.: System modal identification using free vibration data, 土木学会論文集, No.410, pp.47-58, 1989.
29) 松井邦人, 栗田哲史: 応答加速度波を用いた構造特性の同定, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.689-698, 1989.
30) 松島学, 松井邦人, 大滝晋: 実測データに基づく基礎地盤系構造物の振動特性の同定, 土木学会論文集, No.465, pp.127-136, 1993.
31) Imai, H., Yun, C.-B., Maruyama, O. and Shinozuka, M.: Fundamentals of system identification in structural dynamics, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol.4, No.4, pp.162-173, 1989.
32) 岩本政巳, 藤野陽三: 自由振動波形からの固有振動数の近接した2自由度線形系のパラメータ同定, 土木学会論文集, No.450, pp.141-149, 1992.
33) 柴田碧, 原亮一: うなりをともなう減衰波形の解析法, 生産研究, Vol.17, No.8, pp.208-210, 1965.
34) 讃岐康博, 大塚良隆, 大艸孝美, 金子鉄男: Beating 波形からの各単振動の対数減衰率算出法, 第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集, pp.109-114, 1989.
35) Qi, K. and Sato, T.: Structural system identification by using the adaptive H_∞ filter, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, 1(A), pp.212-213, 1997.
36) 竹井賢二, 佐藤忠信: 時変構造系のロバスト適応型同定法, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, 1(A), pp.214-215, 1997.
37) 斉藤芳人, 星谷勝: 構造物の同定・予測・制御に関する基礎的考察, 土木学会論文集, No.489, pp.91-100, 1994.
38) 土木学会構造工学委員会非破壊評価小委員会: 土木構造・材料の定量的非破壊評価へのアプローチ, 土木学会論文集, No.428, pp.1-18, 1991.
39) 中井博, 関本宏, 佐々木伸幸: 橋梁上部工の健全度評価, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART A, pp.93-100, 1995.
40) Gudmundson, P.: Eigenfrequency changes of structures due to cracks, notches or other geometrical changes, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol.30, No.5, pp.339-353, 1982.
41) 大島俊之: 振動・波動による橋梁の点検評価, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART A, pp.79-83 1995.
42) 枡本正信: 点検評価のための振動計測, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART A, pp.85-92, 1995.
43) 加藤雅史: 橋梁下部工の健全度評価, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART A, pp.101-108, 1995.
44) 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, pp.355-364, 1987.
45) 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, pp.563-569, 1988.
46) 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.
47) 平澤征夫, 古澤誠司, 伊東和幸: RC 高橋脚モデルの損傷過程と振動性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.372, pp.75-84, 1986.
48) 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, Vol.442, pp.61-70, 1992.
49) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989.
50) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, 1990.
51) 日経コンストラクション: 被災構造物を素早く診断する技術, 日経コンストラクション, 1月26日号, pp.26-47, 1996.
52) 中村豊, 田母神宗幸, 佐藤新二, 立花三裕: 常時微動を用いた新しい橋脚健全度評価手法の提案, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, 47-53, 1994.
53) 水澤富作, 高木信春: 曲率変化に基づくはり構造物の損傷評価手法について, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.21-29, 1992.
54) Fox, R. L. and Kapoor, M. P.: Rate of change of eigenvalues and eigenvectors, *AIAA Journal*, Vol.6, pp.2426-2429, 1968.
55) Baruch, M.: Correction of stiffness matrix using vibration tests, *AIAA Journal*, Vol.20, No.3, pp.441-442, 1982.
56) Kabe, A. M.: Stiffness matrix adjustment using mode data, *AIAA Journal*, Vol.23, No.9, pp.1431-1436, 1985.
57) Lapierre, H. and Ostiguy, G.: Structural modal verification with linear quadratic optimization theory, *AIAA Journal*, Vol.28, No.8, pp.1497-1503, 1990.
58) Hassiotis, S. and Jeong, G.D.: Identification of stiffness reductions using natural frequencies," *Journal of Engineering Mechanics,* ASCE, Vol.121, No.10, pp.1106-1113, 1995.
59) Cawley, P and Adams, R.D.: The location of defects in structures from measurements of natural frequencies, *Journal of Strain Analysis*, Vol.14, No.2, pp.49-57, 1979.
60) Sandström, R. E. and Anderson, W. J.: Modal perturbation methods for marine structures, *Transactions of the Society of Naval Architects and Marine Engineers*, Vol.90, pp.41-54, 1982.
61) Chen, J.-C. and Garba J. A.: On-orbit damage assessment for large space structures, *AIAA Journal*, Vol.26, No.9, pp.1119-1126, 1988.
62) Lim, T. W. and Kashangaki, T. A. L.: Structural damage detection of space truss structures using best achievable eigenvectors, *AIAA Journal*, Vol.32, No.5, pp.1049-1057, 1994.
63) 近藤一平, 濱本 卓司: 振動台実験のランダム応答データを用いた多層建築物の損傷検出, 日本建築学会構造系論文集, No.473, pp.67-74, 1995.
64) 田村央, 阿部雅人, 藤野陽三: 振動モード特性の変化に基づく構造物の損傷同定, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, 共通ｾｯｼｮﾝ, pp.16-17, 1996.
65) Abé, M: Structural damage detection by natural frequencies, *37th AIAA/ ASME/ ASCE/ AHS /ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference*, Salt Lake City, Utah, pp. 1064-1069, 1996.
66) 久保司郎: 逆問題, 培風館, 1992.
67) Byon, O-I. and Fujikawa, Y.: An application of a neural network to damage identification in CFRP laminates, *Proceedings of the American Society for Composites, 9th Technical Conference, Damage Tolerance I*, pp.169-176, 1994.

(1997. 8. 29 受付)

STRUCTURAL AND DAMAGE IDENTIFICATION

Masami IWAMOTO and Masato ABÉ

This report reviewed identification methods for civil engineering structures. Two kinds of identification were treated: structural identification which is to estimate the dynamic properties of structures from time history response data, and damage identification which is to estimate the position and the degree of damage of structures from the variation of the dynamic properties. First, we surveyed the general concepts and the classification of structural identification methods mainly from the viewpoint of system identification. After that, we reviewed past research works on damage identification and discussed the prospects from a numerical simulation.

橋梁の減衰評価
－斜張橋減衰のエネルギー的評価を例として－

山口宏樹[1]

[1]正会員　工博　埼玉大学教授　工学部建設工学科（〒338 埼玉県浦和市下大久保255）

斜張橋について，その減衰のモード依存性に着目し，エネルギー理論に基づくモード減衰評価の試みを示す。まず，斜張橋のモード減衰特性を，吊橋のそれとの比較において考察する。次にエネルギーに基づく減衰理論を展開するが，ポイントは，減衰の種々の要因を分離し，要因ごとに減衰エネルギーを半理論的に評価して積み重ねることである。各減衰エネルギー評価においては，実験的に求めるべき減衰特性パラメータと解析により評価できるパラメータをを明確に区別している。この減衰評価法を基に，モード減衰の実測値を用いた減衰解析を行って，評価法の妥当性を示した。

Key Words *: damping evaluation, modal damping, bridge, cable-stayed bridge, energy dissipation*

1．まえがき

橋梁は車両走行による使用性レベルの振動，大きな地震による安全性レベルの振動，さらに長大橋のようなフレキシブルな橋梁では風による振動が問題とされる。これらの振動問題を設計で考慮する場合，直接的にせよ，間接的にせよ，動的解析が行われるが，構造物の減衰をどのように与えるかで解析結果が大きく変わることは周知の事実である。また，橋梁の耐風設計では風洞実験による動的安定性照査が行われ，適切な構造減衰を直接，設計基準で規定することになるが，構造減衰が及ぼす設計結果への影響は大きいことが多い。

一方，橋梁の維持管理の重要性が言われて久しく，既設橋梁の健全度評価のためのモニタリングが脚光を浴びつつある。橋梁に生じた損傷や劣化等により様々な症状がモニターされる訳で，構造減衰の変化を一つの症状として捉えようとする試みも古くからなされている。

このように橋梁の減衰評価は，橋梁工学上，大変に重要な，かつ古典的な問題である。しかし，橋梁における減衰メカニズムの多様さや複雑さから，減衰評価は現在でも極めて難しい問題として残されている。つまり，設計においては，類似橋梁の振動実験値から，若干の考察の基に，経験的に減衰値を仮定していたり，健全度評価においては減衰変化を有意な症状として捉えきれていないのが現状である。

橋梁の減衰評価に関する研究は，1965年の伊藤・片山の論文[1]まで遡る。減衰に影響を及ぼす因子を整理し，ボルト継手の減衰特性を実験的に調べた上で，橋梁上部構造の減衰を論じたもので，橋梁減衰に関するバイブル的論文として，今も必ずと言って良いほど参照される。逆に言えば，それ以降，橋梁の減衰評価に関する研究が大きくは進んでいないということで，残念なことである。それでも1981年に加藤・島田によって橋梁実測振動特性の統計解析に関する論文が発表され，貴重な減衰データが示されたり[2]，可動支承部のクーロン摩擦に着目した橋梁の減衰評価の研究[3),4)]がなされてきている。また，1993年には川島らが斜張橋の耐震設計のための減衰評価に関する論文を発表しており[5]，模型実験を基にしているとは言え，斜張橋の減衰をエネルギー散逸関数によって理論的に評価する試みを初めて行ったことは高く評価される。

以上のような背景にあって，著者らは，斜張橋における上部構造減衰のモード依存性[6),7)]に着目し，各減衰要因のもたらす減衰エネルギーを一つ一つ評価して積み重ねるエネルギー的減衰評価法を提案し

て[8),9)]，その妥当性を実橋振動実験データを基に検討してきている[10)-12)]。ポイントは，理論的に評価できるパラメータと，材料定数的な意味で実験的にしか評価できない減衰特性パラメータを明確に区別することであり，この考え方は斜張橋に限らず，橋梁一般に拡張し得る。本文は，斜張橋を対象とした新しい減衰評価の試みを，これら一連の研究をまとめた形で紹介するものである。

2．吊形式橋梁のモード減衰特性

斜張橋の減衰評価法を論ずる前に，斜張橋における減衰のモード依存性を，実測データを基に考察しておくことにする。まず，同じ吊形式橋梁である吊橋の減衰特性を示し，その比較で斜張橋のモード減衰の特殊性を見る。

(1) 吊橋の減衰特性[7)]

振動実験による減衰測定データを基に吊橋のモード減衰特性を考察する。Fig. 1に中央スパン長と基本振動数の関係を示したが，対象とした吊橋16橋の規模は広範囲に及ぶ。16橋中12橋が日本の吊橋で，そのほとんどが起振機を用いた加振実験によってモード減衰データが求められているのに対し，残り4橋は海外の吊橋ですべて常時微動法によって測定された減衰データである。このモード減衰データを対応する固有振動数に対してプロットしたものがFig. 2である。図より，モード減衰は固有振動数の増加とともに減少する傾向が見て取れ，特に常時微動法による，小振幅に対する減衰と考えられる海外吊橋の減衰はその相関が顕著である。しかし，起振機を用いた日本のデータでは相関は必ずしも良くはなく，また海外の吊橋の減衰データより総じて小さな値を示す傾向がある。このような差異の理由として，振動実験法や減衰評価振幅の違いによるデータの不均質性が考えられる。

吊橋のモード減衰特性を考察するためには均質なデータを扱うべきであることが示された。そこで，1980年代以降，本州四国連絡橋プロジェクトの推進に伴って作られ，多くの長大吊形式橋梁の加振実験に活用されてきた重錘上下式大型起振機（90tonf/set，加振力は0.5Hz の加振振動数に対して20tonf）による加振実験データを抽出して考察することとする。つまり，南備讃瀬戸大橋（中央スパン1100m），大鳴門橋（中央スパン876m），レインボーブリッジ（中央スパン570m），大島大橋（中央スパン560m）について，モード平均減衰を鉛直曲げ振動モードとねじれ振動モードに対して求め，最大スパン長を横軸にプロットしてみた。Fig.3である。最大支間長が

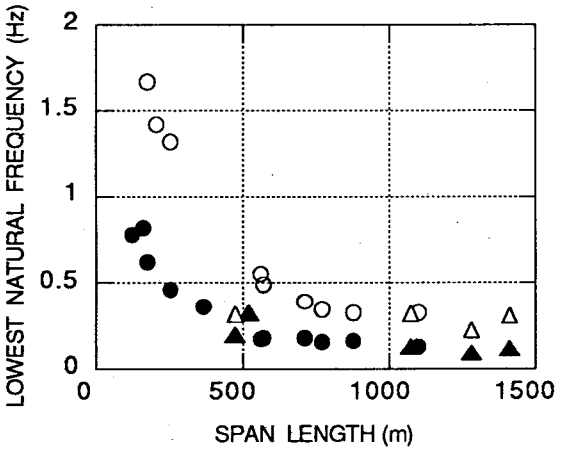


Fig. 1 The lowest natural frequency vs. span length in suspension bridges. ● Vertical bending mode, O torsional mode (▲ △ suspension bridges in other countries).

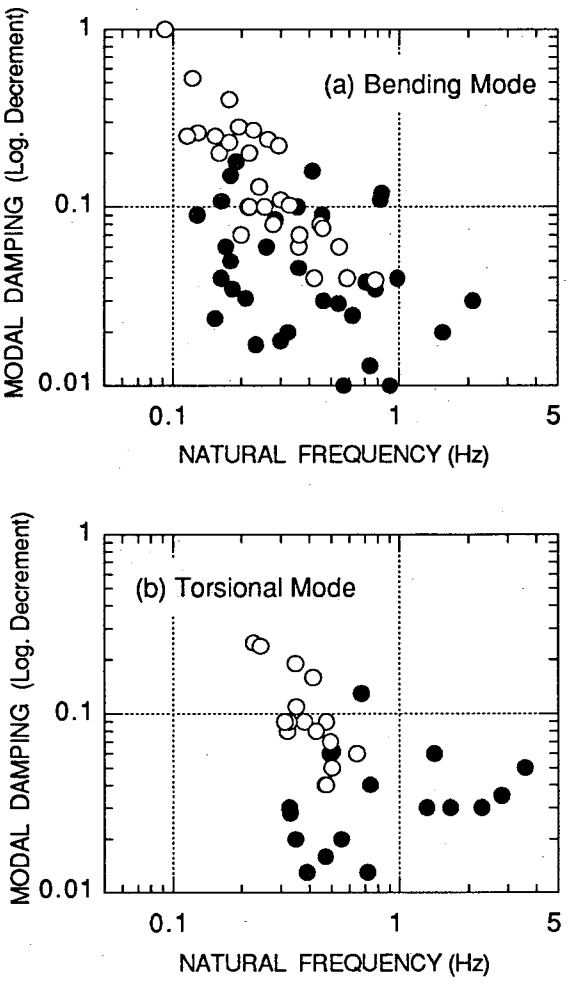


Fig. 2 Relation between modal damping and natural frequency. ● Suspension bridges in Japan, O suspension bridges in other countries.

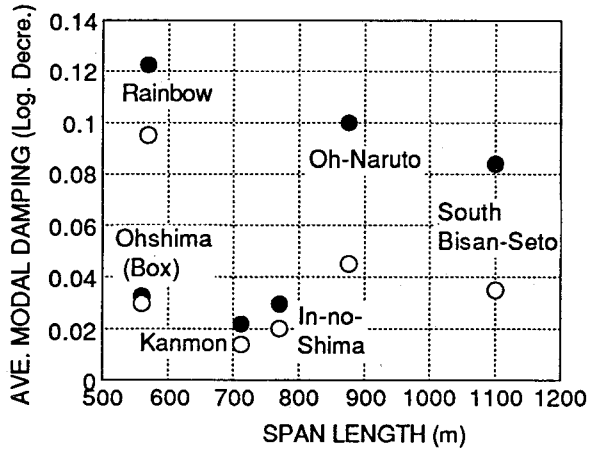


Fig. 3 Averaged value of modal damping vs. maximum span length in suspension bridges. ● Bending mode, O torsional mode.

500m以上の吊橋を対象とし，図には関門橋のデータ（起振実験結果であるが，小規模起振機による小振幅振動に対する減衰値）および因島大橋（中央スパン770m）のデータ（重錘落下試験法による減衰値）を含めて比較している。図より，定性的に，1) 大型起振機により得られた減衰実測値は，箱桁橋である大島大橋を除いて，いずれも平均減衰が大きいが，支間長の増加に伴い減少傾向にあること，2) トラス補剛桁吊橋については，いずれもねじれ振動モードの構造減衰がたわみ振動のそれに比べて小さくなっていること，3) 箱桁吊橋では，たわみ振動減衰とねじれ振動減衰とがほぼ同じ大きさであり，同程度の支間長を有するトラス補剛桁吊橋の減衰よりも小さいこと，等がわかる。

(2) 斜張橋の減衰特性[6)-9)]

斜張橋については，日本の斜張橋30橋について実橋振動試験から実測した減衰データをその構造特性パラメータ，振動モード等の情報と共にデータベース化し，モード減衰と各パラメータとの相関を調べた。Fig. 4は，全データについて，モード減衰と固有振動数との関係を示したものである。吊橋と比べ，データは大きくばらついており，斜張橋のモード減衰は固有振動数との相関が極めて低いことがわかる。

Fig. 5には斜張橋の最低次固有振動数と最大スパン長との関係を示した。図より明らかなように，鉛直曲げ振動，ねじれ振動ともに，固有振動数はスパン長の増加に伴って比較的単調に減少しており，斜張橋の固有振動数そのものには特殊性は見いだせない。したがって，Fig. 4でのモード減衰と固有振動数との相関の悪さは斜張橋のモード減衰の特殊性に起因するものと言える。またFig. 4では，鶴見つばさ橋（中央スパン510m），生口橋（490m），および横浜ベイブリッジ（460m）については区別して

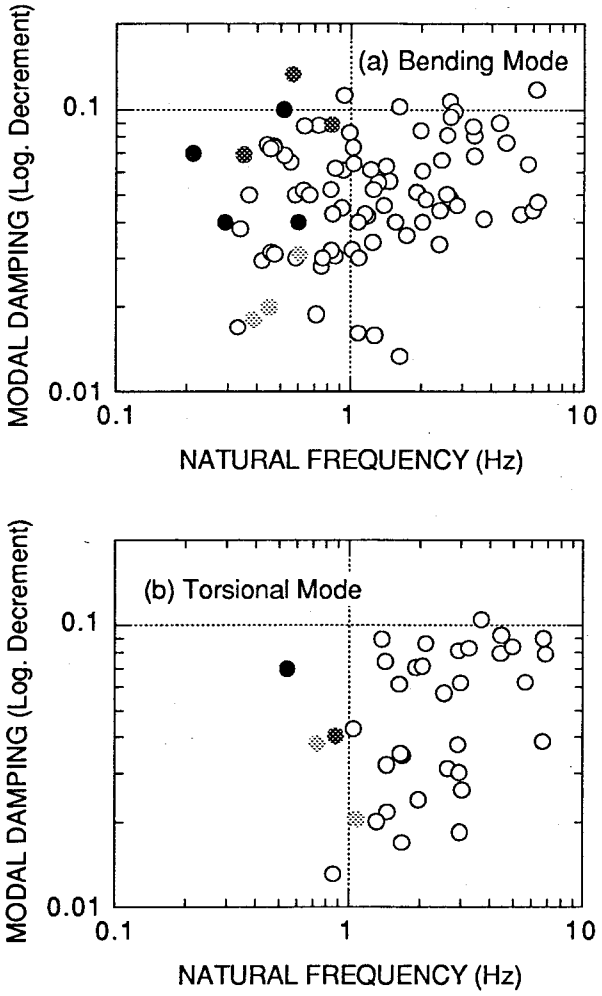


Fig. 4 Modal damping vs. natural frequency in cable-stayed bridges. ● Tsurumi Tsubasa Bridge, ▒ Ikuchi Bridge, ▒ Yokohama Bay Bridge.

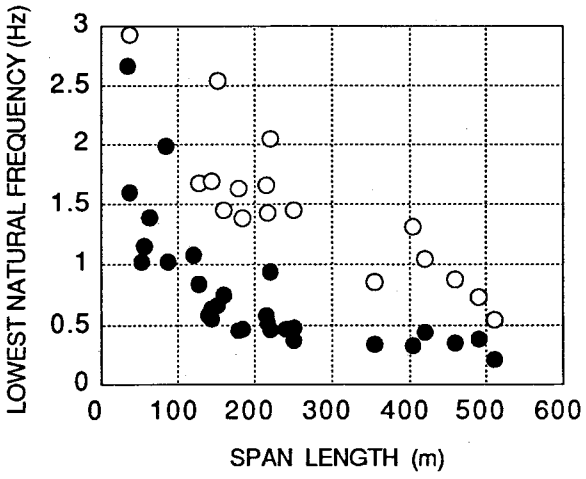


Fig. 5 The lowest natural frequency vs. span length in cable-stayed bridges. ● Vertical bending mode, O torsional mode.

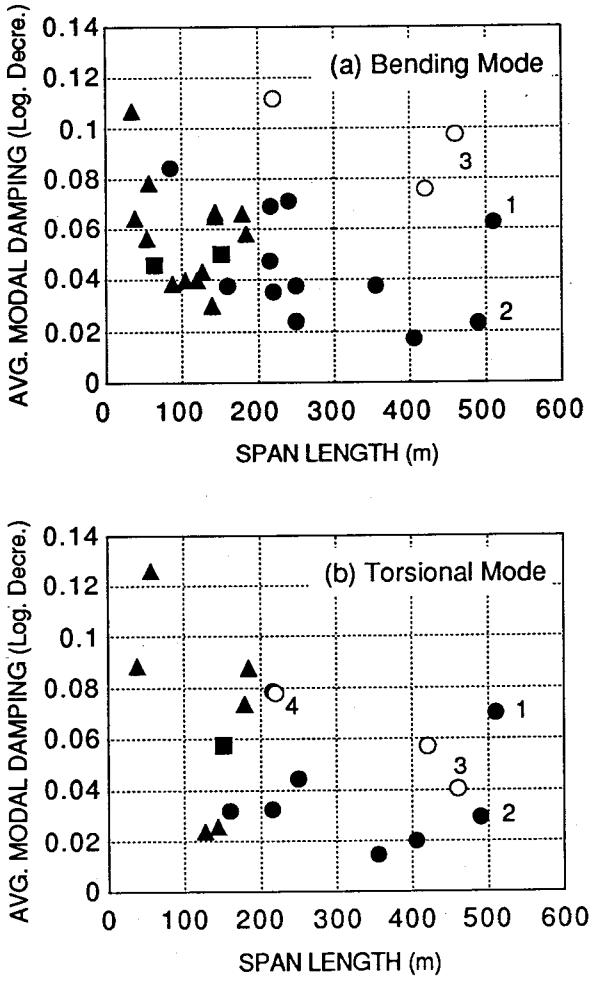


Fig. 6 Averaged value of modal damping vs. maximum span length. ● Three-span bridge (O with truss girder, 1: Tsurumi Tsubasa Bridge, 2: Ikuchi Bridge, 3: Yokohama Bay Bridge), ▲ two-span bridge, ■ single-span bridge.

データをプロットしてあるが，各橋ごとに減衰がモードによって大きく変動していることがわかる。そこで，各橋梁の鉛直曲げ振動，ねじれ振動に対して，モード次数の関係なく，モード減衰の平均値をとって最大スパン長に対してプロットしてみた。Fig. 6である。トラス桁を有する斜張橋とケーブルダンパーの取り付けられた鶴見つばさ橋を除いて見れば，充腹桁を有する斜張橋では，最大支間長が小さい場合には比較的大きな構造減衰を示すものの，最大支間長が200mを超えると減衰は低下し，曲げおよびねじれの振動減衰はともに対数減衰率で0.02程度に収束する傾向が伺える。これに対し，トラス桁を有する斜張橋の減衰は比較的大きくなっており，桁の減衰性が斜張橋の平均モード減衰には支配的であると理解される。鶴見つばさ橋の平均減衰は，それが箱桁橋であるにも関わらず，鉛直曲げ振動モード，ねじれ振動モードとも傾向からずれてかなり大きな値となっている。この理由は後述の減衰解析により明らかにされる。

(3) 斜張橋の連成モードとモード減衰[7)-9)]

斜張橋の耐風設計で対象となる振動モードは，主に桁が大きく振動するモードであるものの，その桁がケーブルを介してタワーと連結されていることから，振動はタワーおよびケーブルの振動を伴った連成モードとなるのが殆どである。桁，タワー，ケーブル，各部材の減衰性はそれぞれに異なるはずであるから，斜張橋のモード減衰はどの部材がどの程度連成するか，つまりモードの連成性に大きく関係する。このことがFig. 4でのデータのばらつきの要因であると考えられる。また，Fig. 6で平均モード減衰とした際に，桁の減衰性が強調されて特徴が認められたのも，モード次数ごとに連成性が異なるために，平均を取ることで連成効果がキャンセルされたためと思われる。以下に，いくつかの例を示す。

タワー振動の連成性が斜張橋のモード減衰に及ぼす影響を示した一例がFig. 7である。図には，2径間対称PC斜張橋の鉛直たわみ振動のモード減衰を，対称（S.）1次，2次，逆対称（As.）1次，2次の4つのモードについて比較したもので，青雲橋[13)]と豊後橋[14)]の2橋の例である。いずれの斜張橋もタワー振動の連成する逆対称モード減衰のほうがタワー振動の全く連成しない対称モード減衰に比べてかなり大きくなっている。しかも，タワー振動連成によるモード減衰の増加はモード次数に関係なく，タワー振動の連成性の大きいほうが顕著である。したがって，モード減衰と固有振動数との相関を考えた場合にデータがばらつくのは当然と言える。

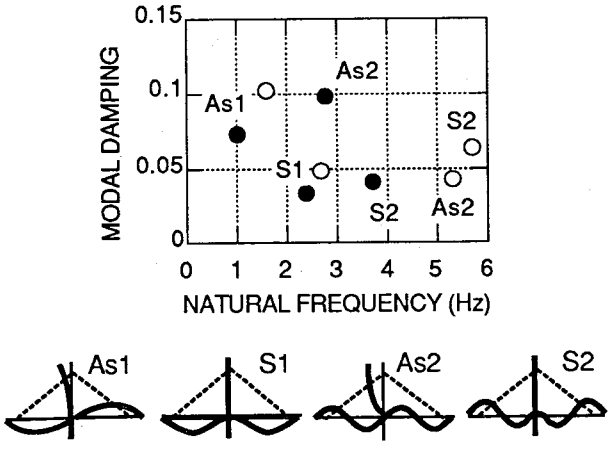
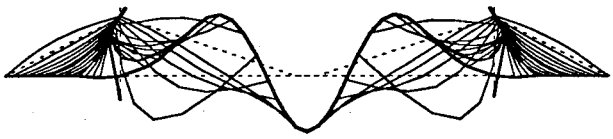


Fig. 7 Logarithmic decrement for the lowest four modes of two-spanned PC cable-stayed-bridges; ● Seiun Bridge (53.5 m) and O Bungo Bridge (37.85 m).



2nd Symmetric Bending Mode of Ikuchi Bridge
(0.600 Hz)

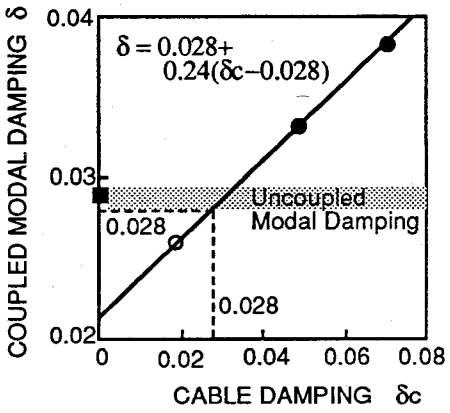


Fig. 8 (a) Girder-bending mode coupled with cable motion in Ikuchi Bridge and (b) the coupled modal damping vs. substructural damping of the coupled cable. O Experimentally measured damping of coupled mode without cable damper, ● that of coupled mode with cable damper, ■ that of girder mode uncoupled with cable.

ケーブル横振動も桁振動に連成することがあり，斜張橋のモード減衰に大きく影響を及ぼす。一例として，生口橋の場合を示す。生口橋の実橋振動試験に関する文献[15]によれば，鉛直たわみ振動対称2次モードにおいて1本のステイケーブルの顕著な連成横振動が観測され，このモード減衰がケーブル連成のない他のモード減衰よりも小さいことが振動試験中にわかったため，連成するケーブル自身の減衰をオイルダンパーを付加して変化させ，斜張橋のモード減衰を再度測定して，ケーブル振動連成のモード減衰への影響を検討している。その実験結果[15]を再整理してグラフにしたものがFig. 8であり，連成ケーブル単体の1次モード減衰と斜張橋の鉛直たわみ対称2次のケーブル連成モード減衰との関係を示している。図に示されるように，斜張橋のケーブル連成モード減衰はケーブルの減衰が大きくなるに伴い，線形的に増加している。図には，ケーブルの連成を実験的に，強制的に止めた場合の非連成モード減衰も示してあるが，ケーブル減衰が非連成モード減衰より小さい場合は連成が生ずることでモード減衰も小さくなってしまうことも理解される。

3．斜張橋のエネルギー的減衰評価の試み[10)-12)]

(1) モード減衰のエネルギー表現

1自由度系の減衰比は1周期当たりのポテンシャルエネルギーに対する散逸エネルギー（減衰エネルギー）の比として定義される[16]。これを多自由度系のn次モード減衰 ξ_n の定義として適用すれば，

$$\xi_n = \frac{D_n}{4\pi U_n} \quad \text{定常時？} \tag{1}$$

となる。ここで，U_n, D_n はポテンシャルエネルギー，散逸エネルギーである。

(2) 斜張橋のポテンシャルエネルギー評価

式(1)におけるモードポテンシャルエネルギーについては，固有振動解析によって固有振動モードを求め，そのモード関数（あるいはモードベクトル）を用いて評価することができる。ただし，斜張橋の場合，各構造要素に初期応力が導入されることから，ポテンシャルエネルギーは式(2)のようにひずみエネルギー V_n だけでなく，初期応力が振動ひずみとなす仕事 U_n^0 から成る。

$$U_n = U_n^0 + V_n \tag{2}$$

これは，初期応力問題に対する仮想仕事の原理[17]から変分原理（最小ポテンシャルエネルギー原理あるいは Hamilton の原理）を簡単に誘導することができ，その結果として2つのポテンシャルエネルギーが定義されるものである。例えば，ケーブルの場合，Fig. 9 を参照して，第一は動的張力の仮想仕事に対応する動的ひずみエネルギー V_n であり，第二は初期張力の仮想仕事に対応する初期張力ポテンシャルエネルギー U_n^0 であって，それぞれ以下のように導かれる[8]。

$$V_n = \frac{1}{2}\int_0^l EA(\Delta\varepsilon)^2\, ds_e \tag{3.a}$$

$$U_n^0 = \frac{1}{2}\int_0^l T_e \frac{\partial u^i}{\partial s_e}\frac{\partial u^i}{\partial s_e}\, ds_e \tag{3.b}$$

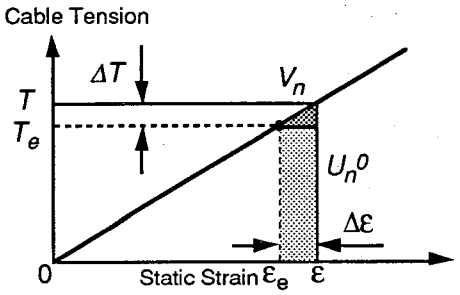


Fig. 9 Strain energy and potential energy due to initial tension in cables.

ケーブルの場合，U_n°がV_nに比較して大きな正値となり，ケーブルのモード減衰が小さくなる要因はここにある。

(3) 斜張橋の減衰エネルギー評価

式(1)における減衰エネルギーについては，減衰の主要因がもたらす散逸エネルギーを足し合わせることで評価することとし，斜張橋の場合，Fig. 10に示すように各構造要素の内部減衰，桁での空力減衰，支承での摩擦減衰，ケーブルダンパーでの粘性減衰を主要因として考えた。ただし，ケーブルのもたらす空力減衰は小さく，これを無視し，基礎・地盤部での減衰は考慮しないこととした。したがって，減衰エネルギーを以下のように表す。

$$D_n = D_{g,n} + D_{t,n} + D_{c,n} + D_{aero,n} + D_{fric,n} + D_{damp,n} \quad (4)$$

a) 内部減衰エネルギーの評価

内部減衰については，材料の内部減衰と同様，構造要素に対してロスファクターη[18]を定義して，ひずみエネルギーに比例する形で表す。つまり，

$$D_{g,n} = 2\pi\eta_g V_{g,n}, D_{t,n} = 2\pi\eta_t V_{t,n}, D_{c,n} = 2\pi\eta_c V_{c,n} \quad (5)$$

ここで，桁，タワー，ケーブルの各構造要素に対して定義したロスファクターη_g, η_t, η_cについては，構造要素単体の振動実験によってそのモード減衰比が求められれば同定できる。特に，タワーやケーブルについては，斜張橋架設時に振動実験が行われることが多いことから，そのロスファクターに関するデータは蓄積されていると言える。

b) 空力減衰エネルギーの評価

桁の空力減衰については，鉛直曲げ振動に基づく空力減衰エネルギーを準定常理論を適用して評価し，準定常の仮定が難しい桁のねじれ振動やタワーの面外振動がもたらす空力減衰については考慮しないものとすれば，

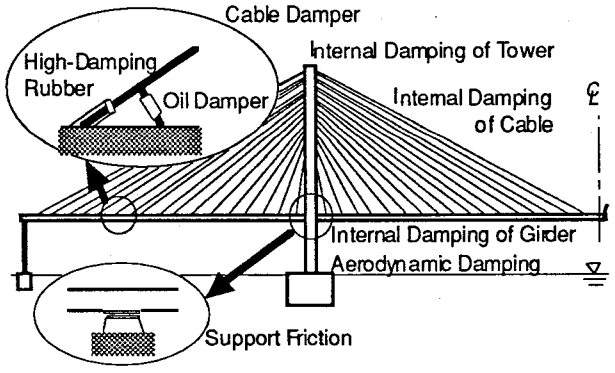


Fig. 10 Major damping sources in cable-stayed bridges.

$$D_{aero,n} = \frac{\pi}{2}\rho BU\frac{dC_L}{d\alpha}\omega_n A_n^2 \int \phi_n^2 dx \quad (6)$$

ここで，ρは空気密度，Bは桁幅，Uは水平風速，$dC_l/d\alpha$は桁断面の揚力係数勾配である。また，ω_n, A_n, ϕ_nはn次モードの固有振動数，モード振幅，およびモード関数である。

c) 桁支承摩擦エネルギーの評価

鉛直支承摩擦による減衰エネルギーについては支承1箇当たりの鉛直荷重をW_i，動摩擦係数をμ_i，支承ずれ振幅を$A_{si,n}$として，式(7)で表す。

$$D_{fric,n} = \sum_{i=1}^{Ns} 4A_{si,n}\mu_i W_i \quad (7)$$

ここで，鉛直荷重および動摩擦係数は各振動モードで定常振動している際も不変であるとしている。

d) ケーブルダンパーの減衰エネルギーの評価

ケーブルダンパーでの散逸エネルギーは，ディバイスの特性試験結果を用いることで評価することが可能である。

(4) 斜張橋の減衰評価に必要なパラメータ

以上のように，斜張橋のモード減衰をエネルギー的に評価しようとする場合のパラメータは多岐にわたるが，大きく二つに分類することができる。一つは固有振動数，固有振動モード，その振動モードに伴う桁支点ずれ振幅やダンパー取付点ケーブル変位振幅などで，これらのパラメータは斜張橋の固有振動解析をきめ細かく行うことで評価可能なものである。もう一つは各減衰要因の減衰特性を表すパラメータで，構造要素のロスファクター，桁断面の空気力係数，支承の動摩擦係数などがあり，これらのパラメータについては実験的に評価せざるを得ない。

したがって，上述の減衰理論により，ロスファクター等の減衰特性パラメータを実験的に決定する必要はあるものの，基本的には固有振動解析から固有振動モードを求めることで，斜張橋のモード減衰が評価できることになる。

4．斜張橋モード減衰特性の分析[10)-12)]

上述の減衰エネルギー評価法に基づき，中央スパンが500m前後の3橋（鶴見つばさ橋，生口橋，横浜ベイブリッジ）について各モードごとに減衰エネルギーを計算した。その結果をFig. 11に示す。桁の内部減衰については桁単体の振動実験が行えないことからロスファクターが単独には求められないこと，またケーブルのロスファクターにばらつきが見られ

たことから，ともに直接的には評価せず，全減衰エネルギー（実橋実測値としてのモード減衰比ξ_nと解析結果からのモードポテンシャルエネルギーU_nから，式(1)により算出）から他の減衰エネルギーを差し引いて求めたものを示した。いずれの場合も振動モードごとに減衰の要因が大きく異なり，Fig. 4に示された斜張橋減衰のモード依存性が理解できる。つまり，鶴見つばさ橋を例に見れば，減衰の大きい鉛直曲げ対称1次モードでは鉛直摩擦支承の寄与が大きいのに対し，やはり大きな減衰値であったねじれ対称1次モードではケーブルダンパーの寄与に依っている。なお，生口橋では支承摩擦の減衰エネルギーが過大評価されたため，桁・ケーブルの内部減衰が負になっているが，これは側径間がコンクリート桁であり，支承のずれ振幅の解析的評価が難しいためと思われる。ただし，支承ずれを実測した鶴見つばさ橋でそれを解析的に評価したところ，ある程度の精度で求められている。

Fig. 11で鶴見つばさ橋と横浜ベイブリッジとを比較すると，減衰エネルギー分布がかなり異なることがわかる。どちらも長大斜張橋としては平均減衰が大きいが（Fig. 6），鶴見つばさ橋では支点減衰，桁空力減衰，ケーブルダンパー減衰の全減衰エネルギーに占める割合が大きいのに対し，横浜ベイブリッジでは桁・ケーブルの内部減衰が支配的である。

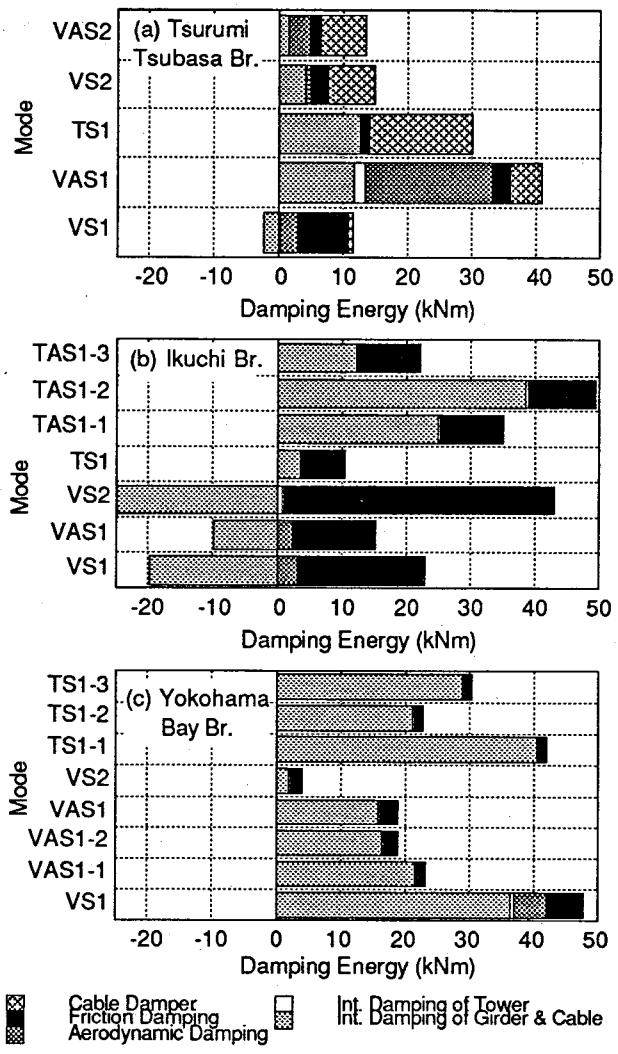


Fig. 11 Contribution of each damping energy. Key: V=vertical bending, T=torsional, S=symmetric, A=asymmetric.

5．斜張橋の減衰評価法の妥当性[10)-12)]

エネルギー評価に基づくモード減衰評価法の妥当性を調べるために，桁のロスファクターを同定することを試みた。つまり，式(4)で桁の内部減衰エネルギー以外を全て実験値と解析値から評価し，それらを全減衰エネルギーから差し引いて桁の内部減衰エネルギー$D_{g,n}$を推定すると同時に，固有振動解析結果から桁のみのモードひずみエネルギー$V_{g,n}$を求めて，両者の関係を全モードに対して見た。Fig. 12がその結果である。生口橋の場合にばらつきが大きいが，鶴見つばさ橋と横浜ベイブリッジでは両者は線形関係にあり，桁のロスファクターがその傾きとして同定できる。つまり，いくつかのモード減衰値に対して桁のロスファクターが一意に決定される訳で，エネルギー評価に基づく斜張橋の減衰評価法の妥当性が示されたことになる。また，ロスファクターの同定値として箱桁の鶴見つばさ橋で0.01程度，トラス桁の横浜ベイブリッジで0.06程度と有意な差となったことも，Fig. 6での平均減衰での両者の差と対応して，特筆すべきことである。

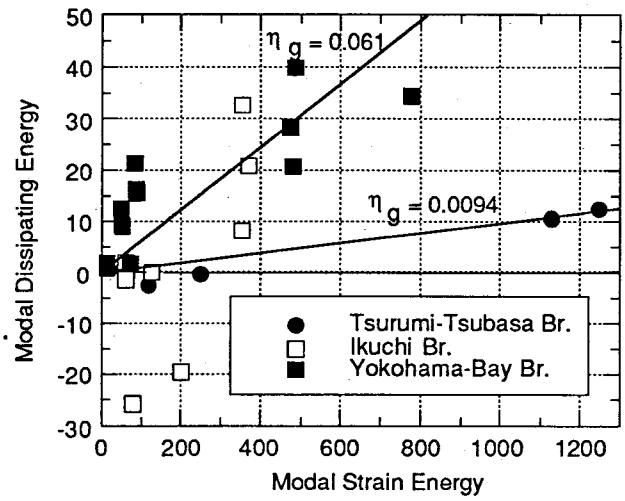


Fig. 12 Relation between modal dissipating energy caused and modal strain energy in the girder.

6．まとめ

斜張橋について，その減衰のモード依存性に着目し，エネルギー理論に基づくモード減衰評価の試みを示した。モード減衰の実測値を用いた減衰解析により，その減衰評価法の妥当性がある程度示されたと考えている。ポイントは，減衰要因を分離し，要因ごとに減衰エネルギーを半理論的に評価して積み重ねること，ならびに各減衰エネルギー評価において実験的に求めるべき減衰特性パラメータを明確にすること，である。

質量や剛性と同じく，実験で決定すべき材料定数的なパラメータが，当然のことながら，減衰評価の際にも存在する。この要因ごとの減衰パラメーターの値をどのように決めてやるかが問題として残るが，多くの精度の良い減衰実測データの収集・整理を積極的に，かつ根気よく進めて行かざるを得ない。しかし，既存の減衰実測データの精度の不均質性，振動実験による減衰同定の精度向上の難しさ，減衰の非線形性，等々から，このことは決して簡単ではない。橋梁の真の意味での減衰評価は，それが可能であるとしても，まだまだ先の話と言うことである。

参考文献

1) 伊藤学，片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，第117号，pp.12-22，1965.
2) 加藤雅史，島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，第311号，pp.49-58，1981.
3) 米田昌弘，伊藤学：橋梁構造におけるクーロン減衰の寄与について，土木学会第42回年次学術講演会概要集，I-344，pp.722-723，1987.
4) Kawashima, K. and Unjoh, S.: Damping characteristics of cable-stayed bridges associated with energy dissipation at movable supports, Structural Eng./ Earthquake Eng., Vol. 6, No.1, pp.123s-130s, 1989.
5) Kawashima, K. et al.: Estimation of damping ratio of cable-stayed bridges for seismic design, J. of Structural Eng., ASCE, Vol.119, No.4, pp.1015-1031, 1993.
6) 山口宏樹他：斜張橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状分析，鋼構造年次論文報告集（日本鋼構造協会），第1巻，pp.359-364，1993.
7) Ito, M. and Yamaguchi, H.: Full-scale measurements and structural damping of cable-supported bridges, Proc. Int. Bridge Conf., pp.557-564, Hong Kong, Oct. 1995.
8) 山口宏樹：ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論，鋼構造論文集（日本鋼構造協会），第1巻3号，pp.129-138，1994.
9) Yamaguchi, H. and Ito, M.: Mode-dependency of structural damping in cable-stayed bridges, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, 1997（印刷中）.
10) 山口宏樹他：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用，土木学会論文集，No.543/I-36，pp.217-227，1996.
11) Yamaguchi, H.: Damping analysis of cable-stayed bridges, Proc. Int. Conf. on Urban Eng. in Asian Cities in the 21st Century, pp.D343-D348, Bangkok, Nov. 1996.
12) 山口宏樹：吊形式橋梁のモード構造減衰，D&D97シンポジウム「21世紀のダンピング技術」講演論文集，日本機械学会，pp.225-228，1997.
13) Obata, T. et al.: Vibration experiments and natural vibration analysis of prestressed concrete cable-stayed pedestrian bridge, Proc. of 1st Sino-Japan Workshop on Cable-Stayed Bridges, pp. 71-76, 1992.
14) 小坪清真他：ＰＣ斜張橋の振動特性の実測と理論的考察，土木学会年次講演会概要集１，pp.517-518，1984.
15) 藤原亨他：マルチケーブル複合構造形式斜張橋の固有振動特性，構造工学論文集（土木学会），Vol. 39A，pp.831-839，1993.
16) Clough, R.W. and Penzien, J.: Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill, pp.56-58, 1993.
17) Washizu, K.: Variational Methods in Elasticity and Plasticity, 2nd Ed., Pergamon Press, pp.93-96, 1974.
18) Nashif, A.D. et al.: Vibration Damping, John Wiley & Sons, Inc., 1985.

(1997. 8. 29 受付)

DAMPING EVALUATION OF BRIDGES:
Energy-Based Evaluation of Modal Damping in Cable-Stayed Bridges

Hiroki YAMAGUCHI

A semi-analytical method of damping evaluation based on energy consideration is proposed for cable-stayed bridges, paying attention to the mode dependency of their modal damping. The damping characteristics of cable-stayed bridges are first discussed in comparison with those of suspension bridges, and the energy-based damping theory is then developed. The main ideas of proposed method are to evaluate the damping energy caused by each damping source in bridges one by one and to sum up all the possible damping energies. The applicability of the energy-based evaluation method of modal damping is finally discussed by conducting damping analyses of some cable-stayed bridges whose modal damping ratios were measured by field vibration testing.

橋梁下部工および基礎の振動特性
-洗掘された橋梁の振動特性-

烏野清[1]・麻生稔彦[2]

[1]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ヶ丘1-8）
[2]正会員　博(工)　山口大学講師　工学部社会建設工学科（〒755山口県宇部市常盤台2557）

本論文は洗掘を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性を測定し，洗掘度合いと橋梁および基礎における振動特性との関係を検討したものである．実際に洗掘を受けた２つの橋梁について洗掘補修の各段階での振動特性を測定し，固有振動数および振動モードの変化を調査した．その結果，洗掘された橋脚を有する橋梁では，橋軸直角水平方向の固有振動数および振動モードが変化することが明らかとなり，洗掘度合いを橋梁基礎の振動測定から推定できる可能性を示した．

Key Words *: dynamic characteristics, scouring, bridge, vibration*

1. はじめに

橋梁の振動を正確に把握するためには，上部工のみならず，下部工および基礎の振動特性も重要であることはいうまでもない．特に，下部工および基礎は地震や出水等の異常時に損傷を受けやすい部分でもあり，橋梁の健全性，安全性を検証する上でもこれらの振動特性を明らかにする必要があると考えられる．

一方，橋梁振動は上部構造と下部構造および基礎が互いに影響を及ぼし合うため，下部構造単独の振動を測定することは困難である，しかし，下部構造および基礎に何らかの損傷を受けた場合には，下部構造の振動特性は健全な場合とは異なるものと予想される．特に，橋脚および基礎周辺の地盤が洗掘された場合には，下部構造の振動特性の変化のために橋梁全体の振動特性も変ってくるものと考えられる．

橋梁が洗掘を受けた場合，一般に洗掘度合いを判定するためには，橋梁建設当時の河道および地盤状況が必要がある．しかし，古い橋梁ではこれらの状況はほとんど明らかでなく，また橋梁の基礎形式が不明な場合もあり，洗掘度合いの判定が難しい場合も多い．現在の洗掘調査では船上から標尺などを用いて，河床の形状を計測する方法が中心であり，水中部の詳細な調査が必要な場合には潜水士による調査を実施せざるをえない．しかし，この方法では河川の流速が速いと作業が危険であること，また，作業が大がかりとなり費用・時間が必要なことから現状では十分な頻度で洗掘調査が行われているとはいいがたい．

洗掘の程度を直ちに判断し，交通止め等の対策を実施しなけらばならない場合には，橋上あるいは川岸から安全かつ迅速に洗掘状況を調査できる手法が必要とされる．そこで，洗掘度合いを橋梁および下部工の振動特性の違いから判定できれば，今後の橋梁の維持管理に有効な手段となると思われる．

橋梁下部構造の健全度を振動特性より推定しようとする研究は，加藤らの研究[1)-3)]や鉄道総合研究所の研究[4), 5)]がある．この内，鉄道総合研究所の研究は橋脚に対する衝撃振動試験により固有振動数を求めるため，健全な橋脚の振動特性がかなりの数判明していなければならない．

以上のような観点から，本研究では洗掘を受けた橋梁の振動を洗掘の補修段階ごとに測定し，橋梁の振動特性の変化を測定したものである．今回対象とした橋梁ははいずれも異常出水により橋脚周辺地盤が洗掘された三隈大橋と白滝橋であり，洗掘調査後補修がなされている．測定結果および数値解析より，洗掘度合いと橋梁および下部工の振動特性との関係が明らかとなったので報告する．

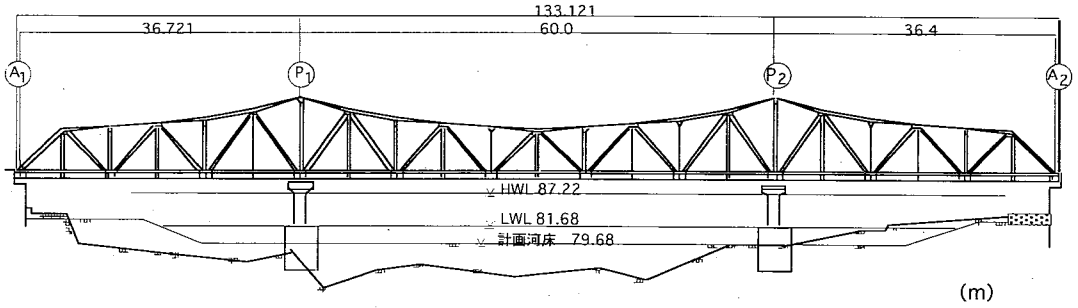


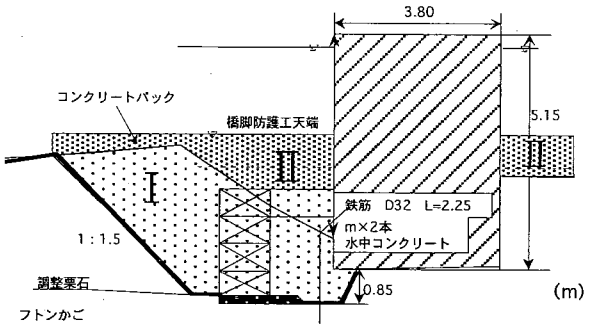
図-1　三隈大橋概要図

2. 三隈大橋における洗掘と振動特性

(1) 橋梁概要

図-1に三隈大橋の概要を示す. 本橋は大分県日田市の三隈川上に架設された, 橋長133.1mの3径間連続下路式鋼床版曲弦トラス橋である. 本橋は平成4年の洪水で, P_1橋脚基礎が大きく洗掘されていることが, 潜水による目視で確認され, 全面交通止めの対策がとられた. その後, 洗掘の補修工事が図-2に示す要領で実施された. 補修は第1段階として, ケーソン底面に洗掘を受けた部分では調整栗石を敷き, その他の部分では地盤に直接フトンかごを2～3段積み重ねた後, 水中コンクリートを打設している. さらに, 第2段階として, これらのコンクリートの上に橋脚防護工としてコンクリートパックが打設された.

本橋の橋脚は上流側の地形により, 改修後にも再度洗堀されることが予想され, 今後の維持・管理の基礎データを得ることを目的に, トラック走行による振動試験を実施した. トラック走行による振動試験は, CASE1:補修前(図-2のⅠ, Ⅱの部分無し), CASE2:補修第1段階(図-2のⅠの部分完成後), CASE3:補修第2段階(図-2のⅡの部分完成後)の合計3回実施した. 走行車としては各CASEとも砂利を満載した同じ車種の20tダンプカーを用い, 桁上のそれぞれ左車線, 中央部, 右車線を走行させ, 図-3に示す各測点においてP_1橋脚, P_2橋脚および桁上の加速度をサーボ型加速度計により測定した.



CASE1 Ⅰ, Ⅱなし　CASE2 Ⅰあり　CASE3 Ⅰ, Ⅱあり

図-2　三隈大橋洗掘補修概要図

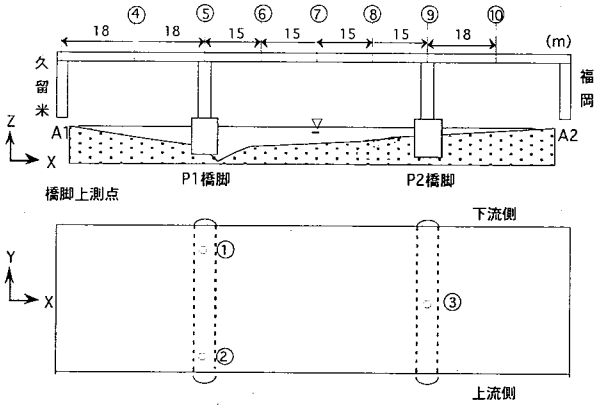
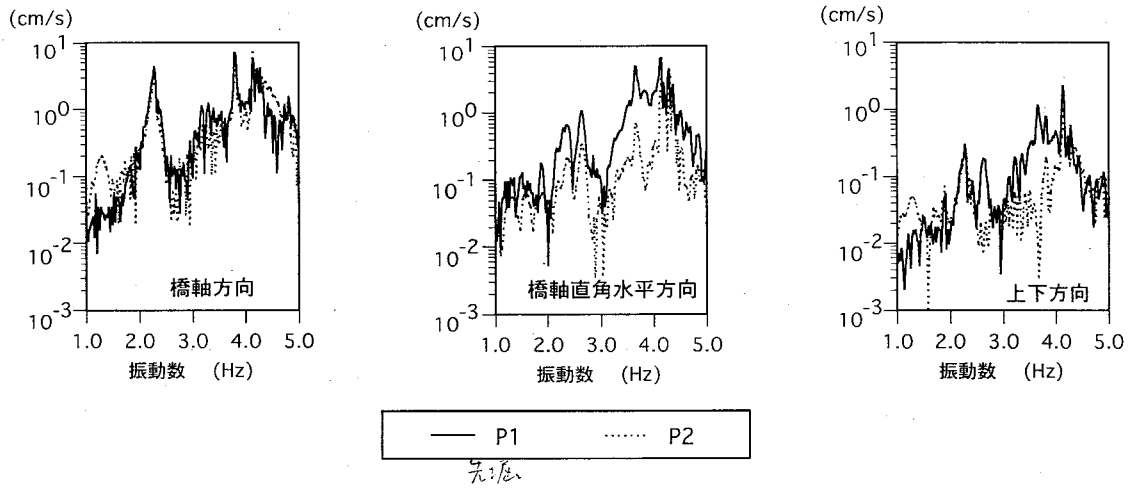


図-3　三隈大橋加速度測点

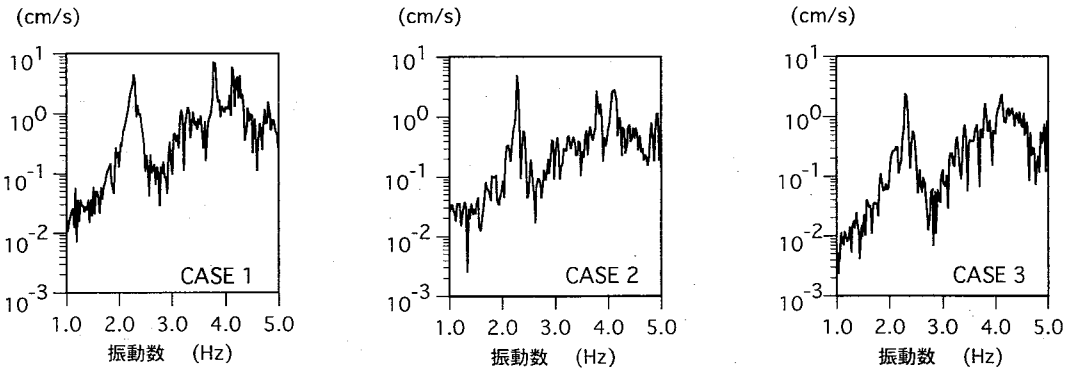
(2) 試験結果

各補修状態における固有振動数の変化を求めるために, 各測点の加速度時刻歴からフーリエスペクトルを求めた. フーリエスペクトルを求めるにあたっては, 測定データをサンプリング間隔0.01秒でAD変換し, 4096個の加速度データから求めたフーリエスペクトルを2回平均した.

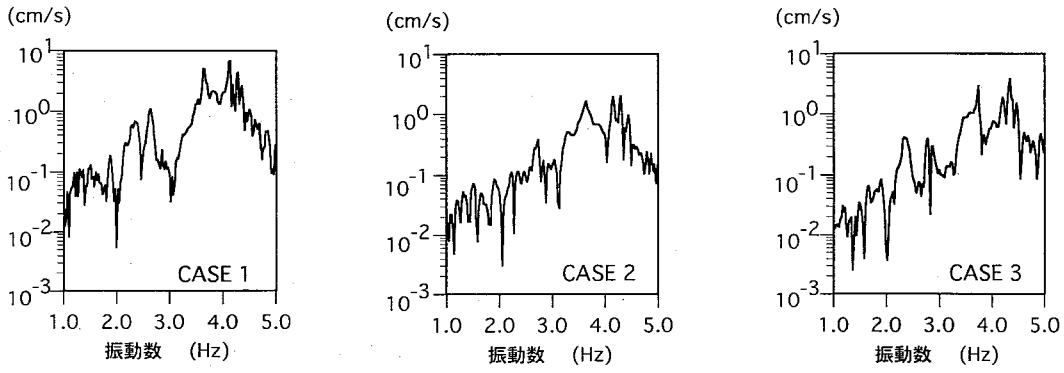
図-4はほぼ同じ形状である洗堀されたP_1橋脚上の測点1と, 洗堀されていないP_2橋脚上での測点3における加速度のフーリエスペクトルを, CASE1について比較したものである. 各方向ともP_1橋脚ではP_2橋脚に比べて3.69Hzにおけるフーリエスペクトル値が大きい. 一方, この3.69HzにおいてP_2橋脚上の測点は橋軸直角水平方向および上下方向ともほとんど振動していないことから, P_1橋脚の洗掘による影響が現れているものと考えられる. 特に橋軸直角水平方向の振動が大きく卓越していることがわかる. この傾向はトラックが左車線を走行した場合に強く現れていたことからも, 左車線側のケーソン底面における洗掘が



図－4　三隈大橋P_1橋脚、P_2橋脚フーリエスペクトル



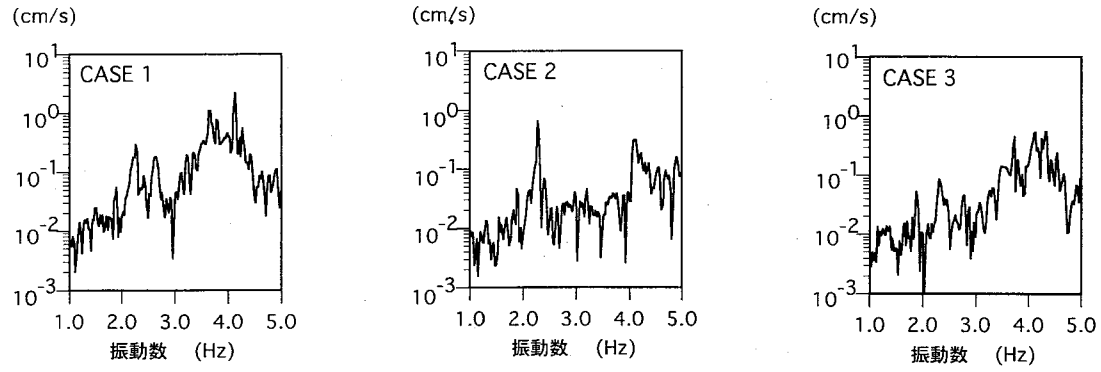
図－5　三隈大橋P_1橋脚フーリエスペクトル（橋軸方向振動）



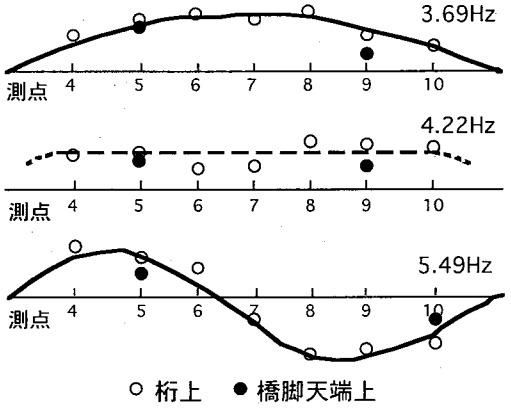
図－6　三隈大橋P_1橋脚フーリエスペクトル（橋軸直角水平方向振動）

大きいものと推察される．以上の結果から，健全な橋脚における車両走行時の振動特性は，洗掘された橋脚とは明らかに異なった振動特性を示していることが確認された．これにより，洗掘度合を直接判定することは困難であるものの，地盤の洗掘された部分の影響による橋脚振動の剛性低下を判断することは可能であると考えられる．

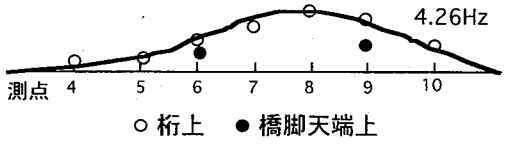
図-5～図-7はP_1橋脚の測点1における加速度フーリエスペクトルを各CASEで比較したものである．橋軸方向では各CASEともほぼ2.3，3.8および4.22Hzにピークが見られる．この橋軸方向では桁の上下方向振動による影響が強く現れている．一方，橋軸直角水平方向と上下方向では3.69Hzと4.22Hzにピークが現れている．ここで，CASE2およびCASE3



図－7　三隈大橋P_1橋脚フーリエスペクトル（上下方向振動）



図－8　三隈大橋橋軸直角水平方向振動モード
（CASE 1）



図－9　三隈大橋橋軸直角水平方向振動モード
（CASE 2）

をCASE1と比較してみると，橋軸直角水平方向および上下方向の3.69Hzおよび4.22Hz，橋軸方向の4.22Hzの振動成分が非常に小さくなっている．以上のことから，これらの3.69Hzと4.22Hzが橋脚基礎の洗掘による影響と思われる．

図－8にCASE1における橋軸直角水平方向の3.69Hz,4.22Hzおよび5.49Hzでの振動モードを示す．この振動モードは各測点のフーリエスペクトルのピーク値の平方根から算出したものである．3.69Hzおよび5.49Hzは本橋の橋軸直角水平方向の1次と2次の変位モードに対応している．一方，4.22Hzは変位モードの形状から判断して，橋脚本体の振動に桁の部分が追随しているように見える．図－9は図－8と同様にCASE2における y方向4.26Hzの変位モードを求めたものである．この変位モードは図－8の3.69Hzに対応しており，橋軸直角水平方向 1次の固有振動数が CASE1の3.69HzからCASE2では4.26Hzまで高くなったと判断される．ここで，CASE3における4.26Hz振動モードもCASE2とほぼ同じものであった．

3.　白滝橋における洗掘と振動特性

（1）　橋梁概要[6)]

白滝橋の概要を図-10に示す．白滝橋は国道10号の大野川に昭和29年に建設された橋長288.0mの10径間ゲルバーヒンジ付き鋼鈑桁橋で，図-10に示す偶数番号橋脚上はローラー支承，奇数番号橋脚上はヒンジ支承となっている．また，建設後に歩行者の安全な通行を確保するために，橋脚を拡張し，本橋と隣接して歩道橋が架設された．橋脚基礎は全てケーソン基礎となっているが，各橋脚の根入れ深さはかなり異なっている．

本橋は平成5年夏の異常出水により護岸の一部崩壊および左岸側が大きく洗掘された．これにより従来本河川の流路は図-10の上図に示すようにＰ６～Ｐ８橋脚間であったが，出水後にはＰ２～Ｐ３橋脚側へ大きく変化した．

洗掘状況の概要を図-10下図に示す．河床の洗掘は水深調査の結果およそ7.0m程度であり，通常期で1～2mの水深であれば5～6mの洗掘が生じたことになる．一方，上部工ではＰ２橋脚ゲルバー支点部の桁遊間が設計上50mmのところが，出水後は115mmと開いていた．また，桁の横ずれ防止装置の噛合わせが35mm程度となっていた．

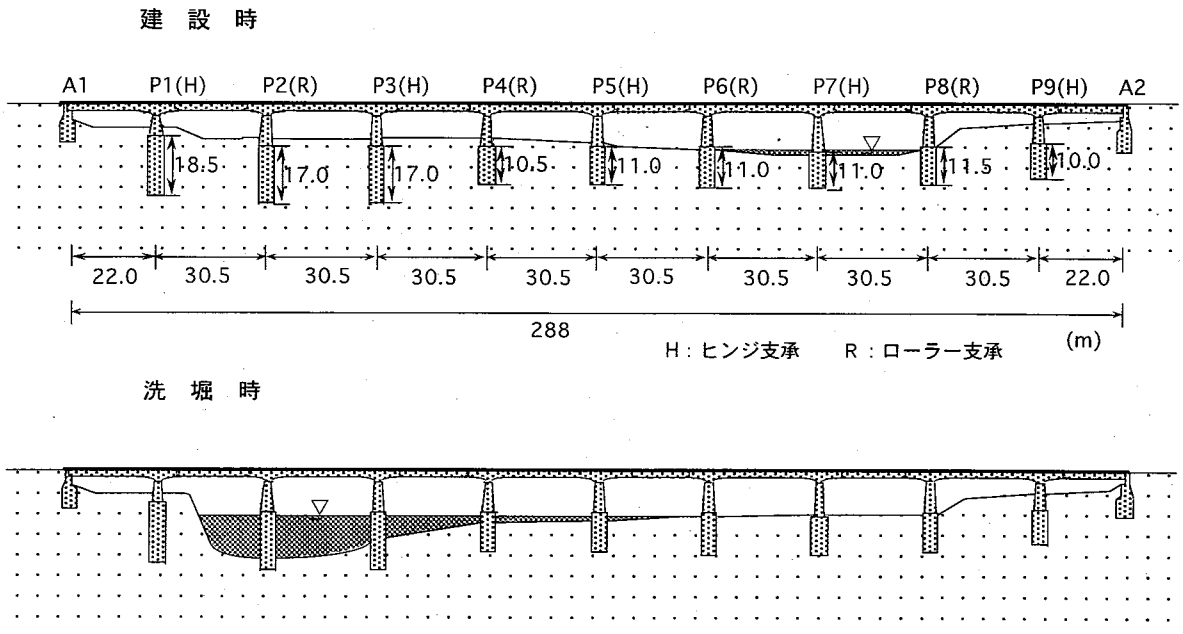


図-10　白滝橋概要図

河床洗掘時と補修作業時および補修終了時における橋梁の振動特性を明らかにするために，計５ケースについて車両走行時の振動測定を実施した．その中で特に状況の異なる次の３ケースについて**図－５**に示す．

CASE １：Ｐ２，Ｐ３橋脚埋め立て前
CASE ３：Ｐ３橋脚埋め立て完了
CASE ５：Ｐ２橋脚ブロック敷設完了

（２） 試験結果[7)]

三隈大橋の場合と同じ条件により各測点の加速度フーリエスペクトルを求めた．なお，白滝橋では交通止めが実施できなかったため，多種の車両が走行している状態での測定結果である．

図-12は上下方向振動のフーリエスペクトルである．CASE1とCASE５はＰ２－Ｐ３桁上の中央点，CASE３は1/4点について示している．上下方向振動では2.8～3.5Hzに複数の卓越振動数が認められ，桁の上下振動の振動次数が接近していることがわかる．また，各CASEとも卓越振動数の変化は少なく，上下方向の振動を洗掘度合いの判定に用いることは難しいものと考えられる．

Ｐ２－Ｐ３桁上の1/4点における橋軸方向振動のフーリエスペクトルを**図-13**に示す．各CASEとも3Hz前後にピークが見られるが，これは桁の上下振動による橋軸方向成分によるものと考えられる．**図-14**はＰ２橋脚上の桁における橋軸直角水平方向のフーリエスペクトルである．橋軸直角水平方向振動の最初のピークは2.5～3.5Hz付近にあり，CASE1，CASE３，

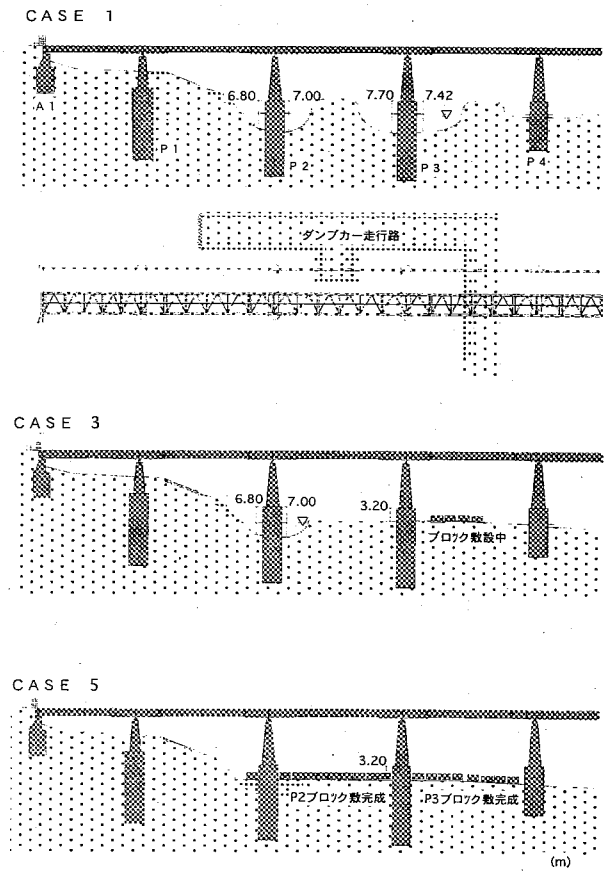
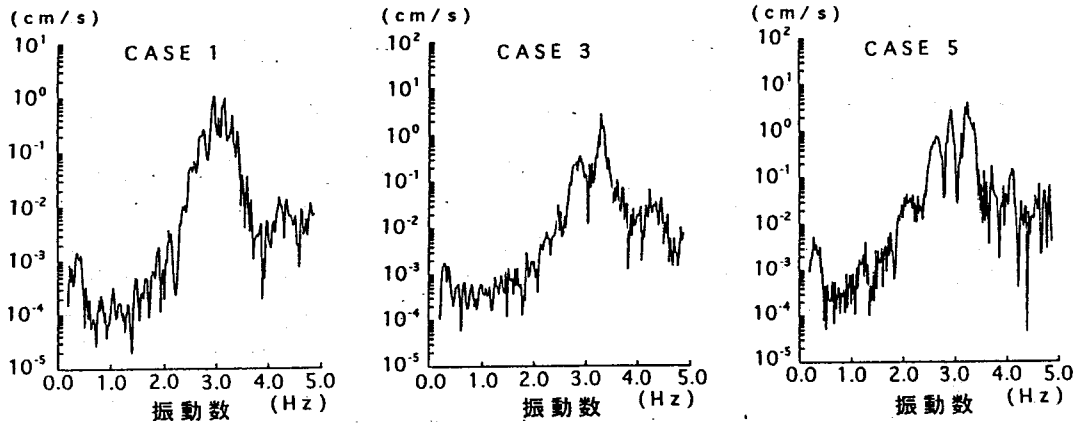
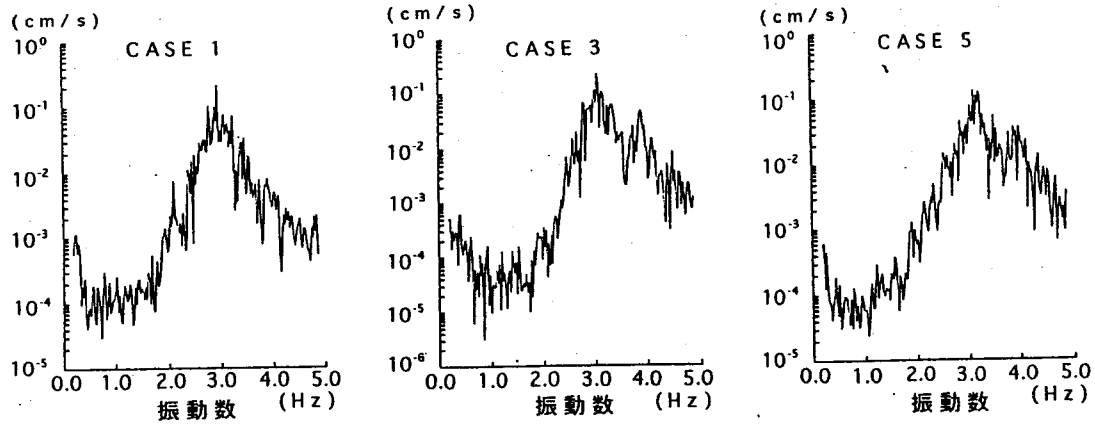


図-11　白滝橋洗掘補修概要図

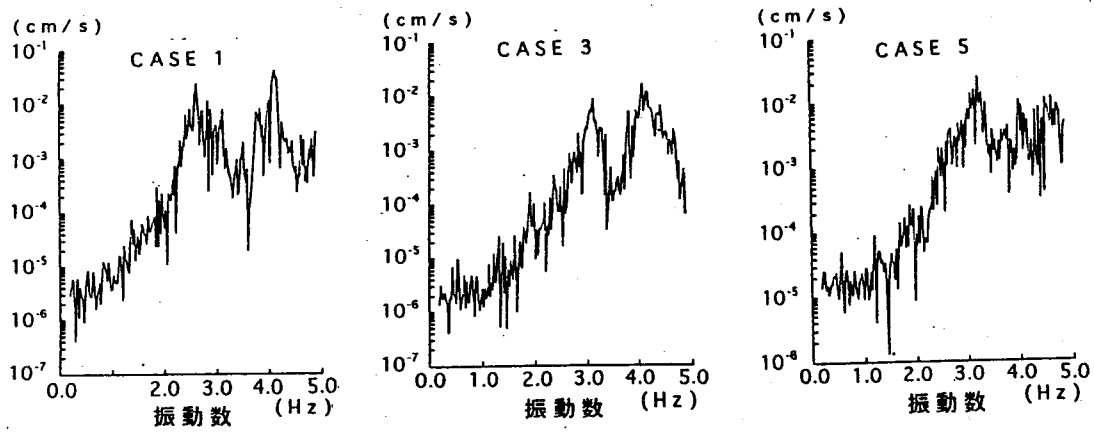
CASE5の順に徐々に高くなっている．このことから橋軸直角水平方向の１次振動は洗掘の影響を強く受け，洗掘度合いの判定に，この振動方向における固有



図－12　白滝橋フーリエスペクトル（上下方向振動）



図－13　白滝橋フーリエスペクトル（橋軸方向振動）



図－14　白滝橋フーリエスペクトル（橋軸直角水平方向振動）

振動数の変化を利用できる可能性を示しているものと考えられる.

橋脚の洗掘度合いの判定を実験的に求めるだけでなく,解析を併用することにより合理的に判定できるものと考え本橋の固有値解析を行った.特に橋軸直角水平方向の固有振動数が大きく変化していることから,変位モードの違いが予想される.解析では本橋を212節点の多質点系にモデル化し,各質点とも6自由度を有する立体骨組みとした.また,洗掘の影響を解析に取り込むためには,橋脚基礎であるケーソン部分に地盤バネを考慮しなければならない.そこで,このケーソン部分も多質点系にモデル化し,各洗掘状態での解

表－1　固有振動数の比較

方向		CASE 1 (Hz)		CASE 3 (Hz)		CASE 5 (Hz)	
	次数	車両走行	解析結果	車両走行	解析結果	車両走行	解析結果
z	1	3.06	3.06	3.06	3.06	3.13	3.06
	2	3.16	3.14	3.13	3.14	3.19	3.14
	3	3.25	3.26	3.25	3.26	3.25	3.25
	4	3.38	3.36	3.31	3.36	3.38	3.36
y	1	2.56	2.56	3.06	3.04	3.20	3.26
	2	3.22	3.37	3.25	3.38	3.31	3.48
x	1	－	3.05	－	3.05	－	4.39

析を行った．

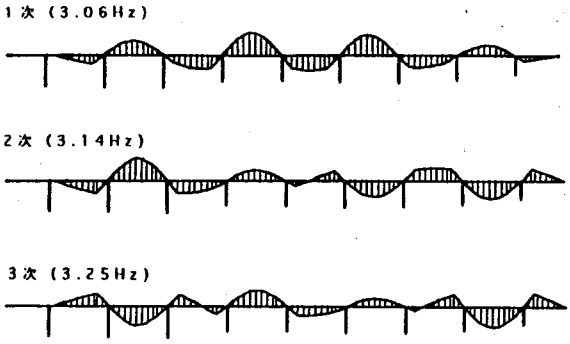
表-1 に各CASEの固有値解析から得られた固有振動数を測定値と比較して示す．ただし，橋軸方向振動の測定値は上下方向振動の影響を強く受けるために判別が困難であった．表より上下方向振動の１次から４次までの固有振動数が3.0～3.4Hzの範囲にあり非常に近接している．この理由としては，本橋がゲルバー形式の連続橋であり，合計9個の中間ヒンジがあることから，変位モードが多少異なる振動が現れているためである．上下方向振動の固有振動数は車両走行の振動測定から得られた測定値と解析結果は良く一致しており，しかも各CASE間での違いはほとんどない．

一方，橋軸直角水平方向振動では1次の固有振動数が各CASE間でかなり異なっている．CASE1では2.6Hz，CASE3が3.0Hz，CASE5が3.3Hz程度となっており，洗掘の改修が進み地表面からの橋脚高さが低くなるにつれて固有振動数が増加していることがわかる．なお，解析から得られた橋軸直角水平方向2次の固有振動数は実験値にほとんど近い値を示している．

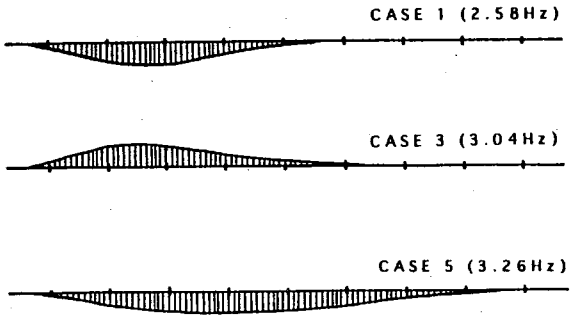
図-15 はCASE5における上下振動１次～３次の振動モードを示したものである．上下方向振動の振動モードはCASE1，CASE3とも**図-15** に示すモードとほぼ同じであり，橋脚の洗掘による影響をあまり受けずに桁の剛性のみで上下振動の特性が決まることを裏付けている．

図-16 は各CASEの橋軸直角水平方向１次振動の振動モードである．この振動モードは各CASEごとに大きく異なっており，桁の振動する部分がCASE1からCASE5へと徐々に広がっている．このため，1次の固有振動数が変化することから，洗掘度合判定に利用できることを示している．

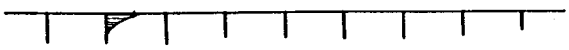
図-17 はCASE5におけるP2橋脚の橋軸方向1次振動の振動モードを示したものである．橋軸方向1次振動の振動モードは各CASEとも同様のものであった．これはローラー支承であるP2橋脚の固有振動であり，



図－15　白滝橋上下方向振動モード（CASE 5）



図－16　白滝橋橋軸直角水平方向振動モード



図－17　白滝橋橋軸方向振動モード

表-1 に示すようにCASE3とCASE5洗掘の深さの違いにより固有振動数が変化していることを示している．しかし，橋脚の橋軸方向の振動には桁の上下振動の橋軸水平成分が現れることから，この振動特性を掘削判定に用いることは試験的には難しい．また，本橋のローラー支承の位置関係からP2橋脚が単独で振動しやすい構造となっている．したがって，この種の振動は洗掘橋脚と支承関係で異なっているものと考えられる．

4. まとめ

洗掘された橋脚を持つ橋梁について，振動特性と洗掘度合いの関係を明らかにするために，三隈大橋と白滝橋においてトラック走行による振動試験を行った．

健全な橋脚と洗掘された橋脚の加速度フーリエスペクトルを比較すると，洗掘された橋脚では橋軸直角方向の振動特性の違いが明瞭に確認できた．

また，各補修段階での加速度フーリエスペクトルより橋軸直角方向１次振動の固有振動数は補修が進むにつれて高くなり，この時の橋軸直角方向１次振動の振動モードも変化していることが認められた．このことから，洗掘度合いの判定に橋脚の軸直角方向１次振動の振動特性を利用できるものと考えられる．

本研究に示したように，洗掘などによって橋脚基礎に作用する地盤ばねが大きく変化する場合には橋脚等の振動特性，特に橋軸直角水平方向の振動特性に違いが見られる．一方，橋脚下部の地盤の変形が小さい場合には測定誤差等を考慮すると，振動特性の違いから地盤変状を推定することは現実的には困難であろう．しかし，橋脚基礎の構造形式や損傷度合いが不明な場合に，トラック等の試験車両を走行させて橋脚上の振動を実測し，振動の最も大きな橋脚に対して掘削やコアボーリング等の詳細な調査を実施するといった補助的な試験方法として用いることは可能である．

参考文献

1) 加藤，島田：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　第338号，pp.229-232，1983
2) 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，pp.113-118，1984
3) 加藤，田中：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　Ⅰ，pp.26-27，1989
4) 西村，棚村 他：衝撃振動試験による橋梁基礎の根入れ効果の検討，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1547-1548，1988
5) 田中，西村 他：軟弱地盤中に建設された高架橋の健全度判定，　第29回土質工学研究発表会講演集，pp.1659-1660，1994
6) 仲間，松本：河床洗掘を受けた白滝橋の動態観測，第46回九州地方建設局管内技術研究発表会論文集，1995
7) 鳥野，麻生，松田，龍谷，仲間：洗掘を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性，構造工学論文集 Vol.42A，pp.715-721，1996.3

(1997.8.29 受付)

DYNAMIC CHARACTERICTICS OF BRIDGE PIERS AND FOUNDATIONS - DYNAMIC CHARACTERISTICS OF BRIDGES WITH SCOURED PIERS -

Kiyoshi UNO and Toshihiko ASO

This study aims to clarify the dynamic characteristics of the bridges with scoured piers and it was tried to use the measured dynamic caracteristics to estimate the scoured level of the bridge. In order to develop the relationship between the dynamic characteristics and the scoured level of the bridge, the traffic vibration was measured before the repaired period, during the partially period and after the completely repaired period, respectively. It was concluded that the scouring strongly affected on the natural frequency and the vibration mode of the first out-of-plane vibration (horizontal direction), but did not affect much on those of the in-plane vibration (vertical direction).

橋 梁 環 境 振 動

梶川 康男 *

＊正会員 工博 金沢大学工学部土木建設工学科（〒920 金沢市小立野 2-40-20 ）

高架橋の振動が橋脚から地盤を伝わり周辺家屋を振動させている問題は、より快適な都市環境のために寄与すべき都市内高速道路が抱える重要課題の一つであり、振動に対する軽減対策の早期実施が望まれている。

そこで、都市内高速道路の高架橋に対してどのような振動軽減対策が考えられ、また実際に実施されているのかについて、その実例を紹介するとともに今後の課題と展望について述べた。

Key Words: *Viaduct, Bridge Vibration, Jointless System, Tuned Mass Damper*

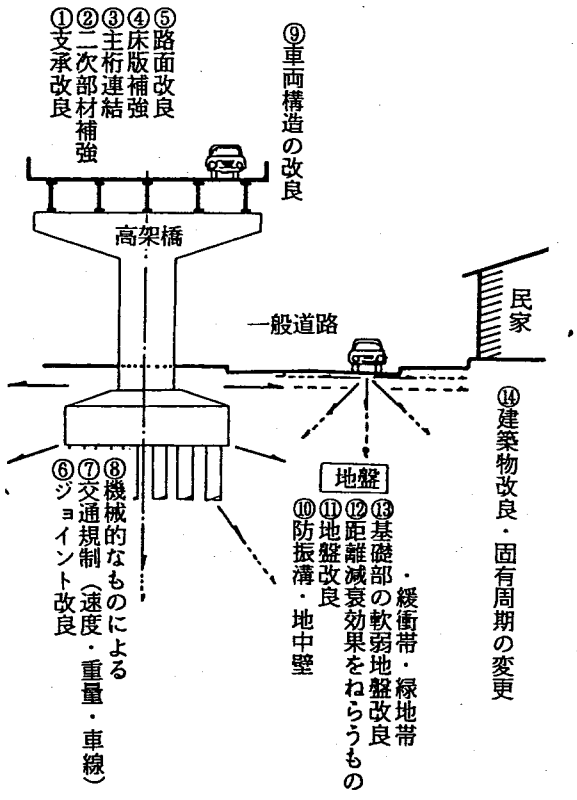
1．はじめに

日常の交通荷重による橋梁の振動問題の一つとして、高架橋の振動が橋脚から地盤を伝わり周辺家屋を振動させている問題は、より快適な都市環境のために寄与すべき都市内高速道路が抱える重要課題の一つである。高速道路沿道において発生した沿道住民からの苦情件数の項目比率によると、振動に対する苦情が30～40%に達しており、各項目中最も多くなっている[1]。騒音に対する苦情比率も同じ程度に多いが、騒音については遮音板や防音窓などその対策が進んでいることから考えると、振動に対する軽減対策の早期実施が望まれている。

そこで、最近、都市内高速道路の高架橋に対してどのような振動軽減対策が考えられ、実際に実施されているのかについて、その実例を中心にまとめるとともに今後の課題と展望について述べた。

2．高架橋振動の発生と伝播

都市内高架橋の場合には、土地利用の関係から図－1のように高架下は一般の街路であり、しかも、その街路



図－1 道路交通振動の発生伝播と防振対策

には住居用家屋が面していることが多い。（写真－１）したがって、高架橋の振動は、その発生源や伝達経路として高架橋の上下部構造の振動特性が重要な因子となっている[2]。

まず、連続した高架橋と周辺家屋の動的挙動の主な特徴を挙げるとつぎの３点に絞られる。

１）自動車のタイヤが伸縮継手部の段差に乗り上げ、路面に落下する際に床版などに高い振動数成分の振動が発生する。そして、その振動に伴って空気振動が生じ、いわゆる低周波空気振動として周辺家屋にまで伝播される。また、この振動成分は主桁の支承を通して、橋脚ー地盤に伝達され、周辺家屋に達する。しかし、これらの振動は伝播に要するエネルギーの消費量が多いため、地盤中で減衰し、遠くの家屋には伝達しないことが多い。

２）自動車が支間部に進むにつれて主桁がたわむ。そして、大型自動車のばね上振動数と主桁の固有一次振動数が接近しているために主桁のたわみ振動が励振され、比較的低い振動数成分（２～４ Hz 程度）の振動が発生する。この振動は支承を介して橋脚に伝達し、橋脚のはり部と柱部の曲げ振動を起こし、ロッキング振動やスウェイ振動を発生させる。これらの振動は、伝播に要するエネルギーの消費が少なく高架橋から遠く離れた家屋まで達する。また、高架部分全体が上下に揺れるために、この振動数成分が空気振動として周辺家屋に達することもある。

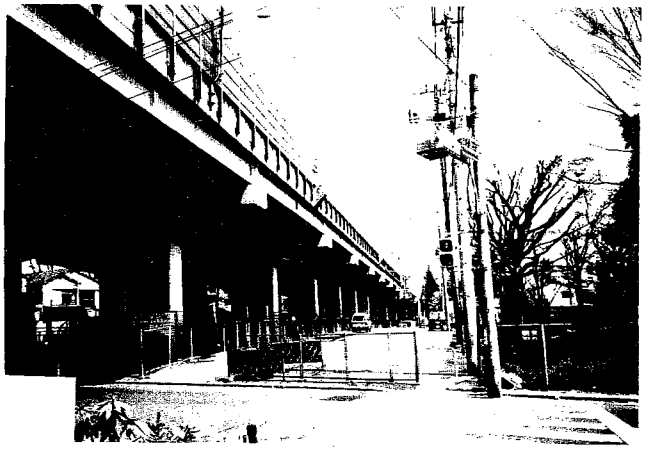
３）地表面での地盤振動が家屋の基礎から伝播し、家屋の構造によっては共振により２階・３階では地盤よりも数 dB～10dB 程度増幅されて振動レベルが高くなることもある。このために、官民境界の地盤上で限界値を下回っていても屋内では振動を感じ、苦情につながることとなる。

これらの特徴が、すべての高架橋で見られるわけではないが、多くの場合このような傾向にあるために、十分にこれらを配慮しておくことが望ましい。

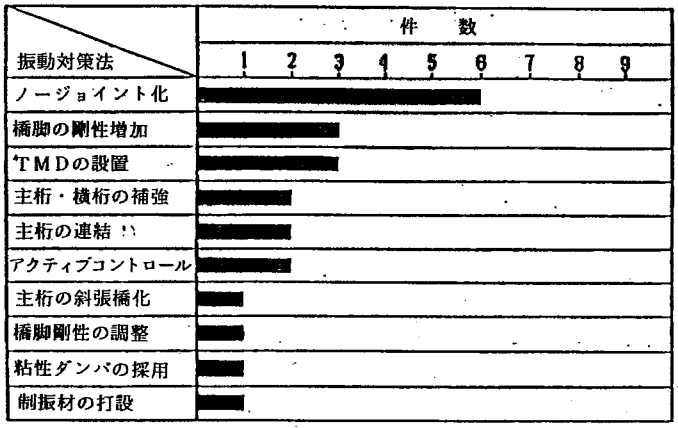
３．振動軽減対策工法の実施例

（１）既存の対策工法

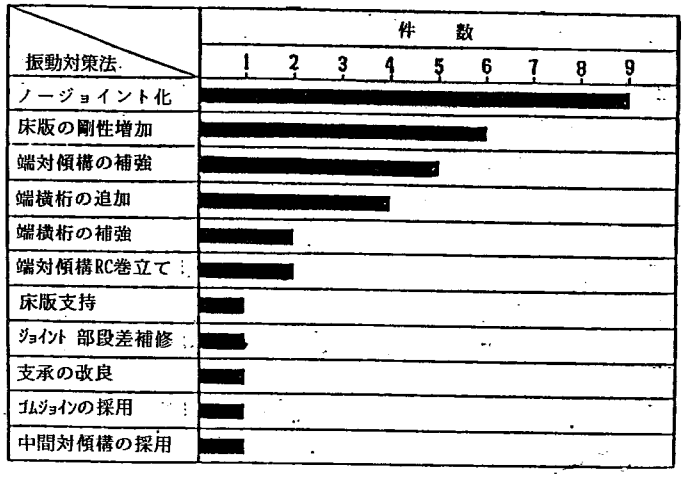
高架橋の走行車両による交通振動を軽減する対策については、図－１に示すようなものが考えられているが、これら軽減対策に関する資料によると、前節で示したように橋梁全体が振動する低次振動と床版の一部および横桁や対傾構の部材が振動する高次振動の２つに大別できる。その各対策工法の件数を図－２に示した。



写真－１　高架橋と周辺家屋



(a) 低次振動の場合



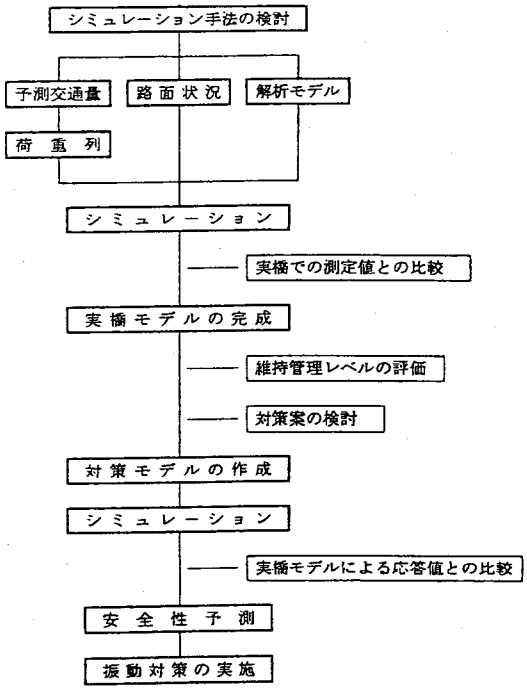
（b）高次振動の場合

図－２　振動対策とその件数

（2）軽減対策工法の効果に対する解析的な予測シミュレーション

さまざまな振動軽減対策工法が考えられ、最適な工法を選ぶ必要はあるが、実際問題として実構造に対していろいろな防振対策工法を試してみることはその労力と費用から考えると困難である。そこで、図－3のような検討フローに従って、コンピュータによる数値シミュレーション[3)-5)]による解析的なアプローチの支援が必ず必要である。移動荷重列モデル、路面凹凸モデル、構造モデル、地盤モデルについて、できるだけ実橋での実測値（静的なたわみ、卓越振動数など）が説明できる値を採用し、無理のないモデルを考えることが必要である。現在では三次元の立体モデルとして扱うことができるようになっており、かなり複雑な挙動を対象として、高架橋周辺の環境振動を軽減するために役立てられている。

以下の各項でも、必ず数値シミュレーションを実施し、軽減の程度が予測されている。そして、対策工事後には反省も含めていろいろと考察を加えシミュレーション技術の実用化にも努力している[1)-15)]。



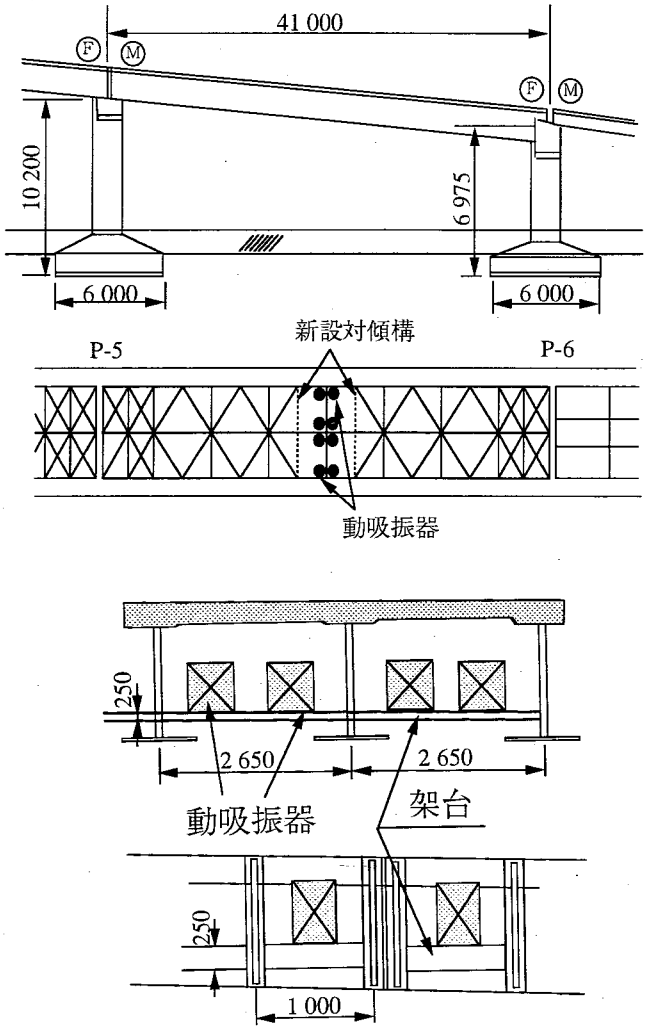
図－3　数値シミュレーション手法の検討フロー

（3）動吸振器（TMD）による高架橋の振動軽減

動吸振器（Tuned Mass Damper, 略してTMD）とは、主振動系に適当な値を持つ弾性ばねと粘性減衰機構を備えた付加質量を取付け、その連成振動によって主振動系の振動軽減を図るものであり、理論的な研究は非常に多いが、実際の橋梁に取りつけられた実績はさほど多くなく、歩道橋の歩調との共振防止や架設中の塔や桁の強風時の制振対策として用いられている。交通振動を対象として都市内高架橋に用いられた例はまだ少ないが、有効な振動軽減対策として本格的に実橋に取付け、その有効性と実用性の検討を行った実例[6)-9)]について示す。

対象とした高架橋は阪神高速道路旧梅田ランプ橋（図－4参照、支間長 40.4m）であり、TMD設置前の対象径間の卓越振動数は2.34Hzの曲げ振動と3.86Hzのねじれ振動である。これらの振動軽減を目的として十分な検討の結果、8個のTMD（対象とする橋梁質量との比は、1/27）を支間中央部に設置した。

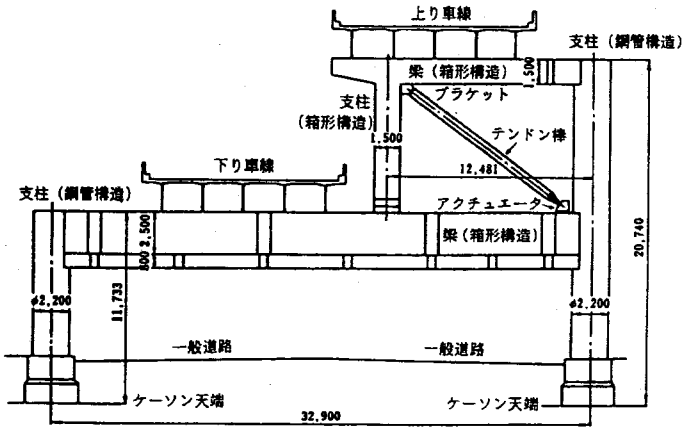
まず、油圧サーボ式起振機によって、さまざまなTMDの性能試験が実施され報告されている。また、橋梁の減衰定数の増大が期待できる。つまり、曲げ振動の場合には減衰定数が 0.025 から 0.035 に、ねじり振動の場合には 0.017 から 0.025 に大きくなっている。高架橋への設置と交通振動という小振幅範囲のために、耐風制振対策としてのTMDとは異なった振動の継続時間や定常性などの問題点が指摘されている。



図－4　TMDを取付けた橋梁（旧梅田ランプ橋）

（4）アクティブな制御法

首都高速道路では、高架橋から発生している周辺建物への交通振動を低減する目的で、図－５に示すようにアクティブ・テンドンコントロールの実橋での制御実験が試験的に実施された[10]。アクチュエータには 2.2kW のＡＣサーボモータ、ボールネジおよびテコの組合せ（最大制御力約 70kN）を用い、対象振動数 2-5Hz の範囲の変位振幅が約半分程度に低減できることが示された。

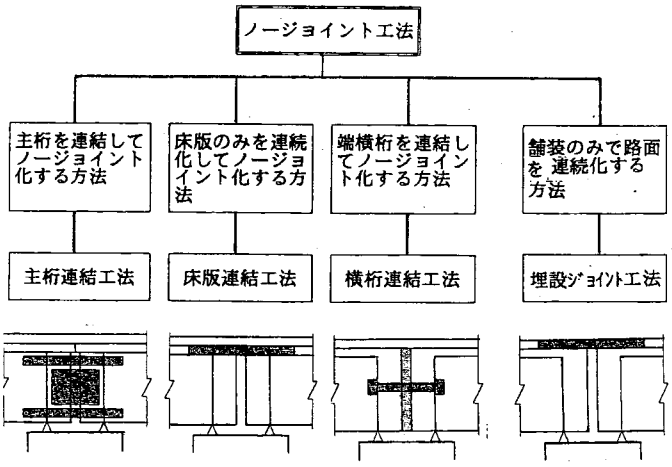


図－５　アクティブ・テンドンコントロールの一例

（5）舗装のみを連続する埋設ジョイント工法

図－６に示したようにノージョイント化には、いろいろな工法があり、伸縮継手や舗装などの補修として非常に多くの実績がある[11]。そのほとんどが舗装のみで路面を連続化する埋設ジョイント工法である。補修後しばらくはその連続性を保持しているが、過酷な車輪の通過により損傷を受けやすく再び段差などを生じ、近くの舗装部分の寿命よりも早く補修が必要となることが多い。この間に段差などにより騒音や振動の発生があり、場合によっては問題となることがある。

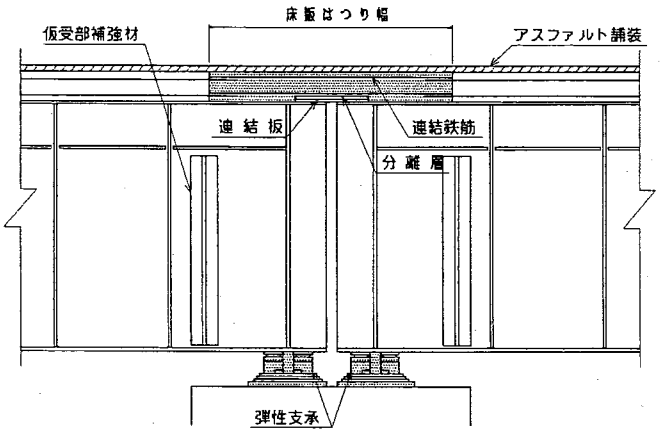
そこで、舗装部分の連続性を長持ちさせることが必要であり、次項で述べる。床版を連結するノージョイント工法や主桁や端横桁を連結させるノージョイント工法が開発され、多くの施工実績を挙げつつあった。



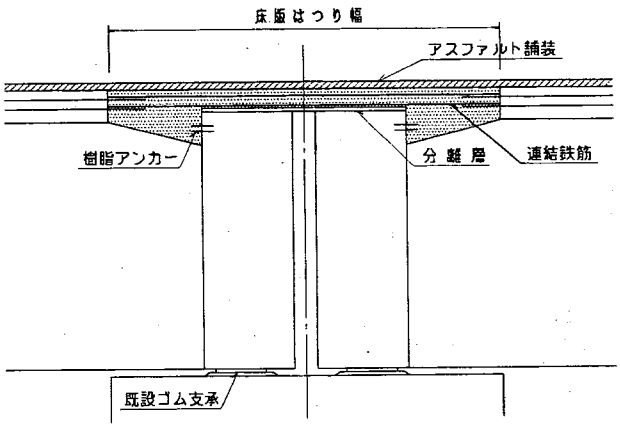
図－６　ノージョイント工法の概念図

（6）床版連結によるノージョイント工法

鋼橋へのノージョイント工法[12]は、図－７に示すように、既設伸縮継手とＲＣ床版の一部の撤去し、隣接する単純桁の主桁上フランジ端部の連結およびＲＣ床版と舗装の連続化を行うものである。さらに鋼製支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承（ＬＲＢ）、あるいは高減衰積層ゴム支承（ＨＤＲ）に変えた事例もある。



(a)鋼桁床版連結の場合



(b)ＰＣ桁床版連結の場合

図－７　床版連結型ノージョイント工法

これによって、活荷重によって生ずる連結床版の応力の緩和を期待している。この工法では路面の不陸を無くすことによる高い振動数の振動の軽減は認められるが、橋梁全体の振動特性に対しては、単純桁の構造を維持しているので低い振動数範囲の振動を軽減はあまり認められていない。

（7）主桁や端横桁の連結によるノージョイント工法

走行する自動車にとって継手部での「ガタンガタン」はない方がよく、周辺家屋への振動・騒音の影響という面でもない方が望ましい。新設の高架橋では、地震水平力の各橋脚での分散に解決の道が開け、多径間連続桁橋が用いられるようになり、伸縮継手は確実に少なくなる傾向にある。

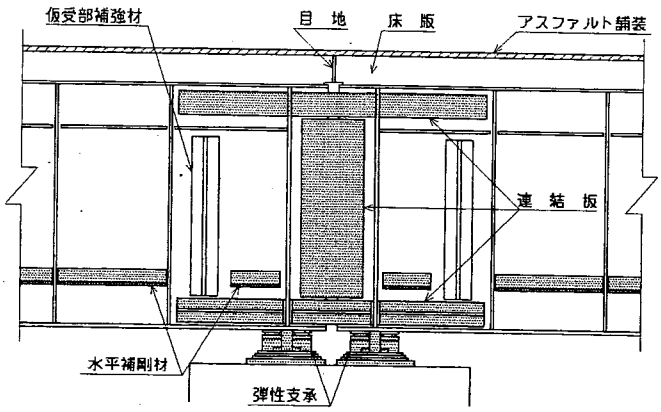
そこで、既設単純桁の連結化[13]は図－８に示すように隣接する主桁の腹板端部を連結板を用いてしっかりと連結するとともに、剛支承を弾性支承とし、さらに舗装を連続化するものである。この工法では、連続桁としての振動特性とノージョイント化をねらい、連結部への過度の負担を弾性支承で軽くすることなどにより、施工性をも図るものである。

特に、阪神高速道路では守口線・堺線・松原線でこの工法が用いられてその効果が確認されていたが、1995年１月の阪神・淡路大地震による阪神高速道路神戸線の復旧時には全面的に採用されており、地震時の桁落下防止と積層ゴム支承の免震効果を期待しての利用であるが、交通振動の周辺環境への配慮も含めてのことである。

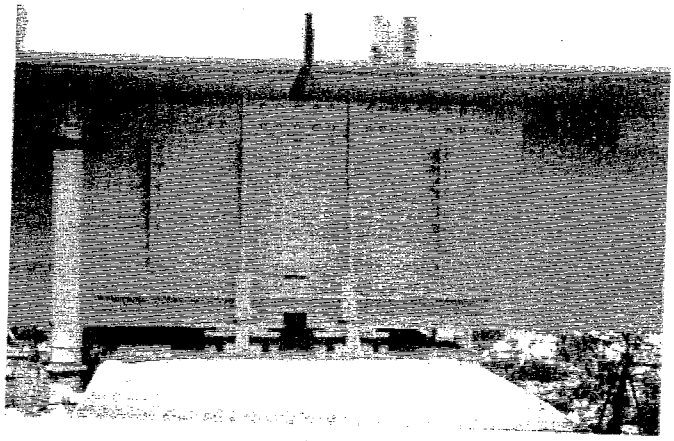
この連結型ノージョイント工法による既設高架橋の振動特性については、現場での振動実験により詳細に検討しているので参考[14]にされたい。また、今回のコロキウムでの発表論文にも検討事例の報告がある。

また、鋼桁区間のみではなく、日本道路公団ではＰＣ桁区間に対しても同様な連結化が実施された例もある。その例[15]では、図－９に示すように、端横桁を削孔し、隣接横桁との遊間に無収縮モルタルを充填し、端横桁同士の中立軸位置にＰＣ鋼棒を配置し、数径間分を連結する。そして、既設の伸縮ジョイントを撤去し、埋設ジョイントにより舗装の連続化を実施している。なお、既設の支承がゴム支承であるため支承の取替えは実施されていない。このＰＣ桁区間も交通振動と騒音の周辺環境への配慮も含めてのことである。

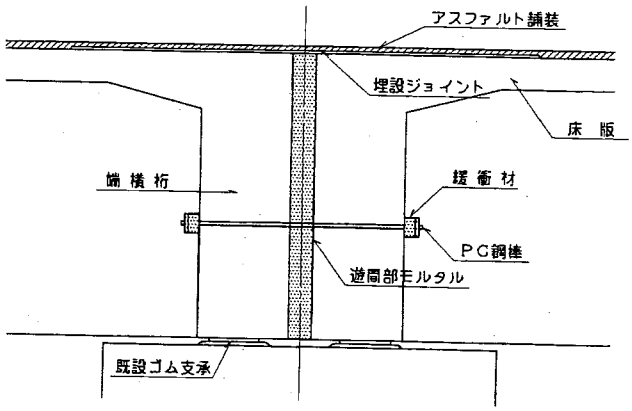
以上にノージョイント工法の有効性について紹介してきたが、橋梁環境振動についても発生源に近い部分での対策をいかに長持ちする構造にしておくかが重要なことである。



図－８　鋼桁主桁連結型ノージョイント工法



写真－２　鋼桁主桁連結部



図－９　ＰＣ桁横桁連結型ノージョイント工法

写真－３　ＰＣ桁端横桁連結部

4．あとがき

従来、橋梁の環境振動の軽減対策としていろいろの手法が提案されてきたが、実用化できたものは非常に少なかった。１５年ほど前から継続してきた、軽減対策の効果を予測する解析シミュレーション手法の開発と精度の向上が、振動軽減対策手法の実施を後押しして、「動吸振器の設置」と「弾性支承を用いての桁連結」などが全国的に実施されてきた。特に、阪神・淡路大震災以後は免震性向上のねらいもあり、「弾性支承を用いての桁連結」が多径間に適用されており、日常の振動軽減も大いに期待されている。しかし、震災後の緊急復旧期に急いで全面的に実施されたこともあり、現在、免震上の効果も含めて環境振動軽減の視点からもその構造と動的な挙動を詳細に確認し、さらにすぐれた対策と構造を模索している。

参考文献

1)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，土木学会振動制御コロキウム講演論文集Ｂ, pp. 1-7, 1991.

2)枚本正信：橋梁交通振動の加振源対策，土木学会橋梁交通振動コロキウム論文集, pp. 109-119, 1995.

3)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，第 341 号，pp. 79-86, 1984.

4)梶川康男・沖野真・吉川実・枚本正信：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.

5)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, Vol. 42A, pp. 731-738, 1996.

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.

7)讃岐康博・梶川康男・岩津守昭・林秀侃・伊関治郎：動吸振器（T. M. D.）の制振効果に関する現地実験，土木学会振動制御コロキウム講演論文集Ｂ, pp. 89-96, 1991.

8)岡林隆敏・竹下渡：走行車両による道路橋振動制振のための動吸振器の最適設計，土木学会振動制御コロキウム講演論文集Ｂ, pp. 97-104, 1991.

9)澤田憲文・横山功・金子学・澤登善誠・岩津守昭・右近大道・伊関治郎：動吸振器（T. M. D.）による道路交通振動の軽減効果について，土木学会振動制御コロキウム講演論文集Ｂ, pp. 105-112, 1991.

10)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 356 号，pp. 435-444, 1985.

11) ノージョイント工法の調査研究委員会：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），（財）道路保全技術センター，1995.

12)久保雅邦・梶川康男・岩津守昭・関本宏：既設の鋼単純桁の連結化による交通振動軽減対策工法の開発－鋼桁の連結化ジョイントレス工法－，土木学会振動制御コロキウム講演論文集Ｂ, pp. 15-22, 1991.

13)讃岐康博・梶川康男・新開正英・岩津守昭：ジョイントレス工法の防振対策工としての妥当性の検討，土木学会第２回振動制御コロキウム講演論文集，pp. 151-158, 1993.

14)梶川康男・深田宰史・林秀侃・吉川実・薄井王尚：弾性支承と桁連結構造を用いた既設高架橋の振動特性，構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 747-756, 1997.

15)梶川康男・新開正英・讃岐康博・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，構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 691-700, 1995.

(1997. 8. 29 受付)

TRAFFIC VIBRATION OF VIADUCTS AND ENVIRONMENTAL EFFECTS

Yasuo KAJIKAWA

In order to reduce the traffic vibration of urban viaducts and nearby ground caused by running vehicles on the highway bridge, some practical works are haven in existing viaducts. In this paper, the reducing systems (TMD, Active control system, No-Joint system with isolators) have introduced.

橋梁振動の制振・制御

-振動制御の理論とその実現化-

岡林隆敏

正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科（〒852　長崎市文教町1－14）

この論文は、まず、走行車両のによる道路橋振動に関して、パッシブ制御とアクティブ制御の概要を解説し、実際の振動制御を実現するための問題点を指摘すると共に、模型構造物による振動制御システムの構成を説明したものである。

パッシブ制御では動吸振器の設計法、アクティブ制御では最適制御理論による最適フィードバックゲインの設計法とカルマンフィルターの構成法を示した。振動制御の実現における問題として、アクチュエータの位相遅れによる制御系の不安定性とモデル化誤差によるスピルオーバーによる不安定性の例を示した。実際の構造物模型の振動制御実験装置のシステムの構成と実験結果を述べた。

Key Words: *vibration, highway bridge, traffic load,viblation control,passive control,active control, controller,experiment*

1．道路橋の振動制御

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．振動制御に関する文献を(1)から(8)に示した．橋梁振動については，(9)から(14)の文献にまとめられている．

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，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などがある．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り，瞬時最適化理論，H∞制御理論やFuzzy制御,Neuro制御などが提案されている．

本論文では，最初に走行車両による道路橋振動のパッシブ制御とアクティブ制御の概要を述べた．次に振動制御を実現するための問題点を検討し，模型構造物の振動制御システムについて説明する．

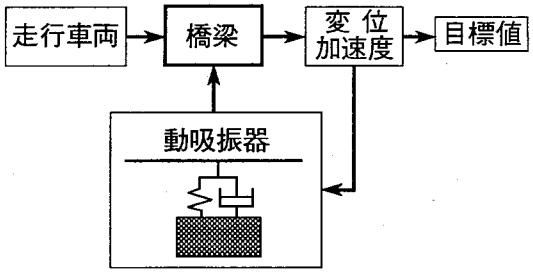


図-1　橋梁振動のパッシブ制御

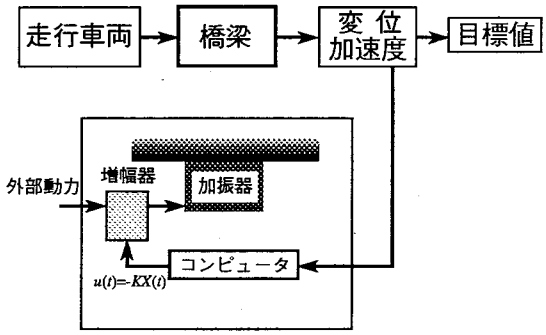


図-2　橋梁振動のアクティブ制御

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-1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-2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．

2．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-3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．

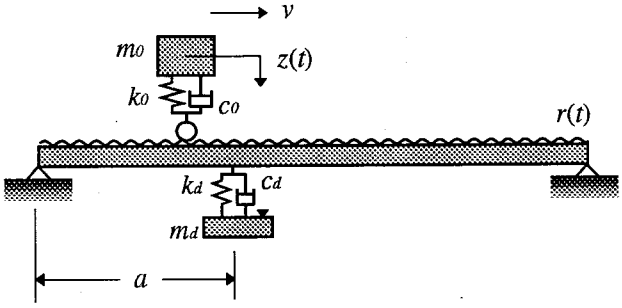


図- 3　橋梁—動吸振器－車両系モデル

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．

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

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．

$$\ddot{q}_k(t)+2h_k\omega_k\dot{q}(t)+\omega_k{}^2q(t)= -\mu_{kv}\phi_k(vt)\ddot{z}(t)-\mu_{kd}\phi_{kd}(t)\ddot{d}(t) \tag{2}$$

$$\ddot{z}(t)+2h_0\omega_0(\dot{z}(t)-\dot{y}(vt,t)-\dot{r}(t)) +\omega_0{}^2(z(t)-y(vt,t)-r(t))=0 \tag{3}$$

$$\ddot{d}(t)+2h_0\omega_0(\dot{d}(t)-\dot{y}(a,t)) +\omega_0{}^2(d(t)-y(a,t))=u(t) \tag{4}$$

$$(k=1\cdots n)$$

ここに，$\omega_k, \omega_0, \omega_d, h_k, h_0, h_d$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_{kv}, 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，$r(t)$は車両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．

$$\boldsymbol{q}(t)=\left[q_1(t)\cdots\cdots q_n(t)\right]^T \tag{5}$$

$$z(t)=\left[z(t)\ \ \dot{z}(t)\right]^T \qquad \boldsymbol{d}(t)=\left[d(t)\ \ \dot{d}(t)\right]^T \tag{6}$$

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，

$$\boldsymbol{x}(t)=\left[\boldsymbol{q}(t)^T\ \ \dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\ \ z(t)^T\ \ \boldsymbol{d}(t)^T\right]^T \tag{7}$$

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，(2)(3)(4)式より，

$$\mathbf{x}(t)=\mathbf{A}_1(t)\mathbf{x}(t)+\mathbf{B}_1(t)u(t)+\mathbf{D}_1(t)\mathbf{r}(t),\quad \mathbf{x}(t_0)=\mathbf{x}_0$$

$$y(x,t)=C\mathbf{x}(t) \tag{8}$$

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-4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，

$$S_r(\omega)=S_0/(\omega^2+\beta^2) \tag{9}$$

$$\omega=2\pi v\Omega, S_0=2\pi vA, \beta=2\pi va$$

に変換される．ここに，Ωは単位長さ(m)当たり

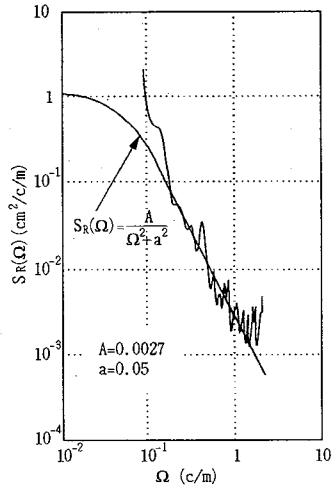


図- 4　パワースペクトル密度

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，

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

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，$\sigma^2{}_n=2\pi S_0$の雑音強度を有する白色雑音である．

（3）橋梁—車両—動吸振器—路面系の確率微分方程式

橋梁—車両—動吸振器—路面系の状態変数を，

$$\boldsymbol{x}(t)=\left[\boldsymbol{q}(t)^T\ \ \dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\ \ \boldsymbol{z}(t)^T\ \ \boldsymbol{d}(t)^T\ \ r(t)\right]^T \tag{11}$$

で表し，(10)式を(8)式に代入すると，次の確率微分方程式が得られる．

$$\dot{\mathbf{X}}(t)=\mathbf{A}(t)\mathbf{X}(t)+\mathbf{B}(t)u(t)+\mathbf{D}(t)n(t),\quad \mathbf{X}(t_0)=\mathbf{X}_0$$
$$y(x,t)=\mathbf{C}\mathbf{X}(t) \tag{12}$$

この式が，カルマンフィルタの基礎式になる．

3．動吸振器による振動制御[12),14)]

（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(4)式である．

$$\ddot{q}_1(t)+2h_1\omega_1\dot{q}_1(t)+\omega_1^2 q_1(t)$$
$$=-\mu_{1d}\phi_1(a)\ddot{d}(t)+\phi_1(b)P(t)/m_1 \tag{13}$$

ここに，μ_{1d}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μ_{1d}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，

$$y(x,t)=\phi_1(x)q_1(t) \tag{14}$$

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，

$$Y(j\omega)=H(j\omega)P(j\omega) \tag{15}$$

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．

$$\max_{\omega=0\to\infty}|H(j\omega)|\to\min$$
$$\alpha=(\omega_d,h_d)\to\text{最適パラメータ} \tag{16}$$

具体的な最適値の求め方は，多くの振動工学のテキスト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．

$$\omega_d^*/\omega_1=1/(1+\mu)$$
$$h_d^*=(3\mu/8(1+\mu))^{1/2} \tag{17}$$

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

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，

$$\sigma_y^2(t)_{max}=E\left[y(x,t)^2\right]_{max} \tag{18}$$

で与えられる．この値は，動吸振器のパラメータ$\boldsymbol{\alpha}=(\omega_d,h_d)$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$\boldsymbol{\alpha}^*=(\omega_d^*,h_d^*)$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，

$$\sigma_y^2(t,\boldsymbol{\alpha})_{\max}\to min$$
$$\boldsymbol{\alpha}=(\boldsymbol{\omega}_d,h_d)\to\text{最適パラメータ} \tag{19}$$

とする$\boldsymbol{\alpha}$の探索問題として定式化できる．
得られた同調パラメータは，次のようになる．

$$\omega_d^*/\omega_1=\sqrt{1+\mu/2}/1+\mu$$
$$h_d^*=(\mu(1+3\mu/4)/4(1+\mu)(1+\mu/2))^{1/2} \tag{20}$$

4．アクティブ制御による最適振動制御[13),14)]

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$\boldsymbol{x}(t)$に比例する

$$u(t)=-\boldsymbol{K}\boldsymbol{x}(t) \tag{21}$$

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-5のようなシステムで実現できる．観測量$\boldsymbol{y}(t)$から状態変数$\boldsymbol{x}(t)$を求める．この$\boldsymbol{x}(t)$に比例した制御信号を計算する．この信号に比例した制御力を

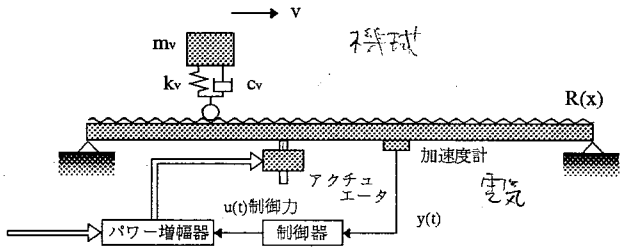


図-5　アクティブ制御による橋梁の振動制御

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-6は，交通荷重による橋梁の振動制御を，一般的な制

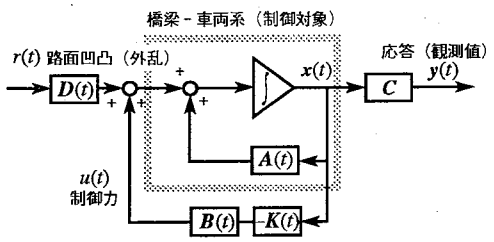


図- 6　橋梁振動制御のブロック線図

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$\boldsymbol{K}$を求めることである．

通常，評価関数として，

$$J=\int_0^T[\boldsymbol{x}(\tau)^T\boldsymbol{Q}\boldsymbol{x}(\tau)+\boldsymbol{u}(\tau)^T\boldsymbol{R}\boldsymbol{u}(\tau)]d\tau \qquad (22)$$

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，$\boldsymbol{Q}$と$\boldsymbol{R}$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．

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．

$$\boldsymbol{u}(t)=-\boldsymbol{R}^{-1}\boldsymbol{B}(t)\boldsymbol{P}(t)\boldsymbol{x}(t) \qquad (23)$$

ここで，$\boldsymbol{P}(t)$は，次のRiccati方程式の解である．

$$-\dot{\boldsymbol{P}}(t)=\boldsymbol{P}(t)\boldsymbol{A}(t)+\boldsymbol{A}(t)^T\boldsymbol{P}(t)-\boldsymbol{P}(t)\boldsymbol{B}(t)\boldsymbol{R}^{-1}\boldsymbol{B}(t)^T\boldsymbol{P}(t)+\boldsymbol{Q}$$
$$\boldsymbol{P}(t)=\boldsymbol{0} \qquad (24)$$

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．

$$\boldsymbol{u}(t)=-\boldsymbol{R}^{-1}\boldsymbol{B}\boldsymbol{P}\boldsymbol{x}(t) \qquad (25)$$

ここで，$\boldsymbol{P}$は次のRiccati方程式の定常解である．

$$\boldsymbol{P}\boldsymbol{A}+\boldsymbol{A}^T\boldsymbol{P}-\boldsymbol{P}\boldsymbol{B}\boldsymbol{R}^{-1}\boldsymbol{B}^T\boldsymbol{P}+\boldsymbol{Q}=\boldsymbol{0} \qquad (26)$$

5．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．

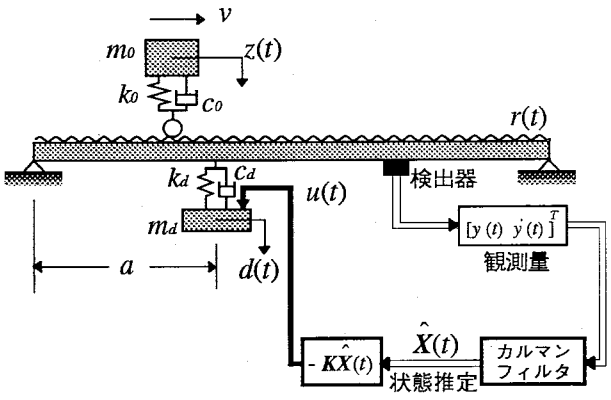


図- 7　カルマンフィルターによる状態推定

時変数系については，時間的変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．

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，オブザーバーあるいはカルマンフィルターである．ここでは，カルマンフィルターについて説明する．

(11)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．

$$\boldsymbol{Y}(t)=\boldsymbol{C}\boldsymbol{X}(t)+\boldsymbol{w}(t) \qquad (27)$$

ここで，$\boldsymbol{w}(t)$は，白色雑音ベクトルで，平均値，0自己相関関数は，

$$E\left[\boldsymbol{w}(t_1)\boldsymbol{w}(t_2)^T\right]=\Sigma\delta(t_1-t_2) \qquad (28)$$

とする．ここに，Σは$\boldsymbol{w}(t)$の強度である．このとき，カルマンフィルターは，次式で与えられる．

$$\dot{\hat{\boldsymbol{X}}}(t)=(\boldsymbol{A}(t)-\boldsymbol{G}_k(t)\boldsymbol{C})\hat{\boldsymbol{X}}(t)+\boldsymbol{G}_k(t)\boldsymbol{Y}(t)$$
$$\hat{\boldsymbol{X}}(t_0)=\boldsymbol{X}_0 \qquad (29)$$

$$\boldsymbol{G}_k(t)=\boldsymbol{S}(t)\boldsymbol{C}^T\Sigma^{-1} \qquad (30)$$

$$\dot{\boldsymbol{S}}(t)=\boldsymbol{A}(t)\boldsymbol{S}(t)+\boldsymbol{S}(t)\boldsymbol{A}^T(t)-\boldsymbol{S}(t)\boldsymbol{C}^T\Sigma^{-1}\boldsymbol{C}\boldsymbol{S}(t)$$
$$+\boldsymbol{B}(t)\boldsymbol{B}^T(t)\sigma^2\ ,\quad \boldsymbol{S}(t_0)=\boldsymbol{S}_0 \qquad (31)$$

図-7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，車両の変位と速度および路面凹凸を推定するものとする．

6．振動制御を実現するために発生する問題

（1）振動制御の実現

これまでは，道路橋交通振動の理論について説明した．振動制御は，制御システムを構成することにより実現できる．次に，振動制御を実現する場合，理論と現実の間に発生する問題について述べる．

図-8は，制御システムと信号の流れを示したものである．構造物の振動が検出されると，信号は制御器で最適制御力の信号に加工され，その信号でアクチュエータ駆動用のパワーを増幅器する．この出力でアクチュエータが駆動され，制御力が発生する．この間が，電気信号の流れになる．情報が伝達される信号の流れと，電力が制御されるパワーの流れに大別される．

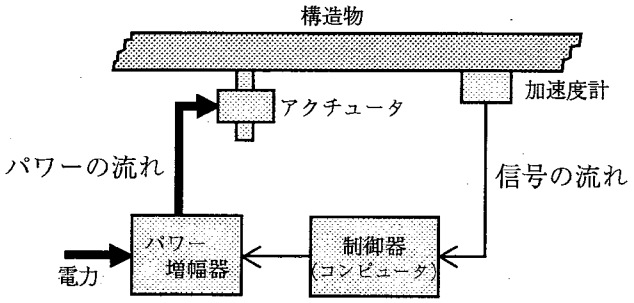


図-8　制御システムと信号の流れ

さらに詳細に，振動検出から制御力の発生までを示したものが，図-9である．この過程で，振動制御を実現するために発生する，様々な問題を示した．振動制御のシミュレーションでは存在しなかった，現実的な制御技術固有の問題が発生する．これらの問題は，制御工学の問題として，解決されているものが多い．

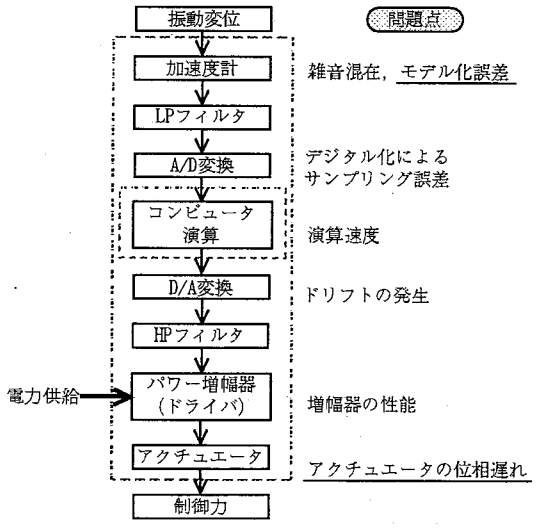


図-9　振動制御を実現するために発生する問題

この中で，制御系に発散振動を引き起こす，特に重要な問題すなわち，(1)アクチュエータの位相遅れによる不安定現象と，(2)モデル化誤差によるスピルオーバーについて説明する．

（2）アクチュエータの位相遅れによる不安定性

1）制御モデルの構成

1自由度系の振動制御を速度フィードバックで実現する問題を考える．構造物に外力 $f(t)$ が作用し，変位応答を $x(t)$ とする．制御力を $u(t)$ とすると，制御系の方程式は，

$$\begin{aligned} \ddot{x}(t)+2h_1\omega_1\dot{x}(t)+\omega_1 x(t)&=u(t)+f(t) \\ u(t)&=-k\dot{x}(t) \end{aligned} \tag{32}$$

となる．ここで，構造物の固有振動数

$f_1=\omega_1/2\pi=3.0$ (Hz)，減衰定数 $h_1=0.005$ とする．

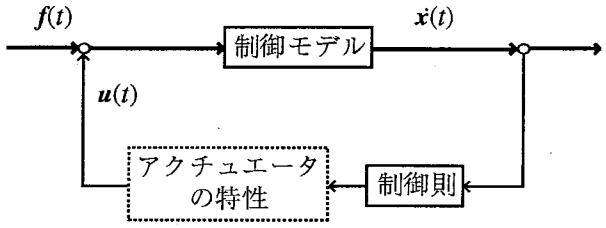


図-10　制御システム

しかし，現実の制御では，アクチュエータの位相遅れがあるために，理想的な制御は実現できない．

そこで，アクチュエータのモデルを次のような4次遅れ系で仮定する．

$$\begin{aligned} &e(t)=-k\dot{x}(t)\ ,\ u(t)=z_1(t) \\ &\dot{z}_1(t)=z_2(t)\ ,\ \dot{z}_3(t)=z_4(t) \\ &\dot{z}_2(t)=-\omega_{a1}^2 z_1(t)-2h_{a1}\omega_{a1}z_2(t)+z_3(t) \\ &\dot{z}_4(t)=-\omega_{a2}^2 z_3(t)-2h_{a2}\omega_{a2}z_4(t)+\dot{x}(t) \end{aligned} \tag{33}$$

特性パラメータを次のように仮定する．

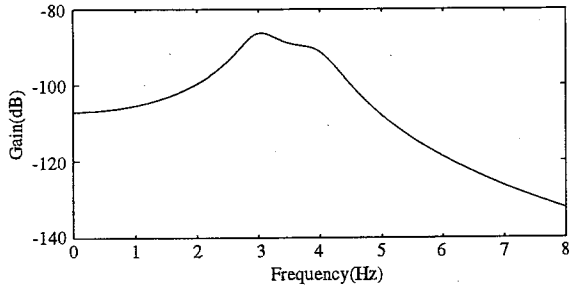
$$f_{a1}=\omega_{a1}/2\pi=3.0\ \text{(Hz)}\ ,\ f_{a2}=\omega_{a2}/2\pi=4.0\ \text{(Hz)}$$
$$h_{a1}=0.1\ ,\ h_{a2}=0.1$$

このアクチュエータの周波数関数をボード線図で示したものが，図-11である．$\omega_{a1}/2\pi=3.0$ (Hz)で位相が 180° 遅れることになる．

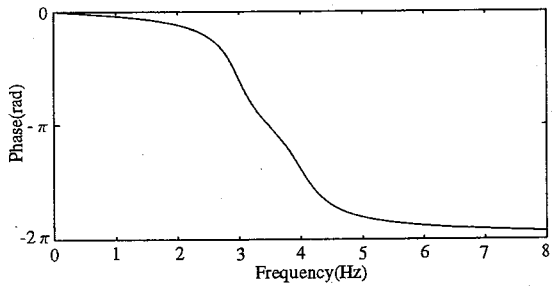
2）構造 - アクチュエータ系の応答

構造物 - アクチュエータ系の周波数応答を求めると図-12のようになる．$k=1000,3000,5000,7000$ における応答を示したものである．3Hz以前の振動には制御ができているが，逆に3Hz以降の振動では，応答が大きくなっていることがわかる．

次に正弦波加振をする．図-13は，$f=3.03$Hzでゲイン $k=6500$ で加振した場合を制御なし，と制御ありの応答を示したものである．3.0Hzで加振した場合は，制御がかかっているが，3.03Hzで加振す



a) ゲイン特性



b) 位相特性

図-11 アクチュエータの周波数応答

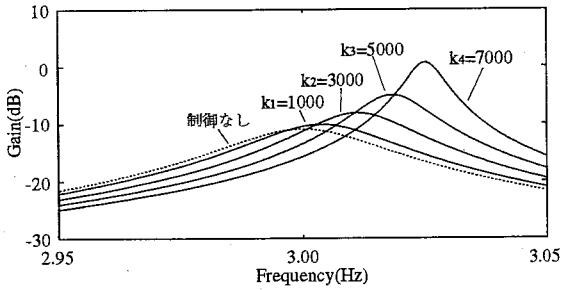
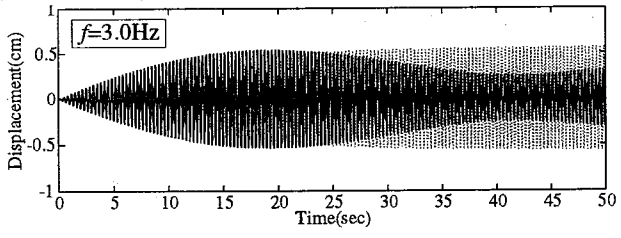
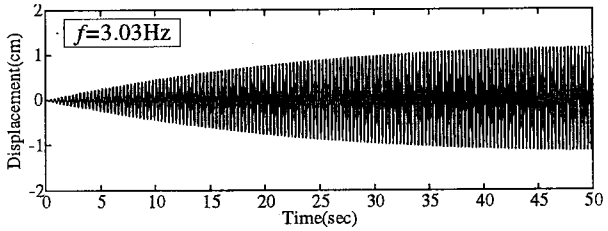


図-12 構造物-アクチュエータの動特性



a) $f=3.0$Hz加振

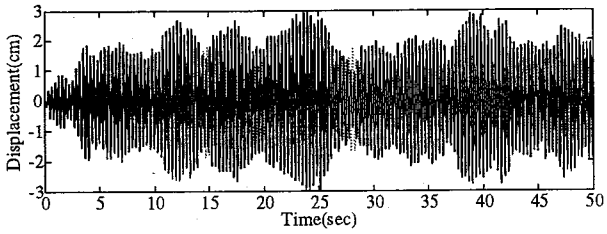


b) $f=3.03$Hz加振

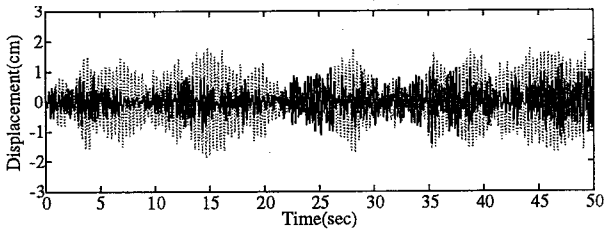
図-13 正弦波加振

ると，アクチュエータの位相遅れのために発散振動を生じている．

さらに，ランダム加振した結果を図-14に示した．アクチュエータの位相特性が悪い場合(f_{a1}=3.0(Hz), f_{a2}=4.0(Hz),k=9000)では，フィードバックゲインをこ



a) $f_{a1}=3.0(\mathrm{Hz}), f_{a2}=4.0(\mathrm{Hz}), k=9000$



b) $f_{a1}=4.0(\mathrm{Hz}), f_{a2}=5.0(\mathrm{Hz}), k=500000$

図-14 ランダム加振

れより大きくする発散振動となり，不安定で制御ができていない．位相特性を良くした場合(f_{a1}=4.0(Hz), f_{a2}=5.0(Hz),k=500000)の結果が図-b）である．ゲインkを大きく取れるので制御ができている．

アクチュエータの位相遅れのために理想的な制御はできない．この位相遅れを補償することにより，制御性能を改善できる．

（3）モデル化誤差によるスピルオーバー

1）制御モデルとモデル化誤差

はりの振動を1自由度と仮定して，振動制御を行うための図-15のようなシステムを考える．

$$y(x,t)=\phi_i(x)q_i(t)$$

$$\boldsymbol{x}(t)=\begin{bmatrix} q_1(t) \\ \dot{q}_1(t) \end{bmatrix}=\phi_1(3L/4)^{-1}\begin{bmatrix} y(3L/4,t) \\ \dot{y}(3L/4,t) \end{bmatrix}$$

$$\dot{\boldsymbol{x}}(t)=\begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\omega_1^2 & -2h_1\omega_1 \end{bmatrix}\boldsymbol{x}(t)+\begin{bmatrix} 0 \\ \phi_1(L/4)/m_1 \end{bmatrix}u(t)+\begin{bmatrix} 0 \\ f(t) \end{bmatrix}$$

$$u(t)=\boldsymbol{K}\boldsymbol{X}(t) \qquad (34)$$

$\boldsymbol{K}$：最適ゲイン行列，$\phi_n(t)=\sin\dfrac{n\pi}{L}x$

最適ゲイン行列を求めると，1自由度系シミュレーションでは，制御は実現する．

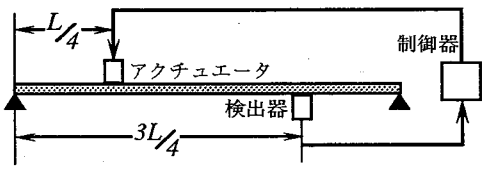


図-15 制御システム

多自由度系では，実際に高次振動が含まれているために，モデル化のための誤差が生じる．ここでは，実モデルを2自由度系として考える．観測量を1自

高次をとることによって
モデル化誤差が生じる スピルオーバー

由度系の場合と同じ3L/4点の変位と速度とする．方程式は，次のようになる．

$$
\begin{aligned}
&y(x,t)=\phi_1(x)q_1(t)+\phi_2(x)q_2(t)\\
&\boldsymbol{x}(t)=\left[q_1(t)\quad q_2(t)\quad \dot{q}_1(t)\quad \dot{q}_2(t)\right]\\
&\dot{\boldsymbol{x}}(t)=\boldsymbol{A}\boldsymbol{x}(t)+\boldsymbol{B}u(t)+\boldsymbol{f}(t)\qquad (35)\\
&\boldsymbol{A}=\begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 1\\ -\omega_1^2 & 0 & -2h_1\omega_1 & 0\\ 0 & -\omega_1^2 & 0 & -2h_2\omega_2 \end{bmatrix}\\
&\boldsymbol{B}=\left[0\quad 0\quad \phi_1(L/4)/m_1\quad \phi_1(L/4)/m_1\right]^T
\end{aligned}
$$

観測地点の変位および速度ベクトルを$y(3L/4,t)$と定義すると，

$$\boldsymbol{y}(3L/4,t)=\left[y(3L/4,t)\quad \dot{y}(3L/4,t)\right]^T \qquad (36)$$

この場合制御力は，次式で表される．

$$
\begin{aligned}
&u(t)=\boldsymbol{K}\phi_1(3L/4)^{-1}\boldsymbol{y}(3L/4,t)\\
&=\boldsymbol{K}\phi_1\left(\frac{3L}{4}\right)^{-1}\begin{bmatrix} \phi_1\left(\frac{3L}{4}\right) & \phi_2\left(\frac{3L}{4}\right) & 0 & 0\\ 0 & 0 & \phi_1\left(\frac{3L}{4}\right) & \phi_2\left(\frac{3L}{4}\right) \end{bmatrix}\begin{bmatrix} q_1(t)\\ q_2(t)\\ \dot{q}_1(t)\\ \dot{q}_2(t) \end{bmatrix}
\end{aligned}
\qquad (37)
$$

実際は，２自由度系であるために，検出点とアクチュエータが同位相であれば安定であるが，逆位相になると不安定になる．すなわち，モデル化誤差によりスピルオーバーが発生する．

２）制御結果

制御結果を以下に示した．図-16は制御モデルである１自由度系の制御結果を示したものである．実際の制御では図-17のa),b)のように，検出点の位置によってスピルオーバーが発生する．自由減衰振動により，これらの関係を示したものが，図-18である．２次振動モードでスピルオーバーが発生している．

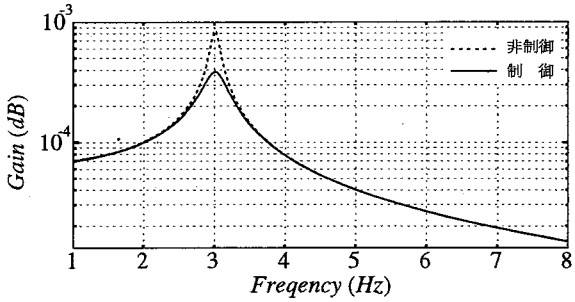
スピルオーバーは，多自由度系の制御では，しばしば発生する問題であり，ローパスフィルターの使用や，検出点とアクチュエータの設置点の選定により回避できる．H^{∞}制御理論の適用など考えられる．

７．振動制御の実現とそのモデル化

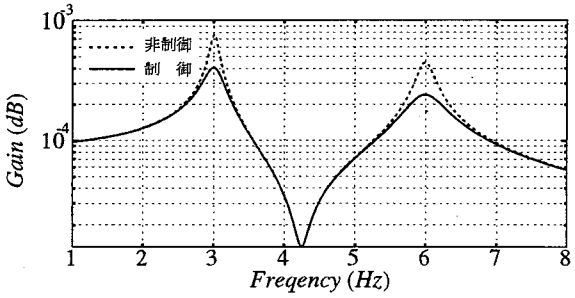
（１）振動制御用模型

振動制御を実現するために，図-19のような模型を製作し，制御対象とした．この模型はアクリルの板を橋体，ワイヤーをケーブルと考え，アクリルの板の下にアクチュエータを移動させるための円筒形のアクリルを付け，両端から計４本のワイヤーで吊ったものである．円筒形のアクリルの中にはレールを固定させた．この模型のワイヤーも含めた全質量は0.965kgである．

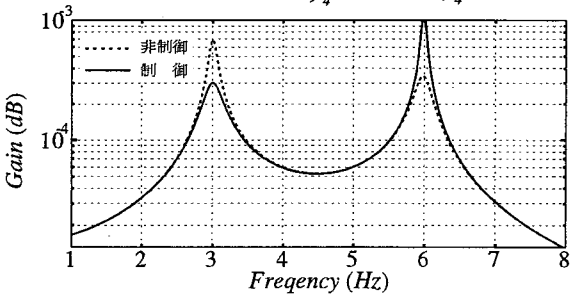
製作した模型の振動特性を調べるために自由振動試験を行った．図-20に自由振動による模型の加速



図－16　１自由度系の制御

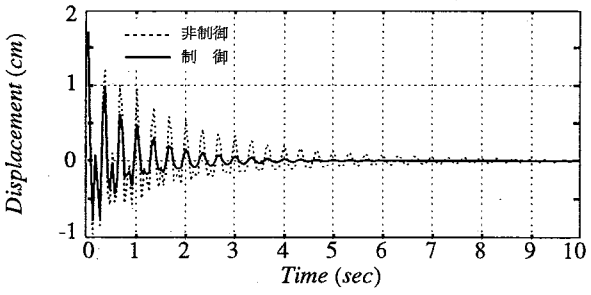


a) アクチュエータ$L/4$点・検出点$L/4$点

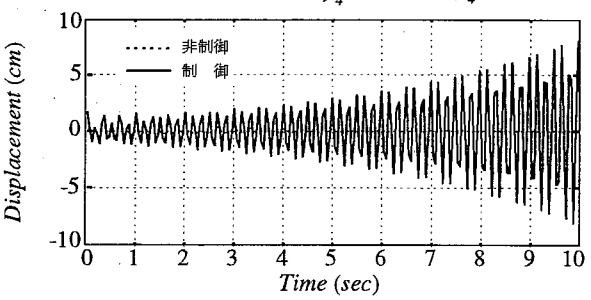


b) アクチュエータ$L/4$点・検出点$3L/4$点

図－17　スピルオーバーの発生



a) アクチュエータ$L/4$点・検出点$L/4$点



b) アクチュエータ$L/4$点・検出点$3L/4$点

図－18　時刻歴応答

度の波形を示す．また，試験結果を表-1に示す．

構造物を吊るためのワイヤーの長さl，質量mの吊構造物が支持構造により鉛直に吊られている．こ

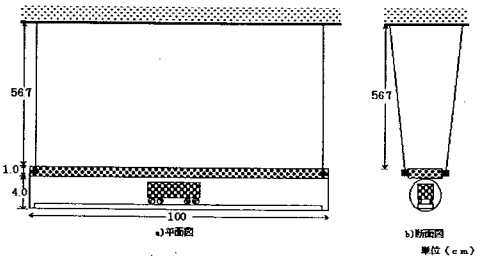


図-19　吊構造模型

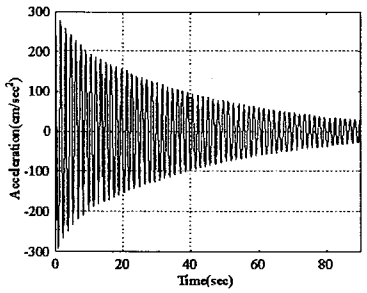


図-20　自由振動による加速度応答

表-1　吊構造模型の振動特性

固有振動数（Ｈｚ）	0.666
減衰定数　h	0.006

の時，原点を吊構造物の中心とし，水平方向の変位をx，鉛直方向の変位をyとする．この吊構造物が静止時からの振れ角をθの場合の運動方程式は次式で与えられる．

$$m\ddot{x} = -2T\sin\theta + u(t) + f(t) \qquad (38)$$

ここで，T，gは，それぞれケーブルの張力，重力加速度である．

y軸方向の加速度は微小なので

$$2T = mg/\cos\theta \qquad (39)$$

が得られる．(38)式を(39)式に代入し，θが小さい場合には，近似的に$\tan\theta \fallingdotseq x/l$となるので$k = mg/l$となる．減衰力を考えると

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = u(t) + f(t) \qquad (40)$$

が得られる．ここに，固有円振動数は$\omega_1^2 = g/l$である．この模型の固有振動数は，ワイヤーの長さをl=0.567(m)とすると，$f \fallingdotseq 0.6617$(Hz)となり，実験値と一致する．

（2）振動制御用アクチュエータの構造と動特性

今回の実験では，アクチュエータとして鉄道模型の機関車を採用した．このアクチュエータを図-21に示す．このアクチュエータは，外部からのエネルギーとしてレールに電気を供給し，車輪を通してモーターを駆動させ移動するものである．図-22に得られたアクチュエータの周波数特性を示す．この図の横軸は周波数を表し，縦軸はラジアンである．

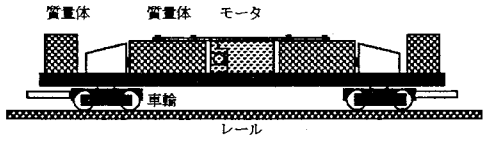


図-21　アクチュエータ

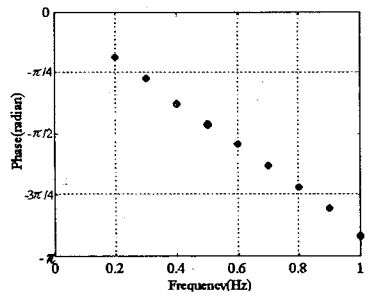


図-22　アクチュエータの振動特性

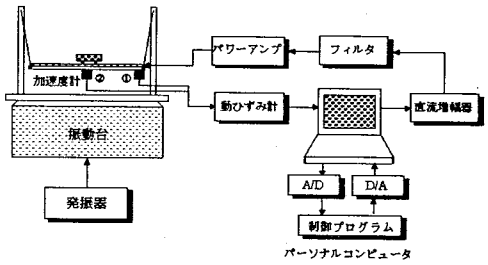


図-23　実験システム

表-2　使用した制御器

制御用コントローラ　ThinkPad 315C（IBM製）
A/D・D/Aコンバータ　DAQCard（ナショナルインスツルメンツ社製）
計測・解析ソフトウェア　LabVIEW（ナショナルインスツルメンツ社製）

（3）制御器について

製作した模型の振動制御を確認するために，自由振動による振動制御実験を行った．制御則には，単純速度フィードバック制御を適用した．本実験の実験システムを図-23，表-2に使用した制御器を示す．模型の①に設置した動ひずみ型加速度計より検出された加速度信号を動ひずみ計に取り込む．その入力信号をパーソナルコンピュータ内でA/D変換を行い，数値積分を行うことにより速度信号を算出し，その出力信号をD/A変換する．この出力信号を直流増幅器とフィルタ，パワーアンプを通してレールに伝達することで，アクチュエータのモーターが駆動し，制御力を発生させる．制御力は，数値積分により算出した速度に対して，直流増幅器のレンジを変化させることにより，単純に比例した負の力として，フィードバックさせた．

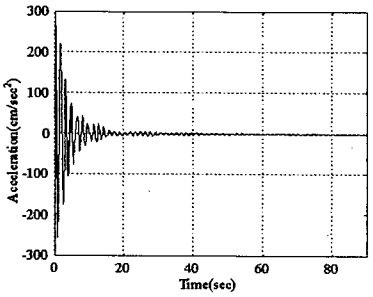


図-24　自由減衰振動（ゲイン500）

（4）振動制御の結果

振動実験から得た実験結果を図-24に示した．制御なしの場合の加速度応答は図-20である．図-24は制御力のゲイン500に増加させた場合の加速度応答である．この波形を見ると，ゲインの増加による制御力の強化に伴って，減衰が大きくなっている．

これらの結果から，良好な振動制御が可能であることがわかる．

参考文献

1) Meirovitch,L.:Introduction To Dynamics Control,Jhon Wiley & Sons.Inc.,1985
2) Leipholz,H.H.E. and M.Abdel-Rohman:Control of Structures,Martinanus Nijhoff Publishers,1986
3) Inman D.J.:Vibration with Control Mesurment and Stability,Printice-Hall International, Inc,1989.
4) Soong,T.T.:Active Structural Control,Theory and Practice:Longman Scientific &Technical,1990
5) Meirovitch,L.:Dynamics and Control of Structures,Jhon Wiley & Sons.Inc.,1990
6) 小堀 鐸二：制震構造，鹿島出版会，1993
7) Fuller,C.R. ,S.J.Elliott and P.A.Nelson:Active Control Vibration:Academic Press,1996.
8) 山口宏樹：構造振動・制御,共立出版株式会社,1996
9) 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，第2章5節交通振動軽減対策，振動制御コロキウム PART A,1991.7
10) 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，第3章構造物のパッシブコントロール～TMDを中心にして～，振動制御コロキウム PART A,1991.7
11) 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，第4章構造物のアクティブコントロール，振動制御コロキウム PART A,1991.7
12) 岡林隆敏：交通振動制御の可能性－Ⅱ．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 構造物の振動制御（2），pp.195-202,1993.8.
13) 岡林隆敏：橋桁振動の低減による交通環境振動制御，第3回振動制御コロキウム，PART A 構造物の振動制御（3），pp.27-37,1995.8.
14) 岡林隆敏：交通振動のパッシブ制御とアクティブ制御，橋梁振動制御に関するコロキウム論文集，PART A，pp.121-131,1995.11.
15) 岡林隆敏，高木真一郎，山森和博，下田郁夫：自走式アクチュエータによる吊り構造物の極低域振動の制御，橋梁振動コロキウム,1997.10（金沢）投稿論文

（1997.8.29 受付）

PASSIVE AND ACTIVE VIBRATION CONTROL OF HIGHWAY BRIDGES
- Vibration Control Theory and Practice -

Passive and active vibration control methods for the highway bridges under traffic loads are presented. Furthermore some problems about to realize the practical vibration control are adopted.

For the vibration control methods, the optimum design method of dynamic dampers, the optimum feedback contro method and the state estimation by the Kalman filter are explained. For the actual vibration control, unstable vibration due to the phase lag of the actuator and the spilover caused by the modeling error are shown.

一般投稿論文

パワーを使う理由

外力を受ける構造物の構造減衰パワーの解析

岡林隆敏[1]・林英次郎[2]・馬渡あかね[3]・小城知代[4]

[1]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科（〒852　長崎市文教町1-14）
[2]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎市文教町1-14）
[3]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎市文教町1-14）
[4]正会員　豊福設計株式会社　（〒810　福岡市中央区舞鶴3-1-30）

構造物の振動制御を行うためには，動吸振器や様々なアクチュエタ等の制御装置を用いる必要がある．振動制御の効果は，これらの装置から系外に放出される散逸パワーにより評価されるものと考えられる．このような視点から構造物の振動による減衰のメカニズムをパワーの流れとしてとらえ，これを可視化することを試みた．解析の対象を５自由度系の構造物として，地震外力が作用した場合，外力による仕事と散逸パワーの関係を構造物の減衰定数をパラメータにして検討したものである．

Key Words： *vibration control, damping, energy dissipation, earthquake response*

１．はじめに

構造物の振動制御を考える場合，土木構造物は機械構造物と比べて規模が大きいために，制御力を発生させる装置の性能が問題になる．パッシブ制御における動吸振器や，アクティブ制御におけるアクチュエータの設計において，制御装置から発生させられるパワー[1)]が設計の目安になる．制御対象の構造物の規模が比較的小さく，制御装置の出力パワーに余裕がある場合は，制御装置の出力パワーを特に問題にしなくても制御装置の設計が可能である．しかし，土木構造物のように大規模な構造物の振動制御の場合，出力パワーが確保できる制御装置を設計することが重要な問題となる．土木構造物のように大規模な構造物の振動制御では，制御力は構造物の減衰効果を高めるために使われる場合が多い．

そこで，土木構造物の振動制御を考える場合，振動している構造物の，外力による仕事，振動エネルギーさらに減衰エネルギー[2)3)4)5)]の収支を考える必要がある．本論文は，地震外力を受けて振動する構造物を対象に，外力により構造物に持ち込まれる仕事と，構造物の減衰により構造物の外に放出される減衰パワーの関係について検討を加えたものである．

構造物の減衰を評価する，減衰定数マトリクスは理論的に計算できない．これらの量は実験的に求められるが，通常，振動実験ではモード減衰[6)7)]が求められる．そこで，モード減衰から減衰定数マトリクスを評価した．次に，構造物に外力が作用して構造物が振動するとき，構造物に導入されたエネルギーは，構造解析を有限要素法でモデル化した場合，各要素から減衰エネルギーとして系外に放出される．さらに，応答をモード分解して表示すれば，各振動次数のモードにより放出される減衰エネルギーとして評価される．本論文では，５自由度系の構造物に地震外力が作用した場合を事例にして，各質点から放出される減衰エネルギーと各次振動において放出される減衰エネルギーの関係を示した．

２．解析モデルと運動方程式

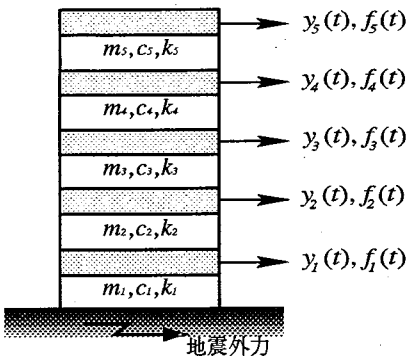
図－１に本研究において，解析の対象とした５自由度系構造物を示す．$y_i(t)$，$f_i(t)$は，i質点の変位とそこに作用する外力である．また，m_i，c_i，k_iはそれぞれi質点の質量と，i質点と$i-1$質点間の減衰係数とばね定数である．**表－１**に構造物の諸元を示す．この構造物の変位ベクトル$\boldsymbol{y}(t)$を

$$\boldsymbol{y}(t)=\left[y_1(t)\ y_2(t)\ y_3(t)\ y_4(t)\ y_5(t)\right]^T \qquad (1)$$

と定義し，各質点に作用する外力ベクトル$\boldsymbol{f}(t)$を

$$\boldsymbol{f}(t)=\left[f_1(t)\ f_2(t)\ f_3(t)\ f_4(t)\ f_5(t)\right]^T \qquad (2)$$

と定義すると，減衰と外力が作用する構造物の運動方程式は，質量マトリクス$\boldsymbol{m}$，減衰係数マトリク



図－1　5自由度系構造物

表－1　構造物の諸元

項　目	各層の諸元
質　量	$5.5\ \ tf\cdot sec/m^2$
高　さ	$4.0\ \ m$
ばね定数	$1.61\times10^3\ \ tf/m$
弾性係数	$2.1\times10^7\ \ tf/m^2$
断面2次モーメント	$2.1\times10^{-4}\ \ m^4$

スc，剛性マトリクスkを用いて次式で表される．

$$\boldsymbol{m}\ddot{\boldsymbol{y}}(t)+\boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{y}}(t)+\boldsymbol{k}\boldsymbol{y}(t)=\boldsymbol{f}(t) \qquad (3)$$

非減衰系の基準座標ベクトル

$$\boldsymbol{q}(t)=\left[q_1(t)\ q_2(t)\ q_3(t)\ q_4(t)\ q_5(t)\right]^T \qquad (4)$$

と，振動モードマトリクス$\boldsymbol{\Phi}$により，変位は

$$\boldsymbol{y}(t)=\boldsymbol{\Phi}\boldsymbol{q}(t) \qquad (5)$$

と表される．

ここで，振動モードマトリクスを

$$\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{m}\boldsymbol{\Phi}=\boldsymbol{I} \qquad (6)$$

で規準化する．$\boldsymbol{I}$は単位マトリクスであり，減衰係数マトリクスと剛性マトリクスは対角化されて

$$\boldsymbol{H}=\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{c}\boldsymbol{\Phi}=\begin{bmatrix}2h_1\omega_1 & & 0\\ & \ddots & \\ 0 & & 2h_5\omega_5\end{bmatrix} \qquad (7)$$

$$\boldsymbol{\Omega}=\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{k}\boldsymbol{\Phi}=\begin{bmatrix}\omega_1^2 & & 0\\ & \ddots & \\ 0 & & \omega_5^2\end{bmatrix} \qquad (8)$$

となる．ここで，h_iおよびω_iはそれぞれi次振動の減衰定数および固有円振動数である．このような表記により，(3)式の運動方程式は

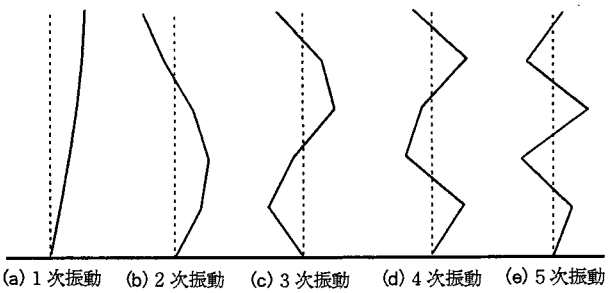
$$\ddot{\boldsymbol{q}}(t)+\boldsymbol{H}\dot{\boldsymbol{q}}(t)+\boldsymbol{\Omega}\boldsymbol{q}(t)=\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{f}(t) \qquad (9)$$

で与えられる．

速度と変位の応答ベクトル$\boldsymbol{Y}(t)$を

表－2　5自由度系構造物の振動特性

振動次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数	
		case 1	case 2
1 次	0.7724	0.02	0.01
2 次	2.2599	0.02	0.02
3 次	3.5625	0.02	0.03
4 次	4.5765	0.02	0.04
5 次	5.2198	0.02	0.05



図－2　5自由度系構造物の振動モード

$$\boldsymbol{Y}(t)=\left[\boldsymbol{y}(t)^T\ \dot{\boldsymbol{y}}(t)^T\right]^T \qquad (10)$$

のように定義し，(9)式の運動方程式を状態空間表示するために，次のような状態変数

$$\boldsymbol{X}(t)=\left[\boldsymbol{q}(t)^T\ \dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\right]^T \qquad (11)$$

を用いると，(5)，(9)式は以下のように表される．

$$\dot{\boldsymbol{X}}(t)=\boldsymbol{A}\boldsymbol{X}(t)+\boldsymbol{B}\boldsymbol{f}(t) \qquad (12)$$

$$\boldsymbol{Y}(t)=\boldsymbol{C}\boldsymbol{X}(t) \qquad (13)$$

ここで，各係数マトリクス$\boldsymbol{A}$，$\boldsymbol{B}$，および$\boldsymbol{C}$は次のように表される．

$$\boldsymbol{A}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{0} & \boldsymbol{I}\\ -\boldsymbol{\Omega} & -\boldsymbol{H}\end{bmatrix},\boldsymbol{B}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{0}\\ \boldsymbol{\Phi}^T\end{bmatrix},\boldsymbol{C}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{\Phi} & \boldsymbol{0}\\ \boldsymbol{0} & \boldsymbol{\Phi}\end{bmatrix} \qquad (14)$$

本解析に用いた5自由度系構造物の振動特性を表－2に示す．本研究では，減衰定数を各次振動で一定の場合と振動次数に比例させた場合をそれぞれ*case1*，*case2*と設定し，数値解析を行った．また，図－2に振動モードを示している．

3．5自由度系構造物における減衰パワー

（1）構造物のエネルギーおよびパワーの定義式

(3)式の5自由度系構造物の運動方程式に，左側から両辺に$\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T$をかけると，5自由度系構造物の0から$t$時におけるエネルギーのつり合い式は次のように表すことができる．

$$\int_0^t \dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{f}(t)dt = \frac{1}{2}\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{m}\dot{\boldsymbol{y}}(t)+\frac{1}{2}\boldsymbol{y}(t)^T \boldsymbol{k}\boldsymbol{y}(t)+\int_0^t \dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{y}}(t)dt \quad (15)$$

ここで，各エネルギーを次のように定義する．

$$E(t)=\int_0^t \dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{f}(t)dt \quad (16)$$

$$V(t)=\frac{1}{2}\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{m}\dot{\boldsymbol{y}}(t)+\frac{1}{2}\boldsymbol{y}(t)^T \boldsymbol{k}\boldsymbol{y}(t) \quad (17)$$

$$D(t)=\int_0^t \dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{y}}(t)dt \quad (18)$$

$E(t)$は外力によるエネルギーを，$V(t)$は振動エネルギーを表し，$D(t)$は散逸エネルギーを表す．これらを用いることにより，(15)式の運動エネルギーのつり合い式は

$$E(t)=V(t)+D(t) \quad (19)$$

と表すことができる．エネルギーの時間的変化量がパワーであるので各パワーを次のように定義する．

$$P_E(t)=\frac{dE(t)}{dt}=\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{f}(t) \quad (20)$$

$$P_V(t)=\frac{dV(t)}{dt}=\frac{d}{dt}\left\{\frac{1}{2}\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{m}\dot{\boldsymbol{y}}(t)+\frac{1}{2}\boldsymbol{y}(t)^T \boldsymbol{k}\boldsymbol{y}(t)\right\} \quad (21)$$

$$P_D(t)=\frac{dD(t)}{dt}=\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T \boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{y}}(t) \quad (22)$$

$P_E(t)$は外力によるパワーを，$P_V(t)$は構造物の振動のパワーを表し，$P_D(t)$は減衰パワーを表す．これらを用いることにより，パワーのつり合い式は

$$P_E(t)=P_V(t)+P_D(t) \quad (23)$$

と表すことができる．

（2）各質点・各次振動における減衰パワー

構造物のk質点目の減衰パワーを$P_D^k(t)$とすると，$P_D^k(t)$は次式で表される．

$$P_D^k(t)=\boldsymbol{c}_k\dot{y}(t)\dot{y}_k(t) \quad (24)$$

ここで，$\boldsymbol{c}_k$はk質点目の減衰係数ベクトルであり，$\dot{y}_k(t)$はk質点における速度応答である．$\dot{y}_k$をモード分解すると，次式のようになる．

$$\dot{y}_k=\boldsymbol{\phi}_k\dot{\boldsymbol{q}}(t)=\dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\boldsymbol{\phi}_k^T \quad (25)$$

$\boldsymbol{\phi}_k$はk質点の振動モードベクトルである．(25)式より，$P_D^k(t)$は次式のようにも表すことができる．

$$P_D^k(t)=\boldsymbol{c}_k\boldsymbol{\Phi}\dot{\boldsymbol{q}}(t)\dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\boldsymbol{\phi}_k^T \quad (26)$$

次に，各次振動の減衰パワーを求める．構造物のj次振動の減衰パワーを$P_D^j(t)$とすると，$P_D^j(t)$は次式で表される．

$$P_D^j(t)=2h_j\omega_j\dot{q}_j(t)^2 \quad (27)$$

ここで，$2h_j\omega_j$，$\dot{q}_j(t)$はそれぞれj次振動におけるモード減衰，基準座標である．

構造物全体の減衰パワーは，各質点における減衰パワーの和として，あるいは各次振動における減衰パワーの和として評価できる．また，構造物全体の減衰パワーは，各質点における減衰パワーあるいは，各次振動における減衰パワーに分解することができる．これは，減衰パワーの物理的座標における表現と，モード座標における表現になっている．そこで，5自由度系構造物全体の減衰パワー$P_D(t)$は，$P_D^k(t)$，$P_D^j(t)$を用いて次式のように表現できる．

$$P_D(t)=\sum_{k=1}^{5}P_D^k(t)=\sum_{j=1}^{5}P_D^j(t) \quad (28)$$

4．減衰係数の構造同定

各質点から放出される減衰パワーを求めるには，減衰係数マトリクス$\boldsymbol{c}$が必要になる．しかし，$\boldsymbol{c}$は理論的に求めることはできない．減衰係数に比例減衰係数を仮定した場合，$\boldsymbol{c}$は次式で与えられる．

$$\boldsymbol{c}=\alpha\boldsymbol{m}+\beta\boldsymbol{k} \quad (29)$$

構造物の減衰が小さい場合，このような仮定に基づく非比例減衰系として取扱うことができる．しかし，いずれにしても構造物の減衰係数は実験的に求めざるを得ない．さらに，実験から直接$\boldsymbol{c}$を求めることは困難である．通常振動実験では，モード減衰が求められている．そこで，モード減衰から$\boldsymbol{c}$を構造同定する方法を考える．(7)式の関係より，$\boldsymbol{c}$は減衰定数マトリクス$\boldsymbol{H}$から

$$\boldsymbol{c}=\left(\boldsymbol{\Phi}^T\right)^{-1}\boldsymbol{H}(\boldsymbol{\Phi})^{-1} \quad (30)$$

の形で求めることができる．構造系の固有円振動数$\omega_i(i=1\cdots n)$が求められていると，減衰定数$h_i(i=1\cdots n)$が求まり，振動モードが得られれば，$\boldsymbol{c}$を推定することが可能になる．

しかし，一般的に多自由度系の構造物において，実験的に求められる減衰定数は低次振動のものに限られている．したがって，減衰定数の少ない情報から$\boldsymbol{c}$を求めることになる．実際の土木構造物の振動現象から見ると，外力に卓越した高次振動は含まれていないために，高次振動は励起されないことが考えられる．本論文で扱う数値計算では，5自由度系であるために全モード減衰が求められるものとして計算を行った．数値計算では次のような減衰モードを仮定した．

1) *case1*の場合

各次振動において，減衰定数を一定として

$$\boldsymbol{h}=[0.02\ 0.02\ 0.02\ 0.02\ 0.02] \qquad (31)$$

を考えた．

2) *case2*の場合

振動次数に比例して減衰定数が大きくなるとして

$$\boldsymbol{h}=[0.01\ 0.02\ 0.03\ 0.04\ 0.05] \qquad (32)$$

を考えた．

*case1*および*case2*における減衰係数マトリクス$\boldsymbol{c}$を$\boldsymbol{c}_1$，$\boldsymbol{c}_2$とすると，以下のようになる．

$$\boldsymbol{c}_1=\begin{bmatrix} 0.0510 & -0.0146 & -0.0025 & -0.0010 & -0.0006 \\ -0.0146 & 0.0485 & -0.0156 & -0.0032 & -0.0017 \\ -0.0025 & -0.0156 & 0.0479 & -0.0163 & -0.0042 \\ -0.0010 & -0.0032 & -0.0163 & 0.0469 & -0.0188 \\ -0.0006 & -0.0017 & -0.0042 & -0.0188 & 0.0322 \end{bmatrix} \qquad (33)$$

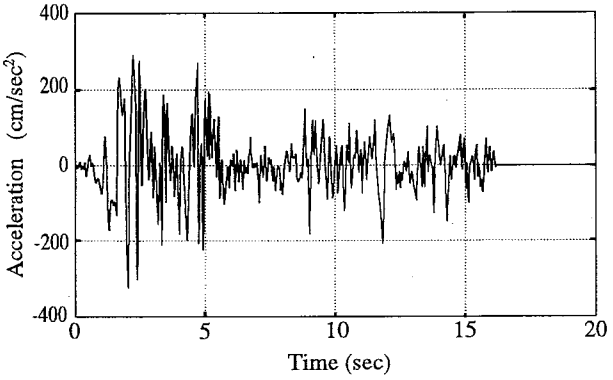
$$\boldsymbol{c}_2=\begin{bmatrix} 0.0902 & -0.0476 & 0.0042 & -0.0017 & 0.0002 \\ -0.0476 & 0.0944 & -0.0493 & 0.0044 & -0.0015 \\ 0.0042 & -0.0493 & 0.0946 & -0.0491 & 0.0027 \\ -0.0017 & 0.0044 & -0.0491 & 0.0929 & -0.0449 \\ 0.0002 & -0.0015 & 0.0027 & -0.0449 & 0.0453 \end{bmatrix} \qquad (34)$$

5．解析結果と考察

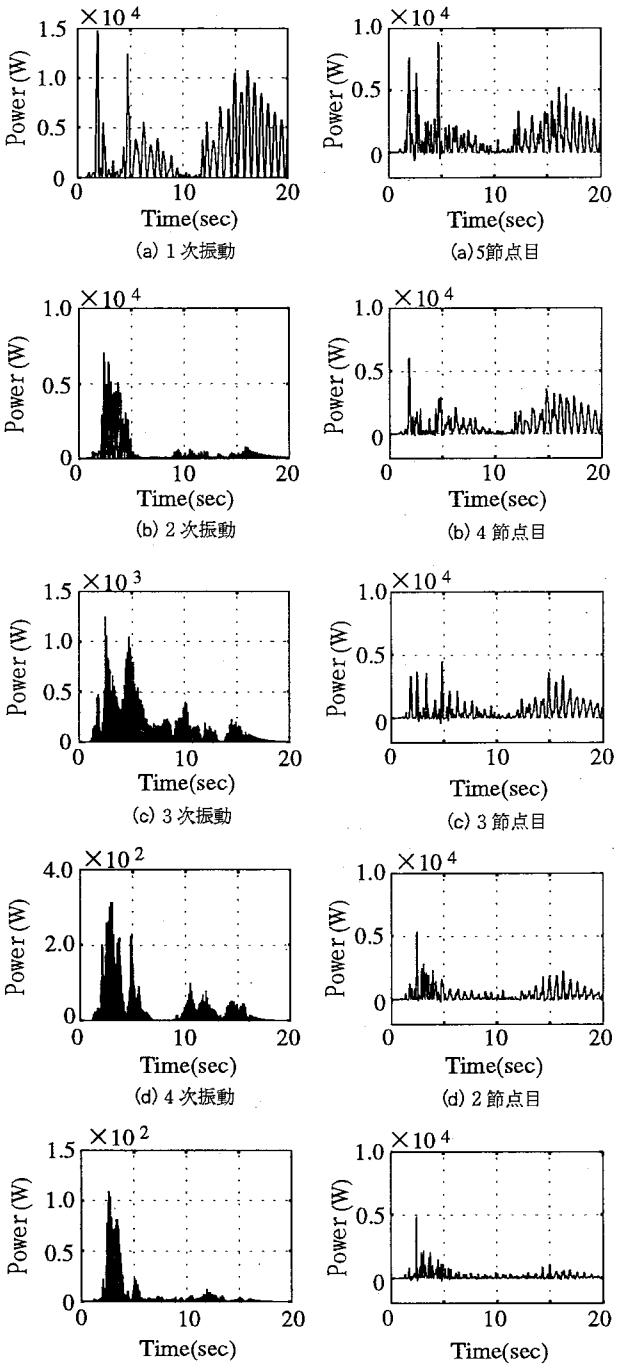
本研究の地震外力として用いた，El-Centro地震の*20*秒間の加速度応答波形を図－3に示す．この地震外力は，*16*秒間の地震が作用した後は地震外力を*0*としている．このため応答解析では，*16*秒間の地震応答解析の後，自由減衰振動となる．

(1) 減衰定数が一定の場合 (*case1*)

減衰定数が各次振動において一定である*case1*のとき，この地震外力が5自由度系構造物に作用した場合の，*20*秒間の減衰パワー計算結果を図－4に示す．図－4 (1)は，各次振動モードの減衰パワーである．低次振動からのパワーの散逸量が多く，高次振動になるにつれてパワーの散逸量は減少する．特に，1次振動による減衰パワーの散逸は著しく，その最大値は約$1.5\times10^4(W)$である．また，地震発生から*16*秒間は，各次振動からの減衰パワーの散逸が見られるが，自由減衰振動となる*16*秒以降は，ほぼ1次振動からのパワーの散逸しか見られない．これは，構造物が比較的単純な形態をしており，1次振動が支配的になる構造形態であるためだと考えられる．また，図－4 (2)は，各質点から放出される減衰パワーである．パワーの最大値は5質点目で発生しており，約$0.8\times10^4(W)$である．各次振動での減衰パワーにおいては低次振動から高次振動でパワーの散逸量に差が見られ，またグラフの形態の違いも見られるが，各質点の減衰パワーは，1質点目



図－3　El-Centro地震加速度応答波形

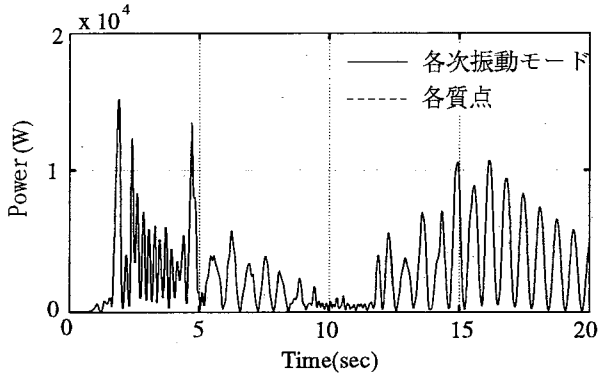


(1)　各次振動モード　　(2)　各節点

図－4　減衰パワー計算結果　(*case1*)

から５質点目でパワーの散逸量に著しい差は見られない．さらに，グラフの形態は，各質点で同じ形態を保っている．これは，この構造物は１次振動が支配的であるために，１次振動モードが卓越した振動形になっているためである．

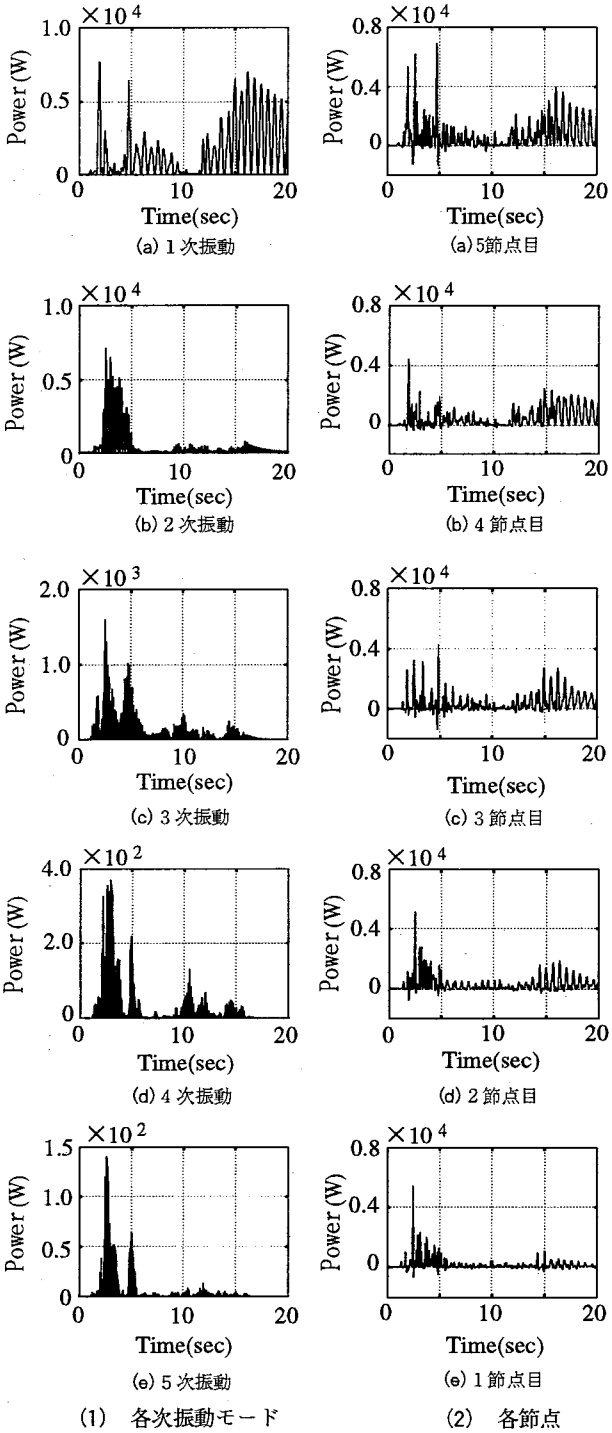
構造物全体の減衰パワーを示したものが図－５である．構造物全体の減衰パワーは，各次振動を合成して計算する場合と，各質点から放出される減衰パワーを合成することにより求めることができる．図において，実線が各次振動を合成した結果であり，点線が各質点で計算した結果である．両者の結果は，ほぼ一致していることが分かる．減衰パワーの最大値は，$1.5\times10^{4}(W)$であり，地震外力後2.5秒付近で発生している．減衰パワーの波形では，初期の0から5秒付近では，高次振動の影響が見られるが，16秒以降では，ほぼ１次振動のみの振動となっている．



図－５　構造物全体の減衰パワー計算結果（*case1*）

（２）減衰定数が変化する場合（*case2*）

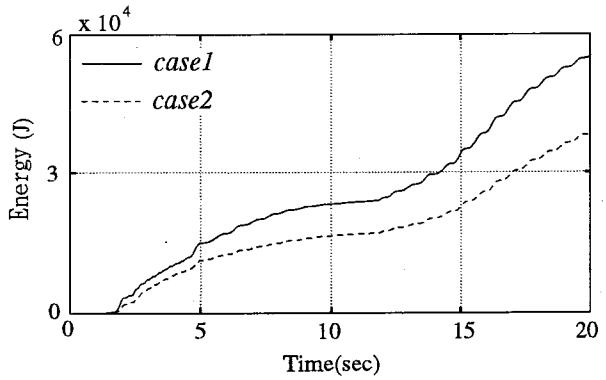
減衰定数が変化する*case2*のとき，地震外力が５自由度系構造物に作用した場合の，20秒間の減衰パワー計算結果を図－６に示す．図－６(1)は，各次振動モードの減衰パワーである．*case1*の場合と同様に１次振動による減衰パワーの散逸が著しく，その最大値は$0.76\times10^{4}(W)$である．*case2*の場合は，１次振動でのパワーの散逸量は，*case1*の場合と比べて大きく減少しており，これは*case2*の１次振動の減衰定数が，*case1*の半分の0.1であるためと考えられる．また，２次振動から５次振動でのパワーの散逸量に，*case1*との著しい差は見られない．これより，減衰定数を変化させて設定した場合，１次振動によるパワーの散逸量に大きく影響するが，高次のパワーの散逸量には，あまり影響しないことが分かる．また，図－６(2)は，各質点から放出される減衰パワーである．パワーの最大値は５質点目で発生しており，その値は約$0.7\times10^{4}(W)$である．また，１質点目から５質点目でパワーの散逸量に著しい差は見られず，グラフの形態も，ほぼ同じ形態を保っている．*case1*の結果と比較すると，*case2*の場合には，４質点目でパワーの散逸量が若干減少しているが，その他の質点ではほぼ同じ散逸量であり，またグラフの形態にも著しい変化は見られない．これより，減衰定数を変化させて設定した場合，各質点でのパワーの散逸量にあまり影響しないといえる．



図－６　減衰パワー計算結果　（*case2*）

(3) 散逸エネルギー解析結果

構造物全体の20秒間の散逸エネルギーの計算結果を図－７に示す．実線が*case1*の場合であり，点線が*case2*の場合である．散逸エネルギーの収束値



図－7　構造物全体の散逸エネルギー計算結果

は，*case1*の場合は約$5.5\times10^4(J)$，*case2*の場合は約$3.8\times10^4(J)$であり，*case1*の場合がエネルギーの散逸量が大きい．これは，*case1*の場合の方が１次振動の減衰定数が大きいためであると考えられる．

このように，減衰定数あるいは減衰係数の分布により，構造物から放出されるエネルギーの量は変化する．減衰定数あるいは減衰係数の分布と構造物全体のエネルギーの消費を検討する必要がある．

6．まとめ

本研究では，５自由度系構造物に地震外力が作用する場合に，各次振動において放出される減衰パワーと各質点から放出される減衰パワーを計算し，構造物全体から放出される散逸エネルギーの評価を行った．さらに，構造物の各次振動の減衰定数を変化させて設定した場合の，減衰パワーの散逸量の変化についても検討を行った．本研究で得られた結果をまとめると次のようになる．

（１）本研究では，外力により構造物に持ち込まれるパワーと構造物全体の減衰パワーとして消費されるパワーの関係を明確にした．

（２）振動モード減衰から減衰係数マトリクスを同定する試みを行い，５自由度系構造物においてこれらの関係を示した．

（３）地震外力が作用する５自由度系構造物を例に，振動モード領域における減衰パワーと，構造物の質点における減衰パワーを計算し，異なる領域で減衰パワーが表されることを示した．

（４）振動する構造物を有限要素法でモデル化した場合，振動減衰パワーは各部材より放出される．実験からモード減衰を求め，各節点から放出される減衰パワーを計算する手法を確立することができた．

本研究は，構造物が振動する場合の全エネルギーを計算し，各質点から放出される減衰パワーを計算することを目的としたものである．今後，より現実的な構造モデルに適用し，構造物から放出される減衰パワーの評価を行いたいと考えている．

参考文献

1）Richard H.Lyon,Richard G,DeJong:THEORY AND APPLICATION OF STATISTICAL ENERGY ANALYSIS,Second Edition,Butterworth Heine-mann,1995.

2）Hiroki Yamaguchi, Masahiro Takahashi:DAMPING ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGES, Int. Conf.on Urban Eng.Nov,1996

3）中島正愛，吉良圭史，辻文三：構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法，日本建築学会構造系論文集，第494号，pp99-105,1997.4.

4）Robert D.Blevins:flow-induced vibration, VANNOSTRAND REINHOLD COMPANY,1977.

5）Walter C.hurty,Moshe F.Rubinstein:DYNAMICS OF STRUCTURES,Prentice-Hall,Inc.,1964.

6）山口宏樹：ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論，鋼構造論文集，第１巻３号，pp129-138,1994.9.

7）山口弘樹，高野晴夫，小笠原政文，下里哲弘，加藤真志，岡田淳：鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定，土木学会論文集，No.543.(I-36), pp247-258,1996.7

（1997.8.29受付）

THE DAMPING POWER ANALYSIS OF STRUCTURES UNDER EXCITATIONS

To do the vibration control of structures, tuned mass dampers and many kinds of actuators are used. It is thought that effect of vibration control can be evaluated by damping power dissipated from these devices out of the system.

From such point of view, we saw the mechanism of damping by vibration as a flow of power, and tried to make it visual expression. When an earthquake force acted to a structure of 5-degrees of freedom, the relation of work done by excited force and dissipated power is studied by using the damping constant of structure as parameter.

動吸振器を用いた振動制御の振動減衰パワーによる解析

岡林隆敏[1]・馬渡あかね[2]・徐建年[3]

[1]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科（〒852　長崎県長崎市文教町1－14）
[2]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎県長崎市文教町1－14）
[3]正会員　株式会社　PAL構造　（〒852　長崎県長崎市旭町8－20）

構造物の振動制御を行う方法の一つに，動吸振器を設置するパッシブ制御が考えられる．このような制振システムの設計を行うためには，外力により構造物に導入されるパワーと減衰により散逸するパワーの関係を明確にする必要がある．本研究では，動吸振器を設置した制振構造物に地震外力が作用する場合を事例にして，外力のパワーと散逸するパワーを計算した．さらに，動吸振器と構造物から散逸するパワーの関係から，振動制御におけるパワーの流れを明らかにした．動吸振器を設置した１自由度系と５自由度系の構造物を数値計算事例とした．

Key Words: *vibration control ,tuned mass damper,damping,damping power, enery dissipation,earthquake force*

１．はじめに

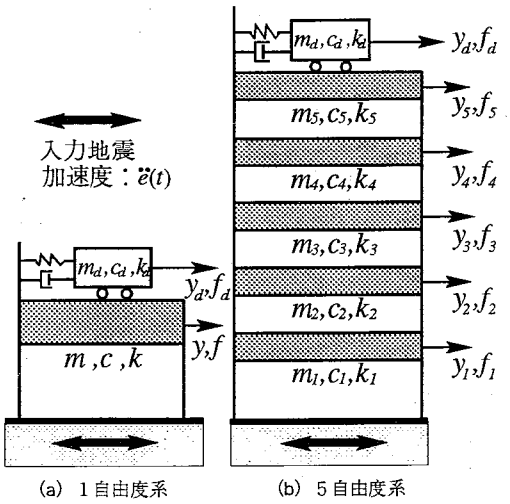
土木構造物の振動制御[1)]においては，構造物の規模が大きいために，様々な装置を付加することで構造物の減衰性能を高めることになる．このような制御装置を設計する場合，構造物の振動変位や加速度に着目した設計[2)]がされており，構造物の質量などにより構造物が保有する振動のためのエネルギー[3)4)5)]，あるいはパワーが評価されていない．そこで本研究では，外力により構造物に作用するパワーと，それを散逸する構造物の減衰パワーの流れにより，最適な制御装置（動吸振器，アクチュエータ）の設計方法[6)7)8)]について検討した．

構造物に地震力や風荷重などのような外力が作用すると，構造物は振動する．外力が構造物になす仕事は，構造物を振動させる弾性エネルギーと運動エネルギーとなり，さらに散逸エネルギー[9)]として系外に放出される．振動制御されている構造物の持つ散逸エネルギーは，構造物自体の減衰による散逸エネルギーと，制御装置による散逸エネルギー[10)]である．この制御装置の散逸エネルギーに着目して，最適な散逸エネルギーを放出する制御装置を設計することが可能である．このような視点から，動吸振器を設置した構造物モデルに対して，外力により構造物に作用するパワーから，構造物の減衰により系外に散逸する減衰パワーの流れの解析を行った．

本研究では，地震外力が作用する場合に，構造物に作用するパワーと，散逸するパワーの関係を明らかにすることを目的とした．さらに，制振装置の制振性能を，パワーの視点から評価する[11)]ことを試みた．制振装置としては動吸振器を考えている．

動吸振器の制振効果は，減衰パワーの視点により，次の２点から評価できる．第１点は，単位時間に系外に放出される散逸エネルギーの増加による評価である．第２点は，外力により取り込まれたパワーを，減衰パワーにして放出するための時間による評価である．このような視点から，構造物に設置した動吸振器の減衰に関する機構を検討した．

数値解析事例として，１自由度系と５自由度系の構造物に動吸振器を設置した解析モデルにEl-Centro地震を作用させ，その振動により構造物および動吸振器の散逸エネルギーと減衰パワーの評価を行った．構造物に動吸振器を設置した場合，系外に散逸する減衰パワーの強度，および外力により取り込まれた



図－1　解析モデル

エネルギーの放出時間を求めた．さらに構造物と動吸振器が放出する減衰パワーを求め，動吸振器による振動低減の機構を減衰パワーの視点から検討した．

2．解析モデルと運動方程式

（1）動吸振器を設置した1自由度系構造物

図－1(a)に，最上部に動吸振器を設置した1自由度系の解析モデルを示す．この構造物全体に地震加速度$\ddot{e}(t)$が作用した場合の構造物の変位，および外力を$y(t),f(t)$とし，動吸振器の絶対変位，および外力を$y_d(t),f_d(t)$とする．このとき，構造物および動吸振器の運動方程式は次式のようになる．

$$m\ddot{y}(t)+c\dot{y}(t)+ky(t)=f(t)+u(t) \qquad (1)$$

$$\begin{aligned} &m_d\ddot{y}_d(t)+c_d\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}(t)\} \\ &+k_d\{y_d(t)-y(t)\}=f_d(t) \end{aligned} \qquad (2)$$

ここで，m,c,kはそれぞれ構造物の質量，減衰定数，ばね定数であり，m_d,c_d,k_dはそれぞれ動吸振器の質量，減衰定数，ばね定数である．構造物および動吸振器に作用する外力$f(t),f_d(t)$として，次のような外力を考える．

$$f(t)=-m\ddot{e}(t),\ f_d(t)=-m_d\ddot{e}(t) \qquad (3)$$

さらに，$u(t)$は制御力であり，次式のようになる．

$$\begin{aligned} u(t)&=-m_d\ddot{y}_d(t) \\ &=c_d\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}(t)\}+k_d\{y_d(t)-y(t)\}-f_d(t) \end{aligned} \qquad (4)$$

（2）動吸振器を設置した5自由度系構造物

図－1(b)に，最上部に動吸振器を設置した5自由度系の解析モデルを示す．$\ddot{e}(t)$が作用した場合の構造物の各層の変位，および外力ベクトルを，

$$\boldsymbol{y}(t)=\{y_1(t)\quad y_2(t)\quad y_3(t)\quad y_4(t)\quad y_5(t)\}^T \qquad (5)$$

$$\begin{aligned} \boldsymbol{f}(t)&=\{f_1(t)\quad f_2(t)\quad f_3(t)\quad f_4(t)\quad f_5(t)\}^T \\ &=\{m_1\quad m_2\quad m_3\quad m_4\quad m_5\}^T\ddot{e}(t) \end{aligned} \qquad (6)$$

で表す．さらに，5層構造物の各層の質量，減衰定数，ばね定数を，それぞれ$m_s,c_s,k_s(s=1\cdots5)$とする．また，動吸振器の絶対変位を$y_d(t)$とする．構造物および動吸振器の運動方程式は次式のようになる．

$$\boldsymbol{m}\ddot{\boldsymbol{y}}(t)+\boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{y}}(t)+\boldsymbol{k}\boldsymbol{y}(t)=\boldsymbol{f}(t)+\boldsymbol{b}_d u(t) \qquad (7)$$

$$\begin{aligned} &m_d\ddot{y}_d(t)+c_d\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}_5(t)\} \\ &+k_d\{y_d(t)-y_5(t)\}=f_d(t) \end{aligned} \qquad (8)$$

ここで，$\boldsymbol{m},\boldsymbol{c},\boldsymbol{k}$は構造物の質量マトリクス，減衰マトリクス，および剛性マトリクスである．また，$\boldsymbol{b}_d$は，制御力の作用する層を表すベクトルである．

$$\boldsymbol{b}_d=\{0\quad 0\quad 0\quad 0\quad 1\}^T \qquad (9)$$

さらに，制御力$u(t)$は，次式のように与えられる．

$$\begin{aligned} u(t)&=-m_d\ddot{y}_d(t) \\ &=c_d\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}_5(t)\}+k_d\{y_d(t)-y_5(t)\}-f_d(t) \end{aligned} \qquad (10)$$

構造物の基準座標$\boldsymbol{q}(t)$と振動モード$\boldsymbol{\Phi}$を用いると，構造物の変位応答は，

$$\boldsymbol{y}(t)=\boldsymbol{\Phi}\boldsymbol{q}(t) \qquad (11)$$

で表される．そこで，構造物の運動方程式は，次式のように書き換えられる．

$$\ddot{\boldsymbol{q}}(t)+\boldsymbol{H}\dot{\boldsymbol{q}}(t)+\boldsymbol{\Omega}\boldsymbol{q}(t)=\boldsymbol{\Phi}^T\{\boldsymbol{f}(t)+\boldsymbol{b}_d u(t)\} \qquad (12)$$

減衰行列$\boldsymbol{H}$と，固有振動数行列$\boldsymbol{\Omega}$は，次のような対角行列で表される．

$$\boldsymbol{H}=\begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 2h_i\omega_i & \\ & & \ddots \end{bmatrix},\ \boldsymbol{\Omega}=\begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \omega_i^{\,2} & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \qquad (13)$$

ここで，h_i，ω_iは構造物のi次振動の減衰定数，円振動数である．

次に，(12)式と(8)式に状態空間表示を用いるために，次式のような状態変数を定義する．

$$\boldsymbol{X}(t)=\{\boldsymbol{q}(t)^T\quad \dot{\boldsymbol{q}}(t)^T\ \vdots\ y_d(t)\quad \dot{y}_d(t)\}^T \qquad (14)$$

これを用いて，(12)，(11)，(8)式は次のように表示される．

$$\dot{\boldsymbol{X}}(t)=\boldsymbol{A}\boldsymbol{X}(t)+\boldsymbol{B}\boldsymbol{f}(t)+\boldsymbol{B}_d u(t) \qquad (15)$$

$$\boldsymbol{Y}(t)=\boldsymbol{C}\boldsymbol{X}(t) \qquad (16)$$

$\boldsymbol{Y}(t)$は構造物全体の変位，速度ベクトルである．

$$\boldsymbol{Y}(t)=\left\{y(t)^T \quad \dot{y}(t)^T \;\vdots\; y_d(t) \quad \dot{y}_d(t)\right\}^T \tag{17}$$

なお，各係数マトリクスは，

$$\boldsymbol{A}=\left[\begin{array}{c:c|c:c} \boldsymbol{0} & \boldsymbol{I} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \hdashline -\boldsymbol{\Omega} & -\boldsymbol{H} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \hline \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & 0 & 0 \\ \hdashline \omega_d{}^2\boldsymbol{\phi}_5{}^T & 2h_d\omega_d\boldsymbol{\phi}_5{}^T & -\omega_d{}^2 & -2h_d\omega_d \end{array}\right]$$

$$\boldsymbol{B}=\left[\begin{array}{c} \boldsymbol{0} \\ \hdashline \boldsymbol{\Phi}^T \\ \hdashline 0 \\ \hdashline 1 \end{array}\right], \boldsymbol{B}_d=\left[\begin{array}{c} \boldsymbol{0} \\ \hdashline \boldsymbol{\Phi}^T\cdot\boldsymbol{b}_d \\ \hdashline 0 \\ \hdashline 0 \end{array}\right], \boldsymbol{C}=\left[\begin{array}{c:c|c:c} \boldsymbol{\Phi} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \hdashline \boldsymbol{0} & \boldsymbol{\Phi} & \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} \\ \hline \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & 1 & 0 \\ \hdashline \boldsymbol{0} & \boldsymbol{0} & 0 & 1 \end{array}\right] \tag{18}$$

である．ただし，$\boldsymbol{\phi}_5$は，動吸振器を設置した5層目のモードベクトルである．(15)，(16)式により構造物および動吸振器の振動解析を行った．

3．各種パワー，およびエネルギーの定義式

（1）動吸振器を設置した1自由度系構造物

(1)，(2)式にそれぞれ $\dot{y}(t)dt, \dot{y}_d(t)dt$ をかけ，地震継続時間 t にわたって積分すると，構造物および動吸振器のエネルギー釣合式を得る．

$$\begin{aligned} &\frac{1}{2}\left\{\left[m\dot{y}(t)^2+m_d\dot{y}_d(t)^2\right]\right. \\ &\quad\left.+\left[y(t)\bar{\boldsymbol{k}}\bar{\boldsymbol{y}}(t)+k_d y_d(t)\left\{y_d(t)-y(t)\right\}\right]\right\} \\ &+\int_0^t\left[\left\{\dot{y}(t)\bar{\boldsymbol{c}}\dot{\bar{\boldsymbol{y}}}(t)\right\}+c_d\dot{y}_d(t)\left\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}(t)\right\}\right]dt \\ &=\int_0^t\left[\dot{y}(t)\bar{f}(t)dt+\dot{y}_d(t)f_d(t)\right]dt \end{aligned} \tag{19}$$

ただし，

$$\bar{\boldsymbol{y}}(t)=\left\{y(t) \quad y(t)-y_d(t)\right\}^T, \bar{f}(t)=f(t)-f_d(t)$$
$$\bar{\boldsymbol{k}}=\left\{k+k_d \quad -k_d\right\}, \bar{\boldsymbol{c}}=\left\{c+c_d \quad -c_d\right\} \tag{20}$$

である．従って，(19)式から，構造物全体のエネルギー釣合式は，次式のように書ける．

$$V(t)+D(t)=E(t) \tag{21}$$

ここで，$V(t)$は振動エネルギー，$D(t)$は減衰による散逸エネルギー，$E(t)$は地震外力によるエネルギーである．地震外力の作用がなくなり，十分時間がたてば，構造物の振動は自由減衰振動となり，外力によるエネルギーが全て散逸エネルギーに変換され，外力によるエネルギーと，散逸するエネルギーが均衡状態となる．

$$E(t)=D(t) \tag{22}$$

また，エネルギーの時間的変化がパワーであるので，各エネルギーを，パワーの式で表示すると次式のようになる．

$$P_V(t)=\frac{V(t)}{dt}=\frac{1}{2}\frac{d}{dt}\left\{\left[m\dot{y}(t)^2+m_d\dot{y}_d(t)^2\right]+\left[y(t)\bar{\boldsymbol{k}}\bar{\boldsymbol{y}}(t)+k_d y_d(t)\left\{y_d(t)-y(t)\right\}\right]\right\} \tag{23}$$

$$P_D(t)=\frac{D(t)}{dt}=\left\{\dot{y}(t)\bar{\boldsymbol{c}}\dot{\bar{\boldsymbol{y}}}(t)\right\}+c_d\dot{y}_d(t)\left\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}(t)\right\} \tag{24}$$

$$P_E(t)=\frac{E(t)}{dt}=\dot{y}(t)\bar{f}(t)+\dot{y}_d(t)f_d(t) \tag{25}$$

ここで，$P_V(t)$は振動パワー，$P_D(t)$は減衰による減衰パワー，$P_E(t)$は地震外力のパワーである．構造物全体のパワーの釣合式は，次式のように書ける．

$$P_V(t)+P_D(t)=P_E(t) \tag{26}$$

（2）動吸振器を設置した5自由度系構造物

(7)，(8)式のそれぞれに $\dot{y}(t)dt, y_d(t)dt$ をかけ，地震継続時間にわたって積分すると，5自由度系構造物および動吸振器のエネルギー釣合式を得る．

$$\begin{aligned} &\frac{1}{2}\left\{\left[\dot{y}(t)^T\boldsymbol{m}\dot{y}(t)+m_d\dot{y}_d(t)^2\right]\right. \\ &\quad\left.+\left[\boldsymbol{y}(t)^T\bar{\boldsymbol{k}}\bar{\boldsymbol{y}}(t)+k_d y_d(t)\left\{y_d(t)-y_5(t)\right\}\right]\right\} \\ &+\int_0^t\left[\left\{\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T\bar{\boldsymbol{c}}\dot{\bar{\boldsymbol{y}}}(t)\right\}+c_d\dot{y}_d(t)\left\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}_5(t)\right\}\right]dt \\ &=\int_0^t\left[\dot{\boldsymbol{y}}(t)^T\bar{\boldsymbol{f}}(t)+\dot{y}_d(t)f_d(t)\right]dt \end{aligned} \tag{27}$$

ただし，

$$\bar{\boldsymbol{y}}(t)=\left\{y_1(t) \quad y_2(t) \quad y_3(t) \quad y_4(t) \quad y_5(t) \quad y_d(t)\right\}^T$$
$$\bar{\boldsymbol{f}}(t)=\left\{f_1(t) \quad f_2(t) \quad f_3(t) \quad f_4(t) \quad f_5(t)-f_d(t)\right\}^T$$

$$\bar{\boldsymbol{c}}=\begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & & & & \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 & & \boldsymbol{0} & \\ & -c_3 & c_3+c_4 & -c_4 & & \\ & & -c_4 & c_4+c_5 & -c_5 & \\ & \boldsymbol{0} & & -c_5 & c_5+c_d & -c_d \\ & & & & -c_d & c_d \end{bmatrix}$$

$$\bar{\boldsymbol{k}}=\begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & & & & \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & \boldsymbol{0} & \\ & -k_3 & k_3+k_4 & -k_4 & & \\ & & -k_4 & k_4+k_5 & -k_5 & \\ & \boldsymbol{0} & & -k_5 & k_5+k_d & -k_d \\ & & & & -k_d & k_d \end{bmatrix} \tag{28}$$

である．

従って，動吸振器を設置した5自由度系構造物に関しても，(21)式のエネルギー釣合式が成り立つ．また，各パワーは，次式のようになる．

表－1　1自由度系の各パラメータ値

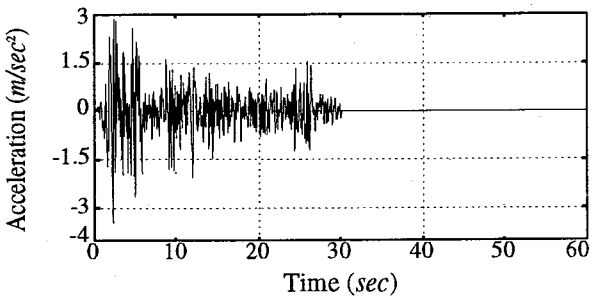
	構造物		動吸振器
m	$5.5\ tf\cdot sec^2/m$	m_d	$m/50$
c	$0.23\ tf\cdot sec/m$	c_d	$0.14\ tf\cdot sec/m$
f	$1.00\ Hz$	f_d	$0.98\ Hz$
h	0.02	h_d	0.086
ω	$6.28\ rad/sec$	ω_d	$6.16\ rad/sec$

表－2　5自由度系の各パラメータ値

	構造物（各層）		動吸振器
m	$5.5\ tf\cdot sec^2/m$	m_d	$(5\times m)/20$
E	$2.1\times10^7\ tf/m^2$	c_d	$1.70\ tf\cdot sec/m$
I	$2.0\times10^{-4}\ m^4$	f_d	$0.74\ Hz$
l	$4.0\ m$	h_d	0.134
		ω_d	$4.63\ rad/sec$

表－3　5自由度系の振動特性

	1次	2次	3次	4次	5次
振動数 (Hz)	0.774	2.260	3.563	4.577	5.220
減衰定数	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05



図－2　El-Centro地震加速度波形

$$P_V(t)=\frac{1}{2}\frac{d}{dt}\left\{\left[\dot{y}(t)^T m\dot{y}(t)+m_d\dot{y}_d(t)^2\right]+\left[y(t)^T k y(t)+k_d y_d(t)\left\{y_d(t)-y_5(t)\right\}\right]\right\} \quad (29)$$

$$P_D(t)=\left\{\dot{y}(t)^T c\dot{y}(t)\right\}+c_d\dot{y}_d(t)\left\{\dot{y}_d(t)-\dot{y}_5(t)\right\} \quad (30)$$

$$P_E(t)=\dot{y}(t)^T f(t)+\dot{y}_d(t)f_d(t) \quad (31)$$

5自由度系構造物に関しても，(26)式のパワーの釣合式が成り立つ．

4．動吸振器を設置した1自由度系構造物の数値解析結果と考察

（1）構造物と動吸振器の最適パラメータ

1自由度系構造物の各パラメータ，および動吸振器の最適パラメータを表－1に示す．f,h,ω および f_d,h_d,ω_d はそれぞれ構造物および動吸振器の振動数，減衰定数，および円振動数である．また，5自由度系構造物の各層のパラメータ，および動吸振器の最適パラメータを表－2に示す．E,I,l はそれぞれ構造物の各層のヤング係数，断面2次モーメント，および層の高さである．また，5自由度系構造物の振動特性を表－3に示す．なお，動吸振器の最適パラメータは，構造物と動吸振器の質量比

$$\mu=m/m_a \quad (32)$$

を用いて，次式により最適値を求めた．

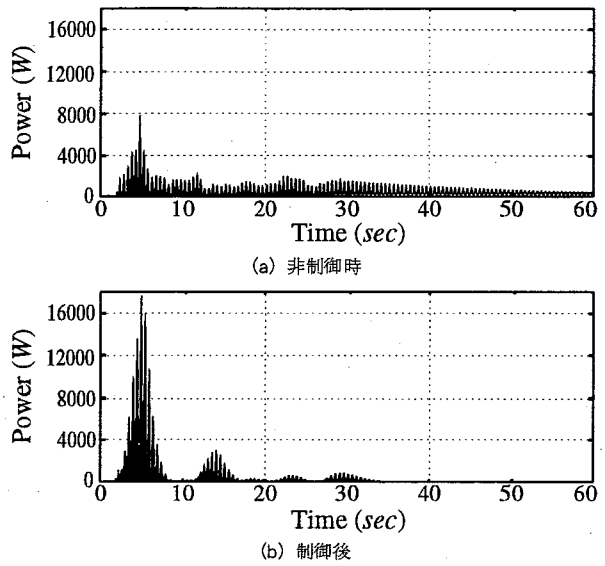
$$h_a=\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}},\quad f_a=\frac{f}{1+\mu} \quad (33)$$

なお，5自由度系構造物の動吸振器の最適パラメータは，1次振動の h_1 および f_1 より，最適値を求めた．

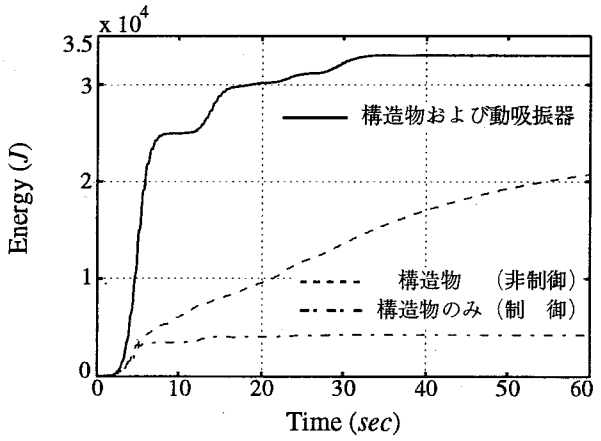
（2）数値解析結果

本研究の地震外力として用いた，El－Centro地震の1分間の加速度応答波形を図－2に示す．この地震外力は，30秒間地震が作用し，その後地震力を0としている．そこで，応答解析では30秒間の地震応答解析の後，自由減衰振動となる．5自由度系の場合も同じ外力を用いる．この地震外力が，1自由度系構造物に作用した場合の1分間の減衰パワーの計算結果を図－3に示す．(a)図は非制御時の減衰パワーであり，(b)図は制御後の1自由度系構造物と動吸振器，すなわち構造物全体の減衰パワーである．パワーの最大値を比較すると，非制御時は約 $0.80\times10^4(W)$，制御後は約 $1.76\times10^4(W)$ である．すなわち，制御後の構造物全体からは，非制御時の約2倍のパワーが散逸している．動吸振器を設置することにより，急速にパワーが散逸することを確認できる．また，減衰パワーが散逸し終わるまでにかかる時間は，非制御時は約150秒であるが，制御後は約35秒と短くなり，制御後は非制御時の約4倍の早さでパワーが散逸することが分かる．

次に，散逸エネルギーの1分間の計算結果を図－4に示す．破線は制御後の構造物のみの散逸エネルギー，実線は制御後の構造物全体の散逸エネルギーであり，点線は非制御時の散逸エネルギーである．



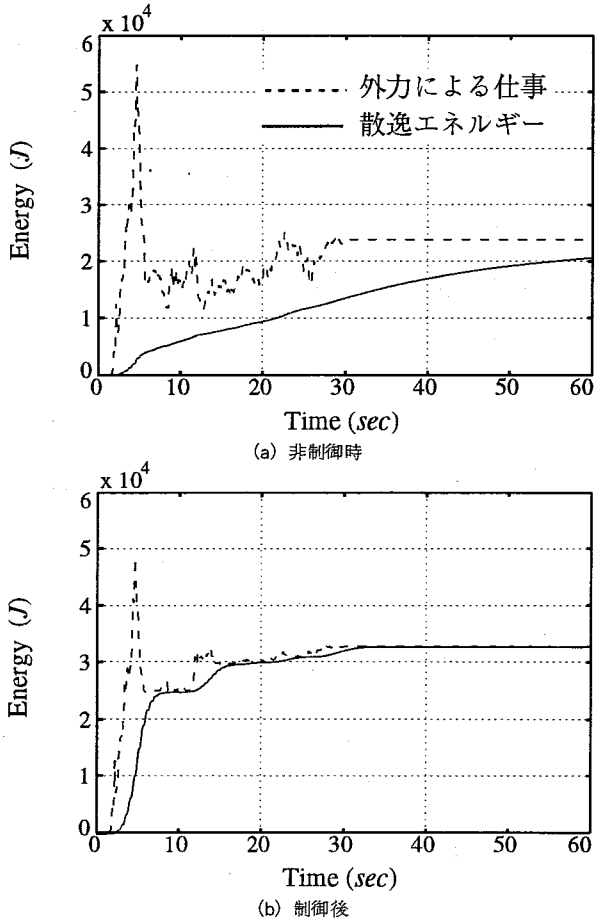
図－3　1自由度構造物の減衰パワー解析



図－4　1自由度構造物の散逸エネルギー解析

エネルギーの散逸量は，非制御時は約 $2.1\times10^4(J)$ であり，制御後は，構造物のみから約 $0.42\times10^4(J)$，構造物全体から約 $3.3\times10^4(J)$ のエネルギーを散逸する．すなわち，制御後，構造物全体の散逸エネルギーの約 88% にあたる $2.9\times10^4(J)$ を，動吸振器より急速に散逸している．構造物からのエネルギーの散逸量を比較すると，制御後は，非制御時の 20% であり，動吸振器を設置することで，構造物から散逸するエネルギーの量は低減し，構造物の動きが少なくなっていることが分かる．

外力による仕事と散逸エネルギーの1分間の計算結果を図－5に示す．(a)図は非制御時，(b)図は制御後の計算結果である．点線は外力による仕事であり，実線は散逸エネルギーである．外力による仕事と散逸エネルギーの差が，構造物に蓄積されるエネルギーの量である．非制御時には両者の差が大きく外力による仕事が，大量に構造物に蓄積される．一方，制御後は，両者の差は小さく，外力による仕事

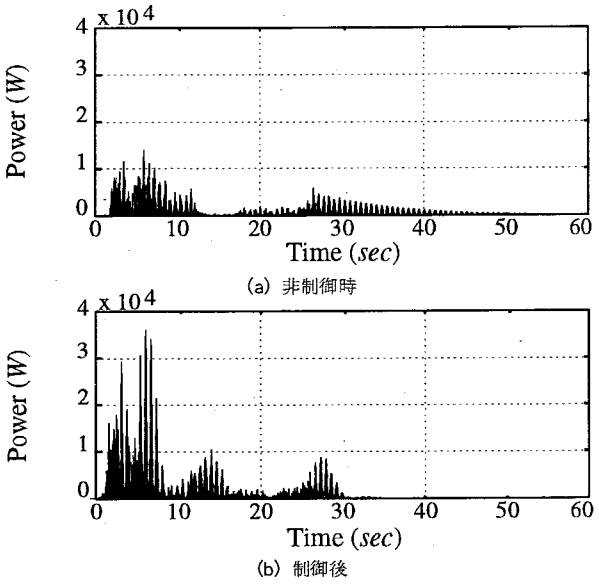


図－5　1自由度構造物の外力による仕事と散逸エネルギー解析

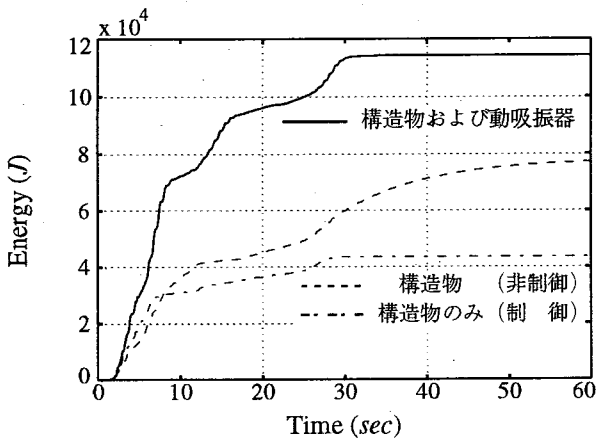
を急速に動吸振器より散逸し，エネルギーが長い時間構造物に蓄積されないことが分かる．また，外力による仕事の収束値は，非制御時が約 $2.0\times10^4(J)$，制御後は約 $3.3\times10^4(J)$ であり，制御後は，非制御時の約 1.4 倍になっている．すなわち，制御後は非制御時と比べて，構造物全体に取り込まれる仕事の量は増加している．

5．動吸振器を設置した5自由度系構造物の数値解析結果と考察

El－Centro地震外力が5自由度系構造物に作用した場合の1分間の減衰パワーの計算結果を図－6に示す．パワーの最大値を比較すると，非制御時は，約 $1.4\times10^4(W)$，制御後は約 $3.6\times10^4(W)$ である．すなわち，制御後の構造物全体からは，非制御時の約 2.6 倍のパワーが散逸しており，動吸振器を設置することにより，急速にパワーが散逸する．また，減衰パワーが散逸し終わるまでにかかる時間は，非制御時には約 60 秒であるが，制御後は約 35 秒と短く



図－6　5自由度構造物の減衰パワー解析

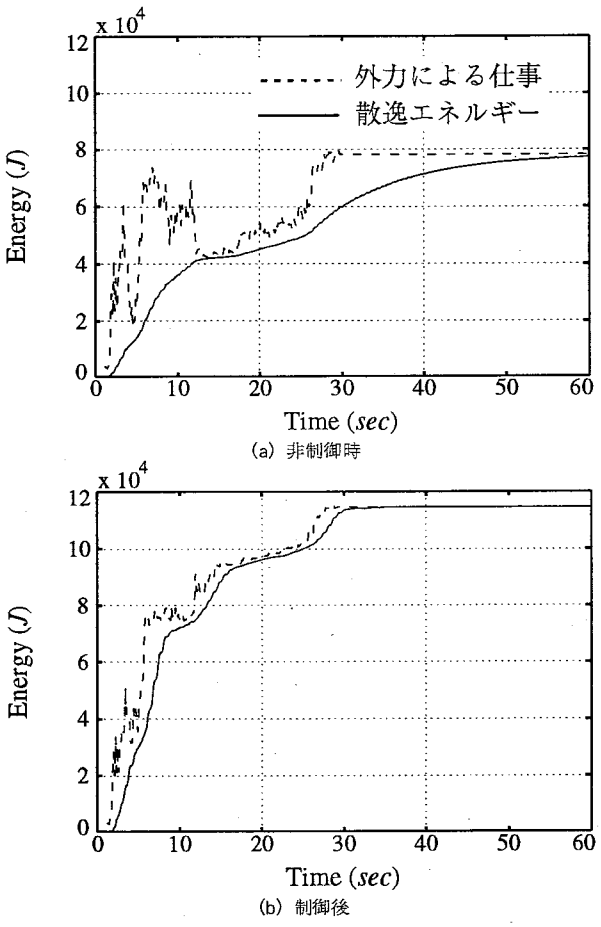


図－7　5自由度構造物の散逸エネルギー解析

なり，制御後は非制御時の約2倍の早さでパワーが散逸することが分かる．

次に，散逸エネルギーの1分間の計算結果を図－7に示す．破線は制御後の構造物のみの散逸エネルギー，実線は制御後の構造物全体の散逸エネルギーであり，点線は非制御時の散逸エネルギーである．エネルギーの散逸量は，非制御時は約$7.7\times10^4(J)$で，制御後は，構造物のみから約$4.3\times10^4(J)$，構造物全体から約$1.1\times10^5(J)$のエネルギーを散逸する．すなわち，制御後，構造物全体の散逸エネルギーの約70%にあたる$7.1\times10^4(J)$を，動吸振器より急速に散逸することが確認できる．構造物からのエネルギーの散逸量を比較すると，制御後は非制御時の約56%であり，1自由度系と同様に，動吸振器を設置することで，構造物の動きが少なくなっていることが分かる．

外力による仕事と散逸エネルギーの1分間の比較



図－8　5自由度構造物の外力による仕事と散逸エネルギー解析

結果を図－8に示す．(a)図は非制御時，(b)図は制御後の計算結果である．点線は外力による仕事であり，実線は散逸エネルギーである．非制御時には，外力による仕事と散逸エネルギーの差が大きく，外力による仕事が，大量に構造物に蓄積される．一方，制御後は，両者の差は小さく，外力による仕事を急速に動吸振器より散逸し，エネルギーが長い時間構造物に蓄積されないことが分かる．また，外力による仕事の収束値は，非制御時が約$7.7\times10^4(J)$，制御後は約$1.1\times10^5(J)$であり，制御後は，非制御時の約1.5倍になっており，制御後は非制御時と比べて，構造物全体に取り込まれる仕事の量は増加している．

6．まとめ

本研究では，1自由度および5自由度系構造物に動吸振器を設置した解析モデルに，El－Centro地震外力を作用させ，その振動により構造物および動吸振器の散逸エネルギーと減衰パワーの計算を行った．さらに，動吸振器の制振効果を評価するために，地

震外力により構造物全体に取り込まれたエネルギーの放出時間を計算した．また，動吸振器による振動低減の機構を，構造物と動吸振器が放出する減衰パワーから検討した．本研究で得られた結果を要約すると，次のようになる．

（1）地震外力により，構造物に取り込まれたパワーの大部分を，動吸振器から急速に散逸するため，制御後はパワーの散逸が早まることを確認できた．

（2）制御後，構造物から散逸するエネルギーは低減していることから，動吸振器を設置することで，構造物の振動が低減することを確認できた．

（3）制御後は，外力による仕事が作用すると同時に，動吸振器からエネルギーを散逸し，構造物にエネルギーを長い時間蓄積しないことが分かった．

（4）制御後は，非制御時と比べて，構造物全体に取り込まれる仕事の量は増加することが分かった．

今後，大規模な制振構造物にも，この理論を適用し，パワーの視点から制御効果を確認することを検討している．

参考文献

1）H.H.E. Leipholz and M.Abdel-Rohman:Control of Structures,MARTINUS PUBLISHERS,1986.

2）Walter C.hurty,Moshe F.Rubinstein:DYNAMICS OF STRUCTURES,Prentice-Hall,Inc.,1964.

3）Richard H.Lyon,Richard G,DeJong:THEORY AND APPLICATION OF STATISTICAL ENERGY ANALYSIS,SecondEdition,Butterworth Heinemann,1995.

4）Robert D.Blevins:flow-induced vibration, VANNOSTRAND REINHOLD COMPANY,1977.

5）中川肇，浅野幸一郎：飽和型アクティブ制御力下の多層弾塑性構造物のランダム地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，第478号，pp107-114,1995.12.

6）田中信雄，菊島義弘，黒田雅治：振動放射音の制御に関する研究，日本機械学会論文集（C編）第57巻537号，pp94-101,1991.5.

7）田中信雄，菊島義弘，黒田雅治：振動放射音の制御に関する研究，日本機械学会論文集（C編）第57巻541号，pp62-69,1991.9.

8）田中信雄，Scott D.SNYDER，菊島義弘，黒田雅治：振動平板における音響放射パワーの計算法について，日本機械学会論文集（C編）第59巻566号，pp172-179,1993.10.

9）中島正愛，吉良圭史，辻文三：構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法，日本建築学会構造系論文集，第494号，pp99-105,1997.4.

10）山口宏樹：ケーブル構造のモード減衰性状と減衰理論，鋼構造論文集，第1巻3号，pp129-138,1994.9.

11）曽根彰，山本鎮男：制振構造システムのエネルギ吸収能力の非定常解析，日本機械学会[No.930-42]機械力学・計測制御講演論文集(Vol.A),pp425-430,1993.7.

（1997.8.29受付）

THE VIBRATION DAMPING POWER ANALYSIS OF STRUCTURAL SYSTEMS CONTROLLED BY A TUNED MASS DAMPER

On the vibration control of structures by the passive or active control method, the control devices such as the tuned mass damper or actuator are attached to the structure. In order to design such structural system, it is necessary to make clear the power introduced by the external force and the dissipating power from the controlled structure. In this paper, the calculation method of power flow on the structure attached a TMD is proposed. Furthermore using this method, the relation between the input and the output of power of the structure subjected to the earthquake excitation is determined. The evaluation of vibration control performance of TMD is examined from a result of the power flow. As numerical results, the damping power of 1 and 5 degree of freedom system attached TMD are calculated.

連続ラーメン橋の橋脚の材料非線形性と減衰定数について

松井　義孝[1]　青地　知也[2]　大島　俊之[3]　林川　俊郎[4]　当麻　庄司[5]

[1]正会員　(株) 開発工営社　企画調査室長 (〒060 札幌市中央区北 4 条西 5 丁目 1 番地ｱｽﾃｨ 45 ﾋﾞﾙ)
[2]正会員　工修 (株) 開発工営社　企画調査室　(〒060 札幌市中央区北 4 条西 5 丁目 1 番地ｱｽﾃｨ 45 ﾋﾞﾙ)
[3]フェロー会員　工博　北見工業大学教授　土木開発工学科　(〒090 北見市公園町 165 番地)
[4]フェロー会員　工博　北海道大学大学院助教授　工学研究科　(〒060 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
[5]フェロー会員　工博　北海学園大学教授　土木工学科　(〒060 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目 1-1)

本研究は、PC ラーメン橋モデルにおいて橋脚の材料非線形性を考慮し時刻歴応答解析を行っている。研究の目的は種々の減衰理論による構造物の減衰度合や塑性領域における橋脚の挙動と塑性ヒンジとの関係を減衰定数の影響として検討している。それらの研究の結果について述べるものである。

Key Words : *Seismic design , nonlinear analysis , damping , plastic hinge*

1．まえがき

従来、道路橋の設計において、弾性領域における設計法が主流であった。平成８年の道路橋示方書では塑性領域を考慮した耐震設計に移行している。とりわけ、ＲＣ橋脚は塑性率や破壊のメカニズムを設計段階で把握する事が要求されている。

本モデルとして扱っている連続ラーメン橋は、橋脚の上端部（偶角部）や下端部に塑性ヒンジが発生する事は周知の通りである。

筆者らは、橋脚の材料非線形性を考慮し動的解析を行っている。また、本モデルにおける減衰理論の適合性や簡易的手法を用いた弾・塑性領域における減衰定数の変化を検討している。

2．研究の目的

本研究の目的は、連続ラーメン橋モデルを用いて動的解析を行う上で適合する減衰理論や減衰定数を把握するために検討を行うものである。

本検討は以下の２ケースに大別して解析を行っている。

(1) 減衰理論の違いによる減衰定数への変化

これはひずみエネルギー比例減衰、運動エネルギー比例減衰、レーリー減衰等の減衰理論の比較検討を行う。

(2) 連続ラーメン橋における減衰定数の研究

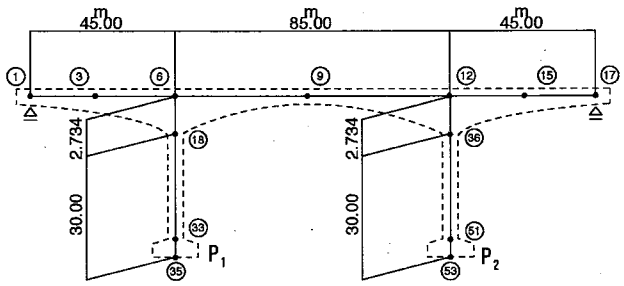
本研究は弾性領域、塑性領域の区分における振動数や減衰の関係を以下のケースで検討する。

a) 減衰自由振動波形による検討。
b) パワーハーフ法を用いた弾・塑性領域各々の減衰定数の推定。
c) 塑性ヒンジステップ順による振動数と減衰の関係。

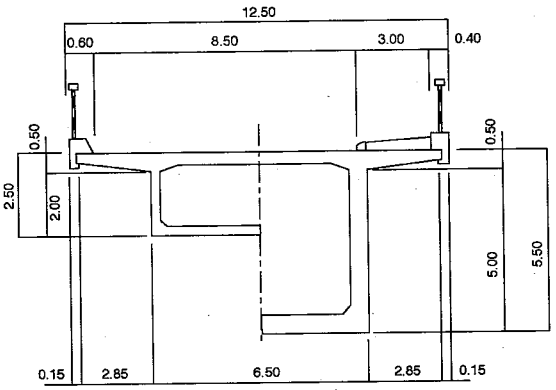
3．解析方法

本解析では非線形時刻歴応答解析により検討を行っている。本モデルの特徴は質量の大きい上部構造と、それを支える２つの橋脚から成り橋脚の上下端に塑性ヒンジが発生する事が想定される。よって、本解析では塑性ヒンジが発生する前後の時間領域を意識して減衰の変動を検討している。

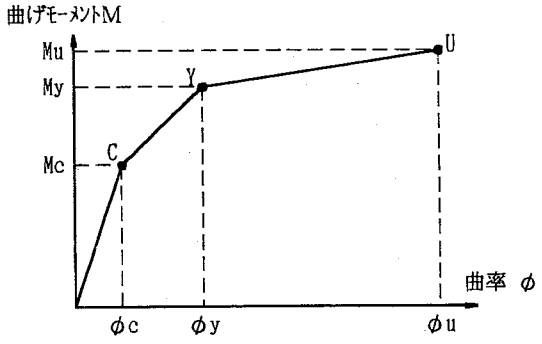
本モデルでは図－1，図－2 に示す通り３径間連



図－1　モデル図

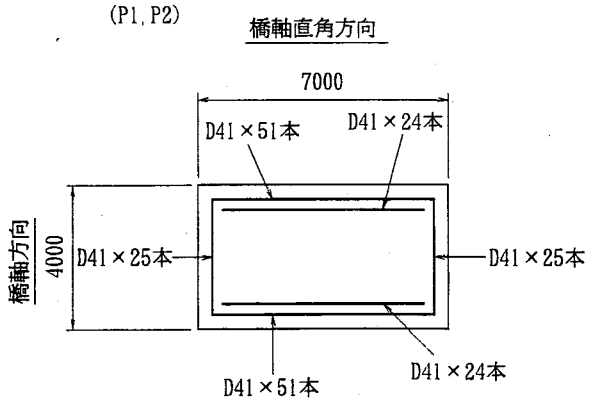


図－2　橋梁断面図

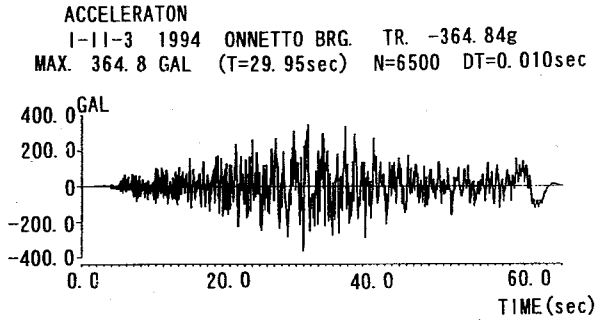


部位	成分	Cクラック	Y降伏	U終局
P1,2	曲率 m^{-1}	7.835×10^{-5}	58.562×10^{-5}	2353.791×10^{-5}
	曲げモーメント tf・m	7747.46	18396.54	21142.84

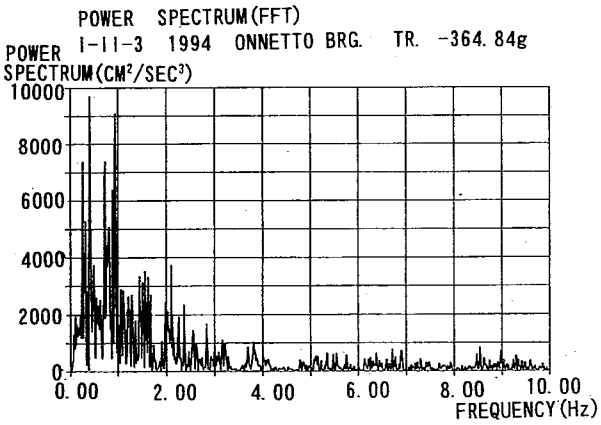
図－3　橋脚非線形特性



図－4　橋脚断面図



図－5　温根沼大橋の振幅調整地震波



図－6　温根沼大橋パワースペクトル

続ラーメン橋である。モデル化については、上部構造としてpt①～⑰、これを線形条件として扱い、下部構造としてpt⑱～㉟，pt㊱～㊸、これをRC橋脚の材料非線形性を考慮しトリリニア（武田式）型のM－φ履歴曲線を用いて解析をしている。

減衰の仮定は上部構造3%とし、下部構造は非線形型と扱い履歴減衰を考慮し、2%を入力値とした。

入力地震動は、図－5に示す通り温根沼大橋の振幅調整地震波（T1-Ⅱ-3）を用いた。

表－1　解析諸元

ヤング係数	$t\cdot f/m^2$	上部	3.10×10^6
		下部	2.50×10^6
断面積	m^2	上部	8.62～15.69
		下部	19.98
剛度	m^4	上部	7.63～49.14
		下部	39.55

4．減衰理論の違いによる減衰定数の変化

減衰の評価はなかなか困難である。要素内の減衰は、弾性範囲内では微小であるといわれており組み上げられた構造全体として効果が現れる。ここに減衰理論として、ひずみエネルギー比例減衰、運動エネルギー比例減衰、レーリー減衰を揚げて、それらが減衰定数として設計上の有用性について検討する。

(1)ひずみエネルギー比例減衰

ひずみエネルギー比例減衰は、ひずみエネルギーに比例してエネルギーが消費されると考えて各次の減衰定数 h_i を求める。

$$h_i = \frac{\sum \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i}$$

ここに h_i は歪みエネルギー比例減衰、k_i は要素 j の剛性マトリックス、h_j は要素毎の減衰定数、K は構造全体の剛性マトリックス、ϕ_i は i 次の振動モード形状である。

(2)運動エネルギー比例減衰

運動エネルギー比例減衰とは、部材の運動エネルギーに比例してエネルギーが消費されると考えて各次の減衰定数 h_i を求める。

$$h_i = \frac{\sum \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot m_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i}$$

ここに h_i は運動エネルギー比例減衰、m_i は要素 j の質量マトリックス、h_j は要素毎の減衰定数、M は構造全体の質量マトリックス、ϕ_i は i 次の振動モード形状である。

(3)レーリー減衰（剛性、質量マトリックス比例減衰）

粘性減衰は、系をとりまく粘性による減衰で速度に比例する。すなわち、運動方程式の C に相当するマトリックスを剛性マトリックス K、質量マトリックス M に比例するものと定義する。

$$C = \alpha K + \beta M$$

$$x_i^T C x_i = \alpha x_i^T k K x_i + \beta x_i^T M x_i = \alpha \omega_i^2 + \beta$$

$$h_i = \frac{\alpha \omega_i^2 + \beta}{2 \omega i}$$

入力時における α，β は以下の通り仮定してある。

$$\alpha = 0.001718 \quad \beta = 0.6471$$

(4)検討結果

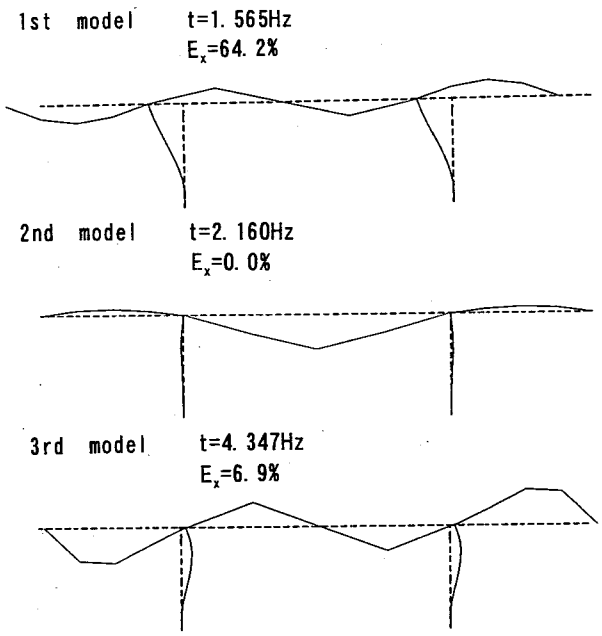
減衰理論別に検討した結果を表－2 に得た。

これら結果から、有効質量が支配的な第１次モードについて比較した。これによると、ひずみエネルギー比例減衰では下部構造の要素減衰に近い 4.13% を示し、運動エネルギー比例減衰は上部構造の要素減衰に近い 3.2%であった。レーリー減衰はひずみエネルギー比例減衰と同値を得ているが、これは事前にひずみエネルギー比例減衰の結果の１次, 2 次の振動数 f_1, f_2 を用いて、α，β を求めているからである。

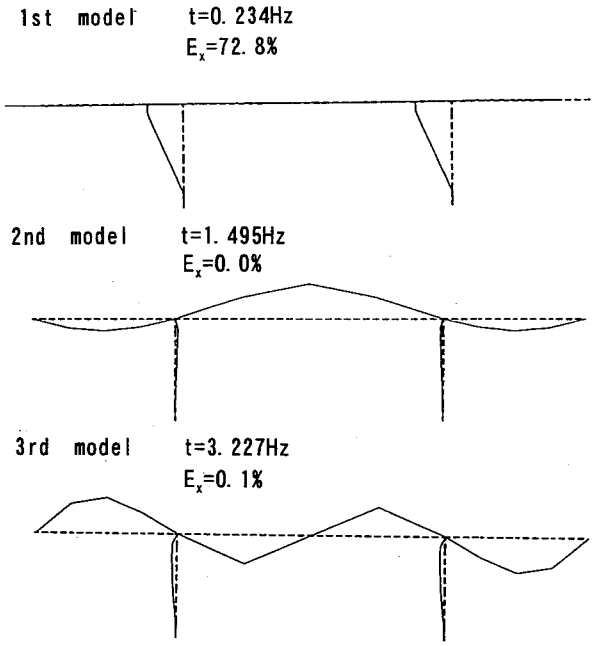
以上のことから質量の大きい上部構造が剛体移動をし、その影響で下部構造の変形が大きくなっていることが伺える。これから考察すると、下部構造の変形に依存するひずみエネルギー比例減衰が適当であると考えられる。

表－2　１次モードによる減衰の比較

	モード減衰	有効質量
ひずみエネルギー比例減衰	4.1%	64.2%
運動エネルギー比例減衰	3.2%	64.2%
レーリー減衰	4.1%	64.2%
道示参考値	上部 3%	下部 5%



図－7　弾性領域モード図
（f：振動数　E：有効質量比）



図－8　塑性領域モード図
（f：振動数　E：有効質量比）

5．連続ラーメン橋の減衰定数に関する検討結果

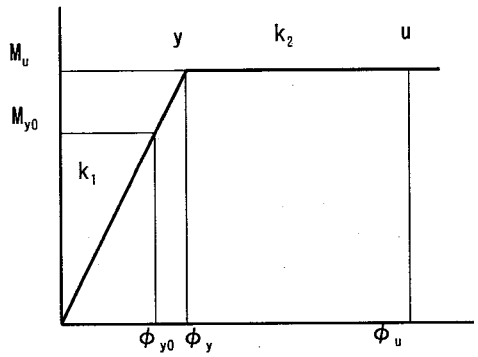
本検討は連続ラーメン橋の減衰定数について、弾性領域、塑性領域に分け、あるいは全体を通して検討を行った。塑性領域は塑性ヒンジに入ったステップ順に塑性剛性（k_2）を用いて解析している。
波形分析として、最大応答入力から自由振動波形を求め対数減衰率より減衰定数を求めたり、またパワースペクトルよりハーフパワー法の適用を試みた。

(1)モードの検討

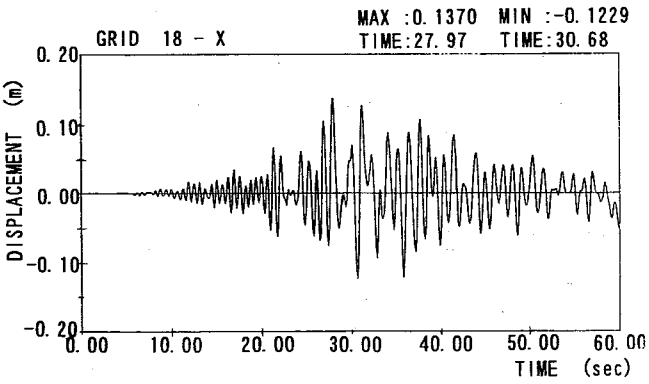
図－7 は全断面弾性領域の剛性としてモデル化した。その結果、第１次モードが有効質量比 64.2%と支配的で卓越振動数 f=1.565Hz を得ている。

この特徴は上部構造が剛体移動し、下部構造がそれに伴い大きな水平変形を呈するモード形状である。

図－8 は地震時保有水平耐力法により図－9 に示す完全弾塑性モデルにより塑性剛性（k_2）からモデル化した。この１次のモード形態をみると、橋脚上端（pt ⑱ ）が塑性状態になり上部構造は曲げ変形を伴わず水平移動し下部構造が分離して水平な曲げ変形モードである事がわかる。

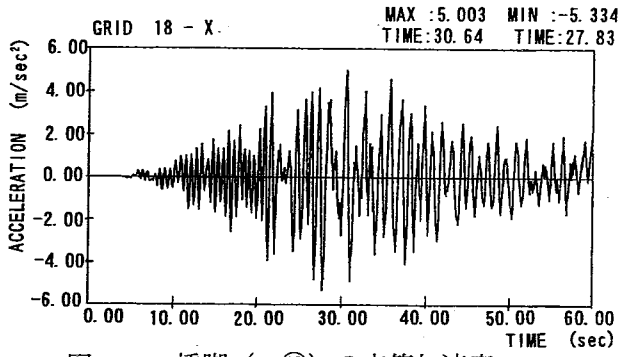


図－9　完全弾塑性モデルで用いる剛性

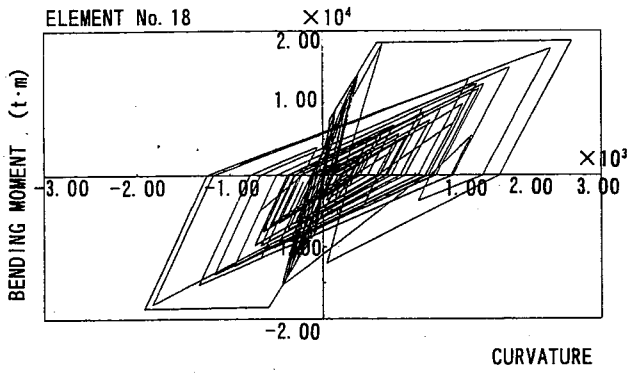


図－10　橋脚（pt⑱）の応答変位

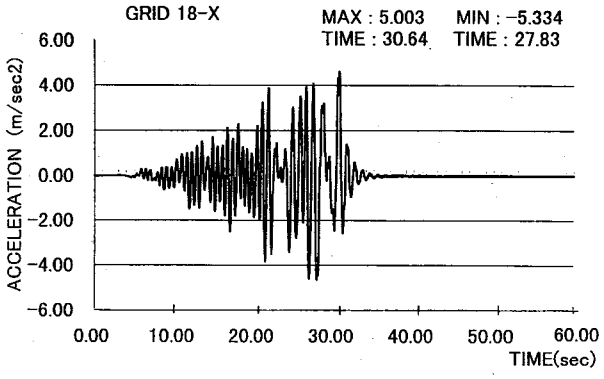
応答解析における減衰



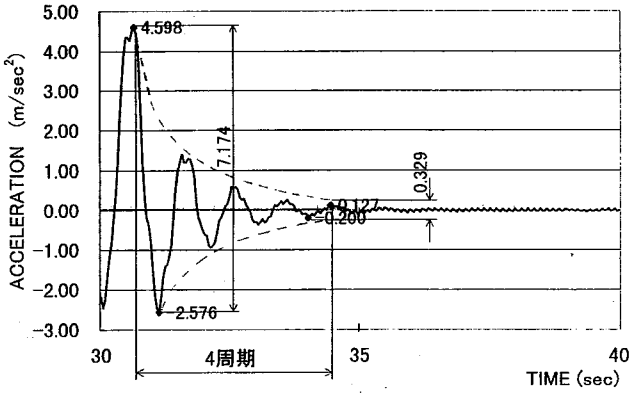
図－11　橋脚（pt⑱）の応答加速度



図－12　橋脚（pt⑱）の応答履歴



図－13　自由振動した場合の応答加速度



図－14　pt⑱の自由振動波形

(2)橋脚上端（pt ⑱）の応答結果

橋脚の非線形性を考慮したトリリニア型モデルを用いた解析を行い、橋脚上端（pt ⑱）の応答結果について述べる。

図－5 入力地震波と図－11 pt ⑱の応答加速度を比べると T=22.0sec 付近から塑性化が伺われる。図－12 のトリリニア型スケルトンからみると pt ⑱ において降伏点（Y）に入るのは T=26.9sec であり、これは橋脚基部(pt ㉝)では T=21.0sec 頃から降伏点に入るため、それらに連動して影響を受けているのではないかと思われる。

(3)減衰自由振動の検討

一般的には、減衰自由振動波形を計測して減衰定数を求めるものである。ここでは塑性ヒンジ箇所に最大応答が発生する時間（T=30.71sec）まで地震動を入力して、その後を自由振動させた波形から減衰を求めようと試みた。

図－14 は pt ⑱ の対数減衰率 δ を求める自由振動波形である。ここに以下の式のように一波ごとの読みとりから全体波数の平らな値として対数減衰率 δ、及び減衰定数を求めた。

$$\delta = \log_e\left(\frac{x_{i-1}}{x_i}\right)$$

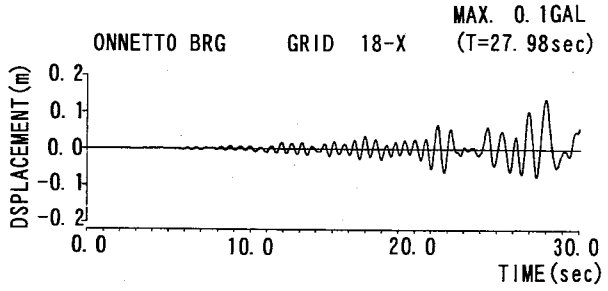
$$h \fallingdotseq \frac{\delta}{2\pi}$$

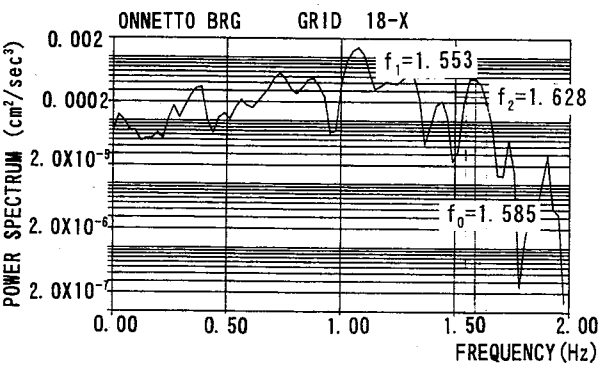
$$\text{故に}\ \delta = \frac{1}{4}\ln\frac{7.174}{0.329} = 0.772$$

$$h = \frac{0.772}{2\pi} = 0.122$$

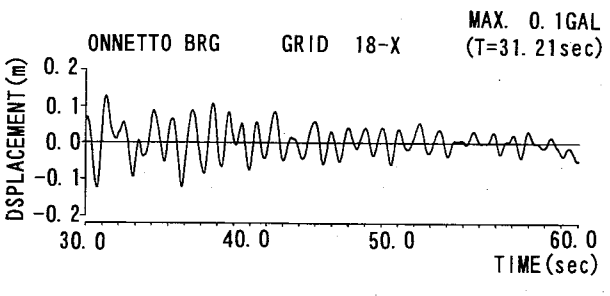
以上の解析から 12.2%を得た。

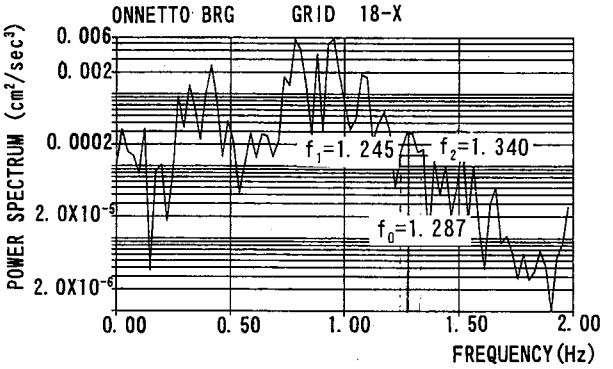
道示Ⅴ6.2 の非線形域に示されている減衰定数の参考値 12～20%の範囲に適合した。



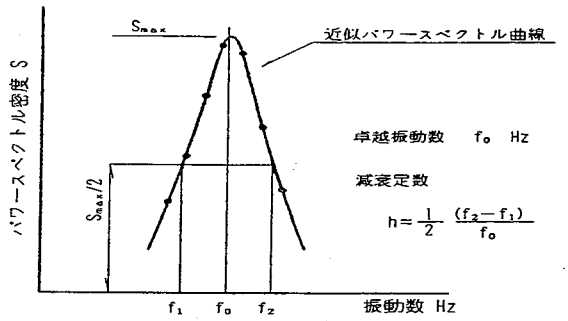


図－15　弾性領域におけるハーフパワー法を用いるpt⑱の加速度とパワースペクトル





図－16　塑性領域におけるハーフパワー法を用いるpt⑱の加速度とパワースペクトル



図－17　ハーフパワー法

表－3　ハーフパワー法による弾・塑性領域の減衰定数

	卓越振動数	減衰定数
弾性領域	1.585Hz	2.4%
塑性領域	1.287Hz	3.9%

(4)ハーフパワー法による弾・塑性領域ごとの減衰定数の推定。

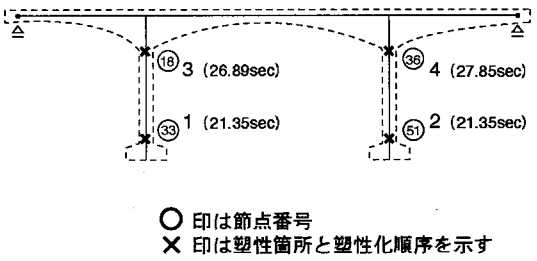
本項では弾性領域と塑性領域に分けてトリリニア型による非線形解析を行っている。弾塑性領域の区別はあらかじめ塑性ヒンジ箇所をトライアル計算にて決定している。これらから入力波の制限時刻を設定して解析を行い、それらにより解析されたパワースペクトルを用いて図－17 の方法により減衰定数を求めている。表－3 の結果をみると、本モデルの場合は弾性領域では 2.4%，塑性領域では 3.9%と見うけられる。振動数は弾・塑性領域で約 63%の伸びとなった。

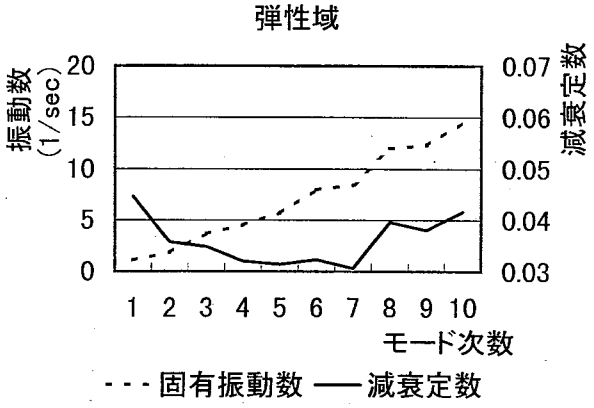
(5)塑性ヒンジステップ順による振動数と減衰定数の関係

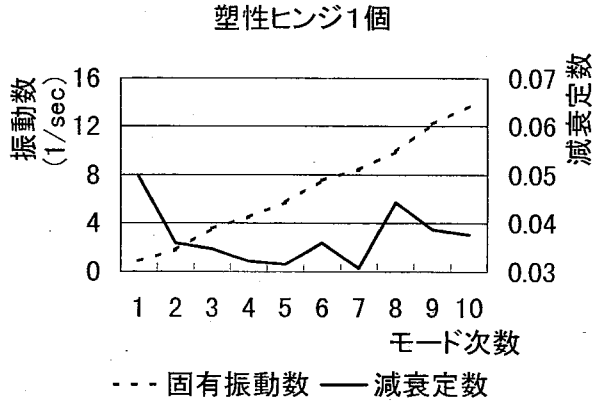
図－18 に橋脚部が塑性化する順序を示している。本研究では、図－9 に示す保有耐力レベルの剛性 k_1, k_2 を用いて、塑性ヒンジステップ順による振動数と減衰について計算した。

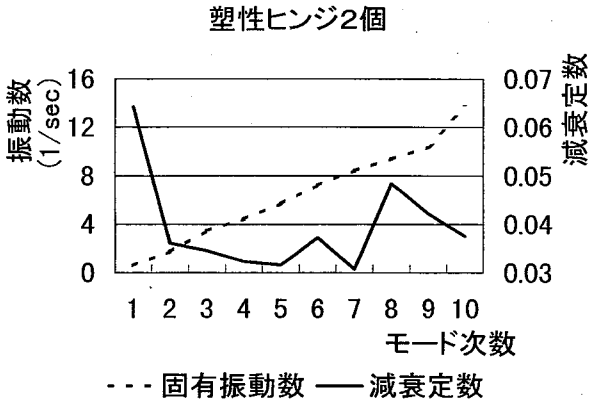
これは、塑性ヒンジに入ると図－9 の剛性 k_1 から k_2 を用いる。

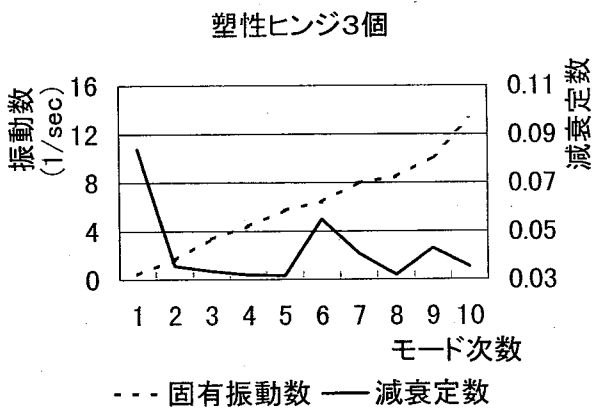
図－18 の振動数と減衰の関係図をみると減衰定数は１～２次のモードが支配的であり、ヒンジ個数が多くなるにつれて減衰が大きくなることがわかる。

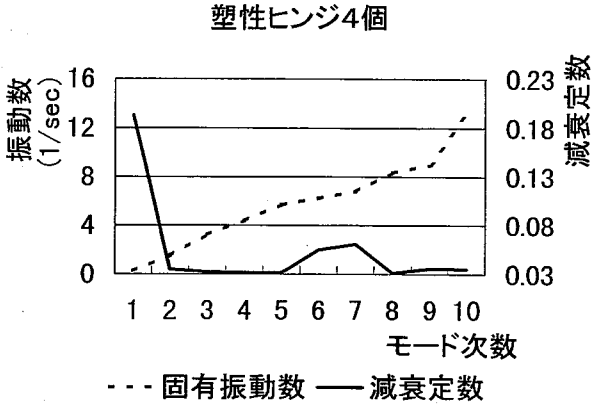












図－18　弾性・塑性領域における振動数と減衰定数の関係

塑性ヒンジが１個から４個すべて発生するまでの固有周期をみると T1=1.16sec～T4=4.27sec と長周期になることは当然であり、４個のヒンジが発生する完全塑性状態の１次モードから推察すると上部構造は水平剛体移動を行い橋脚上端で大きな水平変形モードになる事がわかる。

6．まとめ

本研究の結果をまとめると、以下のようになる。今回は連続ラーメン橋の減衰定数を中心に現象としてとりまとめた。今後は、エネルギー問題としての解と共に研究を深めたいと考えている。

(1) 減衰理論の適用については本モデルにおいても、ひずみエネルギー比例減衰が適当と考えてよい。

(2) 橋脚のヒンジ順序は下端部から上端部への順序であった。

(3) 減衰自由振動波形から簡略的に減衰定数の分析を試みた結果 h=12.2%は、道示Vに示す参考値 12～20%に適合した。

(4) 弾・塑性領域毎にハーフパワー法を用いて振動数と減衰定数の算出を試みると、弾性領域では仮定値と近似した。
この手法を用いて解析上の精度を求めることも今後の継続検討としたいと考えている。

(5) 塑性ヒンジステップ順に塑性剛性を考慮した解析では、減衰定数が 5～19%とモード減衰が上昇した。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V（平成８年）

2) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析

3) 星隅・運上：鉄筋コンクリート橋脚の地震時非線形応答の繰り返し特性，第 24 回地震工学研究発表会

4) 矢部・川島：地震時保有水平耐力法を用いる RC 橋脚の履歴特性を非線形梁要素まで表現するためのモデル化の提案，第 52 回年次学術講演会

（1997. 8. 29 受付）

Study on Material Nonlinearity and Damping Coefficient of Pier of Continuos Rigid-Frame Bridge

Yoshitaka MATSUI , Tomoya AOCHI , Toshiyuki OHSHIMA
Toshiro HAYASHIKAWA , Syoji TOHMA

Material nonlinearity and damping coefficient of pier of PC rigid-frame bridge is dealt with as a time domain response analysis. Three damping theories are compared in numerical results , considering frequency modes of damping and plastic deformation. Damping of strain energy dependent coefficient is most appropriate in our calculation.

長大吊橋の立体骨組モデルによる非線形地震応答解析

佐々木伸幸[1]・上平　悟[2]・山本利弘[3]

[1]正会員　三菱重工業（株）広島研究所（〒730 広島市中区江波沖町5-1）
[2]正会員　工修　三菱重工業（株）広島製作所（〒730 広島市中区江波沖町5-1）
[3]工博　（株）リョーセンエンジニアズ　技術計算センタ（〒733 広島市西区南観音6丁目4-31）

最近、橋梁の耐震設計では、激震時の非線形地震応答の評価が重要となっているが、構造が大規模かつ複雑な長大橋について、直接非線形応答解析を行おうとすると多くの計算時間を要し、一般に容易でない。

ここでは、大節点構造物である長大橋を忠実に3次元立体骨組系でモデル化し、効率的に非線形応答を求める手法として、質量凝縮法による自由度の縮小および収束計算を必要としない陽的な数値積分法を適用した非線形地震応答解析法を提案した。

本文では、解析手法の概要を述べるとともに、長大吊橋の試設計例を対象に、上記で提案した解析手法を適用して非線形地震応答解析を行った結果をまとめたものである。

Key Word *: long span bridge, earthquake response, non-linear response, explicit integration, mass condensation*

1．まえがき

阪神・淡路大震災を契機に、橋梁の耐震設計では激震時における橋体各部の非線形性を考慮した橋梁全体構造の非線形地震時挙動の適性評価が重要となっている。

吊橋、斜張橋、アーチ橋など大規模構造で地震時挙動が複雑な長大橋についても非線形動的解析の必要性は高まっているが、大節点構造の全橋モデルを用いて直接非線形動的解析を行おうとすると、多大の計算時間を要し、実際には計算が困難になる場合も生じる。

本研究では、大規模かつ複雑な長大橋を厳密に大節点の3次元骨組モデルで置換することを前提とし、その非線形応答を高精度かつ経済的に解析することを目的とし、以下のような手法を適用した実用的解析法の開発を試みた。

①自由度の縮小

構造全体の運動方程式について、全パラメータの中から代表パラメーターを選定し、自由度の縮小を行う。縮小に際しては、静的な剛性のみでなく、質量の影響も考慮した質量凝縮法を適用した。

②効率的な積分法の導入

従来、この種の解析における数値積分法は一般に陰積分法が用いられ、収束計算を必要とする。ここでは、収束計算を必要としない新たな積分法を提案し、適用した。

本文では、まず、これら解析手法の定式化および解析手法の基本精度についての検討結果について述べる。次に、この解析手法に基づき作成した解析プログラムの概要を紹介する。

最後に、本手法の適用例として、試設計長大吊橋に兵庫県南部地震における神戸海洋気象台波形3成分を同時に作用させ、全橋の非線形地震応答解析を行った。

解析結果を線形地震応答と比較することにより、長大橋の激震時における非線形応答特性の考察を行った。

2．解析方法

最近、橋梁の耐震性照査に当り、橋脚などを対象に、非線形特性を考慮した地震応答解析が実施されるケースが多くなっている。[1] また、こうした用途の解析プログラムもいくつか市販されている。しかし、これら解析では橋脚単体のような小規模の構造を扱った例が多い。自由度が多い複雑な構造を解析する場合には、多くの計算時間が必要になる。特に非線形計算の場合には、数値積分法に陰解法を使用しているために、繰り返し収束計算が必要になることからも計算に膨大な時間を要する。したがって、非線形要素を含む自由度の多い複雑な構造物の地震応答計算を現実的な計算時間で行うためには、次の２点についての工夫が必要と考えられる。

①自由度をできるだけ少なくする。

②収束計算をしなくても実用的な精度が得られる積分法を採用する。

①については複雑な構造を大幅に簡略化したモデルで置換する方法がある。例えばトラス構造を等価なビームに置き換えるなどの方法である。しかしながら、等価なビームの作成は人手に頼るため、任意性が避けられず、また、解析結果の後処理（特に部材力の算出）が煩雑である。②の積分法については現在のところ、この種の解析のほとんどは、無条件安定で高精度解が得られるとされるニューマーク β 法（$\beta=1/4$）が採用されており、これに替わる陽積分法は今後の課題となっている。

本文では、以上の２点に対する実用的な対処策として質量凝縮法による自由度の縮小および新たな積分法の適用を試みた。本節では、これらの基礎式の誘導および数値計算による精度検討を示す。

(1) 質量凝縮法による自由度の縮小

大次元マトリックスの運動方程式を取り扱う場合、実用的な解法として自由度の縮小による近似解法が知られている。これは、従来、線形な系の固有値解析などに際し、一般に用いられているが[2]、この手法を拡張することにより非線形の時刻歴応答解析にも適用可能である。[3]

長大橋のような大節点数のモデルではパラメータ数が多く，直接，運動方程式を解くには莫大な時間を要する。そこで，独立に変化する主要節点変位の数を制限し，他の節点はこれに従属するとして，運動方程式の次元を小さくするのが質量凝縮法である。

主要節点変位を $\{x_m\}$，従属節点変位を $\{x_s\}$ とすると，運動方程式は(1)式で表される。

$$\begin{bmatrix} M_m & 0 \\ 0 & M_s \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{x}_m \\ \ddot{x}_s \end{Bmatrix}+\begin{bmatrix} C_{mm} & C_{ms} \\ C_{sm} & C_{ss} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{x}_m \\ \dot{x}_s \end{Bmatrix} +\begin{bmatrix} K_{mm} & K_{ms} \\ K_{sm} & K_{ss} \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} x_m \\ x_s \end{Bmatrix}=-\begin{bmatrix} M_m & 0 \\ 0 & M_s \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} e_m \\ e_s \end{Bmatrix}\ddot{y}_o \quad (1)$$

上式を分解すると (2)，(3)式のようになる。

$$[M_m]\{\ddot{x}_m\}+[C_{mm}]\{\dot{x}_m\}+[C_{ms}]\{\dot{x}_s\} +[K_{mm}]\{x_m\}+[K_{ms}]\{x_s\}=-[M_m]\{e_m\}\ddot{y}_0 \quad (2)$$

$$[M_s]\{\ddot{x}_s\}+[C_{sm}]\{\dot{x}_m\}+[C_{ss}]\{\dot{x}_s\} +[K_{sm}]\{x_m\}+[K_{ss}]\{x_s\}=-[M_s]\{e_s\}\ddot{y}_0 \quad (3)$$

ここで，下添字 m，s はそれぞれ主パラメータ，従パラメータの値を意味し，M,K,C=質量，剛性，減衰マトリクス，e=方向を表す単位ベクトル，$\ddot{y}_0$=入力加速度である。

(3)式において，ラプラス変換を適用して逆行列の１次近似をとり，式を整理すると主パラメータ $\{x_m\}$ と従パラメータ $\{x_s\}$ の関係式が得られる。この式を(2)式に代入すると，凝縮された系全体の運動方程式として(4)式が得られる。

$$[M^*_m]\{\ddot{x}_m\}+[C^*_{mm}]\{\dot{x}_m\}+[K^*_{mm}]\{x_m\} =-\{q^*_m\}\ddot{y}_0 \quad (4)$$

$$[M^*_m]=[M_m]+[K_{ms}][K_{ss}]^{-1}[M_s][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]$$
$$[C^*_{mm}]=[C_{mm}]+[K_{ms}][K_{ss}]^{-1}[C_{ss}][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}] -[K_{ms}][K_{ss}]^{-1}[C_{sm}]-[C_{ms}][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]$$
$$[K^*_{mm}]=[K_{mm}]-[K_{ms}][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]$$
$$[q^*_m]=[M_m]\{e_m\}-[K_{ms}][K_{ss}]^{-1}[M_s]\{e_s\}$$

(4)式に数値積分を適用し，主パラメータの節点変位 $\{x_m\}$ を求めた後，次式により従パラメータ $\{x_s\}$ を求める。

$$\{x_s\}=-[K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]\{x_m\} +[K_{ss}]^{-1}[M_s][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]\{\ddot{x}_m\} +[K_{ss}]^{-1}[C_{ss}][K_{ss}]^{-1}[K_{sm}]\{\dot{x}_m\} -[K_{ss}]^{-1}[C_{sm}]\{\dot{x}_m\} -[K_{ss}]^{-1}[M_s]\{e_s\}\ddot{y}_o \quad (5)$$

ここで，主パラメータとしては，系全体の地震応答を代表する主要な節点パラメータ，および全ての非線形部材の両端節点を採用する必要がある。

(2) 数値積分法

離散化された線形の地震応答を表す運動方程式は次式で表される。

$$m\ddot{x}_{n+1} + c\dot{x}_{n+1} + kx_{n+1} = -me\ddot{y}_{n+1} \tag{6}$$

m, c, k : 質量, 減衰, 剛性マトリックス

$\ddot{x}, \dot{x}, x$: 加速度, 速度, 変位ベクトル

e : 地震の方向を表す単位 ベクトル

$\ddot{y}$: 入力加速度

添え字 n は時間ステップを示す

一方、非線形の地震応答を表す運動方程式は次式で表される。

$$m\ddot{x}_{n+1} + c\dot{x}_{n+1} + p_{n+1} = -me\ddot{y}_{n+1} \tag{7}$$

p_{n+1} : 非線形復元力

(7)式を書き換えて次式を得る。

$$\begin{aligned} m\ddot{x}_{n+1} + c\dot{x}_{n+1} + kx_{n+1} &= -me\ddot{y}_{n+1} \\ &\quad -(p_{n+1} - kx_{n+1}) \end{aligned} \tag{8}$$

ニューマーク β 法 ($\beta = 1/4$) を適用すると速度, 変位は次式で表される。

$$\dot{x}_{n+1} = \dot{x}_n + \frac{\Delta t}{2}\ddot{x}_n + \frac{\Delta t}{2}\ddot{x}_{n+1} \tag{9}$$

$$x_{n+1} = x_n + \Delta t\dot{x}_n + \frac{\Delta t^2}{4}\ddot{x}_n + \frac{\Delta t^2}{4}\ddot{x}_{n+1} \tag{10}$$

ここで、次なる予測因子を設定する。

$$\tilde{x}_{n+1} = x_n + \Delta t\dot{x}_n + \frac{\Delta t^2}{4}\ddot{x}_n \tag{11}$$

また、この予測因子を与えて得られた非線形復元力を $\tilde{p}_{n+1}$ とすると、(8)式は次のように表現できる。

$$\begin{aligned} &m\ddot{x}_{n+1} + c\dot{x}_{n+1} + kx_{n+1} = -me\ddot{y}_{n+1} \\ &-(\tilde{p}_{n+1} - k\tilde{x}_{n+1}) \\ &-\{(p_{n+1} - \tilde{p}_{n+1}) - k(x_{n+1} - \tilde{x}_{n+1})\} \end{aligned} \tag{12}$$

この(12)式に、(9)式, (10)式を代入して整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} &(m + \frac{\Delta t}{2}c + \frac{\Delta t^2}{4}k)\ddot{x}_{n+1} = -me\ddot{y}_{n+1} \\ &-c\dot{x}_n - \frac{\Delta t}{2}c\ddot{x}_n - \tilde{p}_{n+1} \\ &-\{(p_{n+1} - \tilde{p}_{n+1}) - k(x_{n+1} - \tilde{x}_{n+1})\} \end{aligned} \tag{13}$$

この(13)式において、$(p_{n+1} - \tilde{p}_{n+1})$ は n+1 ステップでの接線剛性を $\hat{k}_{n+1}$ とすると次式で表される。

$$\begin{aligned} p_{n+1} - \tilde{p}_{n+1} &= \hat{k}_{n+1}(x_{n+1} - \tilde{x}_{n+1}) \\ &= \frac{\Delta t^2}{4}\hat{k}_{n+1}\ddot{x}_{n+1} \end{aligned} \tag{14}$$

これを(13)式に代入し、整理すると次式が得られる。

$$\begin{aligned} &(m + \frac{\Delta t}{2}c + \frac{\Delta t^2}{4}k)\tilde{\ddot{x}}_{n+1} = -me\ddot{y}_{n+1} \\ &-c\dot{x}_n - \frac{\Delta t}{2}c\ddot{x}_n - \tilde{p}_{n+1} \\ &\tilde{\ddot{x}}_{n+1} = (I + \Lambda)\ddot{x}_{n+1} \\ &\Lambda = (m + \frac{\Delta t}{2}c + \frac{\Delta t^2}{4}k)^{-1}\frac{\Delta t^2}{4}(\hat{k}_{n+1} - k) \end{aligned} \tag{15}$$

したがって、加速度は次式で求めることができる。

$$\ddot{x}_{n+1} = (I + \Lambda)^{-1}\tilde{\ddot{x}}_{n+1} \tag{16}$$

剛性変化量 $(\hat{k}_{n+1} - k)$ が初期剛性よりも大きく、したがって Λ が I に比べて大きい場合には、(16)式を用いて厳密に $\ddot{x}_{n+1}$ を計算する必要がある。しかし、Λ が小さければ上式は近似的に次式で求めることができる。

$$\ddot{x}_{n+1} \approx (I - \Lambda)\tilde{\ddot{x}}_{n+1} \tag{17}$$

なお、(15)式のマトリックス $(\hat{k}_{n+1} - k)$ については、非線形要素が結合していないパラメータの成分は常に零である。

なお、今回提案した積分法と類似の積分法にサブストラクチュア・スード実験用に有用とされるＯＳ法[4]がある。本法の(17)式において $\tilde{\ddot{x}}_{n+1} = \ddot{x}_{n+1}$ とした場合（接線剛性と線形剛性の差分による補正を無視した場合）には文献 4) に示されているＯＳ法と一致する。

(3) 精度の検討

今回提案した積分法の精度を検討するため、異なる次の３種の積分法で簡単な構造系に対する非線形地震応答の数値計算を行った。

①ニューマークβ法（$\beta = 1/4$）

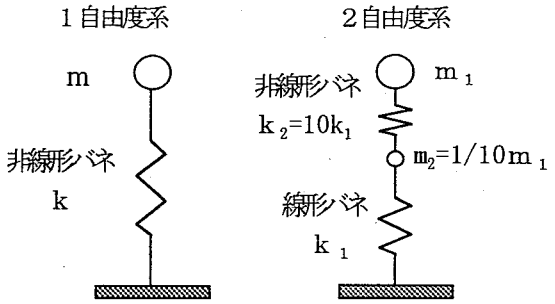
②文献[4]のOS法

③本文の提案法

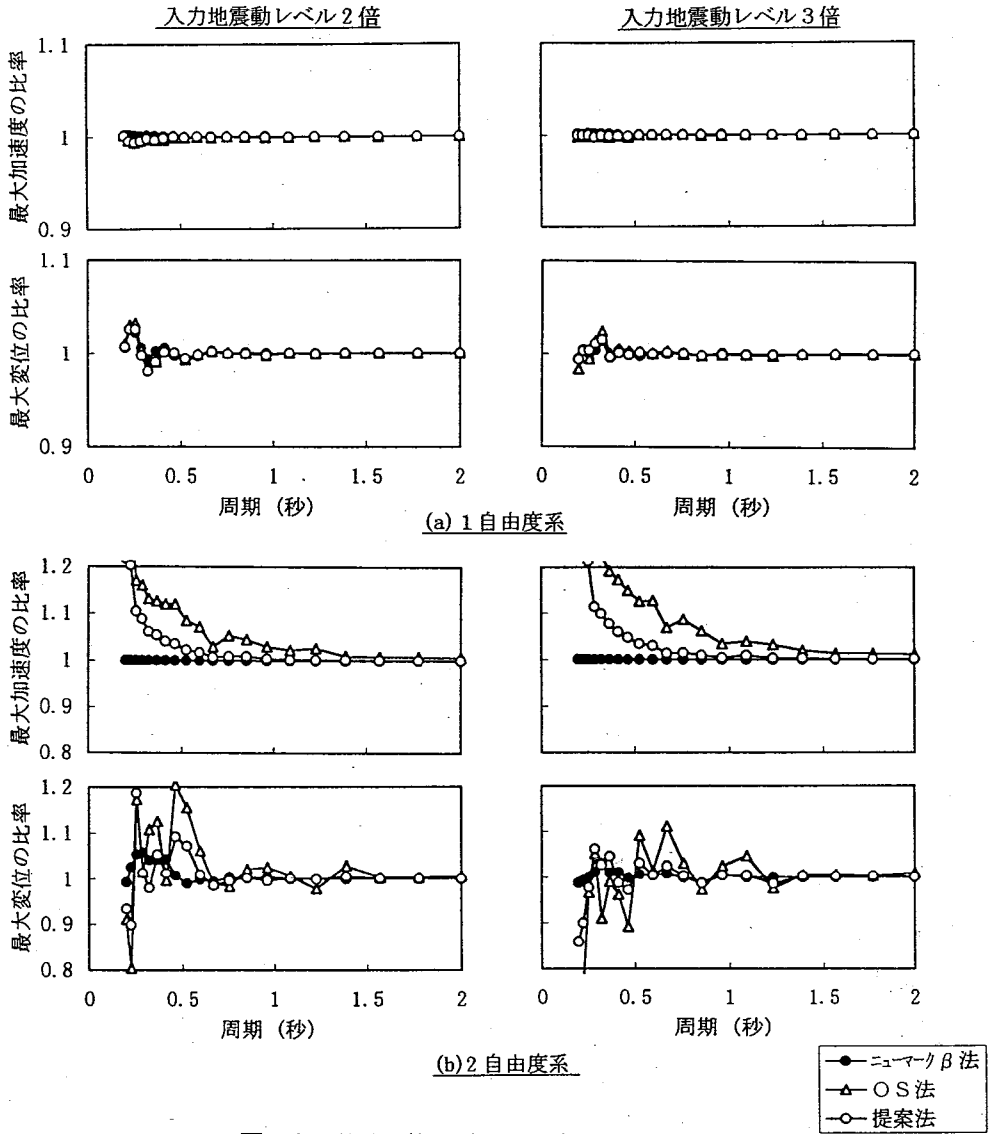
構造系は、図－１に示す１自由度系および２自由度系であり、それぞれモデルの線形固有周期（１次）をパラメータとして0.5秒～2.0秒まで変化させた。

ここで、２自由度系モデルは、高次振動の影響を見るために設定したモデルであり、２次振動数が１次振動の 12 倍に調整してある。減衰は、両モデルとも線形範囲のモード減衰定数を５％で与えた。

入力地震波は神戸海洋気象台 NS 波（818gal）を使用した。復元力特性は２次勾配が零のバイリニア特性とした。降伏変位は応答塑性率のレベルを合わせるためにあらかじめ原波形を入力して線形計算を行い、その結果の最大応答変位の値に設定した。



図－１ 検討用モデル



図－２ 数値計算モデルの非線形応答解析結果

非線形解析に当たっての入力レベルは原波形の２倍および３倍とした。

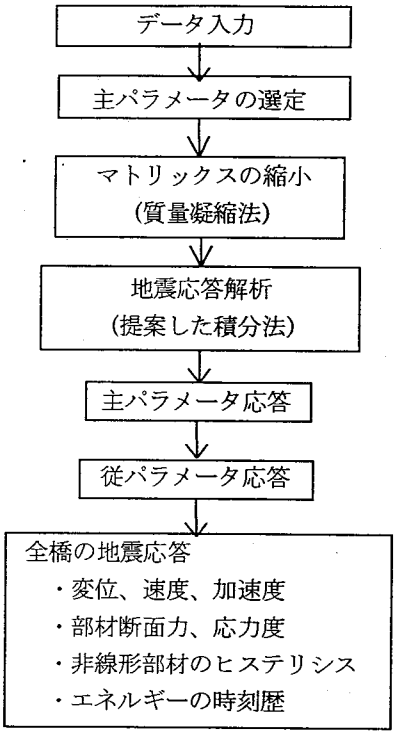
３種の積分法の時間刻みは、全て 1/100 秒で統一した。また、比較のため、ニューマーク β 法のみについて時間刻みを非常に細かく分割（全てのモデルについて、１次固有周期の 1/100 刻み）した場合についても計算を行い、この結果の最大応答値を基準値として、上記３種の積分法による結果の最大応答値を、この基準値に対する割合で整理した。

結果をまとめて図－２に示す。

１自由度系の結果は、固有周期が 0.5 秒以下において変位比率の差が若干（5%程度以下）生じているが、３種の方法とも同程度の差異であり、特に問題はない。次に、２自由度系の結果は、３種の積分法の違いにより変位および加速度比率の差異が現れている。提案法の結果は、ニューマーク β 法と OS 法の中間的な結果を示しており、基準値に対する比率を２～３%以下に収めようとすると周期が 0.6 秒以上の範囲となる。１次周期 0.6 秒の場合、２次周期は 0.05 秒であり、時間刻みは２次周期を５分割したことになる。以上の結果から、提案法は、高次振動についても固有周期の 1／5 程度の時間刻みとすることにより、十分な時間刻みのニューマーク β 法と同程度の精度の解が得られることが知れる。

(4) プログラムの作成

以上で述べた解析手法を適用した解析プログラムを作成した。そのプログラムのフローおよび仕様を図－３に示す。



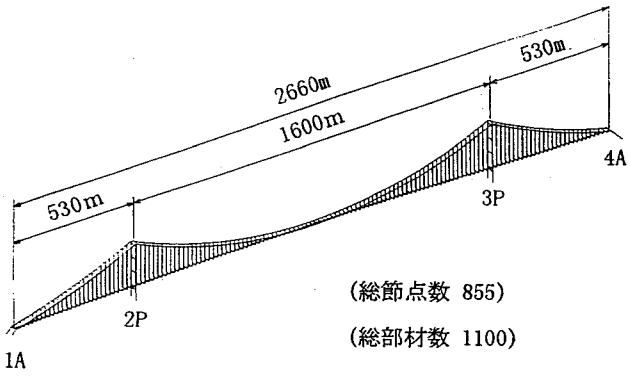
仕様 ・地震入力　　３方向
・構造物節点数 ≦ 4000
・非線形部材数 ≦ 1000
・非線形特性　　バイリニア特性、
トリィリニア特性、ガタ・衝突特性、
摩擦特性、その他任意の関数

図－３　作成プログラムの概要

３．解析例

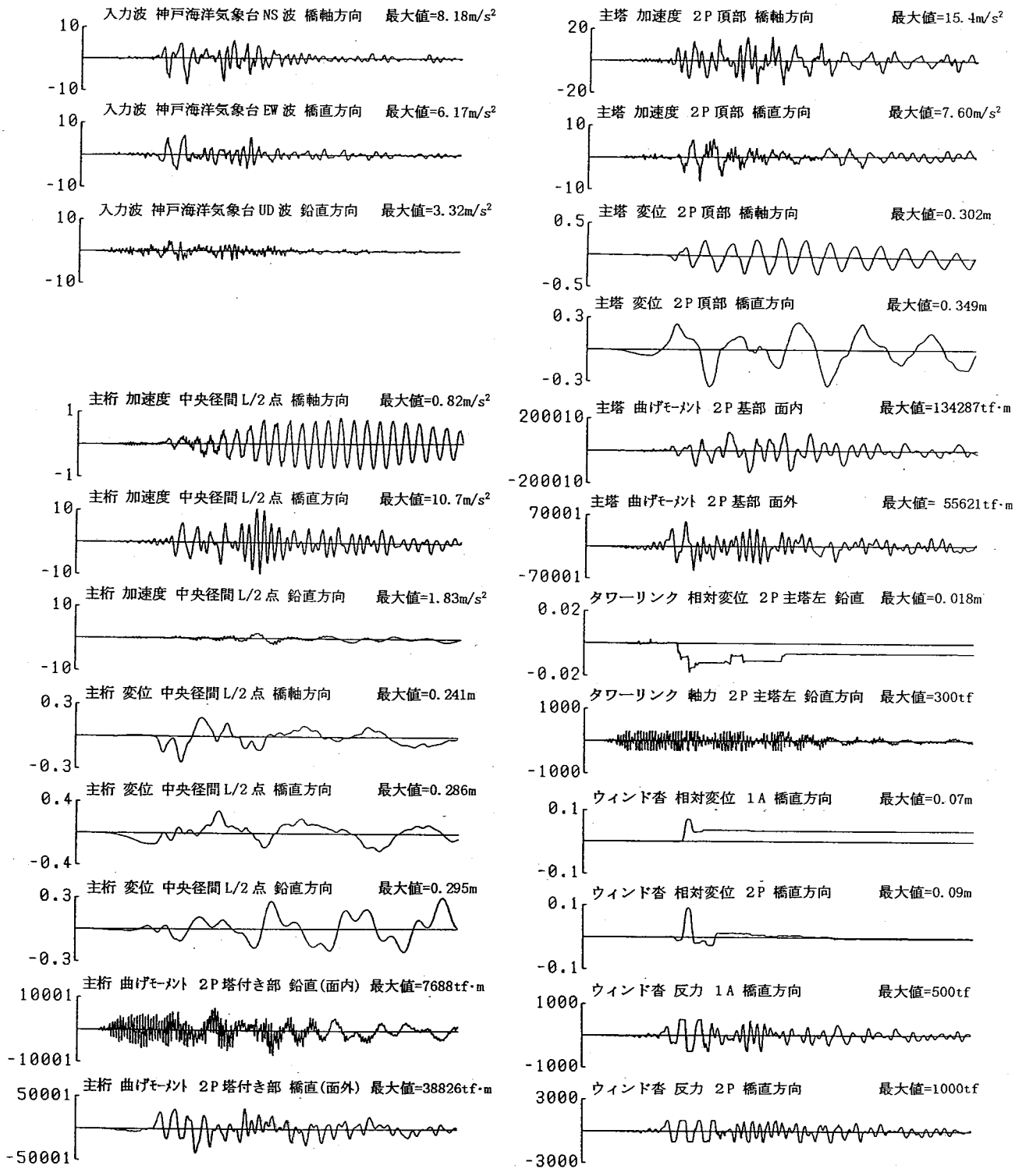
(1) 対象橋梁およびモデル化

解析対象橋梁は図－４に示すような、中央径間 1600m の３径間連続鋼箱桁の試設計吊橋である。構造全体は、図－４に示すように梁要素とバネ要素の集合で３次元骨組構造としてモデル化した。また、非線形部材は、支承構造（タワーリンクおよびウインド沓）のみとし、桁、塔、ケーブルは全て線形部材としてモデル化した。これは、後で結果を示すように非線形解析に先立って実施した線形解析の結果、桁、塔、ケーブルの最大応答が線形範囲に収まっていたためである。なお、今回、大レベルの地震動を作用させたにもかかわらず、吊橋主要部の応答が線形範囲にとどまったのは、吊橋主要部の地震応答が長周期成分の割合が大きいのに対し、地震入力が短周期成分の多い直下型であることによると考えられる。タワーリンクとウィンド沓の非線形特性は、すべて２次勾配が零のバイリニア型とし、降伏耐力については、それぞれの降伏荷重であるタワーリンク 150tf，ウィンド沓 200tf に設定した。



図－４　３次元立体骨組モデル

このモデルの基部（1A,2P,3P,4P）に神戸海洋気象台波形３成分を同時に３方向に入力した。非線形解析の時間刻みは、前項の結果を参考に、非線形要


入力波 神戸海洋気象台 NS 波 橋軸方向 最大値=8.18m/s²
入力波 神戸海洋気象台 EW 波 橋直方向 最大値=6.17m/s²
入力波 神戸海洋気象台 UD 波 鉛直方向 最大値=3.32m/s²
主桁 加速度 中央径間 L/2 点 橋軸方向 最大値=0.82m/s²
主桁 加速度 中央径間 L/2 点 橋直方向 最大値=10.7m/s²
主桁 加速度 中央径間 L/2 点 鉛直方向 最大値=1.83m/s²
主桁 変位 中央径間 L/2 点 橋軸方向 最大値=0.241m
主桁 変位 中央径間 L/2 点 橋直方向 最大値=0.286m
主桁 変位 中央径間 L/2 点 鉛直方向 最大値=0.295m
主桁 曲げﾓｰﾒﾝﾄ 2P 塔付き部 鉛直(面内) 最大値=7688tf·m
主桁 曲げﾓｰﾒﾝﾄ 2P 塔付き部 橋直(面外) 最大値=38826tf·m
主塔 加速度 2P 頂部 橋軸方向 最大値=15.4m/s²
主塔 加速度 2P 頂部 橋直方向 最大値=7.60m/s²
主塔 変位 2P 頂部 橋軸方向 最大値=0.302m
主塔 変位 2P 頂部 橋直方向 最大値=0.349m
主塔 曲げﾓｰﾒﾝﾄ 2P 基部 面内 最大値=134287tf·m
主塔 曲げﾓｰﾒﾝﾄ 2P 基部 面外 最大値= 55621tf·m
タワーリンク 相対変位 2P 主塔左 鉛直 最大値=0.018m
タワーリンク 軸力 2P 主塔左 鉛直方向 最大値=300tf
ウィンド沓 相対変位 1A 橋直方向 最大値=0.07m
ウィンド沓 相対変位 2P 橋直方向 最大値=0.09m
ウィンド沓 反力 1A 橋直方向 最大値=500tf
ウィンド沓 反力 2P 橋直方向 最大値=1000tf

図－5　時刻歴応答波形例

素の局部振動における最短周期の約 1／5 である1/2000秒とした。

(2) 解析結果および考察

非線形解析結果の内の主要部の時刻歴応答波形を図－５に示す。主桁、主塔の応答を見ると、変位は数秒オーダーの長周期成分が卓越しているが、加速度、部材力(モーメント)は比較的高次成分も多い。特に、桁の塔付け部における鉛直方向(面内)曲げモーメントには、６Hz 程度の高周波成分がかなり大きな割合を占めている。これは、タワーリンク軸力の高次振動成分と合致しており、タワーリンク近傍の局部的な応答と考えられる。

また、タワーリンク、ウィンド沓の相対変位は、入力地震動の最大加速度付近で大きなすべりを生じており、地震終了後も残留変形が残っている。さらに、これら支承の反力応答の波形は前述のように高次振動成分が多い。

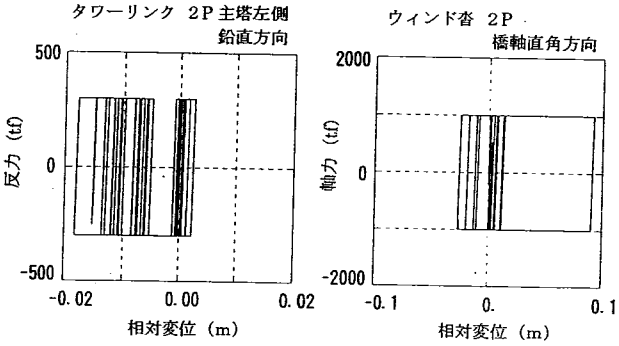
次に、非線形部材のヒステリシス（荷重⇔変形図）の代表例を図－６に示す。タワーリンク、ウインド沓ともコーナー部まで良くトレースされた良好なヒステリシス特性を示しており、高次振動成分が卓越した支承の応答についても、この程度の時間刻みであれば、非線形特性を忠実に解析に反映できた結果と考えられる。

最後に非線形解析結果の最大応答値を線形解析結果と比較して表－１にまとめて示す。各部の非線形応答を線形応答と対比すると次のことが言える。

主桁の加速度、変位は、橋軸方向および鉛直方向はほぼ同じであるが、橋軸直角方向は 15%程度低下する。また、主桁の曲げモーメントの最大点である塔付け部曲げモーメントは鉛直方向（面内）、橋軸直角方向(面外)方向とも20～30%低下している。これは、この部分の支承（タワーリンクおよびウインド沓）が塑性化したことによる支承反力の頭打ちにより、一種の免震効果が生じたものと判断できる。

次に、主塔の応答を見ると、加速度、変位は同程度であるが、基部の曲げモーメントは橋軸直角方向（塔の面内方向）で約 20%近く低下している。

以上のことから、主桁、主塔の非線形応答は、全体的な加速度、変位の応答はあまり大きな変化はないが、断面力について、支承の非線形特性が現れる橋軸方向および鉛直方向に免震効果が現れ応答が低下する傾向を示している。



図－６　非線形部材ヒステリシス

表－１　線形および非線形解析の最大応答値の比較

パラメータ		応答点	方向	線形応答値	非線形応答値	非線形／線形
主桁	加速度 (cm/s2)	中央径間L/2点	橋軸	82.0	82.1	1.00
			橋軸直角	1260.	1070.	0.85
			鉛直	185.	183.	0.99
	変位(cm)	中央径間L/2点	橋軸	24.2	24.1	1.00
			橋軸直角	34.0	28.6	0.84
			鉛直	27.6	29.5	1.07
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf・m)	2P塔付き部	鉛直(面内)	10103	7688	0.76
			橋直(面外)	54861	38826	0.71
主塔	加速度 (cm/s^2)	2P頂部	橋軸	1560.	1540.	0.99
			橋軸直角	620.	760.	1.23
	変位 (cm)	2P頂部	橋軸	30.2	30.2	1.00
			橋軸直角	35.4	34.9	0.99
	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (tf・m)	2P基部	面外	133266	134287	1.01
			面内	68162	55621	0.82
ﾀﾜｰﾘﾝｸ	相対変位(cm)	2P主塔左側	鉛直	0.05	1.79	35.80
	軸力(tf)			782	300	0.38
ｳｨﾝﾄﾞ沓	相対変位 (cm)	1A	橋軸直角	0.11	7.15	65.00
		2P		0.28	9.23	32.96
	反力 (tf)	1A		1104	500	0.45
		2P		2819	1000	0.35

次に、非線形部材である支承(タワーリンク、ウインド沓)の応答を見ると、反力応答は塑性化により低下するが、反面、相対変位応答が大幅に増大する。最大相対変位の値は、この解析例では、タワーリンクで1.8cm、ウインド沓で9.2cmそれぞれ生じているが、この程度であれば通常の一般的な支承構造によっても変形能力を持たせることは可能であると考えられる。

4．まとめ

前項までの検討結果を要約すると、次のことが言える。

① 大節点構造となる長大橋の非線形地震応答を効率的に計算するための解析手法として、質量凝縮法によるマトリックスの縮小法および陽的な数値積分法の適用を提案した。

② 上記で提案した解析手法の基本精度を検討した結果、非線形要素の局部振動において最短固有周期の1／5の時間刻みで計算すれば、ニューマークβ法と同程度の精度の解が得られることが認められた。

③ 解析例として取りあげた長大吊橋について神戸海洋気象台波形に対する地震応答解析を行ったが、長周期構造物に短周期成分が卓越した直下型地震が作用した場合、桁、塔などの全体的な応答は弾性範囲に納まる結果となった。従って、非線形部材は、支承のみの非線形特性を考慮することで橋梁全体の非線形解析が可能となった。

④ 全ての支承を非線形部材とした非線形応答解析の結果を線形応答解析結果と比較すると、支承反力の頭打ちにより主桁などの断面力が低下する一種の免震効果が現れた。また、非線形解析結果の全体的な桁、塔の変位、加速度応答は線形解析結果と大差ない結果であった。

参考文献

1) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善、1997.
2) 河島佑男：コンピュータによる構造工学講座 Ⅱ-4-A 動的応答解析、培風館、1972.
3) 佐々木伸幸、他：部分構造供試体による仮動的実験（その1．基礎理論）、日本建築学会学術講演梗概集、pp.191-192、1988.
4) 中島正愛、他：サブストラクチュア仮動的実験のための数値積分法、日本建築学会構造系論文報告集、No.417, pp.107-117, 1991.

(1997. 8. 29 受付)

NON-LINEAR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF LONG SPAN SUSPENSION BRIDGE

Nobuyuki SASAKI, Satoru UEHIRA, Toshihiro YAMAMOTO

Regarding seismic resistance design of bridges, it has become more important to evaluate non-linear response under great earthquakes. However, non-linear analysis for long span bridges with complicated structural system has not been easily achieved due to the limitation of calculation time and various conditions.

It is proposed that new non-linear response analysis method applying mass condensation method and explicit integration scheme for calculating 3 dimensional bridge models with many nodal points effectively.

In this paper, outline of the proposed method is explained and the result of the non-linear seismic response analysis for long suspension bridge using this method is summarized.

道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価

川谷充郎[1]，山田靖則[2]，金 哲佑[3]，川木秀昭[4]

[1]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)
[2]正会員　博(工)　高田機工(株)　技術研究所副所長　(〒649-01 和歌山県海草郡下津町方1375-1)
[3]正会員　Ph.D　韓国中央大学校建設大学講師　土木工学科　(221 Huksuk-Dong, Dongjak-Gu, Seoul, 156-756, Korea)
[4]学生会員　大阪大学　工学研究科前期課程土木工学専攻学生　(〒565　吹田市山田丘2-1)

道路桁橋では，伸縮継手部段差を走行する車両に励起された振動が，部材の疲労損傷，構造物の振動使用性あるいは周辺への環境振動影響といった問題を引き起こしている．それを検討するに際して，荷重を直接支える床版の動的応答，またそれに作用する車両の動的接地力に着目する必要がある．そこで三次元動的解析を行い動的接地力，床版応答を求める．床版応答については阪神高速道路旧梅田入路における実測値を用いて比較検討する．段差量と速度変化に対してそれらがどのように変化するかを検討する．

Key Words : *traffic-induced vibration, 3-dimensional dynamic analysis, bridge slab, dynamic increment facter, contact force*

1. まえがき

近年，自動車重量の増大およびそのような大型車の増加に伴い，道路橋の伸縮継手部付近の床版および構造部材の疲労損傷，構造物の振動使用性あるいは橋梁周辺への環境振動影響といった問題が起こっている[1]．さらに，これらの問題は継手部段差を通過する車両の衝撃的な接地力により，より深刻になっている．

橋梁の走行車両による動的応答，いわゆる橋梁交通振動は，橋梁および車両の動的特性，路面凹凸等の要因のほか，これらの相互作用によって複雑に変化する．この問題について主桁などの構造を対象として，以前から多くの研究論文が出されている[2]．近年の道路橋の交通振動に関する課題では，まず平成5年11月に改訂された新活荷重に対する衝撃があげられ，研究も始められている[3]．一方，輪荷重による床版や床組の衝撃についてはこれまでも研究も少なく，新活荷重対応の車両の動的特性を含めて検討の余地があると思われる．また，疲労損傷は車両の静的載荷の繰り返しの影響が大きいが，伸縮装置部を含む路面凹凸上を走行する車両の動的載荷によって，静的載荷のみを考慮した場合に比べると早く損傷すると考えられる[4]．さらに，環境振動影響は，伸縮装置近傍の路面不陸上を走行する車両の衝撃載荷等による橋梁上部工振動によって引き起こされている低周波空気振動や騒音，また，下部工・基礎工を伝播して周辺家屋に影響を与える地盤振動等の問題を発生させている[5]．

これまで橋梁の動的応答を解析するため，構造物，車両ともに各種のモデルが考案されてきた．構造モデルとしては橋梁を等断面の梁と仮定し，振動モード形状を正弦関数として取り扱うもの，単純桁橋の幅員を考慮して FSM を適用したもの[6]，平面格子桁あるいは平板理論に基づいて FEM を適用したもの[7),8)]，さらに，上下部構造を一体とした骨組モデルによって解析したもの[9)]などがある．一方，解析に使用する走行車両モデルも，その応答解析の対象によって様々なモデルが用いられている．橋梁交通振動に関する研究の初期において，車両モデルはそれぞれ1個の質量，ばね，ダッシュポットを持つ1自由度系が多く用いられ，その後タイヤばねを考慮したモデルも用いられた．1自由度系モデルでは主桁の応答は過大に評価される[10)]．この過大な評価を避けるため，前後の車軸を考慮したものが取り入れられ，さらにタンデム軸が考慮されたり，それぞれの車輪においてタイヤばねが考慮されている．タンデム軸を考慮した車両モデルでは主桁応答が適切に評価される[10),11)]．そして，これらの車両モデルが，旧道路橋示方書のT荷重モデルや現地実験に対応するシミュレーションのモデルとして現在主流を占めている．

前述した課題に対して工学的に必要十分な精度の解析を行うには，構造物あるいは車両を適切にモデル化する必要がある．そこで本研究では，橋梁上部工の主桁だけでなく床版・床組や各支点反力の動的挙動を表現す

るため，構造モデルとして主桁，横桁（対傾構）を梁要素とし，床版を板要素とした有限要素による構造モデルを作成する．そして，壁高欄についても梁要素として構造モデルに取り込む．さらに，車両モデルは，車両本体および前後軸の質量と慣性モーメントを有し，各軸の左右輪で車体ばねを考慮する８自由度系の三次元車両モデル化とする．

以上の構造モデルおよび車両モデルを用いた解析を行い，伸縮継手部段差を通過する走行車両に励起される振動による動的接地力および床版の動的応答を求める．床版応答については阪神高速道路旧梅田入路における実測値を用いて比較検討する．段差量と速度変化に対してそれらがどのように変化するかを検討する．

2．橋梁交通振動の三次元解析

（1）有限要素法による橋梁の強制振動方程式

動的応答解析を行うにあたり，桁橋の構造モデルは，床版を板要素，主桁および横桁（対傾構）を梁要素とする有限要素モデルとする．壁高欄は梁要素を用いて張り出し床版の端部において考慮する．それぞれの要素の節点ではそれぞれ三方向の変位と回転の６自由度とする．橋梁上を走行する車両からの外力は鉛直方向のみを有効と仮定して，剛性マトリックスの縮合を鉛直方向の変位に対して行う．橋梁の質量は集中質量系モデルとして各節点に考慮し，減衰は剛性と質量の線形結合で与えられるものとする[12]．

このようにモデル化した橋梁の，走行荷重による強制振動方程式は式(1)で表される．

$$\boldsymbol{M}_b\ddot{\boldsymbol{w}}+\boldsymbol{C}_b\dot{\boldsymbol{w}}+\boldsymbol{K}_b\boldsymbol{w}=\boldsymbol{f} \tag{1}$$

ここに，$\boldsymbol{M}_b,\boldsymbol{C}_b,\boldsymbol{K}_b$はそれぞれ質量，減衰，剛性マトリクスであり，$\boldsymbol{w},\dot{\boldsymbol{w}},\ddot{\boldsymbol{w}}$は変位，速度，加速度のベクトルを示す．また，$\boldsymbol{f}$は外力ベクトルである．

$\boldsymbol{w}$は固有振動モードと基準座標を用いて式(2)で表されるものとする．

$$\boldsymbol{w}=\sum_i \boldsymbol{\varphi}_i a_i=\boldsymbol{\Phi}\,\boldsymbol{a} \tag{2}$$

式(1)の右辺の外力項は車両の走行と振動を考慮して，式(3)で定義する．

$$\boldsymbol{f}=\sum_{m=1}^{3}\sum_{u=1}^{2}\boldsymbol{\Psi}_{mu}(t)\,P_{mu}(t) \tag{3}$$

ここに，$\boldsymbol{\Psi}_{mu}(t)$は路面上の接地力を床版板要素の４節点に割り振る荷重分配係数ベクトルであり，次式で示される．

$$\boldsymbol{\Psi}_{mu}(t)=\{0;\bullet\bullet\bullet;0;\psi_{k,mu};\psi_{k+1,mu};\psi_{k+2,mu};\psi_{k+3,mu};0;\bullet\bullet\bullet;0\} \tag{4}$$

$P_{mu}(t)$は前・後軸の接地力であり，次節で述べる三次元車両モデルの定式化の中で与えられる．

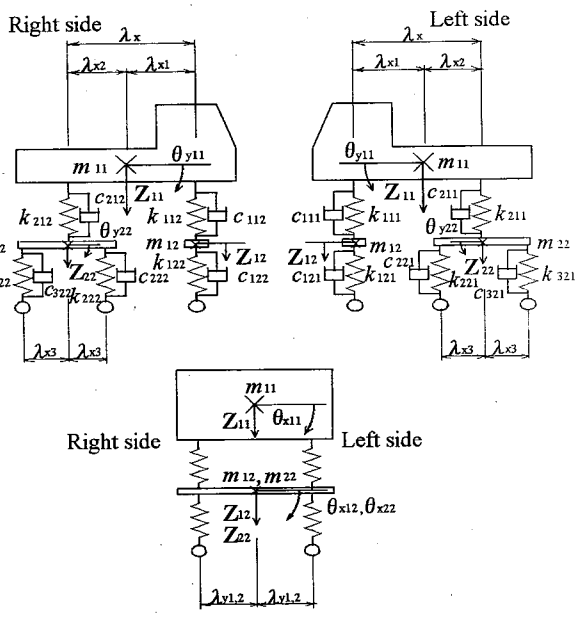


Fig.1 3-dimensional vehicle model with 8-degree-of-freedom

（2）三次元車両モデルの定式化

走行車両による橋梁の動的応答問題について，主桁だけでなく床版や床組をも対象としようとすれば，左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の三次元挙動を考慮し，前後・左右の車輪接地力を評価できる車両の立体モデルを必要とする．そこで，筆者らはばね上車体に関する質量およびばねと減衰，ならびに，車輪に関する質量，ばね，減衰を考慮し，**Fig.1** に示す８自由度系モデルを定式化する．これにより，車両本体のばね上振動に関する上下振動（bouncing），縦揺れ振動（pitching），横揺れ振動（rolling），前軸車輪のばね下振動に関する上下振動(parallel hop)，横揺れ振動(axle tramp)，後軸および後軸車輪のばね下振動に関する上下振動(parallel hop)，縦揺れ振動(windup)，横揺れ振動(axle tramp)が考慮される．この８自由度系車両モデルの運動方程式に **Fig.1** の記号に従って，以下のように表される．

① 車両本体に関する振動方程式

$$m_{11}\ddot{z}_{11}+\sum_{s=1}^{2}\sum_{u=1}^{2}v_{s1u}(t)=0 \tag{5}$$

$$m_{11}\lambda_{x1}\lambda_{x2}\ddot{\theta}_{y11}-\sum_{s=1}^{2}\sum_{u=1}^{2}(-1)^s\lambda_{xs}v_{s1u}(t)=0 \tag{6}$$

$$m_{11}\lambda_{y1}^2\ddot{\theta}_{x11}+\sum_{s=1}^{2}\sum_{u=1}^{2}(-1)^u\lambda_{ys}v_{s1u}(t)=0 \tag{7}$$

② 前輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{12}\ddot{z}_{12}-\sum_{u=1}^{2}v_{11u}(t)+\sum_{u=1}^{2}v_{12u}(t)=0 \tag{8}$$

$$m_{12}\lambda_{y1}^2\ddot{\theta}_{x12}-\sum_{u=1}^{2}(-1)^u\lambda_{y1}v_{11u}(t)+\sum_{u=1}^{2}(-1)^u\lambda_{y1}v_{12u}(t)=0 \tag{9}$$

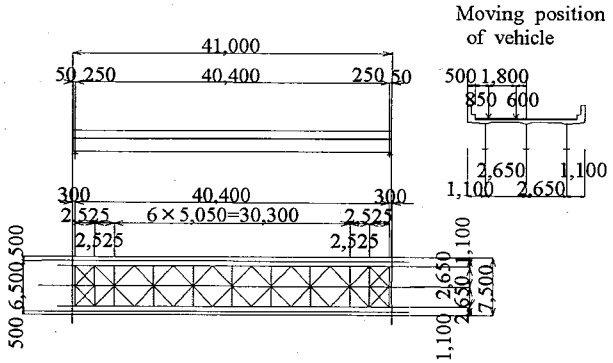


Fig.2 General view of Umeda Entrance Bridge

Table 1 Natural frequency of bridge

order	analysis	experiment	mode
1st	2.32 Hz	2.33 Hz	bending 1st
2nd	3.81Hz	3.86 Hz	torsional 1st

③ 後輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{22}\ddot{z}_{22}-\sum_{u=1}^{2}v_{21u}(t)+\sum_{m=2u=1}^{3}\sum^{2}v_{m2u}(t)=0 \qquad (10)$$

$$m_{22}\lambda_{x3}^{2}\ddot{\theta}_{y22}+\sum_{m=2u=1}^{3}\sum^{2}(-1)^{m}\lambda_{x3}v_{m2u}(t)=0 \qquad (11)$$

$$m_{22}\lambda_{y2}^{2}\ddot{\theta}_{x22}-\sum_{u=1}^{2}(-1)^{u}\lambda_{y2}v_{21u}(t)+\sum_{m=2u=1}^{3}\sum^{2}(-1)^{u}\lambda_{y2}v_{m2u}(t)=0 \qquad (12)$$

ここに，$v_{s1u}(t)$ は $z_{11},\theta_{x11},\theta_{y11}$ に関する連成項であり，ばね上振動の式(5)～(7)に関して，

$$\begin{aligned}v_{s1u}(t)=k_{s11}\{&z_{11}-(-1)^{s}\lambda_{xs}\theta_{y11}\\&+(-1)^{u}\lambda_{ys}\theta_{x11}-z_{s2}-(-1)^{u}\lambda_{ys}\theta_{xs2}\}\\&+c_{s11}\{\dot{z}_{11}-(-1)^{s}\lambda_{xs}\dot{\theta}_{y11}+(-1)^{u}\lambda_{ys}\dot{\theta}_{x11}\\&-\dot{z}_{s2}-(-1)^{u}\lambda_{ys}\dot{\theta}_{xs2}\}\end{aligned} \qquad (13)$$

である．前軸ばね下振動の式(8)，(9)に関して，

$$\begin{aligned}v_{12u}(t)=k_{s21}\{&z_{12}+(-1)^{u}\lambda_{y1}\theta_{x12}-w_{mu}\}\\&+c_{s21}\{\dot{z}_{12}+(-1)^{u}\lambda_{y1}\dot{\theta}_{x12}-\dot{w}_{mu}\}\end{aligned} \qquad (14)$$

である．v_{11u} は式(13)において $s=1$ として求められる．後軸ばね下振動の式(10)～(12)に関して，

$$\begin{aligned}v_{m2u}(t)=k_{m2u}\{&z_{22}+(-1)^{m}\lambda_{x3}\theta_{y22}\\&+(-1)^{u}\lambda_{y2}\theta_{x22}-w_{mu}\}+c_{m2u}\{\dot{z}_{22}\\&+(-1)^{m}\lambda_{x3}\dot{\theta}_{y22}+(-1)^{u}\lambda_{y2}\dot{\theta}_{x22}-\dot{w}_{mu}\}\end{aligned} \qquad (15)$$

であり，v_{21u} は式(13)において $s=2$ として求められる．

車輪接地点の変位 w_{mu} は橋桁ならびに床版の変位 $w(t,x_{mu})$ と路面凹凸 $z_0(x_{mu})$ により式(16)で表される．

$$w_{mu}=w(t,x_{mu})-z_0(x_{mu}) \qquad (16)$$

荷重としての前輪，後輪の左右輪の接地力は式(17)で表される．

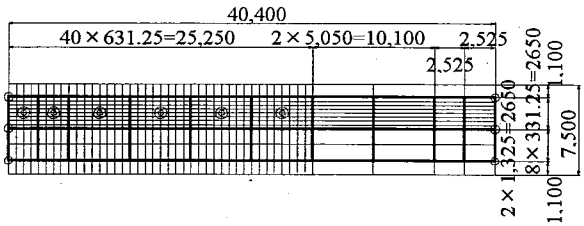


Fig.3 Analytical model for concrete floor slab

Table 2 Dynamic properties of model vehicle

	Front		Rear	
	upper	lower	upper	lower
Weight (kN)	42.9	4.9	128.3	14.7
Natural frequen (Hz)	3.0		3.0	
Spring constant (kN/m)	1578	3146	4724	4724
Damping coeffic (kNs/	4.61	9.11	13.72	13.72

$$\left.\begin{aligned}P_{mu}(t)&=\frac{1}{2}(1-\frac{\lambda_{x1}}{\lambda_{x}})m_{11}g+\frac{1}{2}m_{12}g\\&\quad+v_{12u}(t)\quad(m=1)\\P_{mu}(t)&=\frac{1}{2}(1-\frac{\lambda_{x2}}{\lambda_{x}})m_{11}g+\frac{1}{2}m_{22}g\\&\quad+v_{m2u}(t)\quad(m=2,3)\end{aligned}\right\} \qquad (17)$$

ここに，g は重力加速度である．

式(14)，(15)を式(17)に代入すると各左右輪の接地力が求められる．

(3)橋梁と車両の連成振動方程式

式(5)～(12)と式(1)を連立させることにより，路面凹凸を有する橋梁と車両の連成振動方程式を誘導することができる[13]．

以上で得られた連立微分方程式を Newmark-β 法を用いて逐次積分し，橋梁各部の動的応答を計算する．このとき，$\beta=1/4$ とし，各時間間隔における収束判定は加速度について 1/1000 以内とする．

3．解析モデル

(1) 橋梁モデル

解析を行う橋梁は支間40.4m の単純合成鈑桁橋である．橋梁の一般図を **Fig.2**に示す．床版応答解析では床版自身の振動モードが計算結果に大きな影響を及ぼす．しかし，橋梁全体を細かく要素分割すれば計算時間が長くなる．このため，着目点に関して詳細な要素分割を行うものとして総節点数585の構造モデルを作成する（**Fig.3**）．

主桁剛度は合成桁としての剛度を用いる．床版コンクリートと鋼との弾性定数比は，実測値を用いて n=9.516 とする．外桁では床版だけでなく壁高欄断面も有効として主桁剛度に含めるが，壁高欄自身の剛度は床版張出し端部に梁要素として評価する．また，本橋は３本主桁であり，下横構が橋梁下面全面に配置されているので，両外主桁，床版および横構

からなる疑似箱桁のねじり剛性を，各主桁に 1/3 づつ評価する．床版は 17cm 厚の等方性板とする．

このモデルによる低次の固有振動数を実測値と比較すると **Table 1** に示すとおりよく一致している．解析に用いる振動モード次数は予備計算において解がほぼ収束した 380 次(f_{380}=750Hz,T_{380}=0.00134sec)までとする．この次数では床版主鉄筋方向の主桁間での振動モードが５次のモードとなっている．橋梁の減衰定数としては，実測値から１次モードに関して h_1=0.0253 が得られている．

(2)車両モデル

車両モデルは **2(2)**で展開したモデルを用いる．車両の諸元は走行実験に用いたものと同じとするが，タイヤばねの諸定数は文献 [14] による．車両モデルの諸数値を **Table 2** に示す．

また，車両の走行位置は，左側タイヤおよび右側タイヤが，それぞれ外桁および内桁から幅員中央方向に 0.25m，0.6m である．車両走行位置を **Fig.2** に示す．

(3)路面凹凸

路面凹凸として梅田入路橋での実測値を用いる．この実測値は実験車の目標走行位置において，左右のタイヤが通過する位置でそれぞれ測定されたものである．路面凹凸の評価のため FFT法（高速フーリエ変換法）を用いてスペクトル解析し，そのパワースペクトルを求める．路面凹凸波形を **Fig.4**に，パワースペクトルをISO評価基準とともに **Fig.5**に示す．

橋梁桁端部に現地実験と同様の高さ 5mm,10mm,15mm の段差(幅20㎜)を設ける．

4．解析値と実測値の比較検討

(1)実験概要

実験対象は，阪神高速道路旧梅田入路のうちの支間長 40.4 mの合成Ｉ桁橋である．実験車は総重量約 20 tf のダンプトラックで，入路の追越車線を逆行（下り方向）して実測を行った．継手部に厚さ 5mm,10mm,15mm のゴム板を敷き，段差のない場合と比較した．支間中央部の主桁下フランジ，床版では，伸縮継手部直後および第２パネルから第６パネルにおいてひずみ計測を行った．実験車の走行速度は 10,20,30km/h の３種を目標としたが，実際の走行速度を測定するために，伸縮継手部および支間中央に光電管を設置し車両の通過時にパルス波を記録した．また，車両の走行振動性状を測定するために前・後軸のばね上車体に加速度計を設置した．

本解析モデルにおける主桁の動的ひずみの例を，v=4.745m/s の場合についてに **Fig.6** 示す．この図より，全体構造としての主桁応答の解析結果は実測値とよく一致していることが分かる．

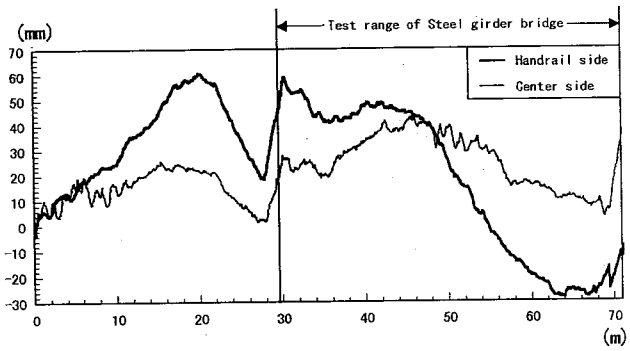


Fig4　Measured roadway surface profile

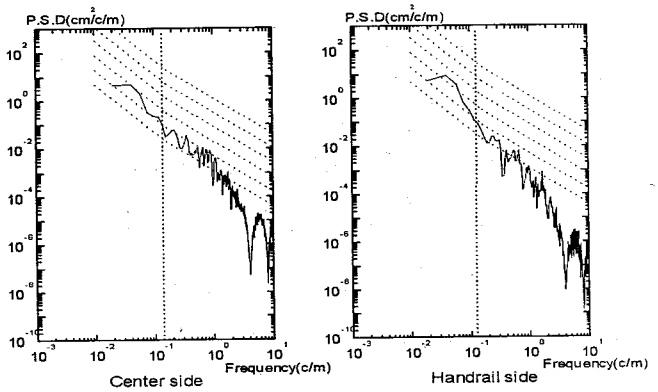


Fig.5　Power spectra of road surface roughness

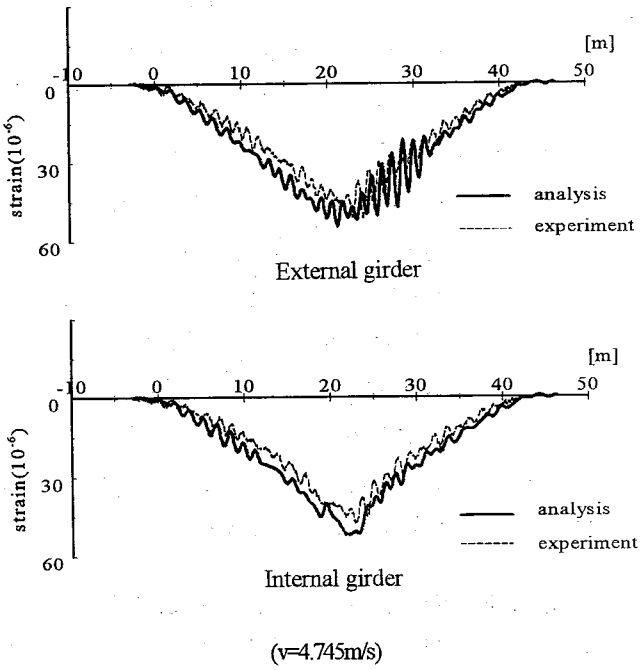


Fig.6　Time history of strain with 380 modes

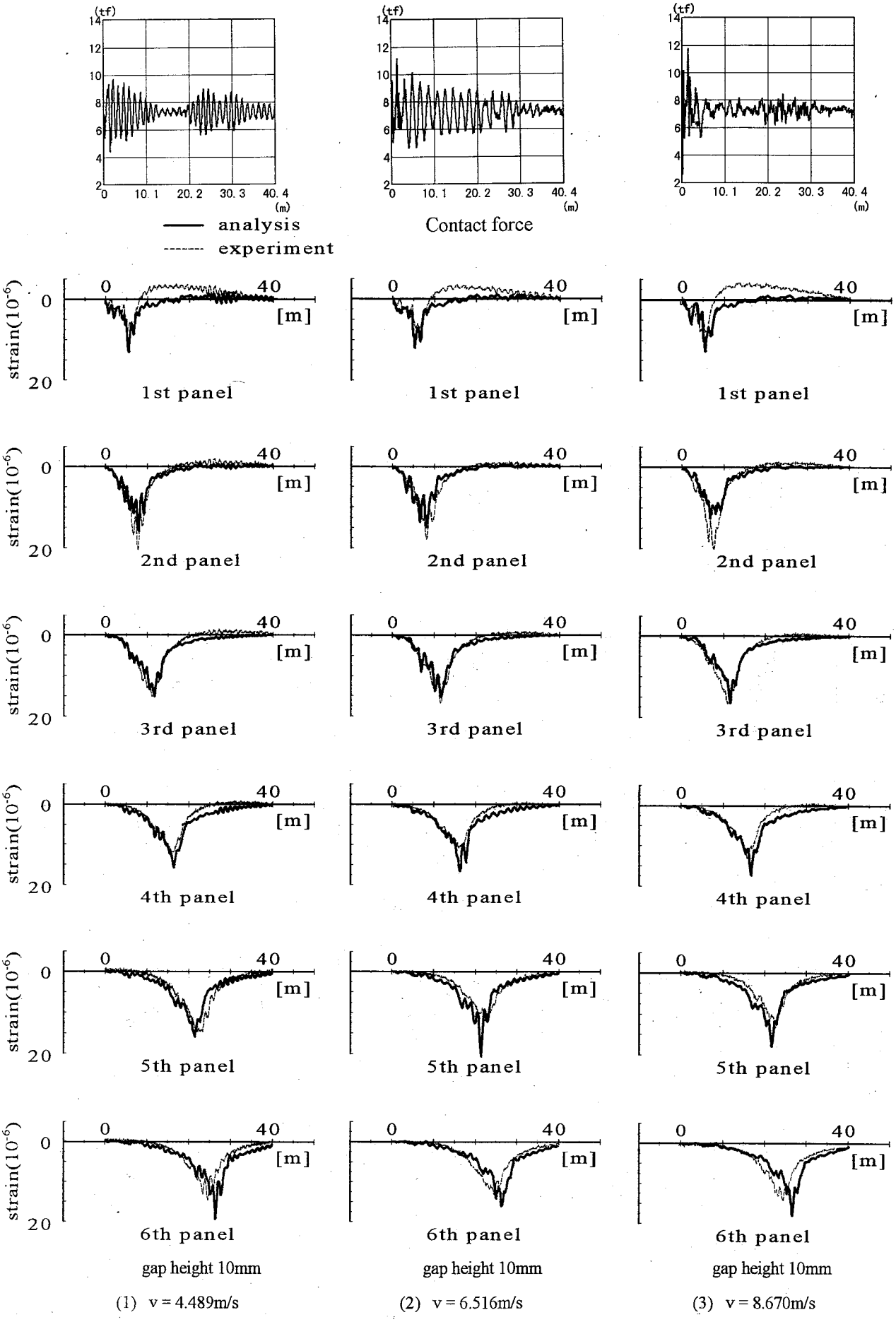


Fig.7 Time histories of concrete slab's response

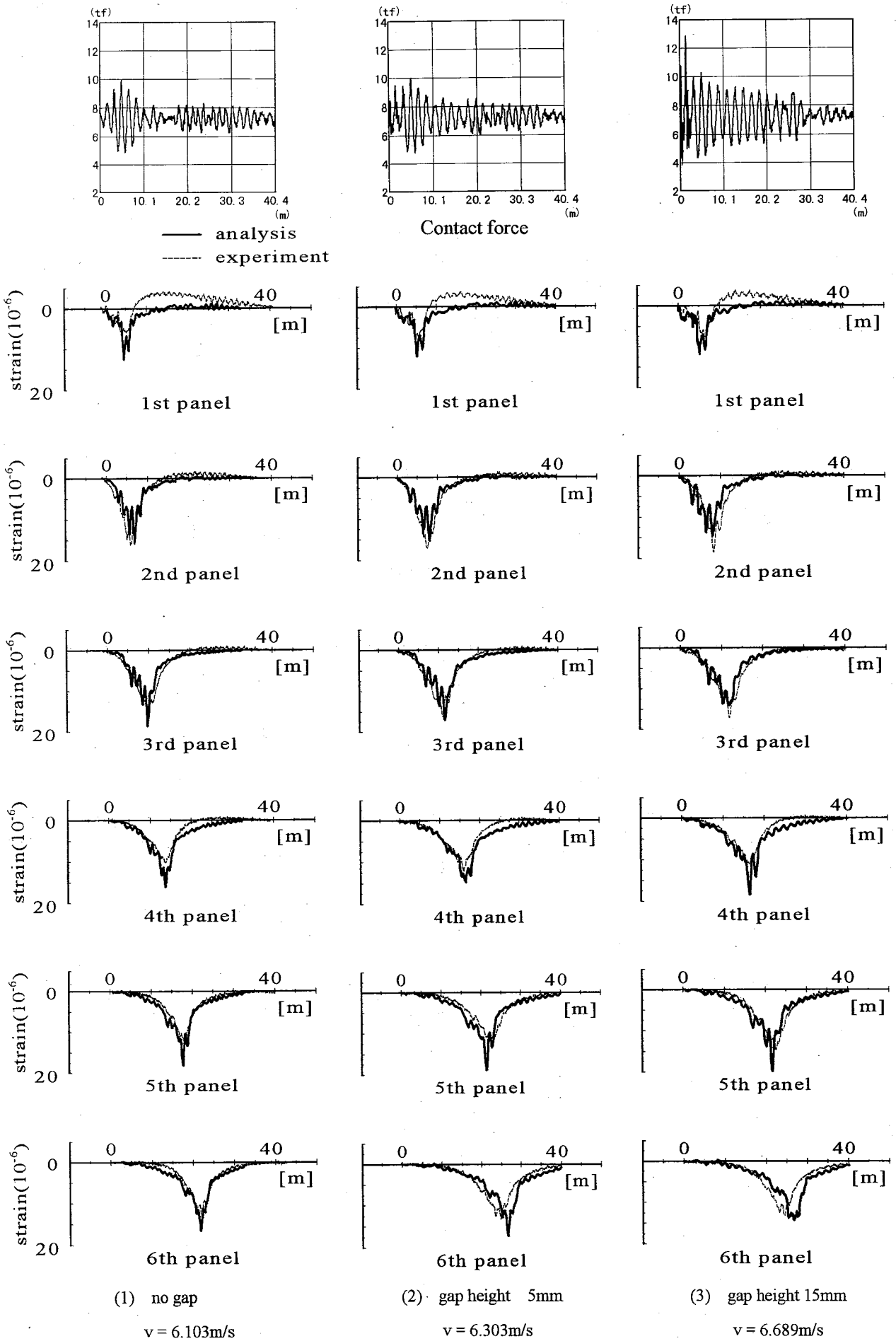


Fig.8 Time histories of concrete slab's response

(2) 解析結果と実測値との比較

各床版パネル中央における床版下面主鉄筋方向の動的ひずみを，実測結果とともに **Fig.7** および **Fig.8** に示す．**Fig.7** は橋梁桁端部の段差量 10㎜ で速度が変化している場合であり，**Fig.8** は車両走行速度が約 20㎞/h で段差量が変化している場合である．また，これらの図にそれぞれのケースの後輪前軸左右輪車両接地力の合力を併せて載せる．解析値は，ほぼ実測における床版応答の時間的変化を表している．**Fig.7** において床版位置により応答が異なる様子や，車両の走行速度の変化に応じて応答振幅が時間的に変化する様子が解析で表現されていることが分かる．ただし，第 4，5，6 パネルにおける応答の最大値は，他のパネルより実測値と解析値の差が大きくなっている．この理由として，実測位置と解析着目点の床版主鉄筋方向のずれの影響が大きいと推測される．これは着目点近傍の解析結果によって別途確認している．また，第 5，6 パネルの最大値のとる時間のずれは実験における車両の速度が変化したためと考えられる．

(3) 床版応答と車両接地力

Fig.7 上段の車両接地力の時系列の図より，車両走行速度の変化により，接地力も大きく変わっている．また **Fig.8** より，段差の増加に伴い継手部近傍の接地力も増加していることが分る．段差なしの場合では一旦減衰した接地力が橋梁中央付近で再び増加しているに対して，段差が増加するにつれて，継手部通過後に大きくなった接地力が橋梁上を走行する経過時間にわたって減衰している．**Fig.8** に示す走行速度約 20㎞/h の場合，段差の影響が橋梁中央付近まで及んでいることが分かる．

次に，床版応答と車両接地力を見比べてみると，車両接地力の変動が大きいとき，床版ひずみの動的成分も大きく現れている傾向がある．

5. 結論

本研究では，橋梁交通振動のシミュレーションとして，三次元車両モデルを定式化し，梁および板要素からなる桁橋の構造モデル上を車両モデルが走行する動的応答解析を行った．このとき，車輪走行位置における路面凹凸，桁端段差を考慮した．そして，その解析結果を実測値と比較検討を行った．その結果により，以下のことが結論づけられる．

1) 床版応答の時系列では，解析値はほぼ実測値に合致している．このことから，本解析法および解析モデルは工学的に十分な精度を有するものと考えられる．
2) 段差の影響は継手部近傍で大きく現れ，それは走行速度によるが，橋梁中心付近まで影響している．

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），pp. 39-74，1994. 4.
2) 同上，pp. 2-4，1994. 4.
3) 川谷充郎，小林義和，高森和恵：新活荷重に対する各種短支間桁橋の不規則振動解析による衝撃係数，構造工学論文集，Vol. 42A，pp. 763-768，1996. 3.
4) 濱田　洋，川谷充郎，古田　均，南荘　淳：道路橋の疲労解析における活荷重の動的影響，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，I-227，1994. 9.
5) 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，振動制御コロキウム PART B 講演論文集，pp. 1-7，1991. 7.
6) 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.
7) 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. 3.
8) 加藤雅史，加藤育久：RC 床版の振動の測定と解析，構造工学論文集，Vol. 33A，pp. 503-512，1987. 3.
9) 梶川康男，沖野　真，吉川　実，枡本正信：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.
10) Kawatani, M., Nishiyama, S. and Yamada, Y. : Dynamic Analysis of Highway Girder Bridges under Moving Vehicles, *Proc. of the 4th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, pp.1857-1862, 1993.9.
11) 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.
12) Agabein, M. E. : The Effect of Various Damping Assumptions on the Dynamic Response of Structures, *Bulletin of International Institute of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol. 8, pp.217-236, 1971.
13) 山田靖則・川谷充郎・嶽下裕一・岩熊秀治：三次元車両モデルによる橋梁の動的応答析とその応用，土木学会橋梁交通振動コロキウム論文集 PART B 投稿論文編，pp. 241-248，1995. 11.
14) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993. 10.

(1997. 8. 29 受付)

Estimation of Slab's Response in Traffic-Induced Vibration of Highway Bridge by Three-Dimensional Analysis

Mitsuo KAWATANI, Yasunori YAMADA, Chul Woo KIM and Hideaki KAWAKI

Recently, it is frequently reported that fatigue damages of slabs and floor systems occur under the conditions of increase of weight and traffic volume of heavy vehicles. These troubles are affected by dynamic loading of heavy vehicles traveling on roadway surface roughness with gap at expansion joint. It is required that this kind of traffic-induced vibration of highway bridges must be analyzed by using 3-dimensional models of bridge and vehicle. In this study, the 3-dimensional dynamic analysis is carried out, and slab's dynamic response and contact forces of moving vehicle are estimated according to different vehicle speeds and gap heights. Analytical results of slab's response are compared with experimental ones which are measured at Umeda entrance bridge of Hanshin Expressway in Osaka.

合理化橋梁から放射される低周波空気振動の解析および評価法

山崎智之[1]・大島俊之[2]・三上修一[3]・熱海明彦[4]

[1]正会員　北見工業大学助手　工学部土木開発工学科（〒090 北見市公園町165番地）
[2]フェロー　工博　北見工業大学教授　工学部土木開発工学科（〒090 北見市公園町165番地）
[3]正会員　博士(工)　北見工業大学助教授　工学部土木開発工学科（〒090 北見市公園町165番地）
[4]正会員　㈱日本製鋼所室蘭製作所　鉄構機器橋梁部（〒051室蘭市茶津町4番地）

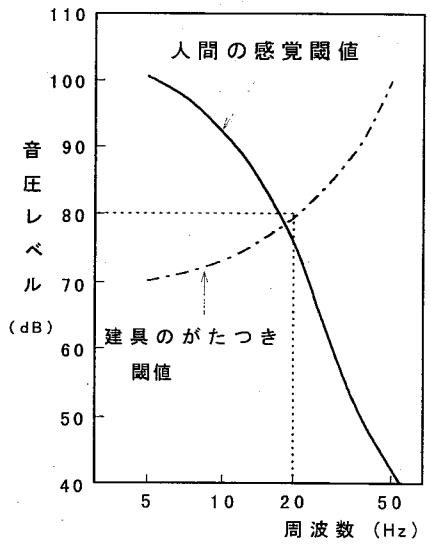
橋梁の設計，施工，維持管理の合理化，長寿命化を図るため２主桁合理化橋梁への設計方法が検討されている．従来の多主桁から２主桁へ変更することにより振動特性が変化し，橋体の振動から起こる低周波空気振動にも影響すると考えられる．低周波空気振動は人体への影響，騒音など環境問題を生じ人間の生活環境に多大な影響を及ぼす可能性がある．本論文では２主桁合理化橋から発生する低周波空気振動の発振特性を検討するため単純桁合理化橋をモデル化して帯板要素法による振動解析を行い，パワースペクトルによる放射特性の評価を行った．また従来橋および制振桁との比較や主桁断面変化および横桁取付位置による発振特性の検討を行った．

Key Words : *two-web girder , infrasound , environment problem*

１．まえがき

近年橋梁はメンテナンスフリー，長寿命化によるトータルコストの低減を目指すため構造物の部材数を減らし合理化を図ろうとしており，従来の多主桁橋から２主桁合理化橋への設計方法が検討されている．それにともない従来橋と２主桁橋では振動特性が異なることから，低周波空気振動に及ぼす影響も検討する必要があると考えられる．低周波空気振動とは100Hz 以下の人間の耳にほとんど聞こえない音のことであり，波長が長いため遮蔽も容易ではなく距離を置いても減衰しにくいという特性を持っている．この振動が人間に対して与えるいい直接的な影響としては不快感（圧迫感，振動感）や睡眠妨害，身体への異常（吐き気，心拍数）などがあり，また間接的影響として住宅の戸や建具，窓ガラスをガタガタと振動させることがわかっている(図−１)．この事例として橋梁から発生した低周波音により周辺住民の生活に影響を与え，環境問題となり訴訟により損害賠償を払うという司法例が出ている．

音響工学に基づいて「橋体表面の振動速度が空気振動の粒子速度に等しい．」という仮定から，実橋の音圧レベルは橋梁を単純なモデル化して，床版，床組などの変位，速度を求めることにより評価することができる．本研究では帯板要素法による振動解析プログラムを用いて２主桁合理化橋梁の低周波パワースペクトル解析[1),2),3)]を行い，橋梁から発生する低周波空気振動



図−１　低周波音が家屋や人体に与える影響の閾値

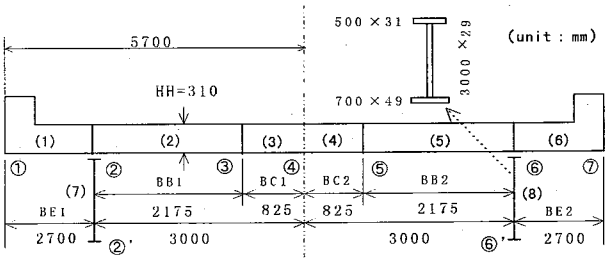


図-2　ホロナイ川橋断面モデル

の発振特性を検討した．解析に用いた橋梁の断面は鋼２主桁橋である「ホロナイ川橋」[4),5)]の断面を参考にした仮想モデルとし，鋼２主桁橋と３主桁橋の比較，鋼鈑桁橋の制振対策である桁にコンクリートを巻き立てるサンドイッチ工法[6)]における低周波空気振動の低減効果，鋼主桁断面を鉄筋コンクリート断面に置き換えた場合の影響，横桁取り付け位置による影響などについて検討を行った．

２．帯板要素法による低周波空気振動解析および評価法

(１)低周波空気振動解析の概要

「橋体の振動速度が空気振動の粒子速度に等しい」という仮定から実橋の音圧レベルを予想するため，床版，床組などの動的変位，速度を求めることが必要である．本論文では床版および縦桁，横桁などからなる床組のモデル化は理論解析のしやすさから帯板要素法を用い，床版と床組の剛性を平均化して換算板厚を有する等方性板として取り扱った．

解析には図-２に示す対称構造のモデルを用い，荷重載荷地点を考慮して床版断面を６分割とした．また対称構造としたことから断面の片側半分を用いて解析を行った．主桁は１つの要素として主桁面内方向の振動についてのみ考慮した．

基本式としては式(１)に示す振動方程式を使用する．

$$[K]\{u\}+[M]\{\ddot{u}\}=\{P\} \qquad (1)$$

ただし，$[K]$は剛性マトリックス，$\{u\}$は変位，$[M]$は質量マトリックス，$\{P\}$は荷重の像関数ベクトルである．ここでは構造物の振動性状を求める際の減衰による影響は小さいとして，これを無視した．また荷重は集中荷重として走行荷重の速度は等速度と仮定した．

(２)空気振動発振評価式

低周波音の物理的評価として音圧レベルIL(dB：デシベル)が上げられ，音の強さI(音の持つエネルギー)で表される．

橋体の壁面に垂直な方向の粒子速度を$\dot{w}(t)$とし，このフーリエ指数変換および逆変換から$\dot{w}(t)$のパワースペクトル密度関数は次式となり

$$S_x(\omega_k)=\frac{2}{T}\left|\dot{W}(i\omega_k)\right|^2 \qquad (2)$$

ただし，$\omega_k=2\pi k/T$，$T=l/L$，$(k=-\infty\sim\infty)$

l：橋梁断面の長さ，L：帯板要素数

橋体全体の平均パワースペクトルは次式となる．

$$\bar{S}_x(\omega_k)=\frac{1}{L}\sum_j^L \bar{S}_x^e(\omega_k)_j \qquad (3)$$

$\bar{S}_x^e(\omega_k)_j$は帯板要素ｊの平均パワースペクトルである．したがって橋体全体から放射される平均音響パワーIは次式で表される．

$$I=\rho_a C_a T\,\bar{S}_x(\omega_k) \qquad (4)$$

$\rho_a=1.025$ (kg/m³)，$C_a=343.7$ (m/sec)

ただし，ρ_a，C_aはそれぞれ空気の密度，音速である．

以上のことから橋体から発振される空気振動の音圧レベルIL(dB)は式(５)で表され，低周波空気振動による影響を評価することができる．

$$IL(dB)=10\cdot\log(I/I_0) \qquad (5)$$

ただし，$I_0=10^{-12}$ (W/m²)で音の基準エネルギーである．

３．合理化橋梁の低周波空気振動解析

(１)解析概要

合理化橋梁から放射される低周波空気振動を評価するにあたり，本論文ではホロナイ川橋の断面を参考にしてモデル化(図-２)を行った．ホロナイ川橋は高速道路橋ではわが国初の本格的な２主桁橋梁で鋼主桁およびＰＣ床版からなる合理化橋梁である．

解析の条件は図-２に示す節点３に荷重 20tf で移動速度を 60，80，100km/h とした３パターンで解析を行った．また材料定数はコンクリート密度および弾性係数は 0.27328t/m³，3.0×10⁶kgf/m²，鋼材密度および弾性係数は 0.80102t/m³，2.1×10⁶kgf/cm² とした．またホロナイ川橋は橋長 106m の２径間連続桁であるが本解析は橋長 47.4 mの単純桁とした．

解析内容は従来の多主桁橋との比較として鋼３主桁としたモデル，制振対策として鋼桁にコンクリートを巻き立てるサンドイッチ制振桁としたモデル，主桁断面主桁を鉄筋コンクリート断面に置き換え，鉄筋量を

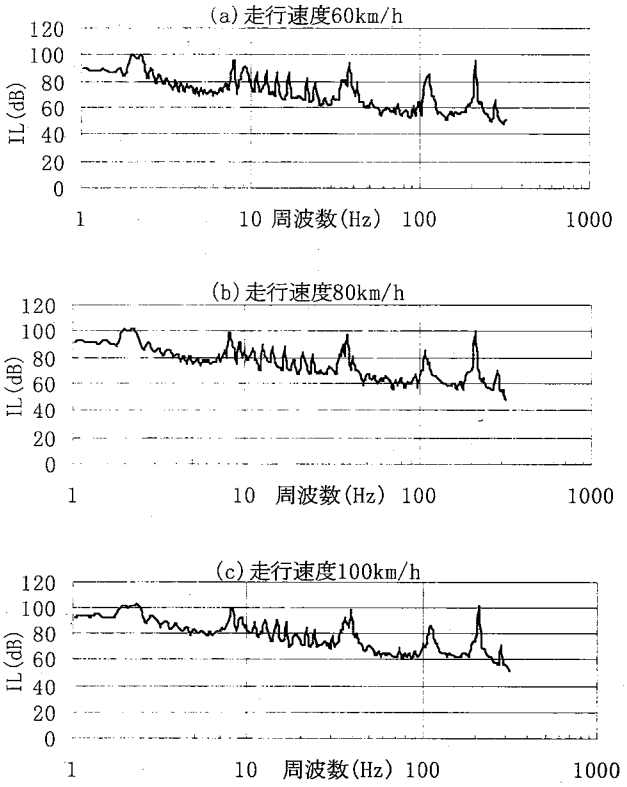


図-3　鋼2主桁橋(ホロナイ川橋モデル)音圧レベルパワースペクトル

変えたモデル，横桁取付位置による影響として横桁を付けて主桁面外方向の振動も考慮したモデルについて検討を行った．

(2)解析結果

はじめにホロナイ川橋をモデルとした主桁が鋼桁断面である場合の結果を図-3に示す．この図は音圧レベルパワースペクトル図で縦軸に音圧レベル，横軸に振動周波数を表している．またこのモデルの鋼主桁の重量は113.8tfとなった．この結果から100Hz以下の低周波空気振動で，周波数が2, 8, 38Hzにおいて卓越している．卓越部分の音圧レベルは101，98，97dBであった．走行速度における違いは，速度が早くなれば全体の最大音圧レベルが1～3dB程度高くなるが，卓越する周波数や形状などには大きな変化は見られなかった．これ以後は代表例として走行速度80km/h時の結果を中心に紹介する．

a)従来橋(鋼3主桁)との比較

従来橋形式として鋼3主桁断面を想定して2主桁断面との比較を行った．解析の条件は3主桁の合計の断面2次モーメントが2主桁の断面2次モーメントと同じになるように3主桁のモデル化を行い，他の数値は2主桁と同じものを用いた．この場合鋼主桁の重量は174tfとなった．

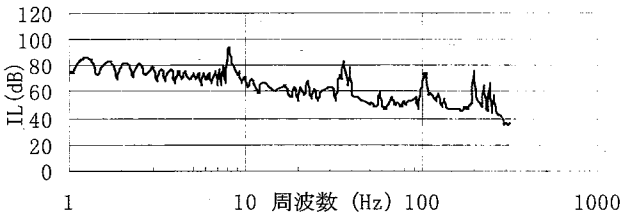


図-4　従来橋(鋼3主桁)モデルの音圧レベル

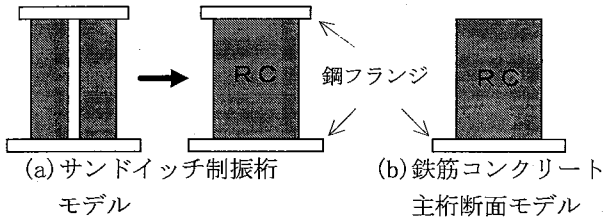


図-5　解析モデル

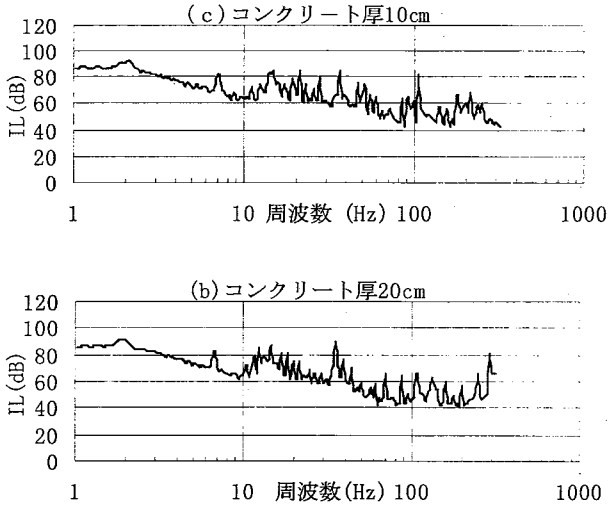


図-6　サンドイッチ制振桁の音圧レベル

図-4に鋼3主桁の音圧レベルパワースペクトルを示す．結果を2主桁と比較すると，卓越周波数は8, 35Hzと卓越部分が少なく，卓越部分の最大音圧レベルは86，94dBとなっており，他の走行速度でも5～15dB程度低くなっている．ただし60km/hの6-8Hz帯では逆転している．このことから2主桁橋の方が低周波空気振動による影響を与えやすくなっていることがわかる．

b)制振桁の効果

制振桁のイメージは鋼桁の腹板をコンクリートで挟むような(サンドイッチ桁)物であるが，本論文では図-5(a)の様に腹板部分をコンクリートに換算し，桁重量をサンドイッチ桁と同量になるように調節したモデルで解析を行った．解析はサンドイッチしたコンクリート部分の厚さが10cmおよび20cmとなる2種類について行った．この場合主桁の重量は厚さ10cmの場合284.1tfで20cmでは455.8tfとなった．

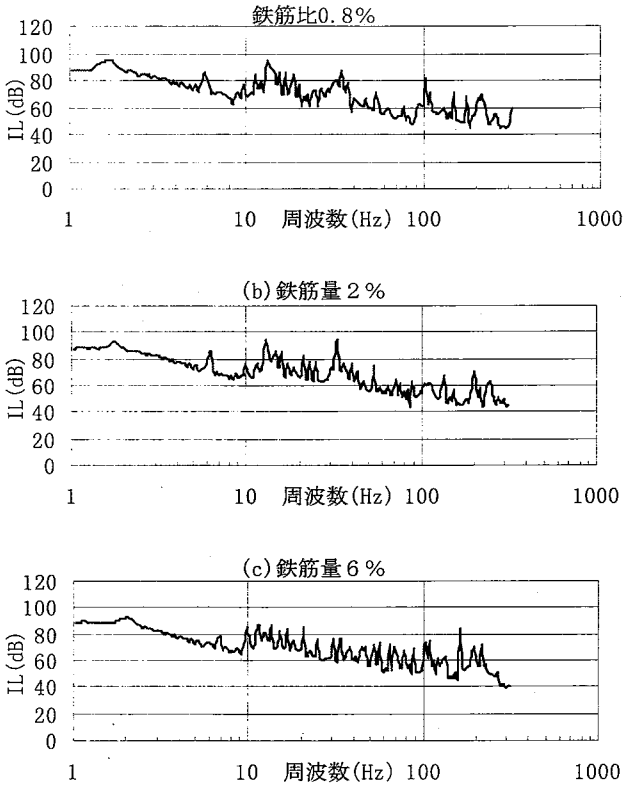


図-7　鉄筋コンクリート主桁断面における音圧レベル

図-6に走行速度80km/h時の音圧レベルパワースペクトルを示す．この結果振動数が2，7，15，35Hz付近で卓越しているが，厚さ10cmの場合2，7Hz以外はあまり明確ではなかった．卓越部分の最大音圧レベルは93～80dBの間にあり鋼桁の場合より10～15dB程度低くなり，音圧レベルの低減効果が見られる．またコンクリート厚を20cmとした場合，音圧レベルは厚さ10cmの場合とほぼ同じ結果が得られ，厚さを増した効果は見られなかった．

c)主桁断面をＲＣとした場合

主桁を鉄筋コンクリート断面に変える条件として，鋼主桁と同じ断面剛性を持つという条件でモデル化を行った．モデルは単純にコンクリート断面の下端に鋼フランジが付いている断面(図-5(b))とし，鉄筋量を0，0.8，2，4.2，6%とした5種類の断面を想定した．それぞれの主桁重量は462.5，407.1，354.7，305.8，282.6tfとなった．

図-7(a)，(b)，(c)に鉄筋量が0.8，2，6%の断面で走行速度80km/h時における音圧レベルパワースペクトルを示す．0.8，2%において周波数が2，6，15，35Hz付近において卓越しているが，6%では2,12Hz以外は卓越している部分が明確に見られなかった．卓越部分の最大音圧レベルは95～85dBの範囲にあり鋼桁に比べ10～15dB程度低くなっている．図-8は鉄筋量

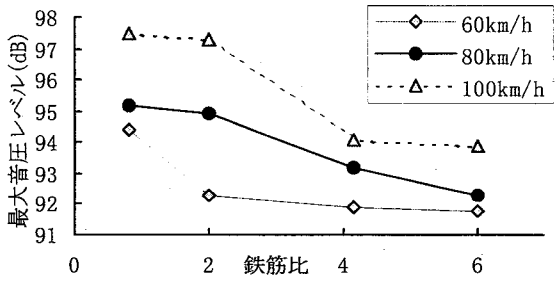


図-8　鉄筋比と最大音圧レベルの関係

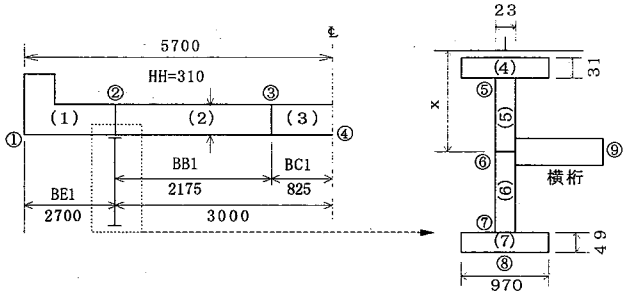


図-9　横桁取付モデル

と最大音圧レベルの関係を示したものであり，鉄筋量が増加すると音圧レベルは減少する傾向にある．これは主桁重量が減少し振動変位も小さくなるためと考えられる．

d)横桁取付位置による比較

ホロナイ川橋において横桁取付位置は諸々の条件から主桁中段に設けられている．しかしこの条件の中には低周波空気振動の問題が考慮されていないので，横桁の位置を上段，中段，下段とした場合を想定して音圧レベルの評価を行った．これまで主桁は一様断面で１つの要素としてきたが，図-9に示すように横桁を付ける位置が必要であるため主桁を４つの要素に分けたモデルとした．また主桁面外方向の振動も横桁位置に関係すると思われ，この解析ではこれを考慮した．解析の条件は節点3に12.5tfの車が通過すると仮定し，走行速度は80km/hとして解析を行った．横桁の位置は図-9のxの長さが750，1500，2250 mmとして上，中，下段のモデルとした．

図-10に走行速度80km/h時の音圧レベルパワースペクトルを示す．卓越している周波数は30～36Hzで，中段の場合のみ46Hz付近でも卓越している．その最大音圧レベルは上，中，下段でそれぞれ約101，103，106dBで，上，中段が小さく，下段はそれより3dBおよび5dB高くなっている．このことは床版の速度でも同様であり，下段の場合床版節点４の速度(図-11)が上，中段より２倍以上大きくになっている．これは横桁を主桁下方に付けたことにより主桁上部の面外変形が大きくな

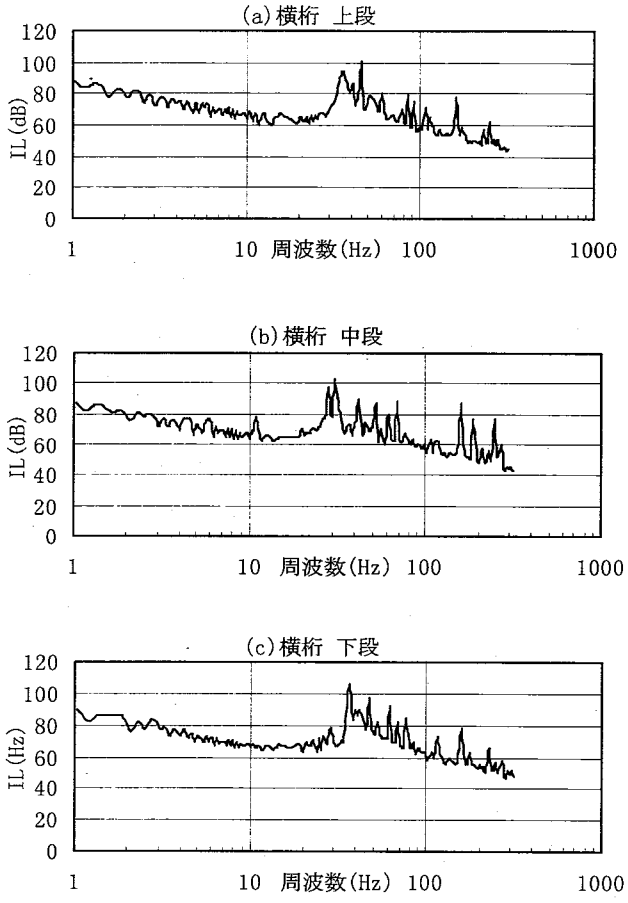


図-10 横桁取付位置による音圧レベル

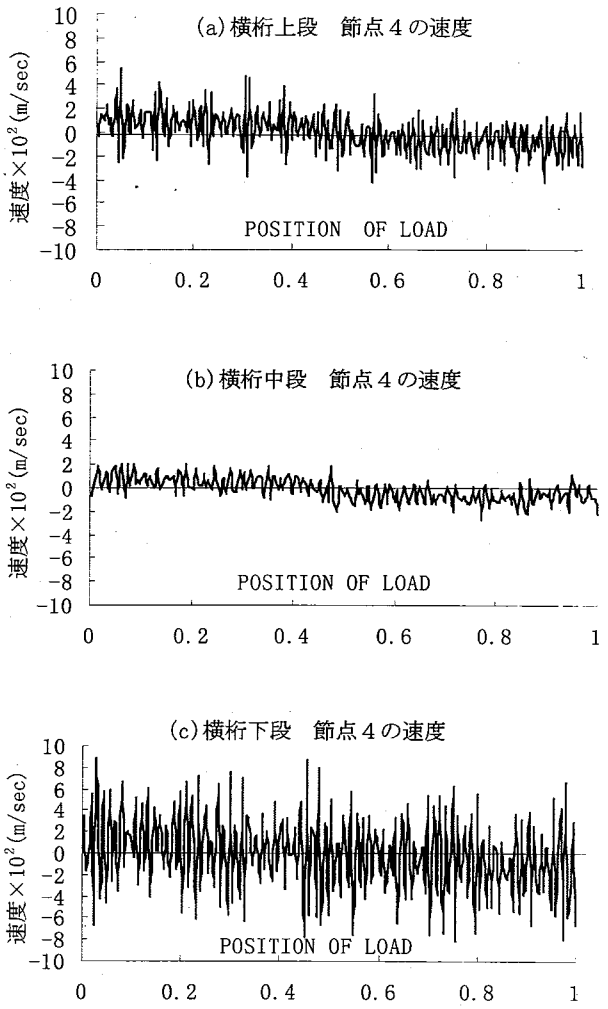


図-11 横桁取付位置による床版の速度

り，主桁上部の回転が大きくなったためと考えられる．

4．まとめ

以上の解析結果をまとめると以下のようになる．

（1）２主桁合理化橋モデル(鋼主桁)と従来橋として鋼３主桁モデルを比較した結果，２主桁とした場合卓越する周波数が多くなり，音圧レベルが 5～15dB 程度高く，低周波空気振動に大きな影響を与えると考えられる．

（2）サンドイッチ制振桁とすることで音圧レベルが 10～15dB 程度低くなりその効果が現れているが，巻き立てるコンクリートの厚さを 10cm から 20cm に変えても大きな変化はなかった．

（3）鋼主桁断面を鉄筋コンクリート断面に置き換えた場合も鋼桁より 10～15dB 程度音圧レベルが低くなり，鉄筋コンクリート断面の方が低周波空気振動を抑える結果となった．その傾向はサンドイッチ制振桁と同様であり，これは解析モデルが類似したものであるためと考えられる．また図-12 に示す桁重量による比較ではＲＣ主桁断面モデルにおいては主桁重量が軽いもの程音圧レベルが低くなる傾向にあった．ただし鉄筋量 0%のものは桁モデルにおいて鋼材フランジ部分がないことからこの範疇にはなかった．

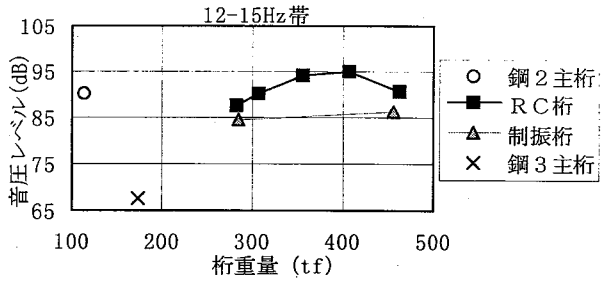


図-12 桁重量による音圧レベルの比較

（4）横桁位置による音圧レベルの変化は主桁上段および中段に付けた場合と下段に付けた場合とでは，下段に付けた場合の卓越部の音圧レベルが約 3～5dB 高くなり，上，中段に付けた方の優位性がわかった．また主桁面外方向の振動を考慮したため卓越部の音圧レベルは高くなる傾向にあった．

本論文の解析結果は床版の発振地点における放射音圧レベルの解析であり，実際の環境問題を考える場合には振動の受音位置を考慮する必要がある．また種々

のケースを想定したので橋梁断面を簡易モデルとし，主桁面外の振動は考慮しなかったが今後これらを考慮して解析を行う予定である．

謝辞：本研究を行うに当たり北海道開発局の塩田久朗氏に御協力いただき，ここに謝意を表します．

参考文献

1) 大島，三上，能町，森：走行荷重による単純トラス橋の動的応答と低周波空気振動発振，北見工業大学研究報告，第13巻，2号，1982.3

2) 大島，能町：走行車両により橋梁から放射される低周波空気振動の解析，日本音響学会誌，第39巻，1号，pp.11-18，1983

3) 大島，能町，月田，三上：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，第356号/Ⅰ-3，pp.527-536，1985.4，1985.4

4) 志村，田中，高橋他３名：ＰＣ床版２主桁橋(ホロナイ川橋)の設計，土木学会第50回年次学術講演会概要集，第Ⅰ部(A)，pp.614-615，1995.9

5) 橘，吉岡，他４名：ＰＣ床版２主桁橋「ホロナイ川橋」の載荷実験，土木学会第51回年次学術講演会概要集，第Ⅰ部(A)，pp682-683，1996.9

6) 徳永，讃岐，江上，西村：主桁間隔の広い２主桁橋の防振工事，橋梁と基礎，Vol.30，No.11，1996.11

(1997.8.29 受付)

ANALYSIS AND EVALUATION OF INFRASOUND RADIATED FROM RATIONALIZED BRIDGE

Tomoyuki YAMAZAKI, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI, and Akihiko ATSUMI

In order to develop rationalization and laborsaving of bridge fabrication, the change into the two-web girder from usual steel girder is considered. There is ,however, fear that radiation of infrasound from the two-web girder causes an environment problem. In this study, we analyzed the two-web girder for the low frequency power spectrum of infrasound using the vibration analysis by finite strip method. And radiation characteristics of infrasoud from the two-web girder and usual steel girder is numerically compared.

道路橋の交通振動使用性の確率論的評価

川谷充郎[1]・小林義和[2]・今枝拓也[3]

[1] 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)
[2] 正会員　㈱ニチゾウテック　技術本部第１技術部　(〒551　大阪市大正区鶴町2-15-26)
[3] 正会員　大成建設㈱　土木設計第一部橋梁設計室　(〒163-06 東京都新宿区西新宿1-25-1)

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，中小規模の道路橋において後者の問題が起こることがある．すなわち，通常の２車線以上の橋梁においては，車両が偏心走行することにより，ねじり振動も励起し，幅員の端にある歩道上での振動が大きくなると考えられる．本研究では，走行車両の偏心走行を想定して，橋梁の曲げとねじりの連成振動を考慮した走行荷重下のシミュレーション解析および非定常不規則振動解析を行う．その結果を既往の研究による振動使用性評価法に基づき考察すると共に，振動使用性を確率論的に評価する方法について考える．

Key Words *: traffic-induced vibration, coupling vibration of torsion and bending, nonstationary random vibration, vibration serviceability, limit state probability*

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亙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ない．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こることもある．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．

本研究では，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[4-7]，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[8-11]．梶川らは，文献9)において，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恕限度として，振動速度の実効値を1.7cm/s 未満とするのが望ましいとした．さらに，文献8-11)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ときの振動性状も把握した．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．

一方，著者らは，単純桁橋の交通振動の実測データで，外桁の動的応答が内桁より大きい場合について，こ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[12]．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．

そこで，文献13)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，また，その不規則振動解析法[14]により振動速度の実効値の評価を行う[15]．さらに，歩行者の振動に対する感覚反応を確率変数とし，また振動刺激も路面凹凸の変化によって確率的に変動すると考える．それらに基づいて，振動刺激により心理的な限界状態が発生する確率(限界状態確率)を求め，振動使用性を評価する．

2．解析手法

（1）曲げとねじりの連成振動シミュレーション解析法[13]

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．

（2）橋梁と車両の連成非定常不規則振動解析法[14]

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振動速度を評価するものとする．

（3）振動使用性の確率論的評価法[4]

a）解析法

梶川らは文献4)において，歩行者の感覚反応Ｒは正規分布に従い，①少し歩きにくい状態を振動恕限度とした場合，平均値1.7cm/sec，標準偏差0.6cm/sec の正規分布，②大いに歩きにくい状態を振動恕限度とした場合，平均値2.7cm/sec，標準偏差0.7cm/sec の正規分布になるとしている（**Table** １参照）．この結果を利用し，動的応答量を振動刺激Ｓとして，心理的な限界状態が発生する確率（限界状態確率）を求めると次式のようになる．

$$P_d = P(S > R) = \int_0^\infty f_S(x)\left\{\int_0^x f_R(y)dy\right\}dx = \int_0^\infty f_S(x)F_R(x)dx \qquad (1)$$

Table 1 Category and lower limit at walking

Content of Category	Lower limit (cm/s)		
	Peak Value	RMS Value	σ Value
Not perceptible			
Lightly perceptible	0.6	0.42	0.28
Definitely perceptible	1.2	0.85	0.35
Lightly hard to walk	2.4	1.70	0.60
Extremely hard to walk	3.8	2.70	0.70

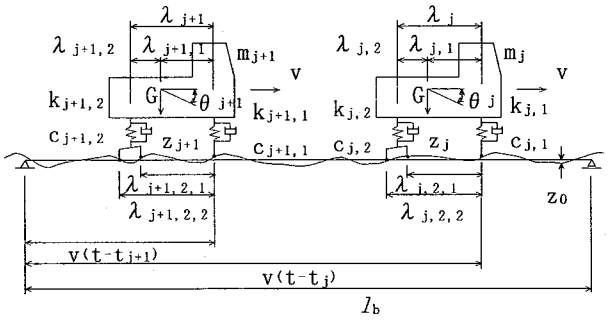


Fig.1 Analytical models of a bridge and moving vehicles

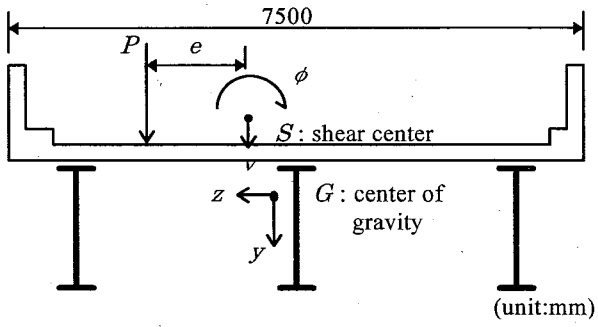


Fig.2 Cross section of model bridge

ここに

P_d ：限界状態確率

$f_S(x)$ ：振動刺激(桁振動速度)の確率密度関数

$f_R(y)$ ：振動に対する感覚反応の確率密度関数

$F_R(x)$ ：振動に対する感覚反応の確率分布関数

b）振動刺激の確率密度関数

ここで，振動刺激の確率密度関数 $f_S(x)$ を求める必要がある．ここでは，20tf 車が橋梁上を走行する場合の振動速度を，式(2)に示される指数関数とする路面凹凸パワースペクトル密度の各係数のばらつきを考慮して求める．

$$S_{z0}(\Omega) = \frac{\alpha}{\Omega^n + \beta^n} \qquad (2)$$

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 $\Omega \to 0$ のとき，$S_{z0}(\Omega)$ 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．

Table 2 Structural properties of bridge

Span length	l (m)	40.4
Mass per unit length	mA(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	mI_s(kg·m)	6.0303×10^{3}
Torsional constant	J(m^4)	0.5480×10^{-1}
Warping constant	Cw(m^6)	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

各係数は文献16)に路面凹凸の調査結果としてまとめられており，以下の特徴を有す．

①n値とα値は無相関

②n値は平均値1.92，標準偏差0.283の正規分

③α値は平均値0.0098の指数分布

④β値は平均値0.08c/m

（以上は標準偏差を除いてガーダー系橋梁の値）

ここでは，以下の手順で桁振動速度（RMS 値＋期待値）の最大値を求めた．

1) n値に対応する100個の正規分布乱数を発生させ，各々の路面凹凸スペクトルに対する桁振動速度の RMS 値を非定常不規則振動解析にて求める．このときα値は平均値を使用する．
2) 1)で求めた各 RMS 値に対し，RMS 値は$\sqrt{\alpha}$に直接比例することを考慮して，α値に対応する100個の指数分布乱数を発生させ，それに対応する RMS 値を求める．
3) 2)で求めた10,000個の RMS 値に期待値を加算し，それぞれの最大値を求め，確率分布へのあてはめを行う．

3．解析モデル

（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．この橋梁には歩道がないが，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[12]．道路橋における歩行者の振動感覚を対象とし，車線の端の縁石位置を歩道部として想定する．スパン中央において内桁（せん断中心から 0.083m），外桁（同 2.733m），歩道位置（同 3.666m）に着目する．考慮するモード次数は曲げおよびねじり振動ともに３次とした．

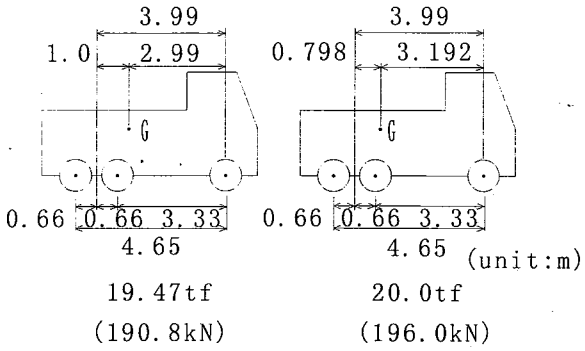


Fig. 3 Dimension of model vehicles

Table 3 Dynamic properties of model vehicles

Weight	(tf)	19.47	20.0
	(kN)	190.8	196.0
Degree of freedom		2	2
Natural frequency	(Hz)	3.3	3.0
Moment of inertia	(tm^2)	58.22	50.94
Damping Constant		0.03	0.03

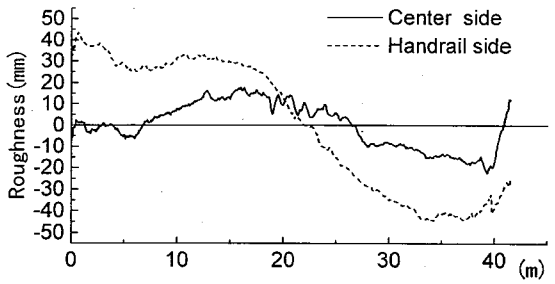


Fig. 4 Profile of road surface roughness at UMEDA Entrance

（2）車両モデル

走行車両は大型ダンプ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(190.8kN)の試験車と，設計活荷重をモデル化した 20tf(196kN)車の２種類を考える．これらの車両の寸法諸元を **Fig. 3** に示し，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．また，本橋梁モデルは２車線橋であり走行位置はせん断中心から1.442m とする．

（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[12]．その路面凹凸データ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[14,16]．各モデルをパラメーターと共に **Fig. 6** に示す．

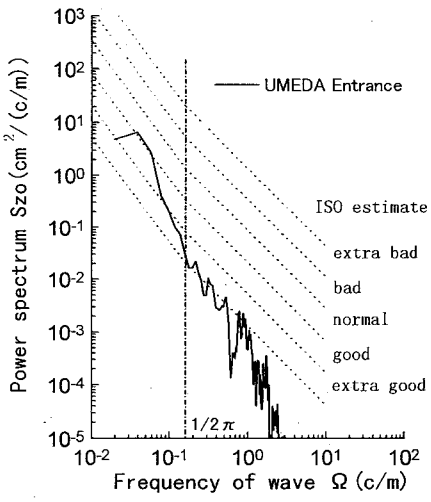


Fig. 5 Power spectra of roadway roughness

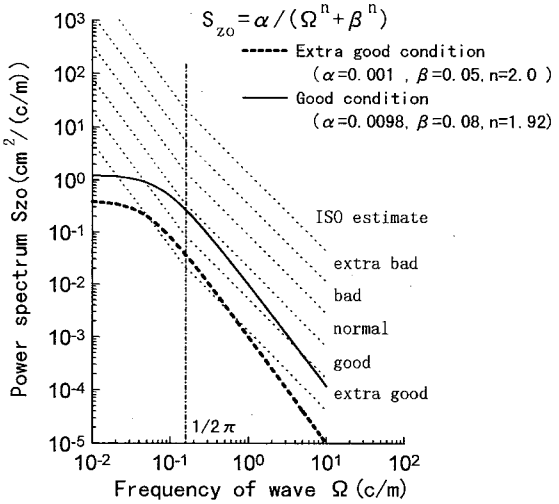


Fig. 6 Power spectra of roadway roughness

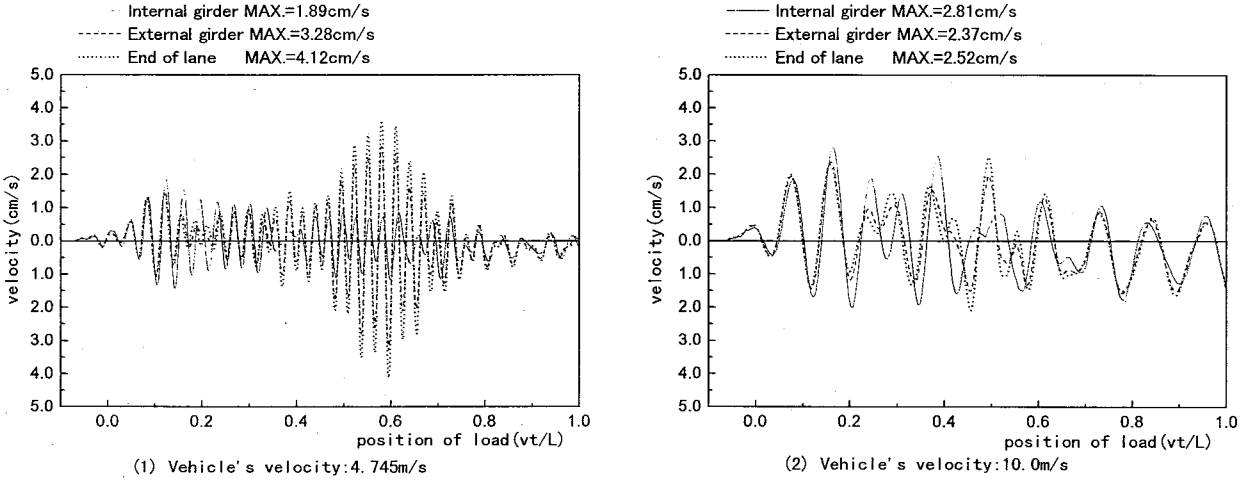


Fig. 7 Time history of velocity of girder (Vehicle:weight=19.47tf)

4. 速度応答の解析結果

(1) シミュレーション解析結果

3.(1)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り，文献12)では曲げとねじりを考慮したシミュレーション解析により，内桁および外桁のひずみを解析し，それが実測結果と良く一致していることを確認してある．その走行速度4.745m/sのときの19.47tf(190.8kN)車によるシミュレーション解析結果（桁振動速度応答）を **Fig. 7 (1)**に示す．車両が桁に入ってすぐは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，内桁より外桁，さらに車線の端の縁石位置における振動速度が大きくなっている．車線の端の縁石位置では最大4.12cm/sに達し，**Table 1** に示すかなり歩きにくい状態の恕限度のピーク値3.8cm/sをも越えている．

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らない．また，速度4.745m/s のときに比べて，内桁のピーク値は大きくなっているが，縁石位置では逆に小さくなっている．

(2) 非定常連成不規則振動解析による振動使用性の評価

不規則振動解析による実効値の評価では，一般的な車両条件とし，20tf(196kN)車が10m/s で走行する場合を考える．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。図中には，内桁，外桁，歩道位置(幅員端)における解析結果として，路面平滑走行時のシミュレーション解析から得られる期待値のみと，これに２乗平均値応答 RMS を加えたものを示してある．解析結果には **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

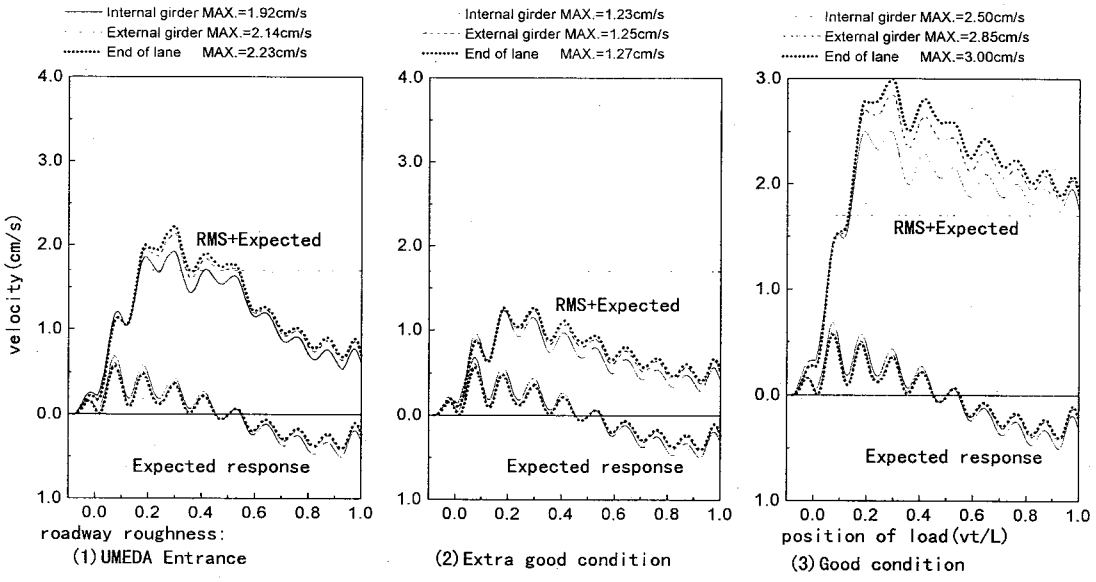


Fig.8 Time history of R.M.S value and expected value of velocity of girder
(Vehicle:weight=20.0tf, velocity=10.0m/s)

Table 4 (1) Parameter of probability density function and limit state probability (v=10m/s)

	Parameter of Gumbel distribution		Limit state probability(%)	
	u	α	Lightly hard to walk	Extremely hard to walk
Internal girder	1.801	1.371	66.0	30.9
External girder	1.979	1.135	71.7	39.4
End of lane	2.062	1.066	74.0	42.8

Table 4 (2) Parameter of probability density function and limit state probability (v=20m/s)

	Parameter of Gumbel distribution		Limit state probability(%)	
	u	α	Lightly hard to walk	Extremely hard to walk
Internal girder	2.606	0.830	84.6	60.2
External girder	3.112	0.565	85.3	68.9
End of lane	3.431	0.496	85.3	71.6

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，橋梁への車両後輪進入以後ほぼ全区間にわたって怨限度1.7cm/s をかなり越えている．ねじり振動の影響により車線の端の位置では歩きにくい状態の怨限度の実効値2.7cm/s に達している．

以上，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，より実態に則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．

5．振動使用性の確率論的評価

(1) 速度応答の確率特性

2．(3) b)に記したように，10,000個の速度応答の最大値について，正規分布，対数正規分布，極値Ⅰ型分布（Gumbel分布），極値Ⅱ型分布（Fréchet分布），極値Ⅲ型分布（Weibull分布）の5種類にあてはめた結果，Gumbel分布への適合度が最も良かった（**Fig.9**参照）．Gumbel分布のパラメータを**Table 4**に示す．なお，車両は10m/secおよび20m/secで走行するものと仮定した．

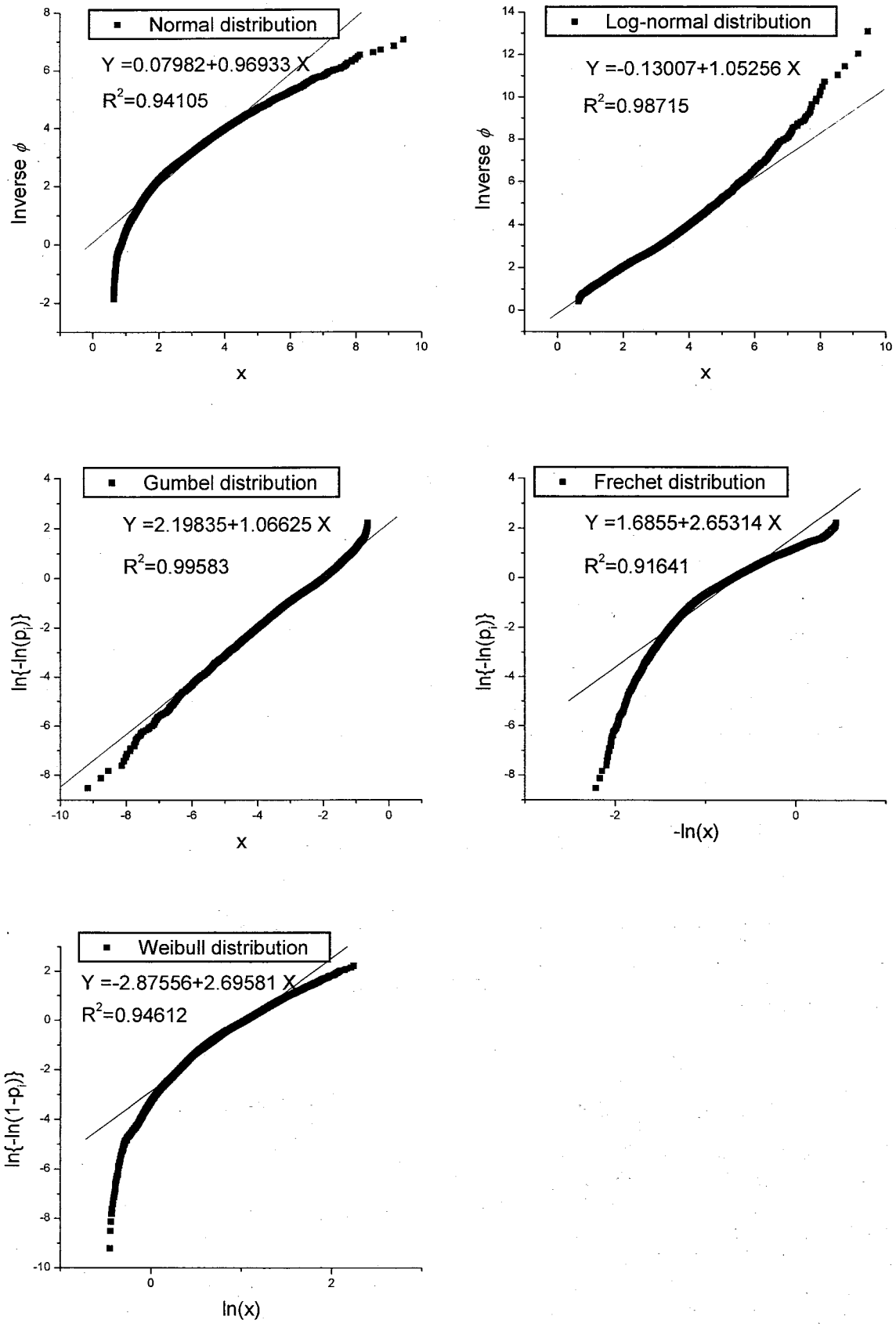


Fig.9 Fitting data to probabilistic distributions (end of lane) V=10m/s

（２）振動使用限界状態の超過確率

以上の結果より，２．（３）a)の式(1)で計算した限界状態確率はそれぞれ **Table 4** のようになった．この限界状態確率は，１台の大型車が橋梁を通るとき，橋上のスパン中央を歩いている人の何割の人が，①『少し歩きにくい』あるいは，②『大いに歩きにくい』と感じるかを示している．

①『少し歩きにくい』という感覚反応を心理的限界状態とすれば，走行速度 10m/sec の場合，その値は歩道位置で約 74%，内桁位置でも約 66%に達しており，かなり大きな値となった．この解析結果から，本橋の振動使用性には問題があり，その評価にねじり振動を考慮すると限界状態確率は約 8%上昇する結果が得られた．

走行速度を 20m/s とすれば，路面凹凸の低周波成分の寄与度が大きくなることにより，桁振動速度は大きくなる．このため，その限界状態確率はいずれも 80%を越える大きな値となり，内桁と歩道位置における顕著な差は認められなくなる．

②『大いに歩きにくい』という感覚反応を心理的限界状態と考えても，走行速度 10m/sec の場合，その値は歩道位置で約 43%，内桁位置でも約 31%に達しており，やはり大きな値となった．その評価に，ねじり振動を考慮すると限界状態確率は約 12%上昇する結果となり，ねじり振動の影響が①の場合よりも大きくなっている．

走行速度を 20m/s とすれば，限界状態確率は大きくなり，①の場合とは異なりねじりの影響が無視できない．

以上のように，橋梁の振動使用性を評価する場合には，ねじり振動の影響が無視できない場合があることに注意が必要である．なお，これらの値は，対象橋梁と車両の動特性に依存するものであり，今後これらのパラメータを考慮した解析を行う必要がある．

なお，道路橋の限界状態確率がどの程度ならば適切であるかは判断の難しい問題であり，明確な根拠を持つ値は未だ示されていない．今後，使用性に問題がないとされている橋梁においてコードキャリブレーションを行い，目標となる限界状態確率を設定することが望まれる．

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，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用い，非定常応答の時間的な変動を示した．

(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怨限度のピーク値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怨限度の実効値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怨限度の実効値2.7cm/s に達する場合のあることを示した．

(5) 種々の路面凹凸を想定し車両走行時の桁振動速度（RMS 値＋期待値）の最大値を求め，確率分布へのあてはめを行った結果，Gumbel 分布への適合度が最も良かった．本解析モデル橋の振動使用性の限界状態確率は，『少し歩きにくい』という感覚反応を心理的限界状態と考え，走行速度 10m/sec とすれば歩道位置で 74%に達しかなり大きい値となった．

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・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.51-61，1977.10.
5) 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.325，23～33，1982.9.
6) 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.
7) 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.
8) 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.
9) 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.
10) 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.11～1976.4.
11) 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.
12) 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.
13) 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.
14) 川谷充郎・小林義和・高森和恵：曲げとねじりを考慮した単純桁橋の走行荷重による非定常連成不規則振動解析，土木学会論文集，No. 570/I-40，pp. 231-238，1997. 7.
15) 川谷充郎：道路橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A，pp. 61-68，1995. 11.
16) 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.

(1997. 8. 29 受付)

PROBABILISTIC SERVICEABILITY ESTIMATION OF TRAFFIC-INDUCED VIBRATION OF HIGHWAY BRIDGES

Mitsuo KAWATANI, Yoshikazu KOBAYASHI and Takuya IMAEDA

Among various limit states, serviceability limit state has not been fully investigated, because a serviceability is not a fatal phenomenon in comparison with a collapse or a damage of structures. This study applies to a vibration as a serviceability limit state. Dynamic response of highway bridge under a moving vehicle is analyzed by means of nonstationary random vibration theory, taking account of roadway roughness and coupling vibration of bending and torsion. Root mean square (RMS) values of a velocity of girder are calculated and considered as a vibration stimulus, and limit state probability of human vibration sensibility is calculated.

走行荷重による上路式ＰＣ吊床版橋の振動特性

唐下　善文[1]・深田　宰史[2]・梶川　康男[3]

[1]学生員　　金沢大学大学院　　工学研究科　（〒920　金沢市小立野２丁目40番20号）
[2]学生員　工修　金沢大学大学院　自然科学研究科　（　　同上　　）
[3]正会員　工博　金沢大学　工学部土木建設工学科　（　　同上　　）

ＰＣ吊床版橋はその構造のシンプル性からくる景観性、施工の簡便さ、経済性などから近年その建設が盛んである。そして、その中には道路橋としての上路式ＰＣ吊床版橋も現れてきており、計画中のものもある。しかし、ＰＣ吊床版橋はその構造形式ゆえに非常にフレキシブルであり、車両が走行した際の動的特性を十分に把握する必要がある。そこで本報告では、実験と解析から走行荷重による上路式ＰＣ吊床版橋の動的特性について比較検討した。

Key Words : *stress-ribbon bridge , roadway slab deck, vibration characteristics*

１．はじめに

ＰＣ吊床版橋は、その構造のシンプル性からくる景観性、施工の簡便さ、経済性などから近年その建設が盛んである。そして、最近では2～３径間連続形式[1)2)]や、３方向分岐式[3)]のものも建設され、構造形式も多様化の傾向を見せている。さらに、その中には歩道橋だけではなく道路橋としての上路式ＰＣ吊床版橋[4)5)]も現れてきており、計画中のものもある。しかし、ＰＣ吊床版橋はその構造形式ゆえに非常にフレキシブルであり、車両が走行した際の動的特性を十分に把握する必要がある[6)7)]。そこで本報告では、上路式ＰＣ吊床版道路橋である速日峰橋と４径間連続上路式ＰＣ吊床版歩道橋である潮騒橋を本研究の対象とし、走行荷重による上路式ＰＣ吊床版橋の動的な問題について比較検討した。

２．対象橋梁の概要

(1)　速日峰橋の概要[8)]

速日峰橋(図-1、写真-1)は林業の盛んな宮崎県五ヶ瀬川の流域の町にあり、林業の発展と生活道路拡充のために昭和 52 年に建設された上路式ＰＣ吊床版道路橋である。橋長は 54.48m、プレストレスコンクリートでできた上床版と下床版の２つを持ち、上床版は車道を兼ねている。下床版には吊橋の大切な要素の１つのケーブルが導入されており、またこの下床版がサグの大きな吊床版の役割を果たしている。また、サグ量はサグ・スパン比で 1/10 と大きくし、低下した吊床版の剛性はその上に設けた上路桁で補っている。なお、支承部は上床版において、左岸側がローラー、右岸側がヒンジで、下床版では両岸とも固定になっている。

(2)　潮騒橋の概要[9)]

潮騒橋(図-2、写真-2)は、静岡県にあり、橋長 232.0m、支間 55.0m＋61.0m＋61.0m＋55.0mを有する４径間連続上路式ＰＣ吊床版歩道橋であり、本形式は世界で初めて建設された構造形式である。上部構造は、吊床版、鉛直材および上床版から構成されている。また、橋台に作用する水平力をできるだけ小さくしつつ、経済性を向上させるために、吊床版のサグ・スパン比が 1/10 に設定されている。そして、耐風安定性および耐震性を向上させるために、吊床版および上床版を各橋脚と剛結構造とし、全体構造を連続ラーメン化して全体剛性が高められている。基礎形式は、橋脚、橋台ともに杭基礎であり、橋台における上床版端部の支持構造としては、鉛直ゴム支承とともに水平ゴム支承が設けられている。

３．実験概要

(1)　速日峰橋

本橋において行った振動実験内容を以下に示す。測定にはサーボ型速度計と加速度計を用いて、図-3 に示すように測点を配置した。

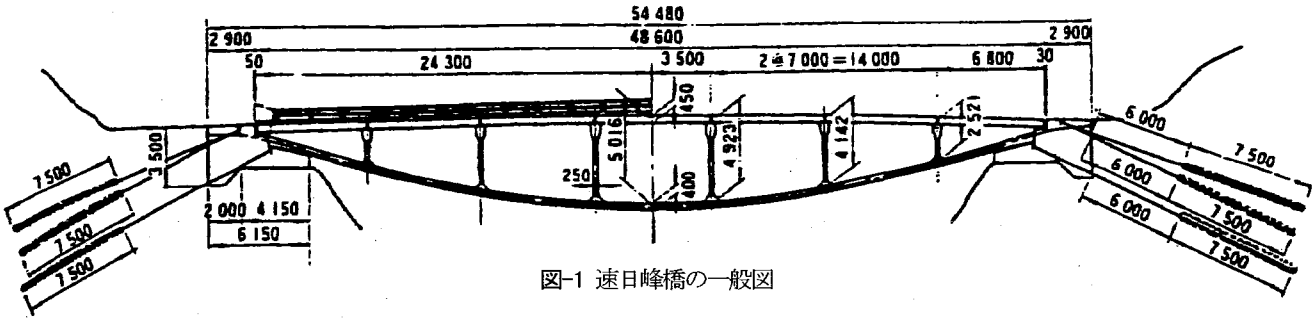


図-1 速日峰橋の一般図

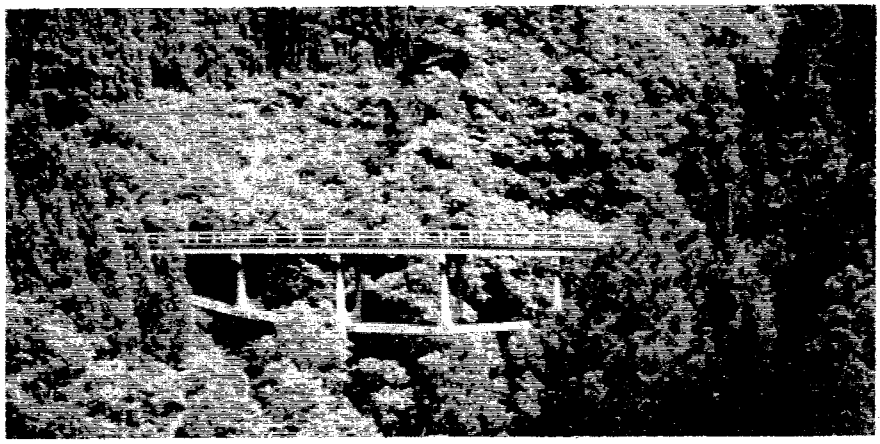


写真-1 速日峰橋

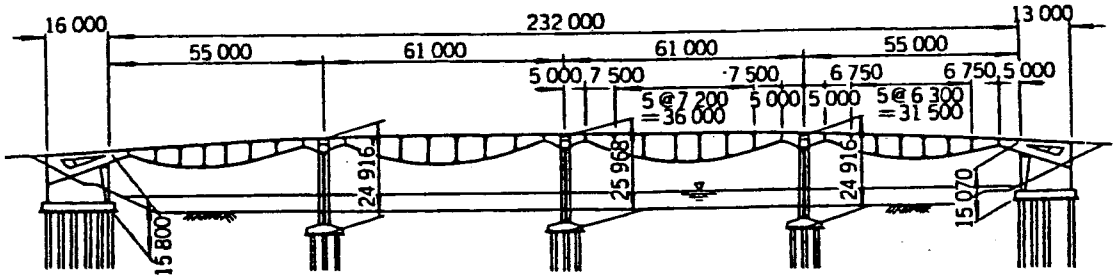


図-2 潮騒橋の一般図

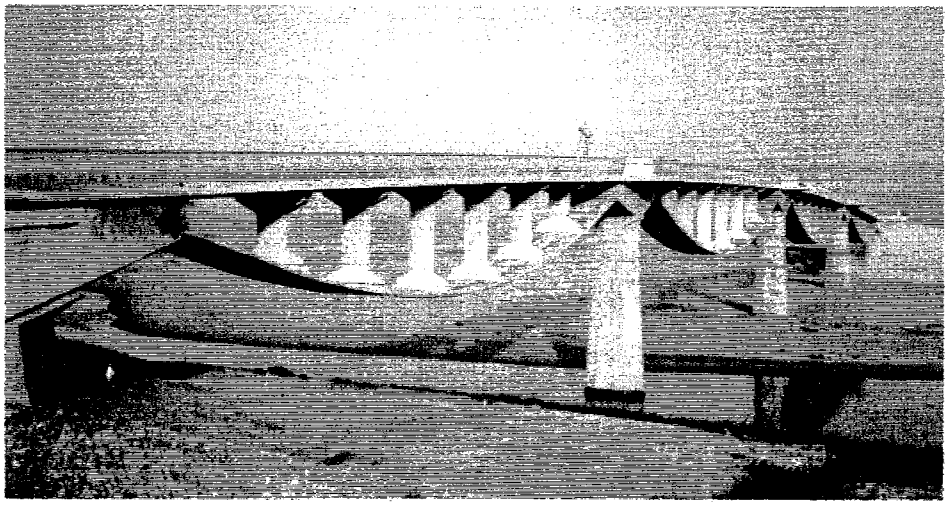


写真-2 潮騒橋

①衝撃加振試験

衝撃加振試験として、衝撃加振点において試験車両（重量約 15.09kN（1.54tf）のワゴン車）の前軸タイヤを高さ 15.5cm の踏み台から落下させて橋梁に衝撃を与え、その時の動的応答をサーボ型速度計および加速度計で測定した。

②定点加振試験

衝撃加振試験の結果から得られた卓越振動数に合わせて、各モードの腹の位置で 2 人が同時にジャンプして加振させ、十分揺れだしたことを確認してから静止しその後の自由減衰波形を測定した。

③車両走行試験

上述した試験車を 40 km/h で橋上を走行させた際の各測点での速度および加速度を測定した。

(2) 潮騒橋

本橋において行った振動実験内容を以下に示す[10]。また、測点配置を図-4 に示す。

①衝撃加振試験

2 人が椅子（高さ 40cm）から同時に飛び降りることによって人力による衝撃加振試験を行った。

②定点加振試験

衝撃加振試験より得られた卓越振動数に合わせて 2 人が各モードの腹の位置でジャンプ加振をして、十分共振したところで、加振をやめて自由減衰波形を測定する。

③人力による歩行・走行試験

また、本実験は人力によるものであるため、車両を用いた静的載荷実験の結果は文献[9]を参考にした。

4. 解析モデル

各対象橋梁に対して、固有値解析および動的応答解析を行うために骨組構造モデルを作成した。解析モデルでは、上床版、吊床版、鉛直材の各コンクリート部材を梁部材として扱い、吊床版部ではケーブル張力による幾何剛性を考慮した。速日峰橋、潮騒橋の解析モデルを図-5(a)(b)にそれぞれ示す。解析モデルにおける解析条件としては、上床版端部での支承条件や地盤条件（潮騒橋のみ）をパラメータとして解析した。

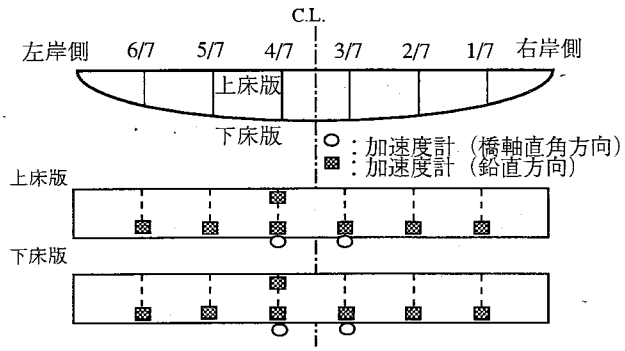


図-3 速日峰橋の測点配置図

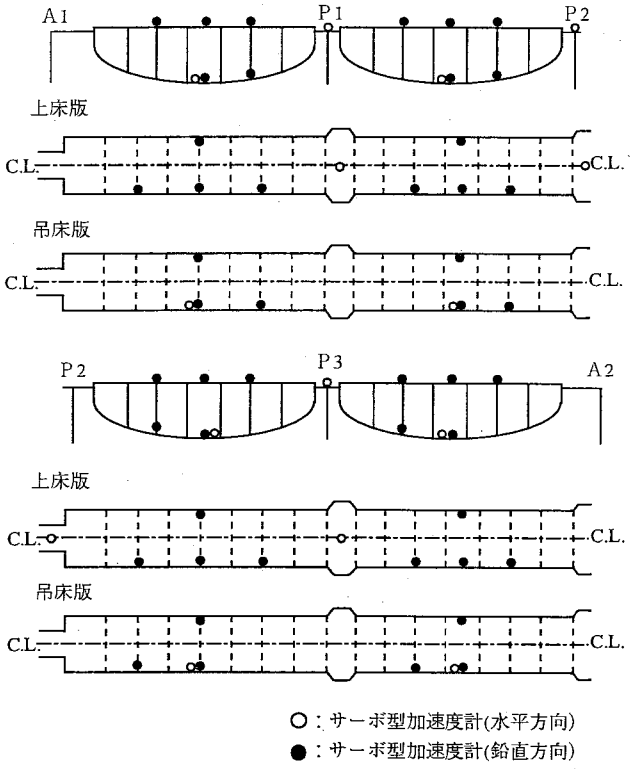
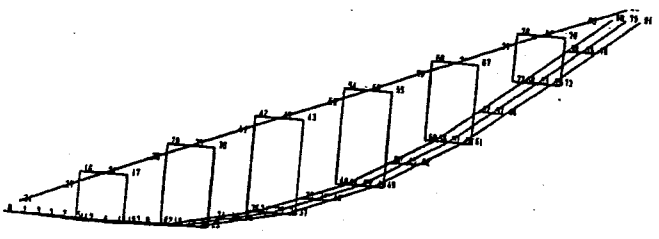
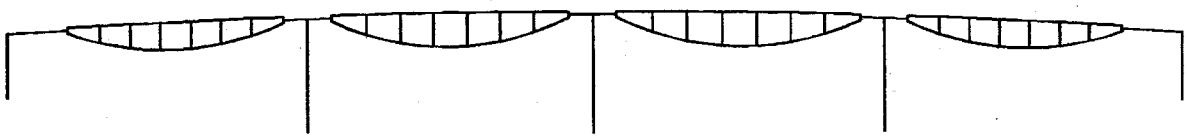


図-4 潮騒橋の測点配置図



(a) 速日峰橋



(b) 潮騒橋

図-5 解析モデル図

5．実測値・解析値の比較

(1) 固有振動特性

実験および解析から得られた両橋の卓越振動数と振動モードを表-1に、モード図を図-6に示す[8) 9)]。

速日峰橋と潮騒橋を比較すると、単径間の速日峰橋に対して潮騒橋の場合には4径間連続となっているので全体構造がよりフレキシブルになるために、潮騒橋においては3Hzまでに10個以上の振動モードが存在していることがわかる。また、速日峰橋の振動特性として3次と5次に橋軸直角水平方向の振動モードが現れている。これらのモードは、吊床版橋特有のねじりと水平の連成振動[7)]が主に卓越したものとと思われる。一方、潮騒橋においては、橋軸直角水平方向の振動モードとしてねじれモードは3Hzまでに出現していない。これは、潮騒橋の場合には高い橋脚を有しているために、桁自身のねじれモードが卓越する前に橋脚自体の水平方向の倒れに伴うモードが現れるためと思われる。

表-1 卓越振動数と振動モード

＜速日峰橋＞

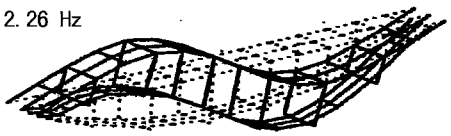
次数	振動モード	実測（Hz）	解析（Hz）
1	逆対称1次	2.49	2.26
2	対称1次	3.66	3.32
3	上床版水平1次	4.98 ～ 5.08	4.51
4	対称2次	5.13	4.59
5	下床版水平1次	5.42 ～ 5.47	5.36
6	逆対称2次	7.28 ～ 7.32	6.67
7	対称3次	10.50 ～ 10.60	9.62

＜潮騒橋＞

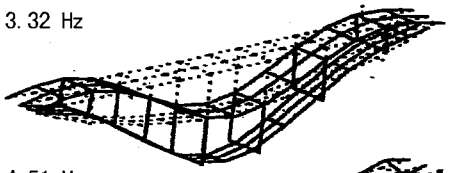
次数	振動モード	実測 文献9)	実測（実験）	解析（Hz）
1	水平1次	1.64	1.60	1.68
2	水平2次	1.73	1.73	1.74
3	第2、3径間逆対称1次（逆対称）	1.90	1.95	1.80
4	第2、3径間逆対称1次（対称）		1.98	1.83
5	水平3次	—	2.05	2.16
6	第4径間1次	—	2.34	2.375
7	第1径間1次	2.27	2.32	2.376
8	水平4次	2.14	2.36	2.37
9	第2、3径間対称1次（逆対称）	2.83	3.08	2.78
10	第2、3径間対称1次（対称）			2.83
11	水平5次	2.79	—	3.09

＜速日峰橋＞

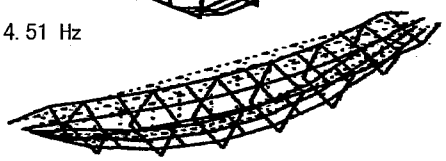
1次 2.26 Hz



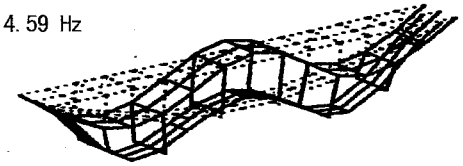
2次 3.32 Hz



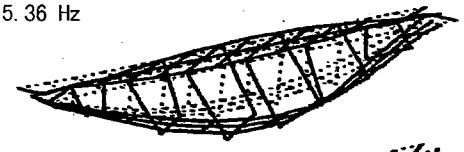
3次 4.51 Hz



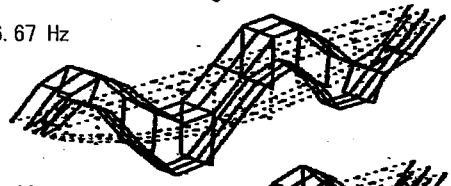
4次 4.59 Hz



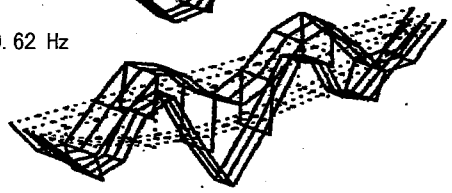
5次 5.36 Hz



6次 6.67 Hz

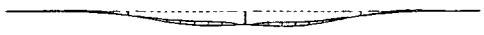


7次 9.62 Hz

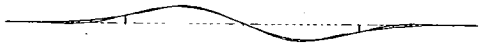


＜潮騒橋＞

1次 1.68 Hz



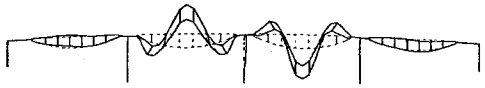
2次 1.74 Hz



3次 1.80 Hz

4次 1.83 Hz

9次 2.78 Hz



10次 2.83 Hz

図-6 固有振動数とモード

(2) 動的特性

速日峰橋と潮騒橋において車両走行による動的応答解析を行った。ここでは、この解析結果と各橋梁で行われた振動実験の結果を比較することにする。図-7 に解析に用いた車両モデルを示す。なお、各橋梁で用いた車両重量は異なり、速日峰橋では 98kN(10tf)、潮騒橋では 73.5kN(7.5tf)としているため車両諸元は各橋梁では異なる。

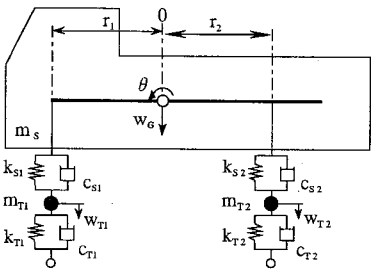


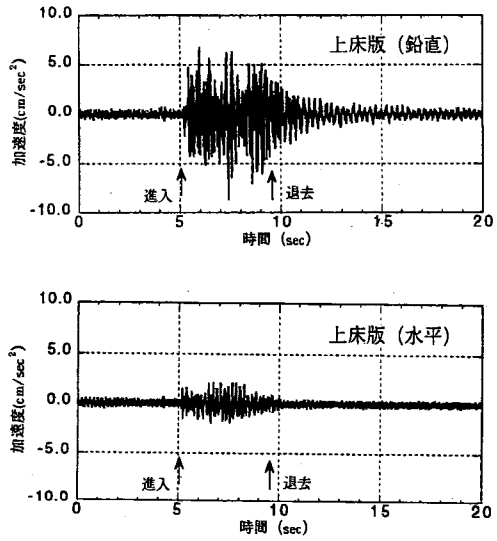
図-7 車両モデル

速日峰橋において、実験時に重量約 15.09kN (1.54tf) のワゴン車が速度 40km/h で走行したときのスパン中央付近における上床版と吊床版の鉛直および水平方向の加速度波形とそのスペクトルを図-8, 9 にそれぞれ示す。

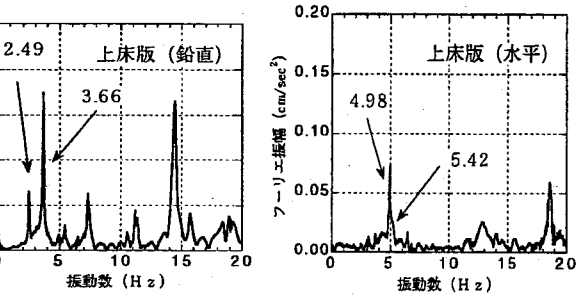
なお、解析に用いた路面凹凸は橋梁の応答値に影響を及ぼさないように凹凸の小さい路面を解析により算出した。

これらの図より、鉛直および水平方向の上床版と吊床版の振幅の大きさを比較すると、水平方向、鉛直方向ともにそれほど大差はないことがわかる。また、上床版と吊床版における鉛直方向と水平方向のスペクトルを比較すると、鉛直方向では対称1次モードが大きく卓越しているが、水平方向ではその卓越が異なっており、上床版主体の水平モードと、吊床版主体のねじれ・水平連成モードが互いに影響し合っていることがわかる。

次に、解析においては重量 98kN(10tf)の 2 軸車が速度 20km/h で走行したときのスパン中央付近における上床版と吊床版の鉛直および水平方向の加速度波形とそのスペクトルを図-10, 11 にそれぞれ示す。解析では、上床版と吊床版の鉛直方向の加速度波形を比較すると、車両のばね下の影響により上床版の方では高周波成分が載っているために振幅が大きくでている。また、水平方向では上床版と吊床版の振幅の大きさに大差はないが、スペクトルを比較してみると、そのエネルギーに若干の差があるものの、上床版、吊床版ともにそれぞれのもつ卓越振動数がお互いに影響してあっており、実験時の傾向が解析モデルにおいても表現できていることがわかる。

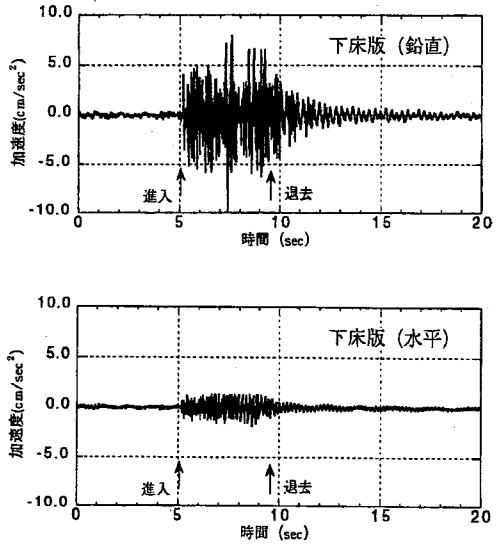


(a) 加速度応答波形

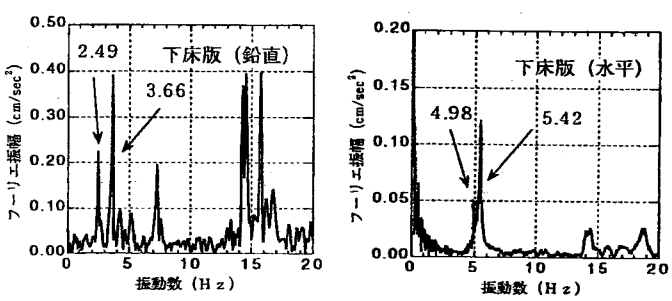


(b) 鉛直および水平成分のスペクトル

図-8 車両走行時（実験）の上床版の応答値

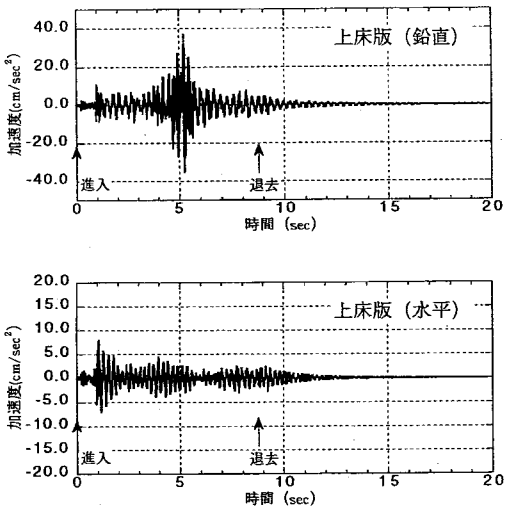


(a) 加速度応答波形

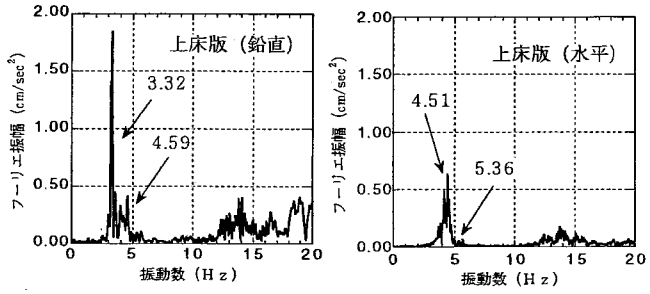


(b) 鉛直および水平成分のスペクトル

図-9 車両走行時（実験）の下床版の各応答値

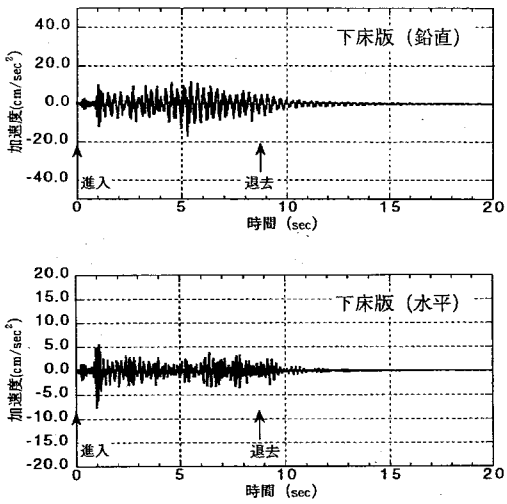


（a） 加速度応答波形

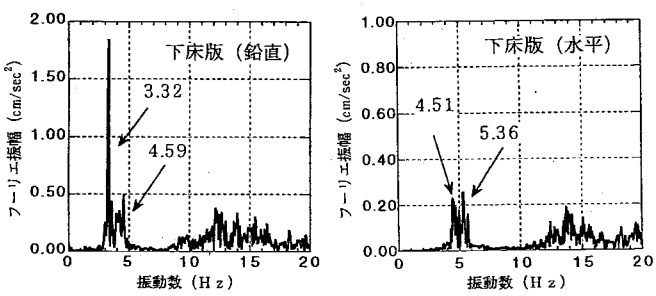


（b） 鉛直および水平成分のスペクトル

図-10 車両走行時（解析）の上床版の応答値



（a） 加速度応答波形



（b） 鉛直および水平成分のスペクトル

図-11 車両走行時（解析）の吊床版の応答値

この単径間の速日峰橋が 4 径間分連続形式となった潮騒橋において、解析上で総重量 73.5kN(7.5tf)の車両が速度 20km/h で第 2 径間上を走行したときの各測点の応答値について考察する。

図-12 に第 2 径間スパン中央の吊床版部における、解析による鉛直変位を示す。また、同図に実験により得られた静的載荷試験結果[9]を比較としてプロットする。

この図から、解析では動的な影響があるものの、実験で得られた値と解析とは概ね一致しており、実橋に対する解析モデルの剛性の評価がほぼ合っていると考えられる。

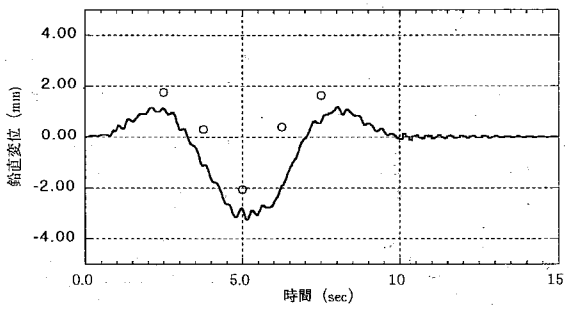


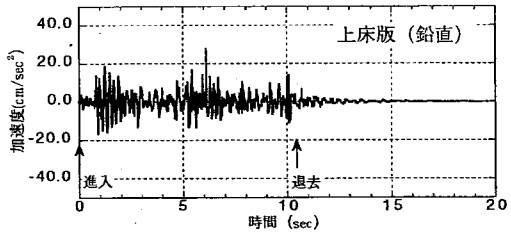
図-12 車両走行時（解析）の吊床版（スパン中央）の変位波形

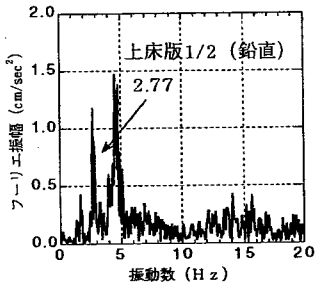
また解析において、スパン中央の上床版、吊床版の鉛直方向の加速度波形とそのスペクトルをそれぞれ図-13(a), (b)に、上床版 1/4 点の鉛直方向の加速度波形とそのスペクトルを図-13（c）に示す。

これらの図から、各測点において得られた波形の最大振幅は約 20cm/sec² 程度となっており、上床版、吊床版部においてそれほど差がないことがわかる。

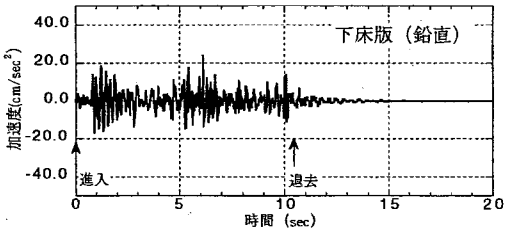
スパン中央で得られた波形のスペクトルからは、2.77Hz が、また 1/4 点で得られた波形からは、1.80Hz が大きく励起しており、これらのモードはどちらも、非常に近接したモードをそれぞれ持っているため、実験時では分離できていないが、この解析からは両方ともに逆対称のモードが出現している。車両走行の場合には、車両重量も影響してくるために、対称モードは励起しにくいものと考えられる。

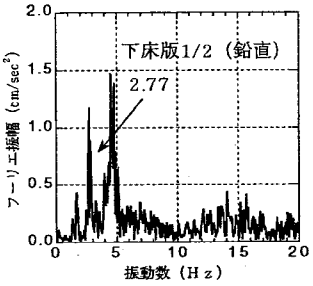
また、速日峰橋の場合には上床版と吊床版のそれぞれの水平方向モードが出現していたが、この潮騒橋の場合には橋脚に起因した水平方向モードが車両走行時にどれだけ影響するものか調べる必要がある。しかし、本解析モデルでは、幅員中央を走行させているため車両が橋梁に与える外力としては鉛直方向しかなく、それらの影響を調べることができなかった。



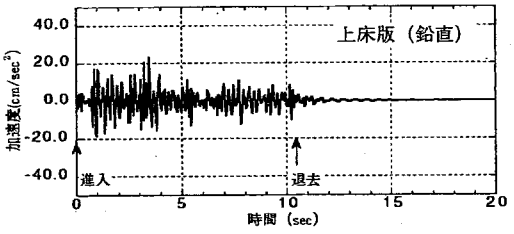


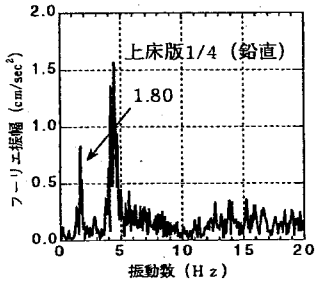
（a） 加速度応答波形とスペクトル（スパン1/2点、上床版）





（b） 加速度応答波形とスペクトル（スパン1/2点、吊床版）





（c） 加速度応答波形とスペクトル（スパン1/4点、上床版）

図-13 車両走行時(解析)の上床版および吊床版の応答値

6．まとめ

本研究では、上路式ＰＣ吊床版橋である速日峰、潮騒橋に対して、車両走行による振動特性について実験および解析から考察した。

本研究で明らかとなった事項は次の通りである。

（1）速日峰橋における実験より、３、５次に上床版主体の水平モードと吊床版部のねじれ・水平連成モードの出現が確かめられた。

（2）潮騒橋における実験より、近接した振動モードが確認され、その中にはモードが近接しすぎて分離できないものがあった。また、速日峰橋の振動特性と異なり、桁自身のねじれモードが出現していない。これは、潮騒橋の場合には高い橋脚を有しているために、桁自身のねじれモードが卓越する前に橋脚自体の倒れに伴うモードが現れるためと思われる。

（3）固有値解析において得られた固有振動数は、両橋の振動実験により得られた値と比較的よい一致を示しており、両橋のモデル化について妥当性が確かめられた。

（4）速日峰橋における車両走行試験から、車両走行時には上床版と吊床版部の水平方向のモードが互いに影響し合うことがわかった。

謝辞：振動実験を実施するにあたって、多くの方々に大変お世話になりました。深く感謝いたします。

参考文献

1） 角本周・前田研一・梶川康男・黒野雅利：近接固有値を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集PART B，pp.207－214，1995.

2） 藤田稔・吉川正行・相良謙治・児山祐樹：宇多津歩道橋について，プレストレストコンクリート技術協会 第２回シンポジウム論文集，pp.161－164，1991.11.

3） 新井英雄・錦英樹・中村収志・永井篤，：亀甲橋の設計，プレストレストコンクリート，Vol.34，No.2，pp.7－17，1992.3.

4） 鳥野清・成富勝・日笠山徹巳・小坪清真：上路式ＰＣ吊橋の動特性とその改善，構造工学論文集，Vol.32A，pp.691－698，1986.3.

5） 鈴木昭男・鈴木勲・渡邊信幸・菅沼信夫・和田直隆・久米計生：菊川橋の設計，橋梁と基礎，pp.23－28，1994.11.

6） 徳山清治・上迫田和人・石原元・矢野一正：吊床版橋の動的挙動について－車両走行試験と風洞実験－，プレストレストコンクリート技術協会 第３回シンポジウム論文集，pp.201－206，1992.11.

7） 梶川康男・津村直宜・角本周：PC 吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685－695，1990.3.

8）梶川康男・深田宰史・西嶋弥生：上路式 PC 吊床版道路橋の振動特性，土木学会第 51 回年次学術講演会，pp.146－147，1996.9.
9）松元香保理・小田切隆幸・中井祐司：上路式吊床版橋の振動解析について，住友建設技術研究所所報，pp.19－28，1996.
10）深田宰史・吉川裕晃・梶川康男：鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査，構造工学論文集，Vol.43A，pp.765－772，1997.3.

（1997. 8. 29 受付）

VIBRATION CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED CONCRETE STRESS-RIBBON BRIDGE WITH A ROADWAY SLAB DECK DUE TO TRAFFIC LOAD.

Yoshifumi TOUGE, Saiji FUKADA, Yasuo KAJIKAWA

Prestressed concrete stress-ribbon pedestrian bridge has simple structure so that it is beautiful and economical. Thus it is popular to construct prestressed concrete stress-ribbon pedestrian bridge in recent years, and prestressed concrete stress-ribbon bridge with a roadway slab deck as road bridge also has been appeared. But prestressed concrete stress-ribbon bridge is very flexible for it' own structure. So it is necessary that we grasp the dynamic characteristics when a vehicle runs on the bridge. So we examined the dynamic problems of prestressed concrete stress-ribbon bridge with a roadway slab deck in this study when traffic load is running on.

振動実験による20tfおよび25tf大型貨物車の振動特性と3次元車両モデルの諸元

本田秀行[1]・橋野智洋[2]・田中孝義[3]

[1]正会員　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]株式会社　高田組　工務部　（〒920 石川県金沢市長田町2-4-8）
[3]正会員　工修　富山県魚津土木事務所　（〒937 富山県魚津市新宿10-7）

走行車両による道路橋の動的影響、環境交通振動、使用性、健全度、疲労などの問題を解析的に検討する場合、対象とする橋梁の構造モデルと同時に走行車両のモデルの検討も重要である。従来の研究によって、大型ダンプ車両の3次元振動モデルは著者らによって提示されているが、大型貨物車の振動特性とそのモデル化はあまり検討されていないようである。

そこで、本研究では、上述した研究分野の基礎的資料を得るため、総重量が20tfと25tf大型貨物3軸車の走行による振動調査を行った。そして、大型車両の一つのサンプルデータではあるが、両対象車両の振動特性を把握すると共に、3次元11自由度系振動モデルに対するモデル定数を検討した。

***Key Words** :large heavy truck, dynamic characteristics, vibration test, three dimensional vibration vehicle model, modelling factors*

1．まえがき

走行車両による道路橋の動的影響、環境交通振動、使用性、健全度、疲労などの問題を解析的に検討する場合、対象とする橋梁に対しては基本的なはり部材の構造モデルから、現象解明に適切な立体構造モデルが作成されるようになってきた[1)]。

橋梁振動は、車両－路面－橋梁が互いに連成する振動性状を呈する。このことから、橋梁の構造モデル化と同時に、現象解明に適切で実際的な走行車両のモデル化の検討も重要になってきた。そして、基本的な1や2自由度系モデルから4、5、6自由度系2次元モデル、さらに8や11自由度系3次元車両モデルが開発されるようになってきた[1)]。

この間、今後の交通状況等の社会的ニーズを反映させるため、平成5年11月25日付けでの道路構造令の許容自動車荷重の変更に伴い、道路橋設計活荷重の自動車荷重が20tf車から25tf車に変わった。従来、走行車両による道路橋の振動問題の解析的・実験的多くの研究では、一般に20tf車を基本に検討を行ってきたが、橋梁の設計論などを論究するような場合、車両の解析モデルに対して新設計活荷重に対応する25tf車をモデル化の対象にする必要が生じてきた。しかしながら、25tf車は単に重量が5tf増加しただけでなく、その車両の振動特性は未知の点が多いことから、25tf車自体の動的特性を定量的に把握することが重要になってきた。

この主旨を踏まえて、著者らの一人は、以前に総重量20tfと25tfのタンデム型ダンプトラック車の振動実験に基づき、両車両の動的特性の相違と3次元11自由度系車両モデルおよびそのモデル諸元を提示[2)、3)]したことがある。この本田らによる3次元車両モデルや山田・川谷ら[4)]による8自由度3次元車両モデルは大型車に対する一つのサンプルモデルであり、研究分野によっては実働大型車両の定量的な特性把握とデータ蓄積の必要性が指摘[5)]されている。

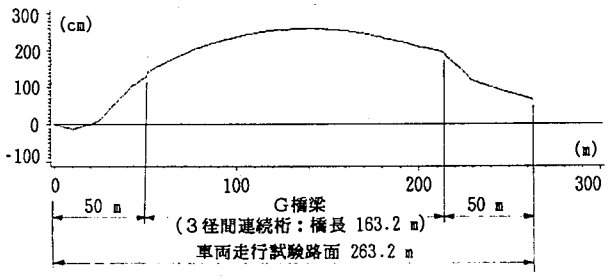
そこで、本研究では、上述した研究分野での基礎資料を得るために総重量が20tf級と25tf級の3軸大型貨物車の走行による振動調査を実施した。そして、大型貨物車両の一つのサンプルデータではあるが、両車両の振動挙動や特性の相違を把握すると共に、3次元11自由度系大型車両振動モデルに対する各部の質量、ばね定数、減衰係数などモデル定数を検討している。

2. 調査法

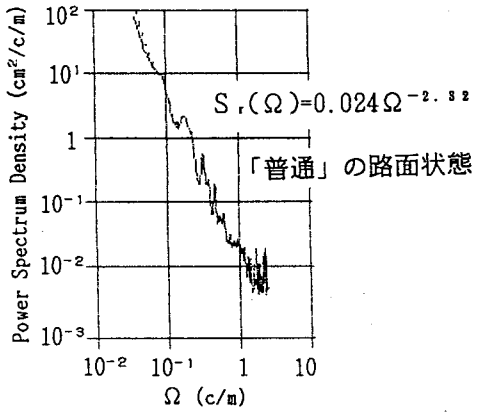
（1）車両走行路面

本調査では、日常の交通量等を考慮して石川県の内灘町に架設されている３径間連続桁のＧ橋梁（橋長：163.2 m）で平成８年10月に実施した。そして、走行車両の振動が過渡応答から定常応答になるためと一定速度を確保するために、橋梁に入る前の車両のアプローチランニングを50～100 m程設けた。

図－１は、測量用レベルで測定された道路のセンターラインから0.5 m離れた縦断方向部の路面凹凸を示している。この調査箇所の路面凹凸パワースペクトル密度を最大エントロピー法（ＭＥＭ）で算出した結果を図－２に示す。路面凹凸パワースペクトル密度の近似式としては、$S_r(\Omega)= 0.024\Omega^{-2.32}$ を得た。この平滑度パラメータ0.024（cm²/m/c）の値から路面性状を著者らの実態調査に基づく文献6）によって判定すると「普通」の路面状態に属する。

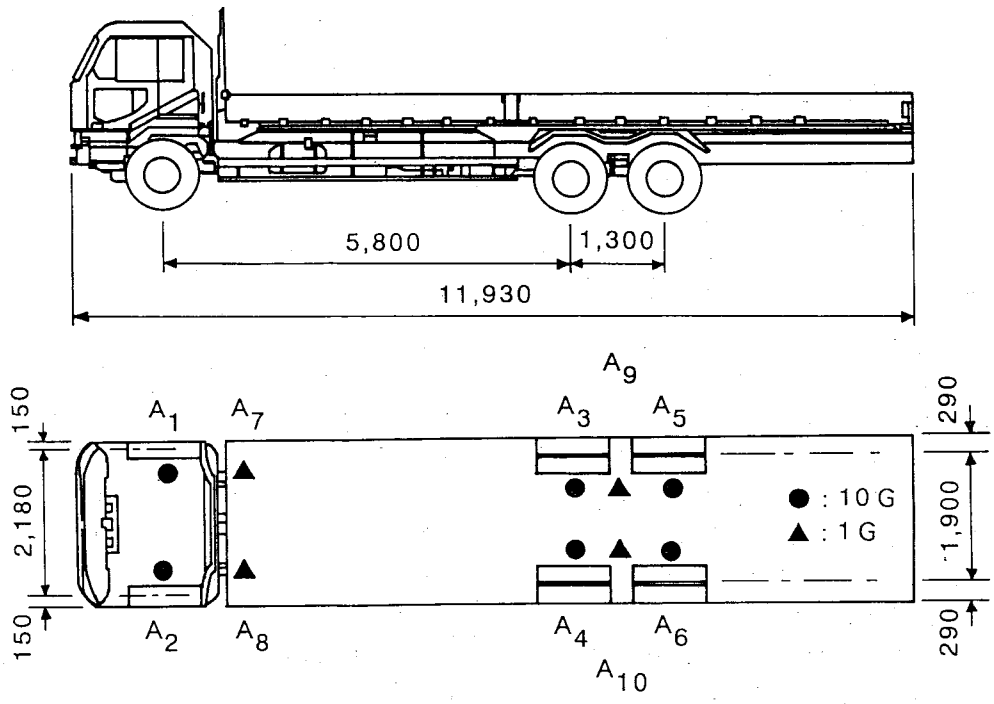


図－１　調査箇所の走行路面



図－２　路面凹凸パワースペクトル密度

写真－１　計測車両



図－３　計測車両の諸元と加速度計の設置位置

（２）計測車両

計測車両として用いた10tf積み大型貨物車（P-CD 46V:総重量10tf）を写真－１に、またその車両の諸元と加速度計の設置位置を図－３に示す。検出計としては、10Gのゲージ型加速度計６個をばね下部のA_1～A_6に設置し、また１Gのゲージ型加速度計４個をばね上部のA_7～A_{10}に設置した。そして、走行車両の応答波形は車両の助手席に設けた動ひずみ計、A／Dコンバータを介してパーソナルコンピュータでデータ解析を行った。なお、念のために、データレコーダにも波形データを記録した。

（３）試験方法

本調査では、写真－１と図－３に示した同一計測車に対して、積載量（鉄板）を調査現場で変えることによって、総重量が約20tf級車と約25tf級車にした。その際、積載量である鉄板の積み方によっては前後および左右の軸重が変化する。そこで、荷台には均等な積み方になるように鉄板の積載に注意をした。後輪２軸を１軸として左右輪を合計した両車両の前軸と後軸の計量結果を表－１に示す。

表－１　計測車両の計量

計測車両	前軸(tf)	後軸(tf)	総重量(tf)
20tf級車	5.56	15.38	20.94
25tf級車	6.21	20.17	26.38

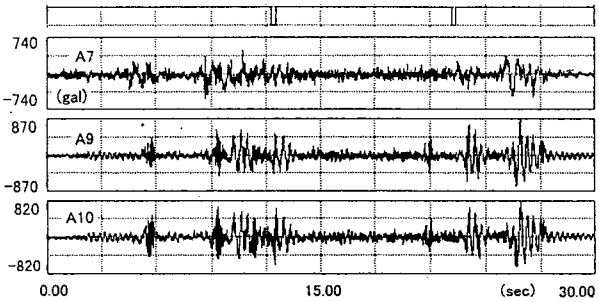
総重量が約20tfと約25tf車それぞれについて、図－１に示した走行路面を車両速度が20、40、50km/hの一定速度で３回測定する車両走行試験を行った。

３．動的特性

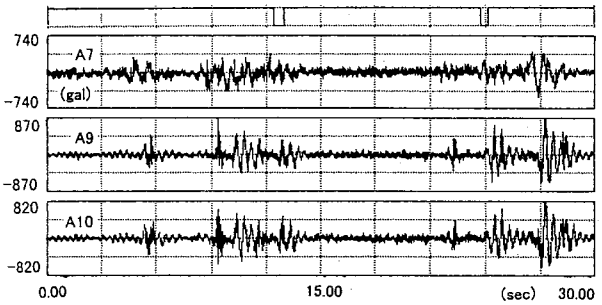
（１）応答特性

図－４と５に一例として、約50km/h走行車両時におけるばね上部とばね下部の各測定点での加速度応答を示す。各図中の上段が20tf級、下段が25tf級試験車両の場合である。また、各図中の最上段にある約12～24秒時にある同期用パルス間が３径間連続桁橋上の走行であり、その後橋長が約40mと約20mの単純桁橋上の走行を示している。なお、応答加速度の波形が顕著に大きくなっている箇所は、伸縮継手部凹凸の通過時である。

20tf級と25tf級車の最大応答加速度に関しては、両車両のばね上部とばね下部とも大きな差異がないようである。減衰性に関しては、20tf級車より25tf級車の方がばね上前部で高くて後部で低く、ばね下

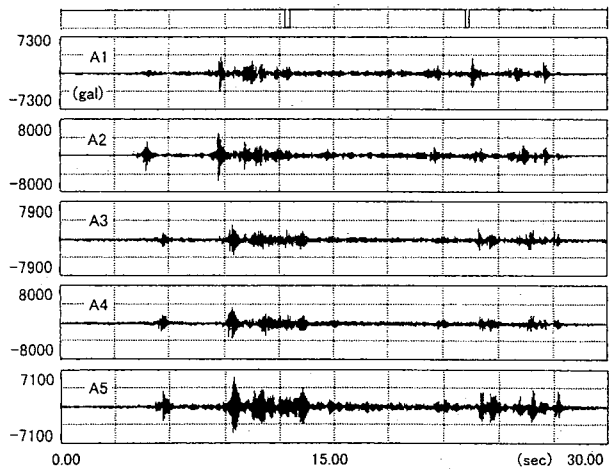


（a）20tf級車のばね上部応答

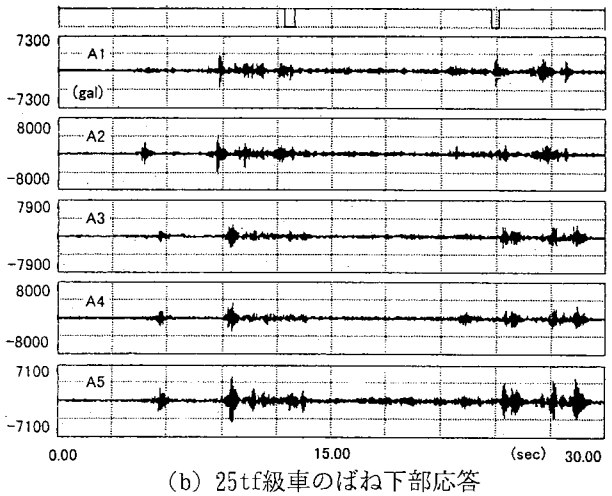


（b）25tf級車のばね上部応答

図－４　ばね上部の応答加速度例（50km/h）



（a）20tf級車のばね下部応答



（b）25tf級車のばね下部応答

図－５　ばね下部の応答加速度例（50km/h）

部では同等か若干高いようである

路面凹凸の不整な伸縮継手部では車体ばね上部の前・後軸の縦揺れ回転挙動であるピッチング振動が見られた。一方、伸縮継手部や縦断方向路面の走行時にばね上およびばね下部とも横揺れ回転挙動であるロッキング振動はほとんど認められなかった。

以上のような大型貨物車の走行による応答性状は、20tf級と25tf級タンデム型ダンプトラック車での調査結果[3]と同様な傾向を示している。

（2）固有振動数と減衰定数

表－2に、50km/h走行時での一例として、20tf級および25tf級試験車両の各部の固有振動数と減衰定数を示す。固有振動数に関して、走行速度によって変動するが、一般的にばね上部では25tf級車の方が20tf級車より重量増加分の影響で小さくなるようである。この傾向は、ばね上前部より特に後部左右のばね上懸架部で強く認められる。一方、ばね下部では前軸で25tf級車の方が逆に若干大きくなる傾向を示しているが、後前軸と後後軸で両車両間に大きな相違は見られないようである。

減衰性に関して、ばね上部の前部で20tf級車より25tf級車の方が同等か若干ほど減衰定数が大きく、後部の左右では逆に低い傾向が見られる。一方、ばね下部については、両車両ともばね下部前軸でほぼ同等の減衰定数の値となっている。また、後前軸と後後軸では25tf級車の方が20tf級車より少し大きい減衰定数値を有していることが一般的に認められる。

以上のような車両の実態調査に基づく固有振動数と減衰定数をまとめたのが表－3である。これらの基礎データを基に、次章では車両振動モデルの諸元を検討する。

表－2　試験車両の振動特性値（50km/h）

				固有振動数	減衰定数 h
20tf級車両	ばね上	前部	①	2.417	0.0460
			②	2.051	0.0738
			③	2.441	0.0927
		後部右	①	3.003	0.1010
			②	2.881	0.0829
			③	2.881	0.0877
		後部左	①	3.003	0.0960
			②	2.881	0.0829
			③	2.881	0.0877
	ばね下	前軸	①		
			②	13.110	0.0405
			③	12.842	0.0632
		後前軸	①		
			②	12.061	0.0556
			③	11.963	0.0572
		後後軸	①	11.963	0.0615
			②	12.061	0.0552
			③	12.158	0.0599
25tf級車両	ばね上	前部	①	2.197	0.0604
			②	2.319	0.0607
			③	2.246	0.0900
		後部右	①	2.637	0.0637
			②	2.612	0.0729
			③	2.710	0.0712
		後部左	①	2.637	0.0557
			②	2.612	0.0501
			③	2.710	0.0552
	ばね下	前軸	①	13.135	0.0689
			②	13.257	0.0630
			③	13.037	0.0648
		後前軸	①	11.792	0.0479
			②	11.987	0.0436
			③	11.768	0.0436
		後後軸	①	11.963	0.0481
			②	11.987	0.0514
			③	11.768	0.0539

表－3　試験車両の振動特性値

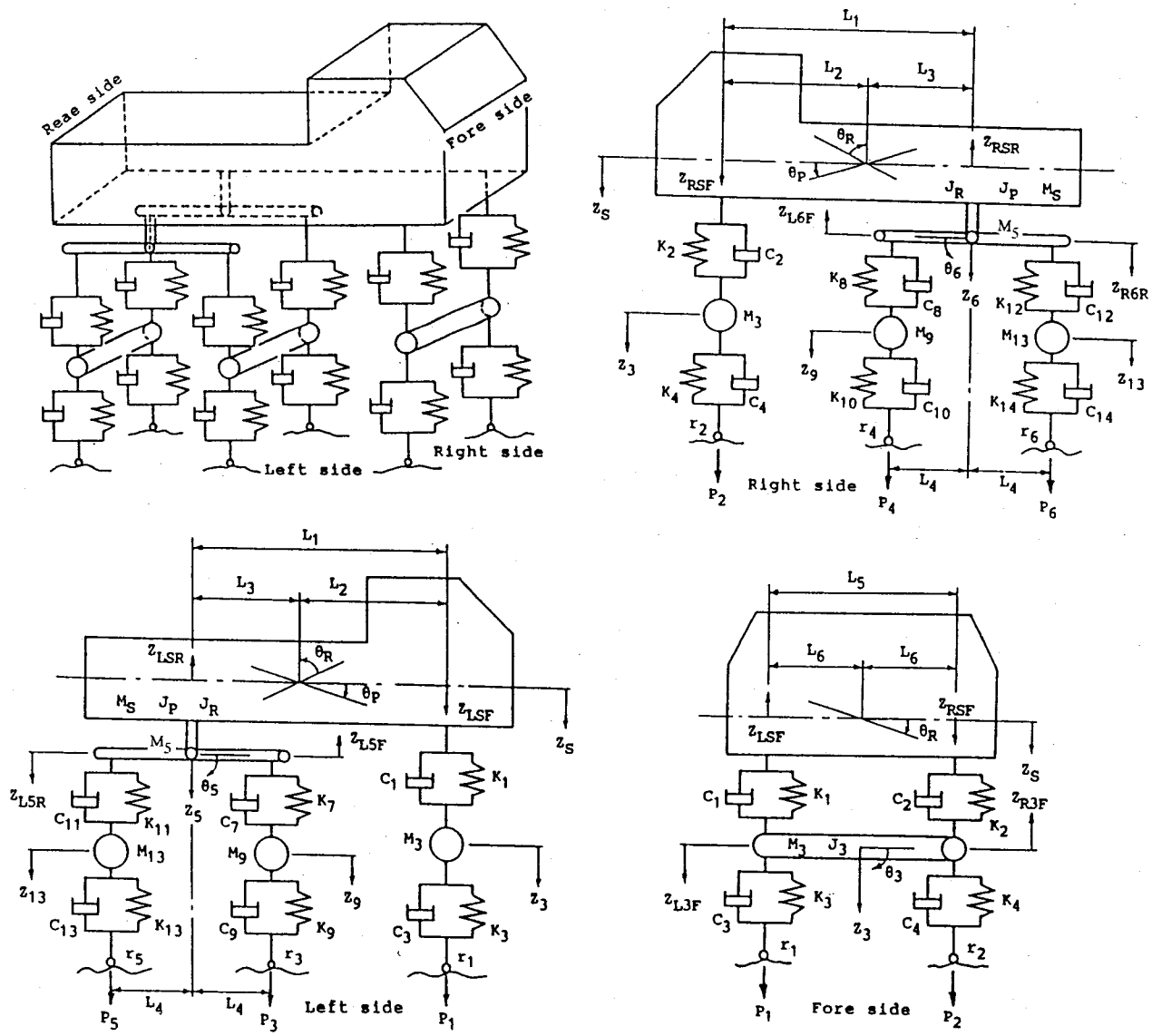
車両各部			固有振動数	減衰定数
20tf級車両	ばね上	前部	2.22（Hz）	0.068
		後部右	3.04	0.073
		後部左	3.04	0.073
	ばね下	前軸	13.10	0.060
		後前軸	11.96	0.059
		後後軸	11.96	0.067
25tf級車両	ばね上	前部	2.12（Hz）	0.088
		後部右	2.72	0.060
		後部左	2.72	0.060
	ばね下	前軸	13.26	0.064
		後前軸	11.80	0.061
		後後軸	11.80	0.072

4．車両モデル

（1）3次元11自由度系車両モデル

図－6に、実働する大型車両の実態に近い3次元11自由度系車両振動モデルを示す。すなわち、ばね上部では、バウシング振動の Z_S、ピッチング振動の θ_P、ローリング振動の θ_R、後輪2軸を独立懸架とするトラニオン部でのピッチング振動の θ_5 と θ_6 の5自由度系である。一方、ばね下部では、バウシング振動の Z_3、Z_9、Z_{13}、および前軸でのローリング振動の θ_3、後軸での θ_9 と θ_{13} の6自由度系である。そして、ばね上部とばね下部での合計11自由度系モデルである。

なお、この車両モデルでは、ばね下部でのピッチング振動を考慮していない。また、ばね上後輪のトラニオンは質量 M_5 と M_6 のみを有しており、そのピ



図－6　3次元11自由度系大型車両振動モデル

ッチング振動θ_5とθ_6によって後輪の2軸は独立懸架になっている。しかしながら、このトラニオン部は独立なピッチング挙動でなく、ばね上部のバウシング振動Z_S、ピッチング振動θ_Pおよびローリング振動θ_Rが互いに連成する挙動となる。

（2）モデル諸元

試験車両である大型貨物車の振動実験に基づいて、図－6に示した3次元車両モデルの各部の質量、ばね定数、減衰係数などを検討した。一つのサンプルデータではあるが、20tfおよび25tf大型貨物車両のモデル諸元として、その結果を表－3に示す。なお、各部の質量は、20tf車両および25tf車両ともに車両左右側の合計値である。ばね定数と減衰係数は各部個々の値であり、両者とも後輪の前軸と後軸とで若干異なった値になっている。

20tfおよび25tf車両もデルの各部の質量に関して、ばね上とばね下質量の配分率、ばね上質量の前部と後部との配分率、ばね下質量の前軸と後輪部との質量配分率、ばね下後輪部の前軸と後軸との質量配分率などは、文献7)、8)をも参考にして算出した。

ばね上質量のピッチング振動の中心となる重心の位置のL_2とL_3を決定することは、ばね上質量の前輪と後輪部の質量配分率を算出するために重量な事項となる。本研究では、図－3に示したばね上部での加速度計A_7とA_9あるいはA_8とA_{10}の車両走行時での応答加速度の内、ピッチング振動の軌跡を図示することによって、その重心の位置を算出した。

表－3　大型貨物車両の3次元モデル諸元

	モデル記号	20tf車両	25tf車両
寸法	L_1 (cm)	645	645
	L_2 (cm)	200	230
	L_3 (cm)	445	415
	L_4 (cm)	65	65
	L_5 (cm)	190	190
	L_6 (cm)	95	95
質量*	M_8 (kgfs^2/cm)	17.14	22.25
	M_3 (kgfs^2/cm)	0.84	0.84
	M_5 (kgfs^2/cm)	0.33	0.33
	M_9 (kgfs^2/cm)	1.10	1.10
	M_{13}(kgfs^2/cm)	1.01	1.01
ばね定数	k_1 (kgf/cm)	518	706
	k_2 (kgf/cm)	518	706
	k_3 (kgf/cm)	2839	2908
	k_4 (kgf/cm)	2839	2908
	k_7 (kgf/cm)	2218	2138
	k_8 (kgf/cm)	2218	2138
	k_9 (kgf/cm)	3092	3010
	k_{10}(kgf/cm)	3092	3010
	k_{11}(kgf/cm)	2219	2138
	k_{12}(kgf/cm)	2219	2138
	k_{13}(kgf/cm)	2863	2787
	k_{14}(kgf/cm)	2863	2787
減衰係数	c_1 (kgfs/cm)	5.05	9.31
	c_2 (kgfs/cm)	5.05	9.31
	c_3 (kgfs/cm)	4.15	4.48
	c_4 (kgfs/cm)	4.15	4.48
	c_7 (kgfs/cm)	16.96	15.01
	c_8 (kgfs/cm)	16.96	15.01
	c_9 (kgfs/cm)	4.86	4.96
	c_{10}(kgfs/cm)	4.86	4.96
	c_{11}(kgfs/cm)	16.96	15.01
	c_{12}(kgfs/cm)	16.96	15.01
	c_{13}(kgfs/cm)	5.12	5.41
	c_{14}(kgfs/cm)	5.12	5.41

＊：各部質量は車両左右側の合計値。

5．あとがき

本研究では、走行車両による道路橋の振動問題などの検討に重要な要素となる車両データの基礎資料を得るために総重量が20tf級と25tf級の3軸大型貨物車の走行による振動調査を実施した。大型貨物車両の一つのサンプルデータではあるが、両車両の振動挙動や特性の相違を把握すると共に、3次元11自由度系大型車両振動モデルに対する各部のモデル定数を提示した。最後に、試験車の手配い等での御支援を賜りました高田産業（株）常務取締役　近藤銀次郎氏、（株）高田組工務係長　米原史朗氏および調査に御協力頂いた平成8年度当研究室の卒研学生の諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

1）本田秀行：橋梁の走行荷重による動的影響、橋梁交通振動コロキウム論文集 PART A;基調論文編セッション［a］、pp. 1-14、1995年11月.

2）田中孝義・本田秀行：タンデム型ダンプトラック車の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、19　93年9月.

3）本田秀行・田中孝義：総重量20トンと25トンダンプ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.

4）山田靖則・川谷充郎・嶽下裕一・岩熊秀治：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、橋梁交通振動コロキウム論文集 PART B、pp. 241-248、1995年11月.

5）町田文孝・三木千壽：鋼床版の疲労照査のための自動車荷重、土木学会第50回年次学術講演会講演概要集、I-371、1995年9月.

6）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.

7）建設省土木研究所・構造橋梁部構造研究室：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書、土木研究所資料、No. 1820、1981年3月.

8）三菱自動車工業（株）・設計研究室振動研究グループ：トセ振研G84045号添付資料、1984年11月.

（1997. 8. 29受付）

DYNAMIC CHARACTERISTICS AND THREE DIMENSIONAL VEHICLE MODEL FACTORS OF HEAVY LARGE TRACK BASED ON MOVING VEHICLE TEST

Hideyuki HONDA and Norihiro HASHINO

In the dynamic response analysis of highway bridges under moving vehicles, the development of practical vehicle model has become very important recent years. In this study, therefore, the vibration test of three-axis large heavy tracks with 20 tf and 25 tf was done to get a basic data on vehicle modeling for investigation of the bridge vibration. The dynamic characteristics between both tracks with 20 tf and 25 tf are investigated based on the results of the test, and then the modeling factors (natural frequency, stiffness and viscous damping coefficient at each part) of the three dimensional track model with 11 degree of freedom are presented.

振動性状から見た近代木道路橋の構造特性

三品吉彦[1]・薄木征三[2]・本田秀行[3]

[1]正会員　工修　大日本コンサルタント株式会社　道路構造部　（〒170 東京都豊島区駒込 3-23-1）
[2]フェロー　工博　秋田大学教授　鉱山学部土木環境工学科　（〒010 秋田市手形学園町 1-1）
[3]正会員　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が丘 7-1）

道路橋としての近代木橋は、その出現以来10年余を経過し、数も10を超えるに至った。うち何橋かについて振動実験が行われており、著者らはそれらのデータから木橋の構造特性を分析した。

鉛直方向固有振動数については、支間長との関係が鋼橋やコンクリート橋と同じ範疇にあることが判明した。このことから、橋梁の曲げ剛性はその材料の如何を問わず死荷重の大きさに比例することになるが、逆に言うと、橋梁を構成する材料の「単位重量当たり活荷重許容量」に違いがあることになる。この量は木橋において大きく、「重量」的な面からは効率の高い材料であることを論じた。

減衰定数は鋼橋やコンクリート橋より大きく、動的増幅率とともに衝撃に有利となる可能性を論じた。

Key Words: vibration, frequency, damping factor, dynamic amplification factor, timber bridge, bridge material, load carrying capacity

1．はじめに

ここ 10 年ほどの間に木の橋が多く造られるようになってきた。木材を加工する技術が進歩したこと、低価格の北米材の輸入に関して圧力のかかったこと、森林保全のためには間伐材の用途を開拓する必要のあることなどが理由とされているが、とくに自然への回帰を求める気分が強まって来たことが、木に対する郷愁を呼び起こしているように思われる。

このような時代の要請の中で、大断面の集成材や各種の継手が開発され、本格的な木構造時代の幕が開いたのは、ほぼ 10 年前のことである。昭和 62 年 10 月に完成した軽井沢町の矢ヶ崎大橋は、有効幅員 3m の歩道橋であるが、橋長 159.3m、最大支間長が約 51.3m の大断面湾曲集成材によるラーメン構造である。断面が 1.65×0.15m で長さが 15～18m の主構造部材 2 本からなり、継手は金属製である。

道路橋では、秋田県の坊川林道 2 号橋が小支間長ながら、大断面集成材を用いた近代木道路橋の草分けである。その後現在に至るまで 11 橋を数えるが、うち 3 橋がＢ活荷重を許容する設計となっている。

これらの木橋の幾つかについて各種の試験が行われた。構造物の振動性状はその構造物のトータルな性質をよく表すものと考えられることから、筆者らはこれら振動試験のデータを用い、木橋の道路橋としての可能性を論ずるものである。

2．近代木橋の動向

木橋の振動について論ずる前に、近代木橋の特徴とその動向について概観する。

(1) 構造部材

近代木橋を特徴づけるのは、主として集成材加工技術とメカニカルな継手構造である。集成材は薄い板を張り合わせて集成した材料を構造材として用いるもので、最も一般的なのは大断面集成材といわれ、厚さが 2～4 cm の挽板 4 枚以上を接着積層して再構成した材である。

硬くて耐久性に優れた南方材が輸入されている。2 本以上の角材を dowel と言われるピンで合成させ、大断面を構成して用いられることが多い。金属製の継手を用いて各種形式の構造を構成することができ、その意味で近代木橋の一種と言ってよい。

(2) 構造形式

往時の木橋に比べて近代木橋では構造形式も多様である。上記のような部材の近代化に負うところが多く、挽板を集成するときに曲線部材を形成できるのが大きな特徴であり、アーチ部材や曲率の小さい曲線隅角部を有するラーメン構造も、近代木橋ならではの構造である。プレストレスの技術を応用したもの（後述）も近代木橋の一種である。

a) 桁橋

桁橋は、構造的な見地から下記の3種類になる。

① 機械的に集成した構造

② 接着剤で集成した構造

③ プレストレス木床版構造

機械的集成構造材は、角材を何本か上下に重ねてその間をdowelで綴じた部材を桁などに用いるものである。金物が木材にめり込むため、構造力学的には不完全合成桁である。アフリカ産のエッキなどは非常に硬くて接着出来ないこともあり、この方法によって集成する。鋼板を用いて比較的剛な継手がつくれることから連続桁形式も可能であり、北九州市の3径間連続歩道橋の中央支間長は31mである。

接着剤を用いるのはいわゆる集成材であり、愛知県の歩道橋は単純支間長で22.3mある。道路橋では秋田県内で1988年に架けられた鵜養林道橋が2等橋で、支間長はおよそ14mとなっている。

プレストレス木床版は、カナダにおいて古い橋の補修のために開発された構造であり、一種の版橋である。集成材は挽板を寝かせた状態で集成するが、この構造では挽板を立てた状態で使う。挽板を隙間無く並べて貫通孔に鋼棒を通し、プレストレスを導入する。橋軸方向の継手が、単に部材端を突き合わせただけというのも要点の一つである。挽板に相当する部分に小規模な集成材を用いることもできる。

昨年の秋に完成した「木のかけはし」は25ﾄﾝ荷重で設計されており、橋長40.5m（最大支間長10m）の4径間連続構造である。北米などでは、耐久的で経済的であるとの理由で積極的に採用されている。

b) トラス橋

古いトラス橋が残っていないのは、信頼性のある継手が得られなかったことが理由の一つではないかと考えられる。その意味で、最近のものは継手に工夫がこらされていると言えよう。

埼玉県にある3径間連続トラス橋はトラス部材に針葉樹の製材を用い、格点部にボール型ジョイントを使用して立体トラスを形成している。橋長91.2m、中央支間長46.6mである。埼玉県にあるエッキ材を用いたトラス橋は、等断面で支間長29.1mである。集成材を用いた橋としては、横浜市に昨年完成した支間長14.2mのものがある。引張りとなる下弦材に鋼製ターンバックルを使用している。

c) 吊橋、および斜張橋

吊橋は主構造材がケーブルであるため、近代木橋の時代になっても大きな変化は無いが、取り替え補修の難しい横桁などに腐朽しにくい南方材を用いたりしている。

斜張橋は比較的新しい形式で、本質的に吊橋とは異なって桁に剛性が必要なため、部材として強度の大きい集成材や南方材を用いるのが一般的であり、継手にも相当の強度が要求される。用倉大橋は2等橋であるが77mの大記録を達成している。

d) アーチ橋、およびラーメン橋

近代木橋をもっとも良く特徴付けるのはアーチ橋であろう。曲げ加工の容易な薄い板を張り合わせて容易に大断面の曲線部材を作ることができるため、冒頭に示したようなラーメン偶角部も形成することができる。このような接着集成に限らず、ドリフトピン等で合成させた積層桁でアーチを形成することもでき、エッキ材などの硬木で造るものが多い。

日本で始めて造られた20ﾄﾝ荷重の（当時の1等橋）木造橋は愛媛県の神の森大橋であり、杉の接着集成材で造った支間長23mのアーチ橋である。断面形状は箱型で、アーチ部の2ヶ所に継手を有する。エッキ材を機械集成したアーチでは、札幌市の歩道橋（アーチ支間長45.0mの上路橋）、東京都品川区の潮風橋（支間長51.6mの下路形式）などが歩道橋ながら大きな支間長を誇っている。

3．近代木橋の動的特性

従来から、新しい構造形式や材料を使用した橋梁に関しては、その安全性や設計結果の妥当性を検証するため、実験室や完成後の実橋での実験が数多く行われてきた。このような長年の技術の蓄積により、橋梁技術は世界の最高水準に達することとなった。

一方、近代木橋について行われた実験は極端に少ないのが現状である。鋼橋やコンクリート橋の技術が進歩した背景を考えれば、木橋技術の進歩のためには様々な観点からの実験を数多く行うことの必要性を痛感するものである。

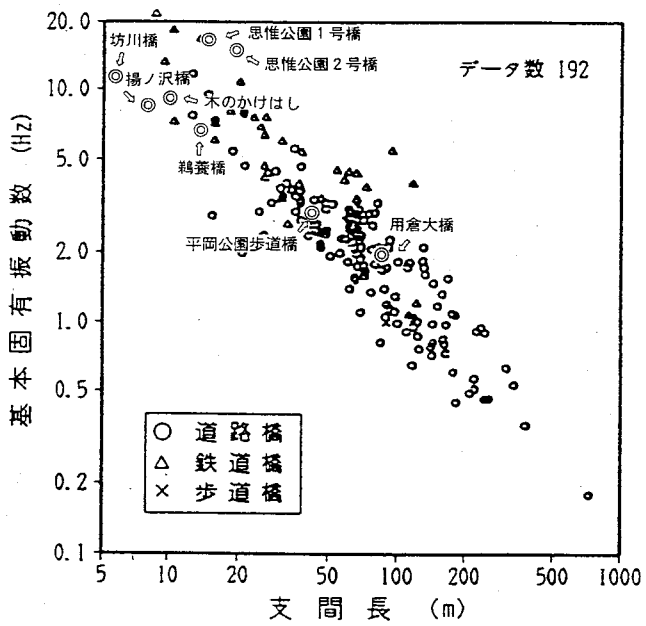
このような状況の中、近代木橋の実橋実験が8例ほど報告されて[2-7]いる。はじめにで述べたとおり、動的な特性は橋梁の総合的な性質を表す指標として適当であり、これまでに得られた実測値から鋼橋、およびコンクリート橋との比較を試みることとする。上記文献に報告されたデータを表－1に示した。

(1) 鉛直方向の基本固有振動数

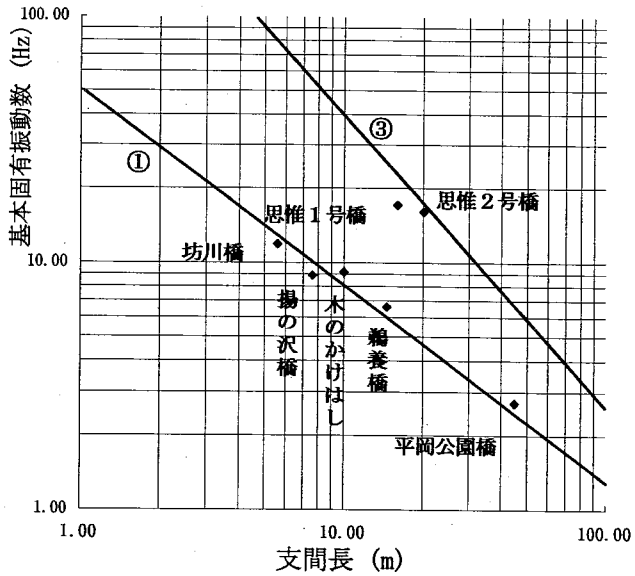
橋梁の支間長と鉛直方向基本固有振動数との関係は、目的とする機能（道路、鉄道、歩道）や材料によらずほぼ一定であるとされている。

表－１　振動試験実測値の入手できる木橋

橋名	架設場所	完工時期	構造形式	設計荷重	橋長（支間割）	振動数	減衰定数	衝撃係数
坊川林道２号橋	秋田県鷹巣町	87年	単純集成桁	14ﾄﾝ	5.6	11.9	0.067	0.361
鵜養林道橋	秋田県秋田市	88年	単純集成桁	14ﾄﾝ	14.6	6.61	0.080	0.356
揚の沢橋	秋田県鷹巣町	93年	木床版	14ﾄﾝ	7.6	8.90	0.076	0.344
用倉大橋	広島県本郷町	93年	斜張橋	14ﾄﾝ	33+77+33	2.04	0.022	0.110
木のかけはし	長野県上松町	96年	連続木床版	25ﾄﾝ	4@10=40	9.18	0.041	0.265
平岡公園歩道橋	北海道札幌市	93年	上路アーチ	(歩道)	12.5+45+12.5	2.70	0.037	-----
思惟公園１号橋	岩手県田野畑村		下路アーチ	(歩道)	16.0	17.1	0.059	-----
思惟公園２号橋	岩手県田野畑村		上路アーチ	(歩道)	20.1	16.0	0.044	-----



図－１　各種橋梁の鉛直方向基本固有振動数と支間長との関係



図－２　形式別橋梁の鉛直方向基本固有振動数に対する回帰式と木橋の実測値との関係

加藤・島田[8]は種々の形式の橋梁192例について、鉛直方向基本固有振動数の実測結果を最大支間長に対して整理したが、表－１に示す木橋の値をその上に重ねたのが図－１である。この図で注目に値するのは、「木のかけはし」を含む８つの近代木橋が、多少のばらつきはあるものの鋼橋などと同じ範疇にあることである。

さらに、構造形式別の４種類の回帰式[9]との対比を試みた。思惟公園１号橋がトラストアーチであることを考慮して、次の２つの式を比較対象とする。

① 桁橋、連続トラス・ゲルバートラス橋の対称１次／アーチ系橋梁の逆対称１次：

$$f = 49.1\,L^{-0.779}$$

③ 単純トラス橋・トラストランガー橋の逆対称１次／ランガー桁橋の逆対称２次：

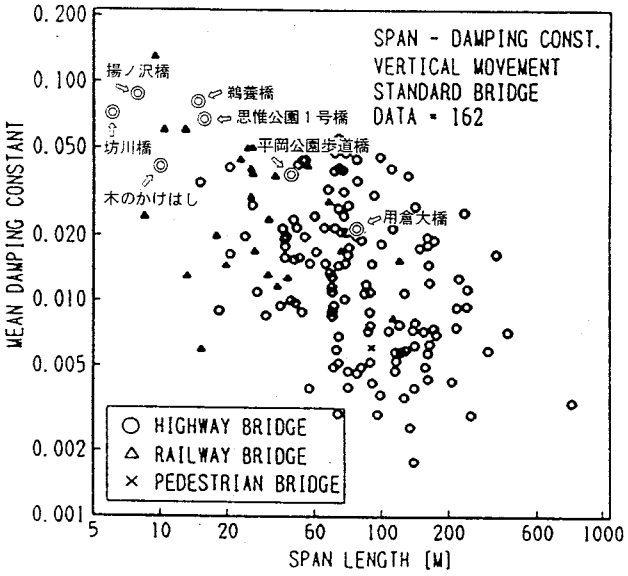
$$f = 571\,L^{-1.16}$$

斜張橋の用倉大橋を除き、表－１の７橋の振動数をプロットして見ると、図－２のように上式と良い一致を示すことが分かる。

(2) 鉛直方向振動の減衰定数

図－３は実測された162橋の減衰定数を、支間長との関係で整理した[9]ものであり、その上に表－１の値をプロットした。

この図によると、一般の道路橋、鉄道橋、歩道橋の場合は、減衰定数がほぼ0.003～0.06の間にある。材料別の一般的な減衰定数の値として、鋼橋で0.02～0.03、コンクリート橋にあっては0.03～0.05とされているが、木橋では、用倉大橋を除いて0.04～0.08となっており、コンクリート橋の場合よりも若干、大きな値を示している。トラス桁を有する斜張橋の減衰定数はほぼ0.005程度とされているが、用倉大橋ではその４倍程度の値が得られている。



図－３　各種橋梁の減衰定数と支間長との関係

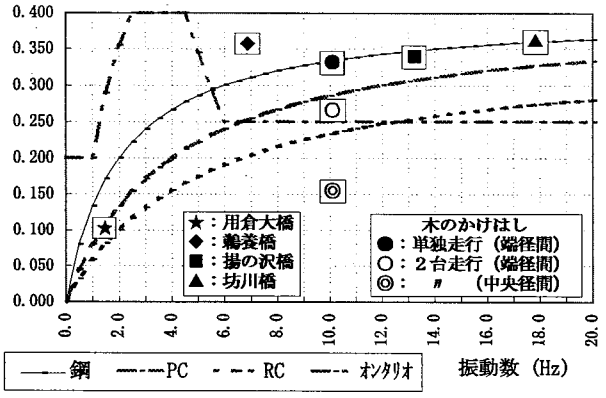
減衰については、長年に亘ってデータが蓄積され、統計分析と理論研究が行われて来たが、振動次数や振動数、支間長、振幅、あるいは温度などの要因との間に明確な関係は得られていないのが現状である。摩擦に起因するクーロン減衰が支配的要因のひとつと考えられているが、その性質からして振幅依存性が顕著である。木橋の特殊性として、撓みに対する継手の変形の大きいことが挙げられ、これはまさにクーロン減衰が大きいことを示している。**表－１**に示す値は、主として常時微動から得られたデータであることから、交通荷重のもとでの減衰はさらに大きいことが予想される。

(3) 衝撃係数（動的増幅率）

図－４は**表－１**に示した５つの木橋の動的増幅率の値を、鉛直方向固有振動数に対してプロットしたものである。比較のため、道路橋示方書に与えられている衝撃係数の値と、近代木橋で用いられている値[10]をグラフ線で示してある。ただし、道路橋示方書の衝撃係数は支間長の関数となっているので、これを一般に言われている f = 100/L の関係を用いて振動数に換算してある。

道路橋示方書では、どの橋種に対しても振動数の増大（すなわち支間長の減少）とともに増加する形となっているが、木橋ではデータの蓄積が充分でないため、便宜的にある一定値を用いている。しかしながら**図－４**によれば、鋼橋、コンクリート橋などと同様の傾向が見られる。

カナダのオンタリオ州では、設計衝撃係数を橋梁の基本固有振動数との関係で与えて[11]おり、大型車との共振を考慮して 2.5～4.5Hz で最大の値を取るようになっている。**図－４**には、このオンタリオ州



図－４　設計衝撃係数と実測動的倍率

の規定を表すグラフも併せて示した。それによれば、基本固有振動数が 6.0Hz 以上で一定値を与えるようになっているが、実測値から見ると道路橋示方書の鋼橋に対する値と似通った性状を示している。ただし、ここで議論している実測衝撃係数は、準静的な撓みに対する振動倍率であって、取り付け道路との境界におけるガタの影響も大きいため、設計に用いる値と直接に比較することはできない。

この点に関する考察を行うため、「木のかけはし」の振動試験[7]から得られた多くのデータの中から、幾つか代表的なものを選んで**図－４**に併せて示した。すなわち、他の４橋と同様に荷重車が１台だけ走行した場合は道路橋示方書の鋼橋の値に近いが、２台の荷重車が連行走行した場合はオンタリオ州の規定よりもやや大きい程度となっている。さらに、２台の連行荷重が４径間あるうちの中央部径間にさしかかった場合の動的増幅率は、単独走行による端径間での値のほぼ半分となっており、どの規定による値よりも小さい。これは、荷重の値が大きい程、また取り付け道路との間のガタの影響が少ないほど動的増幅率が小さくなることが見て取れ、あるべき結果と言える。

ここでは僅かに１橋だけのデータであるが、交通荷重との共振現象を導入する方法は、オンタリオ州から始まってスイス[12]でも認識されつつあり、日本でも鉄道橋に対する衝撃係数[13]にはこのような考え方が取り入れられている。今後、世界的にも主流になっていくものと思われる。

4．木橋の道路橋としての一性能

ここで、木橋の鉛直方向基本固有振動数が、鋼橋やコンクリート橋のそれと同じ線上にあるという事実から、一種の逆解析によって、材料の違いによる性能の違いを探ることを試みた。

簡単のため単純桁の鉛直方向１次振動を考えると、その固有振動数ｆは次式で表される。

$$f = \frac{\pi}{2}\left(\frac{1}{L}\right)^2 \sqrt{\frac{E I g}{w}}$$

ただし、Ｌは支間長、ｗは単位長当たり重量である。

単純桁の支間中央における曲げモーメントＭは、活荷重を等価な等分布荷重に置き換えたものをｐとするとき、

$$M = \frac{1}{8}(p + w) L^2$$

で表され、構造部材の最大縁応力は、

$$\sigma = \frac{M}{I} y_{max}$$

であるから、この２つの式から断面２次モーメントＩを逆算することが出来る。簡単のため、中立軸が桁高の中心にある場合を考え、桁高を支間長の 18 分の１とする。また、支間中央において必要な断面２次モーメントを I_{max} とし、振動数を規定する平均的な断面２次モーメントＩを、単純に $I = 0.8\, I_{max}$ と考えると、

$$I = 0.8\, I_{max} = \frac{(p + w)}{360\ \sigma a} L^3$$

と表せる。ただし、σａは許容応力度である。

木橋と比較する対象としては、簡単のため中立軸の位置が桁高の中央にあるプレテンＰＣ版橋と非合成鋼Ｉ桁橋を選ぶものとするが、一般の鋼Ｉ桁橋はＲＣ床版を用いているので、それが合成された断面としての振動性状を示すのが一般である。そのため、上で求めたＩに対して、振動数に寄与する断面２次モーメント I_{eff} をαＩと置くことによって実際の現象を考慮するものとし、ここでは試算によってαの値を次式のように定めた。

$$\alpha = \frac{9.8}{\sqrt{L - 7}} \quad \text{（非合成鋼Ｉ桁）}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{（PC床版橋、木橋）}$$

よって、単純桁橋の鉛直方向固有振動数は、

$$f = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{g}{360}}\left(\frac{1}{L}\right)\sqrt{\alpha \frac{E}{\sigma a}\left(1 + \frac{p}{w}\right)L}$$

で表される。

ところで、実測から得られる支間長と振動数の関係として、

$$f = 49.1\, L^{-0.779}$$

が得られているから、この値が上記理論式に等しいと置くと、結局、次式が得られる。

$$\frac{p}{w} = \frac{36,000}{\alpha}\left(\frac{\sigma a}{E}\right) L^{-0.558} - 1$$

ここで（p/w）は、その橋梁の負担できる活荷重の死荷重に対する割合を示している。橋梁の規模が同じであれば活荷重は同じであるから、その同一の活荷重を支える重量が多いか少ないかを示す指標であり、仮に「単位重量当たり活荷重許容量」と呼ぶことにすると、これが大きいほど重量当たりの効率が高いと言うことが出来る。

ここに得られた式から見ると、この「単位重量当たり活荷重許容量」の値は、支間長が同じであればその材料の許容応力度と弾性係数の比のみで定まることが分かる。ただし、ＲＣ床版を有する非合成鋼Ｉ桁橋の場合は、床版を主桁の構成材料としないことから、「単位重量当たり活荷重許容量」はかなり小さくなることが予想される。

この値を実際に計算した結果を**表－２に示した。**確かに木橋の効率性が読みとれ、それはとくに短い支間長において顕著であることがわかる。さらに、支間長が 40～50m になると非合成鋼Ｉ桁もさほど非効率的でなくなり、木橋に有利な支間長もおよその見当が付けられることになる。

表－２　材料別「単位重量当たり活荷重許容量」

	鋼Ｉ桁橋	PC版橋	木桁橋
弾性係数	2,100,000	330,000	100,000
許容応力	2,100	170	70
l = 10	0.8	4.1	6.0
l = 20	1.5	2.5	3.7
l = 30	1.6	1.8	2.8
l = 40	1.7	1.4	2.2
l = 50	1.7	1.1	1.8

5．おわりに

本稿は、近代木橋の構造特性を、実測された動特性から論じたものである。木橋は一般に馴染みが薄いと考え、はじめに近代木橋の動向について簡単に述べた。次に、我が国初の 25t 荷重による設計である「木のかけはし」を含む８つの木橋の実測値から、鉛直方向基本固有振動数、減衰定数、および衝撃係数（動的増幅率）について、鋼橋やコンクリート橋と比較しながら考察を加えた。

一般的な考察とは別に、鉛直方向基本固有振動数が材料に依存しない性質を示すことに着目し、逆に

材料の違いによる特性の違いを「単位重量当たり活荷重許容量」と言う形で整理した。非常に単純化した形での議論であるため、得られた数値そのものについての信頼性には問題があるが、比較という意味では振動試験結果の読み方の一つと言える。

最後に、振動特性から見た近代木橋の構造特性について、主な結果を列挙すると下記の通りである。

(1) 一般に橋梁の鉛直方向基本固有振動数は、支間長に対して一定の関係があるとされているが、木橋もその例外でなく、少なくとも構造形式が同じであれば、鉛直方向基本固有振動数は木も含めて材料の如何を問わず支間長のみで決まる。

(2) この結果を振動論的に見ると、橋梁の平均的な曲げ剛性は、材料の違いによらず単位長当たりの重量に比例する。

(3) 減衰定数は、鋼橋で0.02～0.03、コンクリート橋では0.03～0.05とされているが、木橋では用倉大橋を別とすれば0.04～0.08となっており、コンクリート橋の場合よりも若干大きな値を示している。トラス桁を有する斜張橋の減衰定数はほぼ0.005程度とされているが、用倉大橋ではその4倍程度の値が得られており、継ぎ手におけるクーロン減衰の大きさを示唆していると考えられる。

(4) 衝撃係数についてはデータの蓄積が少ないが、荷重車の単独走行と連行走行の結果から見ると、動的増幅率は荷重の大きいほど小さく、「木のかけはし」では道路橋示方書やカナダのオンタリオ州の規準を下回る値が得られた。

(5) 木橋は「単位重量当たり活荷重許容量」が大きいと考えられ、それはとくに短支間長において著しい。軽い材料で大きな荷重を支えることが出来、北米やオーストラリアでは木橋が経済的とされていることと関係があるかもしれない。

以上、木材を主構造材とする実橋の振動試験結果を用いて、木道路橋の構造特性を論じた。

参考文献

1) (財) 日本住宅・木材センター：大スパン木構造の今－木造建築物設計施工の手引き－、1990年7月
2) 広島県立森林中央公園サイクリングロード1号橋「用倉大橋」振動実験報告書、東京大学工学部土木工学科橋梁研究室、1994年1月
3) 出戸秀明・五郎丸英博・岩崎正二・宮本裕・土田貴之：集成材を用いたアーチ形式歩道橋の振動実測と解析、構造工学論文集（土木学会編）、Vol.40A、pp.1321-1330、1994年3月
4) 鍵和田功・三品吉彦・薄木征三・林川俊郎・佐藤浩一、ほか：木造アーチ形式人道橋の振動および静的載荷実験について、土木学会第49回年次学術講演会概要集、I-179、1994年9月
5) 宮本裕・五郎丸英博・岩崎正二・出戸秀明・高橋俊彦：振動実測による集成材橋の振動特性について、土木学会構造工学委員会橋梁交通振動研究小委員会・橋梁交通振動ｺﾛｷｳﾑ論文集 Part B、pp.151-158, 1995年11月
6) 宮本裕・岩崎正二・出戸秀明・五郎丸英博・薄木征三：岩手県思惟公園の木歩道橋の固有振動解析、橋梁と基礎、Vol.30、No.7、pp.10-19、1996年7月
7) 長野県広域幹線林道台ヶ峰線1号橋「木のかけはし」実験報告書、金沢工業大学工学部土木工学科橋梁研究室、1996年12月
8) 加藤雅史・島田静雄：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年7月
9) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂、1993年10月
10) (財) 日本住宅・木材センター：木橋設計施工の手引き－木橋づくり新時代、(株)ぎょうせい, 1995年1月
11) Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communica-tions, Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983
12) R. Cantini: Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz; 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Forschungs- und Arbeitsberichte Ableitung 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/1, Juli 1983
13) 松浦章夫：高速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

(1997.8.29受付)

MODERN TIMBER ROAD BRIDGES AND THEIR STRUCTURAL CHARACTERISTICS DERIVED FROM DYNAMIC TESTS ON THE EXISTING BRIDGES IN JAPAN

Dynamic experimental data are available about 8 existing timber bridges, 5 of them being constructed as road traffic facilities. The authors discuss their structural characteristics by analyzing them.

Bending vibration frequencies are found quite similar to those of steel and concrete bridges, which leads to the conclusion that the bending rigidity of any type of bridge is in proportion to its dead weight, and that the timber road bridge has larger load carrying capacity for its own weight. Damping constants are generally found larger than those of steel and concrete bridges. This might have favourable effect on the impact coefficients, which are estimated in the form of dynamic amplification factors.

桁連結高架橋の振動特性

薄井　王尚[1]・林　秀侃[2]・吉川　実[3]・梶川　康男[4]・深田　宰史[5]

[1]正会員　㈱フジエンジニアリング　調査設計部（〒５３２　大阪市淀川区東三国４丁目１３番３号）
[2]正会員　阪神高速道路公団　保全施設（〒５４１　大阪市中央区久太郎町４丁目１番３号）
[3]正会員　阪神高速道路公団　神戸建設部（〒６５０　神戸市中央区新港町１６番１号）
[4]正会員　工博　金沢大学　工学部土木建設工学科（〒９２０　金沢市小立野２丁目４０－２０）
[5]学生員　工修　金沢大学大学院　自然科学研究システム科学専攻（　同　上　）

交通振動発生の大きな要因となっていると考えられる伸縮継手を少なくするため，既設単純桁を簡単な連結板で連結し，舗装のみ連続化する桁連結工事が各地で実施されている．一般に連続桁と単純桁を比較すると，主桁の振動については，連続桁の方が小さいと考えられている．しかし，地盤での振動については，さまざまな外乱の影響により，その実態を把握することが困難であった．本研究では，まったく他の車両が走行していない状態で，車両を走行させた実験結果について述べ，連結桁（連続桁）における振動特性について考察することにした．

Key Words : *Vibration's characteristics ,jyointless system*

１．まえがき

道路交通振動の軽減対策として，連続桁の振動が単純桁より小さい[1]ことに着目して，既設の単純桁を連結して連続化する「連結化工事」を実施することが考えられる．既設単純桁の連結化工事を行う工法として幾つかのものがある[2]が，鋼桁では，主桁のウェブのみ連結し，舗装を連続化する「鋼桁主桁連結工法」の実績が多い．

単純桁の連結化工事によって得られる振動の軽減効果については，これまでに幾つかの実験が行われ検討がなされてきた．しかし，これまでに行われた実験では，通常の車両が走行している状態で行われたものであり，必ずしもその効果が明確とは言えなかった[3-9]．これは，高架橋の振動特性や高架橋で生じる振動の伝播特性が複雑であること，試験車両の前後を走行する他の一般車両の影響が無視できないことなどが原因であったと考えられる．

そこで，本研究では，路下を走行する車両の道路から40m 以上離れた箇所に位置する地点において，高架橋上では他の走行車両がまったくない状態で走行試験を行い，高架橋や地盤における振動特性を測定することにより，ほぼ同規模の単純桁と連結桁の振動特性を比較し，その波形・振幅特性から連結型高架橋の振動特性，特に地盤振動における振動特性を把握するべく検討を行った．

高架橋の振動特性は複雑であり，特に連結桁の場合，同規模の既設単純桁を連結することから，近接した周波数帯に複数の卓越振動数が生じてくるため，実際の橋梁で詳細な振動特性を把握することは，通常は困難である．また，舗装は連結径間全体で連続化されていることから，連結桁の測定により，連続桁に近似した振動特性が得られると考えられる．したがって，このようにして得られたデータは，連結桁・連続桁の振動特性を明らかにする上で貴重なデータとなり，また，振動特性の変化を把握するためのモニタリング橋梁の初期データとして利用できると考えられる．

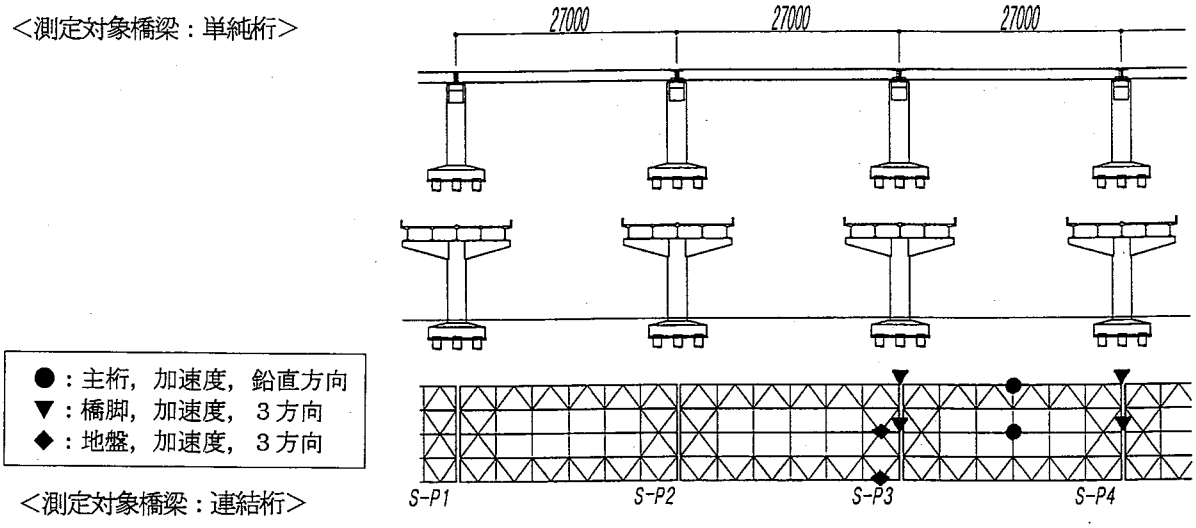
２．調査概要

(1) 調査対象橋梁

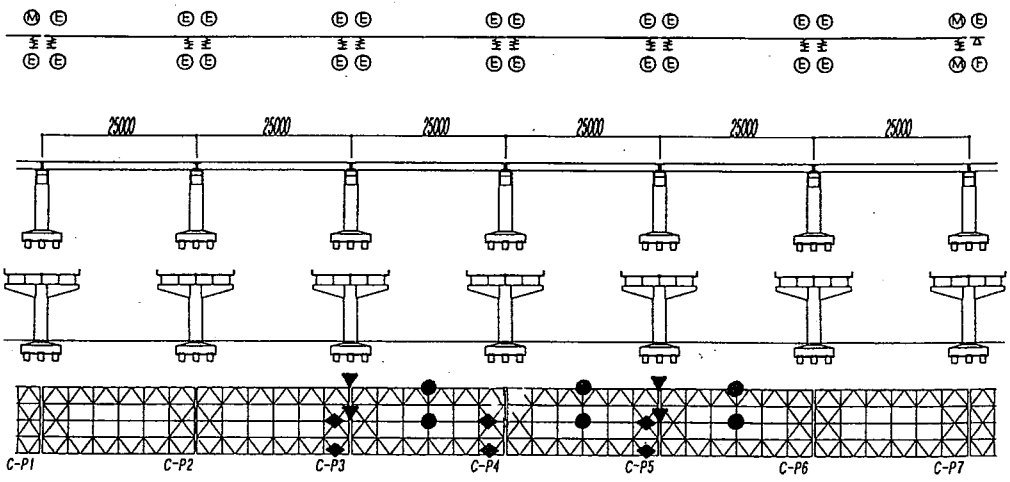
調査の対象とした橋梁は，５主桁の単純鈑桁橋と単純桁とほぼ同程度の支間長を持つ既設単純鈑桁橋を５径間連結した連結桁橋である．連結化は，主桁のウェブをモーメントプレート，シェアプレートで接合して行われている．橋脚はいずれもＴ型橋脚で，橋脚基礎は，すべて杭基礎となっており，φ=1m，l=12.0,13.5m の場所打ち杭である．両橋とも支承は，鋼製支承から取り替えられた弾性支承（ゴム支承）が設置されている．

橋梁の一般図と測点配置図を図－１に示す．

<測定対象橋梁：単純桁>



<測定対象橋梁：連結桁>

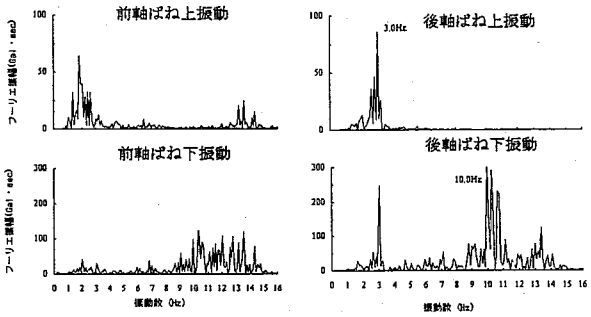


図－１　調査対象橋梁の概要と測点配置

(2) 実験概要

実験は，対象橋梁の一方の走行車線・追越車線を走行速度 60km/h で走行させ，その際の主桁（鉛直方向）・橋脚（梁先端部，梁中央柱部；橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向の３方向）・地盤上（橋脚直下，橋脚直下から橋軸直角方向に８m離れた位置；以下，距離減衰点と呼ぶ；３方向）の各測点での振動加速度を測定し，波形の書き出し，周波数分析を実施した．

実験に使用した大型３軸ダンプトラック（196kN）が，当該橋梁を走行した際のばね振動特性を測定した結果を図－２に示す．主桁や橋脚の振動に影響を与える後軸のばね上振動は 3Hz，ばね下振動は 10Hz 付近が卓越して生じており，この振動数が車両の固有振動数であると考えられる．



図－２　試験車両の振動特性

３．調査結果

(1) 上部構造の振動

a) 加速度波形の特徴と振動特性

連結桁の C-S3～C-S5 径間，単純桁の S-S3 径間の径間中央部（G3,G5 桁）における振動加速度波形を図－３，スペクトル図を図－４に示す．

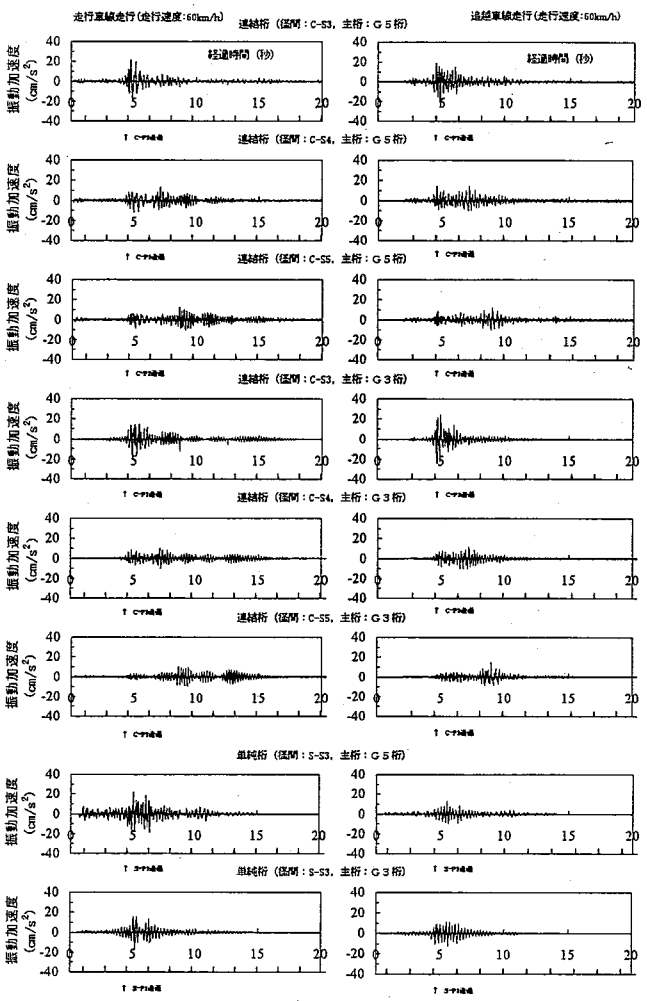
まず，単純桁の加速度波形について検討する．単純桁の加速度波形は，中桁（Ｇ３桁，５本主桁の中央に位置する）と外桁（Ｇ５桁，５本主桁の最も外側の桁，車両が走行する側に位置する）で傾向が異なっている．走行車線を走行した場合について見ると，Ｇ３桁では，伸縮継手を通過する際に振幅が最も大きくなり，対象径間を出た後は，ほぼ一様に減衰が生じている．しかし，Ｇ５桁では，伸縮継手を通過する際に最大の振幅を示す状況

は同様であるが，減衰は一様でなく，かつＧ３桁と比較して長い時間振幅が大きく継続している．これは，図－４のスペクトル図に示すように，Ｇ３桁では，たわみ振動モード（4.0Hz 付近）と考えられる振動数だけが大きく卓越しているが，Ｇ５桁ではたわみ振動モード以外に，ねじり振動モード（4.9Hz 付近），橋脚のロッキング振動モード（2.2～2.7Hz 付近）など複数の振動モードの振動数が卓越し，かつ両外桁が逆位相を示すねじり振動モードは減衰が小さいためであると考えられる．また，追越車線を走行した場合では，Ｇ３桁，Ｇ５桁とも車両が測点の直上を走行する付近で振幅が最も大きくなっている点は同様であるが，Ｇ５桁は減衰が一様ではなく，ねじり振動モードの影響を受け，Ｇ３桁より振動が継続している．

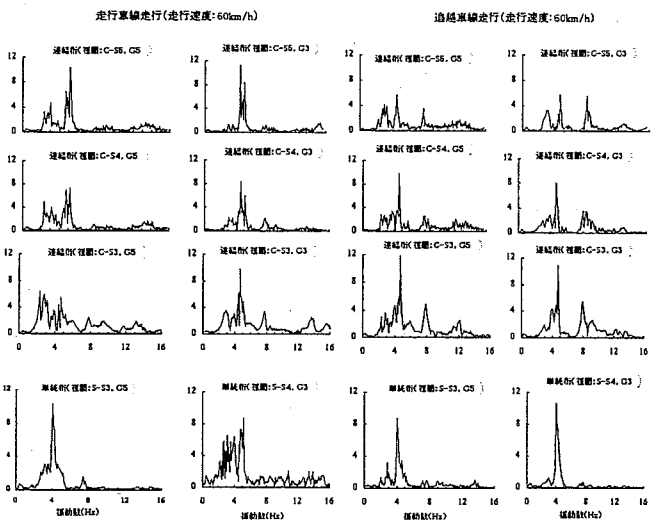
次に，連結桁の加速度波形について述べる．連結桁では，伸縮継手のある C-S3 径間以外では，車両が測点の直上を走行する付近で振幅が最も大きくなっている．車両が走行した後の波形が一様な減衰を示していない点は，Ｇ３桁，Ｇ５桁とも同じである．これは，図－４のスペクトル図に示すように，Ｇ３桁については，連結桁全体のたわみ振動モード（4.7Hz 付近）の卓越振動数に近接する位置に，幾つかの振動数が卓越していることで「うなり現象」が生じているためである．この近接する卓越振動数は，支間長がほぼ同等の径間を連結したため，近接した振動数帯に，複数の近似した振動モードが生じているものと考えられ，連結桁の特徴と思われる．また，Ｇ５桁については，近接する卓越振動数の影響以外にねじり振動モード（5.2Hz 付近），橋脚のロッキング振動モード（2.3～2.7Hz 付近）の影響も受けているためと考えられる．

b) 加速度振幅

連結桁・単純桁の加速度波形の最大振幅を表－１に示す．単純桁の追越車線走行時のケースを除くと，連結桁の端径間や単純桁では，伸縮継手通過時の加速度振幅が最も大きくなる．この伸縮継手での衝撃の影響を除いて求めることはできないが，径間中央部に載荷された際の振幅を読みとると，連結桁の端径間，単純桁とも 20cm/s² 程度であることから，連結桁と単純桁では，加速度振幅の明確な違いは認められないと言える．この点について，図－４に示したスペクトル図のフーリエ振幅から検討する．ここで，たわみ振動モードが卓越している追越車線走行時には，Ｇ３桁，Ｇ５桁とも連結径間の中央部の径間に近づくほどたわみ振動モードの卓越振動数（4.7Hz 付近）のフーリエ振幅が小さくなっている．これは，連結化によるたわみ角の軽減の影響が現れているものと考えられる．また，このフーリエ振幅の大きさは，単純桁と連結桁の端径間でほぼ同等または若干大きくなっている．単純桁と連結桁のたわみ振動モードの卓越振動数が 4.0Hz と 4.7Hz である．加速度振幅は，振動数の自乗に比例して大きくなることから考えると，両者の比は 1:1.38



図－３　振動加速度波形



図－４　スペクトル図（フーリエ振幅，連結桁および単純桁）

表－１　振幅の比較

測定対象 主　桁	対象 径間	走行車線走行 連結桁	走行車線走行 単純桁	追越車線走行 連結桁	追越車線走行 単純桁
Ｇ５桁	S3	40.4	40.7	48.0	24.2
	S4	25.0		21.4	
	S5	23.3		22.6	
Ｇ３桁	S3	33.7	33.2	44.2	22.7
	S4	19.9		24.5	
	S5	19.7		22.2	

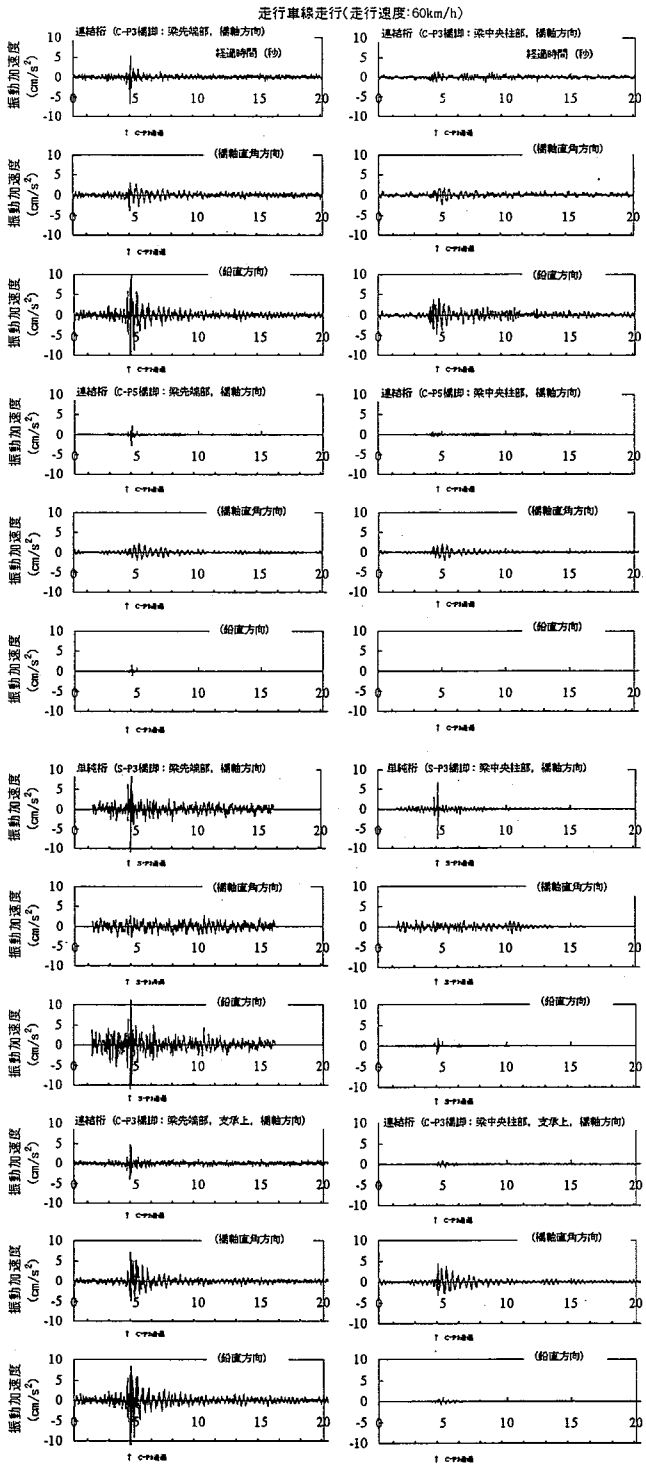
程度となることから，加速度振幅は連結桁の方が若干小さくなっていると言える．しかし，複数の振動モードの影響が顕著な走行車線走行時では，たわみ振動モードの卓越振動数のフーリエ振幅は，連結径間の中央部で小さくなっておらず，各径間ともほぼ同等となっている．追越車線走行時と走行車線走行時で振幅の傾向が異なる点については，原因が不明である．また，ねじり振動モードの卓越振動数（5.2Hz 付近）のフーリエ振幅は，連結径間の中央部に近づくほど振幅が大きくなっている．このことから，連結桁の中央部では伸縮継手の撤去により衝撃的な高周波成分の振動の振幅はなくなるが，ねじり振動モードの卓越が生じる傾向があると考えられる．

(2) 下部構造の振動

a) 加速度波形の特徴と振動特性

連結桁の C-P3,C-P5 橋脚，単純桁の S-P3 橋脚の梁中央柱部，梁先端部（車両走行側）における走行車線走行時の振動加速度波形を図－ 5，スペクトル図を図－ 6に示す．

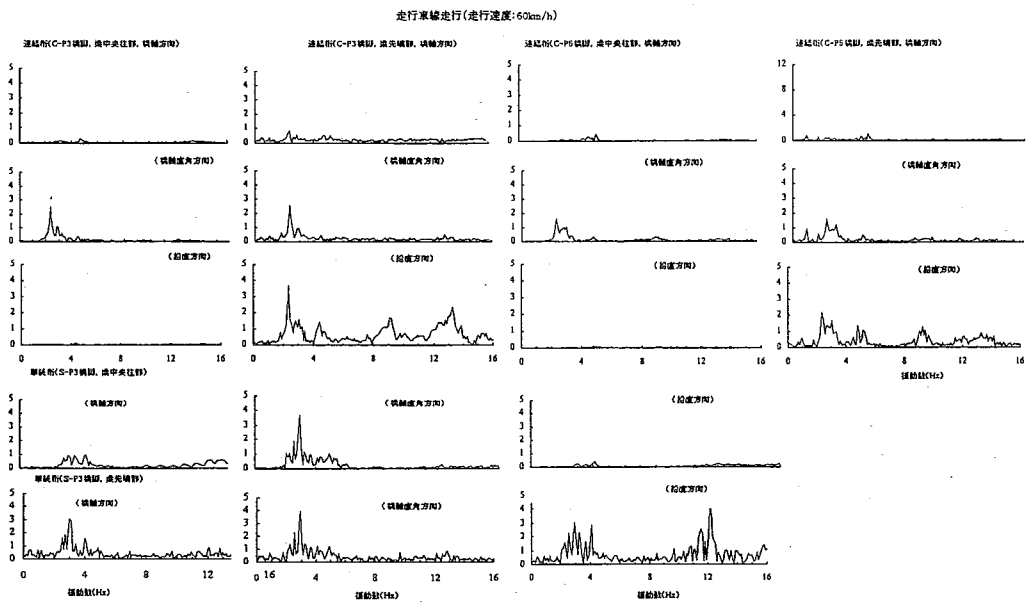
まず，単純桁部の S-P3 橋脚の加速度波形について検討する．S-P3 橋脚の加速度波形は，梁中央柱部と梁先端部で傾向が異なっている．まず，橋軸方向に着目する．梁中央柱部では，測点を配置した橋脚や隣接した橋脚の伸縮継手を通過する際に高い振動数の振幅が最も大きくなる．これは，伸縮継手を通過した際のばね下振動（10Hz 付近），エンジン振動（20～30Hz）の影響で生じたものと考えられる．また低い振動数の振幅は，S-P2,S-P3 橋脚通過直後に最も大きな振幅を示しており，S-S4 径間を出た後は，除々に減衰している．これは，車両のばね上振動（3.0Hz 付近）および主桁のたわみ一次振動と連成して生じた橋脚のスウェイ振動モード（4.1Hz 付近，橋軸方向に挙動する振動）の影響で生じたものであると考えられる．しかし，梁先端部では，伸縮継手を通過する際に高い振動数の大きな振幅を示す状況は同様であるが，低い振動数の振幅は梁中央柱部と比較して大きく，また，長い時間振動が継続している．これは，車両のばね上振動，橋脚のスウェイ振動以外に，橋脚のロッキング振動モード（2.5Hz,3.7Hz 付近，橋軸直角方向に挙動する振動，3.0Hz 付近のピークについては，車両のばね上振動のみの影響か，ロッキング振動モードの卓越振動数との共振によるものかは不明）に伴う橋軸方向の振動の影響で生じたものであると考えられる．つぎに，橋軸直角方向に着目する．梁中央柱部は，測点直上の伸縮継手通過時以外でも振幅が大きい箇所が認められ，振動は測点の配置された橋脚から４径間離れた S-P7 橋脚まで大きく振動し，その後は除々に小さくなっている．S-P7 橋脚以降で生じている振動は，主桁のたわみ振動の影響より，橋脚のロッキング振動モードの影響が大きい．梁先端部では，S-P7 橋脚通過時までは，振幅およびスペクトルとも，梁中央柱部とほぼ同様の傾向を示していることから，梁部のみ



図－ 5 加速度波形（下部構造）

表－ 2 フーリエ振幅（下部構造）

測定対象 橋脚	梁中央柱部			梁先端部		
	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
C-P3(a)	11.8	24.0	6.5	38.5	38.3	105.9
C-P5(a)	8.1	22.8	3.1	27.5	31.3	64.3
S-P3(a)	42.9	42.7	14.6	66.5	68.3	118.6
C-P3(b)	14.6	20.7	35.6	14.2	18.7	30.0
C-P5(b)	4.4	17.3	1.9	4.1	20.7	1.2
S-P3(b)	15.4	33.4	4.5	36.5	42.1	46.9
比	0.69	0.95	0.48	0.71	0.82	0.61
比	0.31	0.84	0.05	0.29	1.10	0.04
比	0.94	0.62	7.85	0.39	0.44	0.64



図－ 6　スペクトル図（下部構造）

が単独に挙動するのではなく，梁柱部が一体となって振動していると考えられる．また，S-P7 橋脚通過後は，梁先端部のみ大きく挙動している．最後に，鉛直方向に着目する．梁中央柱部は，柱躯体上に測点があるため，車両の伸縮継手部通過による振動以外は，上下には振動せず，橋脚のスウェイ振動モードに伴う小さな振幅が生じるのみである．しかし，梁先端部では，低い振動数の振幅が，車両が伸縮継手を通過する直後や径間中央を走行する際に大きな振幅が生じている．スペクトル図から考えて，複数の橋脚のロッキング振動モードが卓越して生じており，振幅は減衰が非常に小さい状態となっている．

次に，連結桁の加速度波形について述べる．まず，伸縮継手のある C-P3 橋脚の加速度波形について検討する．C-P3 橋脚で認められる傾向は，卓越している振動数は異なっているが，概ね単純桁でのものと同様である．ただし，伸縮継手がないため，高い振動数の振幅の発生や橋脚通過時に生じる低い振動数の振幅の発生は C-P3 橋脚通過時のみであり，比較的大きな振幅は径間中央部を走行している際に生じている．スペクトル図から考えると，単純桁の場合と異なり，主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの影響は小さく，橋脚のロッキング振動モードが大きく振幅に影響を与えていると言える．

つぎに，伸縮継手の無い C-P5 橋脚の加速度波形について検討する．橋軸方向の波形は，C-P3 橋脚通過時以外に，測点を設けている C-P5 橋脚を挟む両径間の中央を走行している際にも大きくなっており，卓越するピークも主桁のたわみ一次振動モードとねじり一次振動モードの振動数である．しかし，橋軸直角方向，鉛直方向の波形では，C-P3 橋脚通過直後の振幅が最も大きくなっている．スペクトル図から考えると，橋軸直角方向は，橋脚のロッキング振動モードの振動数だけが大きく卓越しているが，鉛直方向では，それ以外に主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの振動数も卓越している．

b) 加速度振幅

伸縮継手通過時の影響が大きく，直接振幅を比較することができないため，図－ 6 のスペクトル図のフーリエ振幅から検討する．

まず，単純桁と連結桁の端橋脚の振幅について検討する．橋軸方向の振幅は，梁中央柱部，梁先端部とも全体的に単純桁の方が大きい．主桁のたわみ一次振動モードに伴う橋軸方向の連成振動の卓越振動数（単純桁 4.1Hz 付近，連結桁 4.7Hz 付近）の振幅を比較しても単純桁の方が大きいことがわかる．橋軸直角方向の振幅では，3.0Hz 付近の卓越振動数は，車両のばね上振動のみによるものか橋脚のロッキング振動モードが共振しているものか明確ではないが，単純桁の方が大きくなっている．また，3.0Hz 以外のロッキング振動モードの卓越振動数（2.2～2.5Hz,3.2～3.6Hz 付近）についても単純桁の方が振幅は大きくなっている．鉛直方向は，連結桁の場合，橋脚のロッキング振動モードに伴った鉛直振動が単独のピークとして卓越しているため，その振動数については連結桁の方が大きな振幅となっているが，2.0～4.0Hz のその他のピークでは，単純桁の方が大きくなっている．また，主桁のたわみ一次振動モードに伴った鉛直振動の振幅についても単純桁の方が大きな振幅となっている．

つぎに，連結桁の端橋脚と中間橋脚で比較する．橋軸方向については，主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードに伴うピークの振幅は中間橋脚の方が大きくなっているが，6～16Hz 間のスペクトルは全体的に連結桁の方が小さくなっている．スペクトル図だけでは，その違いが明確にならないため，(a) 0～16Hz 間のフーリ

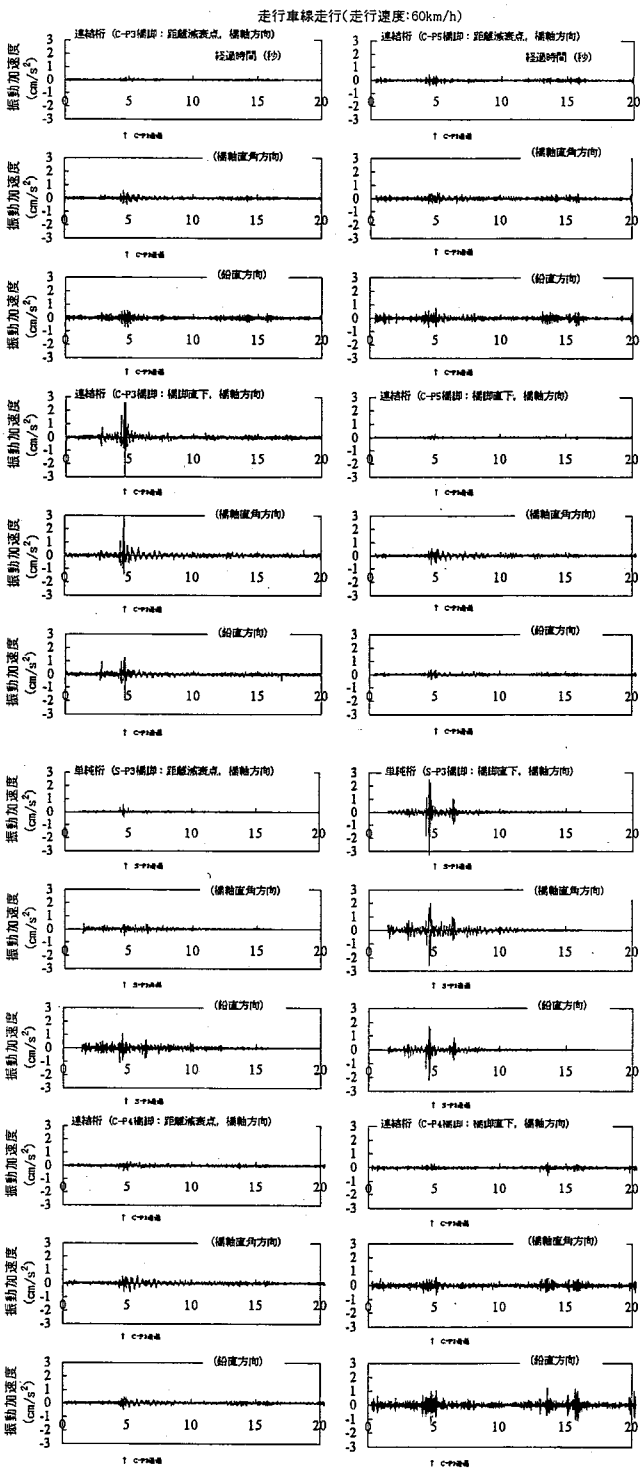
エ振幅をすべて加算し，全体的な振幅の大きさについて比較したもの，また同様に主桁や橋脚の卓越振動モードの影響が大きく現れる (b) 0～6Hz 間のフーリエ振幅を加算したものを表－ 2に示す．梁中央柱部，梁先端部ともフーリエ振幅合計の連結桁／単純桁の比は，(a)では 0.7 程度であり，連結桁の方が小さくなっているが，(b)では 0.91,0.98 であり，ほぼ同等であることがわかる．また，橋軸直角方向については，単独に大きく卓越しているスペクトルのピークでは，連結桁の方が若干小さくなっている．しかし，橋軸方向の場合と同様に全体的には，スペクトルの振幅に大きな違いは無い．そこで，橋軸方向と同様にフーリエ振幅合計の比を算出すると，(a)では梁中央柱部で 0.95，梁先端部で 0.82 となり，連結桁の方が小さくなっているが，その振幅比は 1 に近い．また(b)では，梁中央柱部で 0.79 と連結桁の方が小さくなっており，中間橋脚で主桁・橋脚の振動モードの影響が小さくなっていることがわかるが，梁先端部では逆に 0.91 であり，(a)よりその比が大きくなっている．鉛直方向では，中間橋脚の方が 8～10Hz,12～14Hz 付近のピークが小さくなっており，伸縮継手が無い影響が大きく現れている．これは，フーリエ振幅合計の比でも明確に現れており，(a)で梁中央柱部が 0.48，梁先端部が 0.61 と半分程度まで振幅が小さくなっていることがわかる．また，主桁・橋脚の振動モードが影響を与えると考えられる(b)においても，それぞれ 0.62,0.84 となっており，伸縮継手の無い影響が明確に現れていると考えられる．

(3) 地盤の振動

a) 加速度波形の特徴と振動特性

連結桁の C-P3,C-P5 橋脚直下および各橋脚直下から橋軸直角方向に 8m 離れた地盤上（車両の走行位置と反対側に離れた位置，以下，距離減衰点と言う），単純桁の S-P3 橋脚直下および距離減衰点における走行車線走行時の振動加速度波形を図－ 7，スペクトル図を図－ 8に示す．

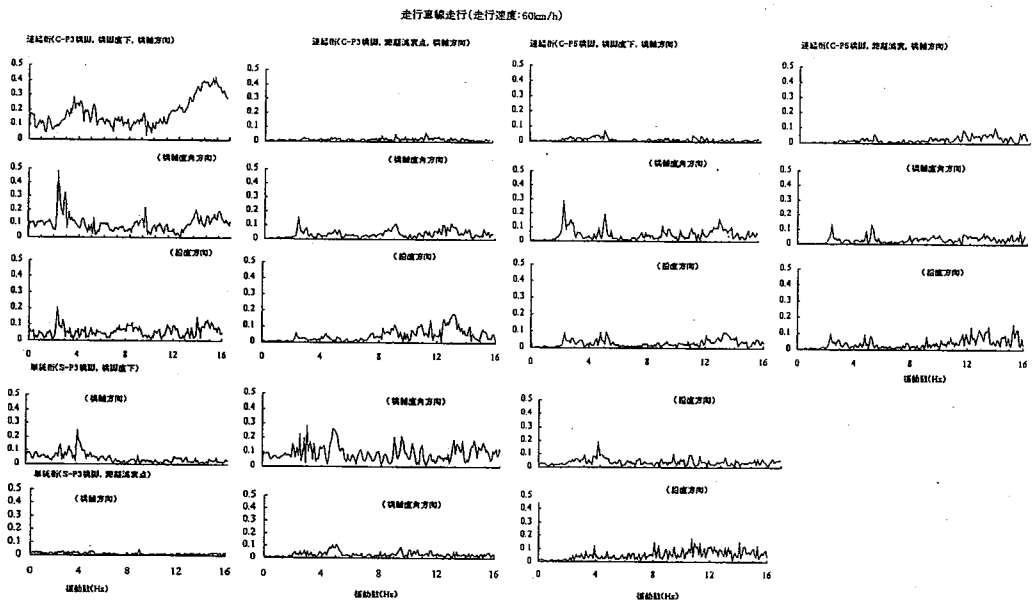
単純桁の S-P3 橋脚直下の加速度波形で大きな振幅が生じているのは，S-P2,S-P3,S-P4 橋脚の伸縮継手を通過した際で，高い振動数のものである．低い振動数の振幅は，S-P3 橋脚を挟んだ S-S2,S-S3 径間や S-S4 径間を走行している時点で生じている．橋脚直下では鉛直方向より，橋軸方向，橋軸直角方向の振幅が大きく，特に橋軸直角方向の低い振動数の振幅が長く続いている．スペクトル図に認められる卓越したピークは2.3～2.5Hz および2.8Hz，3.0Hz，4.1Hz，5.0Hz 付近の振動で，それぞれ橋脚のロッキング振動モード，ばね上振動，たわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの卓越振動数である．S-P3 橋脚の距離減衰点では，鉛直方向の振幅が大きい．鉛直方向では，高い振動数の振動が卓越しており，長く継続している．低い振動数の振幅では，たわみ一次振動モードの卓越振動数（4.1Hz 付近）の振動が大きく，橋脚直下の 1/2



図－ 7　加速度波形（地盤）

表－ 3　フーリエ振幅（地盤）

測定対象 橋　脚	橋脚		
	橋軸	橋軸直角	鉛直
C-P3	0.95	1.77	1.68
C-P5	0.58	1.76	0.99
S-P3	0.78	1.52	1.51
比	0.61	0.99	0.59
比	1.34	0.86	1.53
比	0.82	0.86	0.90



図－ 8　スペクトル図（地盤）

程度の振幅となっている．橋軸方向の振動は小さく，低い振動数の卓越したピークも大きく減衰している．したがって，橋脚直下で生じている橋軸方向の振動は，ほとんど伝播されないと考えられる．橋軸直角方向の振動は，橋脚直下で生じている振動が，地盤中を伝播することによって減衰は生じているが，振動は伝達されている．また，橋脚直下で卓越している振動モードの卓越振動数がそのまま距離減衰点でも生じており，それぞれ橋脚直下と比較して，1/3～1/5 程度の振幅になっている．

次に，連結桁の伸縮継手のある C-P3 橋脚直下の振幅は，いずれの方向の振動とも，単純桁の場合より振動の継続時間は長くなっている．振幅の傾向は，卓越している振動数は異なっているが，概ね単純桁でのものと同様である．スペクトル図から考えると，単純桁の場合と異なり，主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの影響は小さく，橋脚のロッキング振動モードが大きく振幅に影響を与えていると言える．ただし，ねじり振動モードの卓越振動数については，橋脚のロッキング振動モードの倍振動付近となるためか減衰が小さく，長く継続して振動している．C-P3 橋脚の距離減衰点では，単純桁の場合と同様に，橋軸方向の振幅は小さい．また，橋脚直下で生じている橋脚のロッキング振動モードの卓越振動数，たわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの卓越振動数のピークが距離減衰点でも大きくなっている．それぞれのピークの振幅は，橋脚のロッキング振動モードの卓越振動数付近では，橋脚直下と比較して 1/3～1/5 程度，たわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの卓越振動数付近では 1/2 程度となっており，振動モードによって，減衰の程度が異なっている．このことから考えると，たわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの振幅を抑える対策は，地盤振動を低減する上で有効な対策となると考えられる．

つぎに，伸縮継手の無い C-P5 橋脚直下の加速度波形について検討する．いずれの方向の波形についても，C-P3 橋脚通過時が最も大きくなっており，卓越するピークも橋脚のロッキング振動モード，主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの振動数である．スペクトル図から考えると，橋軸方向は，主桁のたわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードが大きく，橋軸直角方向は，橋脚のロッキング振動モードが大きく卓越している．また，鉛直方向は，両方がほぼ同程度に卓越している．C-P5 橋脚の距離減衰点では，端橋脚の場合と異なり，橋軸方向・鉛直方向の高い振動数の振幅が橋脚直下より大きくなっている．この卓越する高い振動数は 10～30Hz であり，橋脚直下でのものより大きいが，低い振動数のピークは減衰が鈍く，橋軸方向・鉛直方向ではほとんど減衰せず，橋軸直角方向でも，橋脚のロッキング振動モードの卓越振動数付近で，橋脚直下と比較して 1/2 程度，たわみ一次振動モード，ねじり一次振動モードの卓越振動数付近では 2/3 程度となっている．連結径間の中間橋脚で主桁の振動モードに起因する卓越振動数の振幅の減衰が小さいのは，間近の橋脚直下で生じている振幅が小さいこと，隣接径間で同様の振動モードが生じていることが原因と考えられる．また，連結径間の中間橋脚およびその周辺地盤では，ねじり一次振動モードの卓越振動数のピークが大きい．これは，主桁の振動モードが連結径間中央部で大きいことに起因していると考えられることから，ねじり一次振動モードの振幅を抑える対策は，地盤振動を低減する上で有効な対策となると考えられる．

b) 加速度振幅

地盤振動の波形は，振動波形全般にわたって振幅が小さいが，橋脚上の伸縮継手通過時の振動はそれに比較し

て格段に大きい．そのため，橋脚直下では，直接振幅を比較することも，スペクトル図のフーリエ振幅から検討することもできない．そこで，それぞれの距離減衰点でのスペクトル図のフーリエ振幅から，単純桁と連結桁の振幅の差について検討する．

単純桁と連結桁の端橋脚・中間橋脚のフーリエ振幅は，それぞれ卓越する振動モードが異なることから，各卓越振動数の振幅を対比して比較することはできない．また，上部構造・下部構造の振動モードに関係しない 10～30Hz の振動が大きく卓越することから，スペクトル全体で比較すると，構造特性以外の影響を含むことになる．そこで，ここでは 0～6Hz 間のフーリエ振幅をすべて加算したもので比較することにした．計算結果を表－３に示す．単純桁と連結桁の端橋脚では，フーリエ振幅合計の端橋脚／単純桁の比は，橋軸方向，橋軸直角方向，鉛直方向の順に 0.61,1.00,0.59 であり，橋軸直角方向を除いて連結桁の方が小さくなっている．また，中間橋脚／端橋脚の比は，同様に 1.35,0.86,1.52 であり，端橋脚／単純桁の場合と逆に，橋軸直角方向は小さくなり，それ以外は大きくなっている．さらに，中間橋脚／単純桁では，0.83,0.86,0.90 となっており，中間橋脚の距離減衰点では，単純桁と比較すると振幅は小さくなっていると言える．

したがって，地盤振動に着目すると，単純桁を連結化した場合，中間橋脚部分では，振幅が 0.8～0.9 倍程度，つまり振動加速度レベルで 1～2dB 程度小さくなると予想される．この桁連結化の効果は，これまでに実施された桁連結工事で測定された結果とほぼ同等な結論であると考えられる．

4．まとめ

本研究では，既設単純桁を連結した連結桁を対象として，大型車両による車両走行試験を実施し，連結桁や連続桁の振動特性について把握した．

(1) 本研究により得られた知見

①単純桁と比較して，連結桁の方が振動時間は長い．

②連結桁の振幅は，連結中間径間ではたわみ振動の振幅は小さくなる．しかし，ねじり振動の振幅は大きくなる．

③連結化により，中間橋脚ではねじり振動モードが卓越してくる．

④橋脚や地盤の振動は，橋脚直下では伸縮継手通過時の高い振動がないため小さくなる．また，距離減衰点でも連結桁の方が小さい．

⑤連結化により低減される振動は，振幅で 0.8～0.9 程度，振動加速度レベル 1～2dB 程度小さくなると予想される．これは，これまでの実験結果で得られた結果とほぼ同等な結論である．

⑥連結化により，高い振動数の振幅，低い振動数の振幅と小さくなり，連結化の振動低減効果は認められる．

参考文献

1）横山功一・井上純三・伊関英彦；連続桁高架橋交通振動実測調査報告書，土木研究所資料第 2500 号，pp.53，1987.7.

2）財団法人道路保全技術センター；既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案），1995.1.

3）讃岐康博・梶川康男・新開正英・岩津守昭；ジョイントレス工法の防振対策としての妥当性の検討，第２回振動制御コロキウム講演論文集 PART B，pp.151-158,1993.

4）永井淳一・上羽坪勲・川原斉・薄井　王尚；主桁増設・桁連結による既設橋梁の補強効果・環境改善効果について，土木学会第 50 回年次講演会，pp.712-713，1995.9.
論文集，Vol.43A,pp.747～756，1997.4.

（１９９７．８．２９受付）

VIBRATION CHARACTERISTICS OF HIGHWAY BRIDGE WITH JOINTLESS SYSTEM

Kimihisa USUI, Hidenao HAYASHI, Minoru YOSHIKAWA,
Yasuo KAJIKAWA and Saiji FUKADA

This paper present s vibration characteristics of highway bridge with jointless system. As a result of experiment, it is clear that characteristics of jointless system and reason of reducing the traffic vibration..

阪神高速道路の各種高架橋の振動特性の比較

深田　宰史[1]・梶川　康男[2]・吉川　実[3]・林　秀侃[4]・薄井王尚[5]

[1]学生員　工修　金沢大学大学院　自然科学研究科　（〒920　金沢市小立野2丁目40番20号）
[2]正会員　工博　金沢大学　工学部土木建設工学科　（　同上　）
[3]正会員　阪神高速道路公団（〒650　神戸市中央区新港町16番1号）
[4]正会員　阪神高速道路公団（〒541　大阪市中央区久太郎町4丁目1番3号（大阪センタービル内））
[5]正会員　（株）フジエンジニアリング調査設計部（〒532　大阪市淀川区東三国4丁目13番3号）

交通振動は、車両が凹凸のある橋梁上を走行することで、上部構造と下部構造が各々の卓越振動数で振動することにより、地盤へと伝播されていく。したがって、上部構造の形式（ＲＣ床版、鋼床版または単純、連続）や下部構造の形式（Ｔ型、門型）の違い、または車両走行位置や走行速度の違いにより、伝播経路上（主桁、橋脚、地盤）での各変位、加速度応答は異なってくる。本研究では、実験により得られた各形式による応答の違いを考察した。

key Words : *vibration characteristics, pier, highway bridge*

１．まえがき

交通振動は、凹凸のある橋梁上を車両が走行した場合に、上部構造と下部構造が各々の卓越振動数で振動することにより、地盤へと伝播されていく。この交通振動の軽減対策として大きく分類すると、①振動源での対策、②伝播経路での対策、③受振側での対策、④交通振動制御の４つに分類される[1)]。この中の振動源での対策として、交通振動の発生メカニズムに直接関係する、高架橋の構造形式による振動特性の違いについて、過去において実験や解析がなされてきたが十分とはいえない[2)－7)]。

そこで本研究では、振動源での対策として、上部構造の形式（ＲＣ床版、鋼床版または単純、連続）や下部構造の形式（Ｔ型、門型）の違い、または車両走行位置や走行速度の違いにより、伝播経路上（主桁、橋脚、地盤）での変位、加速度の各応答が異なることに注目して各形式の応答の違いを考察した。なお、実際の高架橋では、他の車両の影響が複雑に関係してくるために、十分なデータを得ることが困難であるが、本実験は震災後の復旧期間に行い、高架橋上や路下においても他の車両の影響が全くない状態であるため、得られたデータは試験車１台だけの影響であり、環境振動問題解明のデータとして、今後行う解析モデルの構築のためのデータとして、さらには震災復旧後の初期データとして、貴重な資料になると言える。

２．実験概要

本研究で対象とした橋梁は、阪神高速道路の免震支承を有する５タイプの高架橋とした。本橋において行った振動実験内容を以下に示す[8)]。また、各高架橋の一般図および測点配置図を図－1から図－5に示す。

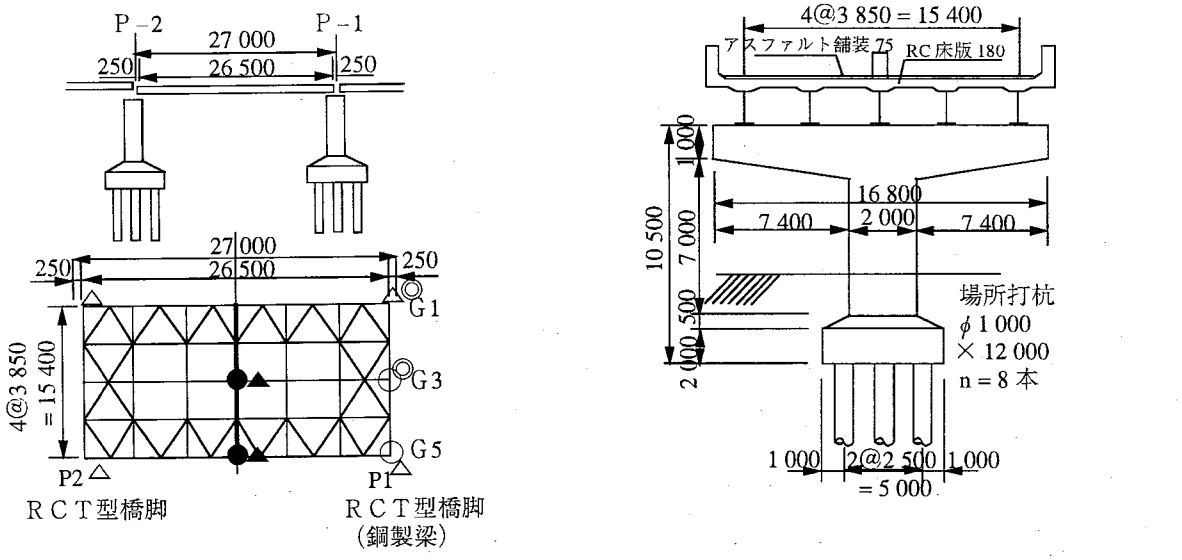
①静的載荷実験

総重量約196kN（約20tf）の試験車が、対象橋梁上の各車線（走行、追越、外桁上）を走行速度10km/hで徐行した際の各測点での静的な変位性状を把握する。

②車両走行実験

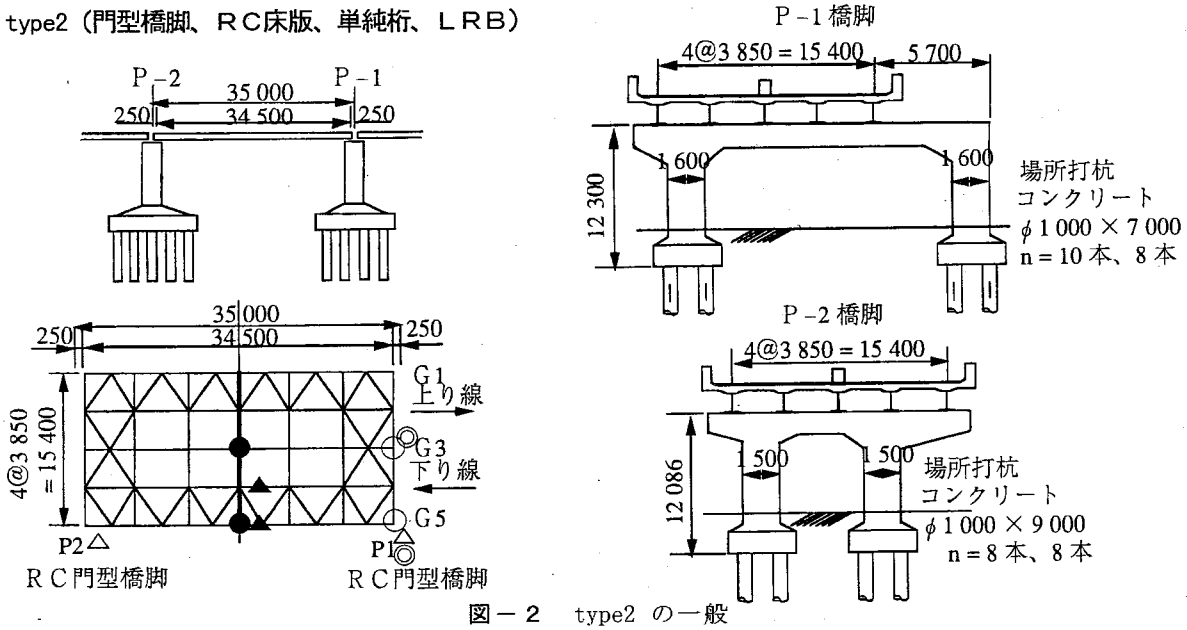
上述した試験車が、対象橋梁上の各車線（走行、追越）を各走行速度（40、60、80km/h）で走行した際の各測点での動的な応答性状（変位、加速度）を把握する。

1）type1（T型橋脚、RC床版、単純桁、HDR）



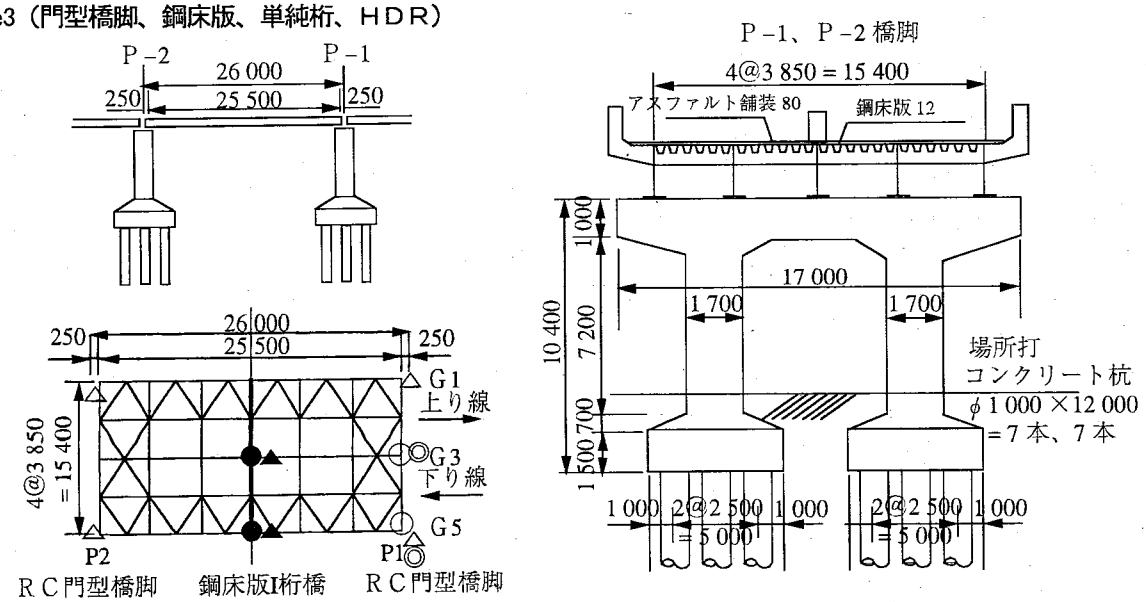
図－1　type1 の一般図

2）type2（門型橋脚、RC床版、単純桁、LRB）



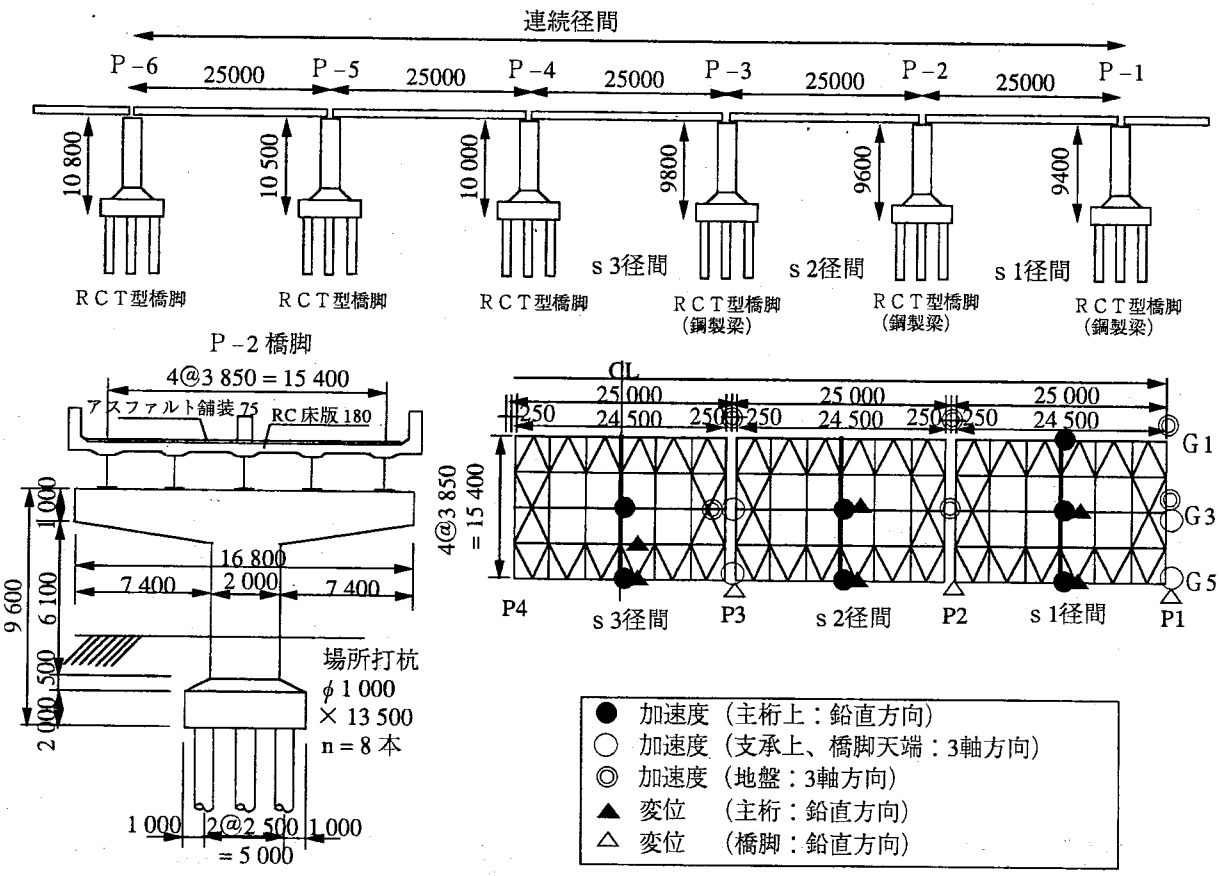
図－2　type2 の一般

3）type3（門型橋脚、鋼床版、単純桁、HDR）



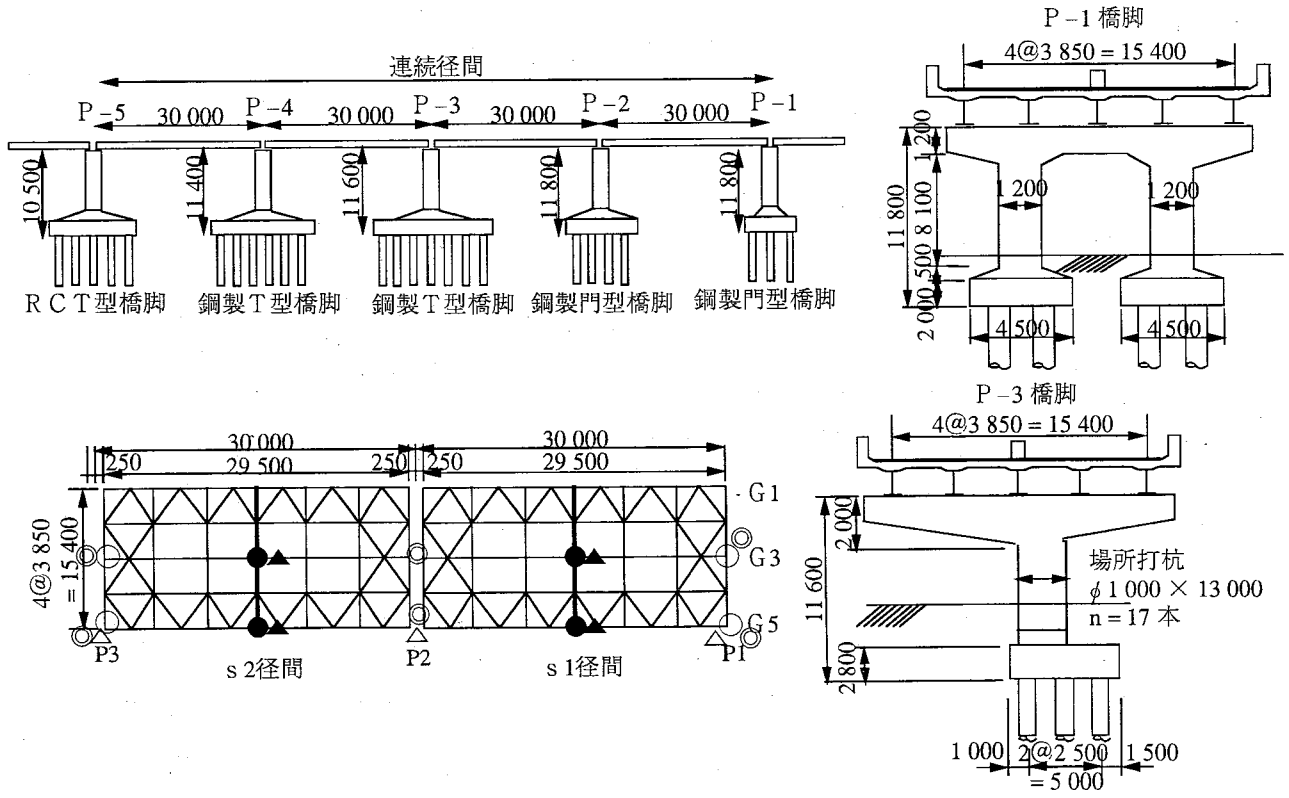
図－3　type3 の一般図

4）type4（T型橋脚、RC床版、桁連結による連続桁、HDR）



図－4 type4 の一般図

5）type5（T型、門型橋脚、RC床版、桁連結による連続桁、LRB）



図－5 type5 の一般図

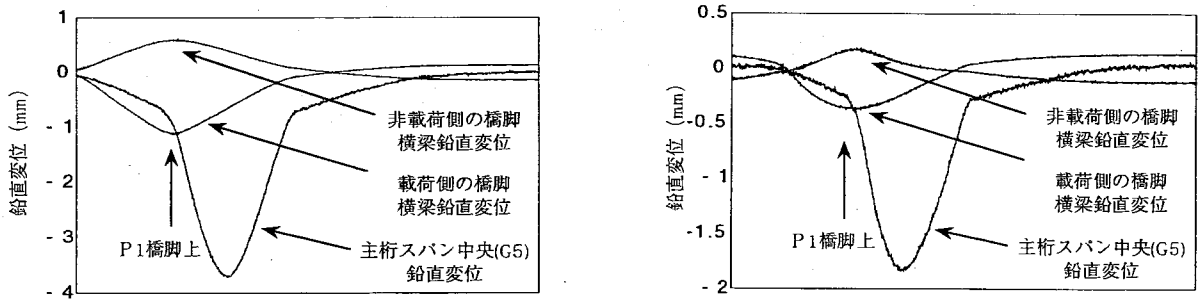
3．実験結果

（1）T型、門型橋脚の静的挙動

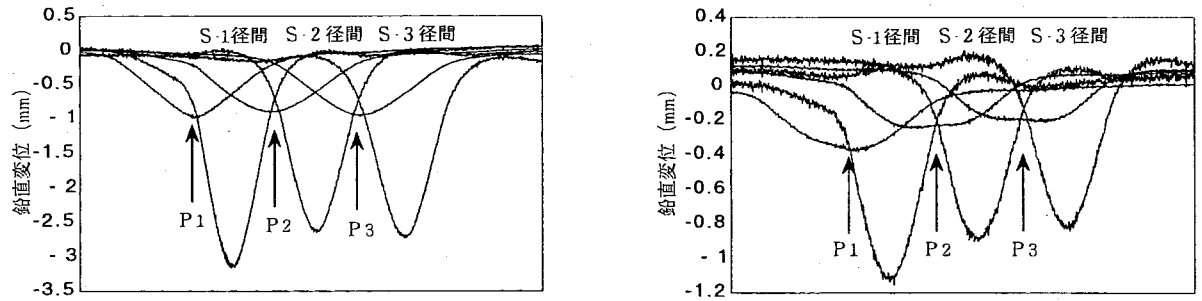
環境振動において、橋脚が周辺環境に影響を与える要因として、橋軸直角方向へ振動するロッキング振動が挙げられる。そこで、試験車が走行、追越の各車線上をゆっくりと徐行した場合のT型橋脚と門型橋脚の橋脚横梁（G5桁下）の鉛直変位と主桁スパン中央（G5桁）の鉛直変位を比較した。図−6にtype1のT型橋脚を有する単純桁、図−7にtype4のT型橋脚を有する連続桁、図−8にtype3の門型橋脚を有する単純桁、図−9にtype5のT型、門型橋脚が混在している連続桁についての変形性状をそれぞれ示す。

図−6では、主桁スパン中央（G５桁）の鉛直変位とT型橋脚（P1）の載荷側と非載荷側の張出し梁の鉛直変位をそれぞれ示した。これより、T型橋脚の張出し梁においては、試験車が走行、追越の各車線を走行した場合に、走行車線走行時の載荷側で約1mm程度たわみ、非載荷側ではその半分程度浮き上がっていることがわかる。また、追越車線走行時では走行車線時の約半分程度それぞれ変形している。これらは、スパン中央のたわみでも確認でき、着目スパン中央では車両が手前の隣接スパン中央にさしかかった時点からたわみが生じはじめている。

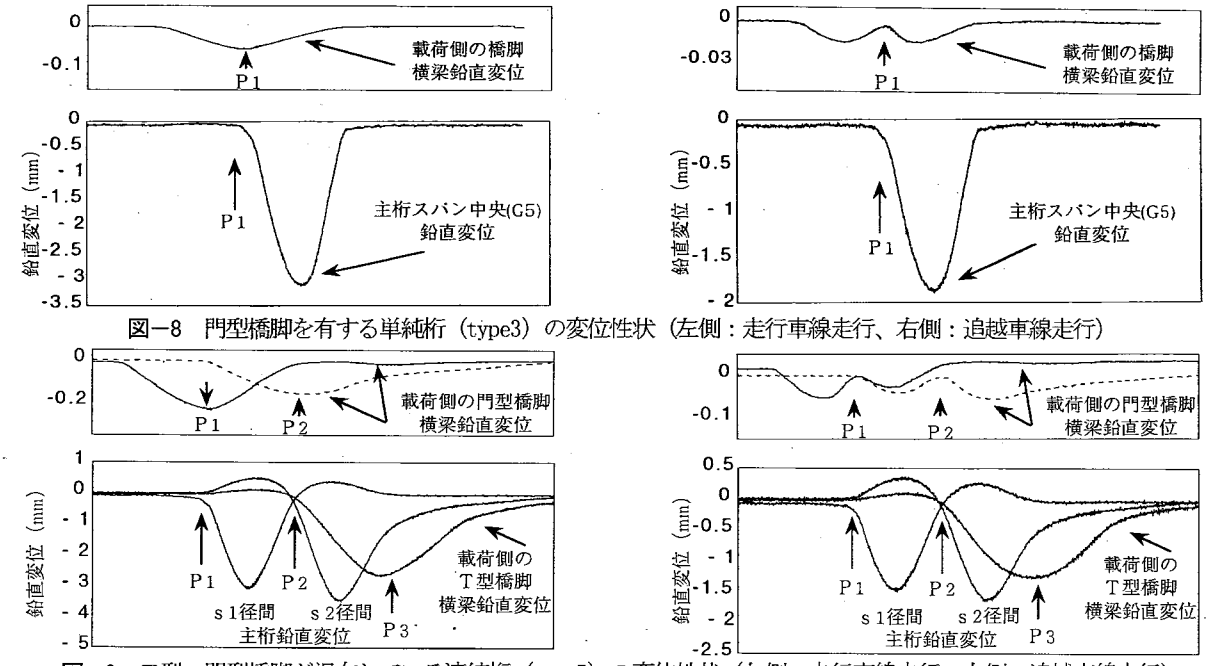
すなわち、車両が橋脚上を走行しているときに、橋脚



図−6　T型橋脚を有する単純桁（type1）の変位性状（左側：走行車線走行、右側：追越車線走行）



図−7　T型橋脚を有する連続桁（type4）の変位性状（左側：走行車線走行、右側：追越車線走行）



図−8　門型橋脚を有する単純桁（type3）の変位性状（左側：走行車線走行、右側：追越車線走行）

図−9　T型、門型橋脚が混在している連続桁（type5）の変位性状（左側：走行車線走行、右側：追越車線走行）

鉛直変位と同程度の変位量がスパン中央においても生じていることから、橋脚とその前後の径間の上部構造が一体となって変形していることがわかる。

次に、連続桁の場合を図−7に示す。図−7では、S-1～S-3径間（図−4参照）のスパン中央（G5）の鉛直変位とT型橋脚（P1～P3）の載荷側の張出し梁（G5桁下）の鉛直変位をそれぞれ示した。これより連続桁の場合には、図−6の単純桁の場合と傾向は似ているが、連続桁端部の橋脚（P1）と中央付近の橋脚（P2、P3）の鉛直変位と比較すると中央付近では変位量が小さくなっている。また、スパン中央のたわみにおいてもS-1径間とS-2、S-3径間との違いが明確にわかる。これは、上部構造が一体となっていることの影響と考えられる。

一方、図−8に示した単純桁の門型橋脚では、走行車線を試験車が走行した場合には、橋脚柱により橋軸直角方向には変位しにくい状態となっているために、ほとんど変位していない。しかしながら、追越車線を走行した場合には、門型橋脚の横梁がたわむために走行車線時とは変位性状が異なっている。また、実際には横梁部の鉛直変位を計測していないが、スパン中央のたわみから推測しても、T型橋脚ほどのたわみ量がないことがわかる。

さらに、図−9では門型橋脚（P1、P2）とT型橋脚（P3）が混在している連続桁の場合を示す。この場合は、S-2径間の方がたわみが大きくなっており、T型、門型が混在している連続桁の場合には上述した図−7のようにはならないことがわかる。

これより、T型橋脚と門型橋脚、連続桁と単純桁の変形性状の違いが明らかとなり、T型橋脚の方が橋軸直角方向へ大きく変形することがわかった。よって、地盤が柔らかくこのような変形が橋脚のロッキング振動を励起させる原因になっていた場合には、大型車両の走行車線規制は有効な環境振動対策と言える。

（2）各伝播経路における振動振幅

試験車が走行位置（走行、追越）、走行速度をそれぞれ変化させて走行したときの各タイプの高架橋において得られた加速度波形から振動振幅の大きさについて、走行速度、走行位置、上部工形式および橋脚形式の違いが及ぼす影響について考察する。表−1に各タイプの高架橋の測点で得られた加速度の最大値を示す。

type1（単純、T型）では橋脚の横梁端部上（G5）において、試験車が走行車線を走行した場合に、追越車線を走行した場合に比べて鉛直方向で2倍ほど大きな値を示しており、ロッキング振動をしていると考えられる。なお、これらは走行速度に比例して大きくなっている。

また、橋脚上の横梁中央（G3）においては、走行した車線に拘らず橋軸方向の振動成分が大きな値となっている。この傾向は橋脚直下においても顕著にあらわれており、主桁と橋脚の中立軸の食い違いによる橋軸方向の変位分がスウェイ振動となって励起したものと言える[4) 7)]。

一方、地盤上の測点に着目すると、橋脚上で大きな値を示していた鉛直成分が橋脚直下ではかなり低減し、上述したように橋軸方向がやや大きい。また、官民境界では橋脚直下からの距離減衰が大きく、橋脚直下では橋軸方向がやや大きかったものが、鉛直成分の方が大きくなっていることがわかる。

type2、3（単純、門型）では、橋脚上横梁中央（G3）においては、試験車が追越車線を走行した場合の方が、鉛直方向の振幅がやや大きくなる傾向にある。また、橋脚横梁上（G3、G5）においては走行位置に拘らず橋軸方向で大きな値を示している。これらは、走行速度の増加に伴い顕著にあらわれ、特に追越車線を走行した場合の方が大きな値となっている。門型橋脚の場合には、T型橋脚と比較して、ラーメン構造となっているために橋軸直角方向の剛性が大きく、走行車線を走行した場合のT型橋脚のようなロッキング振動は起こりにくいが、追越車線を走行した場合には、横梁が鉛直方向に振動するために、上述したようになったと言える[1)]。

type4（連続、T型）では、連続桁の端部にあたるP1と中央径間付近のP3橋脚で比較した。P1橋脚では端部であるため、上述したtype1と挙動が似ているが、支承上における橋軸直角方向の加速度が他の方向成分より大きい[7)]。次に、P3橋脚についてみると、端部橋脚とは違い全体的に応答量がかなり小さくなっている[9)]。特に、先に述べた橋脚横梁の鉛直方向の加速度が小さく、スウェイ振動も見られない。これは、橋脚直下においても同様な傾向を示している。

type5（連続、T門混在型）では、連続桁の端部にあたるP1橋脚では橋脚上で橋軸方向の振幅が増幅しているのがわかる。また、その影響が、橋脚直下や官民境界の橋軸、鉛直方向にも見られる。しかしながら、連続桁中央部のP3橋脚では全体的にかなり応答値が小さくなっており、橋脚直下ではP1に比べてかなり小さい。

以上から、門型橋脚に比べて、T型橋脚を有する単純桁の場合には、走行位置の影響がかなり大きいが、連続桁の中央径間付近のT型橋脚では、その影響はかなり低減される。また橋脚形式に拘らず、連続桁となった場合には端部橋脚に比べて、中央径間付近の橋脚では応答量がかなり低減している。この理由としては、伸縮継手がなくなったことよる、ばね下振動の振動数領域にあたる高周波成分が低減したためと考えられる。

また、走行速度の影響としては、桁上、支承上および橋脚上の測点では走行速度の増加に伴い応答値が増加傾向にあるが、地盤上（橋脚直下、官民境界）では、その増加量が小さいといえる。

表－1　各高架橋の各測点における加速度の最大値　(単位：cm/s²)

＜type1（単純、ＲＣ床版、Ｔ型橋脚）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民	速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5						G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	2.5	10.0	5.0	9.5	2.4	0.3	60	走行	X	－	－	8.3	26.3	11.0	26.3	5.2	0.5
		Y	－	－	4.5	8.5	2.0	4.5	1.9	0.3			Y	－	－	12.0	22.6	3.0	4.7	3.3	0.6
		Z	9.5	12.5	3.0	15.0	1.5	11.5	2.0	0.7			Z	15.7	20.7	7.0	40.0	4.0	33.3	2.7	1.0
	追越	X	－	－	5.5	3.0	5.5	7.0	3.5	0.3		追越	X	－	－	18.0	13.0	7.0	10.0	5.3	0.5
		Y	－	－	6.5	7.5	1.5	3.0	2.5	0.3			Y	－	－	18.0	16.7	2.7	3.7	2.7	0.6
		Z	18.5	17.0	11.0	6.5	1.5	6.5	3.1	0.9			Z	25.0	22.0	30.7	18.0	2.7	13.7	2.3	1.4

＜type2（単純、ＲＣ床版、門型橋脚）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	5.0	10.0	5.5	14.0	2.5	1.5
		Y	－	－	5.5	11.0	3.5	3.5	2.0	1.0
		Z	22.0	27.0	5.0	17.5	3.0	5.5	3.5	2.0
	追越	X	－	－	6.0	4.0	7.0	11.0	2.0	1.3
		Y	－	－	7.0	6.0	2.0	2.0	2.1	1.3
		Z	23.0	18.0	22.0	3.0	5.0	3.0	2.4	1.4
60	走行	X	－	－	7.0	15.5	10.0	27.0	5.0	2.0
		Y	－	－	11.0	17.5	5.0	6.0	4.0	2.5
		Z	16.0	25.0	9.5	31.5	8.0	13.5	4.5	3.0
	追越	X	－	－	9.0	5.0	13.0	22.0	2.3	1.6
		Y	－	－	15.0	10.0	3.0	6.0	2.6	2.6
		Z	32.0	26.0	36.0	7.0	15.0	9.0	5.0	3.7
80	走行	X	－	－	11.0	37.0	17.0	38.5	6.5	2.0
		Y	－	－	21.5	26.5	5.0	8.5	6.5	4.0
		Z	13.0	28.0	14.5	74.0	12.5	16.5	8.0	4.5
	追越	X	－	－	39.0	13.5	31.0	37.0	6.8	3.4
		Y	－	－	33.5	34.5	5.5	7.5	5.0	4.1
		Z	39.0	36.5	76.5	16.0	18.5	13.5	10.0	4.1

＜type3（単純、鋼床版、門型橋脚）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	8.5	24.0	7.0	8.0	5.0	0.3
		Y	－	－	16.5	24.5	2.0	4.0	4.0	0.5
		Z	11.7	25.7	17.0	27.0	7.5	5.0	1.8	1.1
	追越	X	－	－	17.0	13.0	12.0	6.0	2.8	0.3
		Y	－	－	15.0	20.0	5.0	4.0	3.3	0.3
		Z	18.0	19.0	35.0	13.0	7.0	4.0	1.8	0.9
60	走行	X	－	－	13.0	29.0	10.0	11.0	6.5	0.6
		Y	－	－	28.5	32.5	4.0	7.5	6.3	0.8
		Z	21.5	46.0	27.0	75.0	13.0	11.5	3.9	1.3
	追越	X	－	－	22.0	12.0	13.0	13.0	6.7	0.4
		Y	－	－	31.0	39.0	5.0	5.0	9.4	0.7
		Z	31.0	41.0	60.0	24.0	25.0	8.0	3.0	1.2
80	走行	X	－	－	19.0	69.0	19.0	21.0	13.0	0.4
		Y	－	－	44.7	99.0	5.7	13.7	11.7	1.3
		Z	33.0	57.7	43.7	146.	24.7	16.0	6.8	1.8
	追越	X	－	－	48.0	17.5	23.0	25.0	11.2	0.4
		Y	－	－	66.0	41.5	7.0	7.5	13.6	1.0
		Z	42.5	50.5	80.0	32.5	26.5	15.0	7.0	2.0

＜type4（連続、ＲＣ床版、Ｔ型端部橋脚(P1)）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	1.0	15.0	10.5	26.0	5.8	0.3
		Y	－	－	15.0	21.5	5.0	10.5	2.1	0.8
		Z	12.5	24.0	2.0	47.5	3.0	41.0	1.5	1.0
	追越	X	－	－	2.5	5.5	15.0	21.0	4.0	0.5
		Y	－	－	26.0	24.0	3.0	5.0	1.3	0.7
		Z	13.0	14.5	5.5	13.0	4.5	14.0	1.3	1.1
55	走行	X	－	－	3.3	22.3	19.7	40.3	9.3	0.9
		Y	－	－	33.3	33.7	7.7	20.3	3.5	1.7
		Z	18.7	38.0	2.7	66.3	5.3	82.3	2.2	2.1
	追越	X	－	－	4.0	9.5	20.0	19.0	5.6	0.4
		Y	－	－	54.0	28.0	4.5	9.0	1.1	1.2
		Z	22.0	24.0	7.5	18.5	4.5	25.0	1.5	1.6

＜Ｔ型橋脚（P3）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	1.5	3.0	2.0	5.0	0.4	0.4
		Y	－	－	6.5	6.0	5.0	7.5	1.1	0.7
		Z	9.0	19.0	0.7	11.5	0.5	14.5	0.5	0.6
	追越	X	－	－	2.0	3.0	2.0	4.5	0.4	0.6
		Y	－	－	4.5	3.5	2.0	5.0	0.6	0.9
		Z	10.0	9.5	0.6	7.5	0.6	9.5	0.5	1.1
55	走行	X	－	－	2.3	6.0	3.0	4.3	0.5	0.7
		Y	－	－	7.7	7.3	6.3	6.7	1.4	1.0
		Z	12.3	21.7	0.6	21.3	0.9	12.3	0.9	1.1
	追越	X	－	－	3.0	4.5	3.0	6.0	0.5	0.9
		Y	－	－	5.0	4.0	3.0	5.0	1.5	1.0
		Z	14.0	10.5	0.5	12.5	0.6	17.0	0.7	1.0

＜type5（連続、ＲＣ床版、門型端部橋脚(P1)）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	5.5	17.0	16.0	35.5	5.5	3.5
		Y	－	－	7.0	25.0	5.0	8.0	2.5	5.0
		Z	8.5	9.0	8.5	25.0	18.5	20.5	2.0	4.5
	追越	X	－	－	13.5	8.5	35.5	31.0	6.0	5.0
		Y	－	－	9.0	10.0	4.5	9.5	2.0	2.0
		Z	10.5	10.5	33.0	10.0	35.0	14.0	2.0	6.5
60	走行	X	－	－	13.0	37.0	29.5	89.0	20.5	7.5
		Y	－	－	15.5	21.5	7.0	20.5	7.0	8.0
		Z	12.0	24.0	24.5	69.0	37.5	43.0	5.5	7.5
	追越	X	－	－	29.0	15.0	67.0	75.0	13.0	8.0
		Y	－	－	17.5	17.5	5.5	21.0	3.5	4.0
		Z	18.0	18.0	45.5	15.5	54.5	31.5	4.5	7.0
80	走行	X	－	－	16.5	44.0	34.8	130.	29.8	11.0
		Y	－	－	25.0	47.0	11.8	36.8	8.0	9.5
		Z	17.0	34.0	30.8	83.5	53.0	47.3	9.3	11.8
	追越	X	－	－	36.7	26.0	62.3	110.	30.0	11.3
		Y	－	－	32.7	34.0	13.0	42.3	5.7	6.3
		Z	21.7	20.3	69.0	28.7	88.3	47.7	9.3	14.0

＜Ｔ型橋脚（P3）＞

速度	車線	方向	桁上		支承上		脚上		直下	官民
			G3	G5	G3	G5	G3	G5		
40	走行	X	－	－	2.0	2.0	3.5	4.0	0.4	0.4
		Y	－	－	3.0	3.5	2.5	2.5	0.5	0.4
		Z	6.0	10.0	2.5	7.5	1.5	8.0	0.4	0.9
	追越	X	－	－	2.5	3.5	4.5	8.0	0.6	0.3
		Y	－	－	3.0	3.5	2.5	2.0	0.5	0.3
		Z	6.5	8.5	3.0	7.5	1.5	7.0	0.4	0.7
60	走行	X	－	－	4.0	4.0	8.0	14.0	0.9	0.4
		Y	－	－	5.0	8.0	4.0	5.0	0.8	0.5
		Z	9.5	19.0	6.0	13.0	3.0	13.5	0.4	0.9
	追越	X	－	－	4.0	4.0	6.5	10.0	0.8	0.5
		Y	－	－	6.5	5.0	4.5	3.5	0.8	0.5
		Z	10.5	13.5	4.5	10.0	3.0	10.5	0.4	0.9
80	走行	X	－	－	4.2	6.0	8.8	13.8	0.9	0.5
		Y	－	－	7.6	10.0	6.8	6.8	1.1	0.7
		Z	10.0	23.0	8.8	17.2	6.0	17.0	0.5	1.2
	追越	X	－	－	6.3	6.3	11.3	14.3	1.2	0.4
		Y	－	－	7.0	6.3	3.7	3.7	1.0	0.5
		Z	14.3	20.0	6.3	11.0	4.0	11.7	0.6	0.9

（3）上部構造の振動性状

表−1 に示した各タイプの高架橋における上部構造の振動性状について考察する。本実験で対象とした高架橋はスパン25〜35 mのものであり、スパン中央の主桁上での加速度の最大値をみると、10〜40cm/s^{2}くらいとなっているが、鋼床版を有するtype3は若干大きめの値となっている。これは、スパンがそれほど変わらないtype1（RC床版）とtype3（鋼床版）の振動振幅を比較してみてもその違いが明らかと言え、上部構造の重量の違いによるものと考えられる。また、連続桁の場合には、端部径間より中央径間の方が振幅が小さくなっており、上述したように伸縮継手がなくなったことによる高周波成分の低減に加えて、連続桁になったことによるたわみ角の軽減が影響していると考えられる。表−2 に各タイプの高架橋の上部構造の振動性状をまとめた。

type2（単純、門型）は、スパンが約35 mとなっているので、3Hz 付近にたわみ1次の振動数が卓越し、車両のばね上と共振しており、橋脚直下や官民境界までその影響が見られた。また、type1（単純、T型）においては、橋脚ロッキングの振動モードが3Hz 付近にあり、ねじれ振動のモードとの識別ができなかった。

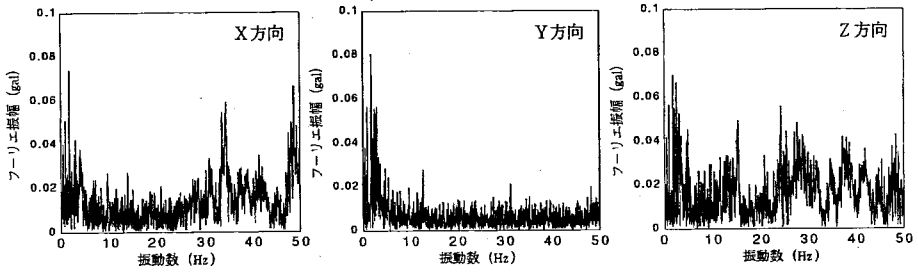
（4）橋脚の振動性状

type1（単純、T型）とtype3（単純、門型）を例にして、試験車が約60km/h で走行車線を走行した場合の橋脚上、橋脚直下の3方向の加速度スペクトルをそれぞれ図−10 に示す。この図より、T型橋脚の橋脚上の橋軸直角、鉛直方向では、ロッキング振動が約3Hz 付近に卓越し、さらに橋軸方向では、たわみ1次の振動数から励起すると思われるスウェイ振動が確認できる。また、橋脚直下では橋脚上であらわれていた約 3Hz より低い振動成分がなくなりロッキングやたわみ 1 次の影響が顕著にみられる。特に、橋軸直角方向においては、これらの振動成分に加えて、車両のばね下と思われる10〜15Hz の振動領域で大きな卓越がみられる。

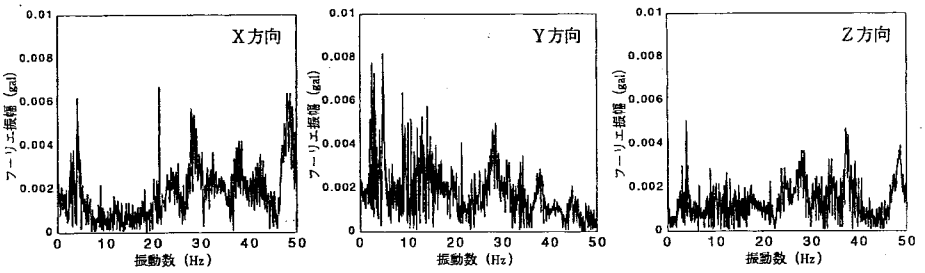
一方、門型橋脚の場合には(2)節で述べたように、T型橋脚に比べて剛性が大きいために、10〜20Hz あたりに橋脚固有の卓越がみられ、T型よりスペクトルエネルギーが小さい。また、橋軸方向ではたわみ 1 次による影響と思われる卓越がみられる。一方、地盤上の橋脚直下ではT型に比べてスペクトルエネルギーが大きいが、これは地盤条件が違うために比較できない。

一般に、環境振動で対象としている振動数は約10Hz 以下の振動数領域[10]であるために、T型と門型橋脚がそれぞれ有している固有の卓越振動数において、門型の方が振動数領域が大きいところにあると言え、門型橋脚の方がT型橋脚に比べて環境振動において有利であると考

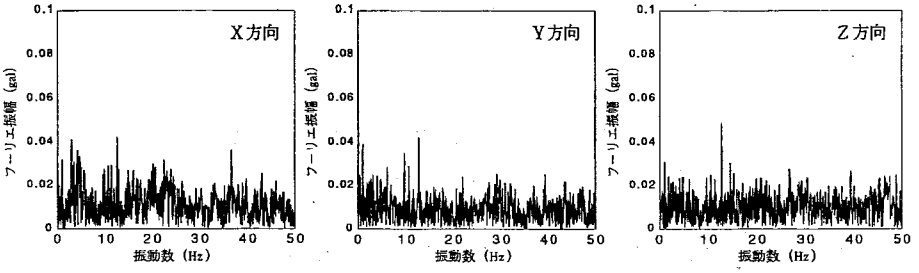
<橋脚上（単純、T型橋脚）>



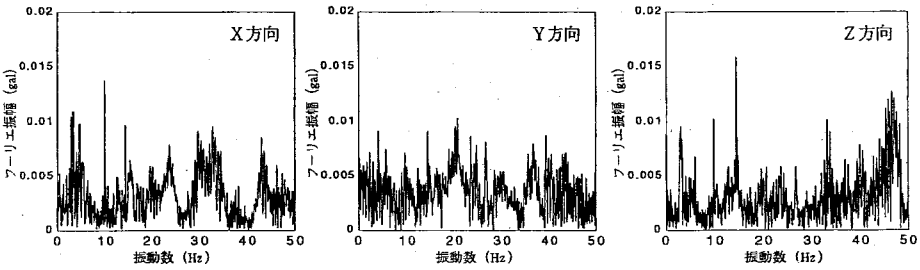
<橋脚直下（単純、T型橋脚）>



<橋脚上（単純、門型橋脚）>



<橋脚直下（単純、門型橋脚）>



図−10　T型、門型橋脚の各測点における卓越振動数

えられる。しかしながら、連続桁の場合にはT型であっても中央径間の橋脚では端部の橋脚に比べて、これらの振動数領域のスペクトルエネルギーが低減されており、特に鉛直方向では車両のばね下の影響といえる 10Hz 付近の振動領域ではかなり低減している[9]。

表－2　各タイプの上部構造の振動性状

タイプ	振動数（Hz）	振動モード
type 1 （スパン26.5m、RC床版）	3.1	橋脚ロッキング
	4.0	たわみ1次
type 2 （スパン34.5m、RC床版）	3.3	たわみ1次
	3.9	ねじれ1次
type 3 （スパン25.5m、鋼床版）	4.5	たわみ1次
	5.6	ねじれ1次
type 4 （スパン5@24.5m、 RC床版）	4.6～4.7	たわみ1次
	5.1～5.2	ねじれ1次
type 5 （スパン4@29.5m、 RC床版）	3.8～3.9	たわみ1次
	4.0～4.3	·····

7．まとめ

本研究は、阪神高速道路の5タイプの高架橋を対象として、車両走行による振動実験を行い、橋脚形式、上部構造形式の応答特性の違いについて比較した。

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

（1）静的載荷実験により、T型橋脚と門型橋脚、連続桁と単純桁の変形性状の違いを明らかにし、T型橋脚は橋軸直角方向へ大きく変形することがわかった。

（2）単純桁の高架橋としては、門型橋脚の方が、T型橋脚に比べて環境振動においては有効である。

（3）連続桁の中央径間付近の橋脚では、端部の橋脚に比べて、橋脚形式に拘らず地盤上の橋脚直下や官民境界において応答値がかなり低減されている。

参考文献

1）枚本正信：橋梁交通振動の加振源対策，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集　PART A，pp. 109－119，1995.

2）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. 3.

3）梶川康男・沖野真・吉川実・枚本正信：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.

4）横山功一・井上純三・伊関英彦：高架道路の交通振動特性と振動軽減対策に関する実測調査，土木技術資料，Vol. 30，pp. 41－46，1988. 4.

5）吉川実・吉川正昭・冨田穣・森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（上），橋梁と基礎，Vol. 20，No. 10，pp. 16－23，1986. 10.

6）吉川実・吉川正昭・冨田穣・森尾敏：立体ラーメン高架橋の振動特性（下），橋梁と基礎，Vol. 20，No. 11，pp. 39－45，1986. 11.

7）梶川康男・深田宰史・林秀侃・吉川実・薄井王尚：弾性支承と桁連結構造を用いた既設高架橋の振動特性，構造工学論文集，Vol. 43A，pp. 747－756，1997. 3.

8）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. 2.

9）讃岐康博・梶川康男・新開正英・岩津守昭：ジョイントレス工法の防振対策工としての妥当性の検討，第2回振動制御コロキウム講演論文集　PART B，pp. 151－158，1993.

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. 10.

（1997. 8. 29 受付）

VIBRATION CHARACTERISTICS OF VARIOUS HIGHWAY BRIDGES IN HANSHIN EXPRESS WAY

Saiji FUKADA , Yasuo KAJIKAWA , Minoru YOSHIKAWA
Hidenao HAYASHI and Kimihisa USUI

When traffic load is running on the highway bridges with road surface roughness, traffic vibration is occurred and transmitted until surrounding ground, because the super- and sub-structure have each natural frequency. Therefore the response of acceleration and displacement is different between portal-frame pier and T-frame one. Until present only few research were made about the dynamic behaviors of that. This study described the results of vibration tests which was done in various highway bridges in Hanshin Express way due to test vehicle.

ＰＣ吊床版歩道橋の振動特性の調査

梶川　康男[1]・深田　宰史[2]・吉川　裕晃[3]

[1]正会員　工博　金沢大学　工学部土木建設工学科　（〒920　金沢市小立野２丁目40番20号）
[2]学生員　工修　金沢大学大学院　自然科学研究科　（　同上　）
[3]正会員　工修　和歌山県串本土木事務所　（〒649-35　和歌山県串本町　）

近年、公園内や山間部にＰＣ吊床版橋が多く建設されており、すでに数橋においてはスパンが100ｍを越え、振動特性が問題となることが予想される。そこで現在建設されている十数橋の吊床版橋において、衝撃加振試験、強制加振後の自由減衰試験、歩行・走行試験によって振動特性の実測を行った。その実験結果より、卓越振動数、モード、減衰、振動振幅などの関係を求めた。

key Words : *vibration characteristics, stress ribbon bridge*

１．まえがき

吊床版橋はその構造のシンプル性からくる景観性、施工の簡便さ、経済性などの利点より最近その建設が盛んになってきている[1)-7)]。またスパンの長大化や形式、用途の多様化の傾向にある。しかし、吊床版橋はその構造形式のゆえに非常にフレキシブルな構造であり、歩行者による揺れ、風による動的安定性が設計上の大きなポイントとなる。すなわち、吊床版橋の動的特性を十分に把握する必要がある。しかし、その動的特性は吊床版橋のスパンやサグや剛性などのパラメータによる影響を受けるがそれらの因果関係は明確ではない。

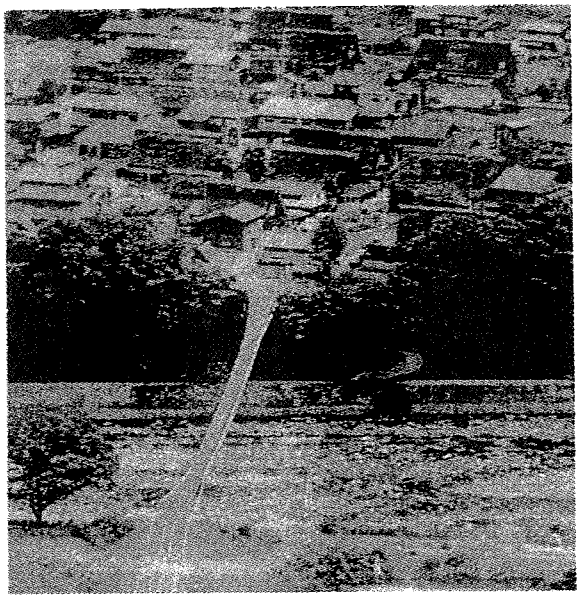
そこで、ＰＣ吊床版橋の振動特性を把握するために、全国に建設されている吊床版橋において振動特性の実測を行なった。振動特性を比較検討するため、多くの吊床版橋において統一した実験を行なった[8)]。実測より吊床版橋の卓越振動数、減衰定数、振動モードなどを求め、実橋による振動特性に関する考察を行った。

２．実験方法

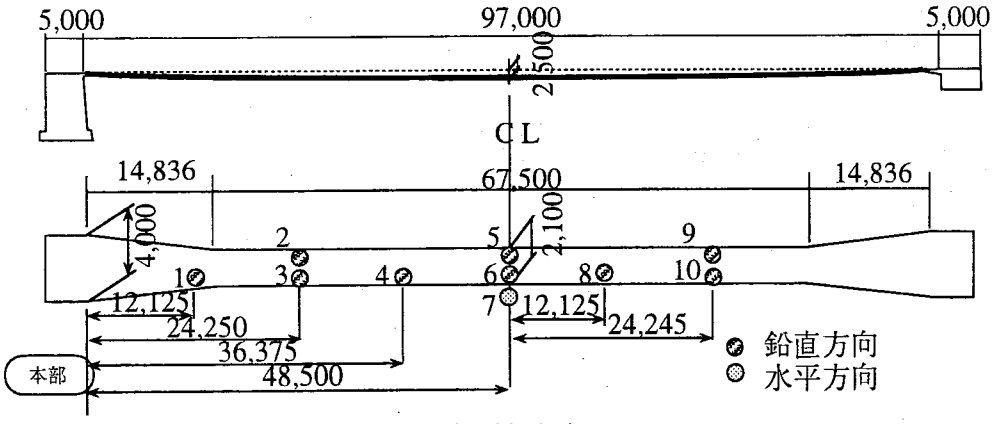
（１）測点配置と測定計器

吊床版橋の振動や振幅に着目するため、測定計器・加振方法・データ処理方法など統一した実験が望ましい。そこで以下のような計測方法を採用した。

実験対象の吊床版橋では、測点の配置を確認し、サーボ型速度計（東京測振㈱製・VSE-15、計測周波数0.1～70Hz、最大測点数10点）を各径間の測点に配置し、必要なコード類を配線し、増幅アンプに接続し、データレコーダーに試験波形を記録した。そしてその場で、FFTによるスペクトル解析を行ない振動モードを求めた。ここでは、であい橋（写真－1）を例にとり測定現場での計測時の配置図を図－1に示す。試験では衝撃加振試験、自由減衰試験、共振歩行（走行）試験を行なった。



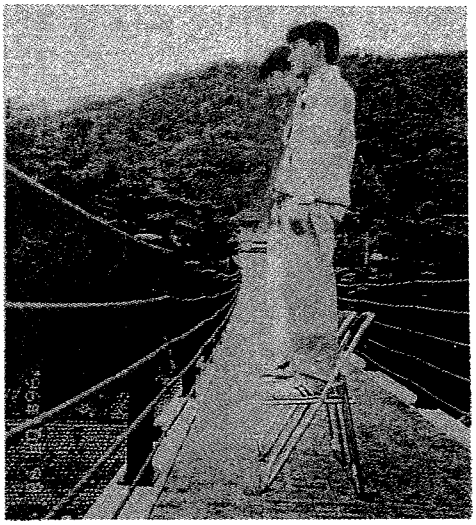
写真－1　であい橋（岐阜県白川村）



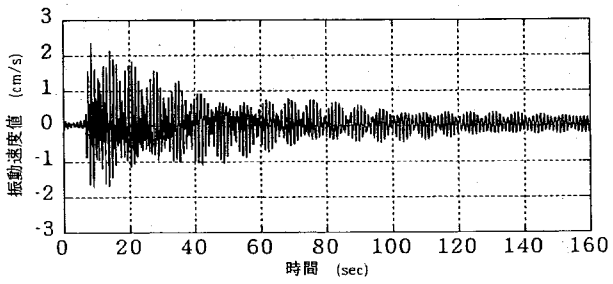
図－1　であい橋の測点配置図

（2）衝撃加振試験

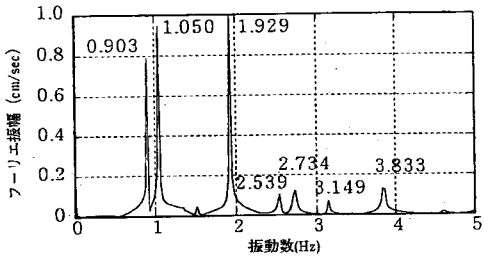
吊床版橋は、橋全体の質量が軽く、人間の飛び降りによる衝撃加振試験で十分な衝撃波形を得ることができる。試験では、一般の歩行者が橋上にいないとき、適当な加振点において、2 人が椅子（高さ約 40cm）から同時に飛び降りることによって人力による衝撃加振試験（写真－2 参照）をおこなった[9]。図－2 にスパン 3/8 点中央（幅員方向）加振時の 3/8 点の速度波形から得られた衝撃波形を示す。そして得られた速度波形より FFT によるスペクトル解析をその場で即座に行ない、卓越する振動数、振動モードを求めた。図－3 に図－2 のスペクトルを示す。また、衝撃試験により得られた振動モードの一例を図－4 に示す。



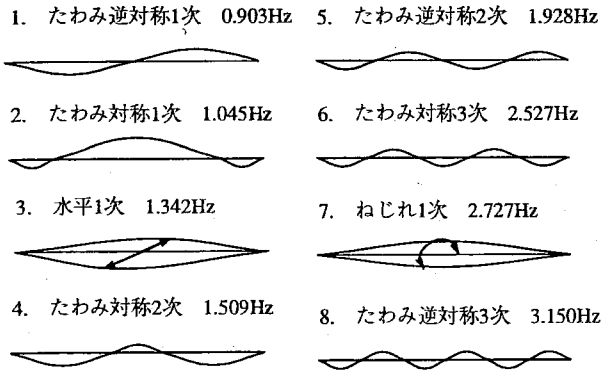
写真－2　衝撃加振試験



図－2　衝撃加振後の自由減衰波形
（スパン 3/8 点加振時の 3/8 点の速度波形）



図－3　図－2 のスペクトル



図－4　衝撃試験により得られた振動モード

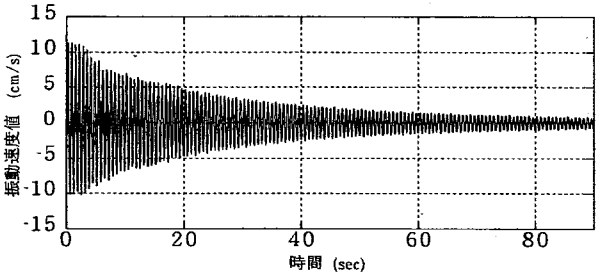
（3）自由減衰試験

次に、吊床版橋の各振動モードの減衰定数を求めるために自由減衰試験を行なった。衝撃波形より求まった振動モードのモードの腹となる地点においてその卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら、2 人がその場でそのピッチ音に合わせて屈伸やジャンプをおこない、その振動モードだけが、励起してから加振を止め、自由振動させ減衰定数を求めた。そのときの速度波形を図－5 に示す。

（4）共振歩行（走行）試験

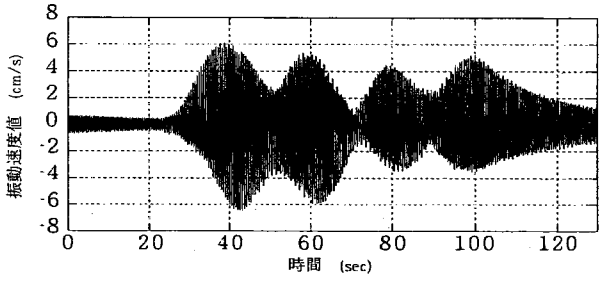
次に、吊床版橋の歩行者に対する振動使用性を検討するため、吊床版橋を歩行（走行）した際に、十分揺らしたときにどの程度振動しているか把握するため、共振歩行（走行）試験をおこなった。吊床版橋においては低い振動数に多くの振動モードが存在し、それらのいくつか

は歩行者の歩行（走行）範囲内にあるため、歩行（走行）時においてどの程度振動するか把握する必要がある。試験では、求まった卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら2人ができるだけ歩調を合わせて歩行（走行試験は単独で走行）する試験をおこなった。試験風景を写真－3に、振動速度波形を図－6 に示す。そして吊床版橋が十分に振動し、満足のいく波形が得られたことを確認して実験を終了した。



図－5　定点加振後の自由減衰波形

写真－3　共振歩行試験



図－6　共振歩行試験時の速度波形
(1.9Hz ピッチ（逆対称2次）で2人歩行時の1/4点速度波形)

3．実験結果

（1）吊床版橋の振動特性

公道や公園に建設されており、今回測定対象とした吊床版橋を表－1 に示す。単径間の吊床版橋12橋、2径間の吊床版橋2橋、3径間の吊床版橋2橋である。単径間の吊床版橋は支間の最も大きいものは、1996年に広島県に架設されたスパン147.6 mの夢吊橋（写真－4 参照）で現在建設されているもので世界一大きな支間長を有する。スパン長は23.0 mから147.6 mとさまざまであるが、スパンサグ比はほとんど1/30から1/45程度である。また2径間（写真－5 参照、香下ダム吊橋）、3径間（写真－6 参照、とんぼのはし）の吊床版橋は橋脚を介して、対称、逆対称となり、振動のモードが複雑となる。表－2には、振動モード別に各橋の卓越振動数、減衰定数、歩行（走行）試験時の最大速度振幅（cm/sec）を示した。なお、空欄は観測できなかったことを示している。

次に、実測をおこなった吊床版橋の振動特性について考察する。まず、吊床版橋の支間長と低次の振動モードの関係をたわみ振動（図－7）と面外振動（図－8）について示す。一般的にたわみ振動の場合、桁橋形式ではまず対称モードが現れ、次に逆対称モードとなるのが一般であるが、吊床版橋ではサグの影響などからほとんどの吊床版橋においては、それが逆転し、逆対称のモードの後に対称モードとなっている。また低次の振動モードにおいては卓越振動数と支間長の関係は比較的ばらつきが小さく、図－7 に示した双曲線でよく近似できる。建設されている吊床版橋は歩行者の使用性や張力における経済面などからスパンサグ比が 1/30～1/50 程度であるためにこの近似式で十分近似できる。また、支間長が大きくなるほど振動数が全体的に低くなり、振動数が近接するようになるが、歩調範囲内の2.0Hz 前後のモードが高次の振動モードとなり節が多くなるために大きな振動になるとは限らない。

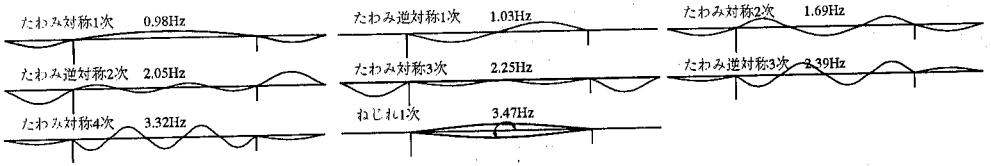
面外振動[10]においては、水平振動とねじれの振動があるが、サグがあるためそれぞれ連成している。吊床版橋において床版厚は20cm程度にでき、経済的であることが特色であり、床版厚は比較的一定であるが、幅員においては1.0～3.0 m程度と大きく異なり、面外振動における剛性に大きく関与するものと考えられる。しかし、図－8に示した双曲線による近似式によって、水平1次モード、ねじれ1次モードの振動数をある程度近似できる。

次に、支間長と減衰定数の関係について示したものが図－9 である。以前に測定した北陸地方に架かる桁形式の側道橋（調査Ⅰ）と斜張橋やアーチなどの鋼構造の歩道橋（調査Ⅱ）の減衰定数と共に比較する。吊床版橋はそのフレキシブルな構造ゆえに同程度の支間の歩道橋の減衰定数に比べ、低くなっている。そのため、風や歩行者などの外力が吊床版橋に作用し、一度振動するとすぐには減衰しないため問題となることが考えられる。桁橋形式の側道橋では減衰定数が 0.7～1.5%であるのに対して、スパンの大きい吊床版橋では減衰定数が 0.1～0.6%程度になっている。

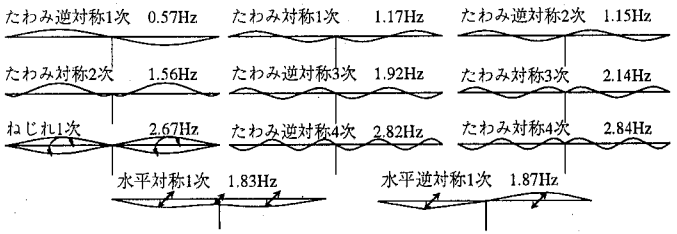
表－１　対象とした吊床版橋

橋名	所在地	完成年	支間長（m）	サグ量（m）	支間サグ比	有効幅員（m）	版厚（m）
とんぼのはし	宮崎県	1996	30.0+80.0+30.0	1.70	1/47.0	1.50	0.170
宇多津歩道橋	香川県	1991	15.5+33.0+15.5	0.73	1/45.0	3.00	0.195
香下ダム吊橋	大分県	1995	62.5+62.5	1.60	1/39.1	1.50	0.20
双龍橋	宮崎県	1984	36.5+36.5	1.00	1/36.5	1.00	0.18
夢吊橋	広島県	1996	147.6	3.50	1/42.2	2.50	0.25
陣屋の森吊橋	大分県	1993	123.0	4.10	1/30.0	1.50	0.20
うさぎ橋	宮崎県	1992	115.0	3.50	1/32.9	1.50	0.17
梅の木轟公園吊橋	熊本県	1989	105.0	3.10	1/33.9	1.30	0.20
であい橋	岐阜県	1993	97.0	2.50	1/38.8	1.50	0.20
音海橋	京都府	1996	91.0	2.20	1/41.4	3.30	0.22
滝波吊床版橋	福井県	1996	79.0	2.50	1/31.6	2.50	0.20
哀伝橋	奈良県	1993	78.0	2.25	1/34.7	1.50	0.19
縄文橋	熊本県	1994	76.5	2.20	1/34.8	1.50	0.18
あじさい橋	佐賀県	1993	45.0	1.11	1/40.7	2.00	0.17
ふれあいのかけはし	福岡県	1993	33.0	0.90	1/36.7	2.00	0.20
金原の滝橋	熊本県	1991	23.0	0.60	1/38.3	1.50	0.20

とんぼのはし（３径間）の振動モード図



香下ダム吊橋（２径間）の振動モード図



表－２　対象とした吊床版橋の振動特性（その１）

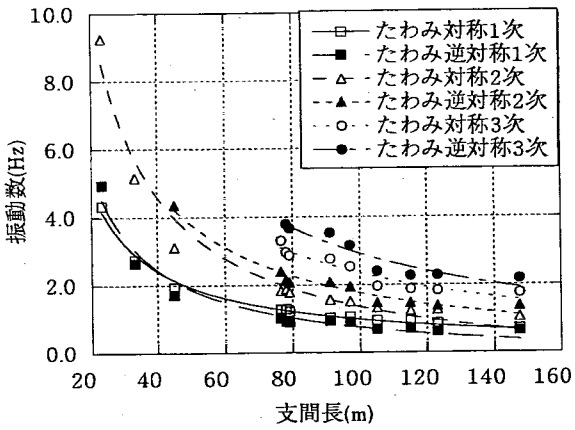
3径間	とんぼのはし			宇多津歩道橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ対称1次	0.98	0.0065		1.76	0.0115	5.22（中1/2）
たわみ逆対称1次	1.03	0.0059		2.93	0.120	3.73（中1/4）
たわみ対称2次	1.69	0.0048	1.85（中1/4）			
たわみ逆対称2次	2.05	0.0064	5.27（左右1/2）	4.44		
たわみ対称3次	2.25	0.0068	6.53（左右1/2）			
たわみ逆対称3次	2.39	0.0056	3.58（中3/8）			
たわみ対称4次	3.32	0.0057	2.05（中1/2）			
たわみ逆対称4次						
ねじれ1次	3.47			4.59		
ねじれ2次						
水平1次	1.27	0.0056				
水平2次						

2径間	香下ダム吊橋			双龍橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	0.57	0.0034		1.56	0.0163	4.59（1/2）
たわみ対称1次	1.17	0.0040		2.31	0.0108	6.82（3/4）
たわみ逆対称2次	1.15	0.0045		2.38		
たわみ対称2次	1.56	0.0080	5.64（1/2）	3.22	0.0152	3.70（1/2）走行時
たわみ逆対称3次	1.92	0.0053	3.70（1/2）	4.30		
たわみ対称3次	2.14	0.0047	4.85（1/2）	4.59		
たわみ逆対称4次	2.82	0.0065	3.82（3/8）走行時			
たわみ対称4次	2.84					
ねじれ1次	2.67			8.20		
ねじれ2次						
水平対称1次	1.83			7.13		
水平逆対称1次	1.87					

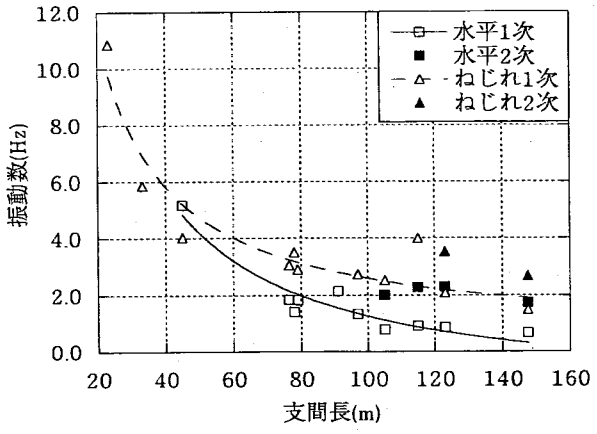
表－2　対象とした吊床版橋の振動特性（その2）

単径間（その1）	夢吊橋			陣屋の森吊橋			うさぎ橋			梅の木轟公園吊橋			であい橋			音海橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	0.65	0.0038		0.63	0.0064		0.71	0.0019		0.70	0.0025		0.90	0.0014		0.95	0.0023	
たわみ対称1次	0.71	0.0028		0.87	0.0029		0.93			0.94	0.0040		1.05	0.0043		1.03	0.0042	
たわみ対称2次	1.05	0.0014		1.26	0.0056		1.25	0.0077		1.32	0.0055		1.51	0.0034	2.68 (1/4)	1.56	0.0026	5.08 (1/4)
たわみ逆対称2次	1.37	0.0011		1.37	0.0026		1.47	0.0025	4.56 (3/8)	1.48	0.0031		1.93	0.0035	5.97 (3/8)	2.08	0.0023	3.45 (3/8)
たわみ対称3次	1.76	0.0016	2.56 (1/2)	1.83	0.0030	1.97 (1/2)	1.88	0.0032	8.13 (1/2)	1.95	0.0025	6.14 (1/2)	2.53	0.0033	3.36 (1/2)	2.76	0.0036	1.67 (1/2)
たわみ逆対称3次	2.17	0.0016	2.54 (1/4)	2.28	0.0033	1.89 (1/4)	2.27	0.0028	4.47 (1/4)	2.39	0.0067	5.97 (1/4)	3.15	0.0026	3.01 (1/4)	3.52		1.64 (1/4)
たわみ対称4次	2.61	0.0020	1.21 (1/2)	2.82	0.0037	1.27 (1/2)	2.73	0.0064	4.75 (1/2)	2.90	0.0047	6.25 (1/2)						
たわみ逆対称4次	3.27			3.41			3.20	0.0046	2.66 (3/8)									
ねじれ1次	1.49	0.0042		2.09	0.0054		3.99			2.52	0.0034		2.73					
ねじれ2次	2.66			3.53														
水平1次	0.67			0.86			0.92	0.0053		0.77	0.0055		1.34	0.0035		2.15		
水平2次	1.73			2.31			2.30	0.0014	0.41 (1/4)	2.01								

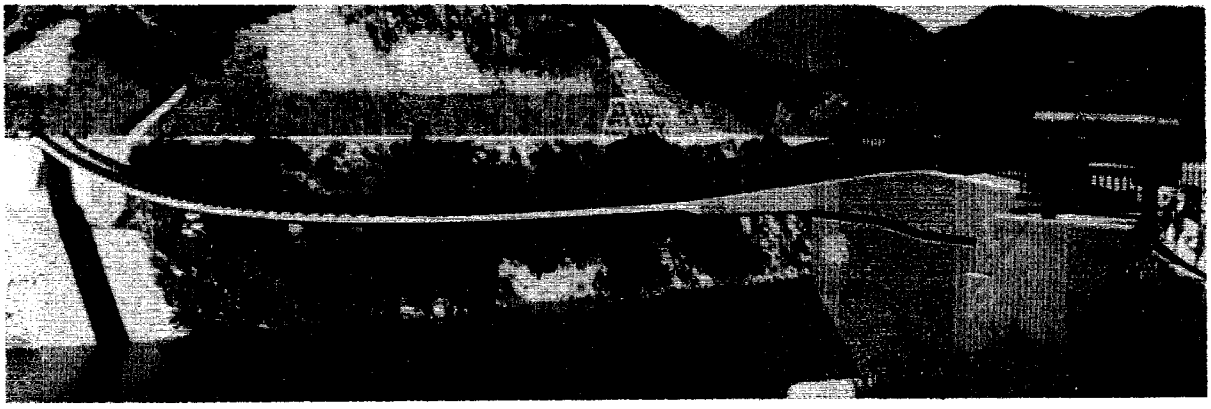
単径間（その2）	滝波吊床版橋			哀伝橋			縄文橋			あじさい橋			ふれあいのかけはし			金原の滝橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	0.90	0.0034		0.93	0.0085		1.03	0.0090		1.71	0.0040	5.69 (1/4)	2.64	0.0166	6.10 (1/4)	4.93		
たわみ対称1次	1.22	0.0058		1.29	0.0084		1.27	0.0075		1.93	0.0064	12.91 (1/2)	2.73	0.0101	7.87 (1/2)	4.32		
たわみ対称2次	1.78	0.0078	3.13 (1/4)	1.88	0.0059	6.46 (1/4)	1.83	0.0073	5.65 (1/4)	3.10	0.0056	5.38 (1/4)	5.15			9.25		
たわみ逆対称2次	2.08	0.0058	3.48 (3/8)	2.15			2.39	0.0058	4.42 (3/8)	4.35								
たわみ対称3次	2.86	0.0056	1.55 (1/2)	2.95	0.0036	3.10 (1/2)	3.30	0.0051	2.69 (1/2)									
たわみ逆対称3次	3.66			3.78														
たわみ対称4次																		
たわみ逆対称4次																		
ねじれ1次	2.91			3.52			3.05	0.0082		4.03			5.86			10.86		
ねじれ2次																		
水平1次	1.83	0.0064		1.42	0.0055		1.86	0.0054		5.18								
水平2次																		



図－7　支間長と卓越振動数の関係（たわみ振動）



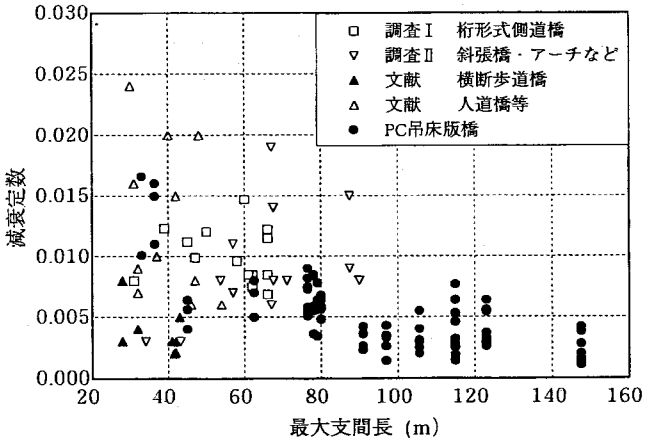
図－8　支間長と卓越振動数の関係（面外振動）



写真－4　夢吊橋（単径間、147.6 m）

写真－5　香下ダム吊橋（2 径間、62.5 m＋62.5 m）

写真－6　とんぼのはし（3 径間、30.0 m＋80.0 m＋30.0 m）



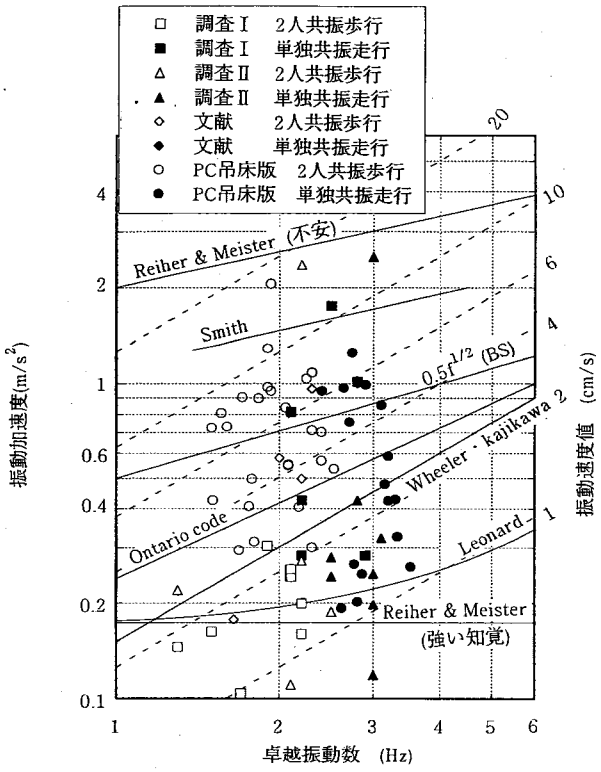
図－9　支間長と減衰定数の関係

（2）吊床版橋の振動使用性[11)-15)]

現在、吊床版橋はサグの影響などから、ほとんど歩道橋として建設されている。吊床版橋は桁橋の歩道橋などに比べ、比較的橋全体の質量が軽く、フレキシブルな構造となっている。歩行者の振動に対する心理的な影響から見た振動じょ限度に対し、以前に実測をおこなった北陸地方に架かる側道橋（調査Ⅰ）と斜張橋やアーチなどの鋼構造の歩道橋（調査Ⅱ）における共振歩行（走行）試験の最大速度値と今回の吊床版橋の共振歩行（走行）試験の最大速度値と支間長の関係について図－10 に示す。これらの振動速度値は十分に共振させた場合の最大速度値である。以前に測定した歩道橋においてはほとんどの歩道橋においてontario codeやWheer・Kajikawa の基準以下程度であるのに対し、吊床版橋においてはそれを越えるものが多い。調査Ⅰ、Ⅱにおいてその基準をはるかに越えているものは、橋全体の重量が軽く、減衰が小さいものである。吊床版橋においては、支間が大きいものでは歩行（走行）時の最大速度値が比較的小さくなる理由は、橋支間が大きくなると全体の重量が大きいために、歩調に共振する振動モード次数が全体的に高くなり、歩行（走行）時には節の多い高次のモードが卓越するようになるためと考えられる。吊床版橋は比較的山間部や公園内などに多く建設されており、提案されているじょ限度をそのまま適用することはできないが、それぞれの用途に応じて考える必要がある。

4．まとめ

ＰＣ吊床版橋は、今後さらに長スパン化、多径間化され、耐風問題、振動使用性および緊急車両の通行など様々な振動問題が生じてくると考えられる。本研究では、実橋における振動試験をおこない、ＰＣ吊床版橋の動的特性に関する考察をおこなった。



図－10　最大振幅値と各基準

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

（1）振動モードに関しては、吊床版橋においては多くの卓越振動数が存在するために、その振動数が近接している。支間 40 mを越えると歩調範囲内に卓越する振動が現れてくる。

（2）今回調査した吊床版橋のうち、スパンの大きい橋での減衰定数は 0.6%以下のものが多い。

（3）卓越振動数のいくつかが歩行者の歩調範囲内にあり、共振歩行時には振動振幅が大きくなり、ontario codeやWheer・ Kajikawa の基準を越えている。

吊床版橋は山間部や郊外などに多く架設され、都市内の歩道橋の基準値をそのまま用いることができないため、詳細な検討によって何らかの制振対策を考えることが必要であると考えている。

最後に、振動実験を実施するにあたって、多くの方々にお世話になりました。深く感謝いたします。

参考文献

1）塩形幸雄・小野賢二・伊藤賢：備後の水がめ・八田原ダム芦田湖にかかる“夢吊橋”，橋梁，pp. 31－42，1996. 5.

2）阿部新平・緒方滋・二ノ宮健治・越智大三・寺山守・細野

宏巳：陣屋の森吊橋（ＰＣ吊床版橋）の設計と施工，橋梁，pp. 107－115，1994. 1.
3）柴田英雄・山口順一・牧野正明・前田文男：ＰＣ吊床版橋「うさぎ橋」の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol. 35, No. 1, pp. 14－21，1993. 1.
4）新井英雄・錦英樹：吊床版橋，コンクリート工学，Vol. 30, No. 3, pp. 42－52，1992. 3.
5）下山武久・松本正之・新井達夫：ＰＣ吊床版橋「であい橋」について，プレストレストコンクリート技術協会 第４回シンポジウム論文集，pp. 95－98，1994. 10.
6）藤田稔・吉川正行・相良謙治・児山祐樹：宇多津歩道橋について，プレストレストコンクリート技術協会 第２回シンポジウム論文集，pp. 161－164，1991. 11.
7）角本周・前田研一・梶川康男・黒野雅利：近接固有値を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp. 207－214，1995.
8）深田宰史・吉川裕晃・梶川康男：鋼歩道橋の動特性と振動使用性の実態調査，構造工学論文集，Vol. 43A，pp. 765－772，1997.
9）岡林隆敏・原忠彦：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol. 34A，pp. 731－738，1988.
１０）比江島慎二・藤野陽三：吊床版橋の面内・面外固有振動特性の近似解，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 819－829，1993.
１１）田中信治・加藤雅史：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.
１２）梶川康男・津村直宜・角本周：ＰＣ吊床版橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol. 36A，pp. 685－695，1990.
１３）Blanchard J., B. L. Davis and J. W. Smith: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridge, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridge, Supplementary Report 275, UKTRRL, pp. 90－106，1977.
１４）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.
１５）Wheeler J. E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Proc. of ASCE, No. ST9, pp. 2045-2065, 1982

(1997. 8. 29 受付)

VIBRATION CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED CONCRETE STRESS RIBBON PEDESTRIAN BRIDGES

Yasuo KAJIKAWA , Saiji FUKADA ,Hiroaki YOSHIKAWA

Stress ribbon pedestrian bridge has increased in recent years in the park ,and so on, but the stress ribbon bridges are flexible, because of their low bending stiffness and low vibration damping. Therefore the vibration problem are easy to occur. Span length of several bridge have already been over 100m long. Then this study had vibration tests in many stress ribbon bridges which have one, two and three span. Moreover this study investigate resonant frequency, damping coefficient and vibration serviceability of stress ribbon bridges.

吊橋主塔の振動実験

佐々木雅敏[1]・麓　興一郎[2]・宮崎　正男[3]・中村　幸[4]・久保田　浩[5]

[1](財)海洋架橋調査会　調査役（〒104 東京都中央区入船 3-1-13 ユーユー入船ビル 4F）
[2]本州四国連絡橋公団 第三建設局今治工事事務所（〒794 愛媛県今治市天保山町 2-5-1）
[3]正会員 工博 住友重機械工業㈱ 鉄構機器事業本部 技術部（〒141 東京都品川区北品川 5-9-11）
[4]正会員 住友重機械工業㈱ 追浜工場（〒237 神奈川県横須賀市夏島町 19 番地）
[5]正会員 住友重機械工業㈱ 鉄構機器事業本部 技術部（〒141 東京都品川区北品川 5-9-11）

来島大橋は道路単独橋であり、補剛桁には流線型箱桁を採用していることから、主塔はこれまでの本州四国連絡橋の同規模の吊橋主塔に比べてフレキシブルである[1]。また、本橋主塔の架設はタワークレーンを使用したため、タワークレーン独自の振動モード等を含む高次の渦励振の存在が予想された。

本論文はこれらの特徴による影響の検証を目的とし、来島大橋８Ｐ主塔で制振対策として採用されたＡＭＤを用いて加振振動実験を実施し、吊橋架設途上の主塔の振動性状を明らかにすると共に制振装置の効果を検討した結果を報告するのもである。

Key Words : Suspension Bridge, Main Tower, Vibration Test, Active Mass Damper, Vibration Characteristics

１．はじめに

来島大橋は、本州四国連絡橋尾道・今治ルート（西瀬戸自動車道）のうち大島側火内鼻と今治側糸山を結ぶ、延長約 4.1km の世界で初めての三連続長大吊橋である。

本橋主塔の架設はタワークレーンを使用したが、橋脚が小さく塔柱とタワークレーンとの間隔が短く、さらに、塔柱とタワークレーンのポストとの剛性に差が少ないため、タワークレーン独自の振動モード等を含む高次の渦励振の存在が予想され、主塔架設時についてはＡＭＤおよびＴＭＤによる制振対策を実施し、主塔架設完了以降はＡＭＤによる制振対策を実施している[2]。

また、本橋は道路単独橋であり、補剛桁には流線型箱桁を採用していることから、主塔はこれまでの本州四国連絡橋の同規模の吊橋主塔に比べてフレキシブルである。このため、吊橋完成系において渦励振の発生が風洞実験により確認されており、隅切りによる断面の改良と渦励振により発生する応力を断面設計に考慮している[1]。

本報告はこれらの特徴による影響の検証および耐風性評価の基礎となる振動特性データの収集とともに制振装置の効果の確認を目的として、８Ｐ主塔の架設時、独立時およびキャットウォーク完成時の各架設状態において実施した振動実験結果について報告する。

２．実験内容

(1)実験対象

振動実験は来島大橋８Ｐ主塔を対象とし、以下に示す３ケースについて実施した。

①主塔架設時

主塔の架設が完了し、架設用タワークレーンが降下する直前の状態（図－２）。

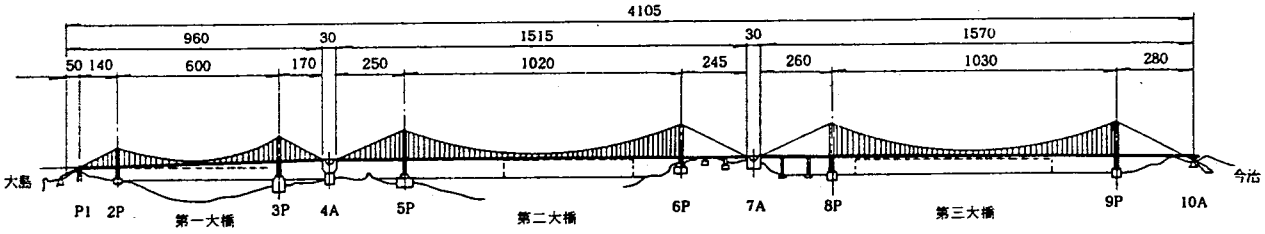
②主塔独立時

主塔の架設が完了し、架設用タワークレーン、足場等が撤去された状態（図－３）。

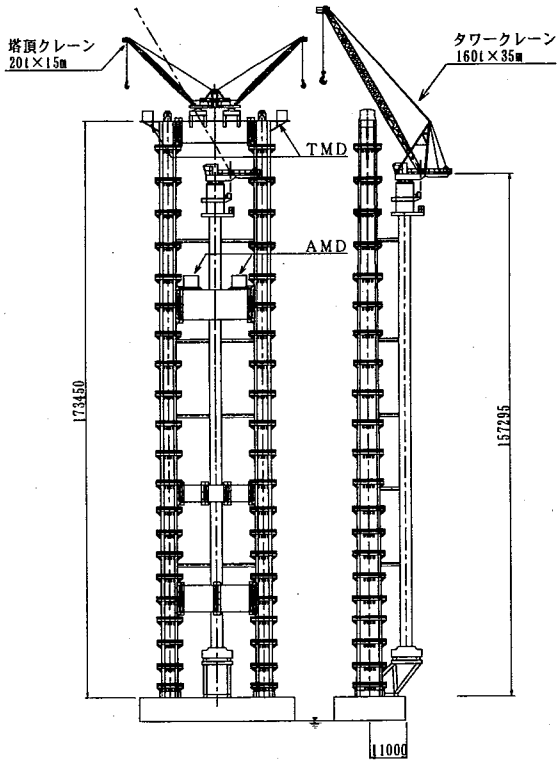
③キャットウォーク完成時

キャットウォークの架設が全て完了した状態

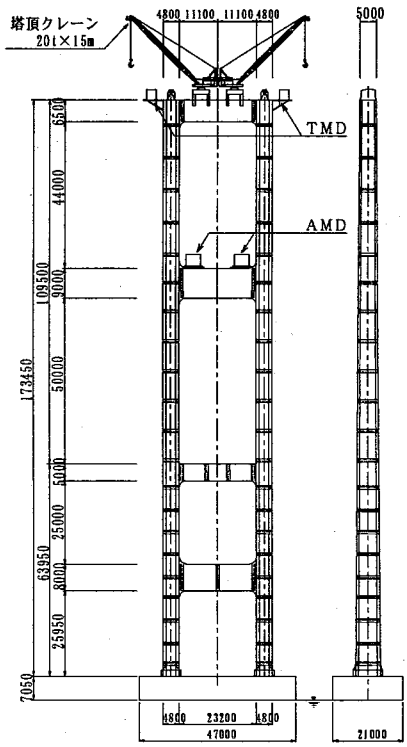
上記各ケースについて、主塔固有振動数、構造減衰および振動モード形状の計測を実施した。ただし、キャットウォーク完成時の振動実験は



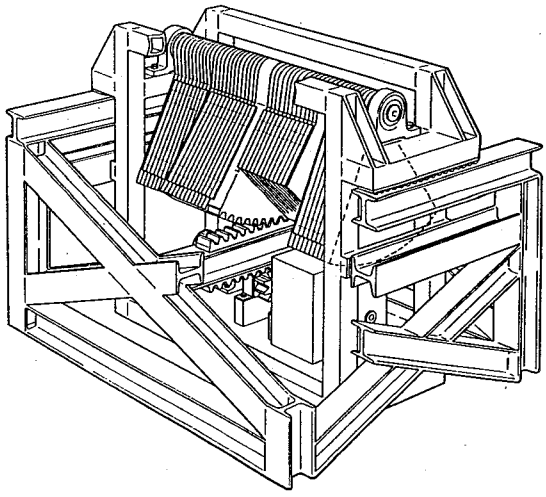
図－１　来島大橋一般図



図－２　来島大橋８Ｐ主塔（架設時）



図－３　来島大橋８Ｐ主塔（独立時）



形　　式	転動振り子型ＡＴＭＤ
重錘重量	１１．０tf
総　重　量	２５tf
ストローク	±４０cm
振　動　数	０．１３３～０．７５３Hz
使用電動機	ＡＣサーボモータ（５５kw）
制御方式	可変ゲイン型ＤＶＦＢ制御

図－４　制振装置諸元

計測点を主塔中間水平材部（AMD 設置位置）としたため、各固有振動数に対応するモード形状の特定は困難であった。そのため、固有振動数および構造減衰のみの計測とした。

(2) 実験対象モード

各実験ケースでの対象モードを以下に示す。

①主塔架設時
- ・塔面外曲げ１次モード
- ・塔ねじれ１次モード
- ・タワークレーン面外曲げ１次モード

②主塔独立時
- ・塔面外曲げ１次モード
- ・塔ねじれ１次モード
- ・塔面外曲げ２次モード

③キャットウォーク完成時
- ・塔面外曲げ１次モード
- ・塔ねじれ１次モード
- ・塔面外曲げ２次モード

(3) 加振方法

主塔制振用に中間水平材上に設置した２台の制振装置（ＡＭＤ）を起振機として使用し、南北両側に設置した２台を同相または逆相で正弦波駆動し主塔を加振した。ＡＭＤの諸元を図－４に示す。

加振振幅は、本州四国連絡橋公団風洞試験要領で非制振時の基準振幅として規定している塔高の 1/500（主塔独立時、曲げ１時モードの場合、振幅：約 347mm、加速度：約 31gal）を参考に、最大 30gal と設定した。また、ねじれ１次モード、面外曲げ２次モードに関しても最大振幅を 30gal とした。ただし、塔頂クレーン、塔内エレベータ等の仮設備を監視し加振力を設定した。

３．実験結果

(1) 固有振動数

主塔架設時（図－２）の固有振動数の実測値、計算値を表－１に示す。主塔架設時の固有振動数はタワークレーン面外曲げ１次モードでは計算値に比べ実験値が低めの値となっているが、その他のモードではおおむね一致している。

主塔独立時（図－３）の固有振動数の実測値および計算値を表－２に示す。主塔架設時の固有振動数は塔面外曲げ１次モードで計算値に比べ実測値が若干高めの値となっているが、よく一致していることが確認できる。

表－１　固有振動数および対数減衰率（主塔架設時）

モード	固有振動数 (Hz)		対数減衰率	
	計算値	実測値	非制振時	AMD作動時
塔面外曲げ1次	0.141	0.136	0.038	0.158
タワークレーン面外曲げ1次	0.690	0.584	0.055	0.070
塔ねじれ1次	0.770	0.714	0.034	0.081

表－２　固有振動数および対数減衰率（主塔独立時）

モード	固有振動数 (Hz)		対数減衰率	
	計算値	実測値	非制振時	AMD作動時
塔面外曲げ1次	0.160	0.168	0.008	0.140
塔ねじれ1次	0.777	0.762	0.055	－
塔面外曲げ2次	0.915	0.930	0.022	－

表－３　固有振動数および対数減衰率
（キャットウォーク完成時）

モード		振動数 (Hz)	対数減衰率
塔面外曲げ1次	①	0.206	0.047
	②	0.507	0.036
	③	0.572	0.036
塔ねじれ1次	①	0.818	0.188
	②	0.895	0.117
塔面外曲げ2次	①	0.874	0.128
	②	0.943	0.171

キャットウォーク完成時の実験では、主塔の振動が比較的卓越したモードが多数存在すると共に、主塔の計測点を１カ所としたため、各固有振動数に対応するモード形状の特定は難しく、計算値と実測値の比較は困難であった。したがって、固有振動数の実測値のみ参考値として表－３に示す。表中の各モードに対する実測値が複数となっているのは、主塔とキャットウォークなど他の構造物との連成により主塔の同一振動モード中に複数の振動数が存在したためである。

(2) 主塔構造減衰

主塔架設時の対数減衰率を表－１に示す。各モードの対数減衰率は $\delta = 0.03$ 以上の値が得

られた。この値は本州四国連絡橋公団耐風設計基準[3]の定めている現行の設計値δ a=0.01 に比べ大きい値となっている。

本主塔は塔柱と架設用タワークレーンとの間隔が短く、塔柱とタワークレーンのポストとの剛性に差が少ないため、面外曲げ1次モードでは塔柱とタワークレーンが同相のモード（塔面外曲げ1次モード）および最上段の継梁より上で逆相のモード（タワークレーン面外曲げ1次モード）が存在し、同相のモードでは塔柱の振動が卓越し、逆相のモードではタワークレーンの振動が卓越する。また、タワークレーン全体、ブーム、フック、ワイヤー等クレーンを構成している部材が共振状態となる場合がある。本実験においてもこれらの影響により対数減衰率が大きな値となったものと考えられる。

主塔独立時の対数減衰率を表－2に示す。塔面外曲げ1次モードの対数減衰率はδ=0.008であり、現行の設計値δ a=0.01 より低い値となっている。これに対し、ねじれ1次モードおよび面外曲げ2次モードの対数減衰率は現行の設計値δ a=0.01 より大きな値となっている。

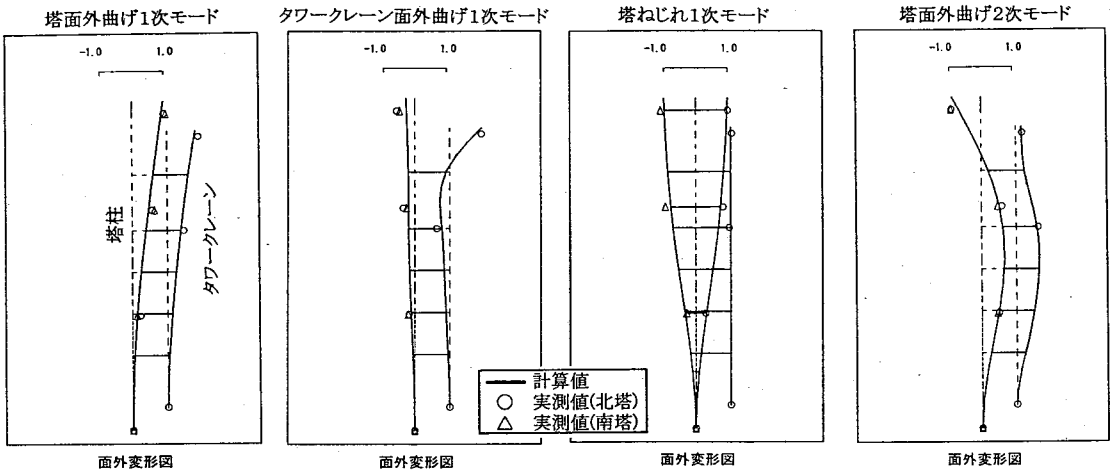
キャットウォーク完成時の対数減衰率を表－3に示す。本実験ケースの場合、キャットウォークの振動が卓越となる。このため、主塔の振動が比較的大きなモードに対し実施した。

本実験結果から、面外曲げ1次モードの対数減衰率は全てδ=0.03 以上と、現行の設計値δ a=0.01 より大きな値となっている。また、ねじれ1次モード、面外曲げ2次モードの対数減衰率は全てδ=0.1 以上であることが確認できた。

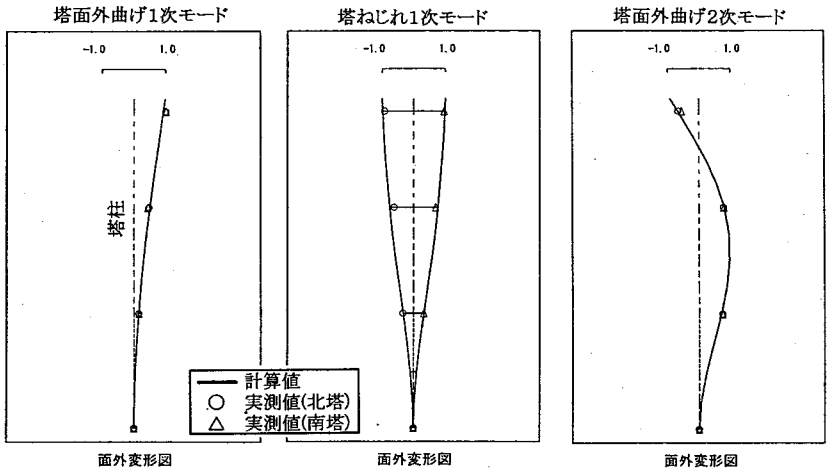
(3) 振動モード形状

主塔架設時、独立時のモード形状の実測値および計算値を図－5、6に示す。モード形状は全てのモードにおいて主塔架設時、独立時とも実測値と計算値がよく一致していることが確認できる。

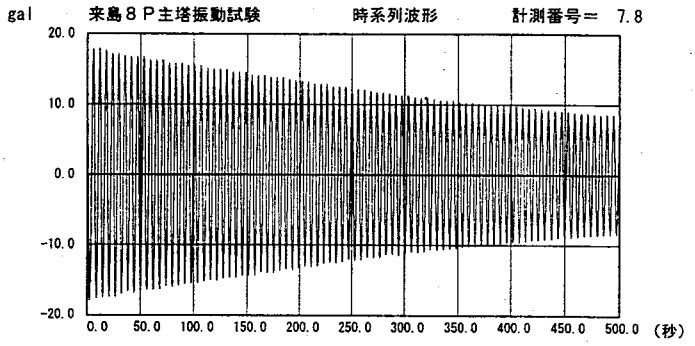
さらに、当初予想された架設用タワークレーンの卓越したモードも発生していることが分かる。



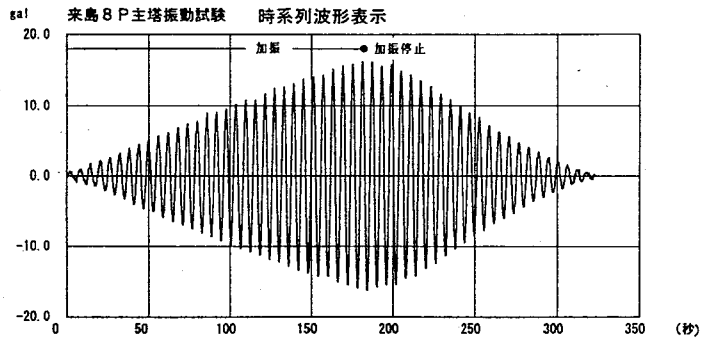
図－5 モード図（主塔架設時）



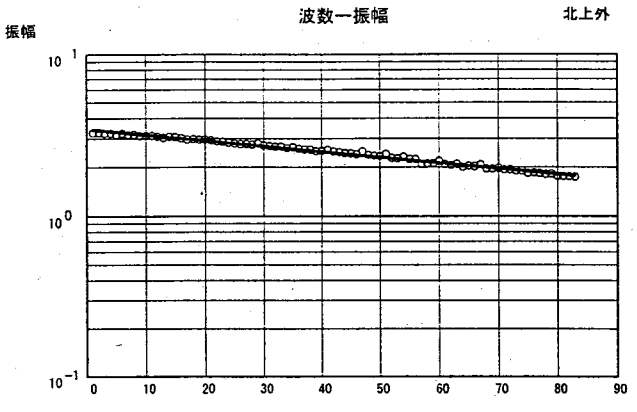
図－6 モード図（主塔独立時）



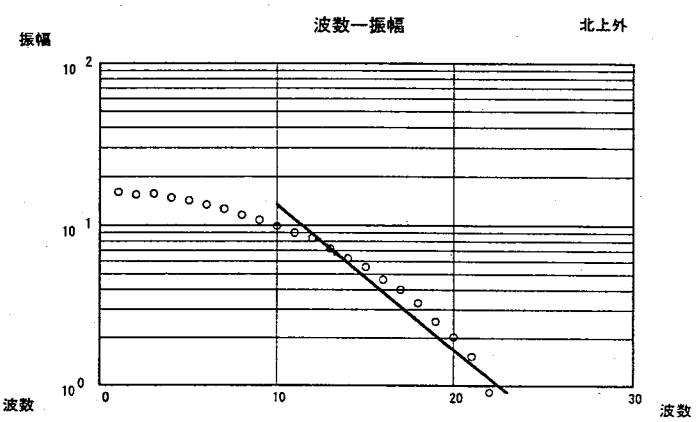
図－７　振動波形（非制振時）



図－９　振動波形（制振時）



図－８　減衰特性（非制振時）



図－１０　減衰特性（制振時）

(4) 制振装置の効果

制振装置の効果の確認を目的に、非制振時および制振時（AMD 作動時）の主塔の対数減衰率を測定した結果を表－１、２に示す。また、測定結果の一例として主塔独立時に実施した非制振時および AMD 作動時の面外曲げ１次モードの振動波形、減衰特性を図－７～１０に示す。

本実験結果から、実施した全ケースにおいて制振装置を作動させることによる減衰付加効果は大きく、制振装置が有効に機能していることが確認できた。

(5) 仮設備の影響

主塔独立時において、塔頂クレーンのフックの振動および塔頂クレーンのブームの振動による減衰付加効果を確認するための試験を実施した。

塔頂クレーンのフックの振動による影響を確認するために、塔頂クレーンのフックの固定を解放して試験を行った結果を表－４に示す。その結果、塔頂クレーンのフックを固定することにより、塔面外曲げ１次モードの対数減衰率は $\delta = 0.034$ から $\delta = 0.008$ と約 0.026 小さくなった。しかし、ねじれ１次モードおよび塔面外曲げ２次モードの対数減衰率に与える影響は大きくないことが分かった。

同様に、塔頂クレーンのブームの振動によ

表－４　塔頂クレーンフックの揺れ対策の影響

モード	固有振動数 (Hz)	対数減衰率	
		対策前	対策後
塔面外曲げ1次	0.168	0.034	0.008
塔ねじれ1次	0.762	0.045	0.053
塔面外曲げ2次	0.930	0.131	0.147

表－５　塔頂クレーンブームの揺れ対策の影響

モード	固有振動数 (Hz)	対数減衰率	
		対策前	対策後
塔面外曲げ1次	0.168	0.008	0.008
塔ねじれ1次	0.762	0.053	0.055
塔面外曲げ2次	0.930	0.147	0.022

る影響を確認するために、塔頂クレーンブームを固定しない状態で試験を行った結果を表－5に示す。塔頂クレーンのブームを揺れにくい状態にすることにより面外曲げ2次モードの対数減衰率はδ＝0.147 からδ＝0.022と小さくなっている。しかし、面外曲げ1次モードおよびねじれ1次モードの対数減衰率への影響は見られなかった。

このように、仮設備の各部分が共振することにより、主塔の対数減衰率に影響があることが確認できた。

4．まとめ

来島大橋8P主塔を対象とし、主塔架設系からキャットウォーク完成系までを通し実施した振動実験から得られた結果を以下にまとめる。

(1)主塔架設時および独立時の固有振動数の実測値は計算値とおおむね一致し、解析の妥当性が検証できた。
(2)主塔独立時の塔面外曲げ1次モードの対数減衰率はδ＝0.008であり、現行の設計値δa＝0.01より低い値となっている。主塔独立時の塔面外曲げ1次モード以外のモードおよび主塔架設時、キャットウォーク完成時の全てのモードの対数減衰率は現行の設計値より大きな値となっている。
(3)主塔架設時および独立時の振動モード形状の計測結果から、計測されたモード形状は計算値とよく一致していることが確認できた。
また、当初予想された架設用タワークレーンの卓越したモードも発生していることが確認された。
(4)主塔架設時および独立時の実験結果から、本主塔に設置した制振装置が有効に機能していることが確認できた。
(5)主塔架設に用いる仮設備の各部分が共振することにより、主塔の対数減衰率に影響があることが確認された。

本実験により、吊橋主塔の各架設状態における振動特性データが得られた。本データが今後の耐風設計資料として役立てば幸いである。

参考文献

1) 大橋治一，山口和範：来島大橋主塔の耐風・耐震設計，本四技報，Vol.18，No.72，1994.10
2) 山口和範，佐々木雅敏，堀内　博，樋口　徹，梅田聡：来島大橋主塔の架設時耐風対策，土木学会第51回年次学術講演会概要集，1996.9
3) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準(1976)・同解説，昭和51年3月
4) 中村　幸，佐々木雅敏，小池祐二，佐藤　豪，玉木利裕，田中　洋，大森龍一郎：来島大橋主塔の振動実験，土木学会第51回年次学術講演会概要集，1996.9
5) 津村直宜，山口和範，大森龍一郎，下土居秀樹，松下泰弘，斉藤善昭：来島大橋主塔の架設時動態観測，土木学会第51回年次学術講演会概要集，1996.9

(1997.8.29 受付)

A Vibration Test on the Main Tower of Suspension Bridge

Masatoshi SASAKI, Koichiro FUMOTO, Masao MIYAZAKI,
Miyuki NAKAMURA and Hiroshi KUBOTA

The main tower of Kurushima Bridge are flexible because its used only vehicle transportation and employment of a streamlined box girder. Moreover, the erection on the main tower was using tower crane.

This paper present the vibration test carried out on the main tower under suspension bridge was construction condition, in order to obtain vibration characteristics of the main tower and confirm the effectiveness of Active Mass Damper.

ゴム支承の挙動特性調査

西岡 敬治[1]・新名 勉[2]・西星 匡博[3]・田中 浩[4]・坂野 昌弘[5]

[1]正会員　工修　阪神高速道路公団　神戸第一建設部　設計課（〒650 神戸市中央区新港町16-1）
[2]正会員　工修　阪神高速道路公団　保全施設部　保全技術課（〒541 大阪市中央区久太郎町4丁目1-3）
[3,4]正会員　工修　株式会社フジエンジニアリング（〒532 大阪市淀川区東三国4丁目13-3）
[5]正会員　工博　関西大学　工学部　土木工学科（〒564-80 吹田市山手町3丁目3-35）

ゴム支承は，錆などによる機能不全が生じないことから，主桁に対する拘束応力の軽減などが期待される．そこで，ゴム支承について短期的視点から試験車による走行試験を行い，また長期的視点から温度変化による挙動の測定を1ヶ月にわたり実施し，その挙動特性を把握した．

本調査は，数年に及ぶ長期間に対するゴム支承の機能変化をモニタリングするための初期データとしての位置づけも併せ持つものである．

Key Words : rubber bearing, dynamic load test, behavior in temperature, monitoring, initial data

1．まえがき

阪神高速道路3号神戸線では，平成7年の阪神大震災で被害を受けた構造物に対して，新たな構造形式や補修方法が数多く採用された．これらの構造・補修方法はほとんど前例が無く，今後どのような挙動を見せるか予想することは困難である．そのため，今後の維持管理において，臨時的に追跡点検等を実施し，短期的および長期的視点に立った調査を行っていく必要がある．

本調査の対象であるゴム支承は，震災復旧工事において数多く採用され，上部構造物の水平反力を分散させることにより高架構造物としての耐震性能の向上が期待された．また，副次的な効果として桁から橋脚・地盤へ伝播する振動の低減，あるいは腐食錆による機能不全が発生しないことから桁に対する拘束応力の軽減なども期待されている．

このようにゴム支承の採用は多くの利点が期待されているが，その特性は未だ明らかにはなっておらず，今後の調査研究の成果が待たれる．そこで本調査では，短期的な視点から車両走行時のゴム支承および桁端部の挙動を把握する事，さらに長期的な視点から温度（雰囲気温度，桁温度）の変化にともなうゴム支承の挙動および桁端部の応力を把握する事を目的とした．

2．調査内容

(1) 対象橋梁および対象支承

本調査において対象とした橋梁は，鋼I桁単純合成桁と，3径間連続鋼箱桁，および4径間連結鋼I桁の3種類である．それらの諸元を表－1に示す．

(2) 調査項目および調査方法

本調査では，温度変化にともなうゴム支承の挙動として，一ヶ月間にわたる支承の変位および桁端部応力を1時間毎に測定した．測定項目は，橋軸方向，直角方向，鉛直方向各々の上沓と下沓（橋脚天端）の相対変位，および下フランジ下面の両外端，中央である．測定システムは，データロガー（静ひずみ計）で1時間毎のインターバル自動計測とした．測定対象支承の位置および測点配置を図-1に示す．

また，活荷重によるゴム支承挙動として，総重量20t（荷重196kN）に調整したダンプトラックを試験車として対象橋梁を走行させ，調査対象支承の変位および桁端部応力を時刻歴データとして測定した．測定項目は，温度変化挙動測点に加え回転挙動をとらえるため各辺の両端に測点を設けた．測定システムは，動ひずみ計からの時刻歴出力をデータレコーダに磁気記録した．測定対象支承の位置および測点配置を図-2に示す．

表-1　調査対象橋梁諸元

調査対象項目	桁形式	径間長	支承タイプ	支承反力
温度伸縮	単純鋼Ｉ合成桁	34.4m	分散固定・可動LRB	140t
	３径間連続鋼箱桁	55.0＋87.0＋55.0m	固定・可動ゴム	400t，1130t，1130t
活荷重挙動	単純鋼Ｉ合成桁（温度伸縮と同一箇所）			
	４径間連結鋼Ｉ合成桁	29.4m×４	分散LRB	120t

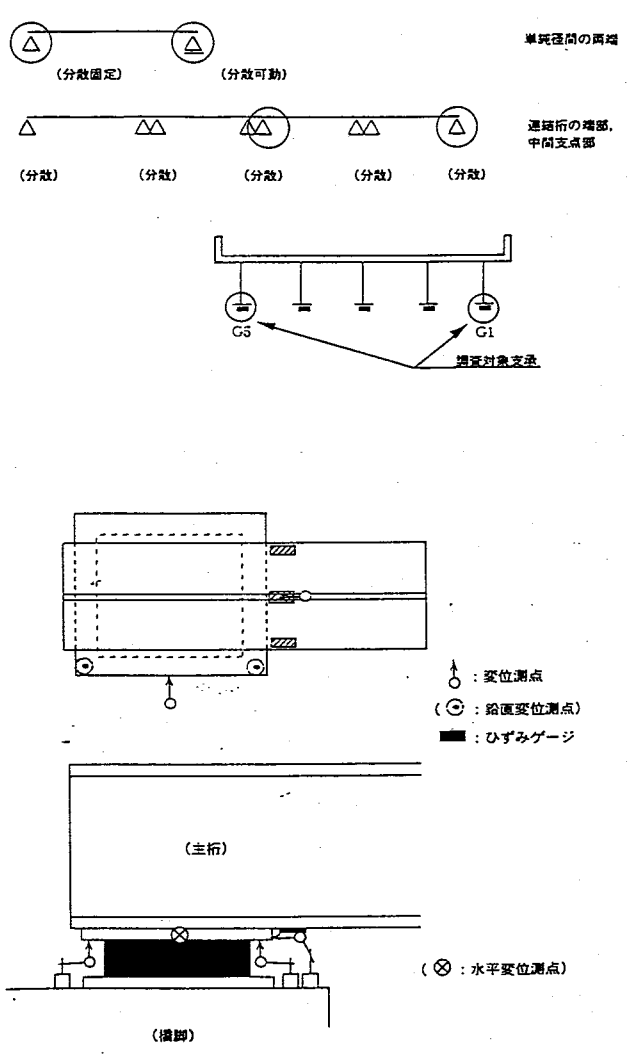


図-1　温度変化にともなうゴム支承挙動
調査対象支承および測点位置図

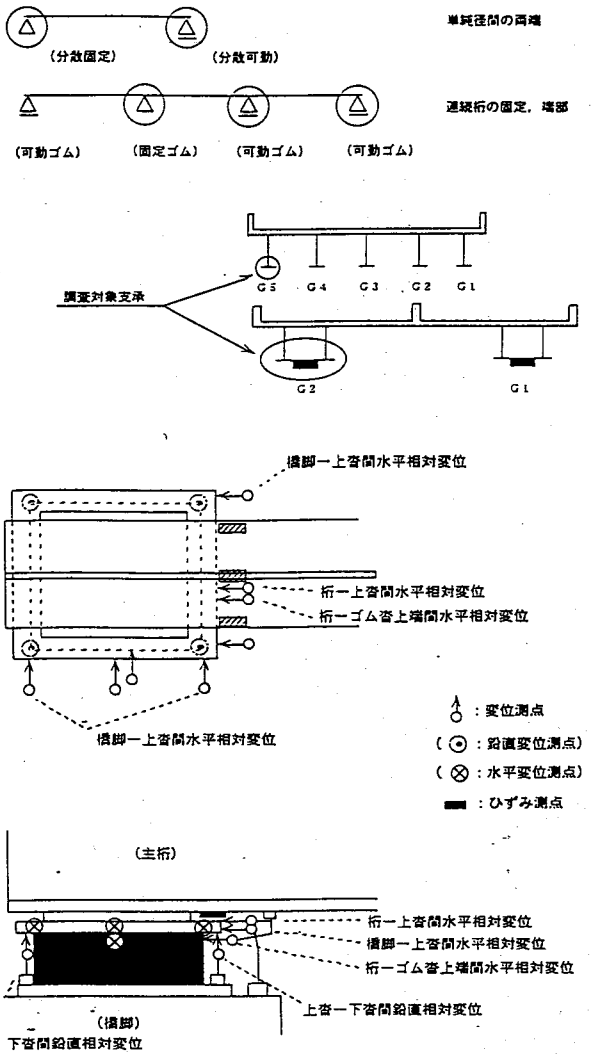


図-2　活荷重載荷によるゴム支承挙動
調査対象支承および測点位置図

3．調査結果

(1) 温度変化にともなうゴム支承の挙動

調査結果として，図-3に昼夜の気温差が比較的大きな日を選定し３日間の気温，桁温度，支承橋軸方向変位，下フランジ応力（平均値）を示す．同図は単純径間の分散LRB支承のうち可動側についての測定結果である．支承変位は正値が桁の伸びを示し，応力は正値が引張を示す．図-3より，気温の変化にほぼ追随して桁温度も変化しており，時間遅れはあまり見られていない．また，支承変位から温度の変化に応じて桁が伸び，桁端応力から支承直近の下フラ

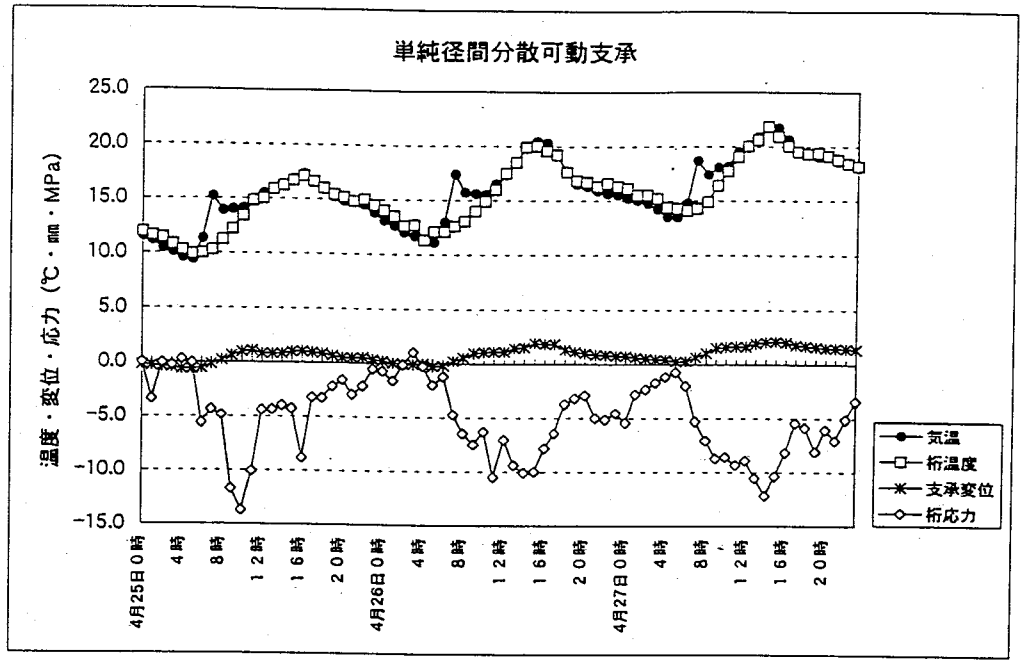


図-3　単純径間可動側支承挙動測定結果（3日間分）

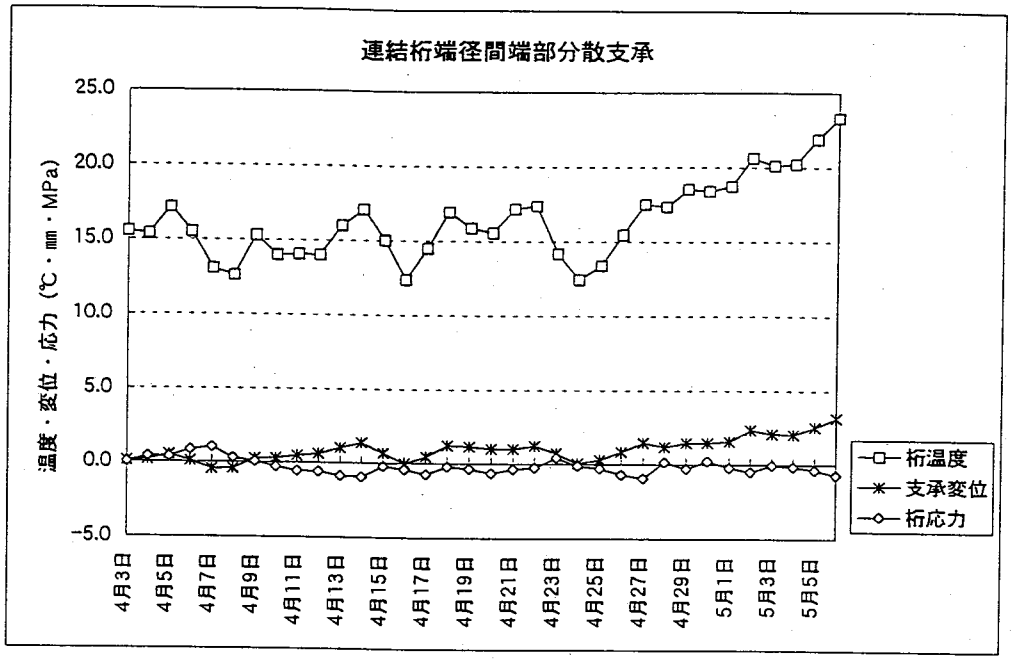


図-4　連結桁端部支承挙動測定結果（1ヶ月間）

ンジに圧縮応力が生じていることが確認できる．各々の値としては，支承変位が2mm程度，桁端応力が10～14MPa程度である．

図-3に示した支承は，可動でありながら桁の伸びとともに桁端に応力が生じている．これは支承のゴムが変形しながらも復元力を持ち抵抗していることを示している．

ここで，可動および固定の違いは，可動支承はサイドブロックにより直角（横断）方向の変位のみが制限されいるのに対し，固定支承ではサイドブロックにより直角（横断）方向に加え橋軸方向の変位も制限される構造となっている．

次に，図-4に連結桁の端部支承の測定結果を示す．図-3より，気温と桁温度はほぼ同一の変化であることから以後，桁温度を温度パラメータとした．図中，桁温度，支承変位（橋軸方向），桁応力はともに1日の平均値とした．極性は図-3と同様，支承変位の正値が桁伸び方向，桁応力の正値が引張応力を示す．

図-4より，支承変位が日平均桁温度の上昇にとも

ない桁伸び方向に変化している様子がわかる．その変化量は，桁温度が８℃程度の上昇に対して支承変位（桁伸び）が3mm程度となっている．設計上の桁伸縮量[1), 2)]は線膨張係数を 12×10^{-6}，伸縮桁長を29.4mとすると，

＜中央から２径間分＞

$L_{2径間}$ ＝８℃×12×10^{-6} × 29.4m × 2
＝5.64mm

＜端径間１径間分＞

$L_{1径間}$ ＝８℃×12×10^{-6} × 29.4m
＝2.82mm

となり，実測では１径間分の伸び量に近い結果となった．桁応力は長期的な変化は見られなかった．

また，図-5に同じ連結桁橋の中央中間支点支承の測定結果を示す．図-5より，支承変位はほとんど生じていない．これは，等しい径間長を有する４径間の中央の中間支点であるため，桁の伸びが相殺しているものと考えられる．また，桁端応力は顕著な傾向は見られないがわずかに引張側に推移している．先述の端部の支承変位量より，中央径間は桁の伸びが拘束されていると考えられ，桁には圧縮応力が生じるはずであるが，実測結果では逆の傾向となっている．桁端応力の挙動の日変化を図-6に示す．図-6では桁温度の下降にともない正方向すなわち引張側に変化し，上昇にともない負方向すなわち圧縮側に変化している．ただし，８時～10時の大きな圧縮は本線渋滞によるものと考えられる．

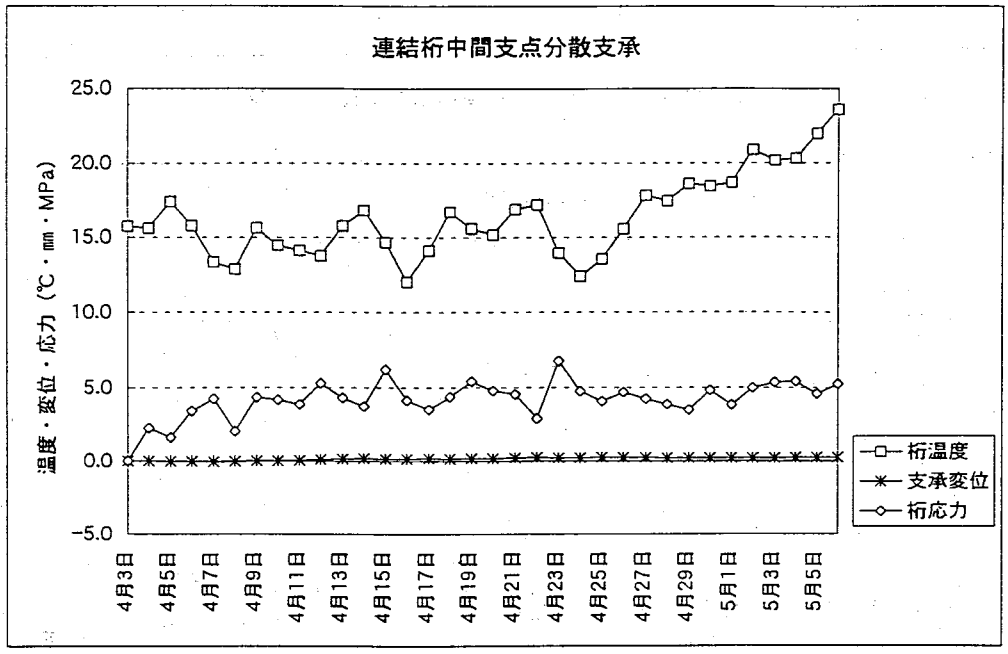


図-5　連結桁中央中間支点部支承挙動測定結果（１ヶ月間）

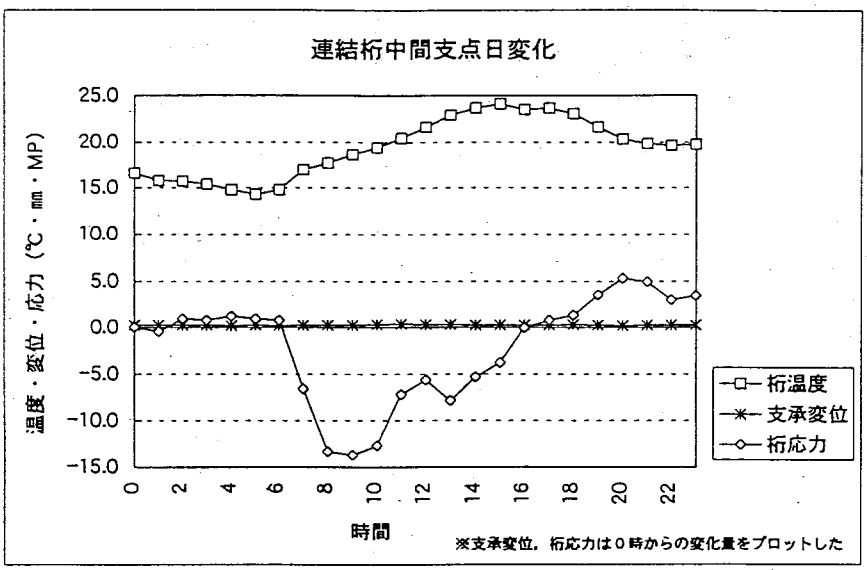
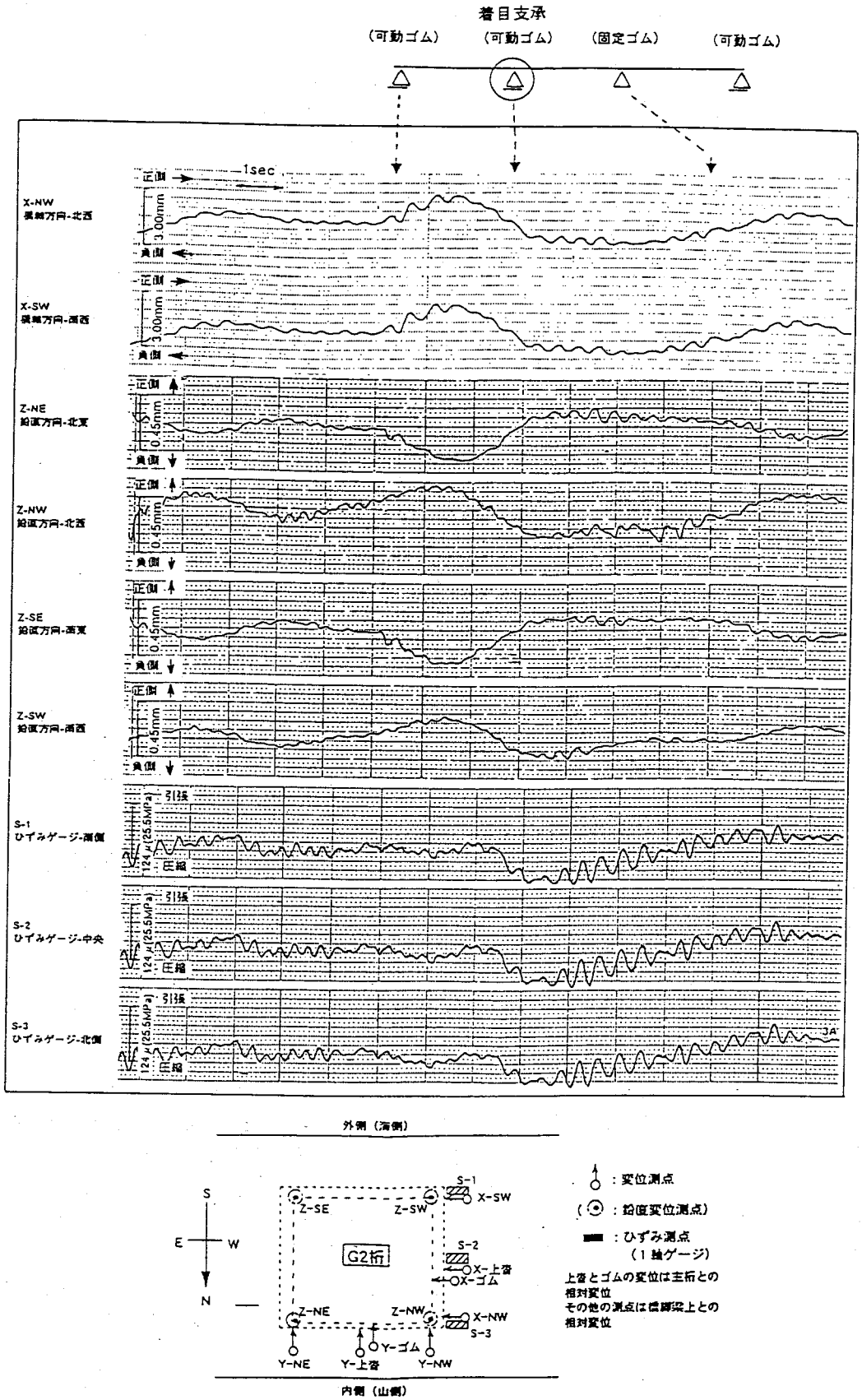


図-6　連結桁中央中間支点部支承挙動測定結果（日変化）



図－7　連続桁中間支点部支承時刻歴波形

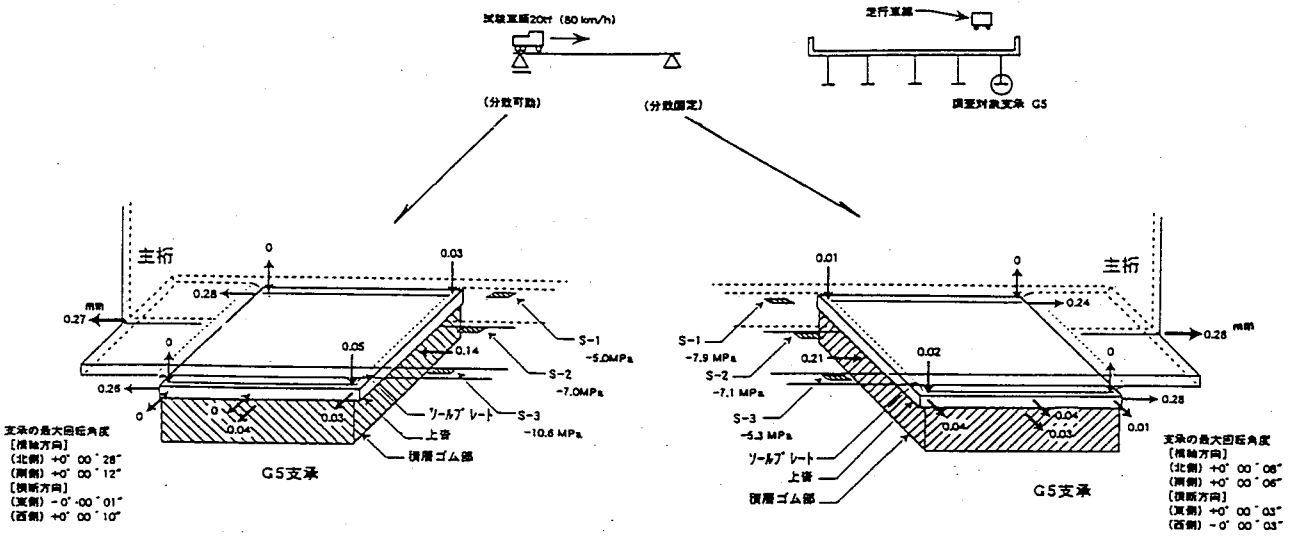


図-8　単純桁支承挙動

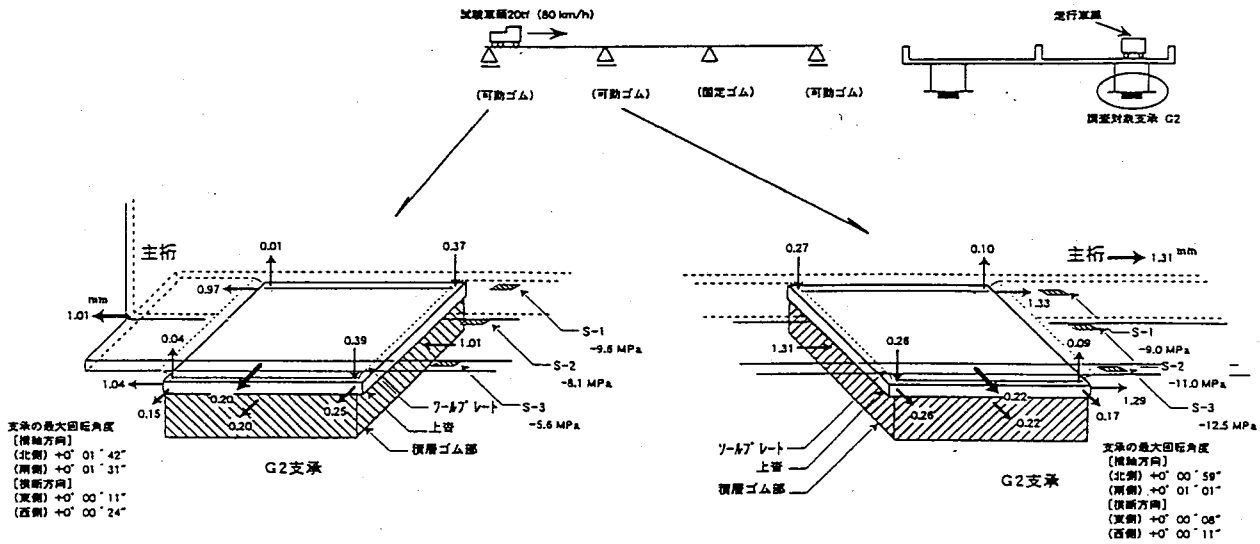


図-9　連続桁端支点・中間支点部支承挙動

(2) 車両走行時のゴム支承の挙動

測定結果の例として，図-7に連続鋼箱桁での試験車通過時の時刻歴波形を示す．着目支承は中間支点の可動ゴム支承である．同図は，上沓と下沓の相対変位である支承変位（橋軸方向），鉛直変位，下フランジ応力（箱桁底板ひずみ）を示す．支承変位は水平面内の回転も評価できるように支承の横断方向幅の両端に測点を設けた．また鉛直変位についても上沓四隅に測点を設けた．ひずみについては支承幅の両端と中央の３ヶ所とした．

支承橋軸変位は，側径間を試験車が走行している間は桁がたわむことにより支点部の桁が回転し下フランジ（箱桁底板）が押し出されるように変位しており，試験車が中央径間に移るとともに逆方向に変位していることがわかる．また，鉛直変位も東側測点（Z-NE，Z-SE）と西側測点（Z-NW，Z-SW）が逆位相になっており，試験車の進行にともなって回転挙動を示していることがわかる．

ひずみ波形では，着目支承を通過して中央径間に進入した，すなわちひずみゲージが設置してある側に試験車が至ると顕著な応答を示している．

各々の応答値は，橋軸変位は1.3～1.5mm程度，鉛直変位は0.3mm程度，ひずみ（応力）は圧縮120 μ（25MPa）程度であった．

単純桁でも同様に計測を行っており，その結果から水平変位量および鉛直橋軸面内回転，横断面内回

転を算出した．図-8に単純桁の分散可動・固定各々の挙動を，同様に図-9に連続桁の端支点（可動ゴム）・中間支点（可動ゴム）の挙動をそれぞれ示す．

図-8の単純桁では，可動・固定どちらも橋軸方向の変位は0.24～0.28mmと同程度であった．これは，固定側のサイドブロックによる変位制限機構の部材の隙間で吸収できる程度の変位量であるためと考えられる．また，回転挙動については可動側の橋軸鉛直面内の回転が僅かに大きい程度で，顕著な差は見られない．

一方，図-9の連続桁では，橋軸方向変位は中間支点が大きいが，鉛直面内の回転は端支点の方が大きい．これは，中間支点における桁の回転角は端支点より小さいが桁高が大きい（端支点部：2.4m，中間支点部：3.0m）ため中立軸の位置も高くなり，桁の回転による下フランジ（箱桁底板）の蹴り出し量が大きくなったものと考えられる．

4．まとめ

(1) 温度変化にともなうゴム支承の挙動について

・気温の変化と桁温度の変化はほぼ一致しており，時間遅れはあまり見られない．
・温度変化に応じて支承直近の下フランジに圧縮応力が生じている．
・４径間連結桁の実測では端支承変位は１径間分の伸び量に近い結果となった．
・連結桁橋の中央中間支点支承では支承変位はほとんど生じておらず，桁の伸びが相殺しているものと考えられる．
・連結桁中央中間支点の桁端応力は１ヶ月間にわずかに引張側に推移した．
・同支承の日変化では桁温度が下降すると引張，上昇で圧縮応力が生じており，１ヶ月間の長期挙動とは逆傾向であった．

(2) 車両走行時のゴム支承の挙動について

・連続桁桁下面のひずみ（応力）は，着目側の径間に活荷重が載荷されると顕著な応答を示した．
・単純桁の橋軸方向の変位は微小であり，変位制限機構の部材の隙間で吸収できる程度であるため可動・固定どちらも同程度であった．
・単純桁の回転挙動についても可動・固定で顕著な差は見られない．
・連続桁の橋軸方向変位は中間支点が大きく，鉛直面内の回転は端支点の方が大きい．これは，桁高の違いが桁の回転による下フランジ（箱桁底板）の蹴り出し量に影響を及ぼしたためと考えられる．

5．あとがき

本調査は，ゴム支承の挙動特性が径年によってどのように変化するかをモニタリングするために，ゴム支承設置直後（１年以内）の挙動を把握し今後の初期値とすることとした．調査の結果，現状では温度変化および活荷重載荷の範囲では，回転・水平変位ともに円滑な挙動を示すことを確認した．今後，現状の挙動特性が維持されるかどうかを５年，10年といった単位で継続的にモニタリングすることが，ゴム支承に対する評価の一端につながるものと考える．

参考文献

1) 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，日本道路協会，平成６年２月．
2) 設計基準　第４部　付属構造編，阪神高速道路公団，平成元年12月．

(1997．8．29　受付)

INVESTIGATION OF BEHAVIORAL CHARACTER FOR RUBBER BEARING

Takaharu NISHIOKA, Tsutomu NIINA, Masahiro NISHIBOSHI, Hiroshi TANAKA and Masahiro SAKANO

This paper is report of investigation for the rubber bearing. A rubber bearing does not grow a rusty. So it has hoped to reduse stress in girder by bearing binded. This investigation carried on two measurements about rubber bearing. One is the dynamic load test, it is found to short term range. The other is measurement of behavior for a month, displacement and stress, dependent on temperature. It is found to long term range. There have a purpose obtaining initial data for long term monitering to function on rubber bearing.

As a risult, the behavioral characters of rubber bearing and initial data for monitaring were obtained.

仮想計測器ソフトウェアによる構造同定システムの開発

岡林隆敏[1]・山森和博[2]・古賀政男[3]・吉村　徹[4]

[1]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科(〒852　長崎市文教町1番14号)
[2]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻(〒852　長崎市文教町1番14号)
[3]正会員　(株)構造技術センター(〒812　福岡市博多区博多駅前3丁目5番7号博多センタービル)
[4]正会員　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丁目1番1号住友半蔵門ビル別館6F)

パーソナルコンピュータや周辺機器の性能向上と振動計測ソフトウェアの開発により，橋梁振動の現場計測において，構造同定を実現することが可能になってきた．本研究は，常時微動から構造物の振動特性を推定するために，仮想計測器ソフトウェアを用いた構造同定システムの構成を行ったものである．

常時微動による多自由度系の構造同定の手順では，まず，多自由度系の自己相関関数をバンドパスフィルタにより1自由度系に還元する処理を行う．次に，1自由度系の自己相関関数に，単位衝撃応答関数を非線形最小二乗法で曲線適合させ，固有振動数，減衰定数および振動モードを推定する．本システムによる高精度の振動特性推定の有効性を，5自由度系模型構造物と実橋の実測データにより検証した．

Key Words *: Structural Identification, Modal Testing, Virtual Instrument, Personal Computer, Vibration Experiment, Ambient Vibration*

1．はじめに

土木構造物の中でも，橋梁は様々な目的のため振動計測が行われる．すなわち，振動特性確認のための試験[1)2)]，減衰特性を把握するための試験[3)]，振動制御のための構造同定，交通荷重による振動測定，健全度評価への応用[4)5)]，斜張橋ケーブルの張力管理[6)]などがある．特に近年，長大橋の振動制御，高速道路高架橋の振動，振動情報によるモニタリングなど，高い精度の振動計測の必要性が高まっている．

振動計測は歴史的に古く，様々な技術が蓄積されてきた．振動計測の技術革新は，FFTによる信号処理の普及とパーソナルコンピュータの導入[1)7)]により始まったと云える．その後，機械構造物の振動計測を中心に，モード解析法による構造同定理論[8)9)10)11)12)]が飛躍的な進歩を遂げ，様々な手法が開発されて，高い精度の振動特性の推定が可能になった．しかし，より推定精度の高い手法を適用するためには，依然として実測データを持ち帰り処理する，オフライン処理が現状である．本研究は，構造同定の一連の処理を実現するためにプログラム開発環境が飛躍的に向上する仮想計測器ソフトウェア[13)14)15)16)]を構造同定に適用し，さらに，高性能化したパーソナルコンピュータを用いて，現場計測における精度の高い構造同定システムを実現することを目的としたものである．

本論文での多自由度系構造物の同定は，2段階に分けて考える．第1の段階では，測定した常時微動の自己相関関数を，周波数領域でバンドパスフィルタ処理[17)18)]により，1自由度系への還元を行う．第2段階の構造同定の部分では，1自由度系の自己相関関数に単位衝撃応答関数を非線形最小二乗法で曲線適合[19)20)]させる方法を採用した．

本研究では，これらの処理をデータ処理と計測に特化した仮想計測器ソフトウェアを用いてプログラミングし，視覚的な画面構成と高速な振動特性推定を実現した．このような手法により，5自由度系模型構造物の不規則振動実験と実橋の常時微動実験から，これらの構造物の振動特性すなわち，固有振動数，減衰定数および振動モードの推定を行い，その有効性を検証したものである．

2．構造同定のモデル化

(1) 多自由度系の振動

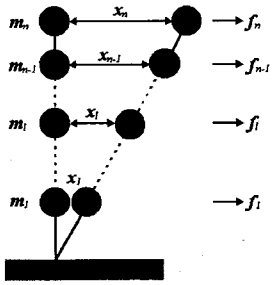


図-1　n 自由度系の振動

図-1のような各質点に外力 $\boldsymbol{f}(t)$ が作用する場合，n 自由度系の運動方程式は，次式で与えられる．

$$\boldsymbol{m}\ddot{\boldsymbol{x}}(t)+\boldsymbol{c}\dot{\boldsymbol{x}}(t)+\boldsymbol{k}\boldsymbol{x}(t)=\boldsymbol{f}(t) \tag{1}$$

各質点の変位の座標を $\boldsymbol{x}(t)$ とする．$\boldsymbol{x}(t),\boldsymbol{f}(t)$ は，それぞれ n 次元のベクトルである．$\boldsymbol{m},\boldsymbol{c}$ および $\boldsymbol{k}$ は，$(n\times n)$ 行列であり，それぞれ，質量行列，減衰係数行列および剛性行列である．

非減衰系の方程式より，振動モード行列 $\boldsymbol{\Phi}$ が求められる．これは，各次振動モード $\boldsymbol{\phi}_k$ より構成される．

$$\boldsymbol{\Phi}=\left[\boldsymbol{\phi}_1 \quad \boldsymbol{\phi}_2 \quad \cdots \quad \boldsymbol{\phi}_n\right] \tag{2}$$

ここで，$\boldsymbol{\Phi}$ は $(n\times n)$ 行列である．振動モード行列を

$$\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{m}\boldsymbol{\Phi}=\boldsymbol{I} \tag{3}$$

となるように規準化する．この $\boldsymbol{\Phi}$ を用いると，$\boldsymbol{c},\boldsymbol{k}$ は，

$$\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{c}\boldsymbol{\Phi}=\left[2h_k\omega_k\right],\boldsymbol{\Phi}^T\boldsymbol{k}\boldsymbol{\Phi}=\left[\omega_k^2\right] \tag{4}$$

のように対角化できる．ここに，ω_k と h_k は，それぞれ k 次の固有円振動数と減衰定数である．

ℓ 点の変位応答 $x_\ell(t)$ は，基準座標 $q_k(t)$ $(k=1,\cdots,n)$ と振動モードを用いて，

$$x_\ell(t)=\sum_{k=1}^{n}\phi_{\ell k}q_k(t) \tag{5}$$

のように表すことができる．ここで，基準座標は，

$$\ddot{q}_k(t)+2h_k\omega_k\dot{q}_k(t)+\omega_k^2q_k(t)=\boldsymbol{\phi}_k^T\boldsymbol{f}(t)\ \ (k=1,\cdots,n) \tag{6}$$

で表わされる．ここに，$\boldsymbol{\phi}_{\ell k}$ は k 次振動モードの ℓ 点の値である．

（2）応答のパワースペクトル密度

ℓ 点の応答 $x_\ell(t)$ と p 点に作用する外力 $f_p(t)$ のフーリエ変換は，次式で表される．

$$X_\ell(i\omega)=\int_{-\infty}^{\infty}x_\ell(t)e^{(-i\omega t)}dt \tag{7}$$

$$F_p(i\omega)=\int_{-\infty}^{\infty}f_p(t)e^{(-i\omega t)}dt \tag{8}$$

p 点に荷重が作用した場合の，ℓ 点の周波数応答関数は，(6)式をフーリエ変換することにより求められ，

$$X_{\ell p}(i\omega)=\sum_{k=1}^{n}\frac{\phi_{\ell k}\phi_{pk}}{-\omega^2+\omega_k^2+2ih_k\omega_k\omega}F_p(i\omega) \tag{9}$$

となる．なお，この場合の構造物の周波数伝達関数は，

$$H_{\ell p}^k(i\omega)=\frac{\phi_{\ell k}\phi_{pk}}{-\omega^2+\omega_k^2+2ih_k\omega_k\omega} \tag{10}$$

となる．

外力 $f_p(t)$ を定常確率過程と考え，そのパワースペクトル密度を $S_{fp}(\omega)$ とし，同じく応答の $x_\ell(t)$ のパワースペクトル密度を $S_{x\ell}(\omega)$ とする．応答 $x_\ell(t)$ のパワースペクトル密度は，

$$S_{x\ell}(\omega)=\sum_{k=1}^{n}\sum_{s=1}^{n}H_{\ell p}^k(i\omega)H_{\ell p}^{s\,*}(i\omega)S_{fp}(\omega) \tag{11}$$

となる．ここで，*は共役複素数を表す記号である．構造物の減衰定数 h_k が小さく，各振動次数の周波数伝達関数の周波数軸で重なる部分が少ない場合には，(11)式は近似的に，

$$S_{x\ell}(\omega)\approx\sum_{k=1}^{n}H_{\ell p}^k(i\omega)^2S_{fp}(\omega) \tag{12}$$

$$=\sum_{k=1}^{n}\frac{\phi_{\ell k}^2\phi_{pk}^2}{(-\omega^2+\omega_k^2)^2+4h_k^2\omega_k^2\omega^2}S_{fp}(\omega) \tag{13}$$

のように表される．従って，応答のパワースペクトル密度は，各次振動毎の応答のパワースペクトル密度の和として表すことができる．

（3）応答の自己相関関数

自己相関関数を用いると，不規則変動を含む複雑に合成された応答の中から，周期成分を分離評価することができる．

応答 $x_\ell(t)$ の自己相関関数を $R_{x\ell}(\tau)$ とすると，Wiener-Khintchine の公式より，自己相関関数とパワースペクトル密度は，

$$R_{x\ell}(\tau)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}S_{x\ell}(\omega)e^{(i\omega\tau)}d\omega \tag{14}$$

の関係となっている．

ここで，外力 $f_p(t)$ が白色雑音の場合，パワースペクトル密度 $S_{fp}(\omega)$ は，

$$S_{fp}(\omega)=S_0 \tag{15}$$

となる．そこで，(14)式に，(13)式を代入し変形すると，

$$R_{x\ell}(\tau)=\sum_{k=1}^{n}\phi_{\ell k}^2\phi_{pk}^2S_0\cdot\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{(i\omega\tau)}}{(-\omega^2+\omega_k^2)^2+4h_k^2\omega_k^2\omega^2}d\omega \tag{16}$$

が得られ，この積分を実行すると，次式になる．

$$R_{x\ell}(\tau)=\sum_{k=1}^{n}\frac{\phi_{\ell k}^2\phi_{pk}^2S_0}{4h_k\omega_k^2\omega_{dk}}e^{(-h_k\omega_k\tau)}sin(\omega_{dk}\tau+\theta_k) \tag{17}$$

$$\omega_{dk}=\omega_k\sqrt{1-h_k^2},\theta_k=-tan^{-1}\left(\sqrt{1-h_k^2}\,/h_k\right) \tag{18}$$

従って，n 自由度系の自己相関関数は，各次振動の自己相関関数

$$e_k(\tau)=A_ke^{(-h_k\omega_k\tau)}sin(\omega_{dk}\tau+\theta_k) \tag{19}$$

の和として表わされる．

3．データ処理と曲線適合法

（1）データ処理の流れ

構造物の動的特性の推定は，経験的な工夫に頼っていた振動測定が，モード解析法による同定理論[8)9)10)11)12)]の普及により，高い精度で実現できるようになった．その後，パーソナルコンピュータが飛躍的に高性能化し，さらに実験に特化した仮想計測器ソフトウェア分

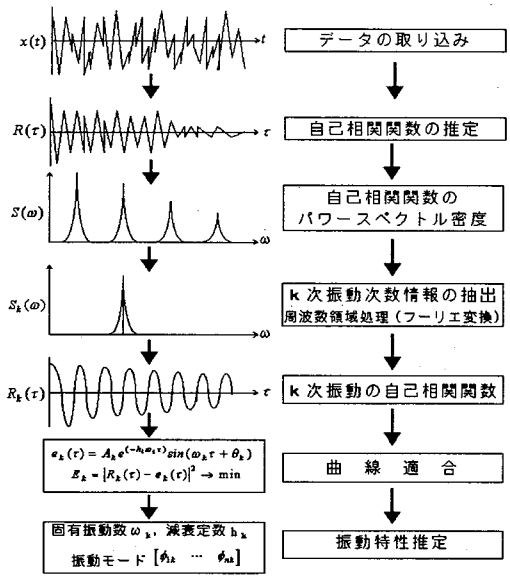


図-2　データ処理手順

野のソフトウェア技術[14]が開発された．そこで，効率的なプログラミングにより，様々な振動特性の推定の手法が可能になってきた．

本論文の手法は，モード解析法による同定理論[8][9]の視点から見ると，偏分反復法やブローニの方法などの多自由度法[8][10][11][12]でなく，多自由度系の振動を１自由度系に還元する１自由度法を採用している．

構造同定の手順として，次の２つの主要なデータ処理を行う．

①不規則応答の自己相関関数にバンドパスフィルタにより，多自由度系の自己相関関数を１自由度系へ還元する．バンドパスフィルタ[17][18]の構成には，フーリエ変換による方法を適用した．

②１自由度系の自己相関関数波形に，非線形最小二乗法による曲線適合理論を適用して，振動特性を求める．フィルタ処理した k 次振動のデータを $\hat{x}_{ki}\ (i=1,\cdots,N)$ として，理論式と曲線適合させる．

$$\varepsilon_k=\sum_{s=1}^{n}\left|\hat{x}_{ks}-A_k e^{(-h_k\omega_k t_s)}sin(\omega_k t_s+\theta_k)\right|^2 \qquad (20)$$

これらのデータ処理の手順を図-２に示した．

（２）不規則応答からの抽出

Δt でサンプリングされた，不規則波形 $\hat{x}_s(s=0\ \cdots\ N-1)$ の N 個のデータが得られているとする．自己相関関数 $R_{\hat{x}}(j)$ は，

$$R_{\hat{x}}(j)=\frac{1}{N}\sum_{s=0}^{N-1}\hat{x}_s\hat{x}_{s+j}\quad (j=0\ \ 1\ \cdots\ N-1) \qquad (21)$$

によって求められる．

構造物 ℓ 点の自己相関関数 $R_{x\ell}(\tau)$ をフーリエ変換すると，パワースペクトル密度 $S_{x\ell}(\omega)$ となる．周波数領域において，k 次振動の情報を抽出するためには，理想的なバンドパスフィルタである

$$|G_k(i\omega)|=1\quad (\omega_k-\Delta\leqq|\omega|\leqq\omega_k+\Delta)$$
$$=0\quad (\text{それ以外の}\ \omega) \qquad (22)$$

のような矩形フィルタを考える．自己相関関数のフーリエ変換 $S_{x\ell}(\omega)$ に，バンドパスフィルタ $G_k(i\omega)$ を作用させて，それを逆変換することにより，k 次振動の近似的な自己相関関数を得ることができる．

$$g_k(t)\approx\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}S_{x\ell}(\omega)G_k(i\omega)e^{(i\omega t)}d\omega \qquad (23)$$

$R_r(r=0\ \cdots\ N-1)$ の N 個の自己相関関数データが得られている．この離散フーリエ変換を S_k とすると，周波数領域で，中心周波数 ω_k の矩形のフィルタの操作をすることは，阻止域の周波数領域の値を０とすることである．このような処理をした後，逆変換により，時間領域の値が得られる．

$$\hat{R}_r=\sum_{k=0}^{N-1}S_kG_ke^{(i2\pi kr/N)}\quad (r=0\ \cdots\ N-1) \qquad (24)$$

（３）非線形最小二乗法による曲線適合

時刻 $(t_0\ \cdots\ t_{N-1})$ に対して，測定データ $\tilde{R}_s$ が N 個得られたとする．これを，ベクトル表示する．

$$\tilde{\boldsymbol{R}}=\left[\tilde{R}_0\ \cdots\ \tilde{R}_{N-1}\right]^T \qquad (25)$$

このデータに，(19)式の $e_k(\tau)$ を曲線適合させて，最適なパラメータを決める．ここで，求めるパラメータをベクトル表示する．

$$\boldsymbol{\alpha}=\left[\omega_k\ \ h_k\ \ A_k\ \ \theta_k\right]^T \qquad (26)$$

推定する関数 $e_k(t)$ の時刻 $(t_0\ \cdots\ t_{N-1})$ の N 個の値を，パラメータ $\boldsymbol{\alpha}$ の関数と考え，次のようにベクトル表示する．

$$\boldsymbol{e}(\boldsymbol{\alpha})=\left[e_k(t_0,\boldsymbol{\alpha})\ \cdots\ e_k(t_{N-1},\boldsymbol{\alpha})\right]^T \qquad (27)$$

非線形最小二乗法では，測定値と推定値の誤差ベクトル

$$\boldsymbol{E}(\alpha)=\tilde{\boldsymbol{R}}-\boldsymbol{e}(\alpha) \qquad (28)$$

を定義し，この二乗誤差

$$\varepsilon(\boldsymbol{\alpha})=\boldsymbol{E}^T(\boldsymbol{\alpha})\boldsymbol{E}(\boldsymbol{\alpha}) \qquad (29)$$

を最小にするように，$\boldsymbol{\alpha}$ を変化されてパラメータ $\boldsymbol{\alpha}$ を探索する．この手順を数値計算により，効果的に実現する手法に Levenberg-Marquardt 法[20]がある．この手法では，次の方程式によりパラメータの増分 $\boldsymbol{\Delta}_j$ を決める．

j 回目に求めた $\boldsymbol{\alpha}$ を $\boldsymbol{\alpha}_j$ とする．$\boldsymbol{\alpha}$ を $\boldsymbol{\alpha}_j$ から $\boldsymbol{\alpha}_j+\boldsymbol{\Delta}_j$ だけ増加させた場合，$\varepsilon(\boldsymbol{\alpha}_j+\boldsymbol{\Delta}_j)$ を最小にする $\boldsymbol{\Delta}_j$ の値は，Newton-Gauss 法により求められる．

$$\boldsymbol{B}^T(\boldsymbol{\alpha}_j)\boldsymbol{B}(\boldsymbol{\alpha}_j)\boldsymbol{\Delta}_j=-\boldsymbol{B}^T(\boldsymbol{\alpha}_j)\boldsymbol{E}(\boldsymbol{\alpha}_j) \qquad (30)$$

ここに，$\boldsymbol{B}(\boldsymbol{\alpha}_j)$ は $\boldsymbol{E}(\boldsymbol{\alpha})$ の $\boldsymbol{\alpha}$ に関するヤコビアンである．

$$\boldsymbol{B}(\boldsymbol{\alpha}_j)=\left(\frac{\partial}{\partial\boldsymbol{\alpha}}\right)^T\boldsymbol{E}(\boldsymbol{\alpha})\Bigg|_{\boldsymbol{\alpha}=\boldsymbol{\alpha}_j} \qquad (31)$$

この $\boldsymbol{\Delta}_j$ により，

$$\boldsymbol{\alpha}_{j+1}=\boldsymbol{\alpha}_j+\boldsymbol{\Delta}_j \qquad (32)$$

により $\boldsymbol{\alpha}_j$ を改めて変更して，$\varepsilon(\boldsymbol{\alpha})$ の最小値を探索する．

一方，$\varepsilon(\boldsymbol{\alpha})$ の $\boldsymbol{\alpha}=\boldsymbol{\alpha}_j$ における勾配は，

$$\nabla \varepsilon(\alpha_j) = 2\boldsymbol{B}^T(\alpha_j)\boldsymbol{E}(\alpha_j) \quad (33)$$

で与えられる．ここに，∇の記号は，パラメータ α に関する偏微分で，$\nabla = \partial/\partial\alpha$ で定義されるものである．$\alpha_j + \Delta_j$ の変化に対して，$\varepsilon(\alpha)$ は最小に向かって変化するので，$\varepsilon(\alpha)$ の最急降下方向の Δ_j の変化は，

$$\Delta_j = \nabla \varepsilon(\alpha_j) \quad (34)$$

と考えることができる．これが最急降下法である．

Levenberg-Marquardt 法は，Newton-Gauss 法と最急降下法の欠点を補うために，次のような手順で α_j を決める．

$$(\boldsymbol{B}^T(\alpha_j)\boldsymbol{B}(\alpha_j) + \upsilon^2 \boldsymbol{I})\ \Delta_j = -\boldsymbol{B}^T(\alpha_j)\boldsymbol{E}(\alpha_j) \quad (35)$$

ここで，υ は Marquardt 数と呼ばれるパラメータである．υ の値を，途中の探索状況に対応して，適応的に変化させる．$\upsilon = 0$ の場合，Newton-Gauss 法を採用し，$\upsilon \to \infty$ の場合，最急降下法を採用する．

非線形最小二乗法のプログラムでは，求めるパラメータ $\alpha = (\omega_0, h_0, A_0, \theta_0)$ の初期条件，最大繰り返し回数，および Jacobian の計算手順を設定する．計算結果として，最適パラメータ $\alpha = (\omega_k, h_k, A_k, \theta_k)$ が求められる．

4．振動計測システムのソフトウェアとハードウェア

（1）仮想計測器について

仮想計測器の考え方は，従来様々な装置で個別的に処理されてきた実験データの集録と分析を，全てパーソナルコンピュータ上で実現しようとするものである．

本研究では，仮想計測器ソフトウェアにナショナルインスツルメンツ社製の LabVIEW[13] を用いた．LabVIEW は，２つの画面から構成されている．一般的に仮想計測器ソフトウェアは，プログラミングを行うプログラム画面とデータ集録および解析処理を視覚的に表示できるパネル画面を持っている．C 言語や BASIC 言語などのテキスト形式のプログラミングとは異なり，様々な処理を示すアイコンをフローチャート形式で接続するグラフィカルプログラミング言語を採用しているものが多い．これらのソフトウェアには，通常，各種解析ツールとして，基本的な関数や解析用の関数がパッケージ化されている．また，コンピュータのモニターの中に設計する計測器の画面と各種のスイッチ等，画面を構成する各種ツールが準備されており，画面上にダイアルやスイッチが配置されている．これらのものを，実際の計測器を操作するかのように，マウスで仮想的に動かし，コンピュータ画面をインターフェスにして，仮想的な計測器を操作する構成となっている．

（2）振動計測システムのハードウェア

計測システムの構成概要を図-３に示した．システムは，検出器（加速度計）と増幅器，データ集録ボードの A/D・D/A コンバータおよびパーソナルコンピュータで構成されている．パーソナルコンピュータの中には仮想計測器ソフトウェアが組み込まれている．

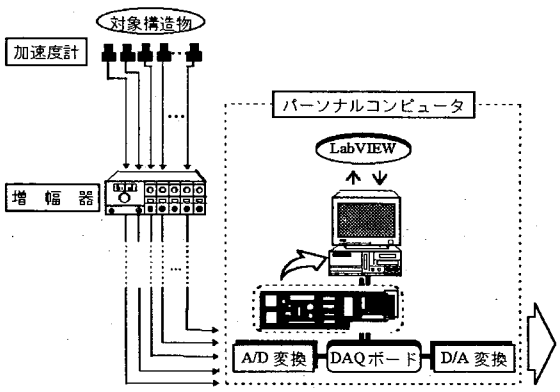


図-３　計測システムの概要

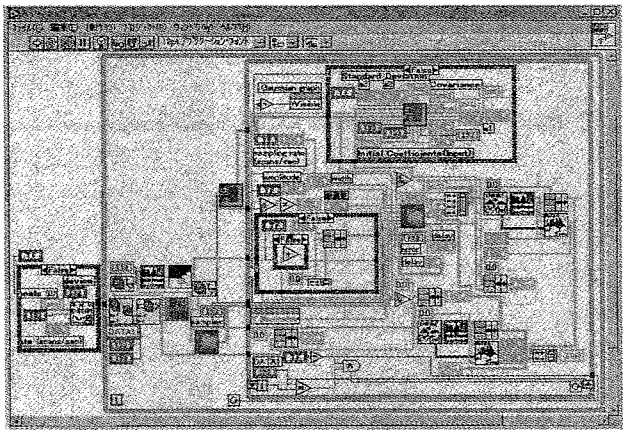


図-４　プログラム画面

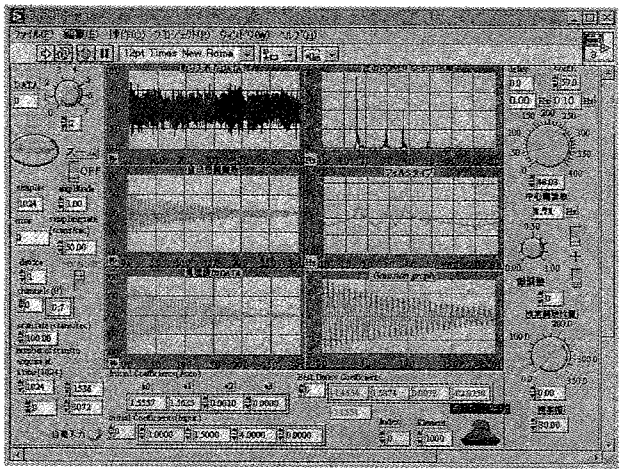


図-５　パネル画面

計測は次のような手法で行われる．対象物に検出器（加速度計等）を取り付け，多チャンネルのアナログ信号を増幅器に取り入れ，パーソナルコンピュータ本体に組み込まれたデータ集録用ボードにより A/D 変換する．LabVIEW は，A/D 変換された信号を読み取り，データ処理を視覚的にモニターに表示する．この信号はさらに，D/A 変換することにより，アナログ信号として出力することも可能である．

A/D 変換されたデータは，構造同定のためのプログラムにより処理され，振動特性が推定される．従来の振動計測で用いられた装置が，全て仮想計測器としてソフトウェアで処理される．そのために，計測装置の軽量化，データ処理の高速化および統一した処理が可能になる．

（3）仮想計測器ソフトウェアによるプログラミング

仮想計測器ソフトウェアで作成した振動特性推定のプログラム画面とパネル画面を図-4，図-5に示した．

データ処理法としては，図-6 a)に示したような計測データを取り込み，図-6 b)のように自己相関関数を求め，パワースペクトル密度を表示させる．この情報に基づいて，自己相関関数にバンドパスフィルタを作用させることにより，必要な周波数成分を抽出する．図-6 c)に，周波数領域におけるフィルタ処理の画面を示す．点線は，自己相関関数のパワースペクトル密度，実線は，矩形のバンドパスフィルタである．バンドパスフィルタを通過した信号を逆フーリエ変換すると，図-6 d)に示すような1自由度系の自己相関関数波形になる．この波形に対して，非線形最小二乗法により，曲線適合を行い，振動特性（固有振動数，減衰定数，振動モード）を決定する．図-6 e)に曲線適合の結果を示した．点線はフィルタ処理後の自己相関関数波形，実線は曲線適合させた結果である．

5．振動実験による構造物の動特性推定

（1）模型構造物による不規則振動実験

a）対象構造物

仮想計測器ソフトウェアを用いた計測システムによる構造同定手法の有効性を確認するために，図-7に示すような5層構造物模型を用いて，不規則振動実験を行った．その結果に基づいて，振動特性（固有振動数，減衰定数，振動モード）の推定精度の検討を行った．この模型構造物の諸元を表-1に示す．

b）実験概要

図-8の実験概要に示すように，模型構造物に対して，白色雑音を有する不規則波形をパーソナルコンピュータから出力し，振動台を不規則加振させる．各層の応答を加速度計で検出し，信号を増幅器に取り込む．その信号をA/D変換し，本システムで計測を行う．そこで，実測波形に対して，自己相関関数を求め，周波数領域でフィルタ処理をし，それぞれの振動特性（固有振動数，減衰定数，振動モード）の推定を行った．図-9 a)，b)，c)に，フィルタ処理後の1，2，3次振動の自己相関関数波形を示す．なお，振動解析では，加速度計の質量を考慮した解析を行った．また，計測におけるサンプリング処理の設定として，サンプリング

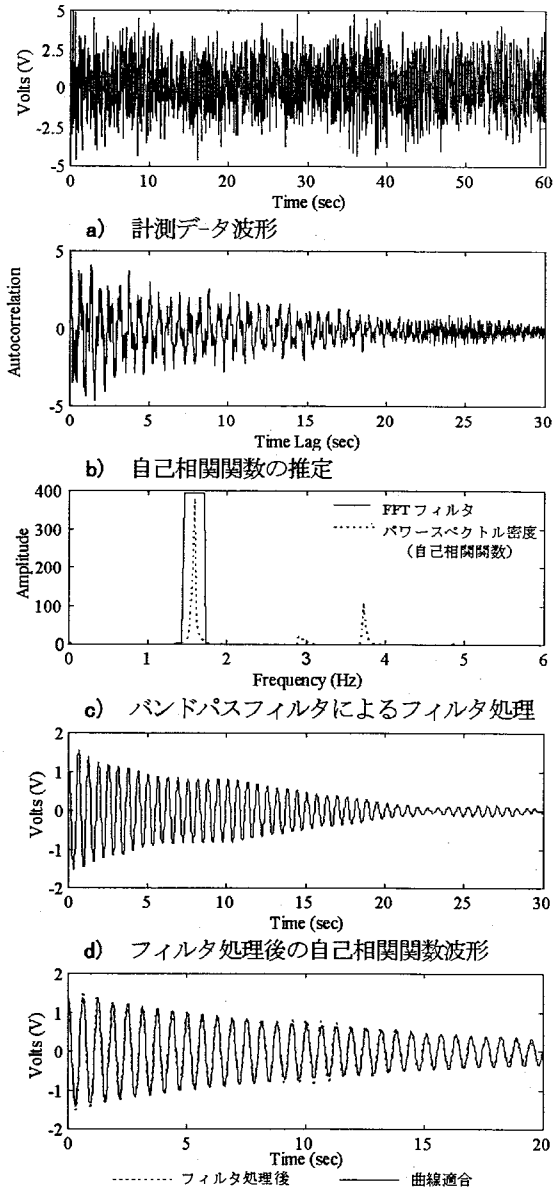


図-6 フィルタ操作によるデータ処理

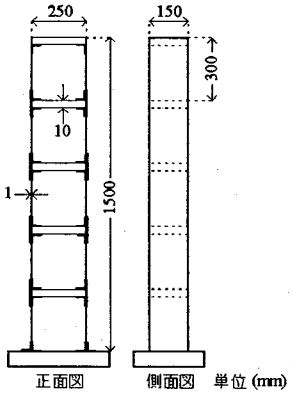


図-7 模型構造物

表-1 模型構造物の諸元

構　造	5層ラーメン
材　質	アルミニウム
密　度	0.0028 kgf/cm^3
弾性係数	7.0×10^{5}kg/cm^2

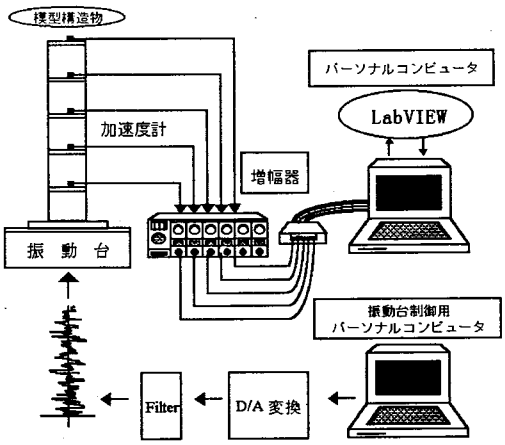
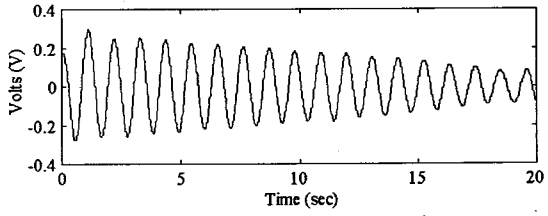
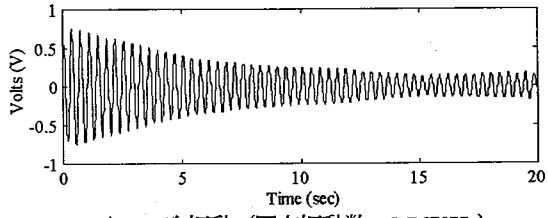


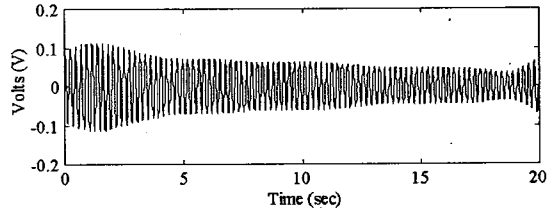
図-8　実験概要図



a)　1次振動（固有振動数：0.9173Hz）



b)　2次振動（固有振動数：2.7679Hz）



c)　3次振動（固有振動数：4.3010Hz）

図-9　フィルタ処理後波形（模型構造物）

表-2　推定結果

	振動解析による結果	曲線適合による推定値（実測）	
次数	固有振動数(Hz)	固有振動数(Hz)	減衰定数
1	0.9505	0.9173	0.0037
2	2.7499	2.7679	0.0039
3	4.2960	4.3010	0.0029
4	5.8477	5.8618	0.0047
5	6.9035	6.9048	0.0031

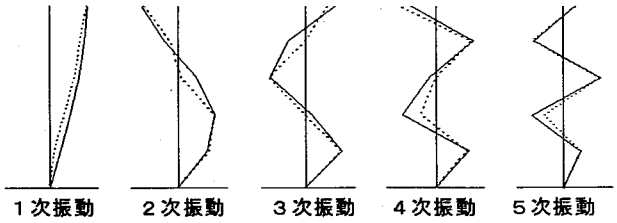


図-10　振動モード（模型構造物）

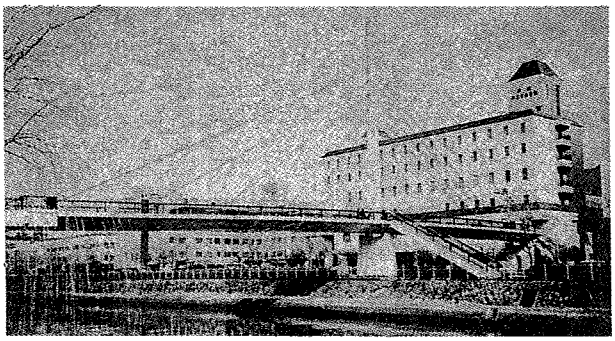


写真-1　歩道橋

表-3　歩道橋の諸元

構造形式	2径間連続鋼斜張橋
橋　長	79.450 m
支間長	28.000 m（左側径間）50.700 m（右側径間）
有効幅員	4.600 m

周波数 $\Delta t = 100$Hz，計測時間を 40(sec)から 60(sec)とした．

c）動特性推定結果

表-2に解析値の振動数と実測波形から，本システムで推定した固有振動数，減衰定数を示す．得られた結果は，各層の応答波形から各次振動数，減衰定数は5つずつ値が求められるので，これを平均化したものを示している．

各次振動数は，解析値と比較すると，少数点以下第1位まで推定しており，推定誤差も平均で0.01と高い精度で推定している．減衰定数は，平均値0.0036と推定している．また，図-10に振動モードを示した．実線は解析値，点線は推定値による振動モードである．推定値は解析値の結果に対して，若干の誤差を生じているが，良い一致を示しており，高い推定精度になっている．従って，高い精度での振動特性推定が可能であり，本システムの有効性を確認することができた．

（2）実橋による常時微動実験

a）対象橋梁

実橋における本システムの有効性を確認するために，実橋実験を平成9年1月に行った．対象とした橋梁は，写真-1に示すような歩道橋である．橋長79.45m，支間長78.70mの2径間連続鋼斜張橋である．この歩道橋の諸元を表-3に示す．

b）実験概要

実験方法は，対象橋梁に対して，歩行者による歩行加振をさせる．加速度計で検出された信号を増幅器に取り込み，その信号をA/D変換し，本システムで計測を行う．加速度計は，図-11に示すような6ヵ所に設

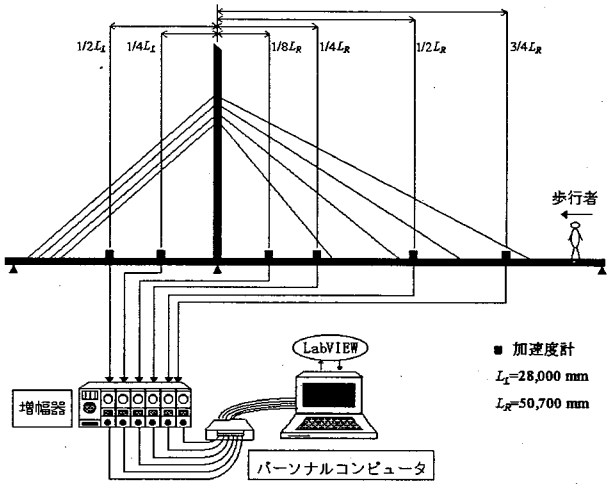
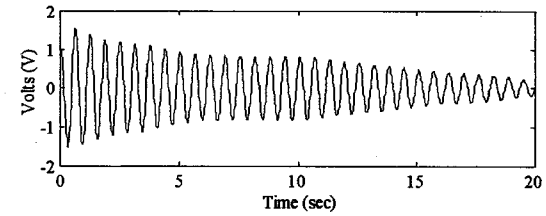
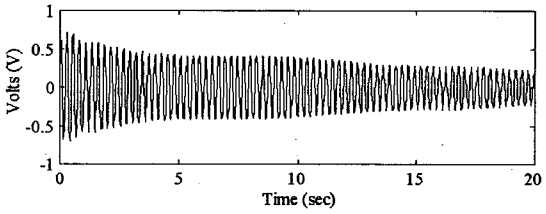


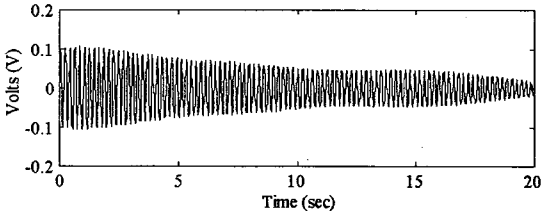
図-１１　実験概要図



a)　１次振動（固有振動数：1.6916Hz)



b)　２次振動（固有振動数：3.8004Hz)



c)　３次振動（固有振動数：5.0550Hz)

図-１２　フィルタ処理後波形（実橋）

表-４　推定結果

	振動解析による結果	曲線適合による推定	
次数	固有振動数(Hz)	固有振動数(Hz)	減衰定数
1	1.340	1.6916	0.0042
2	3.148	3.8004	0.0052
3	4.253	5.0550	0.0049

置した．そこで，実測波形に対して，自己相関関数を求め，周波数領域でフィルタ処理をし，それぞれの振動特性（固有振動数，減衰定数，振動モード）の推定を行った．図-１２a)，b)，c)に，フィルタ処理後の１，２，３次振動の自己相関関数波形を示す．なお，計測におけるサンプリング処理の設定として，サンプリング周波数 Δt = 50Hz，計測時間を 60(sec)から 80(sec)とした．

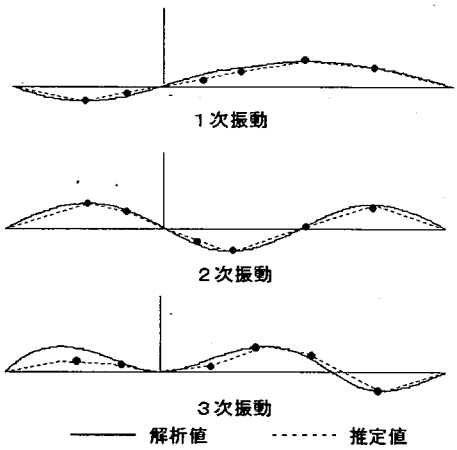


図-１３　振動モード（実橋）

ｃ）動特性推定結果

表-４に，解析値と実測波形から推定した固有振動数，減衰定数を示す．得られた結果は，各点の応答波形から推定した各次振動数，減衰定数を平均したものを示している．

固有振動数は，解析値と比較すると，各次振動ともに若干高い値を示している．減衰定数は，平均で 0.005 程度となった．図-１３に振動モードを示した．実線は解析値，点線は推定値による振動モードである．３次振動においては，左側径間で若干誤差が生じている．１次，２次振動では良い推定値であることが確認できる．若干の変動はあるが，実測波形からの高い精度の振動特性の推定が可能であることが確認できた．

６．まとめ

近年，土木構造物の振動計測が構造物の維持・管理のために利用されつつある．このような振動計測を可能にするためには，高い精度の構造物の動特性の推定法を確立することと，振動計測システムを開発することにある．この研究では，パーソナルコンピュータに仮想計測器ソフトウェアを組み込み，構造同定理論を採用したシステムを構成した．５自由度系模型と実橋の実測データより，本システムによる精度の高い振動特性推定が可能であることを確認したものである．得られた結果を要約すると，次のようになる．

（１）パーソナルコンピュータと仮想計測器ソフトウェアを用いた，構造同定システムを示した．この処理システムとして，常時微動の自己相関関数を推定し，フィルタ処理による方法を示した．

（２）多自由度系の自己相関関数を，周波数領域でバンドパスフィルタによるフィルタ処理を行い，１自由度系への還元法を提案し，それらの有効性を確認した．

（３）１自由度系応答に基づく構造同定を，非線形最

小二乗法を用いて時間領域で行い，固有振動数，減衰定数および振動モードが高速に推定可能であることを確認した．

（４）５自由度系模型構造物の不規則振動実験と実橋の常時微動実験を行い，その実測データに基づいて，振動特性推定を行った．固有振動数，減衰定数および振動モードについて，高精度の推定が実現でき，本システムの有効性を確認した．

参考文献

1) 橋梁振動と計測と解析,橋梁振動研究会編,技報堂,1993.10.
2) 梶川康男：衝撃加振による斜張橋形式歩道橋「雪吊橋」の振動測定,土木学会第４２回年次学術講演会講演概要集,Ⅰ-352,pp.738-739,1987.9.
3) 山口宏樹,高野晴夫,小笠原政文,下里哲弘,加藤真志,加藤久人：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用,土木学会論文集,No.543/Ⅰ-36,pp.217-227,1996.7.
4) 杣本正信,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.127-135,1991.7.
5) 烏野清,麻生稔彦,松田泰治,龍谷幸二,仲間高人：洗掘を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性,構造工学論文集,Vol.42A,pp.715-721,1996.3.
6) 新家徹,広中邦汎,頭井洋,西村春久：振動法によるケーブル張力の実用算定式について,土木学会論文報告集,No.294,pp.25-32,1980.2.
7) 中溝高好：信号処理とシステム同定,コロナ社,1988.
8) 長松昭男：モード解析,培風館,1985.7.
9) Ewins,D.J.: Modal Testing : Theory and Practice, Research Studies Press,1984.
10) 岡林隆敏,原忠彦：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用,構造工学論文集,Vol.34A,pp.731-738,1988.
11) 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.39-43,1988.11.
12) 岡林隆敏,原忠彦,龍博志:周波数領域多自由度曲線適合法による道路橋の振動特性同定,構造工学における数値解法シンポジウム論文集,第19巻,pp.43-48,1995.7.
13) Gary W.Johnson : LabVIEW Graphical Programming, McGraw-Hill, Inc., 1994.
14) トラ技コンピュータ：特集・Windows時代のデータ計測と解析入門,CQ出版社, 1995.9.
15) 臼井重徳：Visual Designer：減衰率測定装置への応用,トラ技コンピュータ,CQ出版社, pp.76-78,1995.9.
16) 臼田昭司：PC98用計測・解析ソフトを使ったFFT解析の方法,トラ技コンピュータ,CQ出版社, pp.18-21, 1995.9.
17) 今井聖：ディジタル信号処理,秋葉出版,1988.12.
18) 武部幹:ディジタルフィルタの設計,東海大学出版,1986.1.
19) 辻井重男編著：適応信号処理,昭晃堂,1995.5.
20) Lawson,C.L.and R.J.Hanson : Solving Least Squares Problem, Prentice-Hall, Inc.,1974.

(1997. 8. 29 受付)

DEVELOPMENT OF STRUCTURAL IDENTIFICATION SYSTEM BY THE VIRTUAL INSTRUMENT SOFTWARE

Takatoshi OKABAYASHI, Kazuhiro YAMAMORI, Masao KOGA and Toru YOSHIMURA

This paper is concerned with the system identification method of vibrating structures by the virtual instrument software and the development of the structural identification instrument made by the personal computer. The proposed identification method have two stages. The first stage is the signals processing by bandpass filter, that is, the auto-correlation function of the signals of the multi-degree of freedom system reduce to the signals of the single-degree of freedom system. The second stage is the curve fitting by the nonlinear least square method. The dynamic characteristics of structure are estimated by the impulse response function of the single-degree of freedom system. As the results of the study, we confirm the validity of this system by the vibration tests of a 5-story structural model in the laboratory and the field test to the pedestrian bridge.

可搬型振動計測システムによる斜張橋ケーブル振動の計測

吉村徹[1]・岡林隆敏[2]・山森和博[3]・砂川勇二[4]

[1]正会員　工修　オリエンタル建設㈱　技術部（〒102　東京都千代田区平河町２丁目１番２号）
[2]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科（〒852　長崎市文教町１番14号）
[3]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎市文教町１番14号）
[4]沖縄県土木建築部中部土木事務所　土木第一課（〒901-22　沖縄県宜野湾市伊佐３丁目４番１号）

近年，斜張橋のケーブル張力管理などでは，小規模な計測装置を用いて計測現場で高い精度の振動特性の推定値を得るための技術が必要になっている．本論文では，著者らが開発した可搬型の計測システムによる振動計測と従来の手法による振動計測とを比較し，可搬型の計測システムの有効性を検討した．

著者らは，仮想計測器ソフトウェアをノート型パーソナルコンピュータにインストールし，PCMCIA用のカード型 A/D・D/A コンバータ，電池駆動タイプの加速度増幅器を組合わせて，可搬型の振動計測システムを開発した．このシステムを用いて斜張橋のケーブル振動計測を実施し，従来の振動計測との効果について検討を行った．測定精度，システムの小型軽量化，装置のコストなどについて報告する．

***Key Words** : system identification, cable-stayed bridge, cable vibration, Virtual Instrument, personal computer*

1．はじめに

土木構造物の中でも，橋梁は様々な目的のために振動計測が行われる．代表的なものに，動的解析モデルの信頼性を確認するための振動特性実験[1]，減衰特性を把握するための試験，振動制御のための構造同定，交通荷重による振動測定，健全度評価への応用および吊形式橋梁のケーブル張力管理[2]などがある．特に近年，長大橋の振動制御，高速道路高架橋の振動，振動情報によるモニタリングなど，高い精度の振動計測が求められている．

振動計測の歴史は古く，これまで様々な技術が蓄積されてきた．振動計測の技術革新は，高速フーリエ変換(FFT)による信号処理の普及とパーソナルコンピュータの導入[1)3)4)]により始まったと言える．その後，機械構造物の振動計測を中心に，モード解析法による構造同定理論[5)6)7)]が飛躍的な進歩を遂げ，様々な手法が開発され，高い精度の振動特性の推定が可能になった．しかし，より推定精度の高い手法を適用するためには，依然として実測データを持ち帰り処理する，オフラインシステムの処理を必要としている．

しかし，近年，斜張橋などの吊形式橋梁[8)]の設計・施工では，合理的な，経済性の高いものが要求されている．そのため，ケーブル張力管理においても，安価で小規模な計測システムによる高い精度の振動特性の推定値を得る技術が求められている．著者らは，このような振動計測を実現するために，ノート型のパーソナルコンピュータと仮想計測器ソフトウェア[9)10)]により，可搬型の振動計測システムを開発した．このようなシステム構成が可能になった背景には，①この10年間，特にパーソナルコンピュータの発達は目覚ましく，ノート型パーソナルコンピュータを使った大容量データの高速演算処理能力が年々向上していること，②振動計測における，A/D 変換，データ処理，各種フィルター処理，構造同定の一連の処理を実現するためのプログラム開発環境が飛躍的に向上する仮想計測器ソフトウェアと呼ばれる一連のプログラムの開発[11)12)13)]，がある．

本研究では，著者らの開発した可搬型振動計測システムを用いて斜張橋のケーブル振動計測を行った．振動実験は，沖縄県，主要地方道路伊計平良川線に架設されている橋長140mの２径間連続ＰＣ斜張橋[14)]におい

て実施した．また，本橋では，施工時に風によるケーブルの自励振動が発生しており，ケーブル制振対策として粘性せん断型ダンパーを設置している[15)16)17)]．本論では，ダンパー設置前後のケーブル減衰性の測定結果より，ダンパーの制振効果を考察した．可搬型振動計測システムでは，信頼性の高い高精度な構造同定を可能にするために，従来の確定している手法を採用した[18)19)]．本システムは，現在のパーソナルコンピュータの高速演算能力を利用して，これらの理論を高速ディジタル処理可能な形式に組み替えている．

本研究では，仮想計測器ソフトウェアをノート型パーソナルコンピュータにインストールし，PCMCIA用のカード型 A/D・D/A コンバータ，電池駆動タイプの加速度増幅器を組合わせて，可搬型の振動計測システムを開発している．このシステムを用いて斜張橋ケーブルの振動特性である固有振動数，構造減衰の推定値を，従来の振動計測より得た振動特性結果と比較し，システムの効果について検討を行った．測定精度，システムの小型軽量化，装置のコストなどについて報告する．

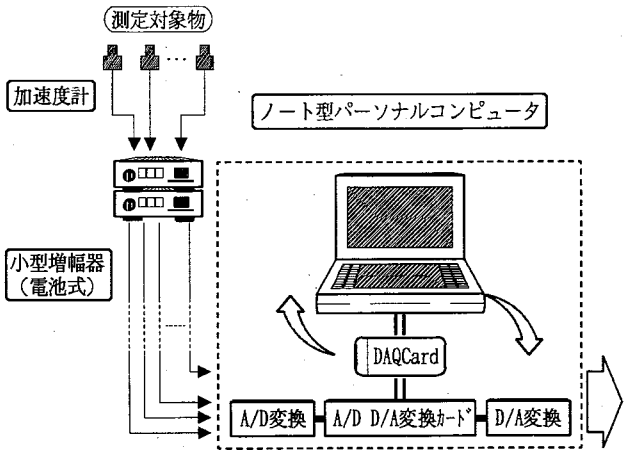
2．可搬型振動計測システム

（1）仮想計測器について

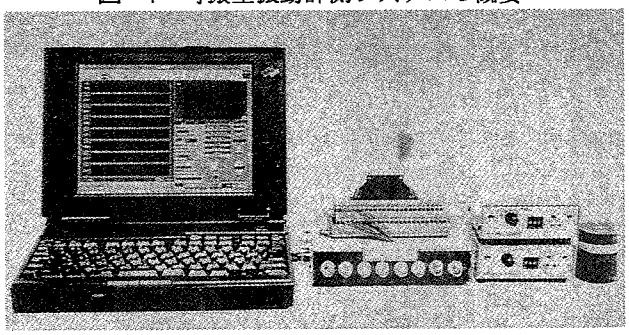
仮想計測器の考え方は，従来，様々な装置で個別的に処理されてきた実験データ集録と分析を，全てパーソナルコンピュータ上で実現しようとするものである．このようなソフトウェアでは，図面を描くように，さまざまな部品を結線してプログラム化し，あたかも計測器がモニター上にあるかのように再現することが可能である．種々のスイッチやダイヤルはあらかじめ準備されており，マウスを用いて，これらが操作できるような優れた GUI(Graphical User Interface) を有している．

（2）可搬型振動計測システム

可搬型振動計測システムの構成概要を，図－1に示し，実際の構成システムを，写真－1に示す．システムは，検出器（加速度計）と増幅器，PCMCIA 用のカード型の A/D・D/A コンバータおよびノート型パーソナルコンピュータで構成されている．ノート型パーソナルコンピュータの中には，仮想計測器ソフトウェア LabVIEW がインストールされている．表－1に，システム構成の仕様を示す．本研究では可搬型振動計測器にするために，ノート型パーソナルコンピュータを採用した．構造同定のためのプログラムは，仮想計測器ソフトウェアを用いて作成した．加速度計の増幅器には，単三電池４本で作動する小型で軽量のものを使用している．



図－1　可搬型振動計測システムの概要



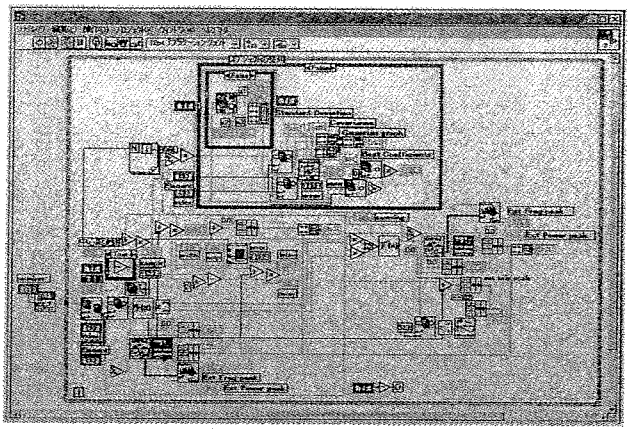
写真－1　可搬型振動計測システム

表－1　システム構成とソフトウェア

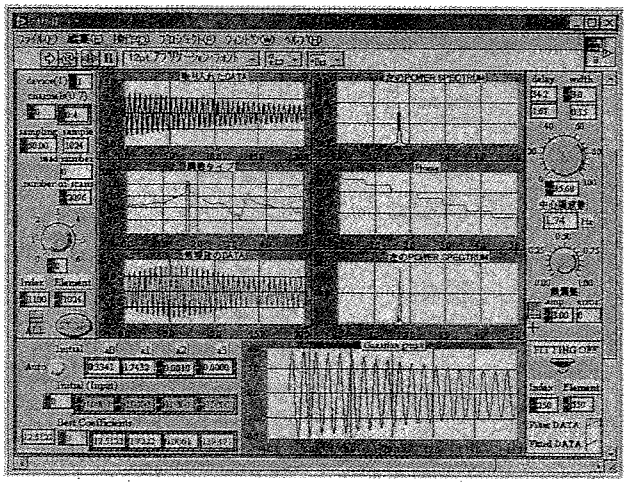
	装置とソフトウェア	製　品　名
パーソナルコンピュータ関連	パーソナルコンピュータ	Think Pad 345C（IBM 製）
	A/D・D/A 変換用カード	DAQ Card-1200 (National Instruments 製)
	仮想計測器ソフトウェア	LabVIEW (National Instruments 製)
検出器	加速度計	Model 710（TEAC 製）
	加速度計増幅器	SA-610/H （TEAC 製）

計測は次のような手法で行われる．測定対象物に検出器（加速度計等）を設置し，アナログ信号を増幅器に取り込む．増幅された信号は，パーソナルコンピュータ本体に組み込まれたデータ集録用のカードにより A/D 変換される．LabVIEW は，A/D 変換された信号を読み取り，データ処理を視覚的にモニターに表示する．この信号は D/A 変換することで，アナログ信号として出力が可能である．

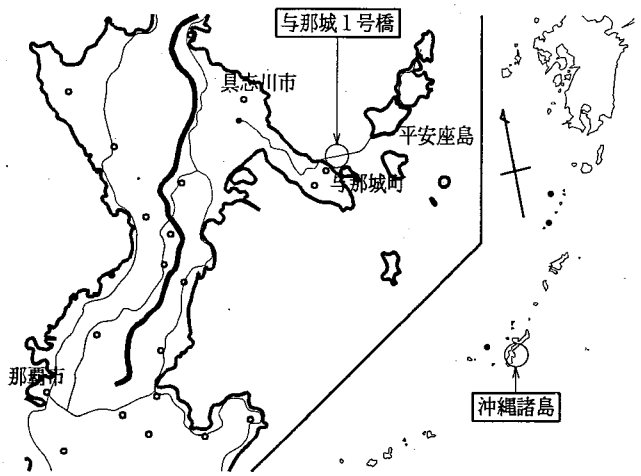
A/D 変換されたデータは，構造同定のプログラムにより処理され，振動特性が推定される．従来の振動計測で用いられていた装置が，全て仮想計測器としてソフトウェア上で処理される．このことにより，計測装置の軽量化，データの高速処理および統一した処理が



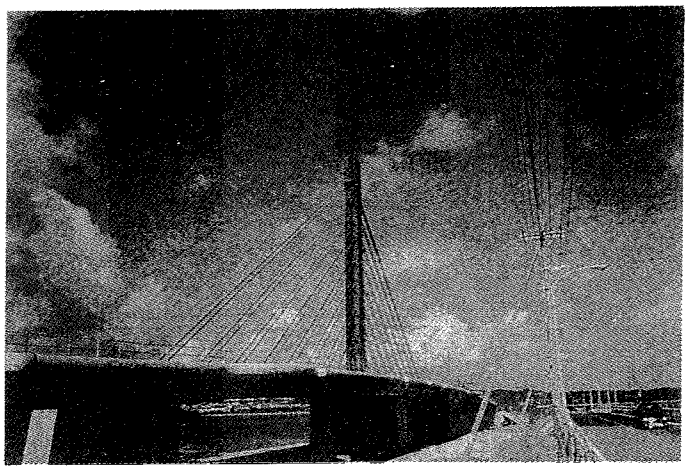
図－2　プログラム画面



図－3　パネル画面



図－4　与那城１号橋位置図



写真－2　与那城１号橋（斜張橋部）

可能である．

（３）仮想計測器のソフトウェア

本研究では，仮想計測器ソフトウェアにナショナルインスツルメンツ社製の LabVIEW を用いた．LabVIEW は，図－2，図－3に示す２つの画面ウィンドウから構成されている．一般的に仮想計測器ソフトウェアは，プログラミングを行うプログラムウィンドウとデータ集録および解析処理を視覚的に表示できるパネルウィンドウを持っている．これらのソフトウェアでは，さまざまな処理を示すアイコンをフローチャート形式で接続するグラフィカルプログラミング言語を採用しているものが多い．ソフトウェアには，通常，各種解析ツールとして，基本的な関数や解析用の関数がパッケージ化されている．また，モニター画面や各種スイッチ等，仮想計測器の画面を構成するための各種ツールが準備されている．図－3に示すような画面上に配置されたダイヤルやスイッチを，実際の計測器を操作するように，マウスで仮想的に動かし，コンピュータ画面をインターフェースにして，仮想的な計測器を操作できる構成になっている．

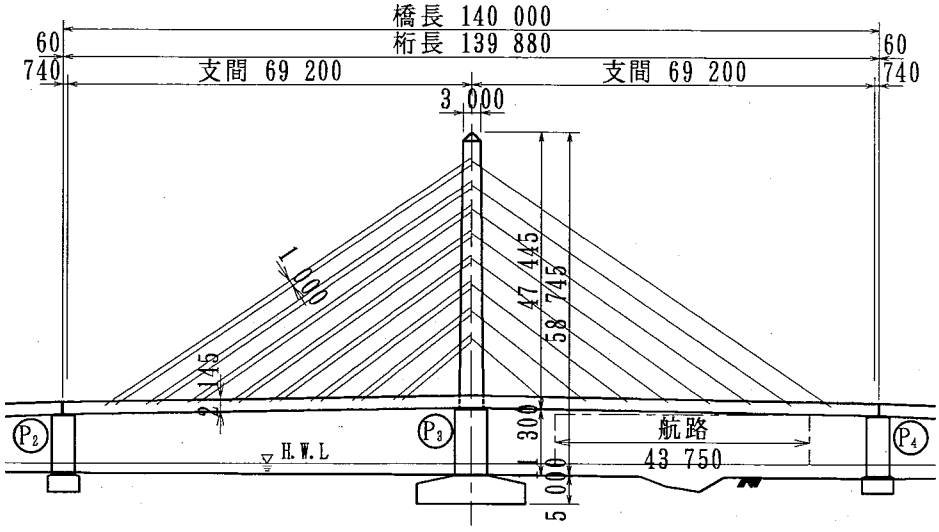
表－2　本橋の特徴

主桁形式	：逆台形３室箱桁ＰＣ構造
主塔形式	：独立１本柱形ＲＣ構造
ケーブル形式	：セミファン型一面吊り　８段

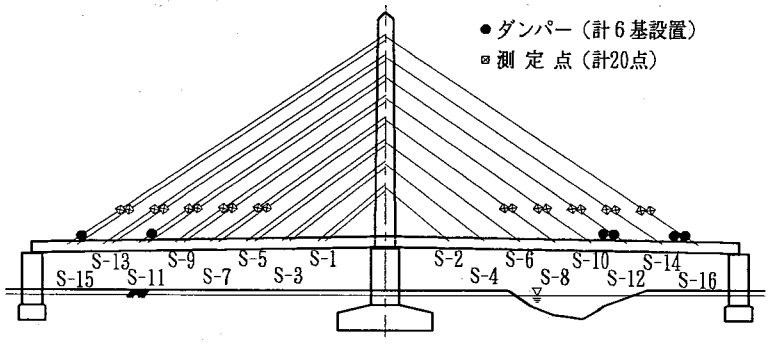
３．与那城１号橋の概要

本研究では，著者らの開発した可搬型振動計測システムを用いて斜張橋のケーブル振動計測を実施し，従来の振動計測と比較して，本システムの有効性を検討した．計測を行った斜張橋は，沖縄県，主要地方道伊計平良川線に架設された与那城１号橋（全長280m）の主径間部を構成する橋長140mの２径間連続ＰＣ斜張橋である．本橋の所在地を図－4に，全景を写真－2に示す．本橋は表－2に示す特徴を有しており，一般図を図－5に示す．

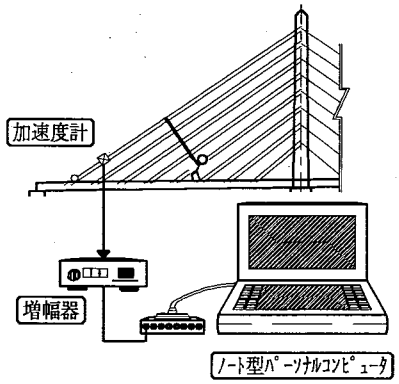
本橋では，風によるケーブルの振動対策として，主桁側端部付近に，計６基のダンパーを設置した．本研究では，ダンパーの制振効果を検討するために，設置



図－5　与那城１号橋（斜張橋部）一般図



図－6　ケーブル番号およびダンパー位置図



図－7　可搬型振動計測システムによる実験概要図

後のケーブル振動の実測データより，１次振動モード波形を抽出し，これよりケーブルの構造減衰を求めた．ケーブル番号およびダンパーの設置位置を，図－6に示す．

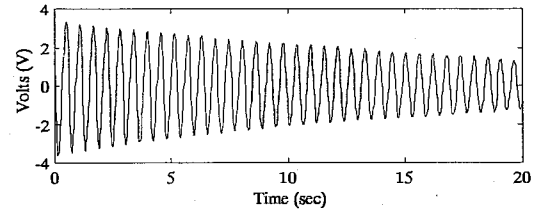
４．ケーブル振動計測

（１）実験概要

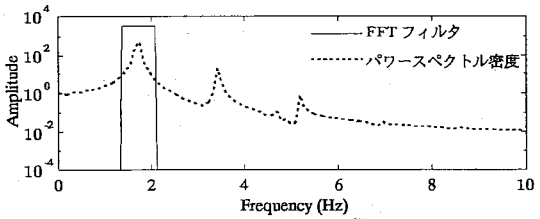
振動計測を実施するために，本橋のケーブル振動実験を行った．実験は２回実施し，第１回目が平成９年４月17～18日，第２回目が同年６月13～15日である．第１回目の実験は，ダンパー設置前に行っており，S-7～S-16の全20ケーブルにおいて従来の振動計測を実施した．一連の計測・処理方法は，本論５章（１）で述べる．第２回目の実験では，可搬型振動計測システムによる振動計測と従来の振動計測を実施した．第２回目の実験は，ダンパー設置後に行っており，S-7～S-16の全20ケーブルの振動を可搬型振動計測システムで計測し，同時に，ダンパーの設置された６ケーブルの振動を従来の振動計測で測定した．各ケーブルは，１次固有振動数で人力により加振し，加振方向は，橋軸（面内）方向とした．

（２）可搬型振動計測システムによるデータ解析

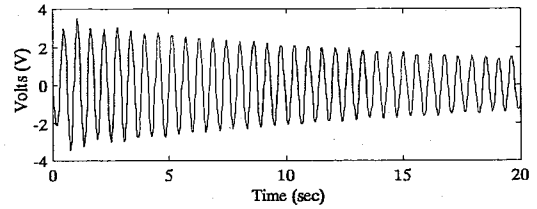
ケーブル加振後，ケーブルに設置した加速度計で検出された信号を小型増幅器に取り込み，その信号をA/D変換し，可搬型振動計測システムで計測を行う．図－7に，本システムによる実験の概要図を示す．第２回実験時（６月13～15日）において，システムにより取り込んだS-15上段ケーブルの実測データを，図－8 a)に示す．システムでは，自由減衰振動の測定データを得，このパワースペクトル密度が表示される．得られた情報を基に，測定データにバンドパスフィルタを作用させ，必要な周波数成分を抽出する．図－8 b)に，フィルタ処理の画面を示す．実線は，矩形のバンドパスフィルタ，点線は，実測データのパワースペクトル密度である．このような処理を行ったデータを逆フーリエ変換すると，図－8 c)の減衰自由振動波形になる．さらに，初期の乱れをカットした波形に対して，非線形最小二乗法により曲線適合を行い，振動特性を



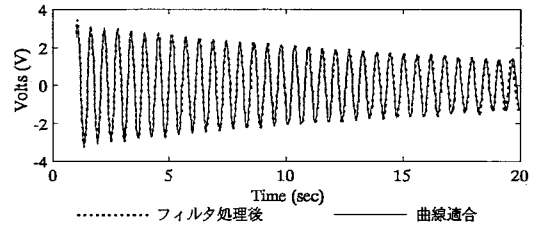
a) 実測データ



b) フィルタ処理



c) フィルタ処理後の減衰自由振動波形



d) 非線形最小二乗法による曲線適合

図－8 可搬型振動計測システムによるデータ処理

算出した．図－8 d)に，曲線適合した結果を示す．実線は，実測データの減衰自由振動波形，点線は，曲線適合させた結果である．実測データのサンプリング処理の設定は，サンプリング周波数 fs=50Hz，データ数 N=1024 とした．

5．従来の振動計測との比較

（1）従来の振動計測

本研究で実施した従来の振動計測では，以下に示す方法で計測・処理を行い，ケーブルの固有振動数，減衰性を算出した．

人力加振後，加速度計からの信号を動ひずみ計（アンプ）により増幅する．この信号を，A/D コンバータ内蔵のデータレコーダを用いて，ディジタル値として磁気テープに記録する．記録したデータを，パーソナルコンピュータ上で再生し，観測データを得る．得ら

表－3 可搬型振動計測システムによる測定値と従来の振動計測による測定値の比較

斜材番号	固有振動数 f		対数減衰率 δ	
	従来型計測	可搬型計測（曲線適合）	従来型計測	可搬型計測（曲線適合）
S-15上 段	1.713	1.719	0.0499	0.0471
S-15下 段	1.700	1.730	0.0093	0.0096
S-13上 段	1.988	1.981	0.0168	0.0122
S-13下 段	2.050	2.048	0.0161	0.0112
S-11上 段	2.213	2.243	0.0600	0.0666
S-11下 段	2.263	2.305	0.0161	0.0113
S- 9上 段	2.550	2.581	0.0133	0.0140
S- 9下 段	2.613	2.711	0.0127	0.0094
S- 7上 段	3.050	3.139	0.0079	0.0151
S- 7下 段	3.100	3.285	0.0125	0.0163
S- 8下り線	3.163	3.228	0.0154	0.0137
S- 8上り線	3.088	3.215	0.0128	0.0117
S-10下り線	2.588	2.631	0.0122	0.0130
S-10上り線	2.613	2.641	0.0118	0.0109
S-12下り線	2.263	2.316	0.0832	0.0870
S-12上り線	2.250	2.309	0.1032	0.0704
S-14下り線	1.988	1.993	0.0113	0.0116
S-14上り線	1.988	2.001	0.0114	0.0104
S-16下り線	1.688	1.733	0.0663	0.0622
S-16上り線	1.700	1.749	0.0566	0.0593

注)下り線とは，P3～P4方向に対して左側ケーブルを示し，上り線とは，P3～P4方向に対して右側ケーブルを示す．

れたデータのスペクトル解析結果に，バンドパスフィルタ，逆フーリエ変換をかけて，1次振動モードの波形を抽出し，この波形より対数減衰率を求めた．また，ケーブルの固有振動数は，周波数分析専用器である FFT アナライザにより計測した．計測は，橋体完成（斜材張力調整終了）直後の，平成9年3月6日に行っており，本章（2）で述べる可搬型振動計測システムとの比較では，この結果を採用している．

（2）従来の振動計測との比較

固有振動数および対数減衰率について，従来の振動計測より求めた値と可搬型振動計測システムの曲線適合により求めた値を，表－3に示す．表において，曲線適合により求めた値は，実験2回目（6月13～15日）の測定結果を示している．従来の振動計測により求めた値は，ダンパーを設置しない14ケーブルについては，実験1回目（4月17～18日）の結果を示し，ダンパーを設置する6ケーブル（図－6参照）は，設置後に計測した実験2回目の測定結果を示している．従来の振動計測と比較して，曲線適合より得られた固有振動数は，良い精度で一致している．対数減衰率の測定結果は，固有振動数ほどの良い一致はみられないが，

表－4　計測システムの構成

	装置とソフトウェア	製品名
従来の振動計測	パーソナルコンピュータ(デスクトップ型)	PC-9821 XA7 (NEC 製/モニタ含)
	A/D 変換用ボード	ADM-5298BPC (マイクロサイエンス 製)
	A/Dデータ処理ソフトウェア	LaBDAQ-98 (松山アドバンス 製)
	データレコーダ	RD-200T (TEAC 製)
	FFTアナライザ	AD-3524 (エー・アンド・デイ 製)
	ひずみゲージ式加速度計	AR-2F (東京測器研究所 製)
	動ひずみ測定器（アンプ）	DPM-600 (共和電業 製)
可搬型振動計測システム	パーソナルコンピュータ(ノート型)	Think Pad 345C (IBM 製)
	A/D・D/A 変換用カード	DAQ Card-1200 (National Instruments 製)
	仮想計測器ソフトウェア	LabVIEW (National Instruments 製)
	加速度計	Model 710 (TEAC 製)
	加速度計増幅器	SA-610/H (TEAC 製)

各ケーブルおいて，ほぼ同等の値が得られている．

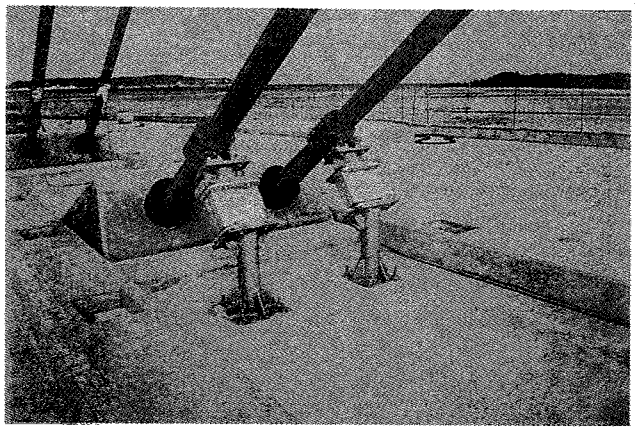
（3）計測装置の小型軽量化およびコストについて

可搬型振動計測システムを用いた本橋の現場計測では，２個の加速度計(Model 710,TEAC 製)を使用した．本システムは，(47×41×14 cm)サイズのプラスチックケースに収納することができ，持ち運び可能な重量となっている．従来の振動計測と比べ，データレコーダ，FFT アナライザ等が不要な上，小型の加速度増幅器を使用しているため，システムの大幅な小型軽量化が実現できた．平成９年６月13～15日に行った第２回目の実験の際には，従来の計測のように現場への到着日を見越して前もって計測器類を輸送することはせずに，本システムを収納したプラスチックケースを航空機内に持ち込んで現場へ移動した．また，一般に，振動計測システムの構成は，計測を実施する橋梁の規模，測定点の数（CH 数）等により様々であり，コスト面での議論は難しい．本論では，１例として，本橋で実施した従来の振動計測に使用した計測装置と可搬型振動計測システムを構成する計測装置，および，ソフトウェア等の構成を表－4に示した．個々の計測装置のコストを調べた結果，本研究で開発した可搬型振動計測システムは，従来型と比べ，約80％程のコストの削減が実現していた．

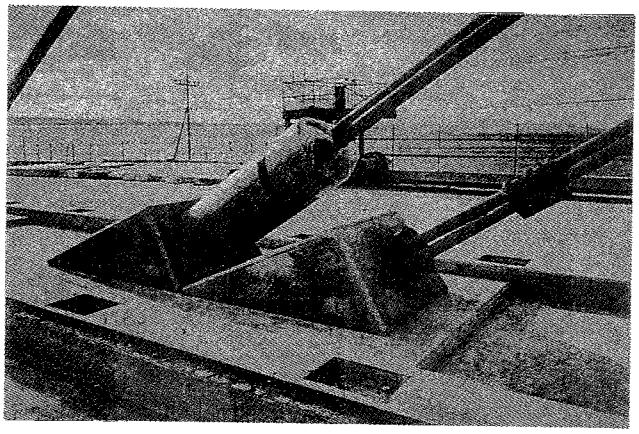
6．粘性ダンパーの効果に関する考察

（1）ケーブル制振対策

本橋では，P3 ～ P4側において，斜張橋の並列ケーブルなどでみられるウェイクギャロッピングが，張力導入時において発生している．そこで，風によるケーブル制振対策として，P2 ～ P3側に２基，P3 ～ P4側に４基，合計６基の粘性ダンパーをケーブルの主桁側端部付近に設置した．P3 ～ P4側には，粘性せん断型ダンパーを採用しており，設置状況を写真－3に示す．粘性せん断型ダンパーは，面内と面外の２方向の振動に対処でき，美観的，経済的にも優れているため，有効な制振方法として近年最も実績が多い．しかし，本橋では，ケーブルの配置的な問題からP2 ～ P3側の各上段ケーブルに，写真－3に示すタイプの粘性せん断型ダンパーが設置できない．そこで，S-15上段ケーブルおよびS-11上段ケーブルには，写真－4に示すような粘弾性体のせん断抵抗を利用したダンパー（粘弾性体ダンパー）を設置した．



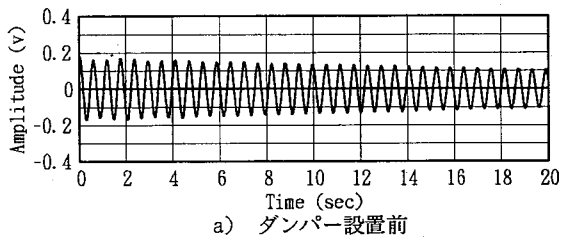
写真－3　粘性せん断型ダンパー設置状況
（S-12上下線,S-16上下線　計４基）



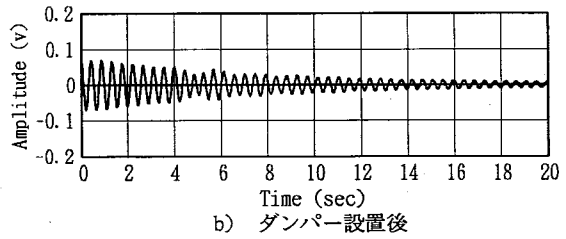
写真－4　粘弾性体ダンパー設置状況
（S-11上段,S-15上段　計２基）

（2）ダンパー設置後のケーブル振動特性

測定結果の１例として，S-11上段ケーブル，および，S-12下り線ケーブルのダンパー設置前後における１次振動モードの抽出結果を示す．図－9が，S-11上段の１次振動モード抽出波形，図－10が，S-12下り線の１次振動モード抽出波形である．また，ダンパー設置前

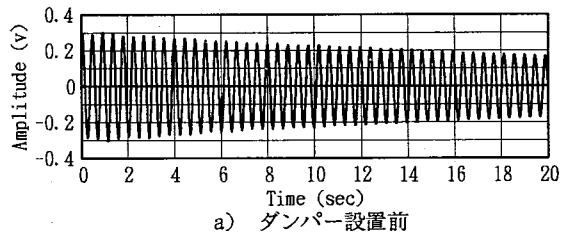


a) ダンパー設置前

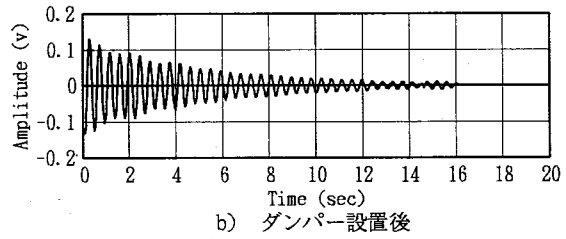


b) ダンパー設置後

図－9 S-11上段の１次振動モード抽出波形



a) ダンパー設置前



b) ダンパー設置後

図－10 S-12下り線の１次振動モード抽出波形

表－5 ダンパー設置前後の対数減衰率

斜材番号	設置前	設置後
	従来型計測	可搬型計測
S-15上 段	0.0127	0.0471
S-11上 段	0.0153	0.0666
S-12下り線	0.0127	0.0870
S-12上り線	0.0119	0.0704
S-16下り線	0.0111	0.0622
S-16上り線	0.0130	0.0593

後におけるケーブルの対数減衰率測定結果を，表－5に示す．表において，ダンパー設置前の値は，従来の振動計測による測定結果である．ダンパー設置後の対数減衰率は，構造同定理論（曲線適合）の精度および信頼性を考慮して，可搬型振動計測システムにより求めた値を採用した．表において，設置後のケーブルの対数減衰率は，ほぼ0.05程度以上となっており，これにより本斜張橋のケーブル振動で問題となる渦励振，レインバイブレーション，ウェイクギャロッピングの発生は抑制できると思われる．したがって，本橋に適用した粘性ダンパーは，その制振効果が十分期待できることが確認できた．

7．まとめ

近年，斜張橋のケーブル張力管理などでは，小規模な計測装置を用いて計測現場で高い精度の振動特性の推定値を得るための技術が必要になっている．著者らは，このような振動計測を実現するために，仮想計測器ソフトウェアをノート型パーソナルコンピュータにインストールし，PCMCIA用のカード型A/D・D/Aコンバータ，電池駆動タイプの加速度計増幅器を組合せた振動計測システムを開発した．このシステムを用いてＰＣ斜張橋のケーブル振動計測を実施し，従来の振動計測との効果を検討した．得られた成果を要約すると，以下のようになる．

（１）ノート型パーソナルコンピュータ，カード型A/D・D/Aコンバータ，電池駆動タイプ小型加速度計増幅器のハードウェアと仮想計測器ソフトウェアにより，可搬型の振動計測システムを開発した．

（２）ＰＣ斜張橋のケーブル振動実験を行い，実測データから，ケーブルの振動特性を推定した．その結果，固有振動数および対数減衰率については，従来の振動計測より得られた値と可搬型振動計測システムの曲線適合より得られた値には，良い一致がみられた．

（３）可搬型振動計測システムによる振動計測では，従来の振動計測に使用していたデータレコーダ，FFTアナライザ等が不要なため，システムの大幅な小型軽量化およびコストの削減が実現できた．そのため，システムを，持ち運びが容易なプラスチックケースに収納し，本橋の現場計測の際には，このケースのみを航空機内に持ち込んで移動できた．

（４）与那城１号橋（ＰＣ斜張橋部）では，風によるケーブル制振対策として，粘性ダンパーを設置している．ダンパー設置後のケーブル減衰性の測定結果より，本橋に適用したダンパーは，制振効果が十分期待できることが確認できた．

謝辞：最後に，現場計測の実施および測定データの処理・解析に当たっては，高木真一郎氏（長崎大学大学院），林英次郎氏（長崎大学大学院）に多大な協力を得た．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1） 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp.1-474, 1993.10.

2） 新家徹，広中邦汎，頭井洋，西村春久：振動法による

ケーブル張力の実用算定式について，土木学会論文報告集, No.294, pp.25-32, 1980.2.
3) 中溝高好：信号処理とシステム同定，コロナ社， 1988.
4) 倉部誠：図説モード解析入門，大河出版, 1988.1.
5) 長松昭男：モード解析入門，コロナ社, 1993.7.
6) 長松昭男：モード解析，培風館, 1985.7.
7) 岡林隆敏，原忠彦：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文報告集,Vol.34A， pp.731-738, 1988.
8) 土木学会：鋼斜張橋－技術とその変遷－，鋼構造シリーズ5, pp.1-326, 1990.
9) LabVIEW Instrument I/O Reference Manual：National Instruments Corporation., 1994.9.
10) LabVIEW Analysis VI Reference Manual：National Instruments Corporation., 1994.9.
11) トラ技コンピュータ：特集・Windows 時代のデータ計測と解析入門，CQ 出版社, 1995.9.
12) 臼井重徳：Visual Designer：減衰率測定装置への応用，トラ技コンピュータ，CQ 出版社, pp.76-78, 1995.9.
13) 臼田昭司：PC98 用計測・解析ソフトを使った FFT 解析の方法，トラ技コンピュータ，CQ 出版社, pp.18-21, 1995.9.
14) 砂川勇二，辺土名朝二郎，有村実弘，田中正裕：与那城1号橋とマリンロード計画，プレストレストコンクリート技術協会， 第6回シンポジウム論文集, pp.399-402, 1996.10.
15) 横山功一，日下部毅明：斜張橋ケーブルの風による振動と対策，橋梁と基礎, Vol.23, No.8, pp.75-84, 1989.8.
16) 米田昌弘，前田研一，伊関治郎：新たに開発したケーブル制振用せん断型ダンパーの減衰付加効果について，第11回風工学シンポジウム論文集, pp.85-90, 1990.12.
17) 米田昌弘：斜張橋ケーブルの風による振動とその制御，土木学会第2回振動制御コロキウム PartA， pp.21-40, 1993.8.
18) 田丸康広，岡林隆敏，加賀敏明：計測・制御用ソフトウェア LabVIEW による橋梁振動計測の効率化，土木学会西部支部研究発表会講演概要集， pp.144-145, 1996.3.
19) 岡林隆敏，山森和博，田丸康広，吉村徹：可搬型振動計測システムによる構造物の振動特性推定，土木学会論文集.（投稿中）

（1997. 8. 29受付）

THE VIBRATION MEASUREMENT FOR CABLES OF CABLE-STAYED BRIDGE BY THE MOBILE VIBRATION MEASUREMENT SYSTEM

Toru YOSHIMURA, Takatoshi OKABAYASHI, Kazuhiro YAMAMORI and Yuji SUNAGAWA

It was developed the mobile vibration measurement system, which is composed of note-type personal computer being installed the virtual instrument software, PCMCIA card-type A/D・D/A converter, the amplifier work on batteries. This paper is concerned with the system identification method of vibrating cables of the prestressed concrete cable-stayed bridge by the virtual instrument software. The vibration characteristics of cables are estimated from the curve fitting by the nonlinear least square method. It was compared the mobile vibration measurement system with the vibration measurement system by usual method.

名港中央大橋のケーブル加振実験

溝江 実[1]・伊藤正人[2]・近藤俊行[3]・川上剛司[4]・鈴木政直[5]・森内 昭[6]

[1]日本道路公団 名古屋建設局 伊勢湾岸道路工事事務所（〒459 名古屋市緑区大高町東山 16-43）
[2]日本道路公団 名古屋建設局 伊勢湾岸道路工事事務所（〒459 名古屋市緑区大高町東山 16-43）
[3]正会員 工修 石播・日車・トピー名港中央大橋東主桁工事ＪＶ
[4]正会員 工修 石播・日車・トピー名港中央大橋東主桁工事ＪＶ
[5]正会員 工修 石川島播磨重工業(株) 橋梁事業部 基本計画部（〒135 東京都江東区毛利 1-19-10）
[6]正会員 工修 石川島播磨重工業(株) 橋梁事業部 技術開発グループ（〒135 東京都江東区毛利 1-19-10）

名港中央大橋は、名古屋港の内航航路を横断する全長 1170m、中央支間 590m の鋼 3 径間連続斜張橋である。本橋のケーブルには、設計段階からレインバイブレーションの発生が懸念され、ダンパーを用いた制振対策の検討が行われてきた。本稿では、その一環として、1)ダンパーによる制振効果の確認、および 2)ダンパーによる付加減衰率計算結果の妥当性の検証を目的として実施された実橋ケーブルの加振実験について報告する。実験より、ケーブル単体の振動特性、制振装置としての粘性せん断型ダンパーの有効性、および減衰計算結果の妥当性が確認された。

***Key Words** : cable stayed bridge, cable, vibration, vibration control, viscous damper*

1．まえがき

名港中央大橋は、第二東名、第二名神を結ぶ伊勢湾岸道路のうち、名古屋港を横断する名港３大橋の中央に位置する、橋長 1170m、中央支間 590m の鋼３径間連続斜張橋である（図―１）。

斜張橋のケーブルにはレインバイブレーションの発生が懸念され、本橋においても設計段階から制振方法の検討が行われた。

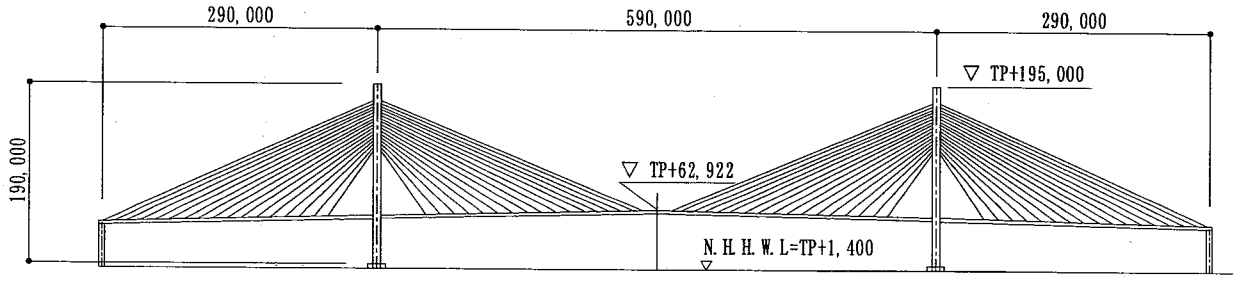
制振方法としては、効果が定量的に得られ、かつ設計が容易であることなどを考慮して、ダンパーを設置し、減衰を付加する方法が採用された。ダンパーには、全ケーブルに対して制振が可能であること、および付加減衰率の設計計算に安全率を見込む必要が無く設計が容易であることなどの理由から粘性せん断型ダンパーを中心に検討が進められた。

一方、ケーブルの角折れによる二次応力照査の結果から、上段３段のケーブルについては、桁側定着鋼管先端に角折れ緩衝材を施すこととした。この緩衝材の施工により、ダンパーの制振効率が低減することが計算上明らかであったため、その影響を把握する必要があった。なお塔側には、ケーブルの重要性を考慮し、ケーブル全段に角折れ緩衝材を施した。

ケーブルの減衰特性の見地から、上述の対策の妥当性を検証するため、実橋ケーブルの加振実験を行い、以下の項目について確認を行った。

1) 粘性せん断型ダンパーの制振効果
2) 制振効果に対する角折れ緩衝材の影響
3) 簡易式[1)2)]による付加減衰率計算結果

また、これらの結果をもとに、最終的なケーブル制振方法を確定した。



図－１ 名港中央大橋一般図

2．実験の概要

(1)実験ケース

全ケーブルに対する粘性せん断型ダンパーの効果確認のため、実験は図－２に示す上中下段の３本のケーブルについて実施した。その諸元を表－１に示す。対象としたモードは、これまでのレインバイブレーションの観測事例を考慮して完成状態における固有振動数が 3.5Hz 以下のモードとした。

実験ケースを表－２に示す。実験時には塔側の角折れ緩衝材が充填済みであったため、これを基本状態（ケーブルのみ）とした。C35 ケーブルについてはその必要性から桁側の角折れ緩衝材の影響も調べた。

(2)実験方法

加振は、図－３に示すように、加振機とケーブルの間に角材を挿入し、事前に調べた固有振動数でケーブル面内方向に押す方法で行った。そして振動が定常になった後、角材を倒すことにより自由減衰に移行させ、その波形をサーボ型加速度計により計測した。なお、実験時の周辺環境として、桁上の風速・風向、および大気温（ダンパー設置時）を計測した。

(3)制振装置の特性

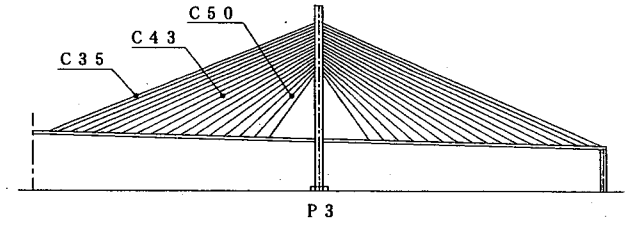
本実験で使用した粘性せん断型ダンパーは、せん断を期待する断面積 S=450cm²、粘性体の厚さ d=1cm であり、等価粘性減衰係数 C_e（kg/s/cm）および等価ばね定数 k_e（kg/cm）は次式となる[1]。

$$C_e = 382.5 \chi e^{-0.043t} a^{-0.5} \omega^{-0.5} \quad (1)$$

$$k_e = 0.54 \chi a^{-0.19} \omega^{0.95} C_e \quad (2)$$

ここで、t は粘性体の温度（℃）、a は振幅（cm）、ω は固有角振動数（rad/s）である。

角折れ緩衝材には、ポリブタジエン製（常温におけるせん断弾性係数 G=4.0～6.8kg/cm²）のものを使用し、その充填長さは 20cm とした。



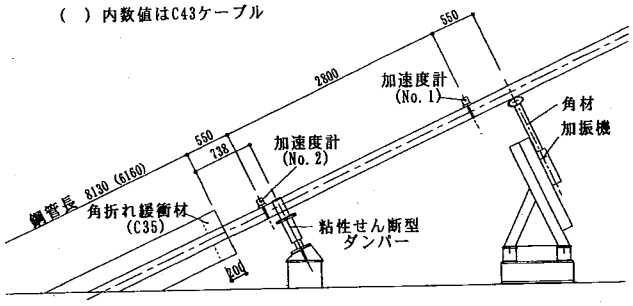
図－２　実験対象ケーブル

表－１　ケーブル諸元

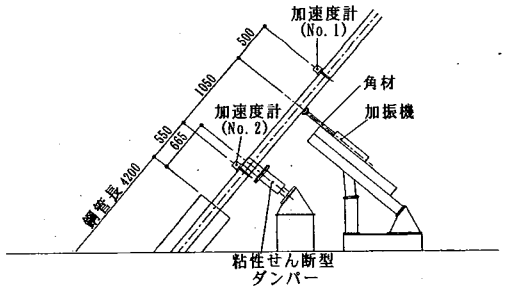
ケーブルNo.	C35	C43	C50
ケーブル長（m）	302.27	196.16	98.37
ケーブル径（mm）	161	136	136
ケーブル重量（kg/m）	106.5	72.4	72.4
ケーブル傾斜角（deg）	22.2	28.7	49.1
完成状態張力（t）	523.4	386.4	351.0

表－２　実験ケース

ケーブル No.	モード 次数	ケーブル のみ	緩衝材 設置	ダンパー 設置	緩衝材＋ ダンパー
C35	1～9	○	○	○	○
C43	1～5	○	－	○	－
C50	1～3	○	－	○	－



1）C35 および C43 ケーブル



2）C50 ケーブル

図－３　加振実験状況

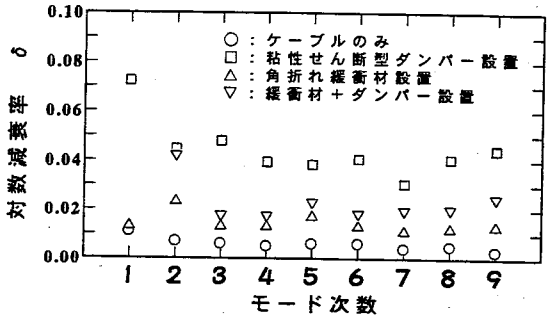
3．実験結果および考察

まず、計測結果の概要を述べ、その後に詳細な結果を示し若干の検討を加える。

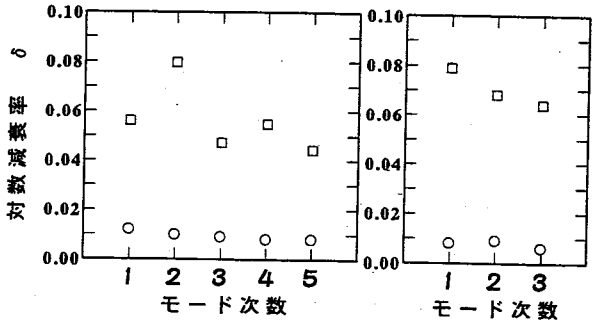
(1)計測結果の概要

図－４に各ケーブル毎の計測結果の概要を示す。また図－５には代表的な計測波形の例を、図－６にはその波数と振幅の関係を示す。

図－４の対数減衰率の値は、ダンパーを設置していない時は、図－６に示すように振幅依存性が小さ

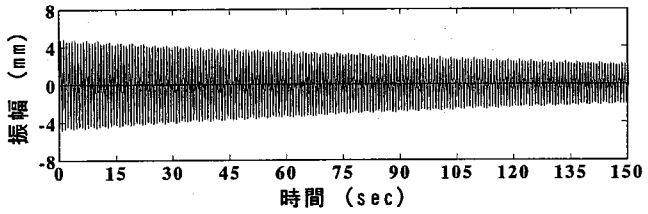


1） C３５

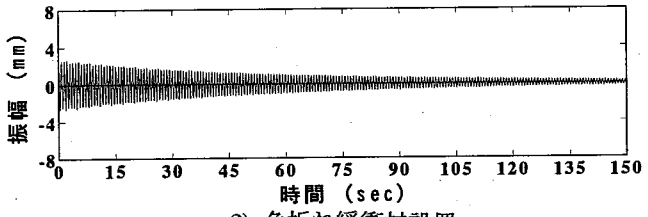


2） C４３　　3） C５０

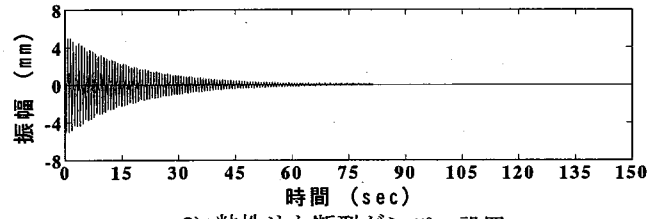
図－４　計測結果



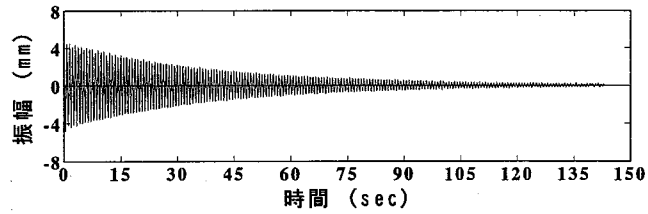
1) ケーブルのみ



2) 角折れ緩衝材設置

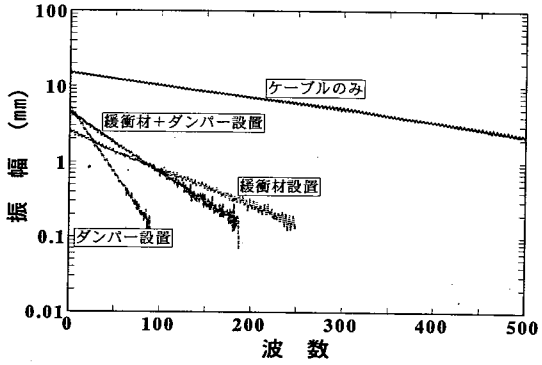


3) 粘性せん断型ダンパー設置



4) 緩衝材＋ダンパー設置

図－５　計測波形例（C35、４次モード）



図－６　波数と振幅の関係

く、また部分的に外乱の影響が見られる場合があったため、自由減衰中の平均値とした。ダンパーを設置した場合は、式(1),(2)の振幅依存性を考慮し、片振幅 1mm における値を示した。

ケーブルのみの場合、いずれも減衰率は 0.01 以下であり、レインバイブレーションが発生する可能性がある。

粘性せん断型ダンパーを設置すると各ケースともに減衰率は 0.03 以上となる。本実験を実施したのが冬期で気温が低く、減衰効果を得るには最も不利な時期にあったことを考慮すれば、本ダンパーを設置することにより、年間を通じてレインバイブレーションを抑制するために十分な減衰率を得ることができる。

C35 ケーブルに角折れ緩衝材を設置すると 0.01 を若干上まわる減衰率が得られるがレインバイブレーションを抑制するには十分ではない。また角折れ緩衝材と粘性せん断型ダンパーを併用すると減衰率は 0.02 程度となり、レインバイブレーションの抑制に必要とされる減衰率（=0.02）とほぼ同等となるものの、ケーブルの重要性を考え、安全率を見込めば何らかの対策が必要となる。

(2)各結果と検討

a)ケーブルのみ

表－３に計測結果をまとめて示す。結果には対数減衰率の他に、振動数と計測時の風速範囲を示した。各ケーブルともにモード次数が高くなるに従い、対数減衰率が小さくなる傾向が見られる。図－７には C35 ケーブルにおける３モードの計測時の風速と対数減衰率の関係を示した。いずれのモードにも空力減衰が働いていることが分かる。空力減衰は低次の方がその値が大きく、これがモード次数による減衰変化の原因の１つと考えられる。

以下、粘性せん断型ダンパーなどの設置による付加減衰を求める場合には表－３における平均値を用いた。

表－3　計測結果（ケーブルのみ）

1) C35 ケーブル

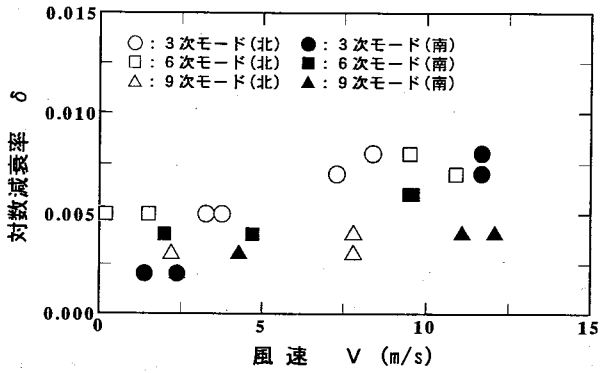
モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	対数減衰率 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	2	0.363	0.011	0.008	0.013	2.2～2.3
2	6	0.657	0.007	0.005	0.012	2.1～6.3
3	8	0.992	0.006	0.002	0.008	1.4～11.7
4	8	1.324	0.005	0.003	0.008	0.9～13.0
5	8	1.651	0.006	0.003	0.009	1.0～12.4
6	8	1.985	0.006	0.004	0.008	0.2～10.9
7	8	2.313	0.004	0.003	0.006	2.1～12.1
8	8	2.643	0.005	0.003	0.011	1.7～11.7
9	8	2.976	0.003	0.002	0.004	2.2～12.1

2) C43 ケーブル

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	対数減衰率 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	4	0.538	0.012	0.011	0.013	6.2～6.5
2	4	1.040	0.010	0.009	0.011	5.9～7.5
3	4	1.560	0.009	0.008	0.009	5.3～8.2
4	4	2.073	0.008	0.007	0.008	5.0～9.1
5	4	2.593	0.008	0.007	0.008	5.0～9.1

3) C50 ケーブル

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	対数減衰率 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	4	1.022	0.008	0.006	0.010	6.8～8.1
2	4	2.031	0.009	0.008	0.011	6.8～7.4
3	4	3.043	0.006	0.005	0.006	5.7～7.8



図－7　風速と対数減衰率の関係（C35）

表－4　計測結果（粘性せん断型ダンパー設置）

1) C35 ケーブル

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	付加減衰（対解析値比） 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	3	0.379	1.52	1.02	1.82	3.4～3.5
2	2	0.688	0.84	0.76	0.92	1.3～1.6
3	4	1.029	1.21	1.03	1.59	1.6～2.1
4	4	1.371	1.07	0.94	1.13	2.7～7.3
5	2	1.714	1.00	0.88	1.12	2.8～8.0
6	4	2.060	1.07	0.97	1.13	3.0～10.2
7	3	2.408	0.98	0.92	1.07	5.8～7.2
8	4	2.738	1.34	1.04	1.65	4.2～7.7
9	2	3.117	1.65	1.58	1.71	7.7～8.0

2) C43 ケーブル

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	付加減衰（対解析値比） 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	4	0.549	1.29	0.48	2.36	3.6～4.6
2	4	1.069	1.78	1.38	2.33	4.6～9.9
3	4	1.602	1.02	0.84	1.11	3.9～8.7
4	3	2.133	1.35	1.24	1.56	3.9～8.9
5	3	2.681	1.09	0.75	1.38	6.7～7.3

3) C50 ケーブル

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	付加減衰（対解析値比） 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	4	1.062	1.09	0.97	1.16	2.4～2.9
2	4	2.087	1.04	0.91	1.11	4.9～8.6
3	2	3.157	1.09	1.08	1.09	6.9～9.8

表－5　計測結果（角折れ緩衝材設置、C35 ケーブル）

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	付加減衰率 平均値	最小値	最大値	計測時風速 (m/s)
1	1	0.366	0.002	－	－	2.2
2	4	0.663	0.016	0.011	0.021	1.7～3.3
3	2	1.003	0.007	0.006	0.008	1.8～2.3
4	4	1.332	0.008	0.006	0.011	2.3～4.1
5	4	1.660	0.011	0.008	0.012	2.0～6.6
6	4	1.996	0.007	0.006	0.008	3.4～6.3
7	4	2.326	0.007	0.006	0.008	6.6～7.5
8	4	2.663	0.007	0.005	0.008	8.4～9.2
9	4	3.001	0.010	0.009	0.011	8.2～9.5

b)粘性せん断型ダンパー設置

表－4に結果をまとめて示す。ダンパーの効果は文献 1)に示されている簡易式による計算結果との比で評価した。ケーブル張力は、ダンパーを設置していない状態のモード次数と振動数の関係から計算した。なお、温度 t としては、粘性体の温度を測ることは困難であったため、ダンパー付近の大気温を用いた。このことがデータのばらつきの原因の一つと考えられるが、計算値との比は平均的に 1 程度となっており、設計に大気温を用いても差し支えないと考える。

c)角折れ緩衝材の影響

角折れ緩衝材を設置した場合の結果を表－5にまとめた。結果は緩衝材設置による付加減衰の値である。ばらつきはあるものの、各モードに対して 0.007 程度の減衰付加効果ある。これは、緩衝材の各物性値の温度、振幅などの依存性を無視し、せん断弾性係数 G=7kg/cm2（t=10℃）、ばね定数

表－6　計測結果（緩衝材＋ダンパー設置、C35）

モード次数	計測回数	振動数 (Hz)	付加減衰（対解析値比）			計測時風速 (m/s)
			平均値	最小値	最大値	
1	0	0.363	－	－	－	－
2	4	0.673	2.32	1.94	2.39	2.5～8.7
3	4	1.012	0.66	0.44	0.78	1.8～2.8
4	4	1.343	0.69	0.61	0.83	3.2～6.7
5	5	1.676	1.00	0.65	1.53	2.2～5.0
6	4	2.011	0.78	0.65	0.94	2.0～5.2
7	2	2.349	0.94	0.88	1.00	9.3～10.7
8	3	2.684	0.98	0.81	1.33	2.7～7.8
9	3	3.023	1.55	1.21	1.69	4.2～5.0

k=100t/m、内部摩擦係数γ=0.25 で仮定した設計段階における計算結果（δ=0.01）より若干小さくなっている。

表－6 には角折れ緩衝材と粘性せん断型ダンパーの両者を設置した場合の結果をまとめて示した。結果は文献 2)に示された簡易式との比である。ここで、緩衝材の減衰要素は考慮していない。ばらつきはあるものの実験値と計測値はほぼ一致している。

4．あとがき

名港中央大橋のケーブルには設計当初からレインバイブレーションの発生が懸念され、制振装置の検討が進められた。本実験はその検証のため実施されたものであり、以下の所見を得た。

1) ケーブルのみの状態では減衰は非常に小さく概ね 0.01 以下であり、鶴見つばさ橋[3]などでこれまでに計測されたデータとほぼ一致している。
2) 粘性せん断型ダンパーを設置することにより、全ケーブルのレインバイブレーションを抑えることができる。
3) 桁側に角折れ緩衝材を設置する必要があるケーブルには、緩衝材に何らかの対策が必要である。
4) 粘性せん断型ダンパーの付加減衰効果、および粘性せん断型ダンパーと角折れ緩衝材を併用した系の付加減衰は簡易式による設計が可能である。

本実験結果を踏まえ、最終的なケーブル制振システムの設計を実施し、対策を施した。

謝辞：本実験に当たり「伊勢湾岸道路名港大橋の設計施工等に関する調査研究委員会」（委員長：伊藤学　東京大学名誉教授）の方々には、多大なるご指導をいただきました。ここで厚く謝意を表します。

付録　レインバイブレーションの観測事例

本実験中に、本橋においてもレインバイブレーションが観測された。ここではその概要について述べる。

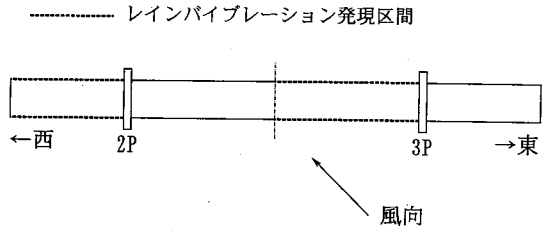
(1)概要

図－付 1 に示すように、南東の風、風速が 8 m/s を超えると振動が発生した。名港西大橋の雨量計によれば 10 分間に 2～3 mm 程度の雨が降っていた。振動したケーブルは風向に対して下り勾配を持つすべてのケーブルである。風向が東風（橋軸方向）に変わると振動は止まった。

ケーブルには、下側にのみ水路が形成されていた。よって励振力は比較的弱く[4]、弾性シール材が設置してあった C35 北側ケーブルの振動は抑制されていた。

(2)観測結果

C50 と C51（図－2 参照）の南側ケーブルについて、振動のケーブル面内（鉛直）成分を計測した。その概要を表－付 1 に示す。また、計測された波形の一部とそのパワースペクトルを図－付 2 に示す。

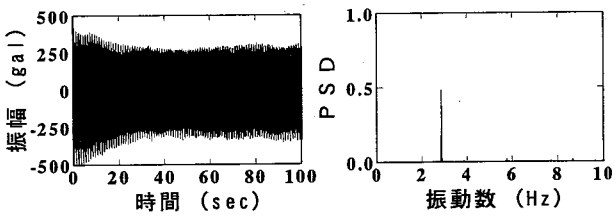


図－付 1　発生状況

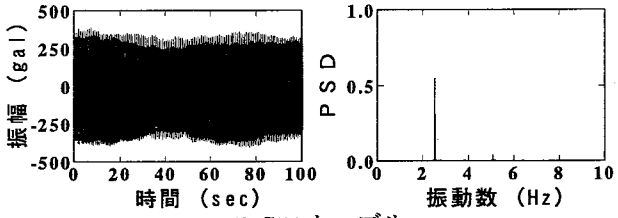
表－付 1　計測結果

ケーブルNo.	C50	C51
計測位置	0.06L	0.06L
モード次数	3	2
振動数	2.89 Hz	2.55 Hz
片振幅	12 mm	16 mm

注 1. 計測時風速；8.7m/s(10分間平均値)
2. Lはケーブル長



1) C50 ケーブル



2) C51 ケーブル

図－付2　計測結果

参考文献

1) 米田昌弘：斜張橋ケーブルの風による振動とその制御、第2回振動制御コロキウム PART A、pp21～40、1993

2) 米田昌弘、望月秀之、瀬戸内秀規：斜張橋ケーブルを対象とした併用ダンパー方式の減衰評価手法とその設計法に関する研究、土木学会論文集、No.516/Ⅳ-27、pp183～196、1995

3) 高野春夫、小笠原政文他：鶴見つばさ橋のケーブル制振対策、第3回振動制御コロキウム PART B、pp49～54、1995

4) 財団法人土木研究センター：斜張橋ケーブルの耐風性検討報告書、1993

(1997. 8. 29 受付)

CABLE VIBRATION TEST OF MEIKO CENTRAL BRIDGE

Minoru MIZOE, Masato ITO, Toshiyuki KONDO, Takeshi KAWAKAMI
Masanao SUZUKI and Akira MORIUCHI

Meiko Central Bridge, located in Nagoya Port, is a 1170m long, cable stayed three span continuous steel box bridge with a 590m center span. Rain/wind induced vibration is often observed for a stay cable of cable stayed bridge, so some methods, mainly using some damper, are considered to reduce the amplitude of vibration in Meiko Central Bridge. This paper concerns about 1)the effects of dampers reducing the amplitude of vibrations and the result of vibration tests to adequate calculation method of additional damping. By those results, we found the vibration characteristics of cable ,the effects of viscous damper to reduce the vibration amplitude and the adequacy of calculation method.

支点反力の代替となる計測量について

徳永法夫[1]，山田靖則[2]，川谷充郎[3]

[1] 正会員　阪神高速道路公団保全施設部保全技術課 調査役（〒541 大阪市中央区北久太郎町 4-1-3）
[2] 正会員　工博　高田機工㈱技術研究所 所長代理（〒649-01 和歌山県海草郡下津町方 1375-1）
[3] 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）

振動を評価する場合，その評価の基準となる物理量が必要となる．橋梁交通振動やその制振効果の評価量として，これまではその対象振動の多くが橋梁上部工の全体振動であったため，支間中央部の変位，速度，加速度といった動的応答量を用いることが多かった．ここでは，近年，この橋梁交通振動の評価量として検討されている支点反力について，ロードセルを用いた直接的な計測の代替となる計測量として，支点上補剛材の鉛直ひずみに着目し，シミュレーション解析による反力と対比して，反力の代替計測量になることを考察する．

Key Words: *dynamic reaction force, girder bridge, traffic-induced vibration , stiffener on support, field test*

1．まえがき

振動を評価する場合，その評価の基準となる物理量が必要となる．橋梁交通振動やその制振効果の評価量として，これまではその対象振動の多くが橋梁上部工の全体振動であったため，支間中央部の変位，速度，加速度といった動的応答量が多く用いられていた．最近になって，藤野らは橋梁交通振動の評価量のひとつとして動的反力を採用し[1]，山口も動的反力が評価量となり，その意義を上部工と車両の連成振動とを一つの振動システムと見なすと，反力はその出力となるという見方を示した[2]．

筆者らも，これとは別に，車両の振動を含む上部工の振動評価量としては，橋梁の全体振動と，支点近傍の車両接地力を含む局部振動の両方に対して，動的反力がよりよい評価量となると考え，この特性を明らかにするため，実橋において動的反力の計測を行い，これが橋梁交通振動の評価量となることを考察した[3),4)]．動的反力の直接的計測は，現実的に非常に困難である．この動的反力の代替量の計測については，筆者らが国道２号の金浦橋において行った実測[3]以外に報告されているものは見当たらない．ここでは，主桁の支点上補剛材の鉛直ひずみに着目し，このひずみ量が支点反力の代替量になることを考察する．

2．支点反力の代替量の選定

反力の変動成分が橋梁振動やその制御の評価パラメータになり得ることについて，筆者らは文献 3)で明らかにした．桁橋の反力変動の時系列を得ることは，数値シミュレーションでは，筆者らの用いている計算方法[5]でそれほどの問題はないものの，現地計測では反力を直接計測することは，対象橋梁の選定，交通規制あるいはロードセルの能力や設置方法等，実際には非常に困難である．

筆者らは，反力の代替量として支点上主桁腹板の鉛直ひずみに着目して計測を行い，このひずみと反力変動との関係を考察した[3),6)]．その結果，支点上の主桁腹板の鉛直ひずみは，主桁の腹板が橋軸方向の広がりを有するため，車両の位置によって最大ひずみの方向が変化し，走行車両位置が着目点直上近傍以外では，反力の変動を十分に反映しないことが分かった．

そこで，同じように支点上の部材である補剛材が着目される．支点上補剛材の鉛直ひずみにおいては，主桁腹板とは異なり部材が橋軸方向の広がりをもたないため，走行車両の位置による最大ひずみの方向の変化

はないことが確認された[6]．その場合の測定対象橋梁の支承がゴム支承であり，動的反力のシミュレーション解析を行い，その動的特性を鉛直ひずみの実測結果と比較検討するに至らなかった．

そこで，本研究では通常の剛支承を有する桁橋において，支点上補剛材の鉛直ひずみ測定し，このひずみ変動と当該橋の解析による反力変動とを対比することにより，この支点上補剛材の鉛直ひずみが支点反力の代替値となることを考察する．

3．支点上補剛材の動的鉛直ひずみの計測

（1）実験概要

この支点上補剛材の鉛直ひずみの計測は，阪神高速道路守口線の橋梁の実験車走行による動的実験として行われた．対象橋梁の一般図を Fig. 1 に，その諸元を Table 1 に示す．できるだけ支承に近い位置でひずみ計測ができるように，下フランジから 15mm の位置に1軸ゲージを貼付した．ゲージの貼付状況を Fig. 2 に示す．

計測は，走行車線ならびに追い越し車線に実験車を走行させ，Fig. 1 に示す各主桁の両側の支点で行われた．実験車は前軸が1軸，後軸がタンデム軸のダンプトラックであり，総重量は 25tf である．車両諸元を Table 2 に示す．また実験車の走行速度は光電管によるパルスデータから，下り走行車線走行時で 18.28m/s（65.8km/h），同じく追越車線走行時で 14.99m/s（54.0km/h）である．実験車の走行位置は Fig.1 の断面図に示している．

（2）実験結果

計測されたひずみ波形を Fig. 3 に示す．(a)が走行車線走行時，(b)が追越車線走行時である．また，図中の縦線は車両が橋梁に進入したときを示す．

これらの波形では，車両走行位置の近傍の主桁にお

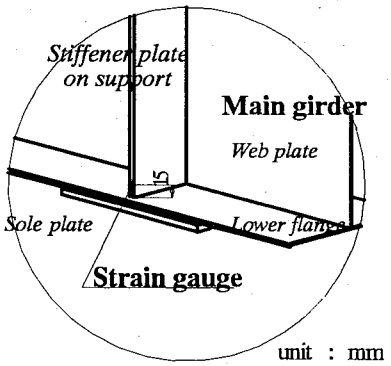


Fig. 2　ひずみゲージの貼付状況

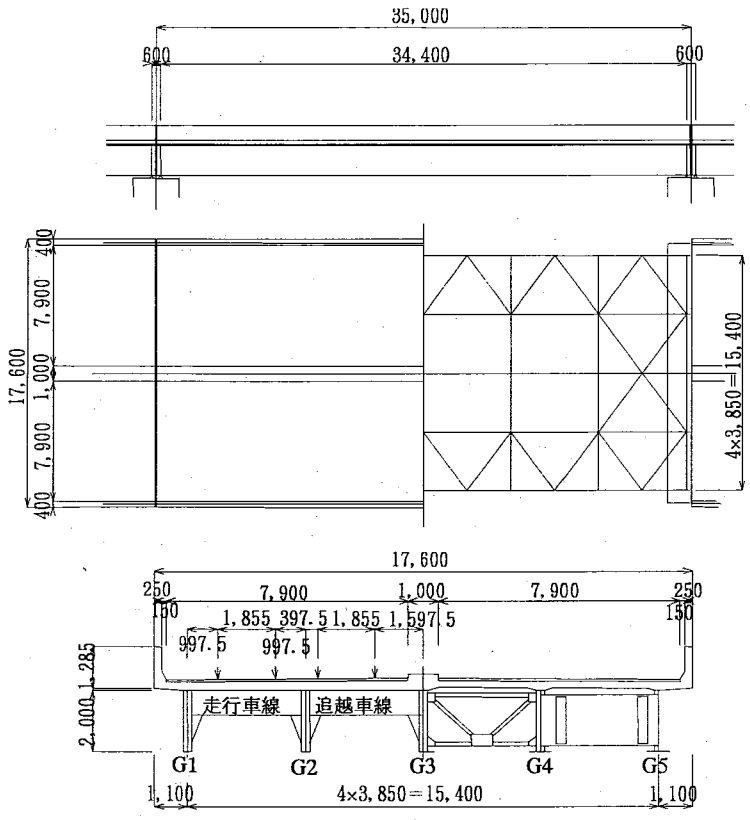


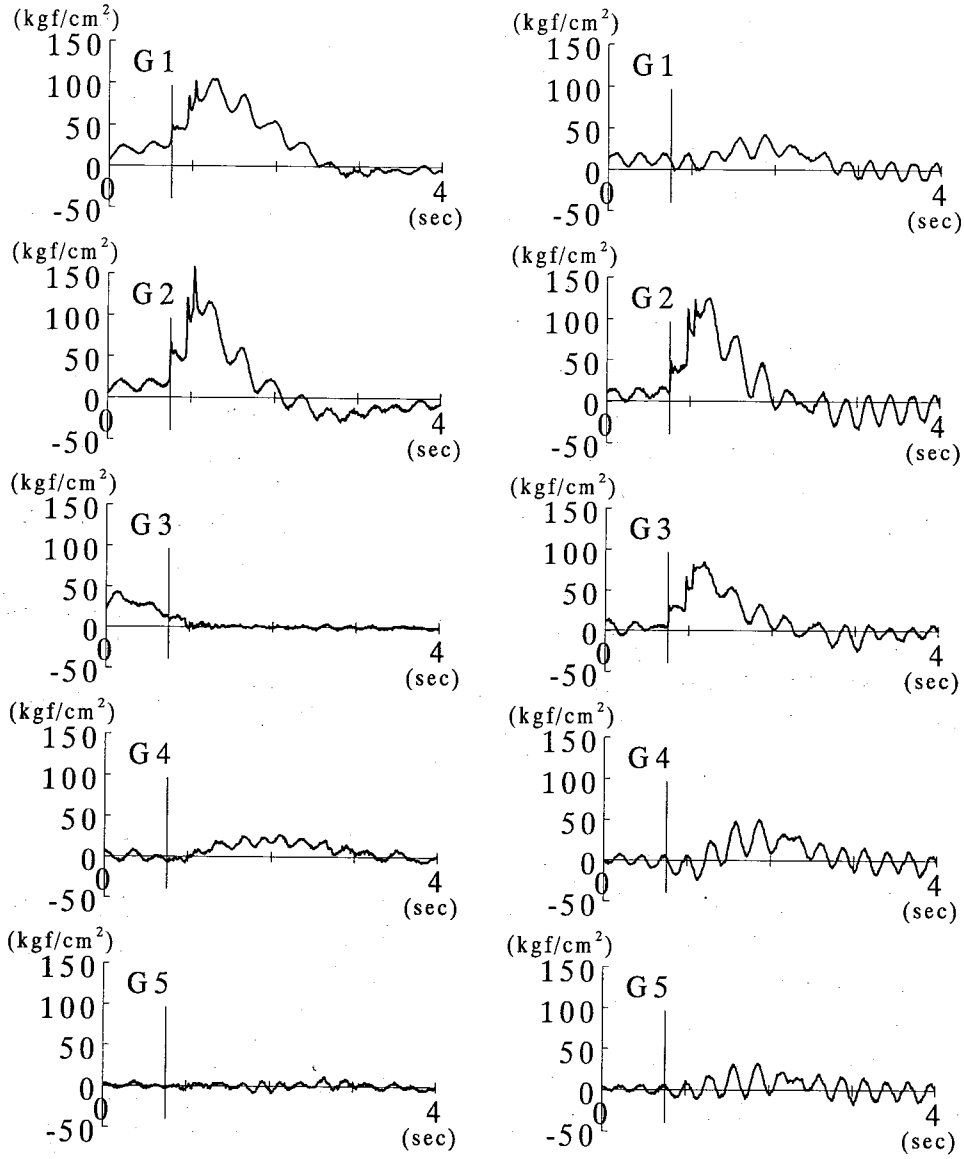
Fig. 1　対象橋梁の一般図

Table 1　対象橋梁の諸元

橋　長	35.0 m
支　間	34.4 m
幅　員	総幅員 17.6 m，有効幅員 2×7.9 m
舗　装	アスファルト 75 mm
床　版	鉄筋コンクリート 210 mm
桁形式	単純合成鈑桁
桁本数	5 本（桁間隔 3.85 m）

Table 2　実験車両の諸元

前軸-後軸 軸間距離	3.88 m
後軸 タンデム軸間距離	1.31m
左右車輪間隔（前軸）	2.065 m
（後軸）	1.855 m
総重量	25 tf
ばね上振動数（実測値）	3.0 Hz
ばね下振動数（実測値）	10.0 Hz



(a) 走行車線走行時（v=18.28m/s）　(b) 追越車線走行時（v=14.99m/s）

Fig. 3　支点上補剛材の鉛直ひずみの時系列

いて，前軸や後軸のタンデム軸の進入ごとに支点上補剛材の鉛直ひずみが階段状に増加する様子が鮮明に捉えられていることが分かる．

4．シミュレーションによる動的反力の解析

（1）解析手法

当該橋梁を，床版を板要素，主桁，横桁，対傾構および壁高欄を梁要素として有限要素モデル化する（Fig.4 参照）．主桁の断面二次モーメントは，橋梁の総幅員に対する中立軸に関して，それぞれの桁について求め，壁高欄や中央分離帯の剛性も考慮する．また，横構が設置されている桁間については，床版，主桁腹板，横構で囲まれる部分を疑似箱桁としてねじり剛性を求め，その１／２づつをそれぞれの主桁に考慮

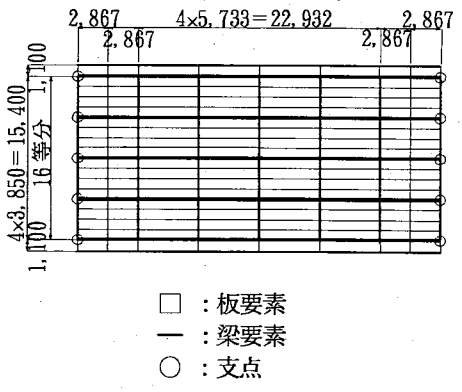


Fig. 4　橋梁構造モデル

する．この構造モデル上に，8 自由度を有する三次元車両モデル（Fig.5 参照）の実験車両を走行させ，モード法により連成振動解析を行い動的反力を求める．

解析に用いた振動次数は 80 次までである．数値積分には Newmark-β法を用い，収束条件を加速度において 1/1000 とした．また，主桁の減衰定数は，既往の鈑桁のデータ[7]からh=0.02 とした．

（2） 路面凹凸

対象橋梁の路面凹凸は計測されていないので，仮想の路面凹凸パワースペクトルによりシミュレーションによって求める路面凹凸を用いるものとする．路面凹凸のスペクトル$S_R(\Omega)$は下式で表されるものとする．

$$S_R(\Omega)=\frac{\alpha}{\Omega^n+\beta^n} \qquad (1)$$

ここで，α=0.003，β=0.02，n=2.5 とし[8]，路面凹凸の最大振幅は，対象橋梁近傍の橋梁で計測された路面凹凸を参考として約 4mm となるように調整した．用いた路面凹凸を Fig. 6 に示す．

（3）解析結果

まず，固有値解析結果のうち低次のものを実測結果とともに Table 3 に示す．実測値では解析値にみられるねじり 1 次と曲げ 1 次の振動は区別できず，これらが連成した振動が 3.10Hz 付近に現れている．

反力の動的応答解析結果を Fig. 7 に示す．Fig. 3 と比較すると，橋脚の振動と考えられる 3.78～4.0Hz 付近の振動を除くと，その形状はかなりよく似ているといえる．また，解析値のピーク値付近にみられるやや高周波数の振動は，車両のばね下振動の影響とみられる．

5．実測値と解析値の考察

（1）補剛材の鉛直ひずみ実測値による反力の推定

当該橋梁の端支点上補剛材の有効断面を設計図面から以下のように考える（Fig. 8）．

① 腹板の有効幅を道路橋示方書の規定で考える場合

2-Pl 135×28 = 75.6 (cm²)（補剛材断面）

1-Pl 216× 9 = 19.44 (cm²)（腹板有効断面）

Σ = 95.04 (cm²)

② 腹板の有効幅をソールプレート長さで考える場合

2-Pl 135×28 = 75.6 (cm²)（補剛材断面）

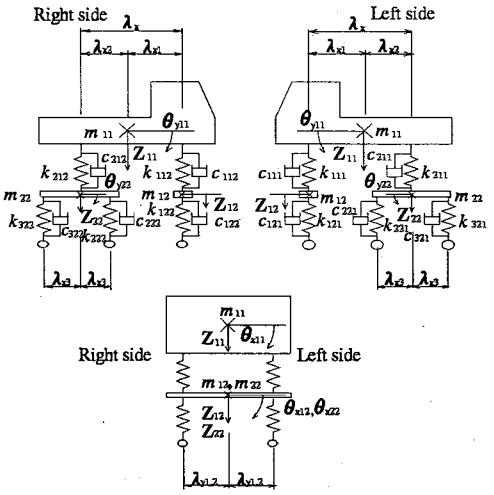


Fig. 5 三次元車両モデル（8 自由度）

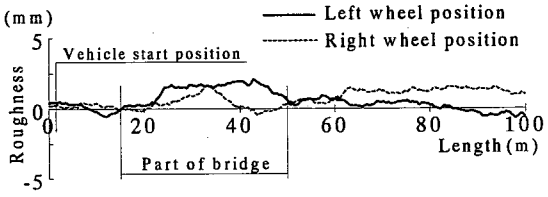


Fig. 6 解析に使用した路面凹凸

Table 3 対象橋梁の低次の振動特性 (Hz)

振動数		備考
解析	実測	
3.05	3.10	ねじり 1 次
3.17		曲げ 1 次
---	3.78-4.00	橋脚の振動モード
5.51	---	横断が鞍状の曲げ振動モード

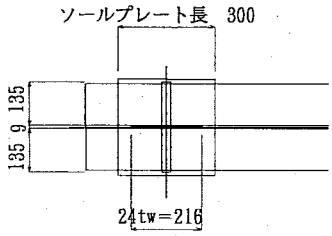
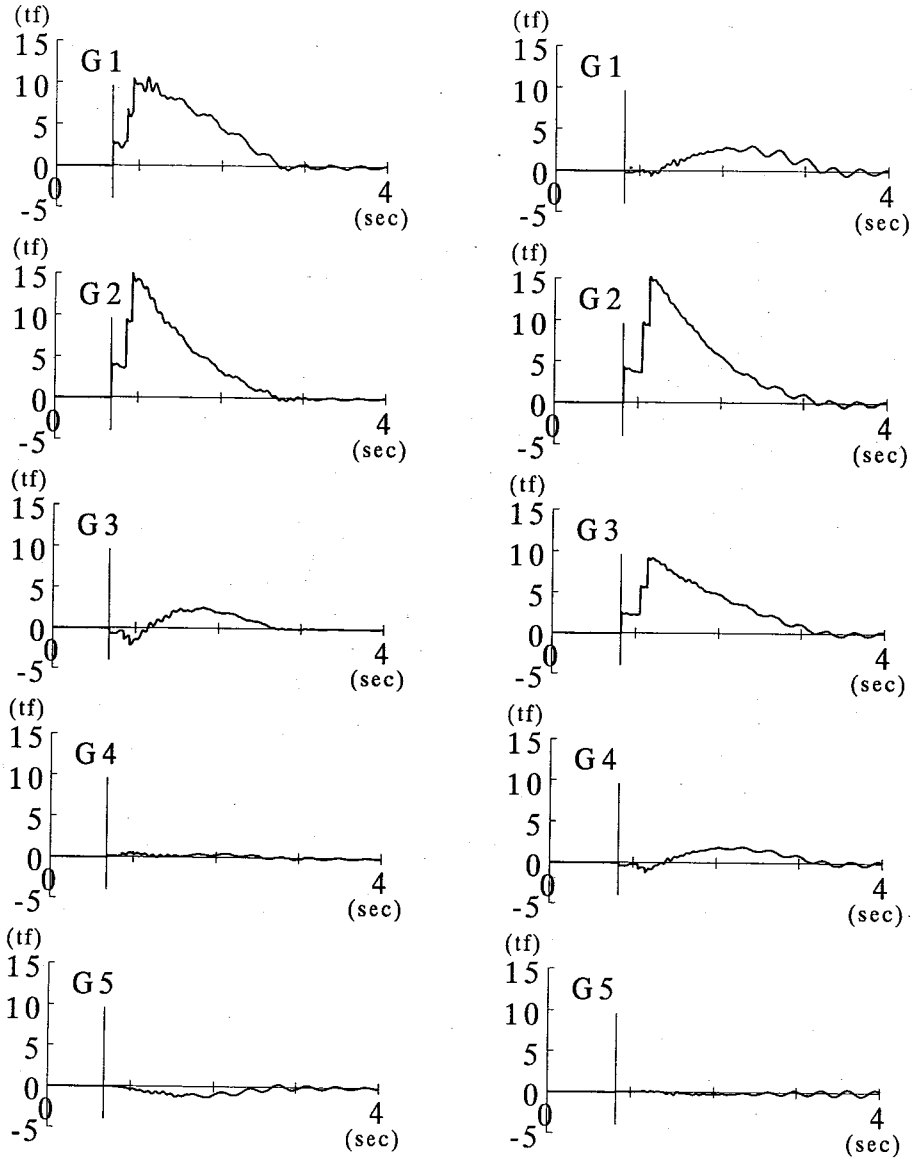


Fig. 8 支点上補剛材の有効断面

1-Pl 300× 9 = 27.0 (cm²)（腹板有効断面）

Σ = 102.6 (cm²)

上記の断面積を用いて計算した各主桁の車両進入側支点の後軸後輪が進入したときの各桁の反力を，解析結果と対比して Table 4 に示す．この結果から，20%程度のばらつきはあるものの，解析値は実測値を再現できていると考えられる．このばらつきは，伸縮装置近



(a) 走行車線走行時 (v=18.28m/s)　　(b) 追越車線走行時 (v=14.99m/s)

Fig. 7　数値シミュレーションによる反力の時系列

Table 4　支点上補剛材断面から推定した後軸後輪進入時の反力 (tf)

走行位置	断面	G1 桁		G2 桁		G3 桁		G4 桁		G5 桁		合　計	
		推定	解析	推定	解析	推定	解析	推定	解析	推定	解析	推定	解析
走行車線	①	9.96	10.49	10.93	14.43	0.32	-1.67	0.75	0.49	0.21	-0.24	22.17	23.50
	②	10.74		11.80		0.35		0.81		0.23		23.93	
追越車線	①	2.07	-0.51	11.95	15.27	7.29	9.16	0.88	-1.18	0.87	0.19	23.06	23.95
	②	2.24		12.90		7.87		0.95		0.94		24.90	

傍の路面凹凸の違いのほか，モデル化した構造と実際の構造との局部的な挙動の違いの影響が大きいと考えられる．

またこの表から，同一時刻における各桁の反力の合計値から，反力の推定に用いる有効断面のうち，腹板の有効幅はソールプレート長を用いるのがよいと考えられる．

（2）荷重モニタ量としての考察

本計測は実験車両が単一走行の状態で行われたもの

であるため，走行速度，位置が変化し，またそれらが複数台同時に載荷する実際の状態に対して一般的な議論になりにくい面があるが，以下の点について荷重のモニタ量として用いることができると思われる．

① 鉛直荷重のみに着目すれば，橋脚に作用する活荷重の時系列として使用できる．これは，鉛直方向の荷重変動による地盤振動への影響を推定するとき，この鉛直ひずみから求められる反力の時系列を直接入力することで，上部構造を含むモデルを考慮しなくてよいことを示している．

② 車輪近傍の桁の鉛直ひずみが，車軸進入ごとに顕著なピーク形状を呈していることから，車両軸重の推定の可能性が指摘できる．

③ 反力は直接的に荷重を反映するものであることから，支点上補剛材の鉛直ひずみは車両荷重のモニタ量になりうる可能性が指摘される．

6．結　論

本計測と解析によって得られた結論は以下のようである．

① 支点上補剛材下端における鉛直ひずみの時系列は，解析値の反力の時系列に非常によく似ている．また，この鉛直ひずみを用いて得られた反力の推定値は解析値とかなりよく一致している．これらのことから，支点上補剛材の鉛直ひずみは反力の代替値とみることができる．

② 反力の推定に用いる支点上補剛材の有効断面積としては，補剛材断面積ならびにソールプレート長さに対応する主桁腹板の断面積を合計したものが，反力のよい近似を与える．

［参考文献］

1) 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.

2) (社)日本溶接協会：構造動態の制御　海洋から宇宙まで，1994.11.

3) 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，構造工学論文集，Vol.40A，pp.713-720，1994.3.

4) 川谷充郎，山田靖則，下野正人，清木計成，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，構造工学論文集，Vol.41A，pp.683-690，1995.3.

5) 山田靖則，川谷充郎：桁端補強工法による橋梁交通振動軽減の解析的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.737-746，1997.3.

6) Yamada. Y., Hayashi. H., Kawatani. M. and Usui. K.: Experiment of Substitutional Measurement for Dynamic Reaction Force of Bridges, *Proc. of 4th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges(JSSB-JK4)*, 1996.12.

7) 加藤雅史，島田靜雄：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.49-58，1981.7.

8) 川谷充郎，小菅　朗，嶋田玲志，小松定夫：路面不正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.459-466，1987.3.

（1997.8.29　受付）

SUBSTITUTIONAL PARAMETER OF DYNAMIC REACTION FORCE

Norio TOKUNAGA , Yasunori YAMADA and Mitsuo KAWATANI

Dynamic reaction force of main girder is paid attention to as one of assessment parameters on properties of traffic-induced vibration of bridges and effects of vibration-proof procedures. Studies on characteristics of dynamic reaction force have been very few because of the difficulty of measuring in field tests. In this paper, the methods to estimate this dynamic reaction force quantitatively or qualitatively by using other physical values are reported. Stiffener plates on supports of main girders are selected as members for measuring strain. Field test is carried out by using test vehicle under the condition of no vehicle except this test vehicle. Three-dimensional analysis is carried out for dynamic reactions by using finite element structural model and three-dimensional vehicle model with 8-degree-of-freedom. Vertical strain at stiffener plates on supports agrees with properties of dynamic reaction force and this vertical strain is able to estimate dynamic reaction force and axle load of vehicles with good accuracy.

非合成桁スラブ止めの伝達せん断力と疲労破断のモニター

中島章典[1]・溝江慶久[2]・廣田　篤[3]・吉原知佳[4]・西園広之[5]・大江浩一[5]

[1]正会員　工博　宇都宮大学助教授　工学部建設学科建設工学コース (〒 321 宇都宮市石井町 2753)
[2]正会員　工修　川田工業　技術開発本部技術研究室 (〒 114 東京都北区滝野川 1-3-11)
[3]正会員　東洋建設　大阪営業所 (〒 550 大阪市西区立売堀 1-3-13)
[4]正会員　鹿島建設　土木設計本部 (〒 107 東京都港区赤坂 6-5-30)
[5]正会員　トピー工業　鹿沼製造所工場管理部技術課 (〒 322 鹿沼市さつき町 13-1)

非合成桁橋に用いられるスラブ止めは実際には，鋼桁とコンクリート床版間に作用する水平せん断力を伝達していることが指摘されている．したがって，非合成桁橋をより合理的に設計するためには，スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を明確にしておく必要がある．既往の研究では，静的桁試験時においてスラブ止めに作用する水平せん断力をうまく算定できない，あるいは疲労試験時においてスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を明確に把握できないなどの問題点があった．

そこで本研究では，これらの問題点を改善して，押抜き試験，正曲げおよび負曲げ桁試験を実施し，それらのスラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を相互に比較検討した．

Key Words : *slab clamp, plate girder bridge, fatigue strength, horzontal shear behavior, fatigue fracture monitoring instrument*

1. はじめに

非合成桁橋に用いられるスラブ止めも，実際にはかなり剛なずれ止めであり，上載荷重による曲げに伴って水平せん断力を伝達していることが明らかになってきた[1)]．したがって，車両走行時にスラブ止めに作用する繰り返しのせん断力が，スラブ止めの疲労強度に及ぼす影響を検討しておくことが重要である．また，連続非合成桁では，中間支点付近の負曲げにより，コンクリート床版にひび割れが生じる可能性もあるために，負曲げ領域にあるスラブ止めの水平せん断ずれ性状を検討しておくことも必要である．

このような観点から，著者らは径 10mm の丸鋼のスラブ止めを取り付けた桁試験体と押抜き試験体を用いて，静的載荷試験および疲労試験を行い，スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を調べた[2)]．しかしながら，その実験研究では，桁試験，特に負曲げ桁試験体内のスラブ止めに作用する静的水平せん断力をうまく算定できないこと，また，桁試験体の疲労試験時においてスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数が明確に把握できないことなどの問題点があった．

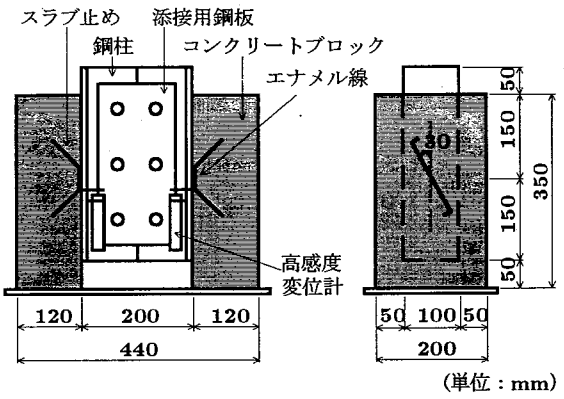
そこで本研究では，押抜き試験と桁試験におけるスラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を明らかにするため，上述の問題点を改善する工夫を施して，押抜き試験体および正，負曲げ桁試験体の静的載荷試験および疲労試験を改めて行った．そして，その結果に基づいて，スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を試験体のタイプごとに相互に比較検討した．

2. 実験概要

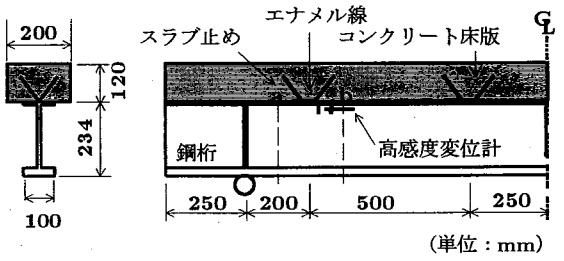
静的載荷試験および疲労試験に用いた押抜き試験体および正，負曲げ桁試験体を**図–1**～**図–3** に示す．ただし，**図–2** および**図–3** の桁試験体では全長の 1/2 部分のみを示している．スラブ止めは径 10mm の丸鋼鉄筋とし，いずれもフランジの長手方向に 30° の角度で溶接により取り付け，その後 45° の角度で曲げ上げて形を整えた．

押抜き試験体は，**図–1** のように鋼柱の高さを 350mm とし，フランジ（100 × 9 mm）およびウエブ（90 × 9 mm）を溶接により組み立てスラブ止め 1 本を取り付けた T 形鋼 2 体からなる．桁試験体と同じ状態でコンクリートブロック（200 × 120 mm）を打設できるように，フランジ面を上にして左右のコンクリートブロックを同時に打設し，コンクリート打設後 28 日以降に，分割していた 2 つの T 形部材を**図–1** のように添接板とボルトを用いて 1 つの押抜き試験体に組み立てた[3)]．

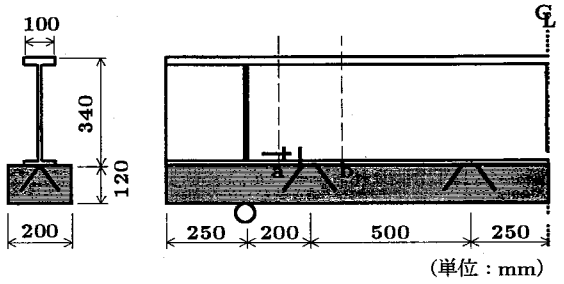
正曲げ桁試験体は，**図–2** のように上フランジ（100 × 9 mm），下フランジ（100 × 25 mm）およびウエブ（200 × 9 mm）の鋼板を溶接により組み立てた，全長 2400mm，スパン 1900mm の試験体であり，1 つの試験



図–1 押抜き試験体（PS3，PS4）



図–2 正曲げ桁試験体（SS3，SS4）



図–3 負曲げ桁試験体（HS3，HS4）

体に50cm間隔でスラブ止めを4本取り付けた．コンクリート床版の断面は，押抜き試験体のコンクリートブロックと同じく幅200mm，高さ120mmとし，その内部にD10鉄筋を2段で合計6本長手方向に配置し，橋軸直角方向にはD6鉄筋を50～135mm間隔で配置した．

負曲げ桁試験体は**図–3**のように，上フランジ（100 × 15 mm），下フランジ（100 × 25 mm）およびウエブ（300 × 9 mm）の鋼板を溶接により組み立てた試験体で，コンクリート床版内にはD13鉄筋を2段で合計6本配置した．他の条件については正曲げ桁試験体と同じである．

いずれの試験体も，鋼フランジとコンクリートブロックあるいは床版との間の摩擦や付着がスラブ止めの水平せん断伝達性状に及ぼす影響を極力小さくするために，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た．各試験体とも静的載荷試験用として2体，疲労試験用として3体製作した．

表–1にコンクリート，鋼板，スラブ止めおよび鉄筋の材料特性をまとめる．

表–1 材料特性

材料	降伏応力度 or 圧縮強度	弾性係数
9mm 鋼板	305 MPa	202 GPa
15mm 鋼板	265 MPa	205 GPa
25mm 鋼板	229 MPa	204 GPa
D6 鉄筋	255 MPa	180 GPa
D10 鉄筋	335 MPa	181 GPa
D13 鉄筋	335 MPa	183 GPa
スラブ止め (ϕ10 丸鋼)	398 MPa	195 GPa
コンクリート (28 日標準)	36.6 MPa	37.8 GPa
(試験時平均)	42.6 MPa	36.3 GPa

(1) 静的載荷試験

疲労試験に先立って，スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状を把握するために，静的押抜き試験および桁試験を行った．桁試験については1点集中荷重をスパン中央に載荷し，数回の繰り返しを行った後，桁が破壊するまで荷重を載荷した．ただし，負曲げ桁試験体では，**図–3**のように鋼桁とコンクリート床版を正曲げ桁試験体と上下逆にして荷重を載荷した．また桁試験では，より大きい水平せん断力が生じると思われる支点側スラブ止めの前後10cmの断面（図中のa，b断面）に着目し，1断面に20枚のひずみゲージを貼付して鋼桁のひずみを計測した．

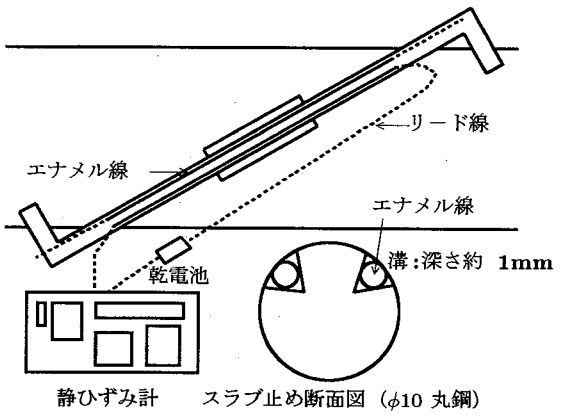
コンクリート床版と鋼桁との相対ずれ変位を計測するため押抜き試験体ではスラブ止めの中心高さ4個所（**図–1**）に，桁試験体では外側スラブ止め取り付け位置の両側4個所（**図–2**および**図–3**）に高感度変位計を設置した．さらに桁試験では，荷重載荷点と支点位置にダイヤルゲージを設置してたわみを計測した．

以後，静的押抜き試験体をPS3，PS4，正曲げ桁試験体をSS3，SS4，負曲げ桁試験体をHS3，HS4と呼ぶ．

(2) 疲労試験

疲労試験に用いた試験体は，どのタイプも静的載荷試験に用いた試験体と同じプロポーションであり，荷重も同じ位置に載荷した．また，疲労試験に際しても静的載荷試験と同じ位置で，スラブ止め位置の鋼フランジとコンクリートブロックあるいは床版の相対ずれ変位を計測するために高感度変位計を取り付けた．

著者らのスラブ止めの疲労強度を把握するための既往の研究では，スラブ止めがコンクリート床版に埋め



図–4 疲労破断感知装置

込まれた状態で疲労試験を実施しているため，スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を明確に把握することができなかった[2]．そこで本研究では，スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を明確に把握するために，エナメル線を用いた疲労破断感知装置を新たに考案して用いた．この疲労破断感知装置の設置状況および計測器接続状況を**図–4** に示す．この疲労破断感知装置によるスラブ止めの疲労破断の感知は以下のような手順によって行う．

1. 乾電池によって電圧を与えたエナメル線をスラブ止めの着目位置に接着しておく．ただし，エナメル線がスラブ止めより剥離するのを防ぐため，スラブ止めの長さ方向に深さ約 1mm の溝を彫り，接着剤を用いて溝の中にエナメル線を貼付した．
2. 静ひずみ計を用いて，疲労試験中に 1000～3000 回ごとの一定間隔でエナメル線の電圧を計測する．
3. スラブ止めの疲労破断と同時にエナメル線が切断され，計測した電圧が著しく変化することでスラブ止めの破断を感知する．

この疲労破断感知装置を押抜き試験体では両側のスラブ止めに，桁試験体では両支点側スラブ止めに対し，それぞれ 2 本ずつ取り付けた．

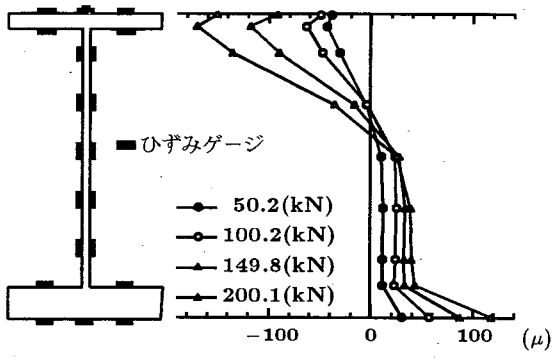
疲労試験中の荷重の載荷方法は，荷重波形を正弦波，繰り返し速度 5Hz，下限荷重 9.8kN の部分片振り圧縮とし，上限荷重を各試験体ごとに 3 段階に変えて行った．

疲労押抜き試験体を PF3，PF4，正曲げ桁試験体を SF3，SF4，負曲げ桁試験体を HF3，HF4 と呼ぶ．

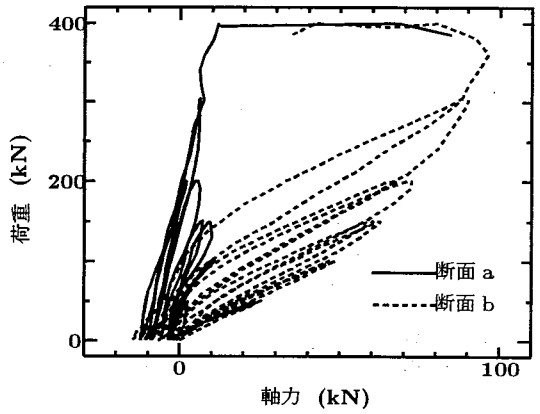
3. 実験結果と考察

(1) 桁試験におけるスラブ止めの伝達せん断力の算定法

図–5 は正曲げ桁試験体 SS3 について，1 つの支点側スラブ止め前後に貼付したひずみゲージで計測された鋼桁の桁高方向ひずみ分布の例を示す．この時，ひずみゲージは**図–5** の左のように貼付している．この図から，載荷荷重が小さく，ひずみも小さい場合においても平面保持の仮定が成立していないことがわかる．



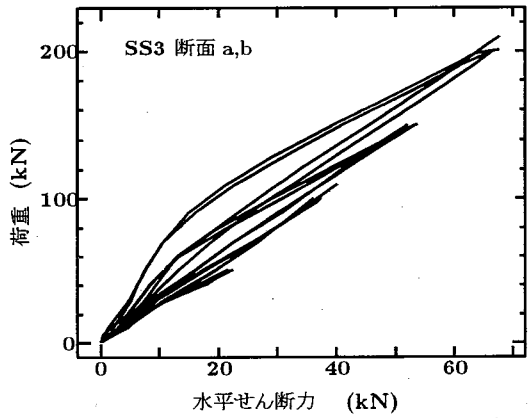
図–5 正曲げ桁試験体鋼桁断面の桁高方向ひずみ分布



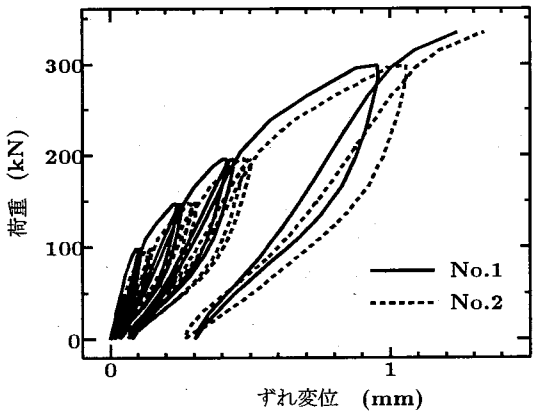
図–6 桁試験における荷重と鋼桁断面の軸力の関係

そこで，鋼桁断面の軸力を正確に算定するために，平面保持を仮定せずに上述のひずみ分布に基づいて軸力を算定した．このようにして得られた軸力と載荷荷重との関係を**図–6** に示す．縦軸は載荷荷重であり，横軸はひずみ分布に基づいて得られた軸力である．図中の断面 a，b は**図–2** に示すように，1 つの支点側スラブ止めの支点側と載荷点側断面の軸力を表している．断面 a は本来軸力が生じない断面であるので，荷重の変化に伴う軸力の変化は小さい．しかし，どちらの断面においても，1 つの荷重サイクルの最大荷重から除荷を行い荷重をゼロに戻した際に，それぞれの断面の軸力がゼロにならずにマイナスの値になっていることがわかる．この理由は，ここでひずみを計測した断面が複雑な応力状態を示す支点付近にあり，多軸応力の作用により断面の一部が非弾性挙動を示した影響であると考えられる．

そこで，この荷重と軸力の関係において，最大荷重－ゼロ－最大荷重の 1 つの荷重サイクルに対して，各最大荷重を起点として形成されるループ全体を，荷重ゼロ時に残留する軸力がゼロになるような補正を行う．こ



図–7 桁試験における荷重と水平せん断力の関係

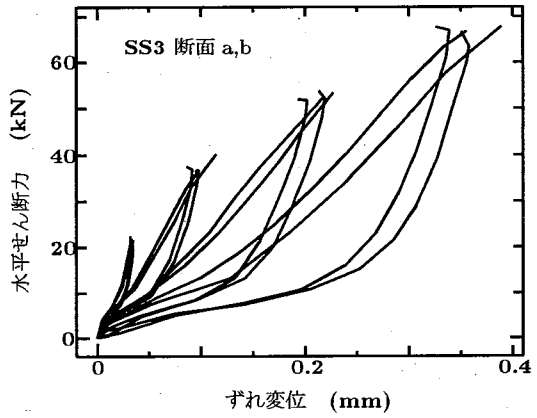


図–8 桁試験における荷重とずれ変位の関係

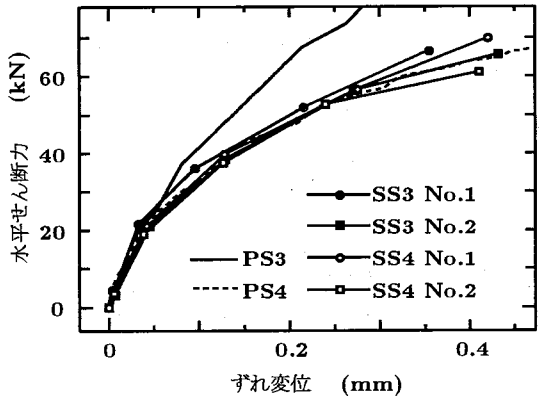
の結果得られたスラブ止め前後の断面 a，b の軸力差を取れば，これをスラブ止めが伝達する水平せん断力であると考えることができる．以上の手順により，桁試験時の載荷荷重とスラブ止めが伝達する水平せん断力の関係が**図–7** のように得られる．

一方，同じ桁試験体のスラブ止めに対して計測された**図–8** のような載荷荷重とずれ変位の関係を，**図–7** の載荷荷重と水平せん断力との関係に関連付けることによって，桁試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係が求められる．ただし，No.1 および No.2 は着目したスラブ止めの両側の変位計によって計測されたずれ変位を表している．このようにして求めた着目スラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係の例が**図–9** である．この図において，縦軸が水平せん断力を表し，横軸はずれ変位を表しているが，横軸のずれ変位についても載荷荷重をゼロに戻した時に残留するずれ変位をゼロにする補正を行っている．

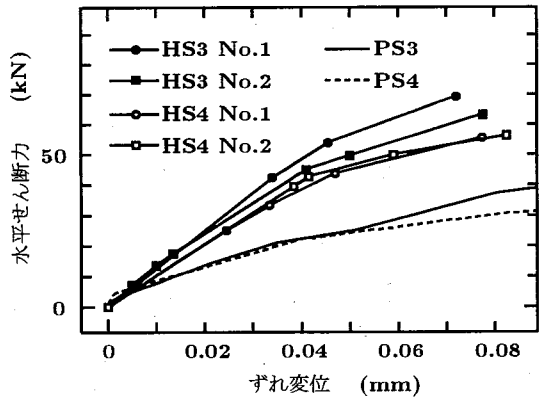
このようにして得られた図の各荷重サイクルごとの水平せん断力とずれ変位の関係の各頂点を結ぶことによって，桁試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の一般的な関係（包絡線）が得られる．この図では，任意の水平せん断力の大きさに対する除荷載



図–9 桁試験における水平せん断力とずれ変位の関係



図–10-a 正曲げ桁試験



図–10-b 負曲げ桁試験

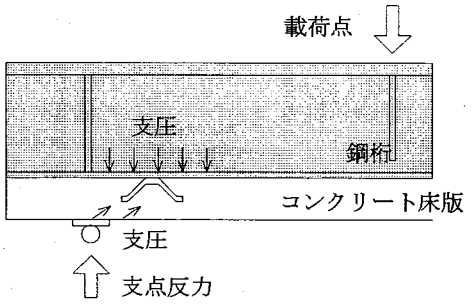
図–10 スラブ止めの伝達せん断力とずれ変位の関係

荷経路は，原点とその水平せん断力の間の割線で与えられることになる．

以下では，正曲げおよび負曲げ桁試験におけるスラブ止めのこのような水平せん断力とずれ変位の関係に着目して結果を整理する．

(2) スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状

前節のようにして求められた正曲げ桁試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係を**図–10-a** に，負曲げ桁試験内のスラブ止めの関係を**図–10-b** に，



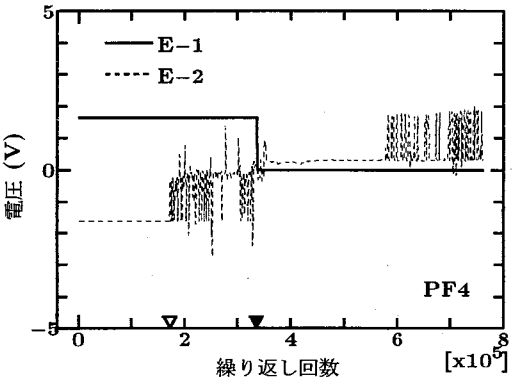
図–11 負曲げ試験体のスラブ止めに作用する支圧の影響

それぞれ押抜き試験の結果とともに示す．ここで，両図の縦軸はスラブ止めに作用する水平せん断力を表し，横軸はコンクリート床版と鋼桁とのずれ変位を表す．押抜き試験のせん断力－ずれ変位関係においても軸力の場合と同様，各荷重サイクルごとに除荷時の残留ずれ変位をゼロにする補正を行った．図では，正，負曲げ桁試験とも，両支点側で求めた結果をNo.1，No.2として表している．

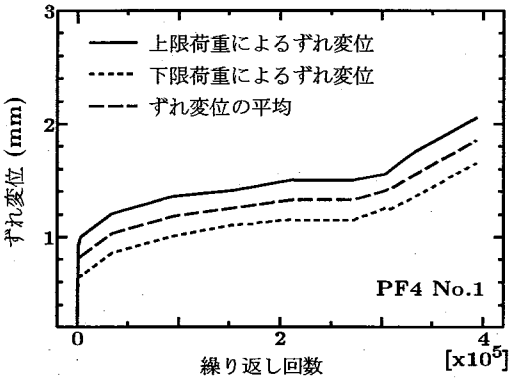
これらの図より，正曲げ桁試験から得られた水平せん断力とずれ変位の関係は，押抜き試験の結果とほぼ一致しているが，負曲げ桁試験から得られた結果は，同じずれ変位に着目した場合，押抜き試験の結果よりも水平せん断力の値が大きくなっていることがわかる．これは，負曲げ桁試験体内のスラブ止めに対して算定した水平せん断力には，**図–11** に示すようにコンクリート床版と鋼桁間の支圧により生じた摩擦力が含まれているためであると考えられる．

(3) 疲労試験中におけるスラブ止めの応答性状

疲労破断感知装置として取り付けたエナメル線の応答性状の例として，**図–12** には，押抜き試験体PF4の疲労試験時に計測したエナメル線の電圧と繰り返し回数の関係を示している．縦軸は電圧を，横軸は繰り返し回数であり，1つのスラブ止めに取り付けた2本のエナメル線の電圧変化をE-1，E-2として示している．ただし，E-2は図を見やすくするためにマイナス側に示している．この図から，いずれもはじめは1.5V程度で一定値を示していた電圧がある繰り返し回数以降急激に変化していることがわかる．つまり，この時点において，スラブ止めに疲労亀裂が生じたのに伴ってエナメル線が切断されたことを表している．ただし，図中の横軸上の三角形マークの位置が示すように，1つのスラブ止めに付けた2本のエナメル線は必ずしも同じ繰り返し回数において切断されていない．これは，スラブ止めの疲労亀裂が徐々に進行するためであると考えられ，このことは，本実験で用いたスラブ止めの疲労破断感知装置の感度が非常に良いことを表していると言える．



図–12 電圧－繰り返し回数曲線

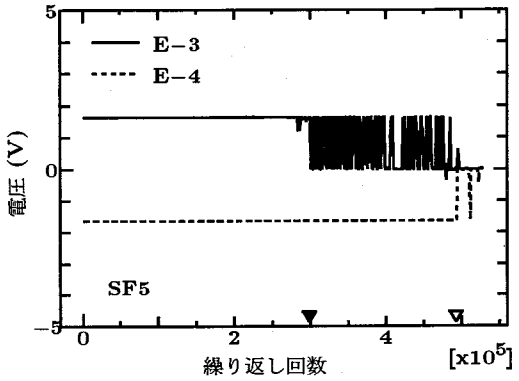


図–13 ずれ変位－繰り返し回数曲線

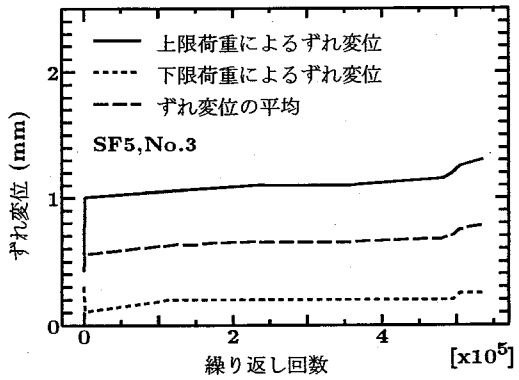
さらに，**図–13** には，同じ疲労試験中の着目スラブ止め取り付け位置におけるずれ変位と繰り返し回数の関係を示している．縦軸は，疲労試験中の上限荷重，下限荷重時のずれ変位とその中立位置におけるずれ変位を示しており，横軸は繰り返し回数である．1つの押抜き試験体に取り付けた4本のエナメル線のうち，最も遅くエナメル線の電圧が変化した繰り返し回数に達すると，ずれ変位にも有意な変化が現れる傾向が認められた．そこで本研究では，押抜き試験におけるスラブ止めの疲労破壊を，試験体に取り付けた4本のエナメル線のうち，最後のエナメル線の電圧が変化した場合と定義する．

この場合，4本すべてのエナメル線の電圧が変化しても，押抜き試験体には外見上大きな変化は見られず，疲労試験の実施上は，繰り返し荷重をさらに載荷することが可能であったことを付記しておく．

一方，桁試験におけるエナメル線の電圧およびずれ変位と繰り返し回数の関係を，正曲げ桁試験体SF5の場合を例として**図–14** および**図–15** に示す．桁試験時においても，押抜き試験時と同様に，1つのスラブ止めに取り付けた2本のエナメル線の電圧は異なった繰り返し回数において急激に変化しており，この繰り返し



図−14 電圧－繰り返し回数曲線



図−15 電圧－繰り返し回数曲線

回数においてスラブ止めには，それぞれのエナメル線の位置に疲労亀裂が生じたものと考えられる．

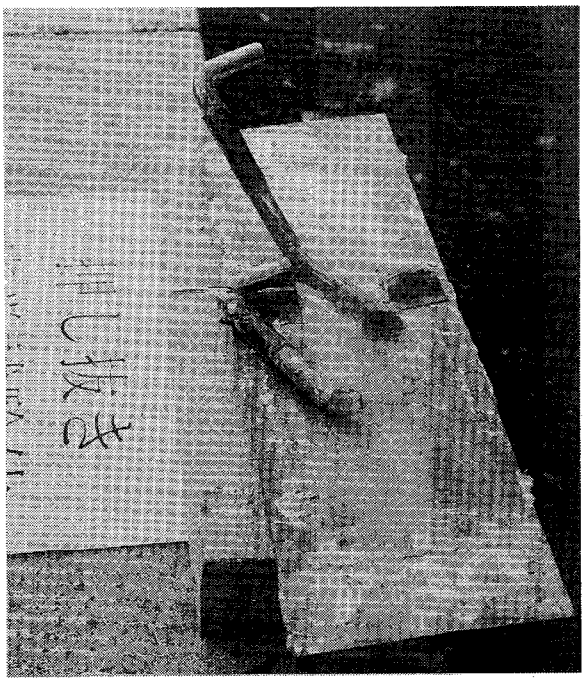
本研究では，両支点側の 2 つのスラブ止めに取り付けた 4 本のエナメル線すべての電圧に変化が生じた繰り返し回数を疲労破断が生じた繰り返し回数と定義して，以下に示す S-N 図を描くときの繰り返し回数とした．ただし，3 体の負曲げ桁試験体のうち 2 体では，疲労試験時に 4 本のエナメル線すべてに電圧の変化が認められないうちに，鋼桁自身に大きな疲労亀裂が生じて，疲労試験の継続が困難になった．

上述のスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数の定義の妥当性については，実験終了後に押抜き試験体および桁試験体のコンクリート床版を取り除いてスラブ止めの状態を確認したところ，実際にスラブ止めが疲労破断していたことからも確認できた．**写真−1** および**写真−2** は押抜き試験および桁試験におけるスラブ止めの疲労破断の状況を示している．また，**写真−3** は負曲げ桁試験体の載荷点側スラブ止め溶接部の鋼桁に生じた疲労亀裂の様子を示している．

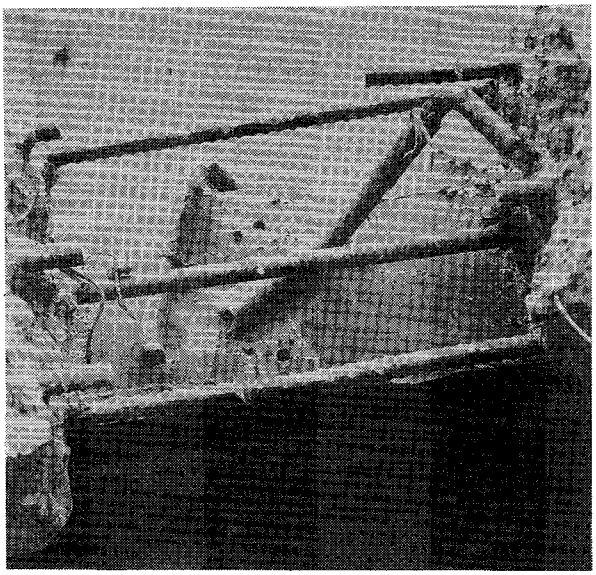
(4) スラブ止めの S-N 線図

図−16 に各タイプの試験体の疲労試験により得られたスラブ止めの S-N 線図を示す．縦軸はせん断力範囲を示し，横軸は前述の定義に従った疲労破壊までの繰り返し回数を示す．押抜き試験のスラブ止めのせん断力範囲は上載荷重の 1/2 で算定できるが，桁試験においては，静的載荷試験における**図−7** のような荷重－水平せん断力関係に対応させて，疲労試験時の荷重振幅に相当するせん断力範囲を算定した．つまり，上限荷重に対するせん断力と下限荷重に対するせん断力の差をせん断力範囲とした．負曲げ桁試験においては，4 本のエナメル線すべてが切断するよりも先に鋼桁が破壊したために，その時点で実験を中止した試験体があった (**図−16** の矢印付きの結果)．

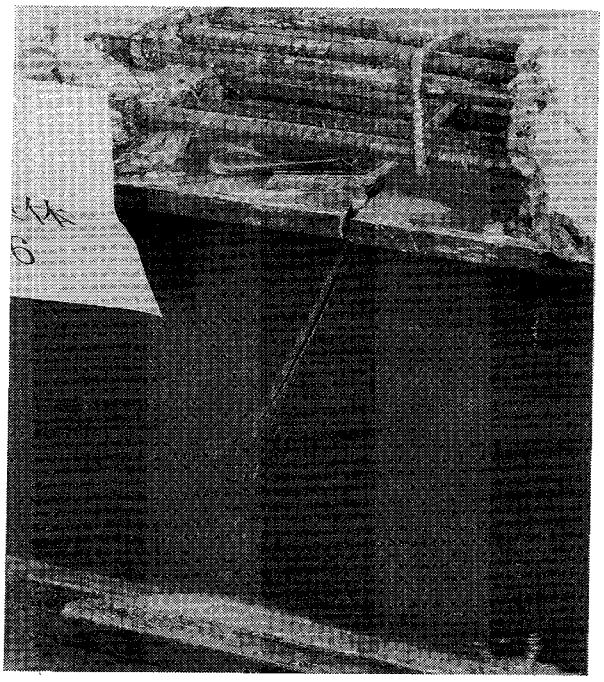
このS-N 線図より，正曲げ桁試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果に比べて低く，負曲



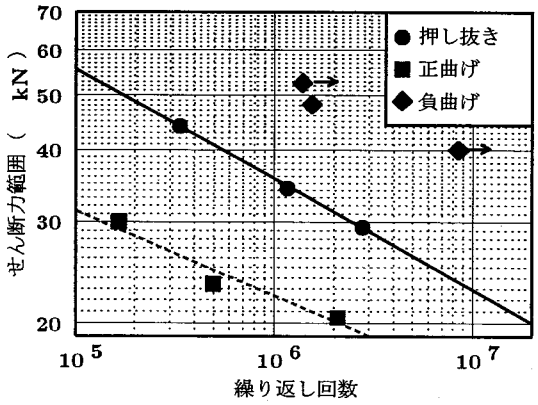
写真−1 押抜き試験体スラブ止めの疲労破壊



写真−2 正曲げ桁試験体スラブ止めの疲労破壊



写真–3 正曲げ桁試験体スラブ止めの疲労破壊



図–16 スラブ止めの S-N 線図

げ桁試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験に比べて高いことがわかる．これは，静的水平せん断ずれ性状の節でも述べたように，負曲げ桁試験におけるスラブ止めの伝達せん断力には鋼桁とコンクリート床版の摩擦の影響が大きいためであり，逆に，正曲げ桁試験における支点側のスラブ止め位置では，荷重の増加に伴って鋼桁からコンクリート床版が浮き上がるような挙動を示すために，両者の間の摩擦の影響が非常に小さいためであると考えられる．

4. おわりに

本研究では，非合成桁橋に使用されるスラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を明らかにするため，押抜き試験体および正曲げ，負曲げ桁試験体の静的載荷試験および疲労試験を行った．ここでは，著者らの既往の研究[2]における問題点を改善する試みを取り入れて実験を実施し，押抜き試験および正曲げ，負曲げ桁試験におけるのスラブ止めの静的せん断ずれ性状および疲労強度を相互に比較検討した．

本研究で得られたおもな結果を以下に示す．

1. スラブ止め前後の鋼桁断面に貼付したひずみゲージのひずみ値に基づいて求めた各荷重サイクルごとの鋼桁断面の軸力に着目し，その差を取ることによって桁試験におけるスラブ止めの伝達せん断力をモニターした．
2. スラブ止めの静的せん断ずれ性状については，正曲げ桁試験の結果は押抜き試験の結果とほぼ一致した．しかし，負曲げ桁試験の結果は押抜き試験の結果よりもずれ止め剛度およびせん断強度が大きくなった．これは，負曲げ桁試験では支点側のスラブ止めが支点反力と鋼桁からの支圧の影響を大きく受けたためである．
3. 本研究で考案した疲労破断感知装置によって，スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を精度よく把握することができた．
4. 正曲げ桁試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より小さくなり，逆に，負曲げ桁試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より大きくなった．これは，正曲げ桁試験における鋼桁とコンクリート床版の支圧の影響が最も小さく，押抜き試験，負曲げ桁試験の順に鋼桁とコンクリート床版の支圧の影響が大きくなるためであると考えられる．

謝辞： 本研究を実施するに当たり，スラブ止め疲労破断感知装置のための丸鋼鉄筋の溝の加工に際しては，宇都宮大学工学部機械工場技官の金沢 勇氏に大変お世話になった．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 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.
2) 大西竜浩，中島章典，溝江慶久，小滝 功，西園広之，大江浩一：スラブ止めの押し抜きおよび桁試験の静的荷重ずれ性状と疲労強度，第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部 (A)，pp.876-877，1996.9.
3) 頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状，JSSC テクニカルレポート No.35，日本鋼構造協会，1996.11.

(1997. 8. 29 受付)

MONITORING OF HORIZONTAL SHEAR BEHAVIOR AND FATIGUE FRACTURE OF SLAB CLAMP IN PLATE GIRDER

Akinori NAKAJIMA, Yoshihisa MIZOE, Atsushi HIROTA, Tomoyoshi YOSHIWARA, Hiroyuki NISHIZONO and Hirokazu OOE

Through recent research, it has been pointed out that slab clamps generally used in a plate girder bridge transmit a horizontal shearing force. Therefore, it is required to clarify a relation between static horizontal shear and a slip of a slab clamp, and its fatigue strength. In the past author's research, the horizontal shear transmitted by the slab clamp in static girder tests and the cycles up to the fatigue fracture of the slab clamp in fatigue tests were not caught adequately. Then, in this paper, the push-out test and the girder test under sagging moment and hogging moment are carried out on improving above described problems, and the static and fatigue characteristics of the slab clamp are investigated.

打撃法による損傷ＲＣ橋脚の健全度診断と損傷評価

太田雅仁[1]・大島俊之[2]・三上修一[3]
山崎智之[4]・外山義春[5]

[1]学生会員　北見工業大学　工学部土木開発工学科専攻（〒０９０　北海道北見市公園町１６５番地）
[2]フェロー会員　工博　北見工業大学教授　工学部土木開発工学科（〒０９０　北海道北見市公園町１６５番地）
[3]正会員　博士（工）　北見工業大学助教授　工学部土木開発工学科（〒０９０　北海道北見市公園町１６５番地）
[4]正会員　北見工業大学助手　工学部土木開発工学科（〒０９０　北海道北見市公園町１６５番地）
[5]正会員　北海道開発コンサルタント（〒００４　札幌市厚別区厚別中央１条５丁目４－１）

地震によって損傷を受けたＲＣ橋脚の損傷程度を把握し、架け替えや補修、補強を行う際の指標とするために非破壊試験が用いられている。１９９５年に起きた兵庫県南部沖地震によってさらに、ＲＣ橋脚の損傷度を的確に評価することが重要となった。本研究はその基礎的な実験としてＲＣ橋脚模型を作製し、静的正負交番載荷によって損傷を与えた供試体に振動試験と打撃弾性波による損傷判定試験を行い、損傷程度を評価した。損傷度は履歴吸収エネルギーとクラック進展による断面欠損の２つから評価した。振動試験は損傷度と振動特性との関係を比較検討した。また、打撃弾性波による損傷判定試験からは、エコー波形とクラックの位置や進展状況による比較を行った。

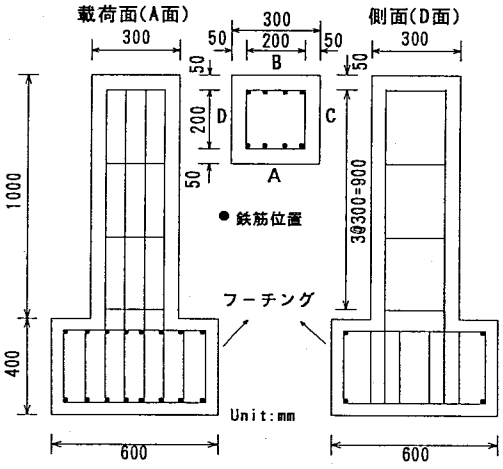
Key Words: peak frequency, damping coefficient, hysteretic absorption energy, rigidity, echo wave

１．はじめに

橋脚に大きな損傷を与える要因は主に地震である。兵庫県南部沖地震（１９９５年）でも多くのＲＣ橋脚が倒壊したり、相当な損傷を受けた。その際に倒壊までには至っていないＲＣ橋脚の損傷を把握するために、様々な非破壊試験が行われた。しかし、まだ非破壊試験では調査しきれない損傷がある。

そこで、本研究では実験を行い、ＲＣ橋脚模型に静的交番載荷によって人為的に損傷を与えることでその程度をモデル化する。そして、非破壊試験の中から振動試験と打撃弾性波による損傷判定試験の２つの方法を利用して、それらから得られた卓越振動数やエコー波形などと損傷程度との関係を明らかにすることを目的とする。

振動試験[1)]では、ＲＣ橋脚の損傷程度が振動特性にどのように影響するかを調べた。また、打撃弾性波による損傷判定試験ではひび割れの位置とその進展状況を調査した。履歴吸収エネルギー[2)]と静的交番載荷によって生じたコンクリートの曲げひび割れによる断面の減少を、本研究ではパラメータとして損傷程度を評価した。



図－１　供試体形状

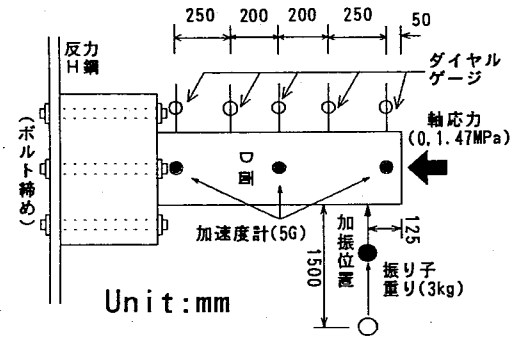
２．実験の概要

（１）供試体

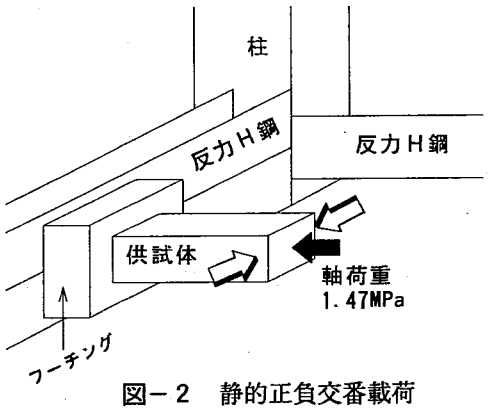
本実験のために作製した供試体の形状を図－

表－１　供試体の種類

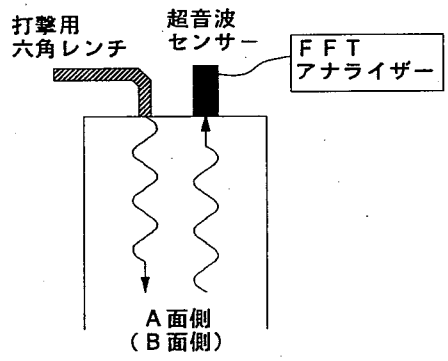
供試体番号	引張鉄筋量 本数　p（%）	帯鉄筋量 本数　p（%）	鋼　板 巻き付け
1	SD295A　4D13　（0.68）	7D10　（0.32）	なし
2	SD295A　6D16　（1.59）	7D10　（0.32）	なし
3	SD295A　4D13　（0.68）	4D10　（0.16）	なし、あり
4	SD295A　6D16　（1.59）	4D10　（0.16）	なし
5	SD295A　6D19　（2.29）	0	なし、あり
6	SD295A　4D13　（0.68）	4D10　（0.16）	あり
7	SD295A　6D19　（2.29）	0	あり



図－３　振動試験



図－２　静的正負交番載荷



図－４　打撃弾性波による損傷判定試験

１に示す。橋脚部が３０×３０ｃｍの矩形断面の高さが１００ｃｍで、フーチング部は６０×６０ｃｍの正方形断面の高さが４０ｃｍからなる供試体である。図－１のＡ，Ｂ面は、静的交番載荷の際に載荷される面で主鉄筋をそれぞれの載荷面側に配筋し、Ｃ、Ｄ面側には主鉄筋を配筋しなかった。表－１にあるように主鉄筋比、帯鉄筋比の相違や鋼板巻き付け（厚さ３ｍｍの鋼板をエポキシ樹脂で接着）の有無から７つの供試体を用意した。供試体製作時に作製したテストピースの圧縮強度は約３１ＭＰａであった。供試体７以外はすでに実験を終了した。

（２）静的正負交番載荷

図－２に示すようにＨ鋼に反力をとり、横に寝かせた状態の供試体をボルト締めで固定した。交番載荷は橋脚上部付近に載荷面Ａ、Ｂに対して交互に載荷した。荷重は１サイクルの最大荷重を１０ｋＮ、２０ｋＮ、・・・・、というように増加させ最大で１００ｋＮまで載荷し、１サイクル間の荷重も５ｋＮ間隔で最大荷重の１０ｋＮ前後を２．５ｋＮ間隔の段階的に増減させた。また、橋脚部頂面に上部工重量として軸力を加えた。

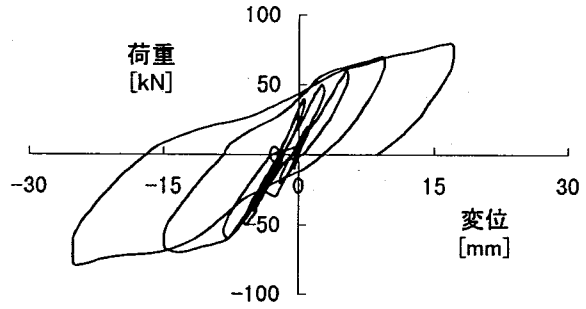
測定は橋脚高さ方向に対して５ヶ所（図－３参照）に変位計を取り付け、主鉄筋にひずみゲージを付けてコンクリートを打設している。水平変位と主鉄筋のひずみを測定した。

（３）振動試験

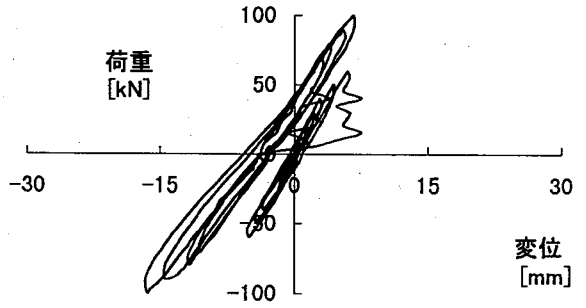
振動試験の概略を図－３に示す。重りを天井からつり下げ振り子として橋脚部側面（載荷面Ａ）に衝突させ、加振した。加振力は重りを橋脚部から一定距離（１．５ｍ）離れた位置から衝突させることで一定とした。

振動試験は１サイクルごとに交番載荷を中断して行い、図－３のように橋脚高さ方向に対して加速度計をＤ面に３ヶ所、変位計を交番載荷と同様の位置に５ヶ所に取り付けた。測定は加速度と変位を測定した。また軸力の有無と、軸力を掛けた場合で橋脚上部と中央部の２つの加振位置でも測定を行った。

（４）打撃弾性波による損傷判定試験

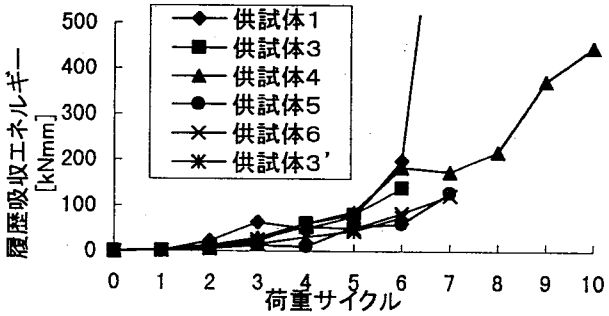


(a) 供試体



(b) 供試体4

図－5　荷重－変位曲線



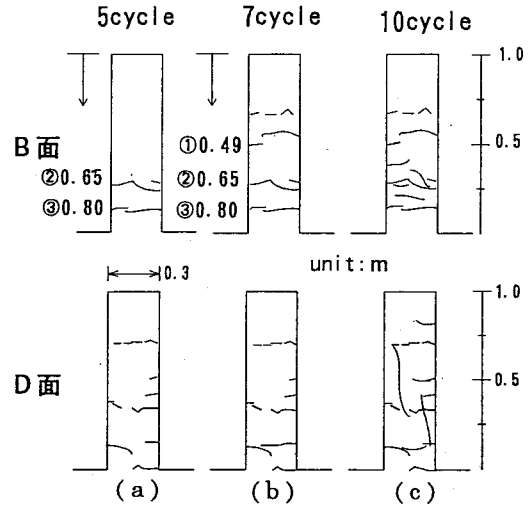
図－6　履歴吸収エネルギー

打撃弾性波による損傷判定試験の概略を図－4に示す。六角レンチ（長さ：約１０ｃｍ）で橋脚部頂面を軽くたたいて衝撃を与え、超音波センサーで入力弾性波とクラックなどの影響による反射波を受信した。交番載荷の各サイクルごとに、橋脚部頂面において載荷面Ａ側とＢ側の２ヶ所でそれぞれ５回ずつ波形の集録を行い、その波形を重ね合わせ反射波を確認しやすくした。

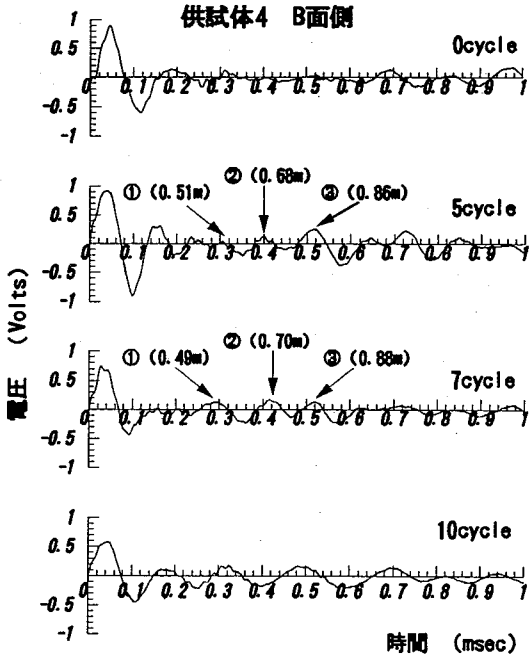
３．実験結果及び考察

（１）履歴吸収エネルギーと損傷状況

図－５は供試体１，４の荷重－変位曲線を示したものである。変位は交番載荷時に橋脚上部



図－７　損傷状況（供試体４）



図－８　エコー波形

で計測した。この各サイクルごとの荷重－変位曲線によって囲まれる面積を履歴吸収エネルギーとして計算し、その結果を図－６に示す。

図－６から供試体１は７サイクル目で５００kN・mm以上となり、供試体４よりもかなり剛性が低くなっている。これは図－５から供試体１の荷重－変位曲線が大きなループを描いていることからもわかる。供試体１，４を除いた供試体の履歴吸収エネルギーが小さいのは主鉄筋が降伏する程度で交番載荷を終了したためである。供試体３´（＊印）は供試体３（■印）を損傷させた後鋼板を巻いたものである。６サイクル目で比較すると供試体３´のほうが履歴吸

収エネルギーが小さいことから補修効果があるといえる。

図－７は供試体４におけるクラックの進展状況を５，７，１０サイクルごと示した図である。供試体１のひび割れ発生パターンも同じ様な結果となった。供試体４は９サイクルで図－７（ｃ）のようなせん断ひび割れが発生した。

（２）打撃弾性波のエコー波形

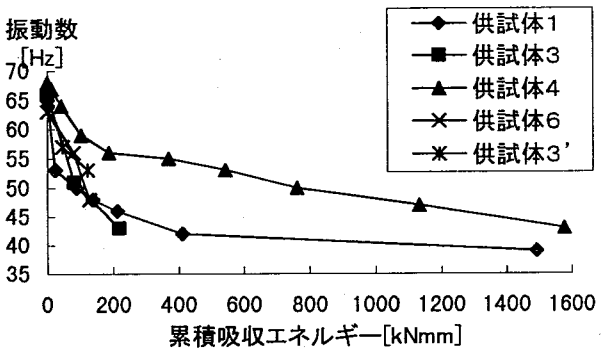
図－８は各サイクルのＢ面側で集録したエコー波形である。エコー波形からは、入射波が上に凸であるからクラックによる断面減少では上に凸のエコーが、フーチングによる断面増加では下に凸のエコーが表れる。供試体４におけるコンクリート中の弾性波の伝播速度を測定すると約３４００ m/s であった。エコー波形から下に凸のエコーが約０.６ msec であり、橋脚基部までの距離は１.０ m でることからも確認できる。図－８の上に凸である波のそれぞれの伝播距離を計算した結果をカッコ内の値で示した。また丸番号は図－７のクラック丸番号と対応している。

図－７、８の５サイクルを比較すると②③のクラックがある位置と②③波がほぼ一致している。③波（図－７）が少しズレているのはＤ面（図－８）の基部付近のクラックが斜めに入っている影響と考えられる。図－７をよく見ると、①波が現れているがクラック（図－８）を確認できなかった。しかし７サイクルでははっきりと①波が確認でき、クラックも確認できた。これによりコンクリート内部の発生初期のクラックも判定することができた。しかし、１０サイクルのようにひび割れが多く入り過ぎると、特定のクラックによる反射波を見分けることが困難になる。

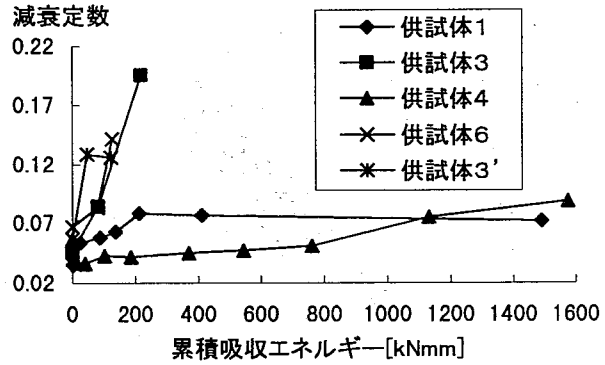
（３）振動試験による振動特性

ａ）履歴吸収エネルギーとの比較

損傷による振動特性を比較するために卓越振動数と減衰定数を解析することにした。卓越振動数は集録した加速度波形をＦＦＴ解析を用いて求め、スペクトルのピークが最も大きい振動数とした。減衰定数は同じ加速度波形から自由振動法により対数減衰率を求めてから算定した。図－９にサイクルごとの履歴吸収エネルギーを累積したものを横軸にとり、縦軸には卓越振動数と減衰定数をそれぞれとった図を示す。

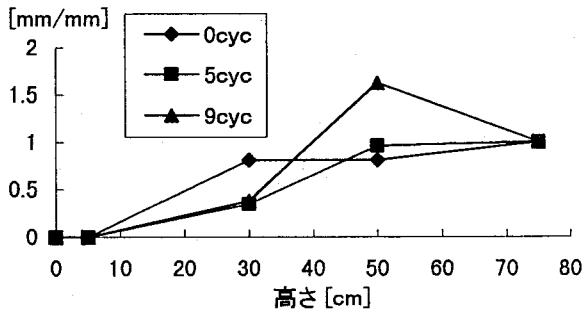


（ａ）卓越振動数



（ｂ）減衰定数

図－９　振動特性と累積吸収エネルギー



図－１０　振動モード（供試体４）

また集録した変位波形から先端の変位によって基準化した振動モードを求めた。図－１０に供試体４の０、５、９サイクルにおける振動モードを示す。

供試体１，４を比較すると、図－９（ａ）より各サイクルごとにおける供試体１の振動数の低下量が大きいことから、供試体４よりも供試体１の損傷が大きいことがわかる。また図－５から供試体１が大きく変位していることでも確認できる。初期の振動数はほぼ同程度であるが累積吸収エネルギーが増加するとその差も大きくなるのは、ひび割れが発生し剛性が低下して

いるからである。

図－９（ｂ）から減衰定数は全体として増加傾向を示している。供試体１，４が他の供試体と比較して減衰定数が低いのは、重り（３ｋｇｆ）を砂袋から鉄製に変えたために加振力が大きくなり過ぎ、損傷による減衰が小さくなったと考えられる。

図－１０から０サイクルでは１次モードであったのが、９サイクルでは２次モードに移行している。これは橋脚基部の損傷が大きくなっているためと考えられる。

b）損傷による剛性への影響

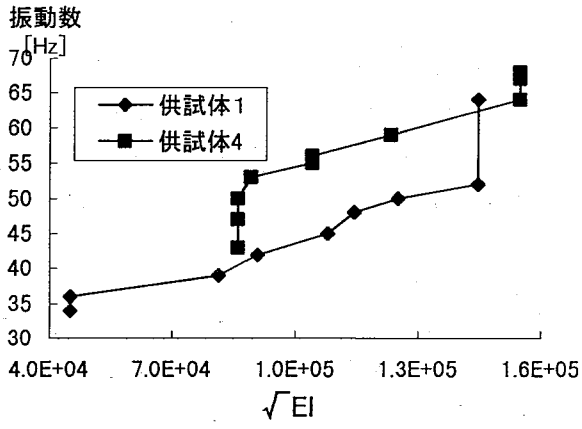
図－１１、１２に供試体１、４について√ＥＩを横軸に、卓越振動数、減衰定数、累積吸収エネルギーをそれぞれ縦軸にとった図を示す。

剛性は図－７にあるように最終的に貫通するようなひび割れがある断面を選び、コンクリートの断面２次モーメントが減少するものとして各断面について剛性を計算する。式（１）のように各断面の剛性を片持ちばりにおける曲げモーメントに対して重み付けを行い、１サイクルにおける橋脚の剛性として算定した。
コンクリート及び鉄筋の弾性係数と鉄筋の断面は一定であるとした。

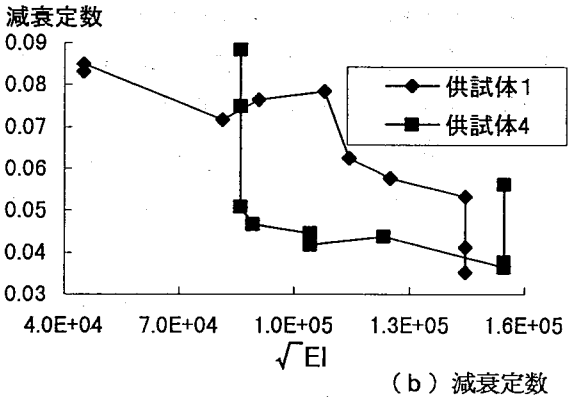
$$EI_{\nu}^{n}=\frac{1}{a_1+a_2+\cdots}\left(EI_{\nu}^{n1}+a_1EI_{\nu}^{n2}+a_2EI_{\nu}^{n3}+\cdots\right)(1)$$

図－１１（ａ）から剛性が減少すると振動数も減少している。しかし、供試体４の剛性が約$9.0\times10^{4}(\mathrm{kgf})^{1/2}\mathrm{cm}$以下には至らないのは、各断面の曲げひび割れが貫通し、これ以降は鉄筋の断面のみの算定となったからである。供試体１のほうが剛性の変化量が大きいのは、主鉄筋比が小さくコンクリートが負担する応力が大きいからである。図－１１（ｂ）の減衰の場合は剛性が減少すると減衰定数は増加している。

図－１２から供試体１のほうが剛性は小さく履歴吸収エネルギーが大きくなっている。これは主鉄筋比が小さいため剛性が小さく吸収エネルギーの容量も少ないので、供試体４と比べて大きな損傷を受けている。

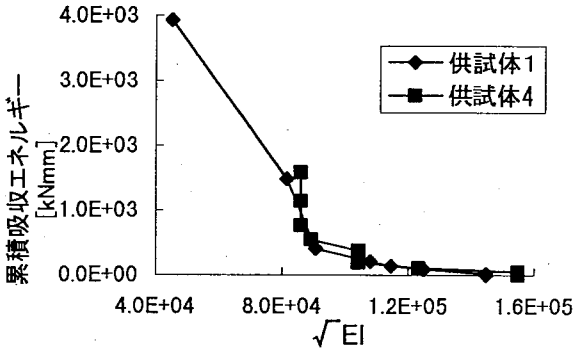


（ａ）卓越振動数



（ｂ）減衰定数

図－１１　振動特性と剛性



図－１２　累積吸収エネルギーと剛性

４．まとめ

本研究ではＲＣ橋脚の損傷を評価するとともに、振動試験と打撃弾性波による損傷判定試験を行い、振動特性やエコー波形から損傷度を把握する実験を行った。その結果を以下のようにまとめる。

（１）振動試験では損傷を評価するパラメータとして履歴吸収エネルギーと剛性の２つを用いた。履歴吸収エネルギーでは各供試体が許容で

きるエネルギー量で損傷を評価し、剛性では曲げひび割れの進展状況を評価することで、振動特性との関係を明らかにすることができた。

（２）打撃弾性波による損傷判定試験からクラックの位置を反射波によって把握することができた。また、コンクリート内部のクラックの有無を判定することができた。

今後の課題として、ひび割れ貫通後の鉄筋のみ剛性ＥＩをどのように評価していくか、またエコー波形を利用した新しい指標を検討する必要がある。

謝辞：本実験を行うにあたり北見工業大学土木開発工学科橋梁研究室の本田宣之君、他学生諸君に多大なご協力をいただきました。ここに感謝いたします。

参考文献

1）岡林隆敏、沖野真、原忠彦、川村昭信：衝撃加振法による道路橋の振動測定、橋梁と基礎 Vol.22、No11、pp ３９～43、1996

2）滝本和志、川村一彦：基礎で曲げ破壊するＲＣ橋脚のエネルギー吸収容量の定式化、土木学会論文集、No532/V-30、pp5～13、1996

3）山崎智之、大島俊之、三上修一：ＲＣ橋脚も計の交番載荷による損傷と振動特性変化に関する研究、土木学会北海道支部論文報告集、第５３号（Ａ）、pp266～269

（1997.8.29　受付）

INTEGRITY DIAGNOSIS AND DAMAGE EVALUATION OF DAMAGED RC PIER BY USING IMPACT TESTING

Mashahito OHTA, Toshiyuki OSHIMA, Shuichi MIKAMI,
Tomoyuki YAMAZAKI, Yoshiharu TOYAMA

Experimental Study using nondestructive testing method on RC pier model is discussed in this paper. Model vibration method and pulse echo method are used to detect internal damages as a nondestructive testing.

Changes of model characteristics and reflection waves returned from the damage are analyzed to identify the scale of damage. Hysteretic absorption energy due to elastic-plastic deformation is a main parameter to evaluate the changes of frequency and damping. And by echo waves we could identify the location of internal crack of RC pier.

動吸振器の最適設計法に関する考察

徐建年[1]・岡林隆敏[2]・林英次郎[3]

[1]正会員　工修　(株) PAL構造　(〒852　長崎市旭町 8 - 20)
[2]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科 (〒852　長崎市文教町1 - 14)
[3]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻 (〒852　長崎市文教町1 - 14)

本研究の目的は，第１に，動吸振器の統一的な設計理論を構成することである．すなわち，異なる手法で最適設計されている動吸振器の最適設計を，不規則振動論の視点から最適設計の評価関数として H_2ノルムおよびH_∞ノルムを定義することにより，動吸振器が統一的に設計できる理論を構成することである．第２に，数値解析手法による汎用性のある動吸振器の最適設計の提案である．

本論文では，動吸振器が設置された１自由度系の構造物を対象にして，確率微分方程式による不規則振動論に基づく動吸振器の設計手法を示した．さらに．動吸振器の最適設計を，解析的手法と数値計算手法について行ない，この手法の有効性を検証した．

Key Words : *tuned mass damper, optimal design, vibration control, random vibration*

１．はじめに

構造物が外力を受けて振動している場合，この構造物に質量－ばね－減衰系の１自由度系の付加装置を設置することにより，構造物の振動が制御できることが知られている．この付加装置は動吸振器と呼ばれ，古くから構造物の振動を減少させるために活用されてきた．この動吸振器については，質量，固有振動数，減衰定数のパラメータを調整することにより，最適設計する手法[1)4)5)]が確立されている．この理論は，構造物－動吸振器系の周波数伝達関数の最大値を最小にするための各パラメータを求めるものである．構造物が１自由度系の場合，最適な動吸振器のパラメータ，すなわち，固有振動数，減衰定数の各パラメータが，構造物と動吸振器の質量比の関数として求められている．

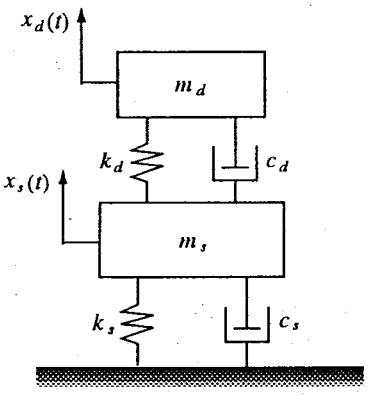
他方，構造物に不規則外力が作用し，構造物が振動している場合，構造物－動吸振器系の分散応答を最小にする動吸振器を設計[2)3)]することができる．このような動吸振器は，1982年にG.B.Warburtonにより提案された．外力が白色雑音の場合，動吸振器を設置した構造物の分散応答を動吸振器のパラメータ，すなわち固有振動数，減衰定数の関数と考え，分散応答の最小値問題より解析的に動吸振器の最適パラメータを求めている．

本研究の目的は，第１に，動吸振器の統一的な設計理論を構成することである．すなわち，異なる手法で最適設計されている動吸振器の最適設計を，不規則振動論の視点から最適設計の評価関数として H_2ノルムおよびH_∞ノルムを定義することにより，動吸振器が統一的に設計できる理論を構成することである．第２に，汎用性のある，動吸振器の設計手法の提案である．すなわち，従来の研究では解析的な手法により最適パラメータを求めていたが，著者らは数値解析による最適設計の手法を導入し，様々な構造系や外力系に適用できる動吸振器の設計法の拡張を行った．

本論文では，動吸振器が設置された１自由度系の構造物を対象にして，動吸振器の最適設計の評価関数としてH_2ノルムおよびH_∞ノルム[6)]を定式化し，確率微分方程式による不規則振動論に基づく動吸振器の設計[7)]を行った．さらに，この動吸振器の最適設計を数値計算手法により実行し，すでに求められている解析的手法による結果と比較を行い，この手法の有効性を検証した．

２．構造―動吸振器系の方程式

図－１のような不規則外力 $f(t)$ が作用する構造―動吸振器系について考える．構造物の変位を $x_s(t)$，動吸振器の絶対変位を $x_d(t)$ とすると，単位質量あ



図－1　構造－動吸振器系

たりの構造—動吸振器系の運動方程式は，次式で与えられる．

$$\ddot{x}_s(t)+2h_s\omega_s\dot{x}_s(t)+\omega_s^2x_s(t) = -\mu\ddot{x}_d(t)+f(t)/m_s \quad (1)$$

$$\ddot{x}_d(t)+2h_d\omega_d\left(\dot{x}_d(t)-\dot{x}_s(t)\right) +\omega_s^2\left(x_d(t)-x_s(t)\right)=0 \quad (2)$$

ここで，添字のs,dはそれぞれ構造系と動吸振器を示すものとする．m_s,m_d：質量，h_s,h_d：減衰定数，ω_s,ω_d：固有円振動数，μ：質量比である．また，それぞれのパラメータは，次式で定義されている．

$$\omega_s=\sqrt{k_s/m_s}\quad,\quad \omega_d=\sqrt{k_d/m_d}$$
$$h_s=2c_s/\sqrt{k_sm_s},\quad h_d=2c_d/\sqrt{k_dm_d}$$
$$\mu=m_d/m_s$$

ここで，k_s,k_d：ばね定数，c_s,c_d：減衰定数である．(1)(2)式を状態空間表示するために，構造系と動吸振器系の状態変数を

$$\boldsymbol{x}_1(t)=\left[x_s(t)\quad \dot{x}_s(t)\right]^T,\ \boldsymbol{x}_2(t)=\left[x_d(t)\quad \dot{x}_d(t)\right]^T \quad (3)$$

と定義する．さらに，構造－動吸振器系の状態変数を

$$\boldsymbol{x}(t)=\left[\boldsymbol{x}_1(t)^T\boldsymbol{x}_2(t)^T\right]^T \quad (4)$$

で表す．

この状態変数により，(1)(2)式は，次のように表すことができる．

$$\boldsymbol{y}(t)=\boldsymbol{C}\boldsymbol{x}(t) \quad (5)$$

$$\dot{\boldsymbol{x}}(t)=\boldsymbol{A}\boldsymbol{x}(t)+\boldsymbol{B}f(t) \quad (6)$$

ここで，

$$\boldsymbol{A}=\left[\begin{array}{cc:cc} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\omega_s^2-\mu\omega_d^2 & -2h_s\omega_s-2\mu h_d\omega_d & \mu\omega_d^2 & 2\mu h_d\omega_d \\ \hdashline 0 & 0 & 0 & 1 \\ \mu\omega_d^2 & 2\mu h_d\omega_d & -\omega_d^2 & -2h_d\omega_d \end{array}\right] \quad (7)$$

$$\boldsymbol{B}=\left[0\quad 1\quad 0\quad 0\right]^T \quad (8)$$

である．$\boldsymbol{C}$は，構造系と動吸振器の変位および速度を抽出する行列であり，構造系の変位応答$x_s(t)$を抽出する場合は，

$$\boldsymbol{C}=\left[1\quad 0\quad 0\quad 0\right] \quad (9)$$

となる．

構造物に作用する外力$f(t)$を白色雑音と仮定する．白色雑音の確率的特性は，次のように規定される．$f(t)$は平均値0で，次のような自己相関関数を持つ．

$$E\left[f(t_1)\ f(t_2)\right]=\sigma_0^2\delta(t_1-t_2) \quad (10)$$

なお，$E[\ ]$：数学的平均を表す演算子，σ_0：白色雑音の強度，$\delta(t)$：デイラックのデルタ関数である．この白色雑音のパワースペクトル密度S_0は，$S_0=\sigma_0^2/2\pi$の関係がある．

外力を白色雑音と仮定すると，(6)式は伊藤型の確率微分方程式になる．

3．応答のパワースペクトル密度と分散

(1) 応答のパワースペクトル密度

構造物の応答として，変位応答，速度応答および加速度応答が考えられる．ここでは，変位応答$x_s(t)$に着目すると，(5)式は，

$$y(t)=\left[1\quad 0\quad 0\quad 0\right]\boldsymbol{x}(t) \quad (11)$$

となる．

構造物の応答$y(t)$と外力$f(t)$のフーリエ変換をそれぞれ$Y(i\omega)$，$F(i\omega)$とすると，構造—動吸振器系の周波数伝達関数$H_{sd}(i\omega)$は，

$$X_y(i\omega)=H_{sd}(i\omega)F(i\omega) \quad (12)$$

で表される．この周波数伝達関数は,(5)(6)式より

$$H_{sd}(i\omega)=\boldsymbol{C}\left(\boldsymbol{I}(i\omega)-\boldsymbol{A}\right)^{-1}\boldsymbol{B} \quad (13)$$

で与えられる．従って，変位応答のパワースペクトル密度は，

$$S_y(\omega)=\left|H_{sd}(i\omega)\right|^2S_0 \quad (14)$$

となる．

(2) 応答の分散

応答の平均値を0とした場合，応答の分散σ_y^2は，

$$\sigma_y^2=E\left[y^2(t)\right]=\boldsymbol{C}E\left[\boldsymbol{x}(t)\ \boldsymbol{x}^T(t)\right]\boldsymbol{C}^T \quad (15)$$

のようになる．構造—動吸振器—外力系の状態変数$\boldsymbol{x}(t)$に関する共分散行列を

$$\boldsymbol{R}_x(t)=E\left[\boldsymbol{x}(t)\ \boldsymbol{x}^T(t)\right] \tag{16}$$

で表す．この共分散行列の時間的変化は，系が白色雑音外力を入力とする確率微分方程式で記述されている場合，次のような共分散行列

$$\dot{\mathbf{R}}_{\mathbf{x}}(t)=\mathbf{A}\mathbf{R}_{\mathbf{x}}(t)+\mathbf{R}_{\mathbf{x}}(t)\mathbf{A}^T+\mathbf{Q}_{\mathbf{x}},\ \boldsymbol{R}_x(0)=\boldsymbol{R}_{x_0} \tag{17}$$

で表される．ここに，$\boldsymbol{Q}_x$は次の行列で表される外力の強度行列である．

$$\boldsymbol{Q}_x=\boldsymbol{B}_x\boldsymbol{B}_x^T\sigma_0^2 \tag{18}$$

初期条件$\boldsymbol{R}_{x_0}$は次のように考える．構造系と動吸振器は$t=0$において$\boldsymbol{x}(0)=\boldsymbol{0}$であるので，$\mathbf{x}(t)$に関する分散・共分散は$\boldsymbol{0}$となる．

構造—動吸振器系の定常応答を考えた場合，$t\to\infty$において，共分散行列$\boldsymbol{R}_z(t)$の時間微分$\dot{\boldsymbol{R}}_x(t)\to 0$となる．そこで，(17)式は，

$$\boldsymbol{A}\boldsymbol{R}_x(t)+\boldsymbol{R}_x(t)\boldsymbol{A}^T+\boldsymbol{Q}_x=\boldsymbol{0} \tag{19}$$

のような連立方程式になる．定常応答は，この方程式の解として求められる．

4．動吸振器最適設計のための評価基準

動吸振器の最適設計では，構造物に作用する外力に対して，異なる最適パラメータが得られる．調和外力に対してはDen Hartog[1]らによる古典的な最適動吸振器が得られている．さらに白色雑音外力に対しては，G.B.Warburton[3]により最適動吸振器が求められている．著者らは，不規則振動論の視点から，評価関数としてシステムのノルムの概念を導入することにより，従来の外力により異なる動吸振器の最適設計を統一的に実現することができた．

ここでは，白色雑音外力に対する動吸振器の最適設計の評価関数であるH_2ノルムと，調和外力に対する評価関数であるH_∞ノルムについて説明する．

（1）H_2ノルムの定義

系の周波数応答関数を(14)式における$H_{sd}(i\omega)$として，$S_0=1$とした場合，H_2ノルムは，

$$\|H_2\|=\left(\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}\left|H_{sd}(i\omega)\right|^2 d\omega\right)^{1/2}=\sigma_y \tag{20}$$

により評価される．これは，白色雑音を入力とする系の応答の標準偏差として計算できる．従って，実際のこの計算は(17)式の共分散方程式を解くことにより実現できる．

（2）H_∞ノルムの定義

H_∞ノルムは，構造物に作用する外力を$f(t)$とし系の周波数伝達関数を$H_{sd}(i\omega)$とした場合，

$$\begin{aligned}\|H\|_\infty&=\sup_{\|f\|\neq\infty}\frac{\|H_{sd}\|_2}{\|f\|_2}\\&=\sup_{\omega\neq\infty}\left|H_{sd}(i\omega)\right|\end{aligned} \tag{21}$$

で定義される．すなわち，あらゆる外力$f(t)$に対して，最悪の応答を評価していることになっている．

すなわち，H_∞ノルムは周波数応答関数の最大値によって評価される．白色雑音を入力とする系においては，応答のパワースペクトル密度の最大値により，H_∞ノルムは評価される．

このように，動吸振器の古典的設計法はシステムノルムをH_∞ノルムで評価した場合になり，応答の分散を最小にする動吸振器の設計法は，H_2ノルムを評価関数とした場合になることがわかる．

5．動吸振器の最適設計計算法

（1）可変計量法による最適化手法

構造系の伝達関数や外力の周波数特性を考慮した場合，動吸振器の最適パラメータは解析的に求めることは困難になる．そこで，非線形数理計画手法に基づいて，数値解析的に最適設計を行う．可変計量法による極値探索の概要を述べる．

設計するn個のパラメータを，次のようにベクトル表示する

$$\boldsymbol{\alpha}=\left[\alpha_1\ \cdots\ \alpha_n\right]^T \tag{22}$$

評価関数を$\boldsymbol{\alpha}$の関数として$F(\boldsymbol{\alpha})$で表し，$\boldsymbol{\alpha}\to\boldsymbol{\alpha}^*$において

$$F(\boldsymbol{\alpha})\to\min\left(\boldsymbol{\alpha}\to\boldsymbol{\alpha}^*\right) \tag{23}$$

$F(\boldsymbol{\alpha})$は最小値となるものとする．

k回更新した結果のパラメータを$\boldsymbol{\alpha}_k$とする．$\boldsymbol{\alpha}^*$の近似値として$\boldsymbol{\alpha}^k+\Delta\boldsymbol{\alpha}^k$を考え，$F\left(\boldsymbol{\alpha}^k+\Delta\boldsymbol{\alpha}^k\right)$を$\Delta\boldsymbol{\alpha}^k$の2次式で近似すると，$F\left(\boldsymbol{\alpha}^k+\Delta\boldsymbol{\alpha}^k\right)$を最小にする$\Delta\boldsymbol{\alpha}^k$は，

$$\Delta\boldsymbol{\alpha}^k=-\boldsymbol{G}\left(\boldsymbol{\alpha}^k\right)^{-1}\boldsymbol{g}\left(\boldsymbol{\alpha}^k\right) \tag{24}$$

として得られる．ここに，

$$\boldsymbol{g}^T\left(\boldsymbol{\alpha}^k\right)=\left(\frac{\partial F(\boldsymbol{\alpha})}{\partial\boldsymbol{\alpha}}\right)^T_{\alpha=\alpha^k},\ \boldsymbol{G}(\boldsymbol{\alpha})=\left[\frac{\partial^2 F(\boldsymbol{\alpha})}{\partial\alpha_i\partial\alpha_j}\right]_{a=a^k} \tag{25}$$

である．可変計量法では$\boldsymbol{G}^{-1}$を直接計算しないで，勾配ベクトル$\boldsymbol{g}(\boldsymbol{\alpha})$を用いた更新公式により，これを評価する．すなわち，$\boldsymbol{\alpha}^k$点における$\Delta\boldsymbol{\alpha}^k$の方向ベク

トルβ^kを

$$\beta^k = -H_k g_k \tag{26}$$

により求める．$\Delta\alpha^k$の大きさについては，

$$\min F(\alpha^k + \delta\beta^k) \tag{27}$$

によるδの一次元探索により(19)式が最小になる，$\delta = \delta^k$を求める．このようにして得られたβ^kとδ^kにより，α_kとH_kをDavidon-Flecher-Powell公式により更新する．

$$\alpha^{k+1} = \alpha^k + \delta^k\beta^k,\ H^{k+1} = H^k + \Delta H^k \tag{28}$$

（2）H_2ノルムによる評価

構造系の変位応答，速度応答および加速度応答の分散を最小にする，動吸振器の最適設計について考える．設計変数は，動吸振器の固有円振動数ω_dと減衰定数h_dである．設計パラメータは，

$$\alpha = [\omega_d, h_d]^T \tag{29}$$

となる．質量比μは与えられるものとする．

このような動吸振器の最適設計の問題は，

$$\sigma_y^2(\alpha) \to \min(\alpha \to \alpha^*) \tag{30}$$

となり，αの関数としての応答の分散$\sigma_y^2(\alpha)$の，極値問題として定式化される．解析的に最適解が求められる場合

$$\frac{\partial \sigma_y^2}{\partial \alpha_i} = 0 \quad (i = 1,2) \tag{31}$$

より最適解が求められる．

しかし，多くの場合，解析解は得られない場合が多い．この場合は，前述した数値解析法が適用される．可変計量法では，$\sigma_y^2(\alpha)$の各パラメータによる感度，

$$\frac{\partial \sigma_y^2}{\partial \alpha_i} = C\left[\frac{\partial R_x(t)}{\partial \alpha_i}\right]C^T \quad (\alpha = 1,2) \tag{32}$$

が必要になる．これは共分散行列の各パラメータによる感度より得られる．定常応答を仮定した場合，この感度は(32)式を各パラメータで微分した式より得られる．

$$AR_{x_i} + R_{x_i}A^T + C_i R_x + R_x C_i^T + D_i = 0 \tag{33}$$

ここで，

$$R_{x_i} = \frac{\partial R_x}{\partial \alpha_i},\quad C_i = \frac{\partial A}{\partial \alpha_i},\quad D_i = \frac{\partial Q}{\partial \alpha_i} \quad (i = 1,2) \tag{34}$$

（3）H_∞ノルムによる評価

H_2ノルムの場合と同じ設計条件を考える．構造—動吸振器—外力系のパワースペクトル密度は(14)式で与えられる．これは，設計変数αの関数と考えられるので，

$$s_y(\omega, \alpha) = |H_{sd}(\omega, \alpha)|^2 \tag{35}$$

で表される．なお，白色雑音の強度を$S_0 = 1$としている．H_∞ノルムによる最適設計では，応答のパワースペクトル密度$S_y(\omega, \alpha)$の最大値を最小にするような

$$S_y(\omega, \alpha)_{\max} \to \min(\alpha \to \alpha^*) \tag{36}$$

αを決定する問題になる．この問題は，単純な場合でも解析的に求めることは困難である．そこで，数値解析手法により極値探索を行うために，応答のパワースペクトル密度の各パラメータによる感度

$$\frac{\partial}{\partial \alpha_i} S_y(\omega, \alpha)_{\max} \quad (i = 1,2) \tag{37}$$

が必要になる．対象が単純な場合でも，この式は複雑になる．

6．解析的手法による動吸振器の最適設計

（1）H_2ノルムによる動吸振器

一般の構造物の減衰定数h_sは小さいので，古典的な動吸振器の最適設計は，これを0とした場合について行われている．H_2ノルムおよびH_∞ノルムのいずれのについても，$h_s = 0$の場合について考えるものとする．

白色雑音が作用する1自由度系に設置された動吸振器の最適パラメータは，G.B.Warburtonにより解析的に求められている．この方法は，Wiener-Khintchineの定理(20)式により求めたものある．著者らは，(17)式の共分散方程式から直接応答の分散を求めた．この連立方程式は10元の連立方程式になる．人による計算で解には極めて煩雑であるために，数式ソフトウェアMathematicaを利用した．さらに，最適パラメータを求める，(31)式の未知パラメータによる微分のプロセスについても，Mathematicaによる微分演算および代数演算を活用した．このような演算の結果，次の解を得ることが可能になった．

$$E[x^2] = (((2+\mu)\omega_s^2 - (1+\mu)^2\omega_d^2 - 4(1+\mu)\omega_s^2 h_d^2)\omega_d^2 - \omega_s^4)s_0 / \ 4\mu\omega_s^6\omega_d h_d \tag{38}$$

$$\frac{\partial}{\partial \omega_d} E[x^2] = (((2+\mu)\omega_s^2 - 3(1+\mu)^2\omega_d^2 - 4(1+\mu)\omega_s^2 h_d^2)\omega_d^2 + \omega_s^4)S_0 = 0 \tag{39}$$

表－1　数値計算による最適設計の精度（応答値）

質量比	H_2 理論		H_2 数値解析		H_∞ 理論		H_∞ 数値解析	
μ	f_d	h_d	f_d	h_d	f_d	h_d	f_d	h_d
1/100	0.9926	0.0498	0.9926	0.0498	0.9901	0.0609	0.9901	0.0609
1/50	0.9853	0.0702	0.9853	0.0702	0.9804	0.0857	0.9804	0.0857
1/10	0.9315	0.1525	0.9315	0.1525	0.9091	0.1846	0.9092	0.1846

$$\frac{\partial}{\partial h_d}E[x^2] = (((2+\mu)\omega_s^2-(1+\mu)^2\omega_d^2 + 4(1+\mu)\omega_s^2h_d^2)\omega_d^2-\omega_s^4)s_0=0 \quad (40)$$

$$f_d=\frac{\sqrt{1+\mu/2}}{1+\mu} \quad (41)$$

$$h_d=\sqrt{\frac{\mu(1+3\mu/4)}{4(1+\mu)(1+\mu/2)}} \quad (42)$$

不規則振動論では，式が極めて複雑で，演算が煩雑になるために，技術者や学生が理論を理解し応用するために，これらの数式処理を習得する困難があった．数式処理ソフトウェアを活用することにより，このような複雑な数式処理の負担を回避できることが分かった．

（2）H_∞ノルムによる動吸振器

白色雑音を受ける，構造－動吸振器系の応答のパワースペクトル密度関数は，

$$S_y(\omega)=((-\omega^2+\omega_d^2)^2+4\omega^2\omega_d^2h_d^2)s_0/((\omega^4-(\omega_s^2+(1+\mu)\omega_d^2)\omega^2+\omega_s^2\omega_d^2)^2+4\omega^2\omega_d^2h_d^2((1+\mu)\omega^2-\omega_s^2)^2) \quad (43)$$

で与えられる．H_∞ノルムを最小にする，動吸振器の最適設計は，次のような手順で実行される．

$$\frac{\partial}{\partial\omega}S_y(\omega)=0 \quad (44)$$

となるωを求める．この値を$S_y(\omega)$に代入し，$S_y(\omega)$の最大値$S_{\max}(\omega_d,h_d)$を求める．これは，動吸振器のパラメータの関数となっているので，次式より，ω_d，h_dが求められる．

$$\frac{\partial S(\omega_d,h_d)_{\max}}{\partial\omega_d}=0,\quad \frac{\partial S(\omega_d,h_d)_{\max}}{\partial h_d}=0 \quad (45)$$

しかし，実際にこの演算を実行すると，演算が極めて煩雑になり，解が求められない．

そこで，H_∞ノルムによる，解析的手法による動吸振器の最適設計は，周波数伝達関数の動吸振器の減衰定数h_dによる不動点を利用した，古典的な設計法が利用されている．

表－2　数値計算による最適設計の精度（最適パラメータ）

質量比	H_2ノルム設計		H_∞ノルム設計	
μ	分散応答 σ^2	伝達関数最大値 H_{max}	分散応答 σ^2	伝達関数最大値 H_{max}
1/100	0.0403	0.3795	0.0411	0.3592
1/50	0.0284	0.2748	0.0290	0.2546
1/10	0.0126	0.1326	0.0129	0.1162

$$f_d=\frac{1}{1+\mu} \quad (46)$$

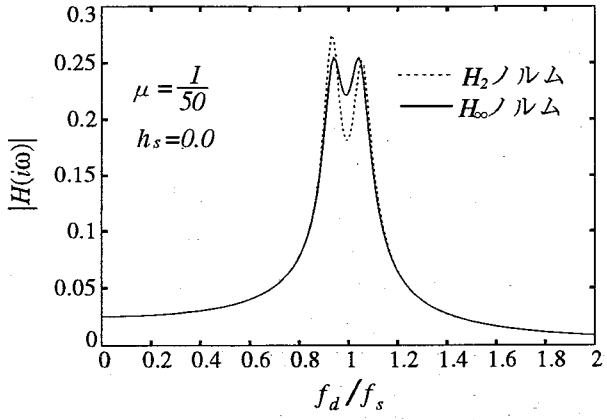
$$h_d=\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (47)$$

7．白色雑音が作用する場合の動吸振器の最適設計

（1）構造系の減衰を無視した場合（$h_s=0$）

動吸振器の古典的設計法では，構造物に減衰常数h_sを考えていない．この場合，H_∞ノルムとH_2ノルムによる動吸振器の最適設計の解が，解析的に求められている．ここでは，(1)数値解析による最適設計の精度，(2)H_∞ノルムとH_2ノルムによる動吸振器の差異，(3)H_∞ノルムとH_2ノルムにより最適設計された構造－動吸振器系の周波数伝達関数について検討した．**表－1**は，質量比μをパラメータに，H_∞ノルムとH_2ノルムによる動吸振器最適パラメータを求めたものである．(46)(47)式による解析的に求めた最適パラメータと数値計算による最適パラメータを示したものである．表によれば，少数点4桁まで一致している．このことより，数値解析による方法でも信頼性のある最適パラメータが得られることが分かる．

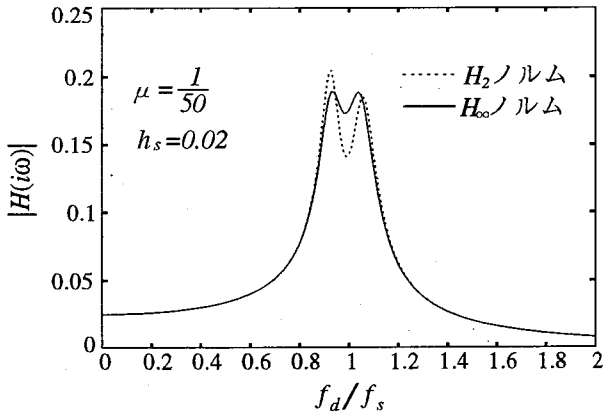
表－2は，質量比μをパラメータにして，**表－1**で求めた動吸振器に最適パラメータを用いた場合，構造物の変位応答を示したものである．H_∞ノルムとH_2ノルムにより動吸振器を設計した場合，H_∞ノルムとH_2ノルムすなわち，周波数伝達関数の最大値および分散応答を示したものでる．動吸振器をH_2ノルムを評価関数にした場合，H_∞ノルムを評価



図－2　H_∞動吸振器とH_2動吸振器の周波数特性

表－3　動吸振器の最適パラメータ

減衰係数	質量比	H_2 数値解析		H_∞ 数値解析	
h_s	μ	f_d	h_d	f_d	h_d
0.02	1/100	0.9916	0.0498	0.9868	0.0630
	1/50	0.9839	0.0700	0.9762	0.0900
	1/10	0.9293	0.1500	0.9013	0.1850
0.05	1/100	0.9901	0.0498	0.9807	0.0630
	1/50	0.9819	0.0700	0.9681	0.0900
	1/10	0.9254	0.1500	0.8874	0.1958
0.1	1/100	0.9877	0.0498	0.9665	0.0760
	1/50	0.9786	0.0700	0.9517	0.0911
	1/10	0.9190	0.1500	0.8633	0.1987



図－3　H_∞動吸振器とH_2動吸振器の周波数特性

関数で設計した場合より，構造物の変位応答の分散はより最適な値となっている．逆に，H_∞ノルムを評価関数で動吸振器を設計した場合は，H_2ノルムを評価関数にした場合より，構造物の変位の周波数伝達関数の最大値は小さく，最適な値になっていることが分かる．

H_∞ノルムとH_2ノルム評価関数にして動吸振器を設計し，それぞれを用いて構造－動吸振器系における構造物の変位応答のパワースペクトル密度を表示したものが，図－2である．H_∞ノルムを評価基準に最適設計した場合のパワースペクトル密度の最大値が，H_2ノルムによるものより小さくなっていることより，システムのH_∞ノルムが評価できていることが確認できる．

（2）構造系の減衰を考えた場合

実際の構造物では減衰常数h_sがある．動吸振器の最適設計は，このことを考慮して計算する必要がある．しかし，構造物の減衰常数h_sを考慮した場合，最適パラメータは解析的に求められていない．従って，数値解析により動吸振器の最適パラメータを求めることになる．表－3は，質量比μをパラメータに，H_2ノルムとH_∞ノルムを基準にして，動吸振器の最適パラメータを求めたものである．構造物の減衰定数h_sが小さい場合，$h_s=0$と仮定した，表－1の結果と近い値になる．しかし，質量比μを大きくすると，$h_s=0$と仮定した動吸振器の最適パラメータとの差が大きくなる．このことから，より効果的な動吸振器を設計するためには，構造物の減衰定数h_sを考慮した計算をする必要があることが分かる．

構造物の減衰定数h_sを考慮した場合について，H_2ノルムとH_∞ノルムを基準にした動吸振器を設置した，構造物の変位応答の周波数伝達関数を図－3に示した．質量比が$\mu=1/50$の場合である．構造物の減衰常数を無視した$h_s=0$の場合と比較すると，応答レベルが下がっている．H_∞ノルムを評価基準にした動吸振器を設置した場合のパワースペクトル密度の応答レベルが，H_2ノルムを評価基準にした場合と比べて小さくなっている．このことより，システムのH_∞ノルムが最小になる動吸振器が設計できていることが確認できる．

8．まとめ

動吸振器の最適設計において，構造－動吸振器系の周波数応答関数の最大値を最小にする，古典的設計法と，応答の分散を最小にする設計法がある．本論文は，動吸振器の最適設計の評価関数として，H_∞ノルムとH_2ノルムを導入し，不規則振動論の立場で考えると，従来の設計法を統一的に把握できることを示した．さらに，動吸振器の最適設計法に，非線形計画法による数値解析手法を導入し，構造系が複雑な場合や，外力の周波数特性を考慮した動吸振器の最適設計を可能にした．

数値計算では，この数値解析による動吸振器の最適パラメータの精度を，解析的に求められている最適パラメータと比較して，数値解析手法の有効性を

確認した．この手法を使って，構造物の減衰定数を考慮した動吸振器の最適設計を行い，古典的な構造物の減衰定数を無視した場合と比べて，構造物の減衰定数を考慮した設計法が，より効果的な動吸振器であることを確認した．

最後に，H_∞ノルムとH_2ノルムを評価基準にして設計した動吸振器の特性は，次のように説明できる．システムのH_∞ノルムは，最悪の外力による応答であるので，この基準で設計された動吸振器は，応答の最大値を小さくするような動吸振器になっている．これに対して，H_2ノルムにより設計された動吸振器は，平均的な応答レベルを最小にするものになっていると考えることができる．

参考文献

1）Den Hartog, J. P.：Mmechanical Vibration (4thEdition), Ma Graw -Hill, Inc.1956.

2）Wirsching,P.H. and Gary W.Campbell：Minimal Structural Response Under Random Excitation Using the Vibration Absorber, Earthquake eng. stru. dyn, Vol.2, pp.303-312,1974.

3）Warburton, G.B.：Optimum Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters, Earthquake eng. stru. dyn, Vol.10, pp.381-401, 1982.

4）高橋龍夫，倉西茂，動吸振器による可撓性構造物の振動抑制について，土木学会論文報告集，第308号，pp.15-24,1981.4

5）背戸一登，岩浪孝一，滝田好宏：動吸振器による多自由度系の制振(第1報,動吸振器の設計理論)，日本機械学会論文集(C編)，50巻458号，1984.10.

6）Boyd,S.P. and C.H.Barratf: Linear Controller Design, Limits of Performance, Prentice Hall, Inc.1991.

7）岡林隆敏，加賀敏明：動吸振器の最適設計に関する考察，橋梁振動に関するコロキウム論文集，PART･A, pp.273-279,1995.12.

(1997. 8. 29 受付)

OPTIMAL DESIGN METHODS OF TUNED MASS DAMPERS

The first purpose of the study is to make up a standard design method for tuned mass dampers. That is, by random vibration theory, the H_2 norm and H_∞ norm can be used as evaluation functions, then we can integrate the methods based on different theories to a standard method for optimal design of tuned mass dampers. The second, to propose an optimal design method that can be commonly used by numerical computation.

In this paper, a method of optimal design of tuned mass dampers, for a structure of 1-degree of freedom, is given by using Probability Differential Equation based on the random vibration theory. The validity of the method is confirmed by analytical and numerical calculations.

初期変位と可変減衰を利用したセミアクティブ動吸振器

阿部雅人[1]・Takeru IGUSA[2]

[1]正会員　Ph.D.　東京大学講師　工学系研究科社会基盤工学専攻（〒113 東京都文京区本郷7-3-1）
[2]Ph.D., Professor, Department of Civil Engineering, Northwestern University (Evanston, Illinois 60208, USA)

効率的な振動制御の1方法として，可変減衰要素を持つセミアクティブ制御が注目されている．ところが，可変減衰要素を含む系は一般に非線形となり，通常用いられる線形制御理論はそのままでは適用できない．そこで，ここでは，可変減衰要素を利用したセミアクティブ動吸振器について，構造物との連成振動系の自由振動応答を摂動法によって導き，インパルス応答を最速に低減する制御則を構築する．さらに，可変減衰制御に加えて，動吸振器に初期変位を付加することによって，有効に応答を低減できることを示す．最後に，数値シミュレーションに基づいて本制御則の地震応答低減に対する適用可能性を議論する．

Key Words: *dynamic vibration absorbers, perturbation solutions, semi-active control, tuned mass dampers, variable damping control.*

1．はじめに

効率的な振動制御の1方法として，可変減衰要素を利用したセミアクティブ制御が注目されている．可変減衰要素によるセミアクティブ制御は，(i) 比較的小さい制御力によって減衰変化が可能であるため，高い制御効率が実現可能である；(ii)可変減衰はシステムを不安定化しないので，誤操作や故障などに対しても信頼性が高い，等，建設系構造物の振動制御に適した特徴を有している．

一方，動吸振器は，定常的外力に対して高い制振性能を持つことや，コンパクトでかつ安価なため設置が比較的容易であることなどの長所を持つことから，建設系構造物の振動制御に広く用いられている．動吸振器の短所としては，地震力や衝撃力など非定常性が強い外力に関してはあまり有効でないことが挙げられる[1]．そのため，セミアクティブ化することによって短所を補い性能を向上させようとする試みがなされてきている．動吸振器へのセミアクティブ制御の適用は，(i)可変減衰要素を用いる[2),3)]；(ii)動吸振器に初期変位を与える[4),5)]，の2つに大別される．

可変減衰要素を含む系は，一般に非線形となるため，最適制御理論やH∞制御理論など線形制御理論はそのままでは適用できない．そこで，最適制御則と同じ制御力が発生できるときは最適制御力を発生し，それが不可能であるときにはなるべく近似する制御力を用いるClipped Optimal制御則[6)]が用いられることが普通である．しかし，速度フィードバックのみが可能である可変減衰要素にClipped Optimal制御の考え方を適用しても有効な制御にならないことがある．一例として，変位フィードバックを与える評価関数によって制御則を構築した場合には，可変減衰力は制御に影響を与えないことになる．最初から速度フィードバックを仮定して制御則を構築するという手段も考えられるが，その場合，得られる制御則は通常の線形制御理論の枠内では定係数フィードバックとなるので[7)]，セミアクティブの優位性が発揮できない．このように，可変減衰要素の特性を有効に利用する制御則の構築方法は未だ確立されていない．

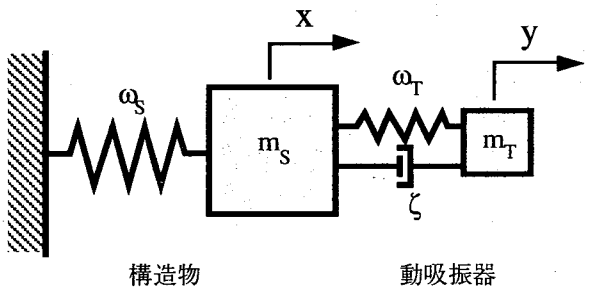


図-1　構造物・動吸振器系

そこで，本研究では，動吸振器のセミアクティブ制御を取り上げ，その最適な制御則を導くことを目的として，解析的な検討を行った．まず，構造物・

動吸振器系の自由振動応答解を摂動解析によって解析的な形で導き，インパルス応答を最速に低減する制御則を構築する．さらに，インパルス応答について構築された制御則を，継続的外力である地震力が加わる場合に拡張し，数値シミュレーションによってその制振効果を示す．

2．運動方程式と摂動解析

ここでは，1自由度系としてモデル化した構造物と動吸振器の連成系の自由振動応答を解析的な形で表す．式展開の方法は，文献8),9),10)に与えられているものと一部重複するが，解析の目的ならび手法が多少異なるので，わかりやすさのため重複部分も割愛せずに記述を行った．なお，動吸振器・構造物系では，制振対象となるモードに近接した固有振動数を持つモードが存在しない場合は，構造物を1自由度系としてモデル化しても，精度の高い制振性能の推定や応答予測が可能である[11]．

動吸振器・構造物系を図-1 に示す． 可変減衰制御においては，動吸振器の減衰比 ζ が可変となるが，ここでは，それに先だって ζ が定数の場合の応答を導く．運動方程式は，x を構造物の変位，y を動吸振器の構造物に対する相対変位すると，

$$\begin{bmatrix} m_S & 0 \\ m_T & m_T \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} 0 & -2m_T\zeta\omega_T \\ 0 & 2m_T\zeta\omega_T \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \end{bmatrix} +\begin{bmatrix} m_S\omega_S^2 & -m_T\omega_T^2 \\ 0 & m_T\omega_T^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{1}$$

となる．ここで，m_S, ω_Sは構造物の， m_T, ω_Tは動吸振器の質量と固有振動数をそれぞれ表す．構造物の減衰は無視したが，これは，振動制御を必要とする構造物の減衰は極めて低いこと，構造物の減衰の動吸振器の設計値への影響が軽微である[10]ことによる．

式(1)は，動吸振器と構造物の質量比 $\mu=m_T/m_S$ を導入することによって，以下のように無次元化される．

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 1 & 1 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} 0 & -2\mu\zeta\omega_T \\ 0 & 2\zeta\omega_T \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} \omega_S^2 & -\mu\omega_T^2 \\ 0 & \omega_T^2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{2}$$

摂動解析を適用するにあたって，以下の3つの設計値のオーダーの関係を設定した．

(i) m_Tはm_Sに比べて1オーダー以上小さい．

(ii) ω_Tはω_Sに同調しているので，共にその平均値ω_a ($=(\omega_T+\omega_S)/2$)で近似できる．

(iii) 動吸振器の減衰は1より1オーダー小さい．

まず，これらの条件から，直接，式(2)の1行目の速度比例減衰項，$-2\mu\zeta\omega_T$は他の項より1オーダー小さく，その項は簡略化できる．その上で，両辺にラプラス変換を施すと，初期条件を $x(0)=x_0$, $\dot{x}(0)=\dot{x}_0$, $y(0)=y_0$, $\dot{y}(0)=\dot{y}_0$とするとき，

$$\begin{aligned} d(s)X(s)=&\left(\omega_a^2+2\zeta\omega_a s+s^2+\mu\omega_a^2\right)\left(\dot{x}_0+sx_0\right)\\ &+\mu\omega_a^2\left[\dot{y}_0+\left(s+2\zeta\omega_a\right)y_0\right] \end{aligned} \tag{3a}$$

$$d(s)Y(s)=\omega_a^2\left(\dot{x}_0+sx_0\right)+\left(\omega_a^2+s^2\right)\left[\dot{y}_0+\left(s+2\zeta\omega_a\right)y_0\right] \tag{3b}$$

となる．ただし，

$$d(s)=\left(\omega_a^2+s^2\right)\left(\omega_a^2+2\zeta\omega_a s+s^2\right)+\mu\omega_a^2 s^2 \tag{3c}$$

である．自由振動応答を導くためには，4次多項式 $d(s)$の根を求める必要があるが，その解は煩雑であって制御則構築のための洞察を得ることが困難である．そこで，根が以下のような摂動展開で表されるとして，摂動法を適用する．

$$s=\omega_a\left(\pm\mathrm{i}-\zeta/2-\delta\right) \tag{4}$$

ここで，$\omega_a(\pm\mathrm{i}-\zeta/2)$は， $d(s)$の根の0次近似である．したがって，δは1オーダー小さい項になる．この根を式(2)に代入して高次のオーダーの項を落とすことにより，以下のδに関する2次方程式が得られる．

$$(\zeta+2\delta)(\zeta-2\delta)-\mu=0 \tag{5}$$

これをδについて解くと，

$$\delta=\pm\frac{1}{2}\sqrt{\zeta^2-\mu} \tag{6}$$

となる．よって， $d(s)$の4つの根は，

$$s_1=\omega_a\left(\mathrm{i}-\frac{\zeta+\gamma}{2}\right),\quad s_2=\omega_a\left(\mathrm{i}-\frac{\zeta-\gamma}{2}\right), \tag{7a,b}$$

$$s_3=\omega_a\left(-\mathrm{i}-\frac{\zeta+\gamma}{2}\right),\quad s_4=\omega_a\left(-\mathrm{i}-\frac{\zeta-\gamma}{2}\right). \tag{7c,d}$$

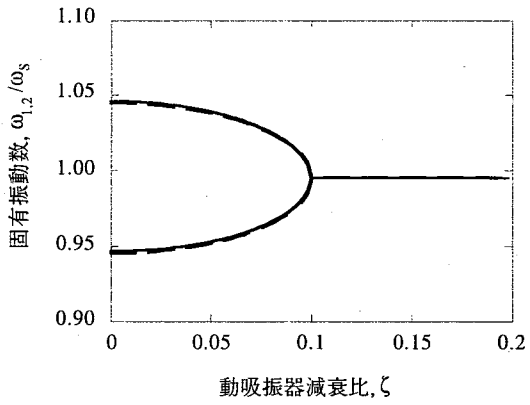
と表せる．ここで，$\gamma=\sqrt{\zeta^2-\mu}$である．この根を用いて，式(3)に逆ラプラス変換を施すことによって以下に示す自由振動応答が得られる．

$$\begin{bmatrix} x(t) \\ y(t) \end{bmatrix}=\mathbf{W}\Lambda\mathbf{V}\begin{bmatrix} x_0 \\ y_0 \\ \dot{x}_0/\omega_a \\ \dot{y}_0/\omega_a \end{bmatrix} \tag{8a}$$

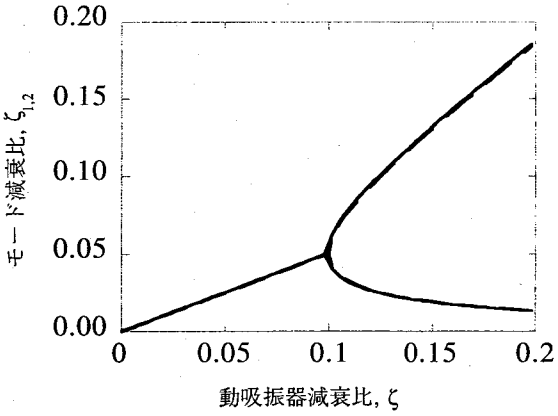
ただし，

$$\mathbf{W}=\begin{bmatrix} \dfrac{1}{\mu} & \dfrac{1}{\mu} & \dfrac{1}{\mu} & \dfrac{1}{\mu} \\ \dfrac{\mathrm{i}\omega_a-s_1}{\mu} & \dfrac{\mathrm{i}\omega_a-s_2}{\mu} & \dfrac{\mathrm{i}\omega_a+s_3}{\mu} & \dfrac{\mathrm{i}\omega_a+s_4}{\mu} \end{bmatrix} \tag{8b}$$

$$\Lambda=\begin{bmatrix} \mathrm{e}^{s_1 t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \mathrm{e}^{s_2 t} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \mathrm{e}^{s_3 t} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mathrm{e}^{s_4 t} \end{bmatrix} \tag{8c}$$



(a)固有振動数



(b)モード減衰比

図-2　構造物・動吸振器系の固有振動数とモード減衰比

―――― 数値解析結果, - - - - - - - - 摂動解

$$\mathbf{V}=\begin{bmatrix} -\zeta+\gamma & \mathrm{i}\mu & \mathrm{i}(\zeta-\gamma) & \mu \\ \zeta+\gamma & -\mathrm{i}\mu & \mathrm{i}(-\zeta-\gamma) & -\mu \\ -\zeta+\gamma & -\mathrm{i}\mu & \mathrm{i}(-\zeta+\gamma) & \mu \\ \zeta+\gamma & \mathrm{i}\mu & \mathrm{i}(\zeta+\gamma) & -\mu \end{bmatrix} \tag{8d}$$

である．

系の固有振動数ならびにモード減衰比は，j番目固有値s_jについて，

$$\omega_j=|s_j|,\quad \zeta_j=-\mathrm{Re}[s_j]/\omega_j \tag{9a,b}$$

で与えられる．それらを，μ=0.01 の場合について，動吸振器の減衰比ζの関数として示したのが図-2である．摂動解が非常に精度よい近似を与えていることがわかる．図-2 (a)(b)を見ると，$\zeta=\sqrt{\mu}$=0.1 のときに2つのモードの固有振動数とモード減衰比は一致する．モード減衰比に着目すると $\zeta<\sqrt{\mu}$では二つのモード減衰比は等しく増加するが，$\zeta>\sqrt{\mu}$では，増加するモードと減少するモードが現れる．自由振動応答では，モード減衰比が低い方のモードが卓越するので，両モードが等しく高いモード減衰比を持つ$\zeta=\sqrt{\mu}$をパッシブ動吸振器の最適減衰比として用いるのが一般的である[10]．

3．自由振動応答に基づく制御則の構築

本章では，前章で導かれた摂動解を基にして，可変減衰を用いたセミアクティブ制御則を構築する．まず，第1節で，動吸振器の減衰比ζを変化させたときの構造物のインパルス応答特性の変化を摂動解に基づいて論じると共に，インパルス応答を低減させるために最適な動吸振器の初期変位を導く．次いで，第2節で，インパルス応答を最速に減衰させる可変減衰制御則を構築する．

（1）動吸振器への初期変位の付与

構造物・動吸振器系に時間 t=0 においてインパルスが作用したときの応答は，初期条件

$$\dot{x}_0\neq 0,\quad x_0=y_0=\dot{y}_0=0 \tag{10a}$$

の場合の自由振動応答となる．ここでは動吸振器の初期変位の影響も併せて解析するために$y_0\neq 0$として，

$$\dot{x}_0\neq 0,\quad \dot{y}_0\neq 0,\quad x_0=y_0=0 \tag{10b}$$

について検討する．そのとき式(8)は，ζの値によって，以下の3通りに，実数関数として表現できる．

a) $\zeta<\sqrt{\mu}$のとき

$$x(t)=C\cos\left(\frac{1}{2}\sqrt{\mu-\zeta^2}\,\omega_a t-\theta\right)\exp\left(-\frac{1}{2}\zeta\omega_a t\right)\sin(\omega_a t) \tag{11a}$$

ここで，

$$C=\sqrt{\left(\frac{\dot{x}_0}{\omega_a}\right)^2+\left(\mu y_0+\frac{\zeta\dot{x}_0}{\omega_a}\right)^2/\left(\mu-\zeta^2\right)} \tag{11b}$$

$$\theta=\tan^{-1}\left[\left(\frac{\mu\omega_a y_0}{\dot{x}_0}+\zeta\right)/\sqrt{\mu-\zeta^2}\right] \tag{11c}$$

である．

μ=0.01，ζ=0のときの応答波形を図-3 (a)に示した．式(11a)中，cos関数に対応する振動成分はうなりの包絡線の振動を表し，指数とsin関数の部分が振動数ω_a，減衰比$\zeta/2$の減衰振動を表している．この場合，系の減衰比はいずれも$\zeta/2<\sqrt{\mu}/2$と小さいため，初期変位を加えても応答低減効果は低い[14]．

b) $\zeta=\sqrt{\mu}$のとき

この場合，前章に示したように，2つのモード減衰比が$\sqrt{\mu}/2$で等しく最大になる．ところが，応答は，

$$x(t)=\left[\frac{\dot{x}_0}{\omega_a}+\frac{\sqrt{\mu}\dot{x}_0+\mu\omega_a y_0}{2}t\right]\exp\left(-\frac{1}{2}\sqrt{\mu}\omega_a t\right)\sin(\omega_a t) \tag{12}$$

となり，tの線形増加関数を含む形になるので，減衰比$\sqrt{\mu}/2$の1自由度系の応答よりは減衰が遅くなる．tの項の影響は，その係数

$$\frac{\sqrt{\mu}\dot{x}_0+\mu\omega_a y_0}{2} \tag{13}$$

を0にすることによって消去することができ，応答の減衰を速めることができる．これは，動吸振器の初期変位を

$$y_0=-\frac{\dot{x}_0}{\sqrt{\mu}\omega_a} \tag{14}$$

とすることで実現可能である．この初期変位を与えた場合の応答（μ=0.01）を図-3 (b)に示した．初期変位によって，応答がより速く低減している．

c) $\zeta>\sqrt{\mu}$のとき

応答は，

$$x(t)=\frac{1}{2\gamma}\left\{\left[-\mu y_0+(-\zeta+\gamma)\frac{\dot{x}_0}{\omega_a}\right]\exp\left(\frac{-\zeta-\gamma}{2}\omega_a t\right)+\left[\mu y_0+(\zeta+\gamma)\frac{\dot{x}_0}{\omega_a}\right]\exp\left(\frac{-\zeta+\gamma}{2}\omega_a t\right)\right\}\sin(\omega_a t) \tag{15}$$

となる． 図-2のモード減衰比のうち，高い方が第1項に対応し，低い方が第2項に対応することになる．図-3 (c)に示したμ=0.01，ζ=0.2 (>$\sqrt{\mu}$)の場合の応答からもわかるように，低い減衰比を持つモードのため応答の減衰は$\zeta=\sqrt{\mu}$の場合よりも遅くなる．

低減衰の第2項を消去するような初期変位を動吸振器に与えることによって，応答を低減することができる．すなわち，

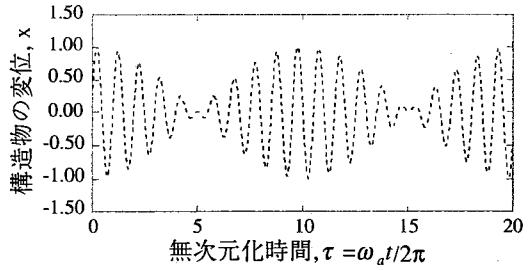
$$y_0=-\frac{(\zeta+\gamma)\dot{x}_0}{\mu\omega_a} \tag{16}$$

とすることによって，図-3 (c)に示した，応答は$(\zeta+\gamma)/2$の減衰比を持つ1自由度系のようになる．式(16)は，低減衰項を消去し高減衰項のみ残しているから，応答に最大の減衰比を与える初期条件を与えていることになる．

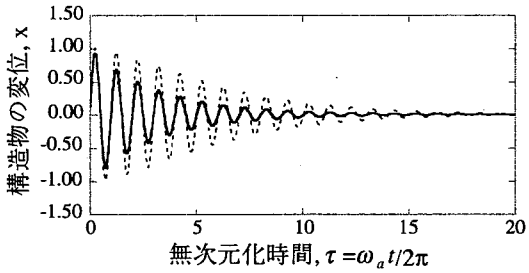
このように，適当な初期変位を動吸振器に与えることによって，特に最適減衰比より高い減衰を持つ動吸振器の性能を大幅に改善できる．

（2）可変減衰制御

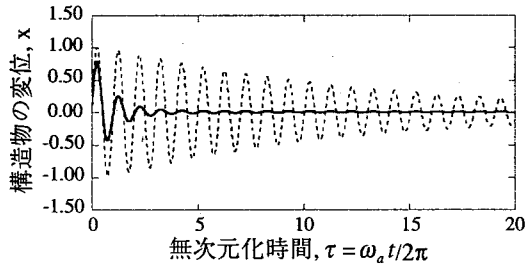
ここでは，動吸振器の減衰は動吸振器にとりつけたダンパーの速度のゼロクロスで半周期に1度だけ変化させるものとする．これは，ダンパーの速度がゼロに近いときに減衰を変化させることによって，突然の減衰変化に伴う過大な制御力の変動を防ぐためである．また，液柱管ダンパーなどでオリフィス開口によって減衰を制御するシステムでは，ゼロクロスで開口変化させることにより，液体とオリフィスの相互作用が最小化され，開口変化に伴う制御力を小さくすることができる[12]．



(a) $\zeta<\sqrt{\mu}$のとき



(b) $\zeta=\sqrt{\mu}$のとき



(c) $\zeta>\sqrt{\mu}$のとき

図-3　構造物のインパルス応答

---------- 最適初期変位を与えた場合

------ 初期変位が無い場合

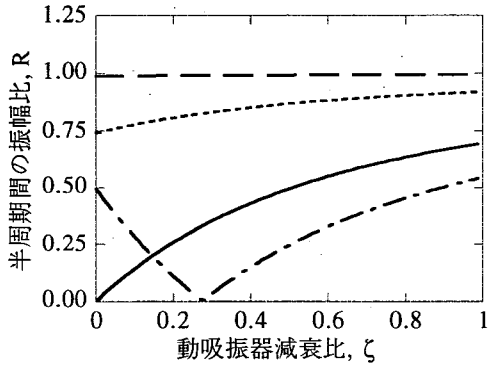


図-4　ゼロクロス間の振幅比

———$r=0$； - - - - -$r=-0.25r_0$ ————$r=-r_0$

— - — — —$r=-1.5r_0$.

そのため各ゼロクロス間の半周期は，通常の定係数線形系となる．動吸振器速度のゼロクロス時の状態を $x=x_0$, $\dot{x}=\dot{x}_0$, $y=y_0$, $\dot{y}=\dot{y}_0$ と表すと，動吸振器応答と構造物応答は約四半周期の位相差を持っていることから[13]，$\dot{y}_0 \approx x_0 \approx 0$ となる．この初期条件は，前節で議論した初期条件と一致するので，式(11)(12)(15)は，ここでも適用可能である．

前節のいずれの場合でも，構造物の応答は，

$$x(t)=A(t)\sin(\omega_a t) \tag{17}$$

の形で表すことが出来るから，各ゼロクロス間の半周期間における構造物の速度振幅の比は，

$$R=\frac{A(t_0+\pi/\omega_a)}{A(t_0)} \tag{18}$$

と表せる．以下，各ゼロクロス間において，この振幅比 R を最小化するように減衰値 ζ を選択することによって，最適な可変減衰制御則を導く．

式(11)(12)(15)を式(18)に代入することによって，

$\zeta<\sqrt{\mu}$ のとき

$$R=\sqrt{1+\frac{(r+\zeta)^2}{\mu-\zeta^2}}\exp\left(-\frac{\pi\zeta}{2}\right)\cos\left(\frac{\pi\sqrt{\mu-\zeta^2}}{2}-\theta\right) \tag{19a}$$

$\zeta=\sqrt{\mu}$ のとき

$$R=\left[1+\frac{\pi(r+\sqrt{\mu})}{2}\right]\exp\left(-\frac{\pi\sqrt{\mu}}{2}\right) \tag{19b}$$

$\zeta>\sqrt{\mu}$ のとき

$$R=\frac{1}{2\gamma}\left[(-r-\zeta+\gamma)\exp\left(\frac{-\zeta-\gamma}{2}\pi\right)+(r+\zeta+\gamma)\exp\left(\frac{-\zeta+\gamma}{2}\pi\right)\right] \tag{19c}$$

ただし，

$$r=\frac{\mu\omega_a y_0}{\dot{x}_0} \tag{19d}$$

$$\theta=\tan^{-1}\left[(r+\zeta)/\sqrt{\mu-\zeta^2}\right] \tag{19e}$$

となる．r は，基本的に，動吸振器と構造物の応答の比である．また，θ は，式(11c)で与えられた，うなりの包絡線の位相と同じものである．

動吸振器と構造物の応答の位相差はほぼ四半周期であったから，式(19d)の定義から考えて，r は一般に負の値をとる．質量比 μ=0.01 の動吸振器について，いくつかの負の r の値を設定し，R を ζ について図示したのが，図-4 である．図中，r_0 は，式(19a)において，ζ=0 のときに cos 項が 0 となるときの r の絶対値であり，$r_0=\sqrt{\mu}\cot(\sqrt{\mu}\pi/2)$ である．図からわかるように，$-r_0$ は，半周期後に構造物の力学的エネルギーが 0 となる y_0 と $\dot{x}_0$ の状態を表す．

図より，$r>-r_0$ の場合，R は常に ζ の単調増加関数になっているから，ζ=0 が半周期後の応答を最小化する．これは，構造物の応答の絶対値に比べて動吸振器の応答の絶対値が小さい場合にあたり，図-3(a) の $0<\tau<5$ の，うなりによって動吸振器へ振動エネルギーが移っていく状態に対応する．この意味するところは，動吸振器の応答が構造物と比較して小さい場合は，減衰によるエネルギー吸収を期待するより，ζ=0 としてうなりを利用して動吸振器へエネルギーを移した方が，構造物の振動を低減するのに有利になるということである．なお，式(11)から考えても，うなりの包絡線の振動数が ζ が小さい方が大きいから，ζ=0 が最もエネルギーの移動を速め有利となる．

次に，$r\leq -r_0$ の場合を考える．$r=-r_0$ の場合は，ζ=0 とすれば，半周期後に図-3(a) の τ=5 の状態のように構造物の力学的エネルギーは 0 となる．しかし，それはうなりによるものであるから，その後，図-3(a) の $5<\tau<10$ の領域に見られるようにエネルギーが動吸振器から構造物に逆流することになる．また，$r<-r_0$ の時は，半周期後に既にエネルギーの逆流が起こり始めているため，$r=-1.5r_0$ の曲線からわかるように，ζ が小さいときに逆に応答が増加している．この場合の減衰値の選択としては，$r=-1.5r_0$ のグラフに見られる R=0 となる ζ の値を探索して，その ζ を用いるという方法が考えられる．しかし，それでは，半周期後に構造物の振幅は 0 になっても，動吸振器の振幅は一般には 0 にならず，エネルギー逆流の問題の解決にはならない．

そこで，前節で導かれた初期変位の制御則を用いて，効率よくエネルギーを吸収することを考える．すなわち，前節の関係を逆に利用して，y_0 に対応する ζ を求める．$r\leq -r_0$ のときには，r の絶対値が r_0 より大きく，動吸振器の振幅が構造物の振幅よりかなり大きくなるため，3(1)節の c)の場合に相当する．そこで，対応する式(16)を，ζ について解くと，

$$\zeta=-\frac{1}{2}\left[\frac{\dot{x}_0}{\omega_a y_0}+\frac{\mu\omega_a y_0}{\dot{x}_0}\right]. \tag{20}$$

となる．

以上をまとめると，

$r>-r_0$ のとき：

$$\zeta=0 \tag{21a}$$

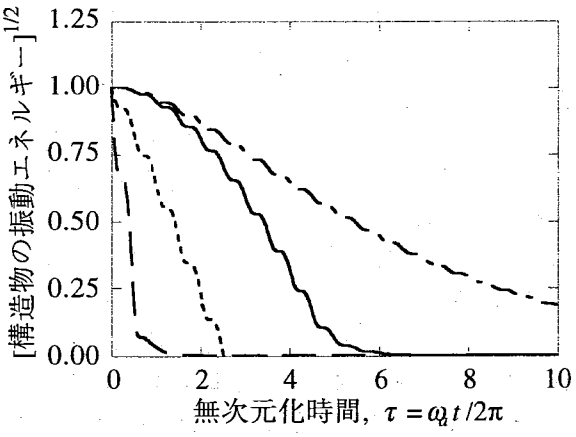
$r\leq -r_0$ のとき：

$$\zeta=-\frac{1}{2}\left[\frac{\dot{x}_0}{\omega_a y_0}+\frac{\mu\omega_a y_0}{\dot{x}_0}\right] \tag{21b}$$

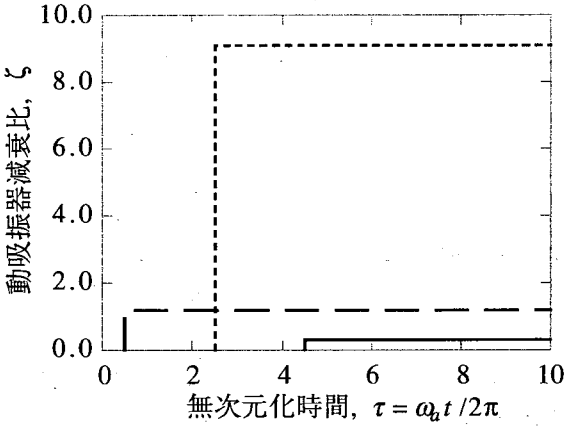
ただし，

$$r_0=\sqrt{\mu}\cot(\sqrt{\mu}\pi/2) \tag{21c}$$

が，最適な制御則であることがわかる．この制御則は，導出の過程で述べたように，動吸振器の応答が



(a)応答



(b)動吸振器の減衰比

図-5　最適可変減衰制御則を用いた場合

—·—·— パッシブ最適；———— y_0=0；------- $y_0 = -\dot{x}_0/\left(\sqrt{\mu}\omega_a\right)$；———— $y_0 = -5\dot{x}_0/\left(\sqrt{\mu}\omega_a\right)$.

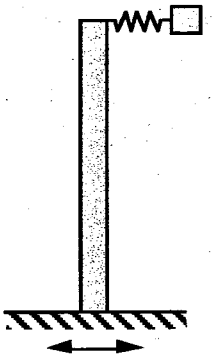


図-6　片持ち梁・動吸振器系

構造物の応答に比べて小さい内は，積極的にうなりを利用してエネルギーを移していき，動吸振器の応答が十分に大きくなったところで，大きな減衰を加えることにより，効率的にエネルギーを吸収しようとするものである．

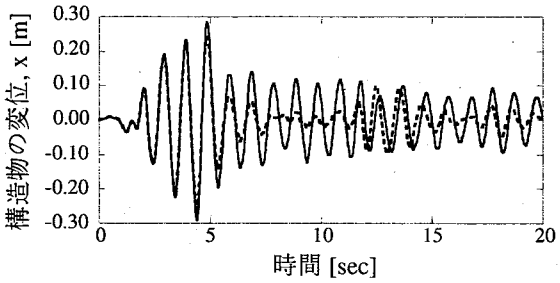
これを用いて，インパルス応答の計算を行ったのが，図-5である．応答は，エネルギーの平方根，すなわち，応答の包絡線で表している．この可変減衰制御則は，動吸振器の初期変位の影響を r の計算を通して自然に取り入れることが出来るので，同時にその影響も示した．なお，図中，初期変位の値 $-\dot{x}_0/\left(\sqrt{\mu}\omega_a\right)$ は，動吸振器の減衰 ζ がパッシブ最適であるときの最適初期変位である．いずれの場合もパッシブに比べてかなりの応答低減が可能である．

4．地震応答制御への適用

ここでは，過渡的ではあるが継続時間を持つ地震力が働く場合の適用可能性についての検討を数値計算によって行った．構造物としては，図-6に示した，基本固有周期1秒，モード減衰1％の等断面片持ち梁を想定した．計算上，5次モードまで含むこととし，それより高次のモードの影響は無視した．また，地震波としては，最大加速度0.34[m/s^2]のエルセントロ地震波NS成分を用いた．動吸振器の設計は，片持ち梁を1次モードで振動する1自由度系で近似することによって行った[11]．可変減衰の計算上必要となる構造物の応答 x は，1次モードの応答を用いるべきであるが，現実的な測定条件を考え，動吸振器設置位置で測定した応答をそのまま用いることとした．なお，本制御則では減衰項を変化させているのであり系の漸近安定性は保証されているから，スピルオーバーなどの問題は生じない[9]．

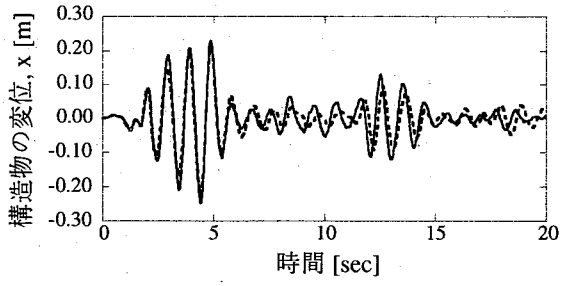
図-7 (a)にパッシブな場合の応答を示す．実線は無制御時の，破線は有効質量比1％のパッシブ動吸振器を設置した場合の応答である．無制御時にはタワー頂部の最大応答変位は0.293[m]であるが，動吸振器によって0.262[m]まで低減されており，11%程度の応答の低減がみとめられる．さらに，式(21)の可変減衰制御則によるセミアクティブ制御を行った場合の応答が図-7 (b)の実線である．　最大応答は0.250[m]（15%の応答の低減）となっている．このように，地震応答に関しては，パッシブ動吸振器に比べて，可変減衰要素を持つ動吸振器がさほど高い性能を持つわけではないことがわかる．

そこで，地震外力が働く場合にも，初期変位を与える方法を適用してみる．ただし，地震力は継続的にはたらくから，ただ1度，地震開始時に初期変位を与えてもあまり有効ではない．そのため，文献12),13)で提案されている，地震の最中にも動吸振器をセットし直して数回初期変位から動吸振器をリリースすることによって制震する方法を採用すること



(a)パッシブな場合の応答：

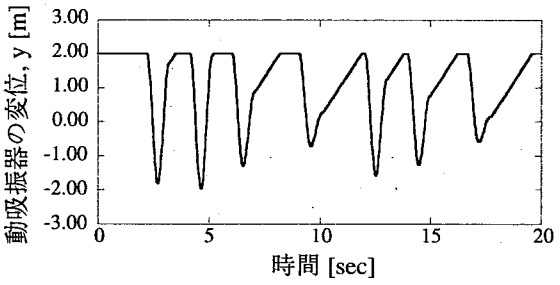
——— 無制震，　------ パッシブ動吸振器設置時



(b)セミアクティブ動吸振器による応答：

——— 可変減衰のみ

------ 可変減衰と初期変位調整の併用時



(c) 初期変位調整時の動吸振器の動き

図-7　タワー状構造物・動吸振器系の応答

にする．初期変位調整を含む可変減衰制御動吸振器の制御フローを図-8に示した．動吸振器は$y=y_0$ (>0)という定まった位置にセットされた上で放されることになる．そのとき，式(21)の減衰値が正であるためには，構造物の速度は逆方向でなければならない．なお，応答が小さいときに動吸振器をリリースすることは不効率であるから，ある閾値 $\dot{x}_{threshold}$ よりも構造物の速度が大きいときのみ動吸振器を放すことにする．その後，約半周期後に動吸振器の速度のゼロクロスがあるので，そこで動吸振器を捕らえる．そうすることによって，ほとんど外力を導入する必要なく動吸振器を固定できるからである．その後，動吸振器を，有限の速度vで動かして，所定の位置に

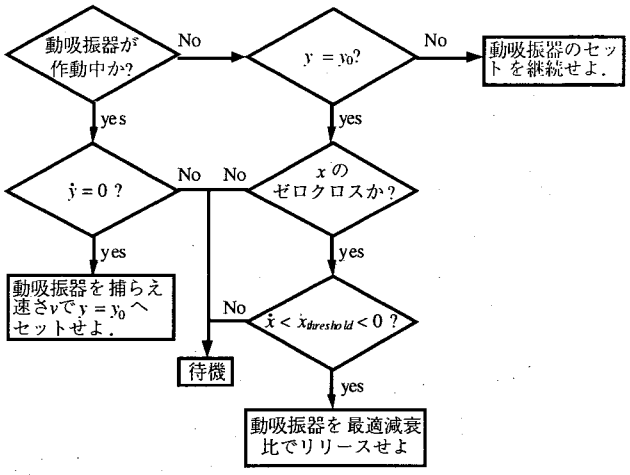


図-8　可変減衰・初期変位調整併用時の制御フロー

セットし直す．セットし直すときのvへの加速ならびにvからの減速は，一定加速度でΔt秒間で行われるものとし，反作用力を構造物側に加えている．

この方法で制御を行った場合の構造物の応答が図-7 (b)の破線である．ここでは，　y_0=2[m]，$\dot{x}_{threshold}=0.02\omega_a$[m/s]，$v$=1[m/s]，　Δt=0.02[sec]とした．y_0の値は，現実的なスペースの制約からも制限されると考えられるし，また，vが有限であることから，あまり大きな値を使うのはセットするのに時間がかかりすぎてかえって性能を落とすことになる．$\dot{x}_{threshold}$の値は，変位で 0.02 [m]に対応する速度ということで設定した．v は，モーターやアクチュエータで実現可能な値として 1[m/s]を選んだ．　Δt は0.2[sec]以下で値を変化させてみたが，それによる応答の変化が軽微であったので，ここでの計算では0.02[sec]としている．

最大応答変位が0.223[m]となり，無制御の場合の応答を24%低減している．そのときの動吸振器の動きを，図-7 (c)に示した．図中，右上がりの直線上の傾きの部分は，動吸振器をセットしている部分である．

なお，制振効果のさらなる向上策として，2つの動吸振器を用いて，交互にリリースすることが考えられる．しかし，1自由度系構造物に対して類似の制御則を適用して行った数値計算結果では[8]，同じ質量比であれば，2つの動吸振器を用いても，ほぼ同じ程度の制振効果しか得られていない．

5．まとめ

ここでは，可変減衰要素を持つ動吸振器の制御則を摂動解析に基づいて導出し，その有効性をインパルス応答および地震応答に関して，数値シミュレー

ションで検証した．主たる結論は以下の通りである．

(1) インパルス応答の摂動解を用いて，低い減衰を持つモードを意図的に取り除く動吸振器の最適初期変位を，解析的に求めることができた．

(2) インパルス応答を最速に低減する可変減衰制御則を導いた．それは，構造物応答に比べ動吸振器の応答が小さい場合には，積極的にうなりを使ってエネルギーを動吸振器へ移し，動吸振器応答が大きくなったところで大きな減衰を加えてエネルギーを吸収する方法である．

(3) 初期変位の調整と可変減衰を用いた動吸振器を，地震動をうける片持ち梁に適用した数値シミュレーションを行った．エルセントロ波を用いた計算の結果，可変減衰のみで 15%，初期変位調整との併用で24%程度の応答の低減が見られた．

本研究では，可変減衰要素をもつ動吸振器によって，パッシブ動吸振器では実現不可能な性能が得られること，また，インパルス応答については最速に応答を低減する制御則を示せたことが理論的な意義であると考えている．言い換えれば，ここで得られた制御則によって，インパルス応答に対して可変減衰制御で実現可能な性能の限界を解析的に明示できたことになる．この観点から，図-5 の計算結果を見直すと，可変減衰要素のみによる動吸振器の性能改善の可能性は，非常に限られているといえる．

本制御則は，このようにインパルス応答に対して導かれたものであるから，地震時の制御への応用については，地震動の特性を考慮し，初期変位の設定などにフィードフォワード的な制御を入れることなどによってさらに改善の余地があると考えられる．

謝辞：本研究は，一部，清水建設和泉研究室と Northwestern 大学との共同研究プロジェクト，ならびに文部省科学研究費（基盤研究 A(2) 課題番号 08405034）によるものである．また，東京大学藤野陽三教授には貴重な助言を頂いた．

参考文献

1) Sinha, R. and Igusa, T.: Response of primary-secondary systems to short-duration, wide-band input, *J. Sound Vib.*, Vol.185, pp.119-137, 1995.
2) Seto, K. and Yamanouchi, M.: On the effect of a variable stiffness-type dynamic absorber with eddy-current damping, *Bull. JSME,* No.21, pp.1482-1489, 1978.
3) Hvorat, D., Barak, P. and Rabins, M.: Semi-active versus passive or active tuned mass dampers for structural control, *J. Engrg. Mech.s,* ASCE, Vol.109, pp.691-705, 1983.
4) Tanaka, N. and Kikushima, Y.: Impact vibration control using a semi-active damper, *J. Sound Vib.*, Vol.158, pp.277-292, 1992.
5) Ohrui, S., et. al.: Study in pulse type seismic control by initial stroke appended TMD, *Proc. 1st MOVIC,* pp.267-272, 1992.
6) Pinkaew, T. and Fujino, Y.: Development of semi-active mass damper for control of civil structures, *Proc. Int. Symp. Public Infrastructure Systems Research*, pp.153-162, 1995.
7) Juang, J.-N.: Optimal design of a passive vibration absorber for a truss beam, *Journal of Guidance, Control and Dynamics*, AIAA, Vol.7, pp.733-739, 1984.
8) Abé, M.: Semi-active tuned mass dampers for seismic protection of civil structures, *Earthq. Engrg. Struct. Dynamics*, Vol.25, pp.743-749, 1996.
9) Abé M. and Igusa, T.: Semi-active dynamic vibration absorbers for controlling transient vibration, *J. Sound Vib.*, Vol.198, pp.547-569, 1996.
10) 阿部雅人, 藤野陽三: 摂動解による同調質量ダンパー(TMD)–構造物系の動特性の理解と制振評価，土木学会論文集 No.446, pp.157-166, 1992.
11) Abé, M. and Igusa, T.: Tuned mass dampers for structures with closely spaced natural frequencies, *Earthq. Engrg. Struct. Dynamics*, Vol. 24, pp.247-261, 1995.
12) 木村周二, 阿部雅人, 藤野陽三: 可変オリフィスを利用したセミアクティブ同調液柱管ダンパーの制御則，構造工学論文集，Vol.43A，1997.
13) 阿部雅人, 藤野陽三: アクティブ動吸振器の最適制御則の摂動解，構造工学論文集，Vol.42A，pp.739-746，1996.

(1997.8.29 受付)

CONTROL LAWS FOR SEMI-ACTIVE TUNED MASS DAMPERS WITH VARIABLE DAMPING COMPONENTS

Masato ABE and Takeru IGUSA

Control laws for semi-active tuned mass dampers with variable damping components are derived from analytical perturbation solutions of the structure/tuned mass damper interactive system. At the first half of the paper, optimal control law to achieve fastest decay of impulse response is derived for single degree of freedom structure / tuned mass damper system. Effect of initial displacement of tuned mass damper is also studied. Then, the proposed control law is applied to control of multiple degrees of freedom structure subject to seismic ground motion. Efficiency of the proposed algorithms is demonstrated by numerical simulations.

自走式アクチュエータによる吊構造物の極低域振動の制御

岡林隆敏[1]・高木真一郎[2]・山森和博[3]・下田郁夫[4]

[1]正会員　工博　長崎大学助教授　工学部社会開発工学科（〒852　長崎市文教町1-14)
[2]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎市文教町1-14)
[3]学生員　長崎大学大学院　工学研究科社会開発工学専攻（〒852　長崎市文教町1-14)
[4]正会員　工博　オイレス工業（株）　技術第2部（〒252　藤沢市桐原町8番)

極低域振動特性を有する吊構造物を制御する場合，通常のアクチュエータでは制御力を発生することが困難である．そこで，構造物の振動方向に重量のある走行体を移動させることにより，低域振動特性を有する制御力を発生させ，吊構造物の振動制御を行うことを考えた．

本研究の目的は，吊構造物の低域振動を制御するためのシステムの開発と実験による検証である．そこで，極低域振動をする構造物として吊構造模型を製作し，アクチュエータと制御が可能な制御器を設計した．これらの制御システムを用いて，振動制御の有効性を実験的に検証した．

***Key Words** : suspended structure , vibration control , active vibration control , experiment , actuator*

1. はじめに

吊橋や斜張橋などの吊構造物には，橋軸方向への地震や風，交通荷重により生じる主桁の橋軸方向変位に伴い，遊動円木振動と呼ばれる橋梁全体の橋軸方向振動があり(1)，極低周波で振動する特性がある．このような構造物の振動を，動吸振器やアクティブマスを用いたアクチュエータによる制御器により制御する場合，駆動質量の慣性力を制御力としているために，制御器における駆動質量の加速度が低くなると，発生する制御力が極めて少なくなる．そこで，動吸振器を適用する場合では，動吸振器の質量を大きくする必要がある．他方，アクティブ制御を行う場合，アクティブマスを駆動する機構が機械的機構や油圧機構を採用したアクチュエータでは，アクティブマスの移動量が少なく，そのために加速度が小さくなり，効果的な制御力を発生することが困難である．

そこで，本研究では，アクティブマスを駆動する距離を長くして，駆動マスによる慣性力を効果的に発生する機構として，アクティブマスを高速で自走させることにより，慣性力を発生させ，その反力を制御力として利用することを考えた．このようなアクチュエータをここでは，自走式アクチュエータと称することにする．本研究では，アクリル製の板をワイヤーで吊った吊形式の構造模型を製作した．さらに自走式アクチュエータの模型を製作し，模型による振動制御実験装置を製作した．本論文は，このような装置を用いて，吊構造物の極低域振動の振動制御の有効性を実験的に検証したものである．

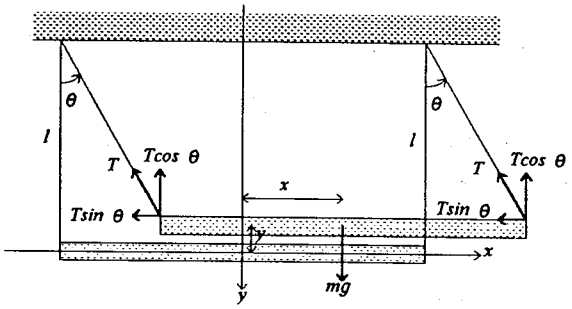


図-1　吊構造物のモデル化

2. 吊構造物のモデル化

図-1に吊構造物の模型の概要を示した．構造物を吊るためのワイヤーの長さがlで，質量がmの吊構造物が支持構造により鉛直に吊られている．この時，吊構造物の中心から水平方向にx軸を，鉛直下方向にy軸をとり，原点を吊構造物の中心にとる．この吊構造物が静止時からの振れ角をθとすると，θだけ移動している状態を考える．この時のケーブルの

張力をT，重力加速度をgとする．x方向の変位をx，y方向の変位をyとすると，それぞれの変位は次のようになる．

$$x = l\sin\theta \tag{1}$$

$$y = -l + l\cos\theta \tag{2}$$

これを２回微分すると

$$\ddot{x} = -l\sin\theta\cdot\dot{\theta}^2 + l\cos\theta\cdot\ddot{\theta} \tag{3}$$

$$\ddot{y} = -l\cos\theta\cdot\dot{\theta}^2 - l\sin\theta\cdot\ddot{\theta} \tag{4}$$

となる．ここで，x軸方向に働く力F_xとy軸方向に働く力F_yは

$$F_x = -2T\sin\theta \tag{5}$$

$$F_y = mg - 2T\cos\theta \tag{6}$$

これより，それぞれの方向の運動方程式は

$$m\ddot{x} = m(-l\sin\theta\cdot\dot{\theta}^2 + l\cos\theta\cdot\ddot{\theta}) = -2T\sin\theta \tag{7}$$

$$m\ddot{y} = m(-l\cos\theta\cdot\dot{\theta}^2 - l\sin\theta\cdot\ddot{\theta}) = mg - 2T\cos\theta \tag{8}$$

ここで，(7)式に$\cos\theta$を，(8)式に$\sin\theta$をかける．

$$m(-l\sin\theta\cos\theta\cdot\dot{\theta}^2 + l\cos^2\theta\cdot\ddot{\theta}) = -2T\sin\theta\cos\theta \tag{9}$$

$$m(-l\sin\theta\cos\theta\cdot\dot{\theta}^2 - l\sin^2\theta\cdot\ddot{\theta}) = mg\sin\theta - 2T\sin\theta\cos\theta \tag{10}$$

(9)式から(10)式を引くと，

$$l\cdot\ddot{\theta} = -g\sin\theta \tag{11}$$

が得られる．ここでθが小さい場合には，近似的に$\sin\theta \fallingdotseq \theta$となるので，線形化して(11)式を次のように表現する．

$$\ddot{\theta} + n^2\theta = 0 \tag{12}$$

ここに，$n^2 = g/l$である．微小振動の場合は，運動はx軸座標のみで記述できる．この吊構造物の固有振動数fは

$$f = \frac{n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{l}} \tag{13}$$

で与えられる．

3. 吊構造模型の設計と振動特性

(1) 吊構造模型の設計

本研究で，自走式アクチュエータによる低域振動制御の有効性を調べるために，**図-2** のような吊構造模型を製作し，制御対象とした．この構造物を**写真-1** に示した．

この吊構造模型はアクリルの板を橋体，ワイヤーをケーブルと考え，アクリルの板の下にアクチュエータを移動させるための円筒形のアクリルを付け，両端から計４本のワイヤーで吊ったものである．円筒形のアクリルの中にはアクチュエータを移動させるためのレールを固定させ，その両端にはアクチュエータが落下しないようにストッパーを付けた．アクリルの板とワイヤーの接合部は**図-3** のように固定した．ここで，本研究では低域振動制御を目的とするため，吊構造模型が 1.0Hz 以下の低い振動数で振動するようにワイヤーを設定した．また，吊構造模型を振動させた時，ねじれ振動が生じないようにワイヤーの長さを一定にするように注意した．この吊構造模型のワイヤーも含めた全質量は 0.965kg である．

製作した吊構造模型を吊るための鋼製のフレームは長さ 100cm，高さ 100cm，奥行き 25cm の構造になっている．このフレームとワイヤーの接合部を**図-4** に示す．この時，吊構造模型に橋軸方向以外の振動を発生しにくくするためにワイヤーを斜めに張った．

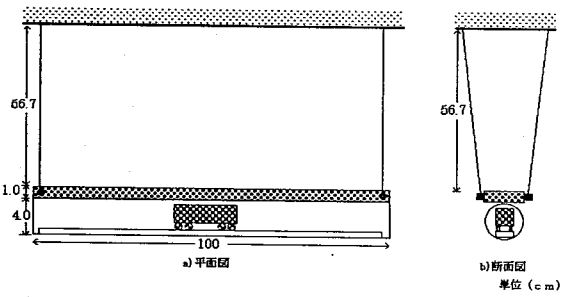


図-2　吊構造模型

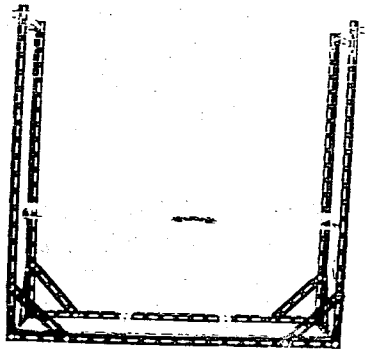


写真-1　吊構造模型

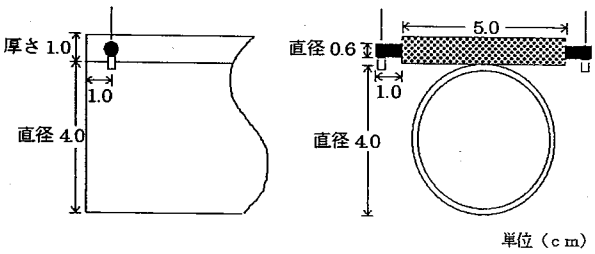


図-3　吊構造模型

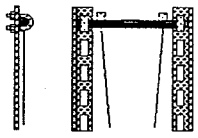


図-4　フレーム

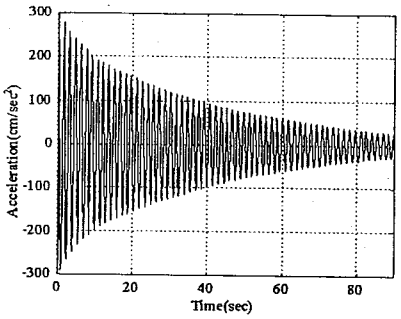


図-5　自由振動による加速度応答

表-1　吊構造模型の振動特性

固有振動数（Ｈｚ）	0.666
減衰定数　h	0.006

(2) 振動特性

製作した吊構造模型の振動特性を調べるために自由振動試験を行った．その試験方法は，吊構造模型に小型の加速度計を設置し，自由振動させる．吊構造模型から得られた出力電圧を測定し，単位あたりの加速度を算出する．それを非線形最小二乗法による曲線適合で固有振動数と減衰定数を求める．図-5 に自由振動による吊構造物の加速度の波形を示す．また，試験結果を表-1 に示す．

一方，(13)式より求めた吊構造模型の固有振動数は，ワイヤーの長さを l=0.567(m)とすると，$f \fallingdotseq$ 0.6617(Hz)となり，実験値と良い一致を示している．

4. 自走式アクチュエータの構造と動特性

(1) 自走式アクチュエータ

斜張橋や吊橋などの吊構造物に生じる振動は極低周波振動であるため，AMD(Active Mass Damper)制御システムなどのアクチュエータでは充分な制御力を発生することが困難である．そこで，構造物の下面に自走式で重量のある走行体を移動させ，そのストロークを数 10～100cm と長くすることにより低周波数の制御力を発生させ，吊構造物の低域振動制御を行うことを考えた．実際の場合，自走式アクチュエータの構造としては，電気や空気エネルギーなどの外部から移動するためのエネルギーを供給する場合とガソリンエンジンや蓄電池などの蓄えたエネルギーで移動する場合が考えられる．

本研究では，自走式アクチュエータとして鉄道模型の機関車を採用した．このアクチュエータを図-6，写真-2 に示す．このアクチュエータは，外部からのエネルギーとしてレールに電気を供給し，車輪を通してモーターを駆動させ移動するものである．模型機関車の質量は 0.07382kg である．

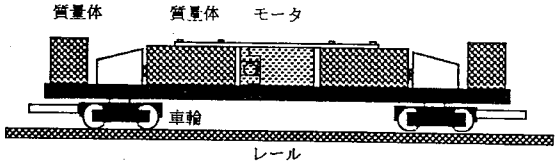


図-6　自走式アクチュエータ

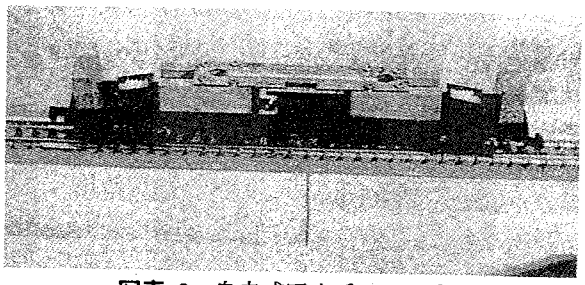


写真-2　自走式アクチュエータ

(2) 振動特性

アクチュエータの振動特性を調べるために掃引試験を行った．以下にその試験方法と結果を示す．

a) 試験方法

試験は，次の手順で行う．

①アクチュエータに小型の加速度計を設置する．

②発振器の出力を一定に保ち，正弦波信号を各周波数ごとにアクチュエータに入力する．この際，試験周波数は 0.1Hz 刻みで 0.1Hz から 1.0Hz まで行った．

③各周波数ごとに対して得られたアクチュエータの出力電圧を測定する．

④単位入力電圧あたりの出力電圧を求め，さらに単位電圧あたりの加速度を算出し，グラフ上にプロットする．

⑤非線形最小二乗法による曲線適合で振幅特性と位相特性を求める．

b) データの処理について

測定データの最小二乗法による曲線適合は，(14)式を用いて，MATLAB（サイバネット（株））[4][5][6]の中に組み込まれている非線形最小二乗法により行う．

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^{n} \left\{ A\sin(\omega t_i + \varphi) - D_i \right\}^2 \qquad (14)$$

ここで，A:振幅，ω:固有円振動数，φ:位相差，D_i:測定データ，n:データ数である．

計算方法は，測定データを適当な範囲で切り出し，その範囲内で加速度の一般解と測定データとの差の二乗の総和(ε)を最小にするような値を，推定値(A, ω, φ)を変化させながら繰り返し計算することである．

(3) 試験結果

図-7 に得られたアクチュエータの周波数特性を示す．a)が制御力，b)が位相特性である．図-7a),b)は，横軸に共に周波数を表し，縦軸は，制御力の場合は単位入力電圧に対する力を表しており，位相特性はラジアンである．0.1(Hz)の場合はアクチュエータの移動量がレールの長さを越えたため，計測不可能であった．制御力に関しては，設定周波数が高くなるにつれ，ほぼ直線的に増加している．位相特性に関しては，入力電圧に対し，アクチュエータの応答加速度は約 0.5(Hz)付近で約 $\pi/2$ (rad)位相が遅れている．

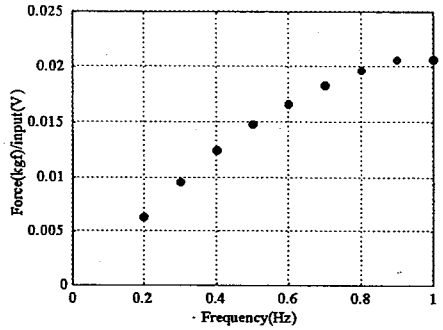
このアクチュエータの振動特性を調べた結果，次のようなことが確認できた．

①0.1(Hz)の場合，アクチュエータの移動量がレールの長さを越えた．従ってアクチュエータの使用範囲は 0.1(Hz)以上にする．

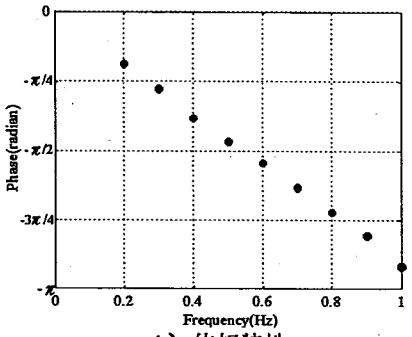
②入力される周波数に対して，制御力は一定とはならない．

③このアクチュエータは，入力電圧に対して位相遅れが生じる．これはアクチュエータのモーターの構造上の影響がある．位相遅れによって，制振ではなく逆に加振する場合が起こることがある．

このように，アクチュエータの動特性は周波数により変化することが確認された．ここで，このアクチュエータを用いて振動制御を行うためには，動特性を考慮する必要がある．



a) 制御力



b) 位相特性

図-7 アクチュエータの振動特性

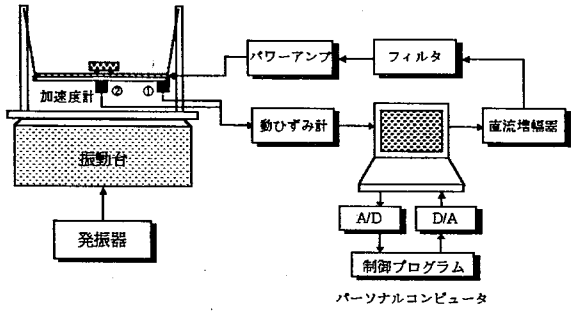


図-8 実験システム

5. 振動制御実験の概要

製作した吊構造模型の自走式アクチュエータによる低域振動制御の有効性を確認するために，自由振動と定常振動による振動制御実験を行った．制御則には，単純速度フィードバック制御を適用した．本実験の実験システムを図-8，写真-3 に示す．

①の加速度計は，速度フィードバックするための吊構造模型の振動状態を観測する観測点である．②の加速度計は，吊構造模型の振動状態を検出するための着目点である．

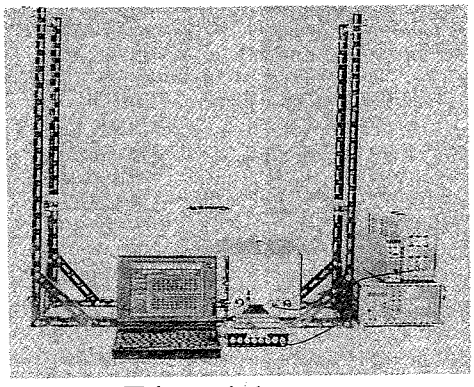


写真-3 実験システム

(1) 制御器のハードウェア

制御用コンピュータには IBM 製の ThinkPad を用いている．これには入力信号を A/D 変換するための A/D コンバータと出力信号を D/A 変換するための D/A コンバータを搭載した PCMCIA カードである DAQCard（ナショナルインスツルメンツ社製）を組み込んでいる．また，動ひずみ計は入力信号を加速度相当の電圧に変換，フィルタは直流成分の除去，直流増幅器は制御力信号の増幅を行うものである．

(2) 制御器のソフトウェア

制御力の計算や吊構造模型の振動状態を計測をするためのソフトウェアとしてナショナルインス

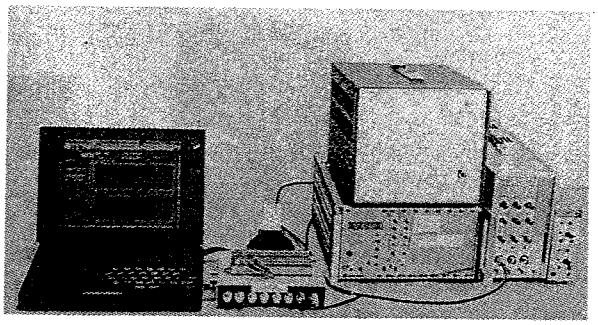


写真-4　制御器

ツルメンツ社製の仮想計測装置ソフトウェア LabVIEW を用いた．このソフトウェアは，データの計測と解析を同時に行うことができる．これらの制御器を**写真-4** に示す．

(3) フィードバック方法

図-9 にフィードバックの構成を示す．吊構造模型の①に設置した動ひずみ型加速度計より検出された加速度信号を動ひずみ計に取り込む．その入力信号をパーソナルコンピュータ内で A/D 変換を行い，数値積分を行うことにより速度信号を算出し，その出力信号を D/A 変換する．この出力信号を直流増幅器とフィルタ，パワーアンプを通してレールに伝達することで，アクチュエータのモーターが駆動し，制御力を発生させる．制御力は，数値積分により算出した速度に対して，直流増幅器のレンジを変化させることにより，単純に比例した負の力として，フィードバックさせた．

6. 振動制御の実験による検証

(1) 自由振動における制御

a) 実験方法

実験方法は，次の手順で行った．

①直流増幅器のゲインを 50,100,200,500 のいずれかに設定する．

②吊構造模型を所定の位置までゆっくり移動させ，切り離すことにより振動させる．同時に速度フィードバックを行い，振動制御を開始する．

③そこで，着目点における各設定ゲインでの制御効果を比較検討する

b) 実験結果

振動実験から得た実験結果を**図-10** から**図-14** に示した．**図-10** は制御なしの場合の加速度応答である．**図-11** から**図-14** は制御力のゲインを増加させた場合のそれぞれの加速度応答である．Case 1 から Case4 にかけて，ゲインを 50,100,200,500 と増加さ

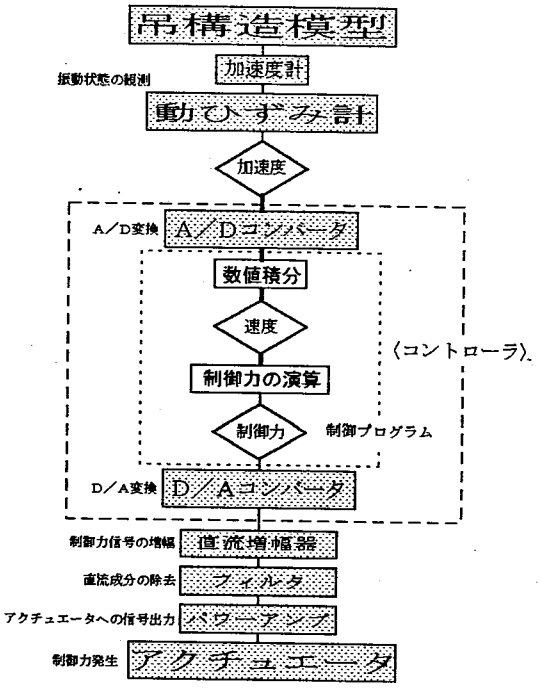


図-9　フィードバックシステム

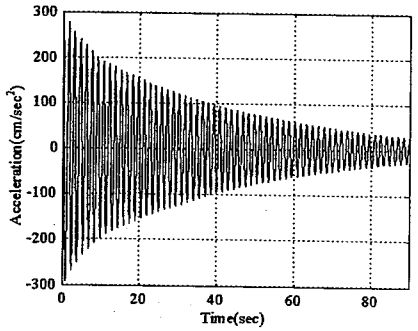


図-10　制御なし

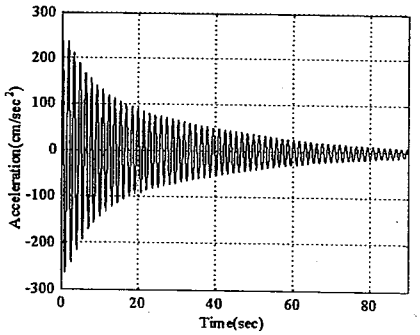


図-11　Case 1

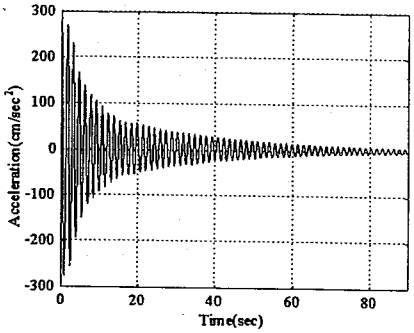


図-12　Case 2

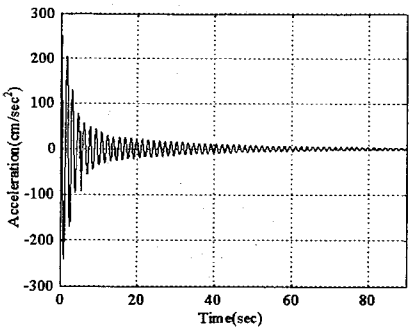


図-13 Case 3

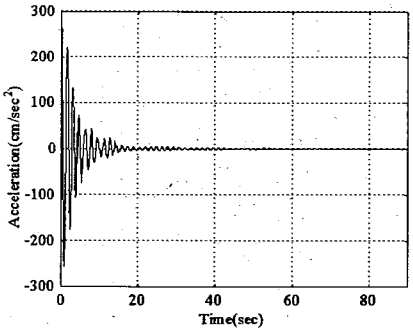


図-14 Case 4

表-2 ゲインと減衰定数

実験例	ゲイン	減衰定数
制御なし	0	0.0060
Case1	50	0.0160
Case2	100	0.0206
Case3	200	0.0618
Case4	500	0.0732

せた．この波形を見ると，ゲインの増加による制御力の強化に伴って，減衰が大きくなっている．**表-2**はそれぞれの場合の減衰定数を示した．この減衰定数は最小二乗法による曲線適合で求めた．これを見ると，ゲインの変化に比例して減衰定数も増加している．減衰定数は，制御力のゲインに比例して増加しているが，Case4 の場合のようにゲインがある値より大きくなると，減衰定数は比例して大きくならない．これは，アクチュエータの速度が速くなり，レールと車輪の間にスリップが生じるために，フィードバック電圧に比例した制御力が発生しないためであると考えられる．また，Case2 や Case3 に見られるように微小振動が制御できていない．これは，小さいフィードバック電圧にモーターが反応しないためであると考えられる．

これらの結果から，良好な振動制御が可能であることがわかる．

(2)定常振動における制御

a) 実験方法

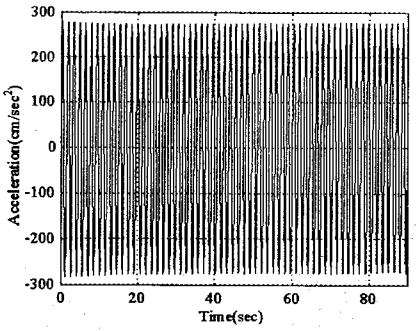


図-15 制御なし

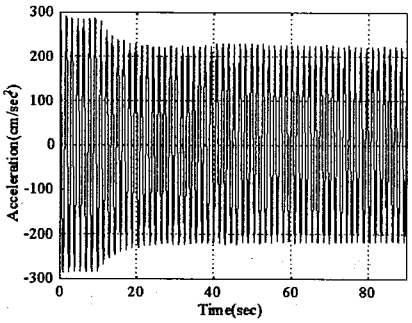


図-16 Case 1

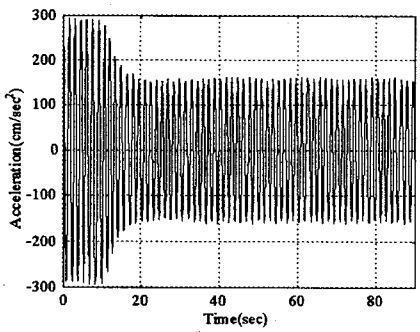


図-17 Case 2

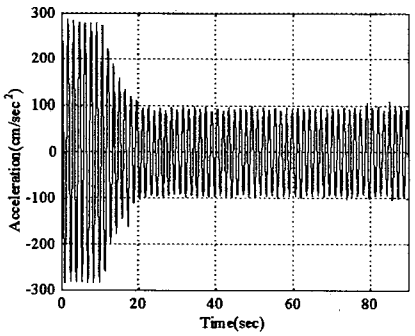


図-18 Case 3

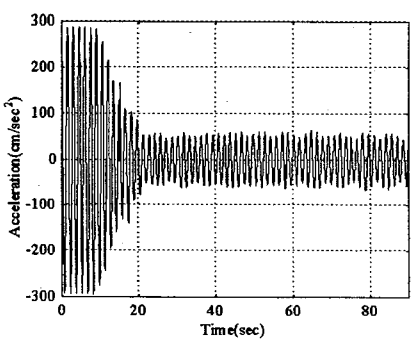


図-19 Case 4

表-3　ゲインとレベル

実験例	ゲイン	レベル(%)
制御なし	0	100.00
Case1	50	77.27
Case2	100	54.20
Case3	200	37.17
Case4	500	22.16

実験方法は次の手順で行った.

①吊構造模型の固有振動数(0.666Hz)で,発振器により振動台を正弦波振動させ,吊構造模型を定常加振させる.

②十分に定常状態になったところで直流増幅器のレンジを設定し,速度フィードバックを行い,振動制御を行う.

③そこで,着目点における各設定ゲインでの制御効果を比較検討する.

b) 実験結果

振動制御実験から得た実験結果を**図-15** から**図-19** に示した.**図-15** は制御なしの場合の加速度応答である.**図-16** から**図-19** は自由振動の場合と同様に制御力のゲインを増加させた場合のそれぞれの加速度応答である.この波形を見ると,ゲインの増加により振動振幅のレベルが低下していることがわかる.**表-3** はそれぞれの場合の振動レベルをパーセント表示したものである.これを見ると,ゲインの変化とともにレベルも減少しており,特にCase4の場合は制御なしに比べると約 80%加速度が減少している.振幅レベルは制御力のゲインに比例して減少しているが,Case4の場合のようにゲインがある値より大きくなると振幅レベルは比例して減少しない.これは自由振動の場合と同様に,模型の微小振動に対し,アクチュエータのモーターが反応せず,充分な制御力を発生することができないためであると考えられる.

これらの結果より強制振動の場合においても効果的な振動制御が可能であることがわかる.

7. まとめ

本研究では,吊橋や斜張橋に生じる遊動円木振動を制御するために,吊構造模型を製作し,自走式アクチュエータを用いて振動制御実験を行い,その制御の効果を調べ,自走式アクチュエータの有効性を検討した.

本研究において,得られた結果を要約すると次のようになる.

(1)模型実験による振動制御は顕著な効果が見られる.これより自走式アクチュエータによる吊構造物の低域振動制御が有効であると確認した.

(2)アクチュエータについては,周波数に対し動特性を持つことを確認した.したがって,制御力の位相が制御対象としている構造物の振動数において極端にずれないようにする必要がある.

(3)正確な制御力を発生するためにアクチュエータのモーターを精度の良いものにする必要がある.

(4)本研究で実験対象とした吊構造模型は簡単に製作することができ,自走式アクチュエータとして使用した鉄道模型の列車も安価であるため,振動制御の教材として活用することも可能である.

今回の実験で使用した吊構造模型や自走式アクチュエータには改良すべき点は多くあるが,自走式アクチュエータによる振動制御が模型とはいえ,有効であることが確認できた.この模型は振動制御のための教材として,比較的安価に製作することが可能である.今後は,地震波における振動制御実験や吊構造模型を多自由度に改良して実験を行うことを検討している.

参考文献

1) 米田昌弘：斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する研究,土木学会論文集,第422号/I-14, pp285-294.1990.10.
2) 小堀　鐸二：制震構造　理論と実際,鹿島出版会,1993.9.
3) 武藤　高義：アクチュエータの駆動と制御,コロナ社,1992.9.
4) The MATH WORKS Inc.：MATLAB（基本モジュール）ユーザーズガイド,サイバーネットシステム株式会社
5) The MATH WORKS Inc.：Control System TOOLBOX,ユーザーズガイド,サイバーネットシステム株式会社
6) The MATH WORKS Inc.：最適ツールボックス,日本語ユーザーズガイド,サイバーネットシステム株式会社
7) Adobe Systems Inc.：Adobe Premiere™4.0J Macintosh版　ユーザーズガイド,アドビシステム　ジャパン

(1997. 8. 29 受付)

THE VIBRATION CONTROL OF THE SUSPENDED STRUCTURE WITH LOWER NATURAL FREQUENCIES BY THE SELF-MOVING ACTUATOR

Takatoshi OKABAYASHI, Shinichirou TAKAKI, Kazuhiro YAMAMORI and Ikuo SHIMODA

In the case of vibration control of the suspended structure with lower natural frequencies, it is difficult to generate the control force by the usual actuator. Therefore, we designed the self-moving actuator capable of controlling lower frequencies which moves toward the vibration of the suspended structure .

The purpose of this paper is to develop the lower vibration control system for the suspended structure and to verify system by experiment. We made a model of suspended structure and designed the controller. By the experiment using this system, we confirmed effectiveness of the active vibration control of the suspended structure with lower natural frequencies.

長大橋主塔架設時渦励振に対するH∞制御ハイブリッド型制振装置の開発

勝浦　啓[1]，幕田　宏[2]，本田　明弘[3]，冨田　昇[4]，今野　貢[4]

[1]正会員　三菱重工業株式会社　横浜研究所　(〒231 横浜市中区錦町12番地)
[2]三菱重工業株式会社　横浜研究所　(〒231 横浜市中区錦町12番地)
[3]正会員　三菱重工業株式会社　長崎研究所（〒850-91　長崎市飽の浦町1-1)
[4]正会員　三菱重工業株式会社　横浜製作所　(〒231 横浜市中区錦町12番地)

架設時の長大橋主塔において低風速域で発生する渦励振振動に対して，架設時の安全性と架設作業性確保を目的として施した制振対策について報告する。対象橋梁は，名港中央大橋東塔であり，対策としては，架設時主塔の振動特性変化に対してロバスト安定性の高いH∞制御によるハイブリッド型制振装置を採用した。本装置の実橋搭載後に実施した起振実験，長期間の動態観測結果から得られた主塔振動特性，現地風性状と主塔振動状況の関係，その風洞試験との対比等から本制振対策は計画通りの効果が得られていることを確認した。

Key Words : H-infinity Control ,Vortex-induced vibration, Hybrid Mass Damper, Bridge Tower

1．緒言

斜張橋や吊橋の長大化に伴い，主塔のギャロッピングや渦励振などの風による振動が設計風速以下で発生することが多くなっている。

特に，ケーブル架設前の主塔は撓み易い構造であることから完成後より振動し易く，本振動が架設機材や架設作業の安全性，主塔強度上の観点から問題になる場合がある。

本振動の抑制策として従来採用されていたのは，TMD等のパッシブ型制振装置が多かった。しかし，その場合，架設作業の進捗と共に変動する主塔の振動特性に対して最良の効果を発揮させる為には，頻繁な振動数調整、盛り替え作業が必要で，架設作業の妨げになる。

また，複数振動モードの制振に対しては，各モード毎の装置を設置せざるを得ない問題点があった。

そこで，近年，これらの問題点を解決する手法として，能動型制振装置の研究開発が盛んに行われており，実用化例も増えている。

能動型制振装置は，受動型とは異なり，電源を必要とする為，架設時の溶接作業や強風時の電源断時にも制振性能が発揮可能なタイプが必要である。また，前述の振動特性変動に対してもロバスト安定で，かつ，制御系は設計時に考慮しない振動次数に対してスピルオーバーを起こさない性能を有することが重要である。

この様な観点から，著者らは制御系にH∞制御器を採用したハイブリッド型制振装置を開発した[1)]。

本論文では，名港中央大橋東塔の架設工事中に発生が予想された渦励振振動制振対策として，本制振装置を適用した事例について報告するものである。

2．ハイブリッド型制振装置の開発

(1) 制振装置の構造

制振装置の構造概略を図1に示す。本装置は直動式ガイドレールで支持されたマスと，それに直結されたコイルスプリングとオイルダンパで，制振対象構造物の振動特性に同調させる様な振動系が構成されている。また，駆動系はＡＣサーボモーターとボールネジによって構成され，マスに対してボールネジから直線方向の制御力を与える構造である。また，ＡＣサーボモーターとボールネジの間には電源切断時にはフリーとなる電磁クラッチが装備されており，待機時にはパッシブ型の制振装置の機能を果たす様になっている。

(2) 制御装置

制振対象の速度・加速度を検出する為のセンサーとマスの相対変位・速度を検出する為のセンサーが制振装置

架台上に設置されており，制御装置にその信号が送信される。H∞制御により設計された制御器は，大きなサイズとなり，高速演算処理が必要となることから，演算部分にＤＳＰ（Digital signal processor）を搭載した。

また，観測データの蓄積も兼ねた制御系全体の制御には，パーソナルコンピューターを採用した。

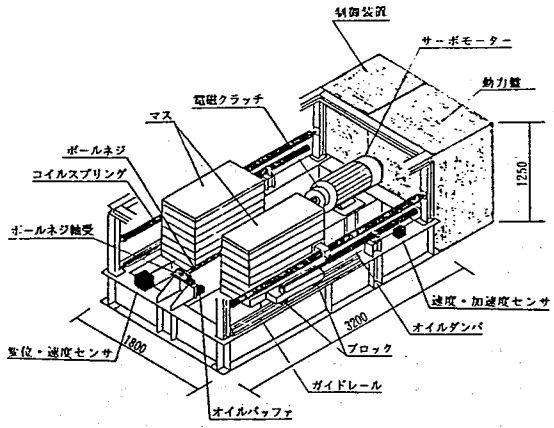


図１　ハイブリッド型制振装置概略図

(3) 定式化

制振対象構造物に前述の制振装置を設置した場合の運動方程式は（１）式の様に表わされる。

$$\begin{aligned} &M\ddot{x}+C\dot{x}+Kx+\phi_s\left[-C_d\dot{x}_s-K_dx_s+u\right]=F \\ &M_d(\ddot{x}_s+\ddot{x}_a)+C_d\dot{x}_s+K_dx_s=u \\ &r^2I_m\ddot{x}_s+r^2C_m\dot{x}_s+u=rT \end{aligned} \tag{1}$$

ここで，M，C，K：制振対象構造物の質量，減衰，剛性マトリックス，ϕ_s：制振装置設置位置を表わすマトリックス，M_d，C_d，K_d：制振装置の質量，減衰，剛性，u：制振装置から制振対象構造物に作用する力，F：構造物に作用する外力，x：構造物の変位，x_s：制振装置の相対変位，x_a：制振装置設置位置での構造物の変位，r（＝２π／l），l：ボールネジのリード，Im，Cm：駆動系の慣性モーメント，減衰，T：モータに入力されるトルク　である。

構造物の振動特性は，ＦＥＭ計算によりモード別に求められること，また，制御器を求める際にはモデルの低次元化を行うことから，（１）式の運動方程式をモード座標系により記述しておくことが必要で，$x=\phi q$，ϕ：振動モード，q：モード座標として，(2)式の様に表現される。ただし，ϕは，最大値が１になるように正規化したものである。

$$\begin{aligned} &M^*\ddot{q}+C^*\dot{q}+K^*q+\phi_a\left[-r^2I_m\ddot{x}_s-(C_d+r^2C_m)\dot{x}_s-K_dx_s+T\right]=\phi^TF \\ &(M_d+r^2I_m)\ddot{x}_s+M_d\phi_d\ddot{q}+(C_d+r^2C_m)\dot{x}_s+K_dx_s=rT \end{aligned} \tag{2}$$

ただし，M*，C*，K*：構造物のモーダル質量，減衰，剛性，ϕ_a：制振装置設置位置のモードベクトル（＝$\phi^T\phi_s$）を表わす。

また，$X_y=\{q\ \ \dot{x}_s\}^T$として，(2)式を書き直すと(3)式の様に表現される。

$$\hat{M}\ddot{X}_y+\hat{C}\dot{X}_y+\hat{K}X_y=\Phi F+\Phi_aT$$

$$\hat{M}=\left[\begin{array}{c|c} diag(M^*) & -\phi_ar^2I_m \\ \hline M_d\phi_a & (M_d+r^2I_m) \end{array}\right],$$

$$\hat{C}=\left[\begin{array}{c|c} diag(C^*) & -\phi_a(C_d+r^2C_m') \\ \hline 0 & (C_d+r^2C_m) \end{array}\right] \tag{3}$$

$$\hat{K}=\left[\begin{array}{c|c} diag(K^*) & -\phi_aK_d \\ \hline 0 & K_d \end{array}\right],$$

$$\Phi=\left[\begin{array}{c} \phi^T \\ \hline 0 \end{array}\right],\Phi_a=\left[\begin{array}{c} -\phi_a \\ \hline r \end{array}\right]$$

ここで，実際の観測量を制振装置取り付け位置の構造物の絶対速度とマスの相対変位とすると，(3)式は(4)式の状態・出力方程式に記述される。

$$\begin{aligned} &\dot{X}=AX+BT+GF \\ &Y=CX \end{aligned}$$

$$A=\left[\begin{array}{c|c} 0 & I \\ \hline -\hat{M}^{-1}\hat{K} & -\hat{M}^{-1}\hat{C} \end{array}\right],B=\left[\begin{array}{c} 0 \\ \hline \hat{M}^{-1}\Phi_a \end{array}\right] \tag{4}$$

$$C=\left[\begin{array}{c|c|c|c} 0 & 0 & \phi_a & 0 \\ \hline 0 & 1 & 0 & 0 \end{array}\right],G=\left[\begin{array}{c} 0 \\ \hline \hat{M}^{-1}\Phi \end{array}\right]$$

本状態・出力方程式内にはＦＥＭ計算で得られる全振動次数が表現されており，この状態でのH∞制御による制御器は肥大になり演算時間上の問題点がある為，本方程式を制振が必要な振動次数のみに低次元化する必要がある。その場合の状態・出力方程式は(5)式の様に表現される。

ここで，添え字ｒは制振対象次数のみを含む低次元化されたマトリックスを表わす。

$$\begin{aligned} &\dot{X}_r=A_rX_r+B_rT+G_rF_r \\ &Y_r=C_rX_r \end{aligned}$$

$$A_r=\left[\begin{array}{c|c} 0 & I \\ \hline -\hat{M}_r^{-1}\hat{K}_r & -\hat{M}_r^{-1}\hat{C}_r \end{array}\right],B_r=\left[\begin{array}{c} 0 \\ \hline \hat{M}_r^{-1}\Phi_a \end{array}\right] \tag{5}$$

$$C_r=\left[\begin{array}{c|c|c|c} 0 & 0 & \phi_a & 0 \\ \hline 0 & 1 & 0 & 0 \end{array}\right],G_r=\left[\begin{array}{c} 0 \\ \hline \hat{M}_r^{-1}\Phi_r \end{array}\right]$$

(4) H∞制御による制御系の設計[2),3)]

前述のモデルの低次元化で無視した高次モードを加法的誤差と考えて，H∞制御での定式化を行う。

H∞制御における一般化プラントを(6)式に示し，図２にH∞制御器を含んだブロック線図を示す。

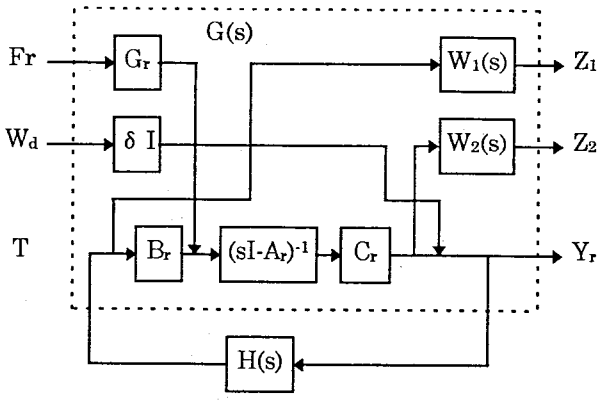


図２　H∞制御器を含んだブロック線図

$$\begin{bmatrix} \dot{X}_r \\ \hline Z \\ \hline Y_r \end{bmatrix} = G(s) \begin{bmatrix} X_r \\ \hline F_r \\ \hline W_d \\ \hline T \end{bmatrix} \tag{6}$$

$$G(s) = \left[\begin{array}{ccc|cc|c} Aw_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & Bw_1 \\ 0 & Aw_2 & Bw_2C_r & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & A_r & F_r & 0 & B_r \\ \hline Cw_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & Dw_1 \\ 0 & Cw_2 & Dw_2C_r & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & C_r & 0 & \delta I & 0 \end{array}\right] \tag{7}$$

$$\begin{aligned} W_i(s) &= Cw_i(sI - Aw_i)^{-1} + Dw_i \\ W_2(s) &= diag[W_{2s}(s), W_{2a}(s)] \end{aligned} \tag{8}$$

ここで，X_r：状態量，W_d：計測ノイズ，Z：誤差出力，F_r：外力，Y_r：観測出力，G（S）：一般化プラント，W1(S)：ロバスト安定を保証する為の重み関数，W2s(S)：制振性能に対する重み関数，W2a(S)：装置ストロークに対する重み関数である。

この場合，評価関数は，（9）式の様になる。

$$\left\| \begin{matrix} W_1(S)N_1(S) & W_1(S)N_2(S) \\ W_2(S)M_1(S) & W_2(S)M_2(S) \end{matrix} \right\|_\infty < 1 \tag{9}$$

ただし，(9)式中の各伝達関数は，(10)式の様に表現されるものである。

$$\begin{aligned} N_1(S) &= \left[I - H(S)Q_B(S)\right]^{-1} H(S)Q_B(S) \\ N_2(S) &= \left[I - H(S)Q_B(S)\right]^{-1} H(S)\delta I \\ M_1(S) &= \left[I - Q_B(S)H(S)\right]^{-1} Q_F(S) \\ M_2(S) &= \left[I - Q_B(S)H(S)\right]^{-1} Q_B(S)H(S)\delta I \\ Q_B(S) &= C_r(sI - A_r)^{-1}B_r \\ Q_F(S) &= C_r(sI - A_r)^{-1}F_r \end{aligned} \tag{10}$$

各重み関数は(11)式の様に設定し，H∞制御器は，MATLABのGlover&DoyleのAlgorithmの解法により求めた。

$$\begin{aligned} W_1(S) &= Kw_1 \frac{(S^2 + 2h_{\omega 1s}\omega_{1s}S + \omega^2{}_{\omega 1s})^2}{(S^2 + 2h_{\omega 1b}\omega_{1b}S + \omega^2{}_{\omega 1b})^2} \\ W_{2s}(S) &= Kw_{2s} \frac{1}{(S^2 + 2h_{\omega 2s}\omega_{2s}S + \omega^2{}_{\omega 2s})^2} \\ W_{2a}(S) &= Kw_{2a} \frac{1}{(S^2 + 2h_{\omega 2a}\omega_{2a}S + \omega^2{}_{\omega 2a})^2} \end{aligned} \tag{11}$$

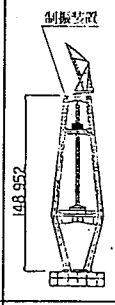
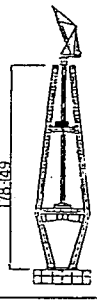
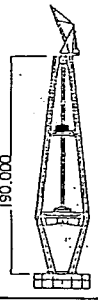
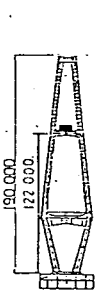
３．名港中央大橋東塔架設時制振対策への適用

名港中央大橋は中央径間590[m]の３径間連続斜張橋で，その主塔は高さ190[m]のA型タワーである。東塔の架設工事は，大ブロック架設された主桁を斜ベントと主塔で支持し，主桁上に搭載されたタワークレーンにより塔柱架設が行われた。

本主塔の架設時耐風性が表１に示す様な代表的な架設ステップを対象に風洞試験で検討された結果，橋軸直角方向風による主塔面外曲げ１次モードの渦励振振動が，約９m/sと言う架設作業可能な低風速域で発生することが予想された。本振動に関して，架設作業や架設機器の安全性の観点から制振の必要があると判断された。

表１に制振が必要で，代表的な架設ステップの制振条件一覧表を示す。本表中の数値は，ＦＥＭ計算結果と風洞試験結果から求めたものである。主塔振動特性や必要対数減衰率は，タワークレーンの上昇・下降，塔柱ブロックの架設等により変化していることが分かる。

表１　制振条件一覧表

ステップ	1-2	2	3D	3
架設状態				
固有振動数 [Hz]	0.237	0.179	0.167	0.179
有効重量 [ton]	1328	1600	1672	1370
発生風速 [m/s]	14.6	9.0	8.4	9.0
制振目標振幅 [m]	0.225	0.395	0.454	0.395
必要対数減衰率	0.061	0.022	0.035	0.049

(1) 制振装置の仕様と運用

表１に示す制振条件を満たすのに必要なハイブリッド型制振装置の仕様を表２に示す。本制振装置は，マス重量 14ton×１台で，その固有振動数は主塔完成時の計算結果に設定，高さ 122m の中間水平梁上に設置され，装置撤去までは盛り替えは行わない。

装置の運用は，通常時は電源を切りパッシブ状態で待機し，装置設置位置の主塔速度があるレベルを超えた場合にハイブリッド状態で動作，一定時間経過後に振動が抑制された場合には，待機状態に戻る様に運用した。

表２　ハイブリッド制振装置の仕様

項目	仕様
総重量	約 24[ton]
マス重量	14[ton]
台数	１台
固有振動数	0.179[Hz]
最大ストローク	±700[mm]
設置位置	中間水平梁上
盛り替え	無し

(2) 振動試験による主塔振動特性と制振効果

架設途中段階（T18, T24），主塔完成時，およびケーブル３段架設完了時に主塔振動特性，制振装置の効果を把握する目的で制振装置を加振機とした自由振動試験を行った。表３に振動試験のまとめを，図３に自由振動試験で求まった波数―振動波形関係図，図４に自由振動波形の一例を示す。

表３　振動試験結果のまとめ

ステップ	固有振動数[Hz]		対数減衰率	
	計測値	計算値	非制振時	制振時
Ｔ１８	0.247	―	0.015～0.026	0.120
Ｔ２４	0.196	―	0.012～0.023	0.127
主塔完成時	0.185	0.179	0.013～0.023	0.128
ｹｰﾌﾞﾙ３段架設時	0.254	―	0.011～0.092	―

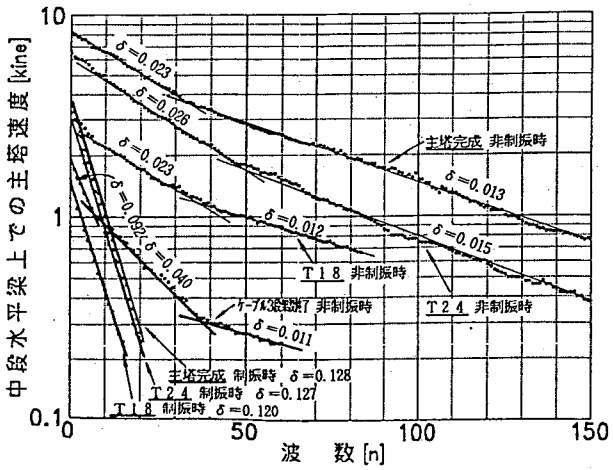


図３　波数―振動波形関係図

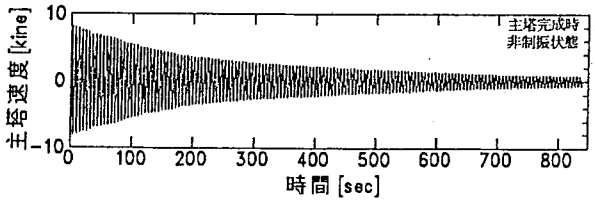


図４　自由振動波形

ケーブル架設前段階での非制振時の主塔の対数減衰率は，各架設ステップともに若干の振幅依存性がみられ，最低で 0.012，最大で 0.026 であった。この理由としては，振幅増大に伴う振動箇所の増加が推定される。また，最低減衰率は，風洞試験で仮定した設計基準の 0.01 にほぼ近い数値になっており，設計基準が妥当であったと考える。一方，西塔における主塔単独状態での実験値の δ=0.035 よりもかなり低い[4]。この理由としては，架設工法の違いが挙げられる。東塔は，斜ベントによる架設工法であることから，減衰を付加する要因がより少なかったことが挙げられる。

また，制振装置作動時の総合対数減衰率は，0.120 以上と制振条件の必要対数減衰率以上を獲得しており，設計時の制振性能が確保されていることが確認された。

一方，ケーブル３段架設した段階での主塔の減衰特性は，非制振時よりも大きな振幅依存性を示しており，振幅が増加することにより，最大 0.092 まで減衰が増大していることが明らかになった。

(3) 実風環境下での主塔振動状況と制振効果

制振装置の主塔搭載後，実風状況と主塔の振動状態，並びに制振装置効果を把握する目的で動態観測を実施した。

a) 現地風性状

図５に主塔頂部にて２次元風向風速計を用いて観測した風速と主流方向乱れ強さの関係図を示す。

乱れ強さ Iu は，式（13）で表現される。

$$Iu = \left(\frac{\sigma_u}{\overline{u}}\right) \times 100(\%)$$
$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(u_i - \overline{u}\right)} \qquad (12)$$

ここで，σu：風速の標準偏差，$\overline{u}$ ：10 分間観測風速の算術平均値である。

主塔や架設機材の影響で乱れ強さの大きなデータもあり，また，ばらつきも大きいが，渦励振発現風速域での乱れ強さは概ね 2～15%程度と判断でき，風洞試験での設定値１%がほぼ妥当であったことが検証された。

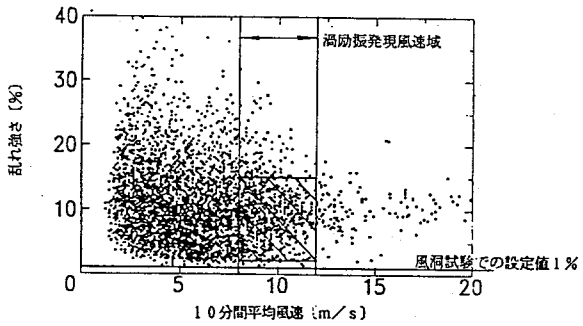


図5　10分間平均風速と乱れ強さ関係図

b) 装置の動作頻度

図6に動態観測を開始した平成6年9月から平成7年9月までの日付と日別最大10分間平均観測風速，ストローハル数一定で算出した渦励振発現風速，装置作動の有無の関係図を示す。本観測結果から渦励振発現風速が低くなった平成6年12月から平成7年6月の半年間では，発現風速を超える風速が多数回観測され，それに対応して約70回の作動が確認されている。

また，ケーブル1段架設後は，渦励振の発現風速の上昇と主塔全体の剛性増加により装置作動はほとんど見られなくなった。

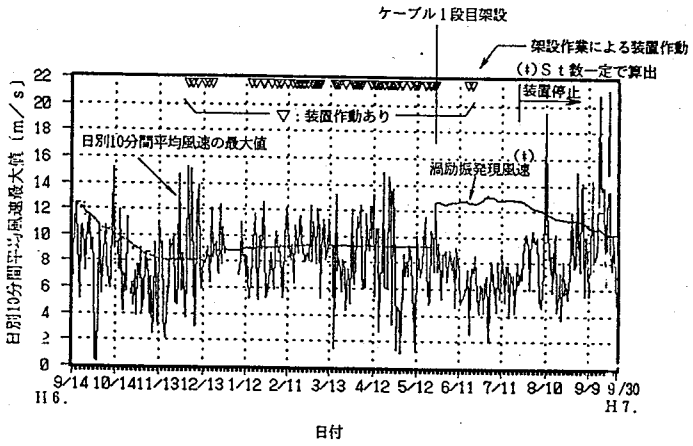


図6　発生風速と制振装置作動の履歴

c) 実風環境下での制振効果

実橋で渦励振により面外1次モードの振動が発生し，制振装置により主塔振動が抑制されている一例を図7に示す。このときの状況は，橋軸直角方向から約7°の風向，平均9.0m/sの状態での風が発生し，トリガレベル以上の振動になった為に制振装置が作動し，主塔の振動を抑制していることが認められた。

d) 動態観測結果と風洞試験結果の比較

図8に風洞試験での面外曲げ1次モードの減衰—振幅試験結果に対して，振動試験で得られた制振装置作動時の主塔総合対数減衰率と動態観測で得られた主塔振幅をプロットした図を示す。

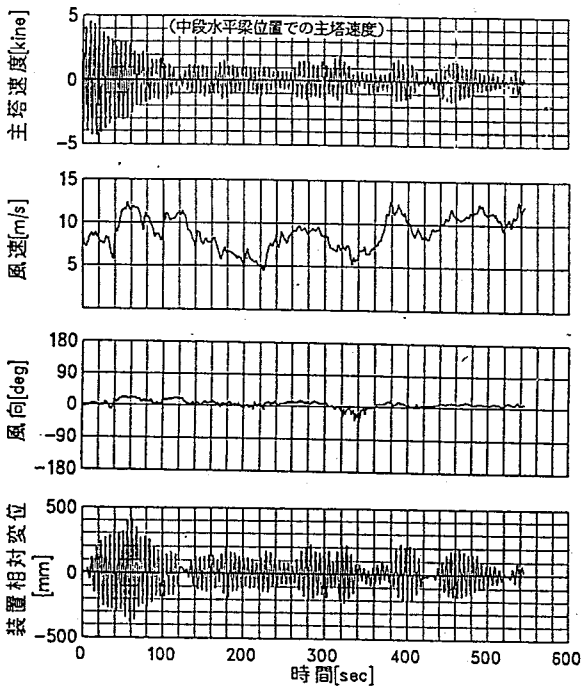


図7　制振装置作動時の観測データ

実風環境と風洞試験との間に条件の差異はあるものの，制振装置作動時における発生振幅は，風洞試験結果とほぼ同等であった。また，本風洞試験結果からは主塔単独の場合の本振動モードは，振動試験での対数減衰率を用いると主塔頂部で1m超の振幅の発生が予測される。その場合，架設作業安全性に対する許容加速度を大幅に上回ることが予想され，本制振装置の目的の一つである架設作業安全性の確保ができ，装置の有効性が検証された。

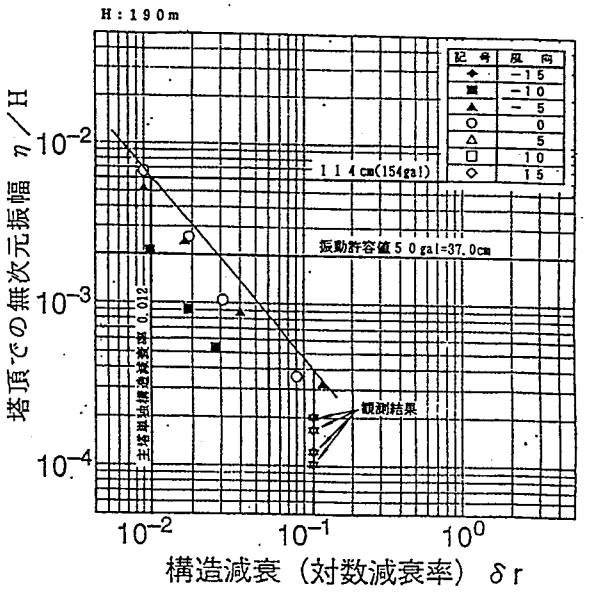


図8　観測結果と風洞試験結果との対比

4．結言

本論文では，振動特性が変動する構造物を対象に開発したH∞制御によるハイブリッド型制振装置の構造，制御系の設計方法に関して論じ，本装置を適用した名港中央大橋東塔での振動状況，制振効果，風洞試験結果との対比に関して述べた。

実橋における代表的な架設ステップでの自由振振動試験，並びに動態観測結果から，本制振装置は実風下においても計画値通りの制振効果を発揮していること，風洞試験での各設定値が妥当であったこと，また，現地振動状態がほぼ風洞試験に近いことが確認された。

謝辞：本検討は，名港大橋の設計施工時等に関する調査研究委員会（委員長：埼玉大学　伊藤　学教授）の御指導で行われ，制振装置の架設，調整，振動実験，動態観測などで伊勢湾岸横断道路名港中央大橋東塔工事三菱・宮地・住重共同企業体の方々には多大なるご協力をして頂きました。ここに深甚なる謝辞を表します。

参考文献

1) 勝浦他：「橋梁用ハイブリッド型制振装置へのH∞制御の適用」　第32回計測自動制御学会学術講演会
2) 野波，西村，崔：「H∞最適制御によるアクティブ動吸振器を用いた多自由度構造物の振動制御」（モデルの低次元化によるスピルオーバの抑制について）　機械学会　第２回運動と振動の制御 (p196-202) (1991)
3) 西村，野波，崔，志場：「ハイブリッド動吸振器による多自由度構造物のH∞制御」（ロバスト性および制御特性の実験的考察）機械学会論文集（C編）59巻559号(1993-3)
4) 板井，他：橋梁主塔架設時の耐風アクティブ制振装置の適用，日本機械学会第４回運動と振動の制御シンポジウム講演論文集(p287～290) (1995)

(1997. 8. 29 受付)

Development of Hybrid Mass Damper for Vortex-induced vibration of Bridge Tower under Erection

Hiroshi KATSUURA, Hiroshi MAKUTA, Akihiro HONDA,
Noboru TOMITA, Susumu KONNO

This paper discusses Hybrid mass damper developed for reducing the vortex-induced vibration of bridge tower under erection. The Hybrid mass damper installed H-infinity controller was applied to suppressing vibration of Meiko Central Bridge under erection . The performance of this damper for suppressing the vibration in actual bridge was verified by the results of free vibration test and field observation..

同調質量ダンパーを用いた歩道橋の制振

横谷利昭[1]・廣瀬彰則[2]・田谷 光[3]・南條正洋[4]・畑中章秀[4]

[1]非会員　建設省　近畿地方建設局　（〒651 神戸市中央区吾妻通 3-1-5）
[2]正会員　中央復建コンサルタンツ　第３設計部　（〒532 大阪市淀川区西宮原 1-8-29）
[3]正会員　栗本鐵工所　設計第一部　（〒590 大阪府堺市大浜西町 2-2）
[4]正会員　工博　ニチゾウテック　技術本部　（〒551 大阪市大正区鶴町 2-15-26）

固有振動数が 2Hz に近い歩道橋は，歩行者の歩調と共振して大きな振動が生じることが知られている．本論文は，2Hz に近い振動数を持つ歩道橋を対象として，同調質量ダンパー（TMD）による振動制御を行った．TMD は重錘とバネで構成され，減衰機構は外筒と重錘との隙間流れによる空気の粘性減衰を利用している．TMD は実橋架設後に設置できないため，工場製作時に設置した．このため TMD の設計では，実橋諸元に仮定値を用いた．また，歩道橋の完成後，性能確認試験を行った．その結果，TMD 設置前に比べて，約 9 倍もの減衰率が得られることが確認された．

Key Words : *foot-bridge, vibration, resonance, tunned mass damper*

１．はじめに

近年建設される歩道橋は，道路橋に沿った側道橋，河川や高速道路によって分断された生活空間をつなぐ人道橋，そして，公園，団地，ゴルフ場などに設けられるシンボル的な要素を含む遊歩道橋などにみられるように，長支間化・スレンダー化が進んでおり，歩行外力による共振状態[1)]が懸念される．

歩道橋の設計基準は，日本道路協会発行の立体横断施設技術基準[2)]（以下では，「基準」と略称する）に示されており，歩行による共振を避ける目的で，歩道橋の鉛直たわみ固有振動数が 1.5 ～ 2.3Hz の範囲外となるように規定されている．

一方，経済的な腹板高で設計された歩道橋は，支間長が 40 ～ 50m になると，鉛直たわみ固有振動数は「基準」に定められている 2Hz 前後の範囲内に入ってくることが知られてる[3),4)]．このような場合，断面変更により，上記振動数範囲外になるように検討がなされる．しかし、橋梁の固有振動数は，一般的に，剛性 EI の平方根に比例し，質量 M の平方根に反比例することから，断面変更だけで，基準に納めることは容易なことではない．

このように歩道橋の固有振動数が，歩行者との共振振動数帯域からどうしても避けることができず，しかも，不快に感じるような大きな揺れを生じることが予想される場合の制振対策の一手段として，制振装置を用いて構造減衰を高め,振動振幅を軽減させることが考えられる．

今回，**図1**に示すように最大支間長 40m の歩道橋を設計する必要が生じ，前述の振動使用性を確保するために制振装置（同調質量ダンパー）を設置するに至った．本論文では，設計段階における振動使用性の照査，制振装置の設計・製作ならびに実橋での性能試験結果について述べる．

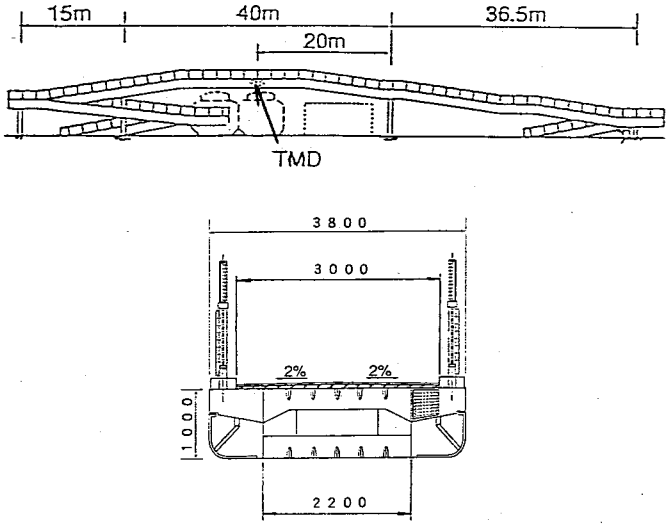


図１　歩道橋の一般図と断面図

2．対象とした歩道橋の概要

対象とした歩道橋は，図1に示すとおり幅員 3.8m，全長 91.5m（15+40+36.5m：主橋部）の 3 径間連続鋼箱桁橋である。主要径間部は，鉄道と道路を跨がざるを得ない関係上，支間長が 40m とならざるを得なかった．また，歩道橋の取り付けの関係からも，桁高 1m と比較的スレンダーな桁構造となった．本歩道橋は，最大支間長が 40m のため，既設歩道橋の振動特性調査 [3]から得られる鉛直たわみ固有振動数の推定式によれば，2.28Hz となり，「基準」で規定されている避けるべき固有振動数範囲内に入る状況であった．

3．設計段階における振動使用性の検討

本歩道橋は，先に述べたように，鉛直たわみ固有振動数が，歩行外力と共振する周波数帯域に入る恐れがあることから，振動使用性について詳細チェックを行った．

振動使用性をチェックするためには，固有振動解析による固有振動数の正確な把握のほか，歩行外力による動的応答量（振動振幅）の推定及び振動じょ限度の設定などが必要となる．

動的応答量の推定及び振動じょ限度を示した歩道橋の振動使用性照査法として，梶川の提案する照査法[5]，カナダ・オンタリオ州基準[6]及び田中・加藤が提案する照査法[7]などが挙げられる．

上記基準では，単純桁橋に対する動的応答量を算定することを基本としており，連続桁橋に対しては，上部工形式に応じた構造係数を単純桁橋の動的応答量に乗ずることにより補正している．

しかし，梶川の照査法では，等径間の連続桁橋に対する補正係数を示しているが，本歩道橋のように主径間と側径間で支間長が異なる場合の補正係数は示されていない．また，田中・加藤の照査法では，主径間（L_1）と側径間(L_2)の支間長が異なる場合の補正係数について示しているが，支間長比（L_1／L_2）を 1.0 ～ 0.5 に限定しており，本歩道橋（L_1／L_2 ＝ 0.34）は適用範囲外にある．

そこで，本歩道橋では，モデル化された歩行外力を用いた数値シミュレーションにより動的応答量を推定し，得られた動的応答量をもとに振動使用性をチェックすることとした．また，田中・加藤が提案する照査法による検討も行い，上記シミュレーション結果との対比を行った．

以下では，①歩道橋の固有振動解析，②動的応答量の数値シミュレーション，③振動使用性の検討，④田中・加藤の照査法との対比の順で説明する．

（1）歩道橋の固有振動解析

図2に本歩道橋の解析モデルと固有振動解析結果を示す．構造系は，梁要素を用いてモデル化した．なお，解析の前提条件として，主桁の剛性のみを考慮し，高欄，路面及び化粧板等の剛性は考慮していない．ただし，質量については，上記のいずれの部位の質量も考慮した．

アプローチ部の剛性及び質量については考慮しないこととした（アプローチ部支柱の剛性のみ考慮）．これは，鉛直たわみ１次モードを制振対象としていること及び微少振動を想定していることから，主構造部とアプローチ部とのつなぎの格点が，ピン支点に近い挙動を示すものと考え，アプローチ部の振動の影響が小さいものと判断したためである．

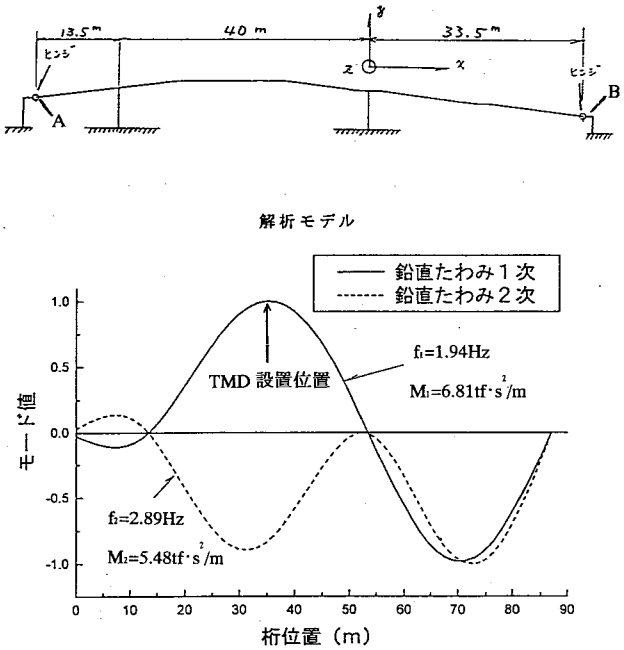


図2　解析モデルと解析結果

解析結果は，鉛直たわみ１次モードの固有振動数が，1.94Hz となり，「基準」で規定されている振動数範囲 1.5Hz から 2.3Hz に入ることとなった．鉛直たわみ２次モードは，固有振動数が 2.89Hz と共振周波数帯域よりも大きな値となった．そこで，以下の検討では，鉛直たわみ１次モードのみを取り扱うこととした．

（2）動的応答量の数値シミュレーション

本歩道橋では，モード解析法により応答シミュレーションを行った．モード解析法では，橋桁に沿う

任意座標 x における桁の動的たわみ y(x,t)は，基準座標 $q_k(t)$により，次式で表される．

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

ここに，$\phi_k(x)$はモード基準関数であり，本解析では鉛直たわみ１次モードのみを考慮した（m=1）．

歩行外力を F(t)とすると，基準座標 $q_k(t)$は次式により得られる．

$$\ddot{q}_k(t)+2\zeta_k\omega_k\dot{q}_k(t)+\omega_k^2 q_k(t)=F(t)\phi(vt)/M_k \quad (2)$$

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

ここに，ζ_k，ω_k，ρ及び L はそれぞれ歩道橋の k 次の固有円振動数，減衰定数，単位長当たりの質量および支間長（ここでは，全スパンにわたり積分）である．また，・は時間微分を表す．

同調質量ダンパー（TMD）を設置した場合の制振効果についても後述するが，TMD を設置した場合の運動方程式は，以下のように歩道橋－ TMD の２自由度系の運動方程式となる．

・歩道橋の運動方程式

$$\ddot{q}_k(t)+2\zeta_k\omega_k\dot{q}_k(t)+\omega_k^2 q_k(t)=F(t)\phi_k(vt)/M_k - \mu\phi_k(y_d)\ddot{d}(t) \quad (4)$$

・TMD の運動方程式

$$\ddot{d}(t)+2\zeta_d\omega_d(\dot{d}(t)-\dot{y}_d)+\omega_d^2(d(t)-y_d)=0 \quad (5)$$

ここに，μ，ζ_d及びω_dは，TMD と歩道橋の質量比（$=m_d/M_k$），TMD の減衰定数及び固有円振動数である．y_dは TMD を設置している歩道橋上の位置における変位を表している．

歩行外力のモデル化については，各研究者により種々の提案[8),9)]がなされているが，本歩道橋では，文献 5)の例にならい，次式で示される調和外力としてモデル化した．

$$F(t)=F_0\,\alpha_A \sin\omega t \quad (6)$$

ここに，F_0，α_A及びωは，それぞれ歩行者の体重，外力振幅比および歩行者の歩調（rad/sec）である．

また，解析では，式（4）で示される歩行外力が一定速度 v（式（5））で移動するものとし，式（2）中の$\phi(vt)$により荷重の移動効果を表している．

$$v = 0.7\,\omega/2\pi \ (m/s) \quad (7)$$

本歩道橋では，式（２）あるいは式（４），（５）で示される運動方程式を Runge-Kutta 法を用いて，時間刻み 0.01 秒で数値積分し，式（1）により歩道橋のたわみを求めた．

解析パラメータを以下に列挙する．

①歩道橋の振動諸元（鉛直たわみ１次モードのみ）
- 固有振動数 f_1（$=\omega_1/2\pi$）＝ 1.94Hz
- 構造減衰 δ_1（$=2\pi\zeta_1$）＝ 0.01
- 換算質量 $M_1=6.81 tf\cdot s^2/m$

②歩行外力モデル
- 歩調 f （$=\omega/2\pi$）＝ 1.94Hz
- 体重 $F_0=60kgf$
- 外力振幅比 $\alpha_A=0.4$

上記パラメータのうち，構造減衰（対数減衰率）については，標準設計Ｉ桁や鋼床版箱桁に対する推奨値（対数減衰率 δ=0.0126 ～ 0.0314）[7)]及び計測結果[1)]等を考慮して，安全側となる δ=0.01 を採用した．歩行者の歩調については，完全に共振する状態を想定して，鉛直たわみ１次モードの固有振動数と同じ 1.94Hz とした．

図3に解析結果（主径間部のモード最大点における振動変位および振動速度）の１例を示す．これは，歩行者が**図2**中の A 点から B 点へ移動（以下，往路と称す）した場合の解析結果を示したものである．B 点から A 点へ移動（以下，復路と称す）した場合についても実施しているが，往路の方が振動レベルは大きかった．解析による最大変位及び最大振動速度は，それぞれ 0.20cm と 2.44cm/s であった．

各種歩道橋での歩行実験[1)]によると，共振歩行状態での最大変位の平均値は約 0.13cm であった．歩道橋の対数減衰率を安全側の 0.01 としていることもあり，解析値の方が大きめの値となっているが，解析で得られた最大変位はほぼ既往の実測値に対応している（ちなみに対数減衰率を 0.02 とした場合の最大変位は 0.17cm となる）．

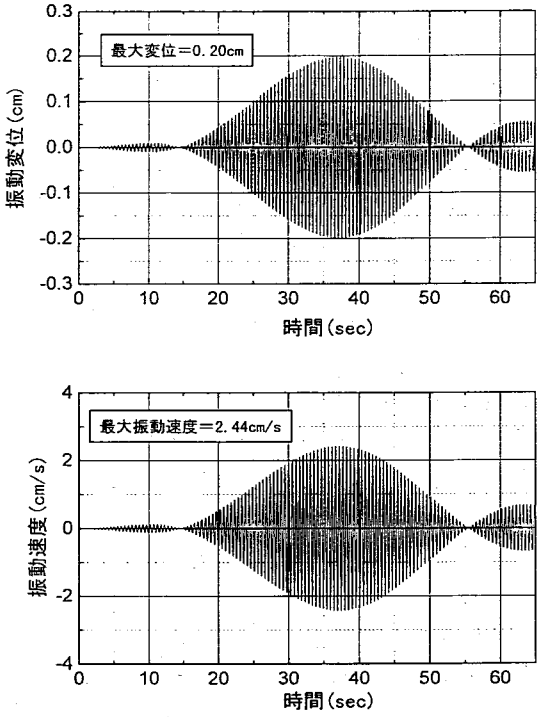


図3　歩行外力による動的応答の数値シミュレーション（対数減衰率 δ=0.01）

（3）振動使用性の検討

本歩道橋では，振動振幅の評価法として，振動速度の実効値 V_E（以下では，速度実効値と略称する）を用いることとし，振動の感じかたを示す以下の４つのカテゴリーと照らし合わすことにより，振動使用性を検討した[10]．

V_E =0.42cm/s・・・・・振動を感じ始める 50%

V_E =0.85cm/s・・・・・大いに振動を感じる 50%

V_E =1.70cm/s・・・・・少し不快を感じる 50%

V_E =2.70cm/s・・・・・大いに不快を感じる 50%

なお，速度実効値は，解析で得られた応答波形の最大振幅付近（図3の 35 ～ 40sec での応答）の応答を定常な正弦波と仮定し，次式により算定した．

$$V_E = V / \sqrt{2} \qquad (8)$$

ここに，V 及び V_E は，それぞれ速度最大振幅（cm/s）と速度実効値(cm/s)である．

これより，解析結果の速度実効値は 1.72cm/s となり，４つのカテゴリーの”少し不快を感じる”に属することになる．田中・加藤は，速度実効値が，0.85m/s を越える場合に制振対策の検討を行うように提案しているが，本解析結果は制振対策の検討を示唆するものとなった．

歩道橋の構造減衰（対数減衰率）として，安全側の 0.01 を想定しているが，仮に構造減衰が想定値よりも大きかった場合を考えて，構造減衰をパラメータとして速度実効値を算定した．

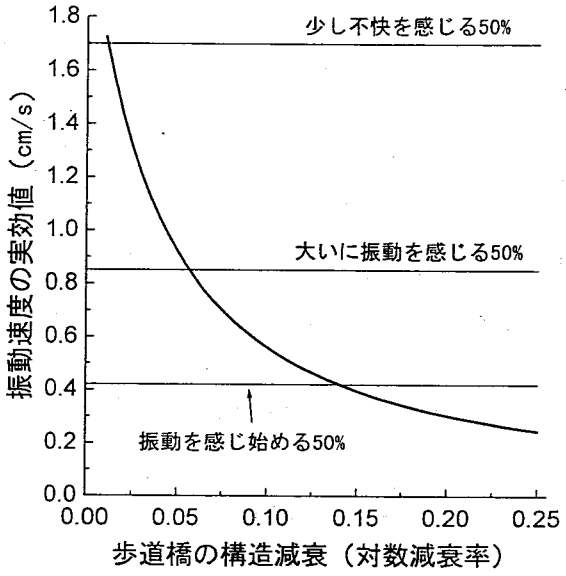


図4　歩道橋の構造減衰と速度実効値の関係

図4に歩道橋の構造減衰と速度実効値の関係を示す．これより，速度実効値が 0.85cm/s を下回るためには，0.06 以上の構造減衰を必要とすることが分かる．

既設歩道橋の計測結果[1),7)]をみると，本橋のような鋼製歩道橋の構造減衰は，0.06 を下回るケースが多い．したがって，本歩道橋は，歩行外力と共振した場合，不快に感じる振動振幅となる可能性が高いと判断された．

（4）田中・加藤が提案する照査法との対比

著者らの数値シミュレーションを用いた振動使用性照査結果と田中・加藤が提案する照査法との対比を行った．

図5に田中・加藤が提案する振動使用性照査法を示す．振動使用性のチェック項目として，①支間長，②単位長当りの死荷重，③固有振動数，④速度実効値があり，フローに従い，①～④の順番に照査していくことになる．

以下では，各チェック項目ごとに説明する．

①支間長

最大支間長は 40m であり、照査基準値である 30m を越えている．

②単位長当りの死荷重

単位長当りの死荷重は 1.822t/m であり，照査基準値である 2.0t/m を下回る．

③固有振動数

鉛直たわみ１次モードの振動数は，1.94Hz とな

り，避けるべき振動数範囲 1.64Hz から 2.36Hz の範囲内に入る．

④速度実効値

田中・加藤による速度実効値の算定式[7]に従い，歩行外力による振動レベルを把握する．計算に際しては，歩行外力と桁の振動が完全に共振することを想定した．また，未知パラメータである歩道橋の構造減衰については，前述と同じ $\delta=0.01$ とした．算定された振動速度の実効値は，3.14cm/s となり，規制推奨値 0.85cm/s を上回る結果となった．

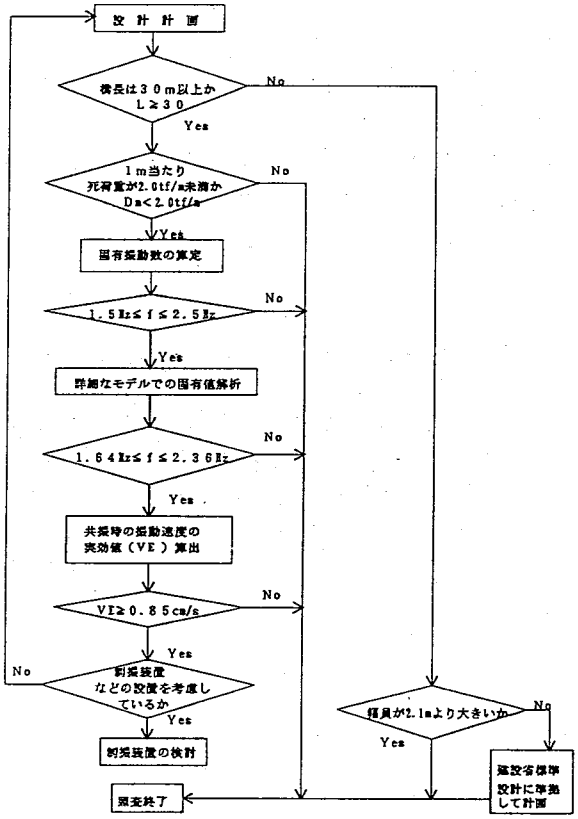


図5　田中・加藤が提案する振動使用性照査法[7]

また，数値シミュレーションによる算定値 1.72cm/s と比べると，2 倍近い値となっている．田中・加藤による速度実効値の算定式によると，連続桁橋に対する速度実効値は，単純桁橋に対する速度実効値に構造係数なる補正値を乗ずることにより算定される．構造係数として，各種連続桁橋の応答計算値と単純桁橋の応答計算値の比をもとに安全側の 0.6 を採用している．側径間比（主径間と側径間の比）が 1.0 から 0.5 の範囲にある場合には，構造係数 0.6 を用いても最大 15%程度の誤差範囲内にあるが，側径間比が 0.5 を下回ると補正係数は 0.6 よりもかなり小さくなる．

本歩道橋の場合，側径間比は 0.34 であり，構造係数は 0.6 よりもかなり小さな値となるものと予想される．数値シミュレーション結果と田中・加藤の提案式との差は，主として提案式中の構造係数の差異により生じたものと考えられる．

以上の数値シミュレーション結果及び田中・加藤の提案する振動使用性照査から，現状では振動使用性に問題ありと判断して，本橋の固有振動数を共振周波数帯域から外すために断面変更を検討した．しかし，1.64Hz 以下の固有振動数とするためには，約 40%の質量増，また，逆に 2.36Hz 以上の固有振動数とするためには約 50%の剛性増が必要となり，かなり大幅な変更が余儀なくされることが予想された．結局，断面変更により対処すれば，経済性や景観等が著しく損なわれる他，歩道橋の設置自身が困難となることから，制振装置（TMD）により対処することとした．

4．制振装置（TMD）の設計概要

TMD を設計する場合，一般的には対象とする構造物の振動特性を実測し，その結果に基づいて TMD のパラメータを決定するが，本橋では架設完了後に TMD を設置することができないため，製作段階で桁内に設置することとした．このため TMD の調整パラメータは解析振動数をもとに決定した．

しかし，解析振動数は，断面設計の際に考慮されない剛性要素（高欄や化粧板など）や支承部境界条件の相違などにより，解析値と実測値に差異を生じることが予想される．これに対しては，文献 1)，11) に記載されている固有振動数の解析値と実測値の誤差を参照して，実橋振動数を解析値の 5%増（誤差の下限値に相当）の 2.04Hz とした．

表1に仮定した歩道橋の振動諸元及び TMD の調整値を示す．表中の最適値は，次式で示される調和外力に対する最適振動数 f_{opt} と最適減衰率 δ_{opt} である[12]．

$$\left.\begin{aligned} f_{opt} &= f_k / (1+\mu) \\ \delta_{opt} &= 2\pi \{(3/8)\mu/(1+\mu)\}^{1/2} \end{aligned}\right\} \quad (9)$$

TMD を設置したことによる制振効果を数値シミュレーションにより検討した．数値シミュレーションに際して，歩道橋の固有振動数が仮定値と異なった場合の制振効果についても検討した．なお，計算に際して，歩調は一定値（1.94Hz）としている．

図6は歩道橋の固有振動数の変化と歩行による動的応答（速度実効値）の関係を示したものである．図中の破線は，TMD を最適減衰率に調整した場合

の解析値，同じく実線は最終調整値に対する解析値である．図より，歩道橋の固有振動数の推定誤差が± 10%程度なら最適調整された TMD を設置する方が有利であることが分かる．

表1　歩道橋の振動諸元（仮定値）と TMDの調整パラメータ

歩道橋の振動諸元（仮定値）	鉛直たわみﾓｰﾄﾞ換算質量：6.81tf･s^2/m
	固有振動数：2.04Hz（解析値 1.94Hz の 5%増）
	構造減衰（対数減衰率）：0.01
TMD 調整ﾊﾟﾗﾒｰﾀ（最適値）	TMD 質量：0.0663tf･s^2/m（質量比：0.97%）
	最適振動数：2.02Hz
	最適減衰率：0.378
TMD 調整ﾊﾟﾗﾒｰﾀ（出荷時調整値）	TMD 質量：0.0756tf･s^2/m（質量比：1.11%）
	調整振動数：1.98Hz
	調整減衰率：0.577
TMD 調整ﾊﾟﾗﾒｰﾀ（現地最終調整値）	TMD 質量：0.0678tf･s^2/m（質量比：1.0%）
	調整振動数：2.13Hz
	調整減衰率：0.577

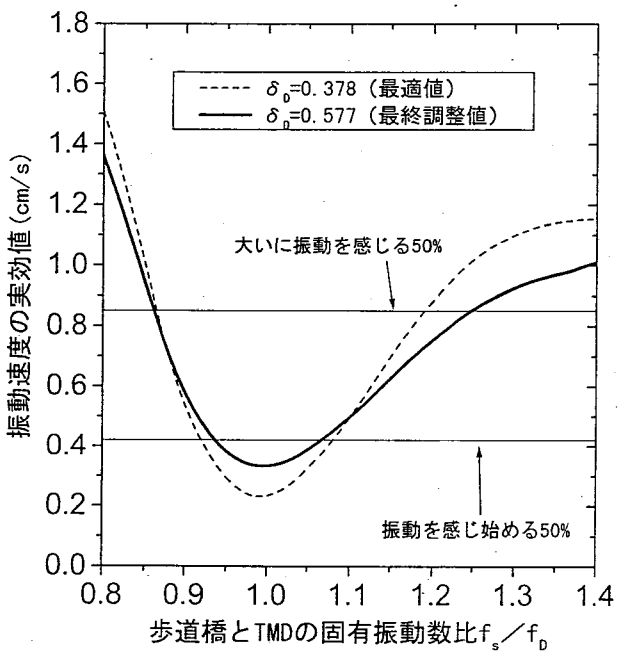


図6　歩道橋の固有振動数の変化と歩行による動的応答（速度実効値）の関係

しかし、一般的な傾向として，実橋振動数の方が解析値よりも大きくなること，実橋振動数の仮定値として解析値の 5%増の値を用いたが，場合によっては 20%以上大きくなるケースがある[3]ことを考慮して，仮に 20%程度推定誤差があったとしても，速度実効値が 0.85m/s を下回ることから，TMD の減衰率を最適値よりも大きなδD=0.577 とした．

5．装置機構の概要

TMD は，図2に示すように鉛直たわみ１次モードの最大モード点近傍の桁内に設置した．また，桁内の狭い設置スペースの制約から，写真１に示すとおり 4 分割とし，図7に示すとおり，密閉された円筒容器（高さ 638mm ×幅 650mm）内に重錘とバネを収納することとした．

さらに，TMD の減衰手法は重錘と円筒容器の隙間(0.7mm)を通過する空気の粘性減衰を利用することとし[13]，省スペース化をはかった．

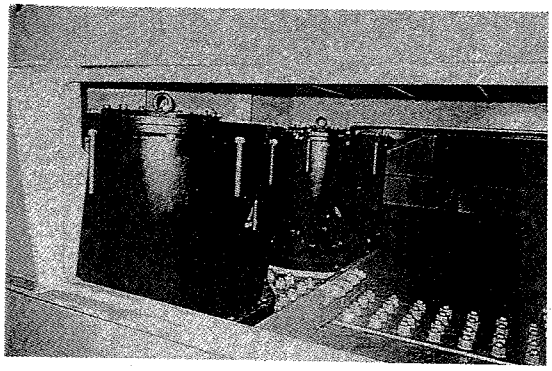


写真1　桁内へのTMDの設置状況

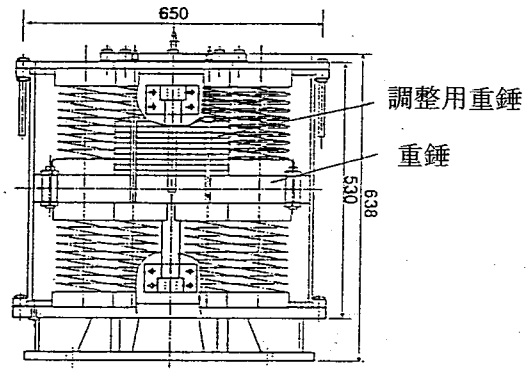


図7　装置機構の概要図

このように一つの容器内に重錘，バネ及び減衰機構を組み込み，気密性を高めることにより，ほぼメンテナンスの手間を省くことができる．

また，解析振動数と実測振動数の差異に対応するために重錘を取り外し可能な構造とし，-2%から+5%の振動数変化に対応できるようにした．

6．現地性能試験

TMD の付加減衰効果を調べるために，TMD 作動前後で歩道橋本体の構造減衰（対数減衰率）を実測した．

まず，TMD 作動前の歩道橋の減衰波形を計測した．**図8**は TMD 作動前の歩道橋の減衰波形の自己相関係数を示したものである．自己相関係数を算定したのは，原波形に含まれるノイズを除去するためである．計測された橋体の固有振動数の平均値（6回計測の平均値）は 2.25Hz，構造減衰の平均値は 0.023 であった．固有振動数は，解析値（1.94Hz）よりも約 16%増であった．

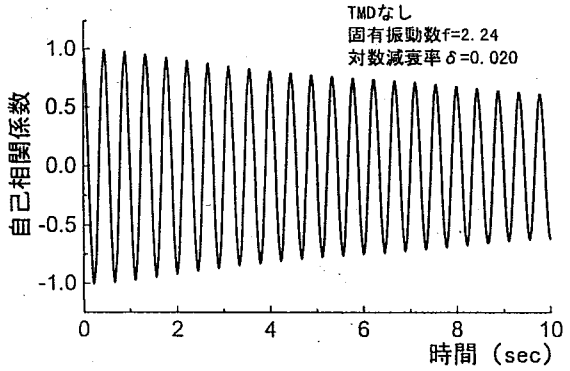


図8　橋体の減衰波形（TMD作動前）

次に，出荷時調整状態の TMD を作動させた場合の橋体の減衰波形を計測した．**図9**に TMD 作動時の橋体の減衰波形の自己相関係数を示す．計測された橋体の固有振動数の平均値は，2.28Hz，構造減衰の平均値は 0.097 であった．構造減衰は，約 4 倍増である．

この段階での実橋の諸元値を用いて，自由減衰波形をシミュレートし，対数減衰率を読みとった．得られた対数減衰率は 0.092 となり，実測値とほぼ一致した．また，同様に歩行外力を与えた場合のシミュレーション結果は，速度実効値が 0.46cm/s となり，この段階でほぼ振動を感じないレベルにまで，減衰を高めることができた．

しかし，ジョギング時の人の走行による大きな加振の可能性などを考慮して，さらに，大きな減衰が得られるように，TMD の固有振動数を最適振動数により近づけるように重錘の一部を除去した．

図10は最終調整状態での TMD 作動時の橋体の減衰波形の自己相関係数を示したものである．TMD 作動時の構造減衰の平均値は 0.186 となり，作動前と比べて約 9 倍もの値となった．

同様に数値シミュレーションにより，対数減衰率と歩行時の速度実効値を算定した．対数減衰率は，0.174 となり，ほぼ実測値と一致した．また，速度実効値は 0.30cm/s となり，”振動を感じ始める 50% ”レベルである 0.42m/s を下回る結果となった．

なお，以上の結果は**表2**に総括している．

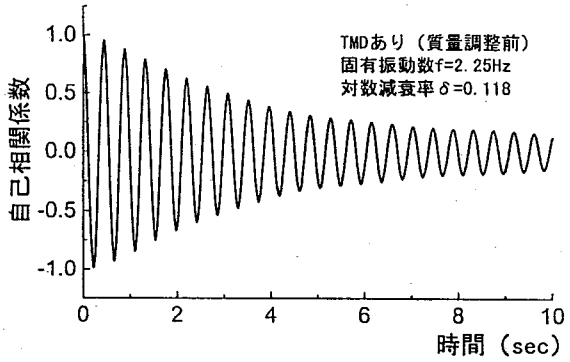


図9　橋体の減衰波形
（TMD作動後：出荷時調整値）

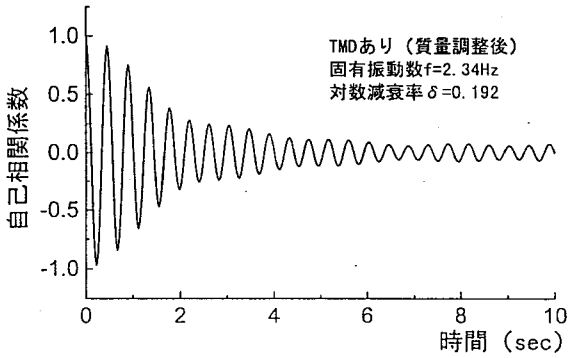


図10　橋体の減衰波形
（TMD作動後：最終調整値）

表2　制振効果の集計（平均値）

	対数減衰率の測定値 (計算値)	速度実効値の計算値（※） (cm/s)
TMD 作動前	0.023 (—)	1.17 (>0.85)
TMD 作動後 (出荷時調整値)	0.097 (0.092)	0.46 (<0.85)
TMD 作動後 (現地最終調整値)	0.186 (0.174)	0.30 (<0.85)

（※）実橋振動数などを反映した精算値．

7．あとがき

本歩道橋では，振動使用性を向上させるために制振装置を設置するか否かの検討を行った．その際，

工場製作の段階で TMD を桁内に設置する必要があることから，設計段階において TMD の設置を決断する必要に迫られ，振動使用性に問題ありと判断し，TMD を設置するに至った．

一方、現場施工に携わる関係者から”揺れやすい橋”との話を聞かされ，実際，現地計測を行った際も”軽い船酔い”に似た気分を味わった．そのような状況を考えると，TMD の設置は妥当であったと確信している．

支間長 40 ～ 50m の歩道橋は，経済設計を行った場合，鉛直たわみ固有振動数が 2Hz 近傍になり，振動使用性が問題となる可能性が高い．この場合の制振対策として，制振装置の設置は有効的な手段の一つと言える．

歩道橋のような小規模橋梁に制振装置を収める場合，現場架設時での設置が難しいので，工場製作の段階で TMD を設置しておくことが望ましい．この場合，制振装置の検討に際して，実橋の固有振動数の精度良い推定と仮に推定した固有振動数に誤差が生じた場合での制振効果が著しく低下しないようなロバスト性の高い制振設計が重要であると考えられる．

最後に本論文が，歩道橋の制振対策の参考となれば幸いである．

参考文献

1）牛尾正之，南條正洋：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：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979 年 1 月

3）田中信治，加藤雅史，鈴木森晶：支間 40m を越える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A，pp.773 ～ 780，1992 年 3 月

4）吉川裕晃，深田宰史，梶川康男：歩道橋の動特性と振動使用性の測定と解析，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.191 ～ 197,1995 年 11 月

5）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

6）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），1985 年 3 月

7）田中信治：歩道橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A， pp.55 ～ 60，1995 年 11 月

8）梶川康夫，津村直宣，角本周：PC 吊床版歩道橋の振動と使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685-695，1990.

9）小幡卓司，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一：遺伝的アルゴリズムによる歩行外力の同定について，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集， I-B82，1996.9.

10）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.230，1974 年 10 月

11）田中信治，加藤雅史：歩道橋の固有値解析と測定値の比較，土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集，I-295，1989 年 10 月

12）山口宏樹：構造振動・制御，共立出版（株），1996 年

13）波多野清史，仁山康史，大崎洋一郎，久保三吉，植田利夫，加道博章：TMD による斜張橋・塔の制振効果，日本風工学年次研究発表会・梗概集，第.41 号，pp.103-104，1989 年 10 月

（1997. 8. 29受付）

VIBRATION CONTROL OF A FOOT- BRIDGE USING TUNNED MASS DAMPERS

Toshiaki YOKOTANI, Akinori HIROSE, Akira TAYA,
Masahiro NANJYO and Akihide HATANAKA

This paper describes vibration control of a foot-bridge by Tuuned Mass Damper(TMD). The foot-bridge has a bending frequency of about 2 Hz. A resonance phenomenon by a passage of a pedestrian was considered to occur. We designed dynamic absorber with mass which has a mass ratio of about 1% and spring. The characteristics of TMD is the usage of gap flow between mass and outer tube for a damping mechanism. It was confirmed from field tests that the damping capacity of foot-way bridge with TMD was about 9 times greater than foot-bridge without TMD.

既存道路橋の振動使用性評価に関する基礎的検討

加藤　雅史[1]

[1]正会員　工博　九州東海大学教授　工学部土木工学科（〒862 熊本市渡鹿9-1-1）

道路橋の振動使用性の問題は車の乗り心地と道路橋を渡る歩行者の振動感覚に大別できるが，本論文では後者を対象とする．道路橋の設計では，使用限界状態の１つとして振動使用性を設計基準に如何に取り込むかが大きな課題である．また一方で，高品質な橋梁環境を提供するという意味において，実在道路橋の振動使用性評価手法の検討も重要な課題である．

本研究は，振動使用性に関する基礎的研究の一環として，実在道路橋で現地調査を行うとともに，既存道路橋の振動使用性をどのような手法で評価できるかについて基礎的な検討を加えたものである．

Key Words *: highway bridge, serviceability, vibration, human response to vibration, Langer girder*

１．まえがき

近年，土木構造物は量の時代から質の時代へと変わりつつあり，橋梁も安全で経済的であるだけの橋から，損傷や破壊という各状態において確保する安全性や建設から供用期間を含めたトータルの経済性という合理的で，利用する人や環境を考慮した高品質の橋が要求されるようになってきている．

また，道路橋は1993年4月から設計荷重が変更され，従来よりも大きな25tf荷重[1)]の通行が前提とされるようになった．更に，設計方法の限界状態設計法への移行も検討されている．そこで，破壊という終局限界のみならず，使用限界としての橋梁の使用性についても，利用する人を考慮した高品質の橋梁という観点から大いに検討する必要がある．

この使用限界状態の１つとして振動使用性が考えられるが，わが国では橋梁の振動使用性の検討はあまり行われていない．一方，国外では，既に限界状態設計法が取り入れられているカナダのオンタリオ州道路橋設計基準[2)]のように，振動使用性についての規定が定められている基準もある．

こうしたことから，わが国でも橋梁の振動がそこを通行する人に及ぼす影響を考慮するという振動使用性を使用限界状態の１つとして検討する必要性が高まっている．

したがって，今後新しく建設される道路橋の振動使用性は，その設計基準に何らかの形で規定されていくべきであろう．そして，この規定を検討するためには，現在供用中の既存道路橋がどの程度の振動使用性を有しているかを検討することも必要である．

また，今後の経済動向を勘案すると共に社会資本の有効利用という観点から考えると，数多くの既存道路橋を調査し合理的に補強するなどして、高品質の橋梁に衣替えし長期間使用していくことが重要となっている．そのためには，既存道路橋の振動使用性評価手法の検討が必要である．

以上を踏まえ，本論文は既存道路橋の振動使用性に関する基礎的検討として，その評価の考え方を整理し示すと共に，既存道路橋での現地調査データの分析検討を行い，今後の検討の方向性について述べるものである．

２．橋梁の振動使用性問題

橋梁における振動使用性問題は，①走行車両の走行安定性および乗り心地，②橋梁を渡る歩行者の振動感覚，の２つに大別される．①については，一般の道路橋において振動が過大で走行安定性や車両の

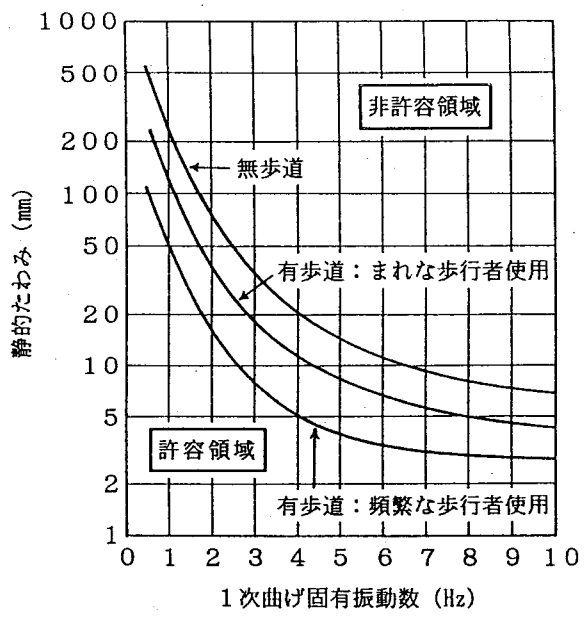


図-1　カナダ･オンタリオ州道路橋設計基準のたわみ制限

乗り心地が問題となることはあまり考えられないが，中支間以上の吊橋や斜張橋で風などによる振動が大きくなれば問題であろう．また，鉄道橋では列車の脱線の危険性が生じるであろう．一方，②については，歩道橋では歩行者の歩行に起因する振動が重要な問題であり，筆者らの研究[3]などを含め多くの研究が行われている．また，道路橋については車両の走行によって発生する橋梁の振動が大きくなると，そこを渡る歩行者に不安感や不快感を与えることが考えられる．これは橋梁が高強度な材料の使用により軽量化とたわみやすくなっているとともに，交通量の増大と車両の大型化により大きい振動が頻繁に発生しやすくなり，ますます重要な問題となってきている[4]．

本研究は，上記のうち道路橋の②を対象としている．橋梁の振動感覚に関するこれまでの研究としては，Oehlerの研究[5]，Road Research Laboratoryによる研究，WrightとWalkerの研究などがあり，1967年のBritish Standardには補足事項として振動制限項目が記載されている．また，わが国では小堀・梶川の研究[6]，星谷・中根の研究[7]などがある．これらについては，参考文献8)にその概要が紹介されている．

この振動感覚の立場からの道路橋の振動使用性について，カナダのオンタリオ州では限界状態設計法による基準を制定するための研究が進められ，1983年制定のオンタリオ州道路橋設計基準[2]に使用限界状態として道路橋の振動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のように規定している．

一方，わが国でこれまでに提案されている振動使用性の評価手法は少なく，15年程前の確率論的に解析する梶川の方法[9]が唯一と考えられる．梶川はこの研究で，車両走行による動的応答値を簡単に得るための応答スペクトル図を提案し，この図より求められる道路橋の応答速度の２乗平均値で評価することを提案している．なお，実設計時において振動使用性を検討したケースとしては，松村・梶川ら[10]が都市高速道路の橋梁振動を橋梁上の料金所の労働環境の快適性の観点から解析的に検討し，設計に反映させた例がある．

3．既存道路橋の振動使用性評価

橋梁の設計段階と供用段階での振動使用性の評価は基本的に変わるものではない．しかし，設計段階と橋梁完成後の供用段階では入手可能な情報に差異が生じる．このため，既存道路橋の振動使用性評価は，設計基準に規定し設計段階で検討される評価手法とは異なったものとなるのは当然であろう．

既存道路橋における振動使用性評価の基本的考え方は，図-2のように整理することができよう．すなわち，振動使用性評価の指標を＜本来の評価指標＞と＜直接的物理指標＞および＜間接的物理指標＞の３段階に分けて考えることとする．

振動使用性を評価する本来の指標は「歩行者が橋梁上で振動をどう感じるか（振動感覚）」と「歩行者通行量」の２つであると考えられる．このうち，「振動感覚」は生理的・心理的な指標であることから実際の評価が難しいのが現状である．そこで本来の指標に代わるものとして，この「振動感覚」と直接的に関係すると思われ観測可能な物理的指標として，「振動振幅と頻度およびその振動数」が考えられる．また，直接的物理指標の値に大きな影響を与えると予想される間接的物理指標として，「構造形式および固有振動数」や「大型車通行量」等が考えられる．間接的物理指標はその他にも幾つか考えられるであろう．

ここで注意すべき点は，既存道路橋の振動使用性評価をする際の指標が＜本来の評価指標＞→＜直接的物理指標＞→＜間接的物理指標＞となるに従って，観測や評価が簡単で容易となると思われるが，その一方で，本来の評価指標を十分に表し得なくなる可能性があることである．

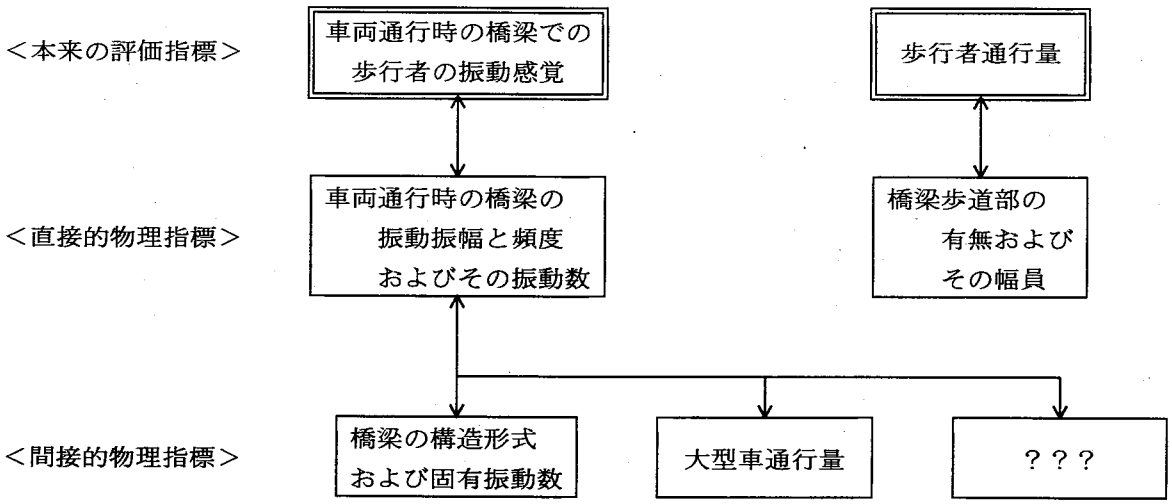


図-2 既存道路橋の振動使用性評価の基本的考え方

4．既存道路橋での実態調査

(1) 概説

歩行者がよく揺れると感じている既存道路橋において，一般車両通行時の振動振幅等の実態を把握し検討すると共に，前章で考えた振動使用性評価のための＜本来の評価指標＞と＜直接的物理指標＞および＜間接的物理指標＞が実在の道路橋でどのような相互関係にあるかを検討するために，現地実態調査を行った[11]．

対象とした道路橋は，1957年に架設された支間長57.2mの鋼ランガー桁（図-3）である．この橋梁は本来２等橋であるが大型トラックや大型バスがよく通行し交通量の多く，車道部幅員7.25mの両側に幅員1.5mの添加歩道部が付いている．

現地調査は，天候の良い平日を選び，朝から夕方まで次の３項目の調査を実施した．

・車両通行時のランガー桁の振動測定
・振動測定時の歩道部での振動感覚調査
・振動測定時の大型車および歩行者通行量調査

(2) 調査方法

振動測定は，図-3に示すランガー桁の下弦材の支間1/4，1/2，3/4点にセンサーを設置し，その鉛直方向の振動波形データを増幅器を通じてデータレコーダに記録する方法を用いた．センサーはサーボ型加速度計を用い，専用増幅器で積分して速度データを計測した．なお，データ記録では，人の振動感覚特性を考慮し10Hzのローパスフィルタを使用した．

測定は時間帯別の交通量を考慮するため，朝の8時から夕方18時の間に10回行い，各1時間のうち15分ずつ（毎時20～35分）測定した．ここでは以後，8時20分～35分の15分間の測定を１回目，9時20分～35分の測定を２回目，そして17時20分～35分の測定を10回目と呼ぶこととする．

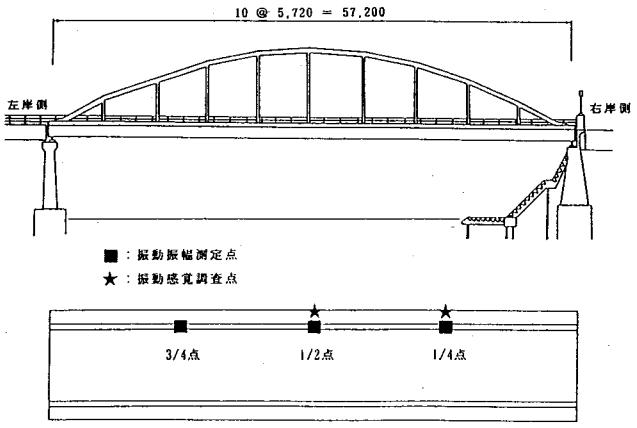
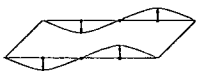
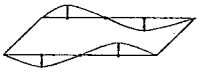
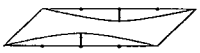
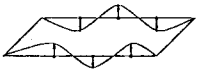


図-3 対象道路橋の一般図および測定点

また，振動測定と同時に，橋梁上で人が受ける振動感覚の程度を知るために振動感覚調査を行った．調査では，歩道部の支間1/4，1/2点にそれぞれ人が立ち，振動を大きく感じたときにマーカーを押して，振動波形と同時にデータレコーダに電圧パルスデータとして記録した．この際に，橋梁上に立った被験者が視覚的に通行する車両から振動の大小を意識しないように車道部に背を向けて立ち，調査開始前に２人の被験者がどの程度の振動を感じたときにマーカーを押すかを確認しておいた．

更に，振動測定をしている間に通行した大型車の台数（往復車線の合計値）を一般に交通量調査で使用するカウンタを用いて計測した．また，車道部の

表-1　鋼ランガー桁の実測固有振動特性

次数	固有振動数 ・ 振動モード
1	2.08 Hz 面内逆対称1次 
2	3.00 Hz ねじれ逆対称1次 
3	3.85 Hz ねじれ対称1次 
4	5.89 Hz ねじれ対称2次 

両側にある歩道部を通行する歩行者数（上下流側歩道の合計値）もカウンタを用いて計測した.

(3) 鋼ランガー桁の固有振動特性

車両走行による橋梁の振動データからスペクトルアナライザによるスペクトル解析を用いて固有振動数および振動モードを求めた. 得られた固有振動数と振動モードをまとめると表-1のようである.

これより, 1次固有振動数は2.08Hzの面内逆対称1次モードで最も卓越している. この結果は, 一般にランガー桁形式では1次固有振動数が逆対称モードとなる[12]ことと一致している. また, 2次～4次の固有振動はいずれもねじれ振動であり, 面内対称モードは得られなかった. 文献12)の実測例から推測すると面内対称1次モードは3.0Hz程度と考えられ, 表-1の2次振動と振動数が接近し分離できなかったものと考えられる.

(4) 振動振幅

振動振幅の測定データは, 実在歩道橋の振動使用性評価[13]でよく用いられる振動速度の実効値で整理した. 全測定データの中から, 速度片振幅が1.08cm/s（速度実効値0.8cm/s相当）以上の振幅の大きな波形を全て拾い出し, 波形を正弦波と仮定して振動速度実効値を算定した. ここで, 速度片振幅の拾い出しには, 疲労の分野において応力振幅の算定で使用されるレインフロー法[14]に準じた方法を用いた. この方法では波形の半周期分を1つの振幅として拾い出すことになるので, この半周期分をその振幅の発生回数としては1/2回とカウントしている.

一方, 算定した振動速度実効値を評価する基準としては, 歩道橋の振動使用性評価で筆者らもよく使用している小堀・梶川[15]の提案による次の4つのカテゴリー分類を用いた.

・実効値＝0.42cm/s：振動を感じ始める50%値

表-2　振動速度実効値の発生割合（支間1/4点）

測定	支間1／4点の速度実効値		
	0.8cm/s以上	1.7cm/s以上	2.7cm/s以上
1回目 (8:20～ 8:35)	117.0回 0.13分/回	4.5回 3.33分/回	.....
2回目 (9:20～ 9:35)	89.5回 0.17分/回	0.5回 30.0分/回	.....
3回目 (10:20～10:35)	134.5回 0.11分/回	6.5回 2.31分/回	1.0回 15.0分/回
4回目 (11:20～11:35)	81.0回 0.19分/回	.....	.....
5回目 (12:20～12:35)	91.0回 0.16分/回	2.5回 6.00分/回	.....
6回目 (13:20～13:35)	129.0回 0.12分/回	5.5回 2.73分/回	.....
7回目 (14:20～14:35)	99.0回 0.15分/回	5.0回 3.00分/回	.....
8回目 (15:20～15:35)	78.5回 0.19分/回	3.5回 4.29分/回	.....
9回目 (16:20～16:35)	98.5回 0.15分/回	17.0回 0.88分/回	2.0回 7.50分/回
10回目 (17:20～17:35)	73.0回 0.21分/回	0.5回 30.0分/回	.....
全体	991.0回 0.15分/回	45.5回 3.30分/回	3.0回 50.0分/回

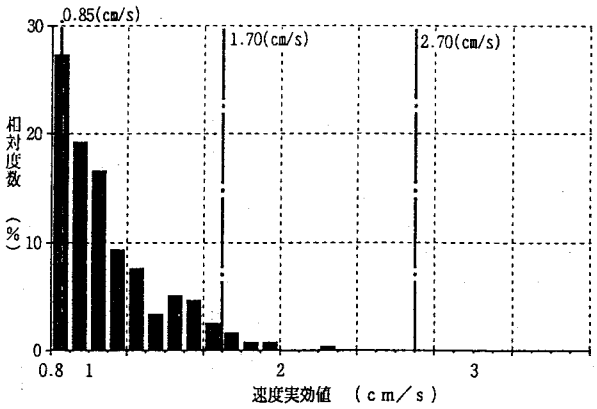
注）表中の上段は振動の発生回数, 下段は平均発生周期を示す.

・実効値＝0.85cm/s：大いに振動を感じる50%値
・実効値＝1.70cm/s：少し不快を感じる（少し歩きにくい）50%値
・実効値＝2.70cm/s：大いに不快を感じる（大いに歩きにくい）50%値

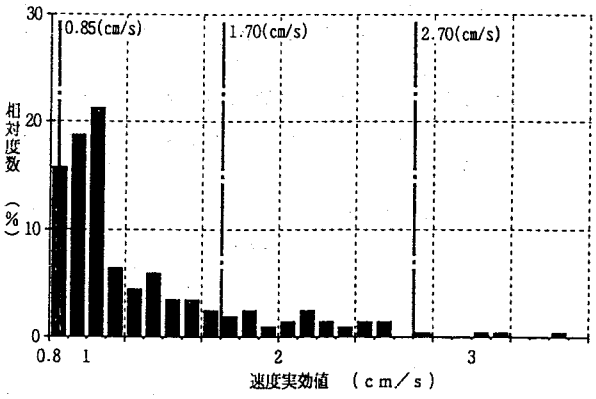
以上により, 支間1/4点について求めた振動速度実効値の発生割合を表-2に示す. この表中で, 上段の回数は測定時間内に振動が発生した回数, 下段の分/回は各速度実効値がどの程度の平均周期で発生したかを示している. また, 速度実効値0.8cm/s以上の発生回数の頻度分布図の例を図-4に示す. この図は支間1/4点での測定結果のうち, 1回目, 9回目および10回全体の頻度分布図である. また, 図中には上記カテゴリーの値も記入してある.

これら支間1/4, 1/2, 3/4点での速度実効値の算定結果より, 大部分の振動振幅は少し不快を感じる50%値の1.70cm/sより小さな値となっている. しかし, 10回の測定の中では各測定点とも9回目の測定が大きな速度実効値を示しており, 大いに不快を感じる50%値の2.70cm/sを越えている. その最大値は支間1/4点では3.5cm/s, 1/2点では3.9cm/s, 3/4点では4.1cm/sを示した.

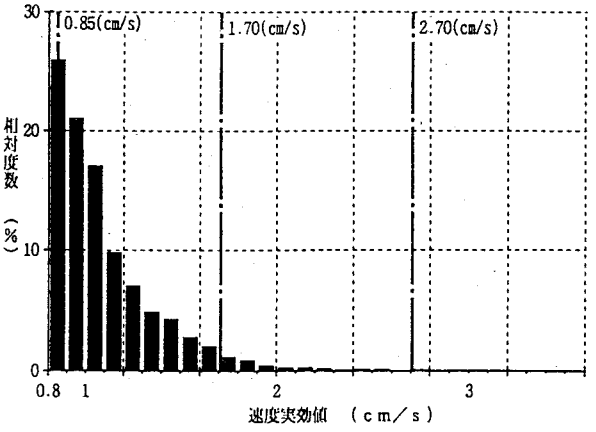
9回目の測定時間において, 少し不快を感じる50%値の速度実効値1.70cm/sより大きな振幅は, 支間1/4点では平均約0.9分に1回, 支間1/2点では平均



（a）1回目測定（8:20～8:35）



（b）9回目測定（16:20～16:35）



（c）10回測定の合計

図-4 振動速度実効値の頻度分布（支間1/4点）

約1.2分に1回，支間3/4点では平均約0.8分に1回発生している．このランガー桁を歩行者が渡るのに要する時間は41秒程度（平均歩調2.0Hz，歩幅70cm）と考えられるので，速度実効値1.70cm/s以上の振動が支間1/4～3/4点において1人の歩行者が橋梁上にいる間に0.6～0.9回発生していることになる．

10回の測定全体平均では，速度実効値1.70cm/sより大きな振幅は，支間1/4点では平均約3.3分に1回，

表-3 振動感覚回数および大型車・歩行者通行量

測定	振動感覚回数		通行量	
	1／4点	1／2点	大型車	歩行者
1回目	18回	13回	20台	216人
2回目	11回	3回	20台	50人
3回目	18回	11回	19台	63人
4回目	6回	9回	16台	42人
5回目	10回	10回	13台	65人
6回目	12回	16回	18台	52人
7回目	14回	13回	14台	74人
8回目	13回	11回	11台	94人
9回目	12回	11回	18台	120人
10回目	7回	13回	13台	164人

支間1/2点では平均約1.9分に1回，支間3/4点では平均約2.6分に1回程度の発生である．

(5) 振動感覚回数および大型車・歩行者通行量

振動振幅の測定時間中の振動感覚調査における振動を大きく感じた回数および大型車通行量と歩行者通行量の調査結果を表-3に示す．

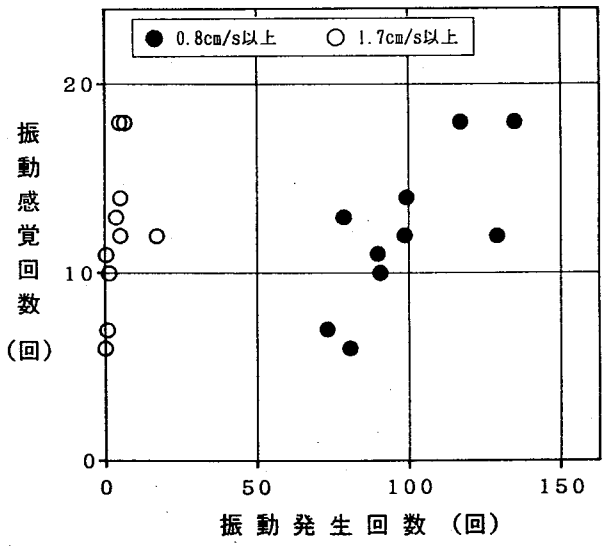
この結果より，大型車の通行量は多い時間帯では15分間に20台，少ない時間帯で11台と約2倍の違いが見られる．また，歩行者の通行量は朝と夕方に多いが，この時間帯は通勤・通学，帰宅時間である．

一方，橋梁上で振動を大きく感じた回数は，支間1/4点と1/2点を比較するとほぼ同様の傾向が見られ，全体的には多少1/4点での回数が多くなっている．これは対象とした橋梁がランガー桁で，逆対称モードが卓越しやすいという振動モードに関係しているものと考えられる．なお，測定時間帯によっては支間1/2点の感覚回数が多いものが見られるが，これは2調査地点の被験者が大きな振動と感じた感覚の違い，振動を感じ始めた時にマーカーを押すために大型車が連行した時に生じる振動が1回としてカウントされる等の理由が挙げられる．また，一部に感覚回数が非常に少ない測定時間があるが，これは計測ミスと考えられる．

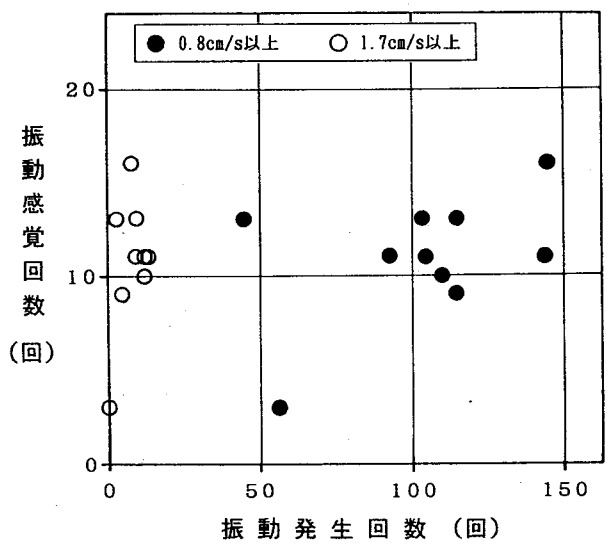
5．各指標の相互関係

(1) 振動感覚と振動発生回数

3章で示した＜本来の評価指標＞である歩行者の振動感覚と，＜直接的物理指標＞である大きな振動

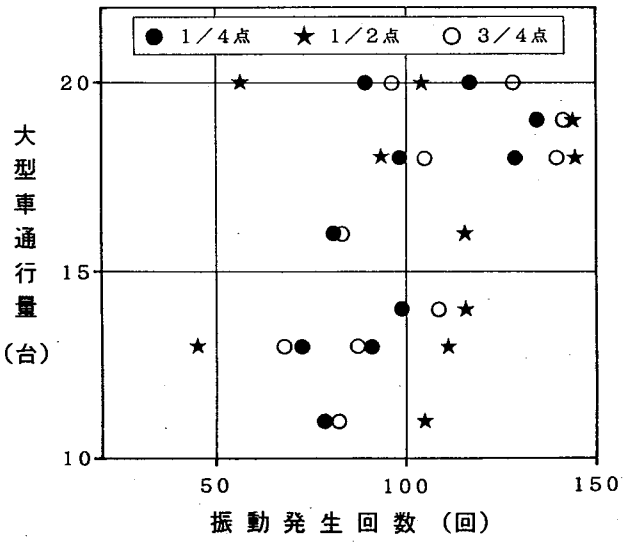


（a）支間1／4点

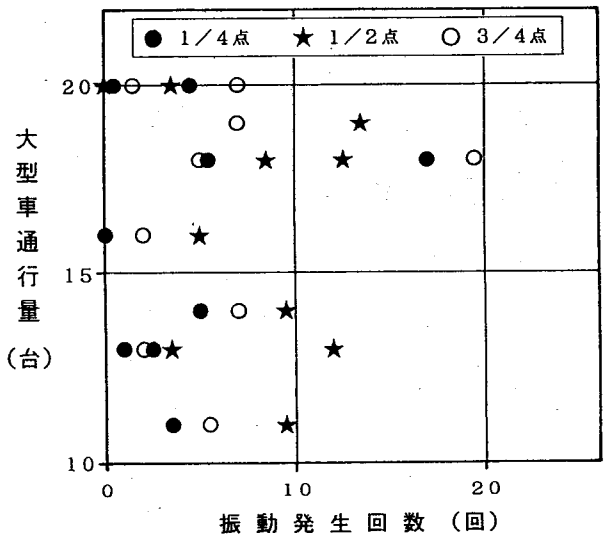


（b）支間1／2点

図-5　振動感覚回数と振動発生回数の関係



（a）振動速度実効値0.8cm/s以上の発生回数



（b）振動速度実効値1.7cm/s以上の発生回数

図-6　振動発生回数と大型車通行量の関係

振幅の発生回数の関係を検討する．支間1/4点と支間1/2点での振動感覚調査で振動を大きく感じた回数と速度実効値0.8cm/s以上及び1.7cm/s以上の発生回数の関係を図-5に示す．

この図より，速度実効値1.7cm/s以上の発生回数は回数が少ないため振動感覚との関係が明確ではないが，速度実効値0.8cm/s以上の発生回数は大きく振動を感じる回数とほぼ比例関係にあると見ることができる．この傾向は支間1/2点より1/4点の方が明確である．今回は大振幅波形の振動数を分析していないので推測ではあるが，この理由として次のようなことが考えられる．表-1より，実測固有振動が1次(2.08Hz)，2次(3.00Hz)とも橋軸方向には逆対称モードであるため，支間1/4点では振動感覚と振動発生回数がよく対応する．一方，面内対称1次モードは測定できず振動感覚と振動発生回数の相関が悪いと考えられる．

(2) 振動発生回数と大型車通行量

次に，＜直接的物理指標＞の振動発生回数と＜間接的物理指標＞である大型車通行量の関係を考える．各測定点における振動速度実効値0.8cm/s以上および1.7cm/s以上の発生回数と大型車通行量の関係を図-6に示す．

振動速度実効値0.8cm/s以上の場合は，全体としてはかなりバラツキがあるものの大型車通行量が多くなると発生回数が多くなる傾向が見られる．バラツキの原因としては，詳細な分析はしていないが，常に大型車1台が単独で通行するわけではなく連行したり，対面通行することも多いこと，左岸から右

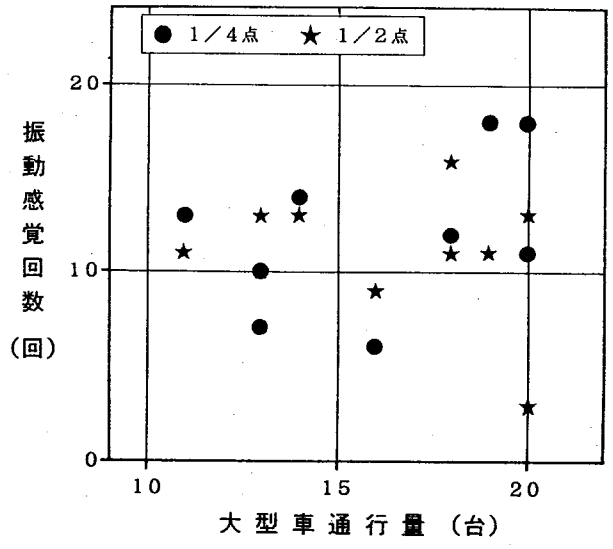


図-7 振動感覚回数と大型車通行量の関係

岸に向かう車両は交差点の信号により橋梁上で停止することも多くあること等によるものと思われる．また，支間1/4点と3/4点ではよく似た分布が見られるが，1/2点は他の２点と違った幅広い分布が見られる．これは，ランガー桁橋の特徴として逆対称モードの振動が卓越するため，大型車の通行状態とも関連して複雑な振動性状を示すためと考えられる．

一方，振動速度実効値1.7cm/s以上の場合は，振動発生回数が少ないためバラツキが大きく，正の相関があるようにも見えるが傾向を読みとることが難しい．

(3) 振動感覚と大型車通行量

＜本来の評価指標＞と＜間接的物理指標＞の関係として，支間1/4点と1/2点での振動感覚回数と大型車通行量の関係を図-7に示す．

支間1/2点のデータの一部には前述したように測定ミスと思われるものがあるが，支間1/4点では大型車通行量と感覚回数の関係に一応の正の相関を見ることもできる．しかし，支間1/2点では振動感覚回数と大型車通行量との間に相関を見ることが難しい．

(4) 振動使用性評価指標の検討課題

以上で本研究で実施した現地実態調査データに基づき，＜本来の評価指標＞としての振動を大きく感じた振動感覚回数，＜直接的物理指標＞としての大きな振動振幅発生回数，および＜間接的物理指標＞としての大型車通行量の相互関係を検討した．

しかし，これは１つの橋梁での１度の調査データであり，また分析が不十分な項目もある．したがって，以下の検討課題について今後さらに研究を進める必要があると考えられる．

- 数多くの橋梁における実態調査データの収集
- 大きな振動振幅波形の振動数成分の分析
- 大きな振動振幅の発生と橋梁の構造形式および固有振動特性との関係の分析
- 本研究で取り上げた以外の＜間接的物理指標＞の検討

6．結論

本研究では，道路橋の振動使用性に関する基礎的研究として，既存道路橋の振動使用性評価の考え方を整理し示すと共に，鋼ランガー桁橋での現地実態調査に基づき各種指標の相互関係を検討した．これより得られた結論をまとめると，次のようである．

(1) 既存道路橋の振動使用性評価の指標を＜本来の評価指標＞と＜直接的物理指標＞および＜間接的物理指標＞の３段階に分けて考えることを提案した．

(2) 各測定点で大きく振動を感じた振動感覚回数と振動速度実効値0.8cm/s以上の発生回数との間には，過去の各種研究成果と同様にバラツキが見られるもののほぼ比例関係にあることが確認された．ただし，測定点によりその程度は異なり，橋梁の固有振動特性に支配されていることが推測される．

(3) 振動速度実効値0.8cm/s以上の発生回数と大型車通行量との関係にも測定点による傾向の違いが見られるが，ほぼ正の相関が認められる．この測定点による違いは，橋梁の固有振動特性や大型車の走行状況等がが複雑に関係していると考えられる．

(4) 振動感覚回数と大型車通行量との関係は，測定点によって一応の正の相関が見られるものと相関の判断が難しいものがある．

(5) 今後，数多くの橋梁における実態調査データを収集することが必要である．また，本研究で分析できなかった大きな振動振幅波形の振動数成分や橋梁の構造形式および固有振動特性との関係の分析，更に本研究で取り上げた以外の＜間接的物理指標＞の検討が必要である．

最後に，実態調査に協力いただいた正木圭氏（現・㈱パシコン関西設計），森野勉具氏（現・瀧上建設興業㈱），上野洋一氏（現・名古屋大学大学院），仲宗根泰利氏（現・九州東海大学大学院），稲井正明氏（現・ロック建設㈱）に感謝の意を表します．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994.
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版（共通編・鋼橋編），pp.65-67，1985.
3) 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.
4) 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，土木学会構造工学委員会，p.72，1994.
5) Oehler，L.T.：Vibration Susceptibilities of Various Highway Bridge Types，Proc. of ASCE，Vol.83，ST4，pp.1-41，1957.
6) 梶川康男，小堀為雄：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.
7) 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.
8) 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.
9) 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.
10) 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.
11) 加藤雅史，正木圭：実測に基づくランガー桁道路橋の振動使用性に関する検討，土木構造・材料論文集，No.12，pp.23-30，1996.
12) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp.107-109，1993.
13) 例えば，田中信治，加藤雅史，鈴木森晶：支間40mを越える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A，pp.773-780，1992.
14) 遠藤達雄，井上肇：レインフロウ法の考え方とその応用，日本造船学会誌，No.706，pp.2-11，1988.
15) 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.

（1997.8.29受付）

FUNDAMENTAL STUDY ON VIBRATION SERVICEABILITY OF EXISTING HIGHWAY BRIDGES IN CONSIDERATION OF PEDESTRIAN RESPONSE

Masafumi KATO

Recently, bridges have been required not only safety and economy but also rationality and high quality. it needs to investigate a vibration serviceability which is one of serviceability limit state in design of highway bridges and an evaluation method on the vibration serviceability of existing highway bridges based on pedestrian response.

In this study, a point of view concerned with evaluation characteristics of vibration serviceability is discussed in the first place. Secondly, measured amplitude of bridge vibration, human response to bridge vibration and traffic volume of large vehicles and pedestrian on an existing Langer girder bridge are described. At last, the relationship among these evaluation characteristics of vibration serviceability are discussed.

広幅員単弦ローゼ桁橋の走行荷重下の振動使用性実験

川谷充郎[1]・下村和也[2]・野嵜一郎[3]・山口史夫[4]・矢幡武人[5]・小林義和[6]

[1]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)
[2]学生会員　大阪大学大学院　工学研究科前期課程土木工学専攻学生　(〒565　吹田市山田丘2-1)
[3]非会員　大阪市建設局　街路部立体交差課　(〒530　大阪市北区梅田1-2-2-500)
[4]正会員　片山ストラテック㈱　橋梁設計部　課長　(〒551　大阪市大正区南恩加島6-2-21)
[5]正会員　日立造船㈱　橋梁設計部　(〒592　堺市築港新町1-5-1)
[6]正会員　㈱ニチゾウテック　技術本部第1技術部　次長　(〒551　大阪市大正区鶴町2-15-26)

道路橋を渡る歩行者の振動感覚に着目し，その観点から道路橋の振動使用性を考える．本研究で対象とする橋梁は広幅員単弦ローゼ桁橋である．本橋では，十分な歩行者容量を確保するため，支間長64.7mに対して全幅員35.8mとなり，さらに，一方の橋台側で約60°の斜角を有する特殊な形状となっている．さらに，主桁の高さが1.3mに制限されることにより，ねじれ振動に起因する交通振動の歩行者振動感覚に与える影響が懸念された．ここでは，現地での振動実験の結果から歩行者の振動使用性を検討する．実験では，単一車両走行時には最大速度応答で1.74cm/secに達し，RMS値は最大でも0.55cm/secにおさまっている．また，2台連行時では，最大速度応答は2.66cm/sec，最大のRMS値は0.86cm/secとなっている．

Key Words *: monochord Lohse girder bridge, traffic-induced vibration, torsional vibration, dynamic serviceability*

1.まえがき

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亙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ない．使用限界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，振動が過大で前者の車両の走行安定性や乗り心地が問題となることは少なく，後者の問題に注意を要する場合がある．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．

本研究では，この後者の観点から，広幅員単弦ローゼ桁橋の振動使用性を検討する．大阪市建設局では西区岩崎地区の都市計画事業による岩松橋の掛け替えに際し，景観とシンボル性を考慮して単弦ローゼ桁を採用することになった．本橋では，大阪ドームのアクセスとして歩行者容量を確保するため，支間長64.7mに対して全幅員35.8mとなり，さらに，一方の橋台側で約60°の斜角を有する特殊な形状となっている．さらに，主桁の高さが1.3mに制限されることにより，ねじれ振動に起因する交通振動の歩行者振動感覚に与える影響が懸念された．ここでは，現地での振動実験の結果から歩行者の振動使用性を検討する．

2.既往の研究

橋梁での振動感覚の研究については18年前になるが，梶川・小堀・岡田による文献2)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[2-5]以降，道路橋の振動使用性についてみるべき研究は，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3)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った．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，計量心理学上の閾値の定義（反応が起きる確率が50%の刺激値）により，各カテゴリの閾値を求めるとTable 1のようになる．そして，歩行者の通る道路橋における一応の目安として，歩行者が少し歩きにくいと感じる状態の振動速度の実効値を

通る道路橋における一応の目安として，歩行者が少し歩きにくいと感じる状態の振動速度の実効値を1.7cm/sec 未満とするのが望ましい，としている．また，道路橋の振動が歩行者に及ぼす心理的影響を考慮するのに最も基本となる１台の走行自動車による道路橋の動的応答を，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って求めた[4]．さらに，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ときの振動性状も把握し，交通流調査の結果から各支間長の橋梁に大型車が同時に載荷する確率を算出，道路橋の使用性を確率論的に評価した[5]．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．

3.現地振動実験の概要

(1)実験橋梁

対象とする橋梁は，景観とシンボル性を考慮した単弦ローゼ桁橋である．十分な歩行者容量を確保するため，支間長 64.7m に対して全幅員 35.8m となり，さらに，一方の橋台側で約 60° の斜角を有する特殊な形状となっている．さらに，主桁の高さが 1.3m に制限されることにより，ねじれ振動に起因する交通振動の歩行者振動感覚に与える影響が懸念された．

橋梁の一般図を Fig.1 に示す．橋梁の動的応答は加速度計を用いて計測し，計測位置を Fig.2 に示す．

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

(2)実験概要

現地走行実験は一般車を規制せず，深夜から早朝にかけての一般交通の少ない時間帯に実施する．橋梁の自由振動特性については，走行実験で車両走行後の減衰自由振動より求める．車両走行実験については，単一走行と二台連行について行う．また，走行実験当日の昼間に，一般の交通における橋梁の動的応答を測定する．

(3)実験車両

実験車は 20tf のダンプトラックである．実験車車体の前輪および後輪位置に加速度計を設置し，走行

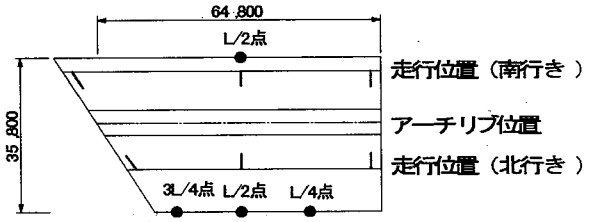


Fig.2 Position of measurement

Table 2 Properties of vehicles

		1号車	2号車
総重量		19.87tf	19.70tf
軸重	前輪	5.09tf	5.20tf
	後輪	14.78tf	14.50tf
固有振動数	前輪	1.9Hz	1.4Hz
	後輪	3.2Hz	3.3Hz
対数減衰率	前輪	0.66	0.81
	後輪	0.33	0.34
左右輪距離	前輪	2.05m	2.05m
	後輪	1.86m	1.86m
軸距	前－後(前)	3.35m	3.20m
	後(前)－後(後)	1.30m	1.30m

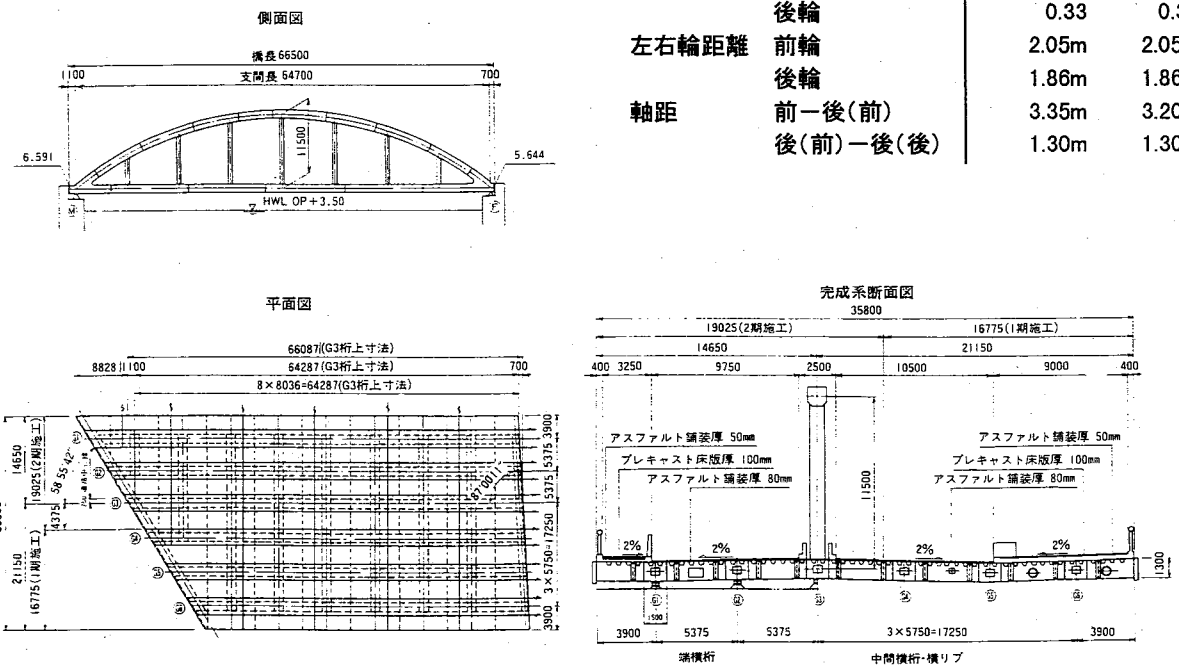


Fig.1 General view of bridge

実験における加速度応答を計測する．実験車はあらかじめ，高さ 10cm の踏み台から落下させて起振し，その後の減衰自由振動を計測することで，実験車の固有振動数および対数減衰率を計測する．その結果を車両の諸元と共に Table 2 に掲げる．

(4)路面凹凸

橋軸方向の路面凹凸を 3m プロフィルメータで測定し，20cm ピッチで読みとる．さらに，長波長を測定できるようにほぼ 7m 間隔で水準測量を行う．測定位置は，片側３車線のうち外側の２車線，計４車線の車輪の最頻通過位置８箇所である．そのうち，実験車の走行する一番外側車線の路面凹凸波形を Fig.3 に示す．また，その路面凹凸スペクトルを ISO の評価基準と共に Fig.4 に示す．路面凹凸波形はプロフィルメータで測定したものであり，路面凹凸スペクトルは水準測量による長波長も考慮に入れたものである．その影響で，10m 以上の波長が卓越しており，支承間距離の長い南行き車線においてその影響が大きく現れている．

4.実験結果

(1)橋梁の自由振動特性

実験車走行後の減衰自由振動から，橋梁の固有振動数と対数減衰率を求める．支間中央両歩道上での加速度波形から，両者の和により曲げ振動を求め，また，両者の差によりねじり振動を求める．その結果，１次振動はねじれモードで 1.66Hz，減衰定数 0.037，２次振動は曲げモードで 2.83Hz，減衰定数 0.048 であることが分かる．

(2)橋梁と車両の加速度応答

ａ)単一走行

実験車が速度 5.80m/sec で橋梁上を南向きに走行するとき，橋梁および車体の前後輪位置における加速度応答を Fig.5(1)に示す．南行き歩道と北行き歩道は同位相で振動しており，曲げ振動が卓越している．実験車の後輪位置では車両の固有振動数である 3.4Hz 付近の振動が卓越し,大きく振動している．その影響で橋梁でも 3.4Hz 付近の振動数が卓越し，大きな振動を示している．実験車が速度 8.34m/sec で同じ位置を走行するときは（Fig.5(2)参照），加速度レベルは車両速度 5.80m/sec のときと大きく変わらないが，車両において 3.4Hz 付近の振動は卓越しておらず，橋梁の卓越振動数も異なっている．

一方，実験車が速度 5.17m/sec で橋梁上を北向きに走行するとき，橋梁および車体の前後輪位置における加速度応答を Fig.6(1)に,速度 8.35m/sec で走行するときの加速度応答を Fig.6(2)に示す．実験車両が速度 5.17m/sec で走行しているときは，南行きと同様に後輪位置で車両の固有振動数である 3.4Hz 付近の振動が卓越し,大きく振動している．その影響で橋梁でも 3.4Hz 付近の振動数が卓越している．車両がスパン中央をすぎたあたりから橋梁の応答は小さくなっている．それに対して，速度 8.35m/sec で走行したときは車両において 3.4Hz 付近の振動は卓越しておらず，その結果，車両・橋梁ともに振動は小さい．

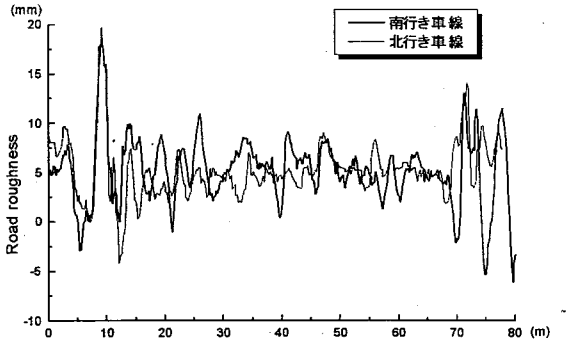
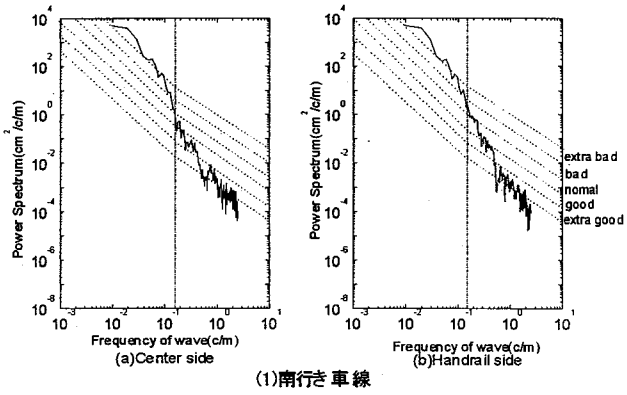


Fig.3 Road roughness



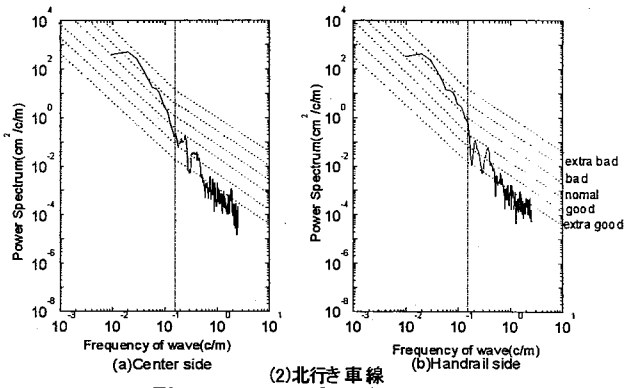
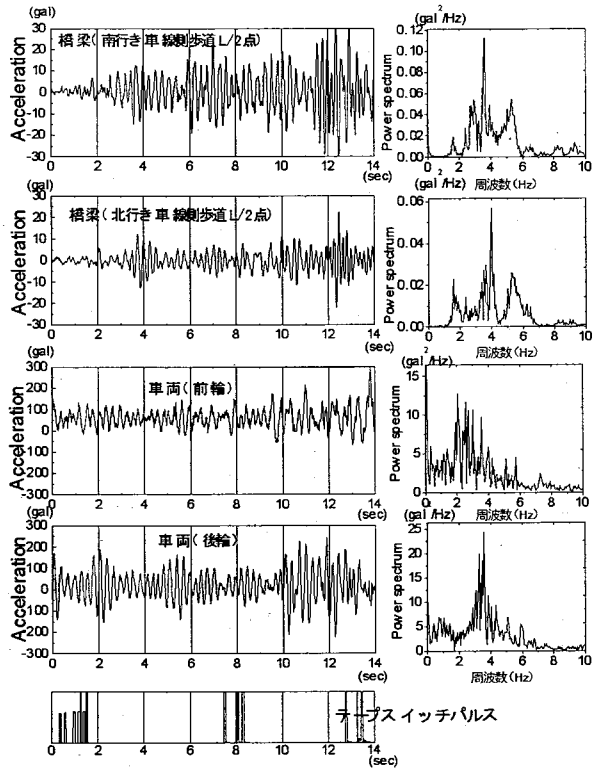


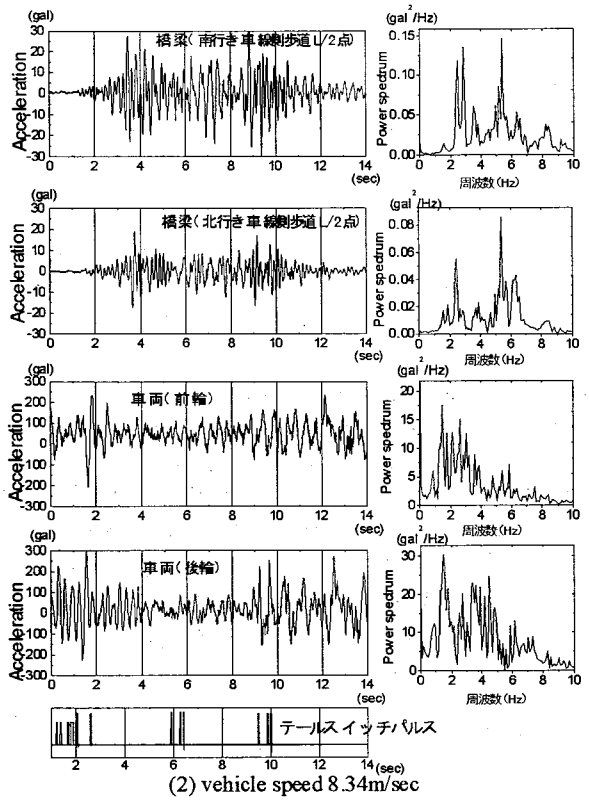
Fig. 4 Spectra of road roughness

ｂ)二台連行

二台の実験車が連行する場合の加速度応答を Fig.7 と Fig.8 に示す．単一走行に比べて，橋梁の加速度応答は大きくなっている．Fig.7(1)の速度 5.07m/sec の場合において，時刻 10 秒を過ぎるあたりから，南行き車線側歩道と北行き車線側歩道とは逆位相となり，ねじれ振動が卓越している．実験車は先頭車のみ加速度を測定している．その加速度応答は単一走行の場合と比べて，大きくなっている．単一走行時と同様に，実験車の後輪位置では車両の固有振動数である 3.4Hz 付近の振動が卓越し,大きく振動している． Fig.7(2)に示す車両速度が 8.97m/sec の場合

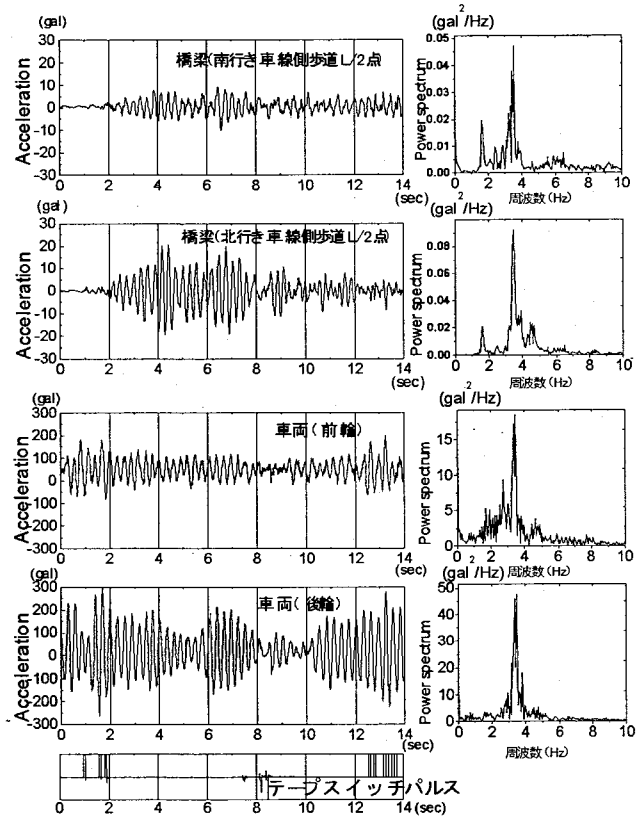


(1)vehicle speed 5.80m/sec

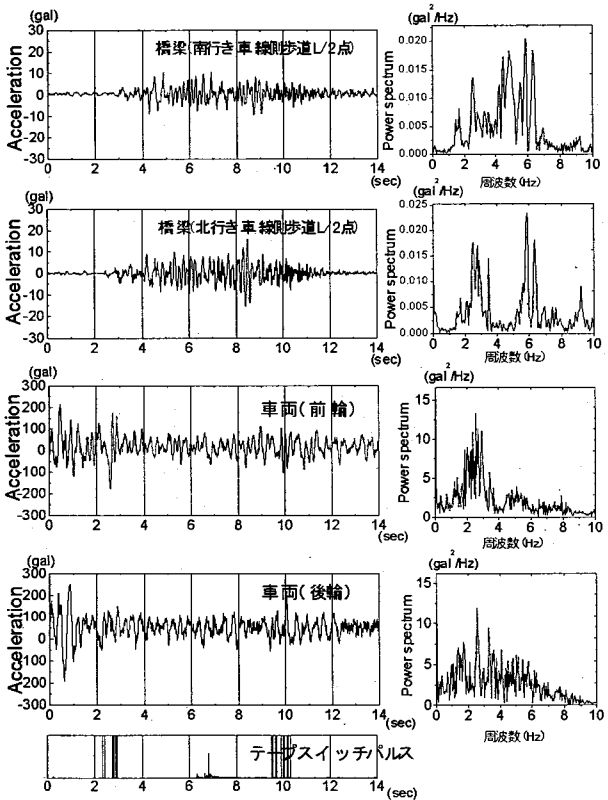


(2) vehicle speed 8.34m/sec

Fig.5 Response of Acceleration(単一走行南行き)

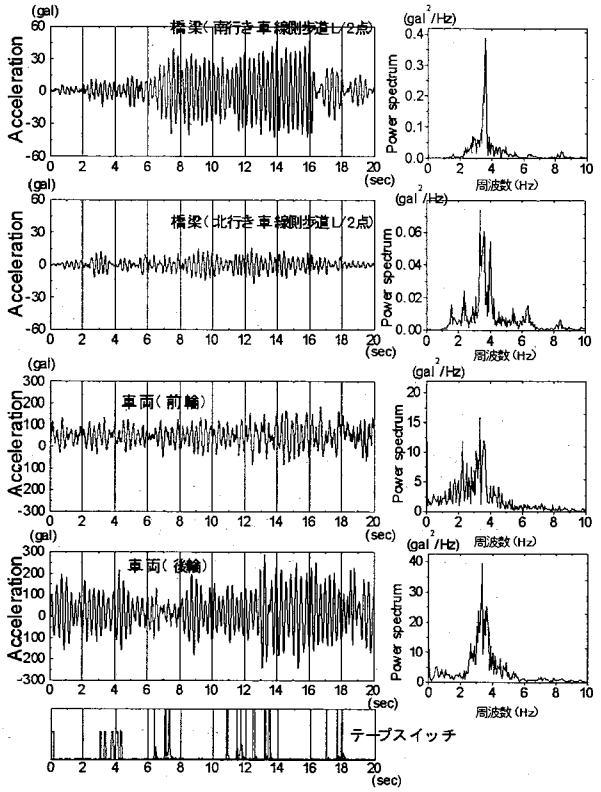


(1)vehicle speed 5.17m/sec

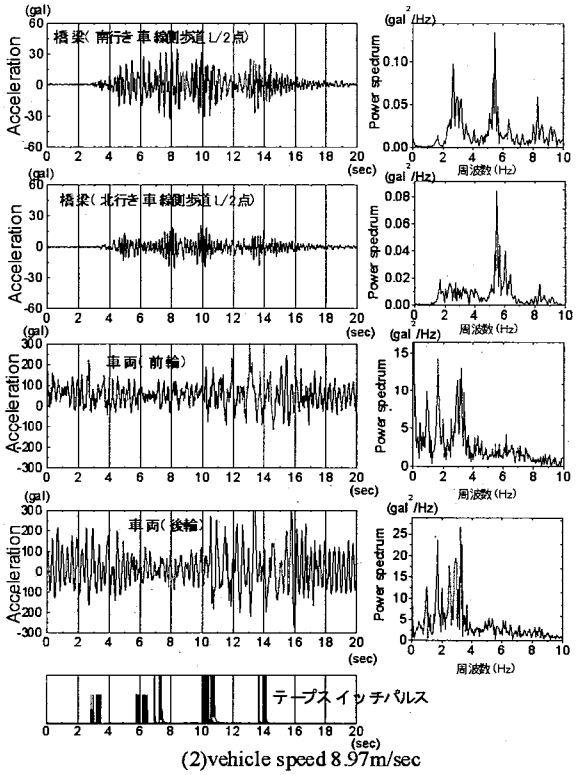


(2)vehicle speed 8.35m/sec

Fig.6 Response of Acceleration(単一走行北行き)

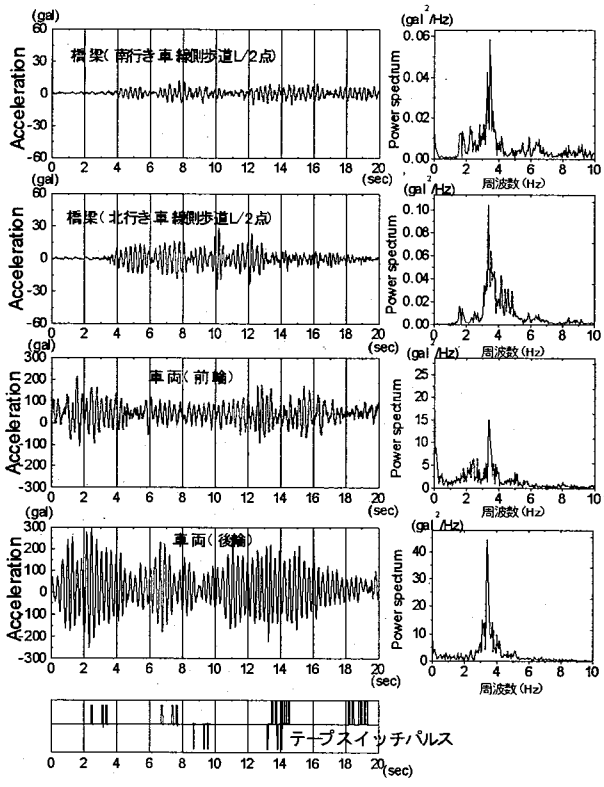


(1)vehicle speed 5.07m/sec



(2)vehicle speed 8.97m/sec

Fig.7 Response of Acceleration(二台連行南行き走行)



vehicle speed 5.18m/sec

Fig.8 Response of Acceleration(二台連行北行き走行)

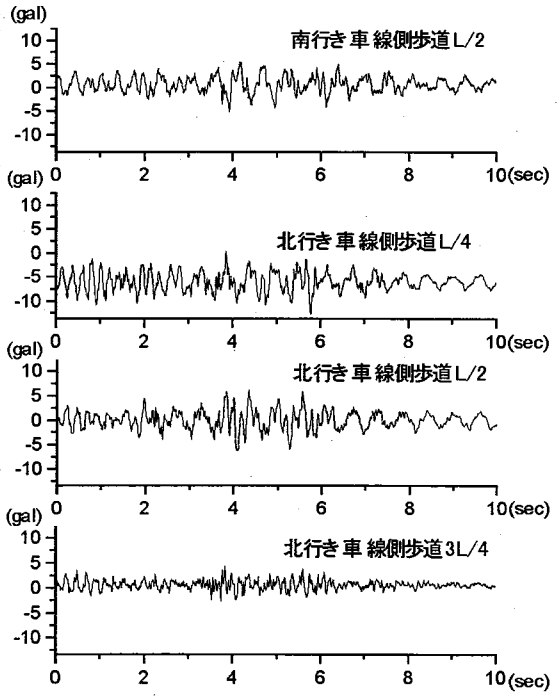


Fig.9 Response of Acceleration(General traffic)

は，車両において 3.4Hz 付近の振動は卓越しておらず，その結果，橋梁の振動は小さい．

Fig.8 の北行きに車両速度 5.18m/sec で走行したときは，実験車の後輪位置では車両の固有振動数である 3.4Hz 付近の振動が卓越している．しかし，橋梁の加速度レベルは，南行きの場合に比べて小さくなっている．

c)一般交通

一般交通時についても，実験車走行実験と同様の位置で橋梁の加速度応答を測定する．そのうち，10 秒間の橋梁の応答を Fig.9 に示す．ここでの一般交通による橋梁の加速度応答は，実験車走行時と比較すると，小さくなっている．

(3)橋梁の速度応答と振動使用性

橋梁の振動使用性は通常速度応答で評価されるので，$\ddot{u}(t+\Delta t)=\ddot{u}(t)+(\dot{u}(t)+\dot{u}(t+\Delta t))\Delta t/2$ の式を用いて，橋梁の加速度応答から速度を求める．その値を Table 3 に掲げ，走行車線側歩道位置の速度応答の最大値と RMS 値を Fig.10 に示す．

南行きと北行きとでは，南行きの方が北行きよりも大きな振動になっている．また，連行時は単一走行時よりも大きくなっている．さらに，今回の実験における走行速度の範囲では，速度が遅いほど応答が大きくなる傾向があり，速度約 5m/sec で走行したとき，特に大きい応答値になっている．

北行き車線側の幅員 9m の歩道端において，L/4, L/2, 3L/4 位置で加速度計を設置するが，L/4 点と 3L/4 点の応答を比較すると，L/4 点の応答の方が大きい場合が多いので，北行き走行の場合 Fig.10(b)では L/2 点と共に L/4 点の応答を示す．

(4)振動使用性の評価

これらの速度応答を Table 1 の評価基準と比較する．実験車の走行する側の歩道端での速度応答に着目すれば，北行きの単一走行時では，最大値ははっきりと振動を感じる限度値である 1.2cm/sec 未満，RMS 値では，軽く振動を感じる限度値である 0.42cm/sec 未満である．南行きの単一走行でも，最大値では，少し歩きにくい限度値の 2.4cm/sec 未満で，RMS 値は振動を軽く感じる限度値 0.42cm/sec 前後である．これらのことから，単一走行時には振動使用性が問題となることはない．

二台連行時の最大値では，少し歩きにくい限度値である 2.4cm/sec を越えているのは，南行き連行で車両速度が約 5m/sec の場合の３ケースだけである．また，RMS 値では，二台連行でも，少し歩きにくい限度値である 1.7cm/sec を越えるケースは無く，振動をはっきりと感じる程度にとどまっている．

5.結論

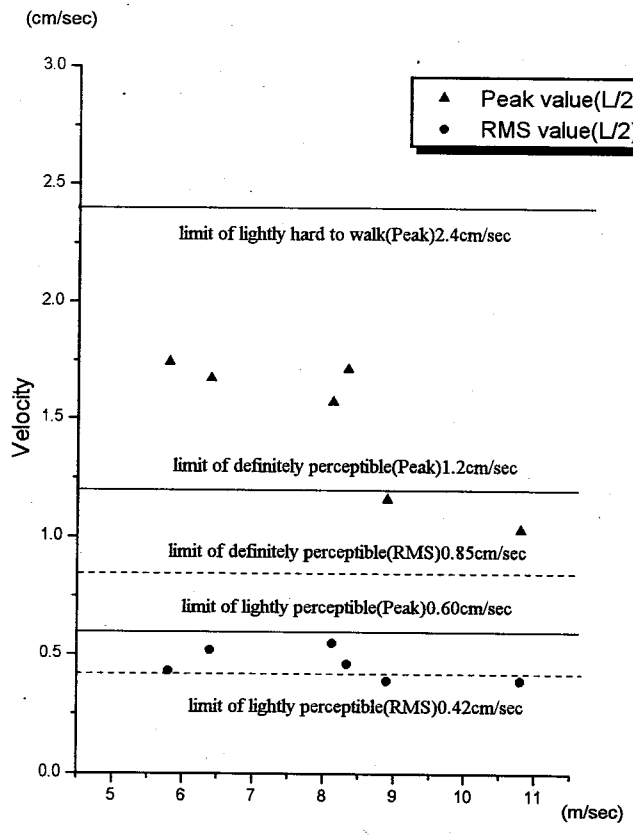
橋梁の応答には走行車両の振動状態が大きく関係しており，車両速度が遅くても応答は大きい場合がある．

本橋における振動使用性は，単一走行の場合は問題がないといえる．また，二台の連行時も最大値では，少し歩きにくい限度値を越えるが，RMS 値がその値を越えることはない．

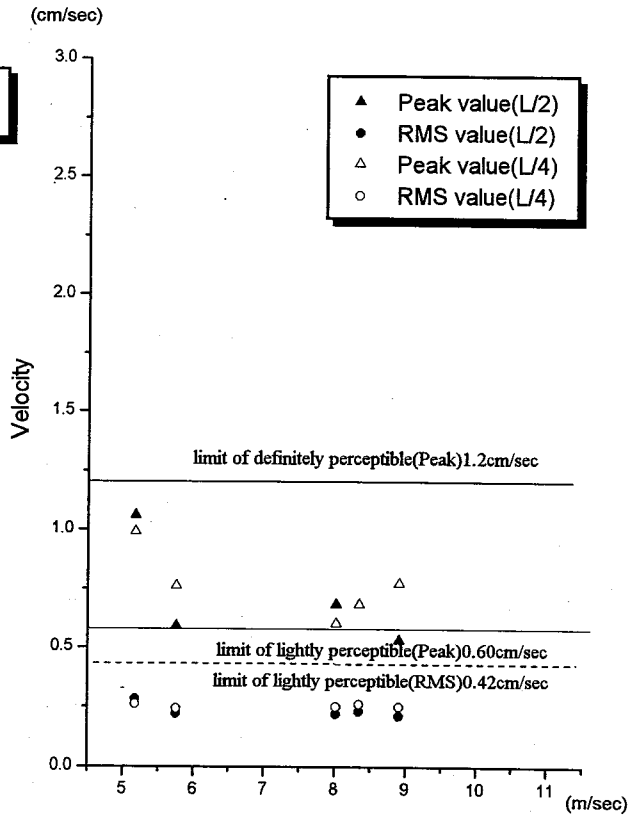
本橋については，三次元動的応答解析を行い[9]，橋梁の速度応答を求めているが，固有振動数が実測値より小さく，現在，剛性など橋梁モデルの見直しをしている．

Table 3 Results of experiments

走行台数	走行方向	車両速度 (m/sec)	南行き歩道上(L/2) Peak (cm/sec)	南行き歩道上(L/2) RMS (cm/sec)	北行き歩道上(L/2) Peak (cm/sec)	北行き歩道上(L/2) RMS (cm/sec)	北行き歩道上(L/4) Peak (cm/sec)	北行き歩道上(L/4) RMS (cm/sec)	北行き歩道上(3L/4) Peak (cm/sec)	北行き歩道上(3L/4) RMS (cm/sec)	実験車走行時の状況など
単一走行	南行き	5.80	1.74	0.43	0.94	0.23	0.77	0.21	0.85	0.22	実験車のすぐ前に一般車走行
		6.40	1.67	0.52			0.67	0.20	0.70	0.19	橋上でブレーキ実験車減速
		8.13	1.57	0.55	0.94	0.36	0.96	0.35	0.55	0.19	
		8.34	1.71	0.46	0.71	0.23	0.72	0.22	0.63	0.17	
		8.90	1.16	0.39	0.91	0.23	0.75	0.20	0.70	0.20	橋上でブレーキ実験車減速
		10.80	1.03	0.39	0.67	0.21	0.76	0.20	0.37	0.15	
	北行き	5.17	0.54	0.15	1.06	0.28	0.99	0.26	1.03	0.22	実験車のみ走行
		5.76	0.37	0.14	0.59	0.22	0.76	0.24	0.75	0.22	反対車線を一般車が走行
		8.02	0.46	0.15	0.68	0.22	0.60	0.25	0.70	0.18	
		8.35	0.55	0.18	0.68	0.23	0.68	0.26	0.67	0.18	実験車のみ走行
		8.91	0.36	0.15	0.53	0.21	0.77	0.25	0.45	0.16	実験車のすぐ前に一般車走行
二台連行	南行き	4.89			1.21	0.25	0.89	0.25	1.06	0.26	実験車のみ走行
		5.07	2.61	0.86	0.86	0.25	0.70	0.21	0.87	0.25	実験車のみ走行
		5.07	2.66	0.78	0.92	0.28	1.03	0.24	0.87	0.29	反対車線を一般車が3台走行
		5.22	2.55	0.65	0.90	0.24	0.87	0.26	0.83	0.25	反対車線を一般車が走行
		8.97	1.54	0.54	0.91	0.24	0.99	0.23	0.71	0.19	実験車のみ走行
		9.33	1.62	0.53	1.17	0.31	0.78	0.25			橋上でブレーキ実験車停止
	北行き	4.97	0.83	0.23	1.42	0.43	1.58	0.41	1.46	0.36	実験車のみ走行
		5.12	0.84	0.28	1.29	0.40	1.04	0.32	1.12	0.35	実験車のみ走行
		5.18	0.61	0.19	1.12	0.35	1.40	0.41	1.14	0.27	実験車のみ走行
		5.30	1.13	0.35	1.62	0.48	1.50	0.49	1.18	0.40	反対車線を一般車が走行
		6.98	0.61	0.20	1.10	0.40	1.49	0.43	0.96	0.32	実験車のデータなし
		7.32	0.55	0.20	1.01	0.32	0.93	0.31	0.84	0.28	実験車のみ走行

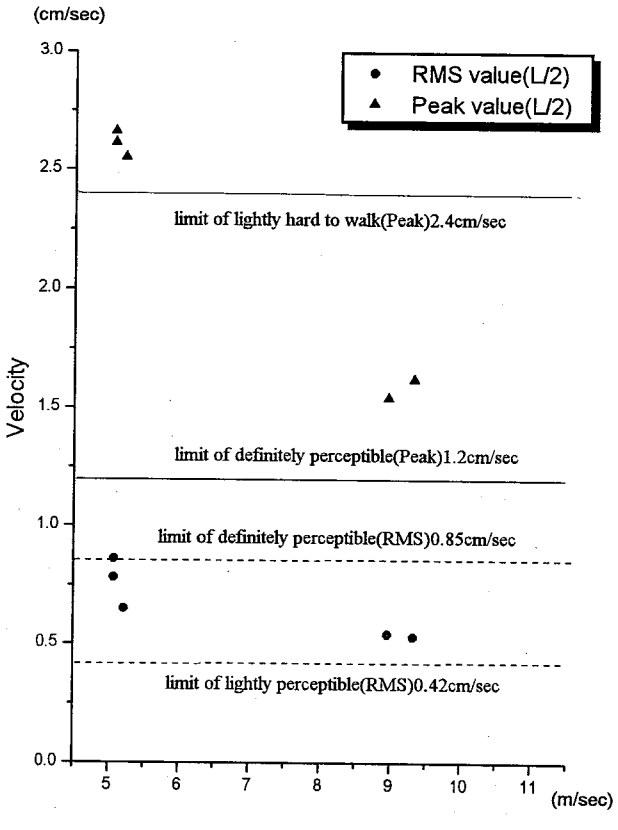


(a)南行き走行(南行き車線側歩道の速度応答)

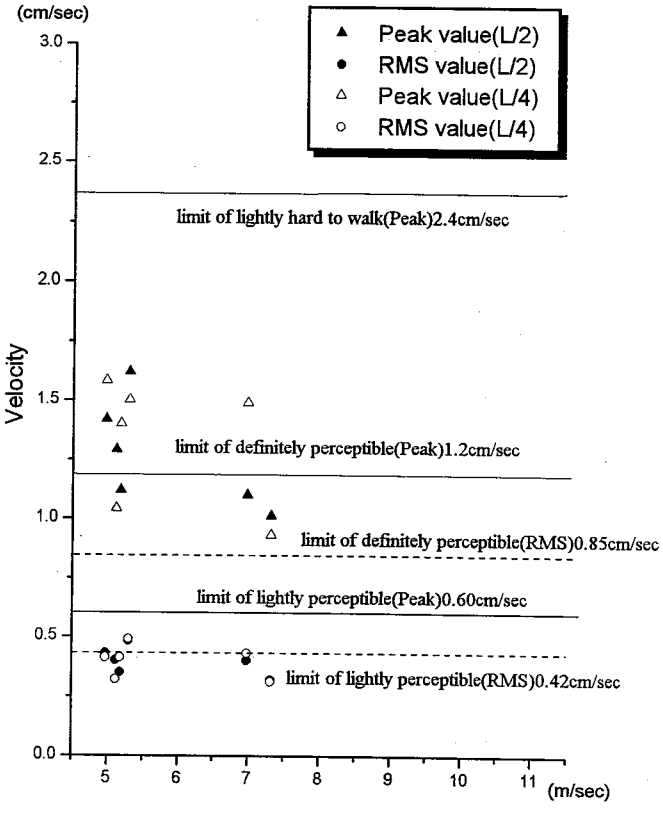


(b)北行き走行(北行き車線側歩道の速度応答)

(1)単一走行



(a)南行き走行(南行き車線側歩道の速度応答)



(b)北行き走行(北行き車線側歩道の速度応答)

(2)二台連行

Fig.10 Response of velocity

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，pp.27-30, 1994.4.
2) 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, pp37-41, 1979.8.
3) 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.
4) 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.
5) 小堀為雄：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, pp47-58, 1980.12.
6) 川谷充郎・下村和也・野寄一郎・山口史夫・矢幡武人：広幅員単弦ローゼ桁橋の走行荷重下における振動使用性解析,土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, I-B225, 1997.9.

(1997.8.29 受付)

DYNAMIC SERVICEABILITY EXPERIMENT OF MONOCHORD LOHSE GIRDER BRIDGE WITH WIDE WIDTH UNDER MOVING VEHICLES

Mitsuo KAWATANI, Kazuya SHIMOMURA, Ichiro NOZAKI, Humio YAMGUCHI, Takehito YAHATA and Yoshikazu KOBAYASHI

Osaka City Government proposed construction of Lohse girder bridge with monochord in the urban planning project, considering urban landscape and symbolization of structure. This bridge has wide pedestrian deck for demand of pedestrian volume, and is supported with skew of about 60°. Psychological effects of traffic-induced vibration of highway bridge on pedestrians were feared due to dynamic properties of this bridge with basic torsional mode. In this study experiments on dynamic response of this bridge under moving vehicles are carried out and dynamic serviceability is examined from a viewpoint of human feeling.

歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について

小幡　卓司[1]・亀井　与志[2]・伊藤　公彦[3]・林川　俊郎[4]・佐藤　浩一[5]

[1]正会員　博（工）　北海道大学助手　大学院工学研究科　（〒060　札幌市北区北13条西8丁目）
[2]学生員　北海道大学大学院工学研究科土木工学専攻　（〒060　札幌市北区北13条西8丁目）
[3]正会員　株式会社フジタ仙台支店山形自動車道寒河江工事　（〒991　山形県寒河江市中央工業団地156-1）
[4]フェロー　工博　北海道大学助教授　大学院工学研究科　（〒060　札幌市北区北13条西8丁目）
[5]フェロー　工博　北海道大学教授　大学院工学研究科　（〒060　札幌市北区北13条西8丁目）

本研究は、歩道橋において限界状態設計法に基づいた使用性照査を行う際の、動的応答量の解析手法について検討を行なったものである。著者らが以前より実施してきた歩道橋の強制加振実験結果に対し、バンドパスフィルタを用いてノイズ成分等の除去を行い実応答波形を算出し、遺伝的アルゴリズムを適用することによって種々の歩行振動数における歩行外力を同定した。さらにこれらの結果から、使用性設計に用いるための合理的な歩行外力について新たな提案を試みた。

Key Words: *pedestrian bridge, pedestrian walking force, identification, genetic algorithm*

1．まえがき

歩道橋とは、交通安全施設としての横断歩道橋のみならず、道路橋の側方に架けられる側道橋や歩行者専用の人道橋、公園等に架けられる遊歩道橋等と称される種々の橋梁の総称である[1]。これらの歩道橋は、人間の生活道路の一部としての機能を有していることから、たとえどんなに大規模なものであっても使用時における快適性への配慮を行うことが義務づけられている。我が国においては歩道橋の振動使用性の照査方法として、昭和54年に立体横断施設技術基準・同解説（以下、基準と称す）が制定された[2]。この基準の中で、歩行者への振動の影響について配慮を加えるよう明記されている。

近年においては横断歩道橋の新設は減少したものの、側道橋や人道橋等にみられるように、長支間化、スレンダー化、広幅員化された比較的大規模な歩道橋が数多く新設される傾向にあり、現行の基準による照査では不適当と考えられる場合も生じてきている。このような歩道橋の場合、BS 5400[3]あるいは Ontario code[4]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な手法が主に用いられることが多く、このため設計段階における固有振動特性ならびに動的応答量の正確な把握は今後ますます重要になると思われる。

ここで、時刻歴応答解析に着目すれば、ここ数年のコンピューターの性能および計算技術のめざましい発展により、動的応答解析そのものは容易に行うことが可能となったものの、構造物に作用する外力は不確定要素が多く、一般にこの取り扱いが重要な問題となっている。我が国においては耐震設計に用いる地震力や、耐風設計の際の風速等については道路橋示方書あるいは耐風設計便覧により規定されているが、歩道橋に作用する歩行者の外力に関しては明確に規定されていないのが現状である。この歩行外力は歩行者の歩調によって、床版に与える衝撃力、歩行速度、歩幅等が逐次変化するため、その取り扱いが比較的難しく、汎用的な歩行外力の決定方法は未だに確立されていない[5,6,7]。よって設計段階においてその動的応答量を正確に予測することはかなり困難であると考えられ、設計段階における解析値と完成後の実測値が一致しない例も多く見受けられる。これらの問題点を踏まえて、著者らは以前より横断歩道橋における強制加振実験および減衰自由振動実験を実施してきた[8]。また、固有振動解析ならびに時刻歴応答解析を行ない実験結果と比較することにより、現在までに提案されている解析手法の有効性あるいは問題点等に関して考察を加えた[8,9]。

以上より、本研究では設計段階において共振、非共振歩行時を問わず、ある程度正確に歩道橋の動的応答量を求めることのできる歩行外力の検討を目的として、近年、学習、最適化の手法として注目されている遺伝的ア

ルゴリズム[10,11]（以下、ＧＡと称す）による歩行外力の同定を行った。具体的には、上記の実験結果に対してまずランニングスペクトルを算出し、固有振動特性の把握を行った[12]。次に、バンドパスフィルタを適用することにより、観測ノイズあるいは衝撃応答等の影響を除去し、歩行者の衝撃力を遺伝子列で表現してＧＡを適用することにより、補正後の実験結果に対して歩行外力の同定を実施した。また、これらの結果を検討することにより、設計段階において動的応答解析を行う際に汎用的に用いられる歩行外力について新たな提案を試みた。したがって本研究はこれらの結果を報告するものである。

２．解析理論

(1)ランニングスペクトル

本研究においては、時間領域における固有振動モードの検討を行うため、ランニングスペクトルを用いて各時間における固有振動数の算定を行った[13]。具体的にはサンプリング周波数200Hz、データ点数4096個（20.48秒）の実験データに対して、1～20秒までの１秒間隔で連続的にFFT解析を実施することによりランニングスペクトルを求めた。各時間間隔におけるデータ点数は±400点、±600点、±800点の３ケースを設定し比較を行った。これらを時間幅で表現すると±2秒、±3秒、±4秒となる。同時に振動数の分解能を考慮して、各標本点間について10点ずつの線形補間を行った。したがってこの場合の振動数領域における分解能はそれぞれ0.48828Hz、0.24414Hz、0.12207Hzとなる。

(2)バンドパスフィルタ

上述のように、ノイズ等を含んだ信号を処理し必要な情報を取り出す手法の一つとして、バンドパスフィルタが有効であることが知られている[14]。本研究においてはフーリエ級数に基づいたFIR型バンドパスフィルタを用いて実測応答波形のノイズ等の消去を行った。

FIRフィルタの入出力関係は以下のように表される。

$$Y(n)=\sum_{i=0}^{k} h_i X(n-i) \qquad \cdots\cdots(1)$$

ここで$Y(n)$、$X(n)$、h_i、kはそれぞれフィルタ出力、入力、フィルタ係数、フィルタ次数を表している。

さてバンドパスのエッジ周波数をf_l、f_uとし、サンプリング周波数をf_sとすると、サンプリング周波数で正規化されたパスバンドエッジの各周波数は、

$$\omega_u = 2\pi f_u / f_s$$
$$\omega_l = 2\pi f_l / f_s \qquad \cdots\cdots(2)$$

となり、ここで、

$$\omega_c = (\omega_u - \omega_l)/2$$
$$\omega_0 = (\omega_u + \omega_l)/2 \qquad \cdots\cdots(3)$$

とおくとバンドパスフィルタは、ω_cをカットオフ周波数とするローパスフィルタを左右にω_0だけ平行移動したものとなる。

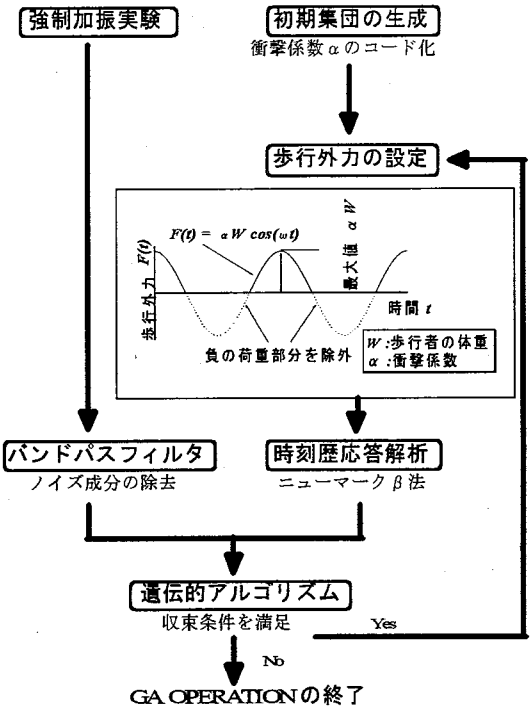


図-1　解析フロー

つぎに、フーリエ級数を利用したローパスフィルタのフィルタ係数$h_L(i)$は、以下の式で与えられる。

$$h_L(i) = (1/\pi i)\sin(i\omega_c) \qquad \cdots\cdots(4)$$

ここで、iはi=±0,±1,±2,・・・・,±k　(k：フィルタ次数)である。したがってバンドパスフィルタ係数$h_{BP}(n)$は、以下の式により得ることができる。

$$h_{BP}(i) = 2\cos(i\omega_0)h_L(i) \qquad \cdots\cdots(5)$$

以上のようにして得られたフィルタ係数は、パスバンド中のゲインが振動的に変化する特性を有することになる。そこでこれらに適当な窓関数を適用することにより、パスバンド中のゲインを一定に保持することが可能となる。以下にその式を示す。

$$G(i) = h_{BP}(i)w(i) \qquad \cdots\cdots(6)$$

ここで$w(i)$はi次の窓関数であり、$G(i)$はバンドパスフィルタのゲインである。

本研究においてはフィルタ次数を400とし、窓関数としてハニングウィンドウを用いている。またカットオフ周波数は、ランニングスペクトルにより得られた１次固有振動数に応じて適宜決定することとした。

(3)遺伝的アルゴリズム（ＧＡ）

ＧＡは生物進化の原理（繁殖、選択、交叉および突然変異）に着想を得た手法であり、解の評価が可能であれば比較的容易に最適解を検索することができるという

特徴を有している[10]。工学的問題においては、最適解が必ずしも明確ではないが、多くの場合、解の評価は可能であるため、このような問題に用いるには非常に適した手法であると考えられる[11]。

本研究においては、まず歩行外力に以下のような半余弦波（図-1 参照）を採用し、歩行者の体重 W に対する荷重倍率 α をＧＡによって同定することにより解析を行った[8]。

$$F(t)=\alpha W\cos(\omega t) \qquad \cdots\cdots(7)$$

ここで、ω は歩行円振動数である。なお入力波は、人間の歩行性状を十分に表現しているとは言い難いが、設計等における取り扱いの簡便さを考慮して上記の半余弦波を用いている。

ＧＡの適用方法に関しては、交叉率 70%、突然変異率 10%、初期集団個体数を 30 個体とした単純ＧＡを用いて、荷重倍率 α （$0\leqq\alpha\leqq3$）を８ビットの遺伝子列によってコード化し同定を行うこととした。また、ＧＡにおいては目的関数がしばしば問題となるが、本研究では実験値と解析値の２乗差が最小となる、以下に示す関数を用いて適応度を評価した。

$$EL=\left|AE_{\max}{}^2-AC_{\max}{}^2\right| \qquad \cdots\cdots(8)$$

ここで AE_{max} はスパン中央点における最大応答加速度実験値(gal)であり、AC_{max} はスパン中央点における最大応答加速度解析値(gal)である。なお収束条件については、式(8)の平方根の値が 10.0 以下になるか、または最も適応度の高い個体が 10 個体となった場合に計算を終了することとした。図-1 に本研究における解析ﾌﾛｰを示す。

(4) 時刻歴応答解析

一般に強制振動の解析手法として、モード解析法と呼ばれる方法と、運動方程式をそのまま解く直接数値積分法が知られている。本研究では、ニューマーク β 法を用いた直接数値積分法を採用し、解析を行った。

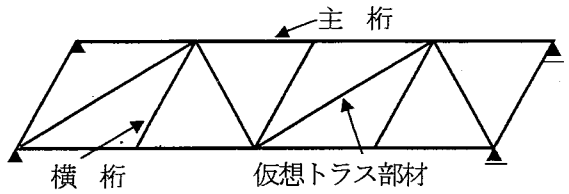


図-2　解析モデル

多自由度系の運動方程式は以下のように示される。

$$M\ddot{x}+C\dot{x}+Kx=F(t)\cdot\varphi(t) \qquad \cdots\cdots(9)$$

ここで M および K は、それぞれ整合質量マトリックスおよび剛性マトリックスを表しており、減衰マトリックス C にはレーレー減衰を用いている。レーレー減衰の係数は、各歩道橋において実橋より測定された１次および２次の減衰定数に基づいて決定した。また、$F(t)$ は上述の歩行外力そのものであり、$\varphi(t)$ については歩行外力を人間の移動に応じて各作用節点に分配する、荷重分配係数ベクトルである。

また解析モデルに関しては、図-2 に示すように床版のせん断変形を考慮した仮想トラス部材を有する３次元骨組み構造モデルを採用している。なお、ニューマーク β 法の係数 β は 0.25、時間間隔は 0.01sec として解析を行った。

３．解析結果とその考察

解析結果に先立ち、本研究で用いた実橋実験結果を表-1 に示す[12]。表中における a～k 橋は、著者らが行った実験結果であり、l～p 橋については、田中、加藤らが文献 15, 16) 等で測定を実施した歩道橋である。著者らが測定した a～k 橋においては、１次固有振動数の範囲

表-1　実験結果

歩道橋	支間長 (m)	有効幅員 (m)	橋梁形式	固有振動数		減衰定数ζ(%)				最大応答値 (共振時)
				1次	2次	1次		2次		
				(Hz)	(Hz)	波形	1/2 法	波形	1/2 法	(gal)
a 橋	15.6	1.5	デッキプレート床版Ｉ桁	5.52	16.50	1.44	1.57	----	1.68	*50.54
b 橋	15.8	1.5	デッキプレート床版Ｉ桁	5.42	15.34	1.64	1.46	----	0.90	*41.57
c 橋	18.5	1.5	デッキプレート床版Ｉ桁	5.42	16.81	1.33	1.23	----	1.32	*95.40
d 橋	20.8	1.5	鋼床版Ｉ桁	4.05	13.53	1.33	1.30	----	0.65	221.00
e 橋	21.8	1.5	デッキプレート床版Ｉ桁	3.37	10.85	1.17	1.10	----	1.17	318.20
f 橋	22.7	1.5	鋼床版Ｉ桁	4.05	13.04	1.24	1.01	----	0.54	259.60
g 橋	23.0	1.5	鋼床版Ｉ桁	2.83	9.58	1.18	1.34	----	0.90	274.30
h 橋	23.7	1.5	デッキプレート床版Ｉ桁	3.96	12.99	1.18	0.95	----	1.72	192.30
i 橋	28.9	1.5	鋼床版Ｉ桁	2.44	8.55	1.49	1.82	----	0.66	204.90
j 橋	30.5	1.5	鋼床版Ｉ桁	2.93	10.35	1.26	1.12	----	0.68	310.10
k 橋	33.1	1.5	鋼床版Ｉ桁	2.54	8.94	1.25	1.42	----	0.88	121.40
l 橋	40.9	1.5	鋼床版Ｉ桁	2.27	8.22	0.10	0.40	----	----	5.30 (kine)
m 橋	43.5	1.5	鋼床版Ｉ桁	1.99	7.29	0.30	0.70	0.30	----	3.94 (kine)
n 橋	42.0	2.0	鋼床版 箱桁	2.81	----	0.20	----	----	----	4.38 (kine)
o 橋	49.5	4.0	鋼床版 箱桁	1.65	5.08	0.60	----	0.60	----	1.18 (kine)
p 橋	48.6	3.0	コンクリート床版 箱桁	1.48	5.08	1.90	2.00	1.10	0.80	0.50 (kine)

*a～c 橋は共振振動数の 1/2 の振動数で加振した場合の応答値である。

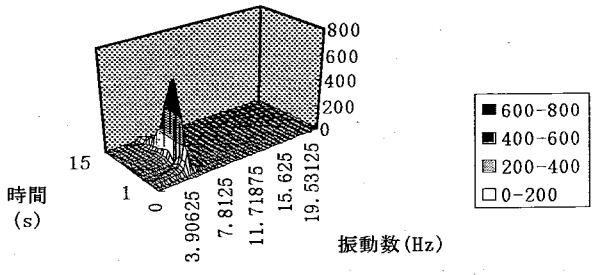


図-3 ランニングスペクトル（共振歩行時）

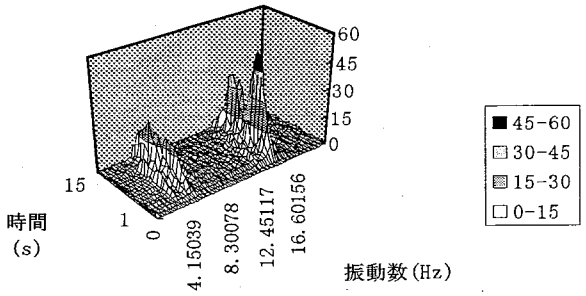


図-4 ランニングスペクトル（非共振歩行時）

がおよそ 2.5Hz～4.0Hz であり、使用性が問題となる 2Hz 前後の固有振動数を持つ歩道橋が皆無であったため、固有振動数が 2Hz 前後である比較的スパンの長い歩道橋５橋についても合わせて解析を行うこととした。なお a～k 橋における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 法の結果のみ示している。

前述の通り、まず歩行外力を受ける歩道橋の振動特性の正確な把握を行うために、ランニングスペクトルを用いて卓越振動数の時間的変化に関する検討を行った。解析結果の一例として D 歩道橋の共振歩行時のランニングスペクトルを図-3 に、非共振歩行時のランニングスペクトルを図-4 に示す。なお図-3、4 の解析結果は解析時間 20 秒、時間間隔 1 秒、時間幅±2 秒で求めたものである。

図-3 より、共振歩行時における固有振動数は、解析時間である 20 秒を通じて１次固有振動数が卓越して得られていることがわかる。また図-4 より非共振歩行時における卓越振動数は、強制加振の初期における時間付近においては２次固有振動数が卓越し、スパン中央付近通過前後（10 秒程度）においては１次固有振動数が卓越し、加振終了時近傍においては再び２次固有振動数が卓越する傾向を有することが判明した。したがって２次固有振動数が 2.0Hz 前後となる歩道橋については、共振歩行時のみならず、非共振歩行時の際にも振動使用性に問題が生じる可能性を有するものと推定され、十分な注意が必要であると考えられる。

次に、バンドパスフィルタを用いて、強制加振実験の際の実測応答波形における観測ノイズあるいは衝撃応答等の影響を、可能な限り除去することを試みた。表-2 は、著者らの強制加振実験の実測値に対してバンドパスフィルタを適用した結果である。また、図-5 に i 橋における 1.5Hz 歩行時の振動波形の比較を、図-6 にその際のフィルタの周波数応答特性を示す。

表-2 に着目すると、共振歩行時についてはランニングスペクトルからも明らかなように、１次固有振動数のみが卓越し、その最大応答加速度も極めて大きいため、ノイズや衝撃応答の影響が非常に小さいことが確認された。また非共振歩行時に関しては、解析値は実験値のおよそ半分程度以下になっているのがわかる。これは非共振歩行時においては、歩行者の位置、換言すれば加振状態に応じて歩道橋の振動性状が変化し、最大応答値も共振時に比してかなり小さな値を示しているため、動的応

表-2 解析結果（バンドパスフィルタ）

歩道橋		歩行振動数 (Hz)					
		1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	共振
a 橋	実験値	47.6	33.8	35.9	33.8	35.5	50.5
	Filtering	18.5	19.0	10.1	16.8	14.2	24.0
b 橋	実験値	23.9	26.3	35.0	34.1	30.2	41.6
	Filtering	14.4	7.7	13.4	10.7	15.5	22.7
c 橋	実験値	25.7	21.8	26.3	21.8	30.5	95.4
	Filtering	20.8	14.3	18.0	14.7	23.9	78.4
d 橋	実験値	28.7	77.2	32.3	25.4	39.5	221.0
	Filtering	20.4	58.5	13.7	13.3	28.6	181.1
e 橋	実験値	18.9	16.4	21.5	69.4	212.9	318.2
	Filtering	7.0	6.7	11.8	60.6	199.2	300.7
f 橋	実験値	23.0	43.7	21.5	23.6	47.3	259.6
	Filtering	19.6	34.3	10.7	13.9	39.3	226.4
g 橋	実験値	41.9	31.4	40.7	93.3	64.0	274.3
	Filtering	33.2	15.2	25.2	87.4	46.8	240.9
h 橋	実験値	52.0	73.0	42.2	28.1	56.5	192.3
	Filtering	10.8	66.4	11.6	14.6	43.7	177.9
i 橋	実験値	37.4	27.2	116.6	61.6	44.6	204.9
	Filtering	17.5	12.7	93.5	34.4	15.6	177.6
j 橋	実験値	112.2	113.9	79.3	244.0	78.1	310.1
	Filtering	26.2	11.6	32.0	186.4	34.3	269.1
k 橋	実験値	89.1	46.7	157.3	62.2	88.2	121.4
	Filtering	6.2	9.2	97.4	38.1	26.8	84.6

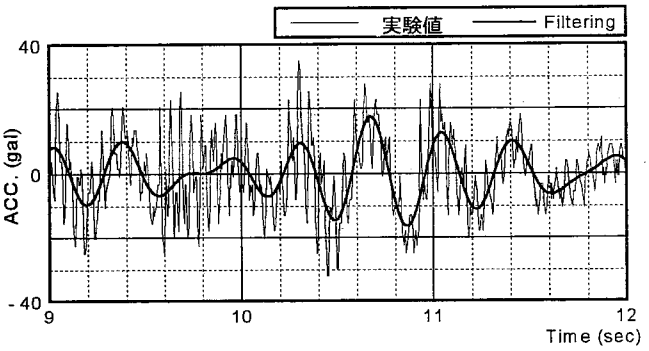


図-5 応答波形

答値に対するノイズ等の量が無視できないほど大きいということが容易に理解できる。また図-5 より、本研究において設計されたバンドパスフィルタは、実験応答波形に含まれるノイズ、あるいは衝撃応答等がほぼ完全に除去できることが確認された。よって、フィルタリング後の応答波形に対して歩行外力の同定を行えば、比較的精度良い荷重倍率等が得られるものと考えられる。

さらに、減衰特性の検討を行うためにランニングスペクトルに対しては Half-power-method を、フィルタリン

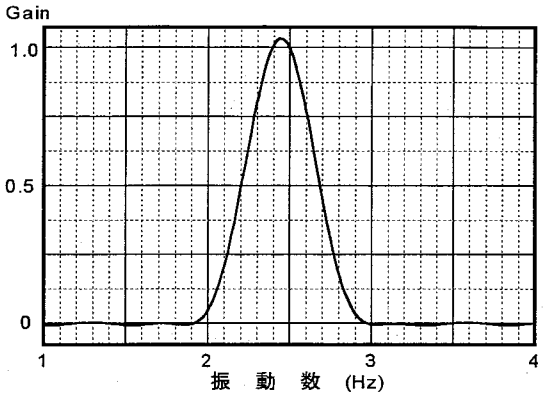


図-6 周波数応答特性

グ後の応答波形に対しては減衰自由振動波形より直接求める方法を採用して減衰定数の算出を行った。しかしながら、得られた減衰定数は両者とも非常に大きなばらつきが見られ、振幅依存性等の検討が可能となるような十分な結果は得られなかった。この理由としては、まずランニングスペクトルについては、各単位時間（±1 秒あるいは±2 秒）ごとにスペクトル曲線の曲線近似を試みたが、単位時間中に含まれるデータ点数が極めて少なく、有効な近似が出来なかったためと考えられる。またフィルタリング後の応答波形については、バンドパスフィルタを用いる際のパスバンドに若干の幅があるため、厳密には単一の振動数を有する波形が得られず、減衰定数の算出結果に影響を及ぼしたものと推定される。

4．歩行外力の検討

以上のようにして、実験結果に対してランニングスペクトルを算出し、その結果に基づいたバンドパスフィルタを用いて応答波形からノイズ等の影響を除去を行った。ここでは、上記の結果についてＧＡを適用して式(7)における荷重倍率αを同定し、設計段階においてある程度正確に歩道橋の動的応答量を求めることのできる歩行外力の検討を試みる。

まず、解析結果の一例として、表-3 に各歩道橋の共振歩行時における最大応答加速度と荷重倍率αを示す。表-3 の実測値と解析値の誤差に着目すれば、その差は最大でもおよそ２%程度であり、解析値は実験値と非常によく一致していることがわかる。したがって、このような問題に対するＧＡの適用は有効な手段の一つであると考えられる。また、荷重倍率αに関しては、概ね 4.0Hz 以上の１次固有振動数を持つ歩道橋において荷重倍率が小さくなる傾向を有しているものと思われる。この理由として、5Hz 前後の固有振動数を有する歩道橋に関しては、実験時において共振となる振動数での歩行が不可能であったため、共振振動数の 1/2 の振動数で加振した際の応答値を用いていることが挙げられる。また固有振動数が 4Hz 付近の歩道橋については、実験時の歩行振動数が非常に高く、振動数以外の歩幅あるいは移動速度等の歩行性状を解析に反映することが極めて困難であったため、極端な場合は体重の３割程度の荷重倍率が得られたものと考えられる。

表-3 ＧＡによる同定結果

歩道橋	支間長 (m)	固有振動数 (Hz)	最大応答値 (gal) 実験値	最大応答値 (gal) 解析値	誤差 (%)	荷重倍率
a橋	15.6	5.52	24.00	24.51	2.12	*0.38
b橋	15.8	5.42	22.74	23.19	1.98	*0.29
c橋	18.5	5.42	78.43	78.84	0.53	*1.27
d橋	20.8	4.05	181.14	181.48	0.19	1.08
e橋	21.8	3.37	300.72	300.76	0.01	2.78
f橋	22.7	4.05	226.43	226.67	0.10	1.34
g橋	23.0	2.83	240.87	240.76	0.04	1.30
h橋	23.7	3.96	177.88	177.16	0.40	1.37
i橋	28.9	2.44	177.61	177.77	0.09	1.44
j橋	30.5	2.93	269.09	269.54	0.17	2.30
k橋	33.1	2.52	84.58	84.27	0.37	0.75
歩道橋	支間長 (m)	固有振動数 (Hz)	最大応答値 (kine) 実験値	最大応答値 (kine) 解析値	誤差 (%)	荷重倍率
l橋	40.9	2.27	5.30	5.26	0.94	0.94
m橋	43.5	1.99	3.94	3.95	0.63	0.63
n橋	42.0	2.81	4.38	4.26	2.25	2.25
o橋	49.5	1.65	1.18	1.20	1.02	1.02
p橋	48.6	1.48	0.50	0.50	0.54	0.54

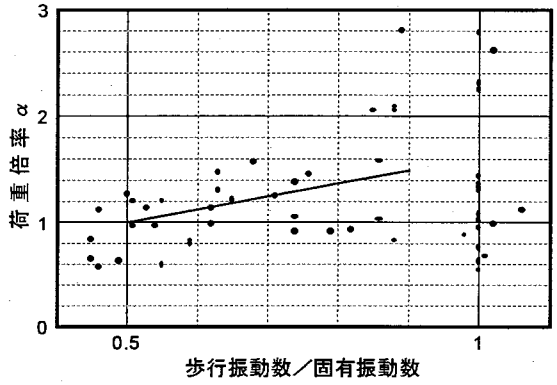


図-7 荷 重 倍 率

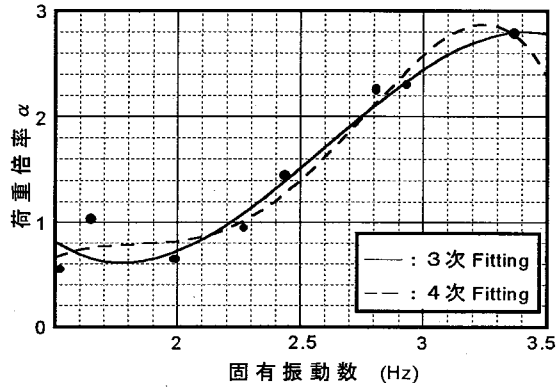


図-8 荷重倍率(共振歩行時)

以上の結果に基づき、歩行外力の検討を試みる。ここで歩行振動数の範囲としては、上記のような理由により、固有振動数が 4Hz 以上の歩道橋における解析の精度が不十分なこと、現実に人間が 4Hz の振動数で移動するとは考えられないこと等を考慮して、1.5Hz～3.5Hz の範囲で検討を加えることとした。

まず、荷重倍率と、歩行振動数 f を各歩道橋の固有振動数 f_0 で無次元化したパラメータの関係を図-7 に示す。図-7 より歩行振動数が固有振動数よりも低くなるに従い、荷重倍率はほぼ 1.0 程度に収束することがわかる。

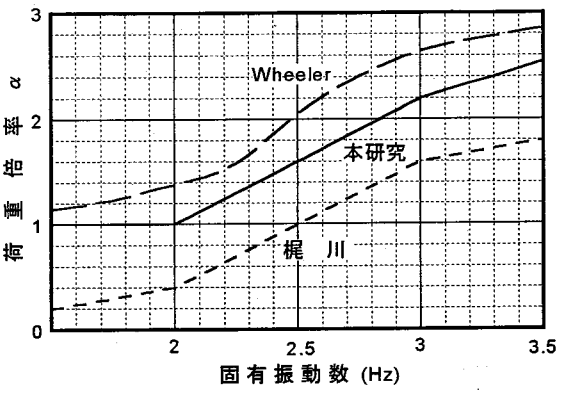


図-9 荷重倍率の比較

応答倍率を考慮すれば、一般に入力波の振動数が固有振動数から離れるに伴って、その倍率は急速に0に漸近するため、上述のような結果が得られているものと考えられる。したがって、非共振時の場合には歩行振動数と固有振動数の比が $0.5 \leqq f/f_0 \leqq 0.7$ 程度の範囲において、その荷重倍率として約 1.0～1.3 程度を用いれば比較的正確な動的応答量の計算が可能になるものと推定される。

次に図中の共振付近 (f/f_0=1.0 付近) に着目すると、その応答は各歩道橋の曲げ剛性あるいは減衰定数等に直接依存するため、かなりばらついた結果となっている。よって、この共振時における結果を振動数領域で表現すると図-8 のようになる。なお、図中の実線は3次関数で最小2乗近似を行った結果であり、点線は同様に4次関数を用いて近似を行ったものである。

図-8 より荷重倍率はおよそ 1.5Hz～2.0Hz の範囲において1.0程度であり、その後3.0Hz 付近においては約2.5程度に増加し、3.0Hz 以上ではその傾きがやや小さくなっていると思われる。したがって、本研究ではこれらの結果に基づき、以下のような共振歩行時における歩行外力を提案する。なお入力外力波としては、式(10)のように半余弦波を採用し、荷重倍率 α は式(11)に示すような歩道橋の固有振動数 f_0 をパラメータとした1次式を用いている。

$$F(t) = \alpha W \cos(2\pi f_0 t) \quad (if\ F(t)<0\ \ then\ \ F(t)=0) \quad \cdots(10)$$

$$\begin{aligned} &\alpha = 1.00 && (1.5Hz \leqq f_0 \leqq 2.0Hz) \\ &\alpha = 1.20 f_0 - 1.40 && (2.0Hz < f_0 \leqq 3.0Hz) \\ &\alpha = 0.67 f_0 + 0.20 && (3.0Hz < f_0) \end{aligned} \quad \cdots\cdots(11)$$

図-9 は本研究の荷重倍率と、従来からしばしば用いられている Wheeler[5]および梶川の荷重倍率 [7]との比較である。図-9 より、本研究の提案する荷重倍率は Wheeler および梶川の提案する荷重倍率のほぼ中間的な値を示しているが、2.0Hz 以上の振動数においては Wheeler が提案する歩行外力と比較的同様の傾向を示している。これは、梶川による方法においては歩道橋に対する人間の体重のおよぼす影響は極めて小さいと考え、また入力波としては余弦波をそのまま用いているため、荷重倍率を小さめに設定していると思われる。これに対して Wheeler の方法においては入力外力波として半正弦波を用いており、解析手法においても、本研究と同様に直接数値積分法による時刻歴応答解析によって計算を行っているため、本研究の歩行外力と同様の傾向を示しているものと考えられる。

5．あとがき

以上のように本研究では、歩道橋の強制加振実験結果に基づき、まずランニングスペクトルを用いて歩道橋の振動特性の把握を行った。また応答波形に対してバンドパスフィルタを適用し、ノイズあるいは衝撃応答等の影響を除去した後、GAによる歩行外力の同定を試みた。さらに、これらの結果から歩道橋の使用性照査に用いるための汎用的な歩行外力について検討を加えたものである。

ランニングスペクトルを用いた卓越振動数の時間的変化に関しては、共振歩行時においては解析時間である20秒を通じて1次固有振動数が卓越して得られ、また、非共振歩行時における卓越振動数は、強制加振の初期における時間付近においては2次固有振動数が卓越し、スパン中央付近通過前後においては1次固有振動数が卓越し、加振終了時近傍においては再び2次固有振動数が卓越する傾向を有することが判明した。したがって2次固有振動数が 2.0Hz 前後となる歩道橋については、共振歩行時のみならず、非共振歩行時の際にも振動使用性に問題が生じる可能性を有するものと推定される。

次に、実測応答波形に対するバンドパスフィルタの適用に関しては、比較的簡便に実験応答波形に含まれるノイズ、あるいは衝撃応答等の除去が可能であると考えられる結果が得られた。まず共振歩行時については、1次固有振動数のみが卓越し、その最大応答加速度も極めて大きいため、ノイズや衝撃応答の影響が非常に小さいことが確認された。また非共振歩行時においては、加振状態に応じて歩道橋の振動性状が変化し、最大応答値も共振時に比してかなり小さな値を示しているため、動的応答値に対するノイズ等の量が無視できないほど大きく、解析値は実験値のおよそ半分程度以下になることが明らかとなった。

以上の結果について、GAを用いることにより荷重倍率 α を同定し、設計段階においてある程度正確に歩道橋の動的応答量を求めることのできる歩行外力の検討を行った。GAによる同定結果は、実測応答値と解析値の誤差が最大でもおよそ2％程度と非常によく一致し、このような問題に対するGAの適用は有効な手段の一つであると考えられる。

さらに、歩行外力に関しては、非共振歩行時において歩行振動数と固有振動数の比が $0.5 \leqq f/f_0 \leqq 0.7$ 程度の範囲において、その荷重倍率として約 1.0～1.3 程度を用いれば比較的正確な動的応答量の計算が可能になるものと推定される。また共振歩行時については、本研究において提案する荷重倍率は、Wheeler および梶川の提案する荷重倍率のほぼ中間的な値を示していることが判明した。

しかしながら、本研究で提案を行った歩行外力は、比較的単純な構造の歩道橋における実験結果に基づき設定

されたものであり、今後の課題として、例えば斜張橋等の、より複雑な構造を有する歩道橋に対して、実橋実験ならびに応答解析を通じて十分な検討を加える必要があると思われる。

参考文献

1) 梶川康男・加藤雅史：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.9～14，1991.
2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
3) BSI : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. 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，pp.40～45，1985.
5) Wheeler, J. E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No. ST9, pp.2045～2065, 1982.
6) 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.
7) 梶川康男・津村直宣・角本周：ＰＣ吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.36A，pp.685～695，1990.
8) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537／I-35，pp.217～231，1996.
9) 小幡卓司，伊藤公彦，林川俊郎，佐藤浩一，亀井与志：歩道橋の動的応答と歩行外力の同定に関する一考察，鋼構造年次論文報告集，第４巻，pp.447-454，1996.
10) 北野宏明：遺伝的アルゴリズム，産業図書，1993.
11) 杉本博之，鹿ﾋﾞｱﾝ麗，山本洋敬：離散的構造最適設計のためＧＡの信頼性向上に関する研究，土木学会論文集，No.471/I-24，pp.67-76，1993.
12) 伊藤公彦，小幡卓司，林川俊郎，佐藤浩一：歩道橋の応答特性に基づいた歩行者の動的外力に関する一考察，土木学会北海道支部論文報告集，第53号(A)/I-72，pp.342-347，1996.
13) 小堀鐸二：制振構造，鹿島出版会，1993.
14) 中村尚五：ビギナーズ　デジタルフィルタ，東京電機大学出版局，1995.
15) 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.
16) 田中信治：歩道橋の振動特性と使用性設計手法に関する研究，名古屋大学学位論文，1994.

(1997.8.29受付)

IDENTIFICATION OF HUMAN WALKING FORCE AND DYNAMIC CHARACTERISTICS OF PEDESTRIAN BRIDGES BY FIELD VIBRATION TESTS

Takashi OBATA, Yoshi KAMEI, Kimihiko ITOH, Toshiro HAYASHIKAWA and Koichi SATO

The purposes of this study are to investigate the dynamic response characteristics of pedestrian bridges and to discuss human walking forces in case of pedestrian bridge design. The identification of walking forces for 1.5～4.0Hz frequency range are performed by using genetic algorithm (GA) in this study.

It is shown from numerical results that the genetic algorithm (GA) for this kind of problem has a good applicability. And it is concluded that the human walking force presented in this study is effective to investigate the serviceability of pedestrian bridges.

既設フーチングの増杭・増厚による橋脚振動特性に関する一考察

徳永法夫[1] ・ 川谷充郎[2] ・ 早川 清[3] ・ 西村 昂[4] ・ 藤原敏彰[5] ・ 讃岐康博[6]

[1]正会員 阪神高速道路公団調査役 保全施設部（〒541 大阪市中央区久太郎町四丁目 1-3)
[2]正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科（〒565 大阪府吹田市山田丘２－1)
[3]正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科（〒525 滋賀県草津市野路東一丁目 1-1)
[4]正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科（〒558 大阪市住吉区杉本三丁目 3-138)
[5]工修 （株）エスタ 代表取締役 （〒650 神戸市中央区元町通三丁目 17-8)
[6] 正会員（株）フジエンジニアリング 調査第２部部長（〒532 大阪市淀川区東三国四丁目 3-13)

都市高速道路の高架橋において交通振動の影響が問題となっている．その対策の一つとして，橋脚基礎の増杭およびフーチング増厚が考えられるが，基礎構造変更に着目した橋脚振動特性に関する研究事例は少ない．本研究では，実橋脚における増杭・増厚工事前後に，ダンプトラックによる段差走行実験を行い，橋脚梁部，フーチング上，地盤面上の振動加速度波形，周波数分析結果等を比較し，振動伝播性状の変化を考察する．その結果，増杭・フーチング増厚により橋脚のロッキング等の挙動はある程度変化するが，桁等の固有振動性状との兼ね合いから，共振もしくはビーティングを生じる可能性が判明した．

Key Words : traffic-induced vibration, reducing methods of vibration, increasing piles, thickening footing, frequency characteristics

1. まえがき

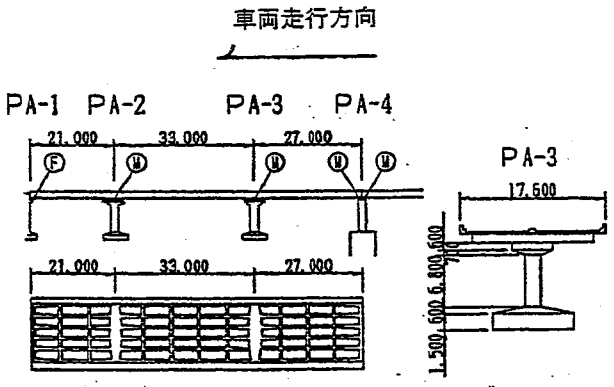
都市高速道路は，都市内の土地の有効利用を考慮して，高架構造形式が採用されているが，居住空間と近接して建設されることが多いため，道路交通振動をはじめとする種々の環境問題が生じている．特に，交通振動に関する苦情は，近年の車両の大型化，交通量の増大，そして社会活動の深夜・早朝における活性化等と複雑に関連し，ますます増加する傾向にある．

その対策について，各関係機関で鋭意調査研究されているが，その多くは主として高架道路の路面平坦性確保や上部構造に関するものであり，一応の成果を得て実施工がなされている[1)~9)]．これらの中には多径間のジョイントレス化等，効果的な対策工法[10),11)]も見受けられるが，いまだ抜本的な対策工法になり得ていないのが現状である．この道路交通振動に対する対策としては，近接居住家屋の振動特性を考慮したうえで，振動発生源である高架高速道路の振動特性をなんらかの方法により，変更・制御する手法が必要と考えられる．

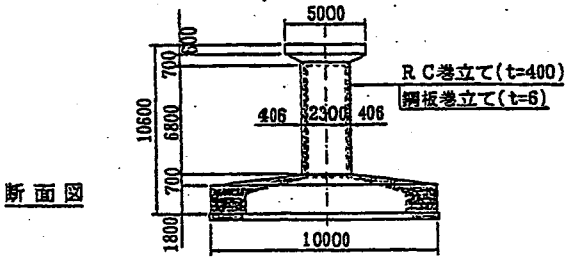
本論文では，この振動伝播経路のうち，橋脚基礎等の構造を変更することによる振動の伝播特性の変化が，道路交通振動対策手法として，どの程度効果があるかを検討するため，従来の上部構造対策とは異なる，下部構造対策としての「増杭・フーチング増厚」に伴う橋脚振動特性の変化を調査した．

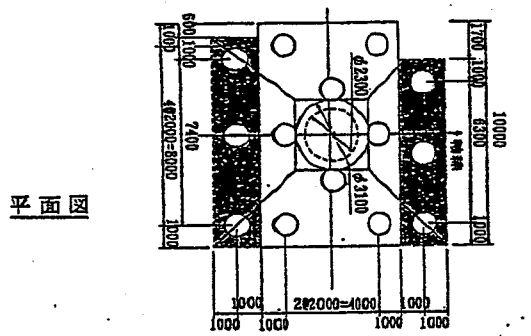
既設高架道路の防振対策としての下部構造対策（基礎杭の増加，フーチングの増厚）は，一般に施工個所周辺の平面道路の交通規制や，掘削工事等を伴うなど，工事自体の経費・規模が多大となるため，その事例はほとんどない．

今回の，増杭・増厚工事も実は道路交通振動対策を目的としたものではなく，阪神淡路大震災（兵庫県南部地震）の震災復旧工事に関連するものであるが，現時点において道路交通振動対策として想定される実施可能な下部構造対策のひとつと考えられるため，その橋脚振動特性の変化をとりまとめた．



図－１ 調査対象橋梁の構造





図－２ 補修・補強工事内容

２．実験概要

(1) 調査対象橋梁

調査対象とした橋梁は，図－１に示すように３径間連続（27m+33m+21m）のPC中空床版橋である．なお，調査を実施した橋脚は単円柱である．

(2) 橋脚・基礎工の補修・補強工事

ここでは，増杭・増厚工事の概要とその経緯を述べる．平成７年１月に発生した兵庫県南部地震で被災した阪神高速道路３号神戸線では，同年６月に施行された「『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様』の準用に関する参考資料（案）」に基づき復旧設計が実施された．

補修補強工事の対象は，橋脚および基礎工であり，図－２に補修・補強工事個所とその内容を示す．

表－１ 増杭工事に伴う質量変化

	下部工	杭	合計
工事前	187 m^3	132 m^3	319 m^3
工事後	282 m^3	231 m^3	513 m^3
質量増加率	51 %	77 %	61 %

a) 橋脚の補修補強判定と工事内容

今回調査対象として選定した橋脚は，損傷状況の調査および検討結果から，「外観上損傷がない損傷度Ｄランク」と判定されたが，保有耐力照査の基準値（２G）を満足できなかったため，補強を行うこととなった．補強は，曲げおよびせん断耐力の不足を補うため，RC巻立て（t=400mm）と鋼板巻立て（t=6mm）工法が採用された．

b) 基礎工の補修補強判定と工事内容

基礎工（杭基礎）については，ボアホールカメラによる損傷状況の確認調査結果より，損傷が軽微であったため，L2-2 レベル（非線形挙動を考慮した照査）で照査を行った．その結果，橋軸方向および橋軸直角方向における杭基礎の最大耐力（終局時）が，橋脚躯体の保有耐力以下であったため，増杭による補強が必要であると判断された．

増杭の施工個所としては，既設橋脚の橋軸直角方向におけるフーチングの鉄筋応力度に余裕があるため，当初この方向への施工が候補となった．しかし，この橋軸直角方向において多数の地下埋設物が確認され，その移設も困難であったため，結果として橋軸方向への増杭が実施された．

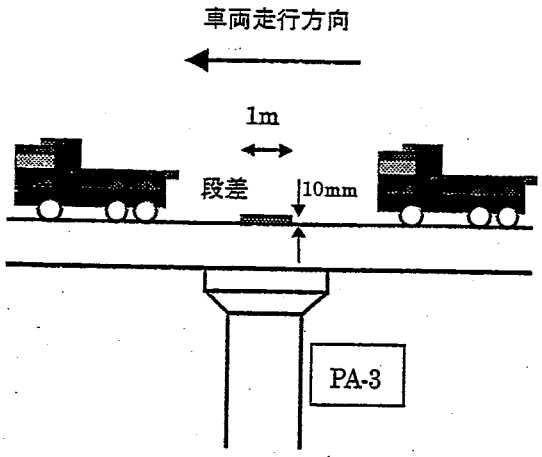
c) 補修・補強工事による耐力変化等

上記の橋脚の補修・補強工事では，耐力向上のため軸方向鉄筋を増加し，増設部の帯鉄筋による拘束や鋼板圧着工法によりじん性が向上している．

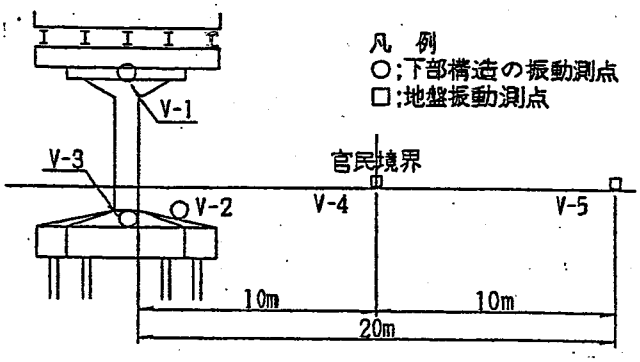
また，基礎工の補修・補強工事においては，降伏時の耐力，終局時の耐力とも，約1.8倍程度増加した．また，最終変位量は約７割程度に低減された．

なお，増杭工事に伴う質量変化を表－１に示す．

増杭の本数は，図－２に示すように，計６本（φ1000）であり，フーチングの増厚は約20cmである．なお，工事前・後の振動特性調査において，基礎工から約１mの位置に，周囲に土留め鋼矢板が設置されていた．



図－３ 段差走行実験の要領



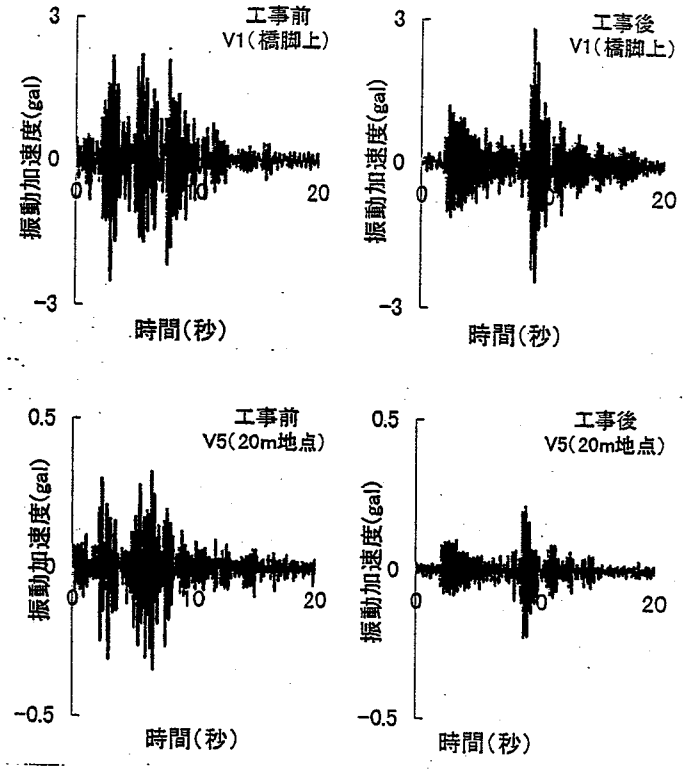
図－４ 振動測定位置

(3) 振動特性実験

振動特性の調査にあたっては，平面道路の交通量の少ない時間帯（深夜１時～５時）に，実験車両（大型ダンプトラック 総重量=20 トン）を走行（走行速度=10km/h，走行車線）させ，振動加速度を測定した．

この際，ジョイント部における車両の衝撃振動を発生させる方法として，図－３に示すように連続桁の中間橋脚 PA-3 上の路面にゴムマット（t=10mm，1m×1m）を敷いて，人為的に段差を設けた．

振動加速度の測定地点は，図－４に示すように，PA-3 の橋脚上，フーチング上，周辺地盤上の計５点（各点とも X:橋軸直角方向，Y：橋軸方向，Z：鉛直方向の３成分）である．なお，上部工に測定点を設けることも考慮されたが，復旧工事を最優先する必要から，測定していない．



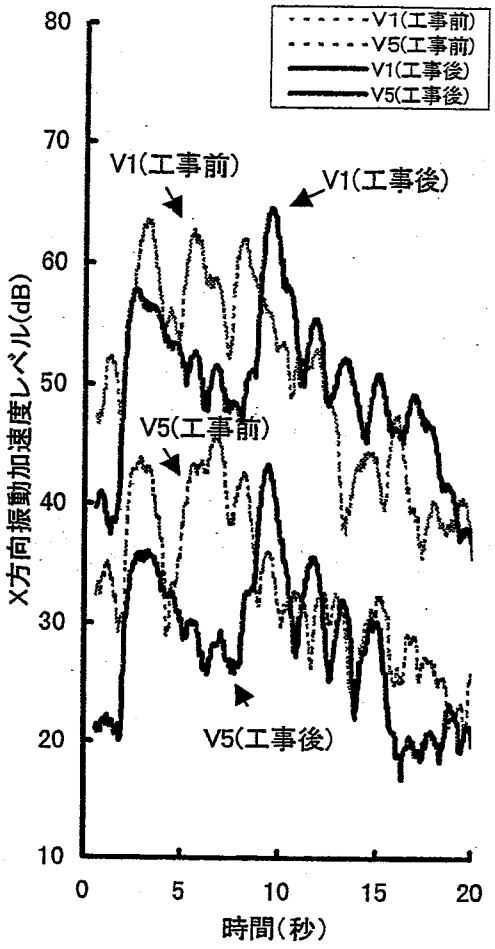
図－５ 振動加速度波形（X：橋軸直角方向）

３．実験結果

段差走行実験によって得られた振動加速度をサンプリング周波数 50Hz で A/D 変換（ポイント数 1,024）し，以下の解析を行った．

(1) 振動加速度波形

振動加速度波形（X：橋軸直角方向）を，図－５に示す．実験車両が PA-4～PA-3 の橋脚間を通過するのに要する時間は約８秒であり，ジョイント部で衝撃性振動が発生しているのが工事後においても良くわかる．これは V5（20m 地点）においても明らかである．工事後の振動加速度波形が，ジョイント部（PA-3 通過時）できれいな衝撃性振動を発生しているのに比べ，工事前ではジョイント間通過中にも衝撃性の振動が発生している．これは，工事後の調査時には，路面補修が完了していたが，工事前の調査時では完了していなかった（舗装打ち替え中）ためである．また，工事後においては，工事前に比べてピークが大きくなっている以外，その他の部分では全体的に小さくなっている．



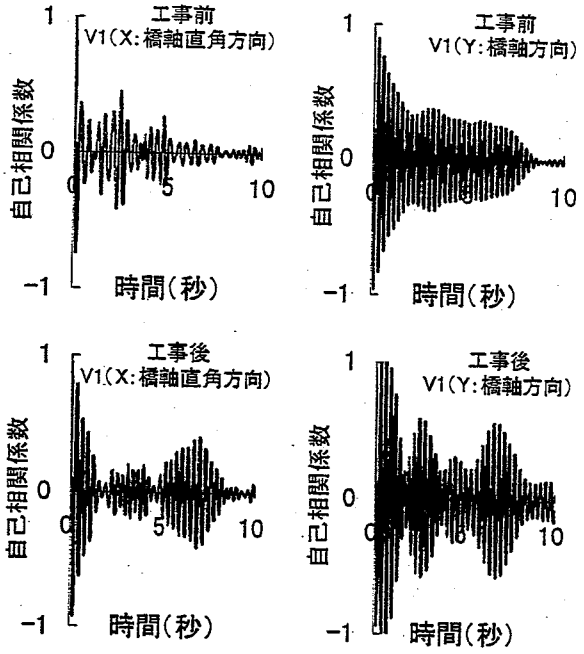
図－６ 振動加速度レベル波形（X：橋軸直角方向）

(2) 振動加速度レベル波形

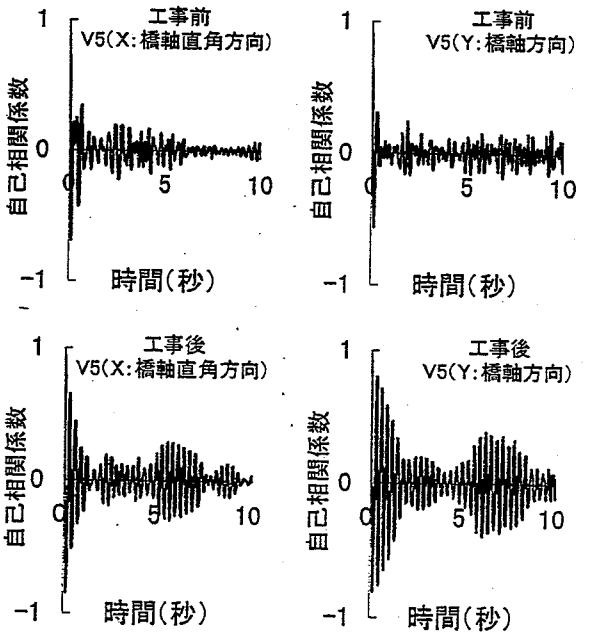
増杭・フーチング増厚工事前後の段差走行実験による振動加速度レベル波形（時定数：0.63s）の一例（X：橋軸直角方向）を，図－６に示す．これによると，V5（20m 地点）においても，衝撃性の振動が伝播していることがわかる．振動加速度の S/N は，工事前後とも約 25dB である．

(3) 自己相関係数

次に，振動の減衰特性を調べるために，V1（橋脚上）の振動加速度の自己相関係数を求めたものを図－７に示す．これによると V1（橋脚上）では，工事前には，X：橋軸直角方向では，ビーティングは生じていなかったが，工事後には生じている．また，Y：橋軸方向では，工事後にビーティングが大きくなっている様子がわかる．また，V5（橋脚より 20m 地点）の X：橋軸直角方向では，V1（橋脚上）と同

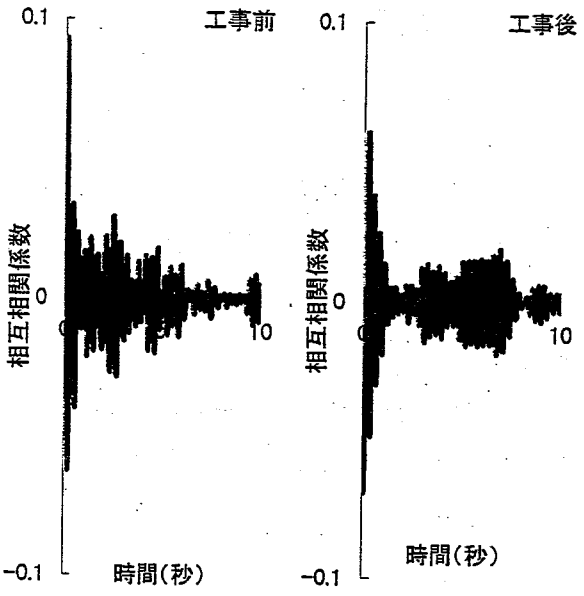


図－７(1) 振動加速度の自己相関関数（V1：橋脚上）

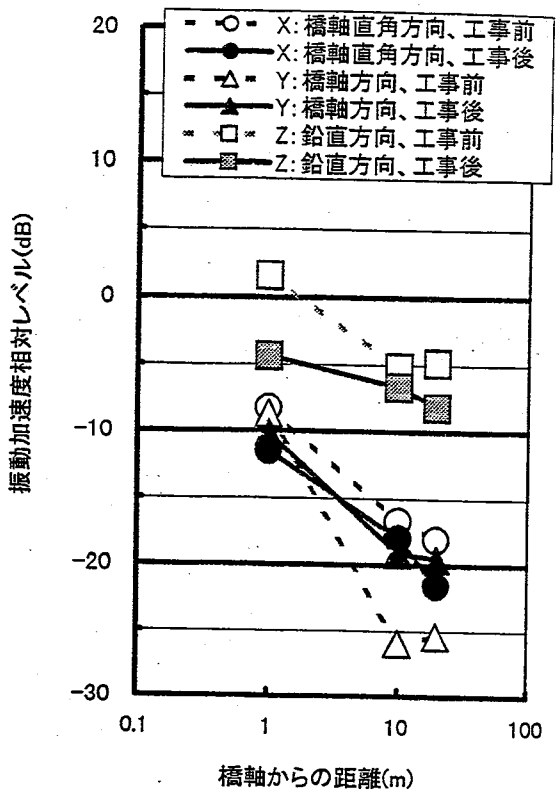


図－７(2) 振動加速度の自己相関関数（V5：20m 地点）

様にビーティングが生じている．Y：橋軸直角方向では，工事前には暗振動しか存在していなかったが，工事後にはビーティングが生じている．これらより，増杭・フーチング増厚の工事によって，橋脚の振動特性が，ビーティングを生じやすくなっていると判断される．このため，振動加速度の継続時間が長くなっており，減衰しにくくなっていることがわかる．



図－８ 振動加速度の相互相関関数の例（V4：10m 地点）
（V1：橋脚上を基準，X：橋軸直角方向）



図－９ 振動加速度レベルの相対値

(4) 相互相関係数

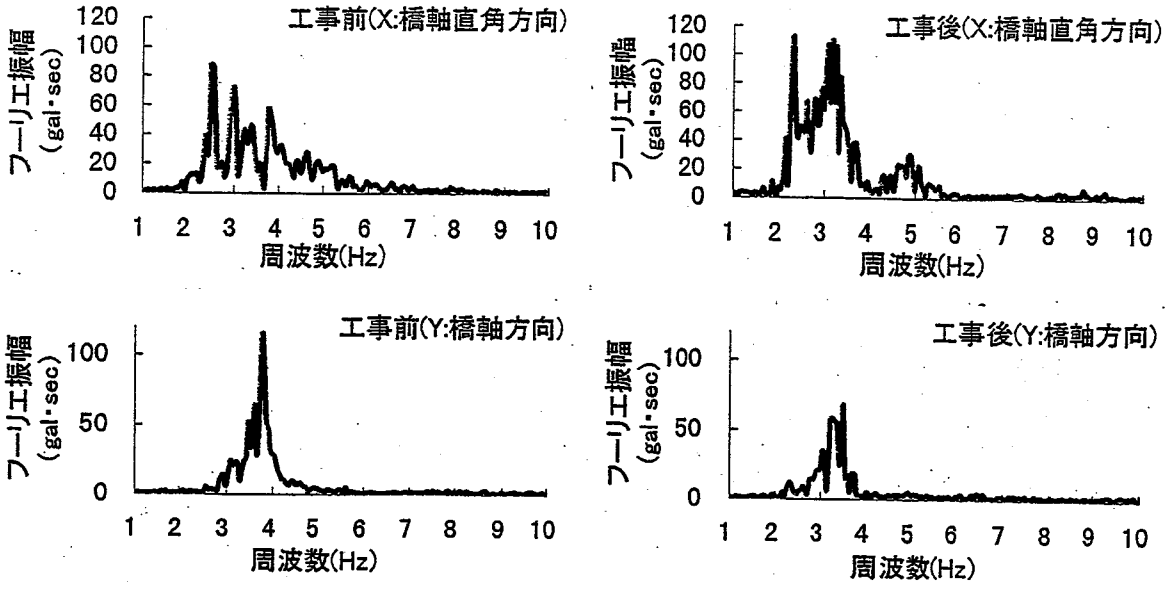
次に，振動加速度の伝播性状を調べるために，段差走行実験によって得られた，V1（橋脚上）における振動加速度と，その他（V2～V5）の地点における振動加速度の相互相関係数を求めた．その一例（V4：10m 地点）を図－８に示す．これによると，工事前に比べて工事後は，相互相関度は小さくなっているものの，継続時間が長くなっている．これは，前述したように，工事前には存在しなかったビーティングの影響が現れているものと考えられる．

また，V1（橋脚上）の振動加速度波形の立ち上がりから，４秒間（200 点）のデジタルサンプリング値を用いた回帰分析結果によると，V2（橋軸直角方向のフーチング上）を除いて，その他の地点（V3，V4，V5）の相関係数は，工事前後で約 0.25～0.95 であり，有意水準５％による相関係数の検定結果によると，全て「有意でないとは言えない」ため，十分な S/N が得られていると判断された．

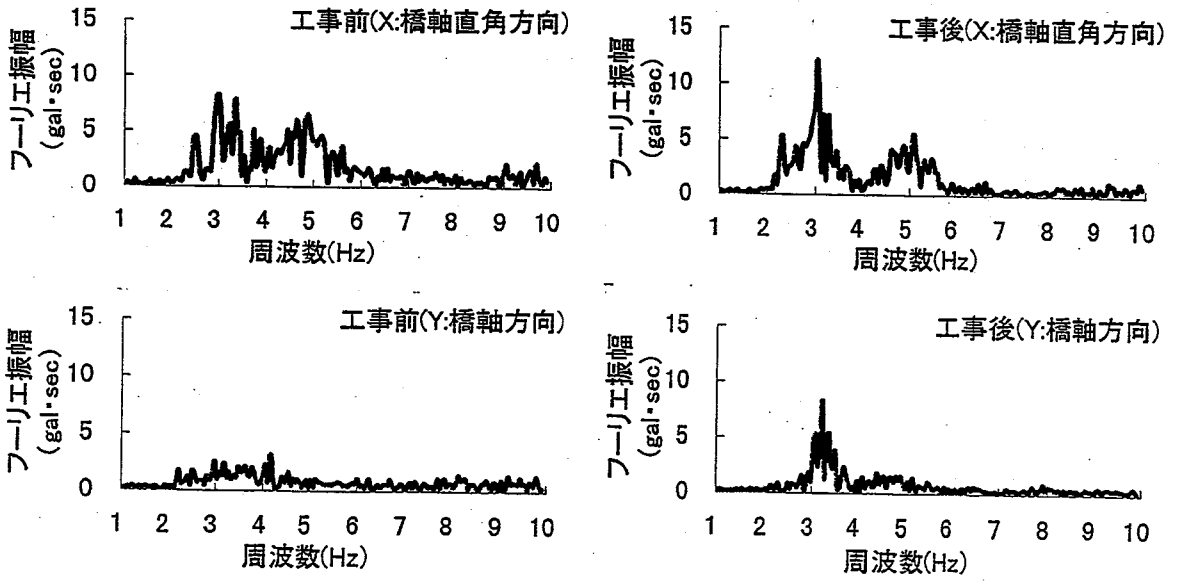
(5) 振動加速度レベルの相対値

V1（橋脚上）における振動加速度レベルに対する，その他（V2～V5）の地点における振動加速度レベルの相対値の距離減衰特性を図－９に示す．なお，この値は，約 20s 間のエネルギー平均による値を用いている．これによると，X：橋軸直角方向と Z：鉛直方向では，工事前に比べて工事後は，振動加速度レベルが若干低減しているように思われる．

一方，Y：橋軸方向では，工事後では振動加速度レベルが工事前に比べて，増加しているようにみえる．しかし，これは工事前において，距離減衰がかなり大きいことから，基準点とした工事前の V1（橋脚上）の Y：橋軸方向の振動加速度レベルがかなり大きいことにより，見かけ上低減効果が生じているものと考えられる．このため，工事前の Y：橋軸方向の距離減衰特性のみが，その他と比べて異なっている．



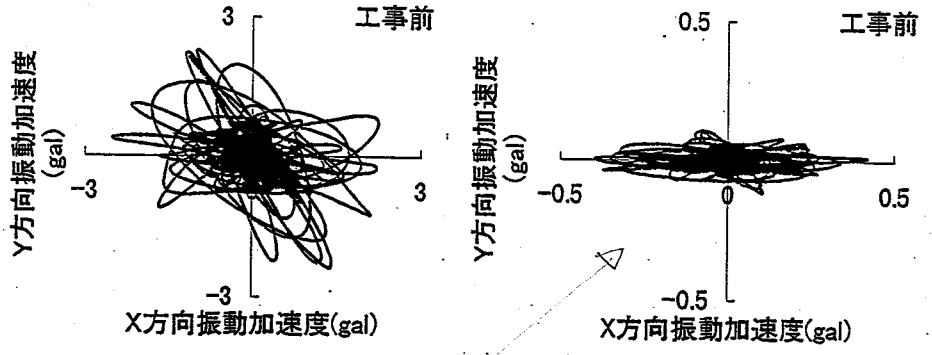
図－10(1) 振動加速度の周波数特性 (V1:橋脚上)



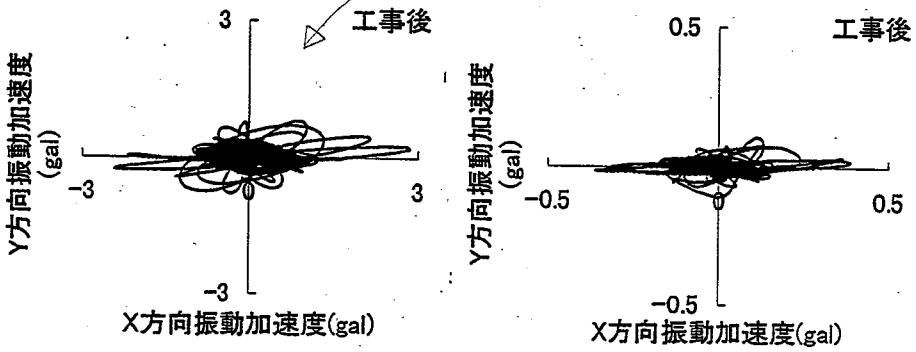
図－10(2) 振動加速度の周波数特性 (V5:橋脚より 20m 地点)

(6) 振動加速度の周波数特性

増杭・フーチング増厚工事前後の，V1 (橋脚上) と V5 (20m 地点) の，X:橋軸直角方向，および Y:橋軸方向の振動加速度の周波数分析結果を図－10に示す．周波数分析は，前記のサンプリング条件による 1,024 点のデータ (周波数分解能：約 0.5Hz) の FFT 分析である．これによると，X：橋軸直角方向の周波数特性では，橋脚のロッキングによる振動成分と推測される工事前の 2.5Hz 付近の成分が，工事後には 2.3Hz 付近へと低域に移行しているのが認められる．また，工事後では，PA-2～PA-3 間の桁 (径間長 33m) の固有振動と思われる 3.1Hz 付近が卓越している．Y：橋軸方向の振動では，工事前には径間長の短い PA-3～PA-4 の桁 (径間長 27m) の固有振動数である 3.8Hz 付近に卓越する周波数成分が唯一存在していたが，工事後では，この成分の振幅と同程度の成分が，3.5Hz 付近に生じている．これがビーティングの原因ではないかと推測される．



図－11(1) 橋脚の振動加速度履歴曲線 (V1 : 橋脚上)



図－11(2) 地盤面の振動加速度履歴曲線 (V5 : 橋脚より 20m 地点)

(7) 橋脚の挙動

工事前後における橋脚の挙動の相違を調べるために，橋脚の水平方向の振動加速度履歴曲線を作成したものを図－11(1)に示す.

これによると，増杭工事前は，大きなロッキング振動が生じており，その結果Y方向：橋軸方向の振動成分が X 方向:橋軸直角方向と同程度存在していたものが，橋軸方向に増杭を行ったため，工事後では，Y 方向：橋軸方向の挙動が制限されている様子がうかがえる.

図－11(2)には，同じく V5 (地盤上，橋軸より 20m) の水平方向振動加速度履歴曲線を示す. これによると，工事前後とも，この地点ではY方向：橋軸方向の振動は小さく，X 方向：橋軸直角方向の成分が卓越していることがわかる.

これらのことから，増杭・フーチング増厚工事により，橋脚のロッキング振動は抑制されるものの，ロッキング振動自体の地盤面への影響が工事以前から小さく，結果的に変化はそれほど大きくないことがわかる.

4. まとめ

今回の調査結果をまとめると以下のようになる.

調査対象である橋脚は，単円柱のため，増杭・フーチング増厚工事前は，かなり大きなロッキング振動を生じていたが，Y：橋軸方向に増杭をおこなった結果，この方向の振動が低減された. しかし，X：橋軸直角方向では，大きな変化は認められなかった.

また，工事前後の周波数特性は，X：橋軸直角方向では，ロッキング振動成分と推測される 2.5Hz 付近の周波数成分が，工事後は 2.3Hz 付近へと若干低域に移行した. また，桁の固有振動と思われる 3.1Hz 付近の周波数成分が，工事後に卓越するようになった. Y：橋軸方向では，上記のロッキング振動が低減されたが，同時に桁の固有振動数に近い周波数成分が生じることになり，そのため，実験車両のばね上振動を含めての，ビーティングが発生したのではないかと考えられる.

本調査は，阪神・淡路大震災により被災した阪神高速道路３号神戸線の復旧工事に伴う，橋脚および

基礎工の補修・補強工事において，その前後に振動特性の調査を行う貴重な機会を得たため，その調査結果をまとめ，報告したものである．

当時は，復旧工事優先のなかを，現場と調整しながら，かつ災害支援物資の唯一の搬入路である一般国道２号を通過する多量の車両からの外乱振動の隙間の，わずかなタイミングをみはからって調査を行わざるを得なかった．そのため残念ながら，同一条件下での明確な傾向の現れた複数のデータを得られず，定量的な解析に至らなかった．また，上部工の振動特性が上記の制約のため，得られなかったことが惜しまれる．

しかしながら，同一橋脚における下部構造の変更による振動特性の変化という貴重な資料が得られ，ある程度定性的な傾向を求められたと考える．データ数が少ないため，明確な結論は得られないが，道路交通振動対策としての下部構造対策を考慮した場合，その挙動や卓越振動数をある程度変化させる可能性が示唆されたのではないだろうか．

今後の課題としては，今回と同様なデータを蓄積，解析するとともに，車両の振動特性，車両の走行条件（速度，車頭間隔）と路面の凹凸パターン，構造物ー地盤ー沿道家屋の特性を含めた動的応答解析モデルを構築したうえで，検証することが考えられる．

謝辞

終わりにあたり，緊急を要する震災復旧工事の緊迫した状況において，実験の趣旨を理解され，鋭意ご協力いただいた工事関係者の方々をはじめとして，関係各位に深く謝意を表す．

参考文献

1) 横山，井上，伊関：高架道路の交通特性と振動軽減対策に関する実測調査，土木技術資料，30-4，1988.
2) 早川：道路交通振動の発生並びに伝搬メカニズムと対策，環境技術，Vol. 10 No. 8，1981.
3) 平尾，横田：交通振動の全身暴露に対する評価実験ーその３ 木造家屋の被験者による評価，日本音響学会平成５年度秋季研究発表会，1933. 10.
4) 横田，山下：道路交通振動の予測に関する考察，日本騒音制御工学会技術発表会講演論文集，1980. 9.
5) 比江島，藤野：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-23，1993. 4.
6) 下水作，吉田：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，No. 356，1985. 4.
7) 環境庁大気保全局特殊公害課：公害振動の新評価法に関する研究成果報告書，1990. 3.
8) 環境庁大気保全局特殊公害課編集：道路交通振動防止技術マニュアル，ぎょうせい，1980. 3.
9) 日本道路協会：道路環境整備マニュアル，1989. 1.
10) 宮原，徳永，西村，松井：道路交通振動の評価手法と振動対策工に関する調査・研究，土木学会第 52 回年次学術講演会，1997. 9 発表予定.
11) 徳永，江上，西村，刑部：既設単純鋼桁の主桁連結工法による超多径間化に関する一考察，橋梁と基礎，Vol. 31 No. 4，平成９年４月.

(1997. 8. 29 受付)

A STUDY ON BRIDGE VIBRATION CHARACTERISTCIS CAUSED BY INCREASING PILES OR THICKNING FOOTINGS

Norio TOKUNAGA, Mitsuo KAWATANI, Kiyoshi HAYAKAWA, Takashi NISHIMURA, Toshiaki FUJIWARA and Yasuhiro SANUKI

Around highway-bridges of urban expressway, traffic-induced vibration affects nearby inhabitable houses and buildings. As one of its countermeasures, increasing piles or thickening footings of the pier-foundation can be considered, however there are a few studies on bridge vibration characteristics. In this paper, the experiments that a dump truck runs over a bump which is artificially placed on the joint are carried out both before and after the construction of increasing piles and thickening footings. Comparing both vibration acceleration and frequency characteristics on the pier and ground, the changes of vibration propagation properties are considered. In consequence, the increasing piles and thickening footings make changes on the behavior of bridge-rocking, but it is appeared that there is a possibility of resonant vibration or beating undertaking the natural frequency of the girder.

B活荷重対応・橋梁補強工事(主桁増設工法)における振動変位頻度の２４時間計測例

山田　金喜[1]・宇佐見雅實[2]

[1]正会員　日本道路公団東北支社鶴岡工事事務所（〒９９７　山形県鶴岡市宝田1-9-30）
（元　日本道路公団大阪管理局技術部保全第一課）
[2]正会員　日本橋梁エンジニアリング（株）保全工事課（〒５５２　大阪市港区福崎2-1-30）

３径間連続鈑桁橋を供用しながら、B活荷重対応のための橋梁補強工事（主桁増設工法）を行うに当って、補強効果を確認するため、補強前と後、実交通による振動変位頻度の２４時間計測を行なった。横軸を振動変位（mm）、縦軸を対数尺で頻度（回）とした対数回帰分析を行ない、補強による剛性の増大傾向を確認した。

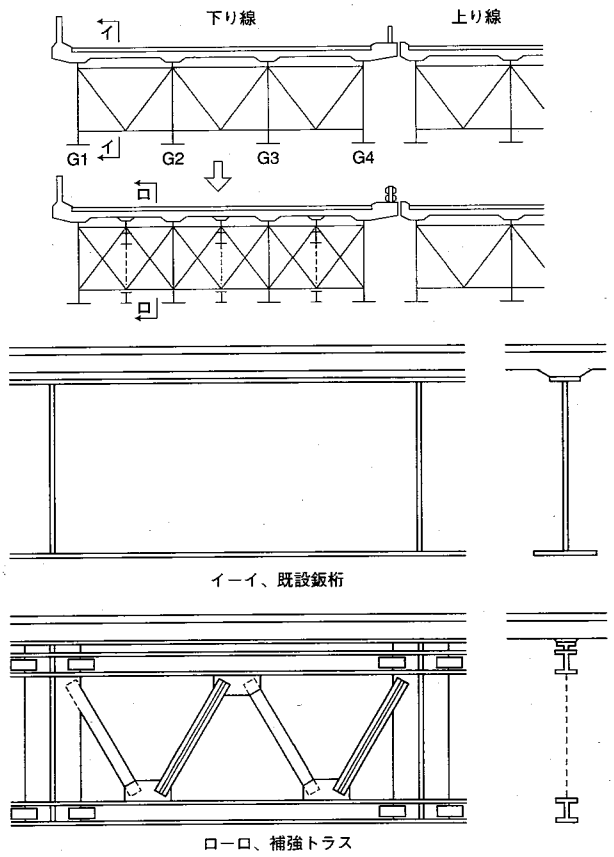
今後、この種の補強工事での、簡便な補強効果確認手法になり得る事を報告する。

Key words : *vibratory deflection,number of recurrence,logarithmic regression analysis,reinforcement effect, histogram recording system,24－hour measurement,reinflow method*

１.工事の概要

日本道路公団近畿自動車道淀川橋は鋼３径間連続合成桁（４主桁)形式で、上り線、下り線夫々３連、合わせて６連からなっている。下り線側を先に建設し、対面交通で供用開始した後、上り線側の建設に取りかかった関係で、上部工の設計準拠示方書が異なり、今回B活荷重対応補強工事が必要になったのは、昭和３７年の道路橋示方書準拠の下り線であった。

工事は路面上は一切使用せず，且つ橋の耐力強度的にも路面上の供用交通を制約しない事が求められており、橋材を左岸、右岸から送り込み工事するにしても、橋長５５０Mは長く、工法は増桁工法ではあるが、腹板高２・５Mもある主桁の増設ではなく、補強トラス増設による増桁工法（図－１、表－１）とし、単体部材の形状は、トラス弦材でH300×300×10/15にガセット等を溶接した、わずか高さ0.95m×巾0.30m×長さ4.7mにとどまった。



図－１　橋梁横断面……工事前と後

表－1　曲げ剛性等の変化

	補強工事前	補強工事後
形式	３径間連続合成版桁 （４主桁） 2@(45M+65M+65M)+ 1@(65M+65M+65M)	３径間連続合成版桁 （４主桁　　） ＋ ３径間連続補強トラス （３主構）
合成・非合成	合成	合成 ＋ 補強トラス上弦材上面と既設ＲＣ床版下面とはシールして樹脂注入により接着
桁剛性	断面二次モーメント I0=0.4649m4	同左 I1=0.5935m4
死荷重	単位長重量 W0=10.873t/m	同左 W1=12.373t/m

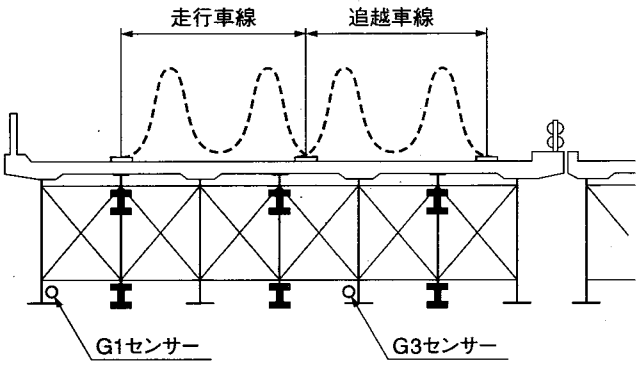
２．補強効果の確認計測計画

増設する３径間連続トラス（３主桁）が、既設の鋼３径間連続桁（４主桁）と一体となって、補強設計計算の通りに挙動するかを確認するため、又、補強効果を確認する簡易な手法を開発するため、左岸寄り下り線１連で静的載荷試験、右岸寄り上下線各１連で振動変位頻度計測を行った。

静的載荷試験は、定量荷重車２台（ダンプトラックに土砂を積載し総重量ｗ＝２０ｔに調整した）を使用し、工事前、工事後の２回、桁撓み、各部の応力ひずみを計測した。以下①～④について一定の成果を得ているが、ここでは①の一部である撓みについて報告する。

①曲げ剛性の向上効果
②増設トラスへの荷重の伝達効果
③横桁、対傾構の改造による荷重分配効果
④ゴム支承への予備圧縮量導入時の荷重分配確認

振動変位頻度計測は、工事前（平成７年２月２７日(月)１６時～２８日(火)１６時）と、工事後（平成７年４月２７日(木)１６時～２８日(金)１６時）の２回、下り線桁と上り線桁（比較のため工事しない上り線桁を含めている）について振動センサー４個で計測し（図－２）、それをヒストグラムレコーダシステムで２４時間値と、午前０時から４時までの４時間値とを、レインフロー法で頻度処理した。



図－２　振動センサー設置位置

３．静的撓みの計測結果

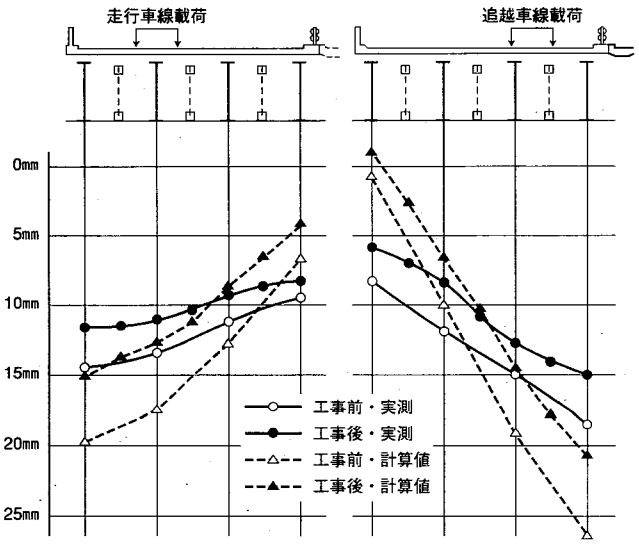
（１）撓み計算方法

構造解析は補強設計計算に合わせて、工事前は４主桁、工事後は７主桁（主構）と全ての対傾構との格点（工事前 4×33=132、工事後 (4+3)×33=231）とする平面骨組みとして変形法で解いた。

定量荷重車（ｗ＝２０ｔ）２台を長軸橋軸方向、縦列に並べた。

（２）計算値と実測値

走行車線載荷時、追越車線載荷時の夫々について、計算値と実測値を図－３に示す。



図－３　静的たわみ(走行車線載荷､追越し車線載荷)

（３）考察

以下、橋軸方向に関しては側径間中央載荷時の側

径間中央撓みについて述べる。　荷重車載荷による最大撓みの生じるケースとして追越し車線載荷時のＧ４桁に着目すると、表－２の如くになる。

表－２　断面方向最大たわみについて

	補強前	補強後	比
計算値	26.45mm	20.46mm	1/1.29
実測値	18.65mm	15.02mm	1/1.24
曲げ剛度	0.4647m^4	0.5953m^4	1.28

これは補強工事による曲げ剛度の計算上の増加比Ｉ$_1$/Ｉ$_2$の逆数にほぼ一致しており、期待した補強効果の現れと言える。一方後述する振動変位センサーを設置したＧ１桁、Ｇ３桁の撓みに着目すると表－３の如くなる。

表－３　Ｇ１たわみ、Ｇ３たわみ（mm）

	工事前		工事後	
載荷車線別	走行	追越	走行	追越
Ｇ１桁の	19.72	0.62	14.62	-0.98
計算値	1:0.03		1:-0.07	
Ｇ１桁の	14.47	8.20	11.40	5.80
実測値	1:0.57		1:0.51	
Ｇ３桁の	12.87	19.11	9.04	14.25
計算値	1:1.48		1:1.58	
Ｇ３桁の	11.12	14.93	9.23	12.60
実測値	1:1.34		1:1.37	

この表よりＧ１桁撓みに着目すれば、追越車線を走る車両は、桁撓みを計算上はほとんど生じさせないか、又は実測上は走行車線を走る同じ重量の車両の1/2程度しか、生じさせない。

Ｇ３桁撓みに着目すれば、追越車線を走る車両は桁撓みを、走行車線を走る同じ重量の車両の1.34倍～1.58倍に、増幅して生じさせる事になるが、その割合は特に実測値上では工事前後でほぼ同一値を示している。

４．振動変位頻度の計測

（１）計測値

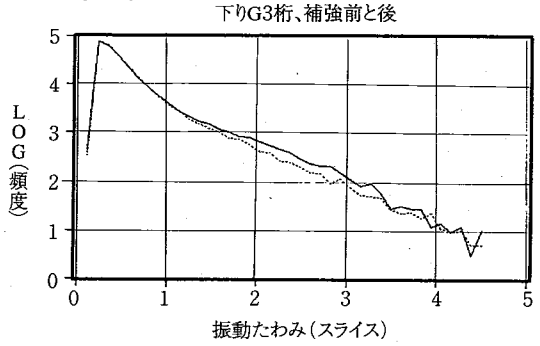
計測は、補強工事前として平成７年２月２７日（月）１６時～２８日（火）１６時、補強工事後として平成７年４月２７日(木）１６時～２８日(金）１６時の、それぞれの期間に実施した。

頻度解析は、この２４時間についてと、この内の午前０時～４時の４時間についての、二通り行なった。表－４にその結果をしめす。

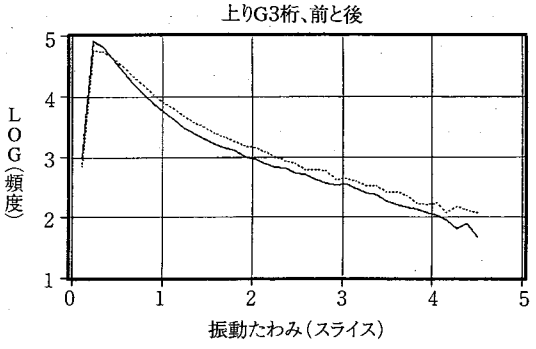
表－４　振動変位とその頻度（回数）

振動変位		下り線橋梁・Ｇ３桁				上り線橋梁・Ｇ３桁			
センサー設置位置		２４時間計測値		内４時間計測値		２４時間計測値		内４時間計測値	
スライス番号	mm	工事前	工事後	工事前	工事後	工事前	工事後	工事前	工事後
1	0.11	427	342	1,615	1,796	941	708	2,142	1,146
2	0.22	78,352	78,567	9,638	11,565	80,377	56,787	10,781	8,590
3	0.33	63,777	65,566	7,595	9,309	64,762	54,406	7,703	8,803
4	0.45	38,735	39,231	4,081	5,386	41,112	42,673	4,344	6,080
5	0.56	22,121	22,892	2,153	2,550	25,169	30,177	2,250	3,552
6	0.67	13,292	13,398	1,306	1,448	15,771	21,093	1,461	2,277
7	0.78	8,261	8,186	846	854	10,547	14,991	912	1,510
8	0.90	5,668	5,299	600	533	7,507	10,640	707	1,074
9	1.01	3,904	3,654	353	315	5,534	7,818	562	703
10	1.12	2,719	2,665	240	244	4,080	6,104	431	552
11	1.23	2,138	1,877	240	202	3,040	4,733	308	508
12	1.35	1,679	1,479	156	163	2,468	3,677	234	432
13	1.46	1,485	1,211	178	144	2,034	3,118	224	350
14	1.57	1,171	1,017	145	124	1,643	2,477	209	285
15	1.68	1,005	770	114	109	1,421	2,160	133	206
16	1.80	809	720	134	101	1,292	1,827	131	230
17	1.91	802	560	100	92	1,033	1,514	115	157
18	2.02	647	392	103	84	926	1,447	104	124
19	2.13	538	379	68	72	786	1,190	78	121
20	2.25	459	265	58	64	666	1,033	99	150
21	2.36	383	240	67	42	643	848	65	114
22	2.47	279	192	35	31	529	775	66	89
23	2.58	232	153	20	35	512	618	58	97
24	2.70	200	143	29	19	426	614	63	82
25	2.81	204	91	28	20	366	599	62	92
26	2.92	150	113	13	21	340	424	35	65
27	3.03	106	73	15	17	349	431	52	64
28	3.15	80	53	8	8	301	392	44	74
29	3.26	89	50	8	5	249	328	47	45
30	3.37	57	46	3	3	236	333	26	37
31	3.48	27	26	7	8	188	263	30	38
32	3.60	31	22	1	6	162	259	31	46
33	3.71	27	23	6	1	149	229	21	48
34	3.82	28	18	3	1	137	174	11	38
35	3.93	12	22	1	1	118	160	11	28
36	4.05	14	11	2	1	107	176	20	26
37	4.16	9	9	3	1	91	120	9	33
38	4.27	12	10	1	1	64	152	9	24
39	4.38	3	5	1	1	80	131	10	31
40	4.50	10	5	1	1	47	118	3	16
41 ↓ 80	4.61 ↓ 9.00	16	193	1	4	370	827	38	141
合計頻度(回)		249,958	249,968	29,976	35,382	276,573	276,544	33,639	38,078

この計測した頻度を対数尺で縦軸にとると図－４、図－５となる。



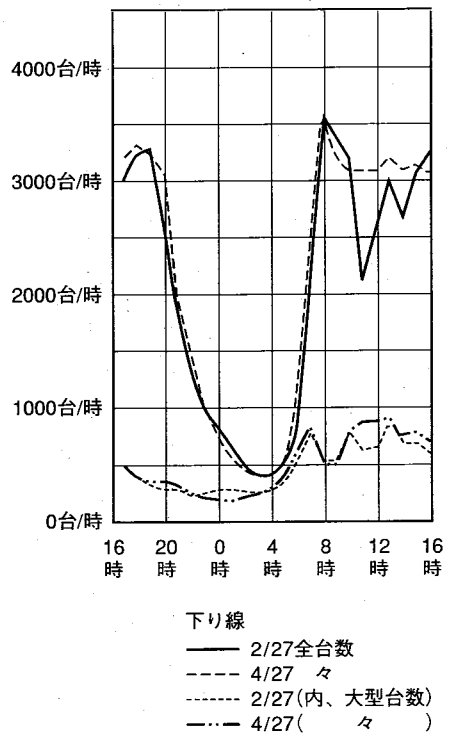
図－４　頻度分布（工事した下り線Ｇ３桁）



図－５　頻度分布(工事しなかった上り線Ｇ３桁)

（2）交通量

高速道路管理資料から、下り線・交通量の時間的変化を図－6に示す。（上り線もほぼ同様）



図－6　時間別交通量

その通行台数は、表－5の通りである。

表－5　計測期間中の通行台数

工事した下り線
工事前　H7.2.27(月)16:00 ～ 28(火)16:00
工事後　H7.4.27(木)16:00 ～ 28(金)16:00

時間帯	２４時間・合計値	内・０時～４時小計
2/27～28 全台数	49,819	2,054
〃 内・大型)	11,734	1,148
〃 大型割合	24%	56%
4/27～28 全台数	52,849	1,919
〃 内・大型)	12,484	958
〃 大型割合	24%	50%

工事しなかった上り線
（前）　H7.2.27(月)16:00 ～ 28(火)16:00
（後）　H7.4.27(木)16:00 ～ 28(金)16:00

時間帯	２４時間・合計値	内・０時～４時小計
2/27～28 全台数	49,395	1,884
〃 内・大型)	10,827	943
〃 大型割合	22%	50%
4/27～28 全台数	53,530	2,089
〃 内・大型)	11,872	1,022
〃 大型割合	22%	49%

（3）特定数値モデルについての解析作業

定量荷重車による静的試験とは異なって供用交通では工事前と工事後で曜日等なるべく同一条件となる様に選ぶとしても全く同じ２４時間交通量を期待する事は出来ない。そこで次の極端な典型的特定数値モデルについてグラフ上、及び対数回帰分析上で、どの様に現われるかを、見る。

$$\log(X) = a + b \cdot Y$$

ここに　Y：変位（mm）
　　X：頻度（回）

とする。

ケースA．「補強前」想定

x（回数）	1,000	100	10	1
y（変位mm）	2.0	4.0	6.0	8.0

a=4.000　　b=−0.5

ケースB．「補強後」想定　変位は半分になった

x（回数）	1,000	100	10	1
y（変位mm）	1.0	2.0	3.0	4.0

a=4.000　　b=−1.0

ケースC．「補強後」想定　変位は半分に、回数は２倍になった

x（回数）	2,000	200	20	2
y（変位mm）	1.0	2.0	3.0	4.0

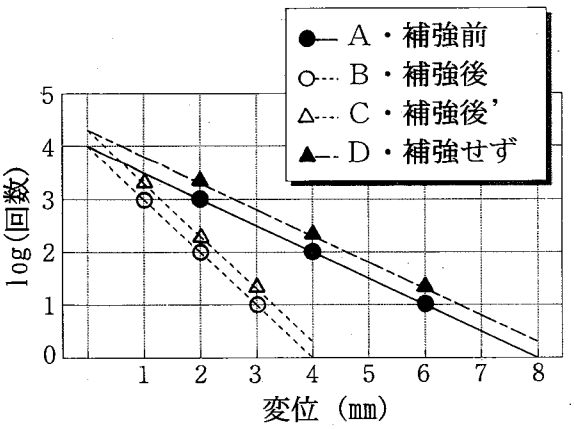
a=4.301　　b=−1.0

ケースD．「補強せず」想定 但し回数は２倍になった

x（回数）	2,000	200	20	2
y（変位mm）	2.0	4.0	6.0	8.0

a=4.301　　b=−0.5

これを縦軸を対数尺で回数としたグラフに表わすと図－7の如くになる。



図－7　典型的特定数値モデル

縦軸のいわゆるＹ切片を示す「a」、直線勾配を示す「b」について見ると

ケースＡ：a=4.000　b=-0.5
ケースＢ：a=4.000　b=-1.0
ケースＣ：a=4.301　b=-1.0
ケースＤ：a=4.301　b=-0.5

となり、変位が半分になったケースであるＢ、Ｃでは、ケースＡに比べて直線勾配を示す「b」の絶対値が共に大きくなっている。

（４）２４時間計測値について

約五万台の交通があった２４時間計測値の内、変位量が小さく計測頻度（回）が多い１mm未満と、頻度が極めて少ない３mm以上を除き、１mm～３mmの区間について、（３）と同様に、対数回帰分析を行い、次の回帰直線式を得た。

$$\log(X) = a + b \cdot Y$$

ここに　Ｙ：変位（mm）
　　Ｘ：頻度（回）

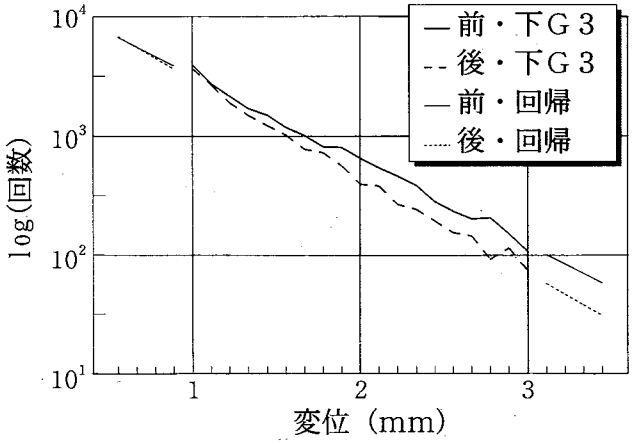
補強工事をした下り線・Ｇ３桁

	２４Ｈ 工事前	２４Ｈ 工事後	４Ｈ 工事前	４Ｈ 工事後
a	4.222	4.283	3.204	3.100
b	-0.706	-0.803	-0.658	-0.620

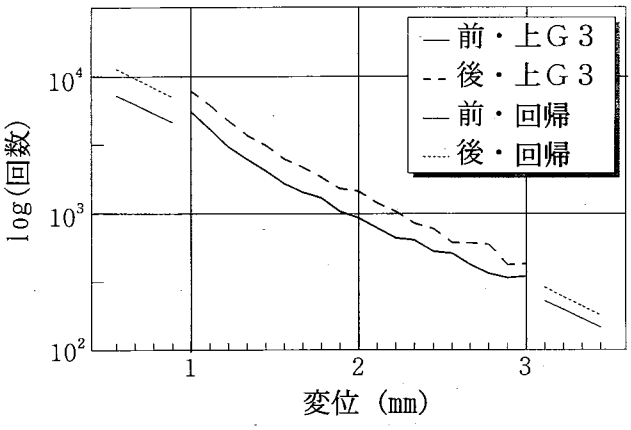
補強工事をしなかった上り線・Ｇ３桁

	２４Ｈ 工事前	２４Ｈ 工事後	４Ｈ 工事前	４Ｈ 工事後
a	4.184	4.400	3.101	3.267
b	-0.579	-0.606	-0.508	-0.505

図－８、図－９において１mm～３mm間の計測値と、線が重なって見辛くなるのを避け１mm～３mm間を消した回帰直線とを、一つのグラフに表現してみた。



図－８　補強工事をした下り線・頻度曲線の変化



図－９　工事をしない上り線・頻度曲線の変化

以下に、直線勾配を示す「b」値、及びその変化量△ｂについて比較をしてみた。

補強工事を行った下り線、２４Ｈ

	Ｇ３	Ｇ１
b=	-0.706 → -0.803	-0.728 → -0.835
変化量△b=	-0.097	-0.106

工事をしなかった上り線、２４Ｈ

	Ｇ３	Ｇ１
b=	-0.579 → -0.606	-0.618 → -0.605
変化量△b=	-0.027	+0.013

するとこの様に、工事を行った桁では、明らかに勾配がきつくなり、工事をしなかった桁では、勾配の変化は少ない。

（５）４時間計測値について

同様な処理を、深夜交通である０時～４時までの４時間値で行ってみる。ちなみに、この間の交通量は約二千台前後である。

補強工事を行った下り線、４時間値

	Ｇ３	Ｇ１
b=	-0.658 → -0.620	-0.584 → -0.516
変化量△b=	+0.038	+0.067

工事をしなかった上り線、４時間値

	Ｇ３	Ｇ１
b=	-0.508 → -0.505	-0.618 → -0.605
変化量△b=	+0.003	+0.065

△ｂ値は、ばらばらで、（４）で見られた様な傾向は一切伺えなかった。

（6）考察

典型とした特定数値モデルから予測したような変化は、２４時間計測値からは明確に読み取る事が出来た。一方４時間計測値には現れなかった。数ケ月の工事期間をはさんで「ほぼ同一の交通状態」をねらうにしても、計測時間長は、少なくとも２４時間は必要ではなかろうか。

5．結語

高速道路の鋼橋における、増桁による曲げ剛性の増大は、供用交通に一切支障をきたさない２４時間振動変位計測とその頻度分析によって、定性的には検知出来る事が判った。しかしその変化量の数量的評価にまで議論を推し進めるには、いろいろ困難な問題が予測される。計測面ではセンサーの適切な設置位置の選定、交通量を知る上では計測期間中に限定した走行車線別交通量データの収集、解析面では、対数回帰を行うデータ範囲の選定（頻度のすこぶる多い小さな変位の除外範囲、頻度の少ない大きな変位の除外範囲、また工事前、後で同じデータ範囲を採るか、範囲を変えるか）もその中に含まれるであろう。

橋梁補強工事における補強効果を確認するためには、計測方法はもとより、解析手法、基準との整合等多くの課題があり、合理的な確認方法の開発が切望される。

最後に、本稿が今後の研究の一助になれば幸いである。

付録

測定及び解析使用機器

ヒストグラムレコーダシステム(共和電業製）より

センサー	：ＡＳＱ－２ＢＬ
アンプ	：ＶＡＱ－５００Ａ
データレコーダ	：ＲＴＰ－６７０Ａ
頻度計	：ＲＨＳ－５００Ｃ

（１９９７．８．２９受付）

AN EXAMPLE OF 24-HOUR MEASURMENT OF NUMBERS OF RECURRENCE OF THE SAME DEFLECTIONS OF A REINFORCED PLATE GIRDER BRIDGE.

Kaneyosi YAMADA, Masami USAMI

A 3-span continuous composite girder bridge under open traffic was reinforced to cope with B Live Load by inserting 3 new trussed girders among the 4 existing main girders.

A 24-hour measurement of the numbers of recurrence of the same deflections before and after the reinforcement was carried out under actual traffic service to ascertain the reinforcement effect.

A graphic regression analysis assured the increasing tendency of the flexural rigidity of the reinforced bridge. In that analysis, the abscissa designates vibratory deflections and the logarithmic ordinate the correlated numbers of recurrence of the same deflections.

The said method can be a simple reinforcement effect ascertaining means for such a sort of reinforcement works.

外ケーブルプレストレス補強による合成桁のたわみ振動特性

鄭　勝仁[1]・中村秀明[2]・宮本文穂[3]

[1]学生員　修士(工学)　山口大学大学院工学研究科博士後期課程（〒755宇部市常盤台2557)
[2]正会員　博士(工学)　山口大学助手　工学部知能情報システム工学科（〒755宇部市常盤台2557)
[3]正会員　工博　山口大学教授　工学部知能情報システム工学科（〒755宇部市常盤台2557)

本研究は，鋼主桁構造の曲げ補強工法として注目される「外ケーブル方式によるプレストレス補強工法」が，桁のたわみ振動特性に与える影響を実験的および解析的に検討したものである．実験的には，スパン3mの供試体(合成桁)を用いて，導入プレストレス力および緊張材の配置形状などを実験パラメータとした加振応答実験を行い，モーダル解析から各実験パラメータにおける固有振動数，減衰定数を算出し，それらへの影響を考察している．一方，分布質量系はりモデルの振動方程式から，導入プレストレス力および緊張材の配置形状などの影響を考慮できる固有振動数算定式を導出している．

Key Words : *bridge strengthening, composite plate girder, prestressing , external tendon, dynamic property, modal parameter,*

1．はじめに

力学的合理性を有するプレストレスト(PS)構造は，プレストレストコンクリート(PC)構造のみならず，鋼構造においても古くから研究が行われてきた．特に，1945年以降しばらく続いた鋼材枯渇期のドイツ，ベルギー，アメリカなどでは，合理的断面設計を目的に，PC構造の緊張・定着システムを応用したPS鋼構造の研究・開発が進められた[1]が，その後は目覚ましい発展もないまま今日に至っている．しかしながら，我が国における近年の道路橋に対する設計荷重の改定および維持管理，補修・補強問題に関心が高まる中，既設鋼主桁の曲げ補強工法として，外ケーブル方式によるプレストレス導入(以下「外ケーブルプレストレス」)補強技術が，現在注目されている[2]．また本補強技術は合成桁の床版打換え時の補助工法としての研究されており[3]，今やその応用範囲の広さも特徴の一つとして挙げられる．

一方，著者らは単径間の鋼・コンクリート合成桁(以下「合成桁」)橋を対象とした恒久的な曲げ補強対策の観点から，外ケーブルプレストレス補強工法に着目し，本補強が施されたPS合成桁の力学的性能評価を，解析的および実験的に試みてきた[4]．その結果，本補強工法により，合成桁の曲げ耐荷力(降伏，終局)の向上やたわみ制御を効率よく可能にするなど，種々の補強効果が明らかになった．

本補強工法に関する既往の研究では，静的な力学性能に関するものが中心となり，たわみ振動などの動的性能に与える影響については，ほとんど検討がなされていない．本研究で対象とする中小支間橋における動的問題には，衝撃応力，疲労およびたわみ規定や交通振動などが挙げられる[5]．この問題は橋梁構造物の振動特性と密接に関係すると考えられている．本補強工法では，緊張材を介して主桁へプレストレス力(軸圧縮力)を導入するが，理論的に軸圧縮力は，桁の固有振動数を減少させる要因になると考えられることから，本補強工法でも，導入プレストレス力により既設構造系の固有振動数をはじめとした振動特性に，影響を与える可能性がある．このことから，本補強工法については，これまでの静的な力学的性能評価同様，補強後の振動特性についても種々の検討を試みる必要があると考えられる．

そこで本研究では，外ケーブルプレストレス補強されたPS合成桁のたわみ振動特性を実験的に考察するため，①スパン長3mの供試体(合成桁)を用いて，外ケーブルの定着端偏心量，導入プレストレス力および緊張材種類の3項目をパラメータとした加振応答実験を実施し，その結果得られたモーダルパラメータ(固有振動数，減衰定数，振動形)に基づいて，本補強工法が桁の振動特性に与える影響を考察した．つぎに，②分布質量系はりモデルから得られた振動方程式より，固有振動数算定式を導き，本算定式により推定される値と実験結果の比較から，本算定式の精度検証を行った．

Table 1　Test Specimens and Their Properties

Specimen : Composite girder for live loads (span length of 3.0m)
- H-section steel beam (200×200×8×12mm)
- Mortar deck slab (500×60mm)

Tendon materials : ① Steel strand (SWPR7A, ϕ 10.8)
② AFRP tendon (FiBRA;FA-15, ϕ 14.7)

Specimen	Configuration of tendon arrangement	e/y_{s1} *	κ *	Tendon material
No.1	Queen-post	0.1	0.013	①
No.2			0.011	②
No.3	Deviation angle θ =10deg.	1.0	0.013	①
No.4			0.011	②

* e/y_{s1} :Ratio of eccentricity e from neutral axis of composite girder to anchored end of tendon to distance y_{s1} to bottom of lower flange
κ :Tensile rigidity ratio ($\equiv E_tA_t/E_sA_{vs}$)
E_sA_{vs} :Tensile rigidity of composite section, E_tA_t:of tendon material

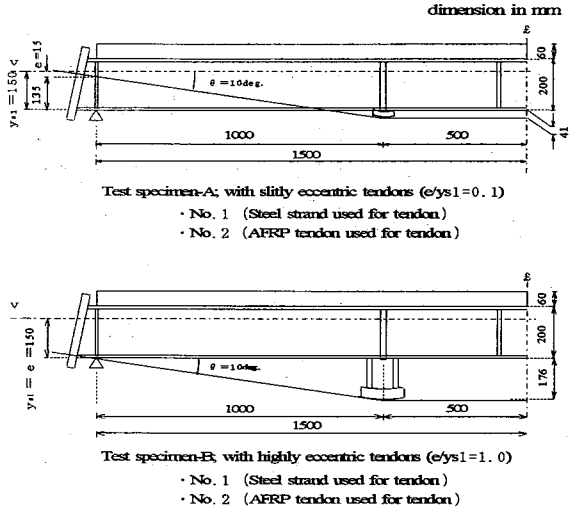


Fig.1　Dimension of Test Specimen (Schematic Diagram)

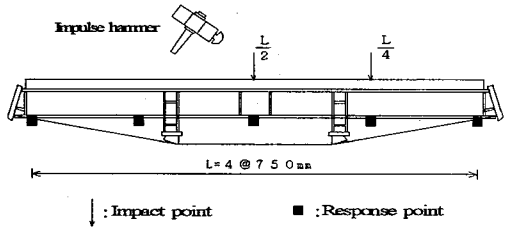
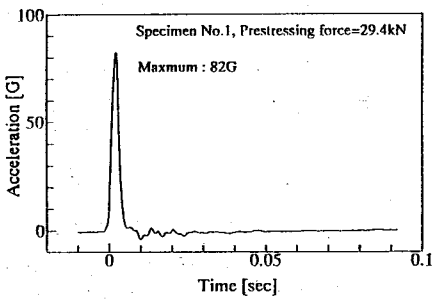
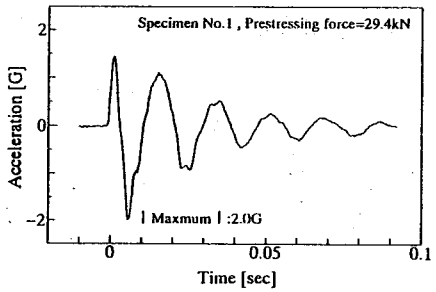


Fig.2　Impact Points and Measuring Points of Response



(a) Input Waveform



(b) Response Waveform

Fig.3　Examples of Input and Response Waveforms

2．加振応答実験

振動理論では，軸圧縮力を受けるはりのたわみ振動は，はりの固有振動数を減少させると考えられる．本研究の場合，外ケーブルプレストレスにより主桁構造の曲げ耐荷力を向上させる目的で，載荷による曲げ変形とは逆向きの変形を主桁に予め生じさせるねらいから，引張断面側に緊張材を偏心配置して，プレストレス力(軸圧縮力)を導入することになる．したがって，この時，主桁には軸圧縮力だけでなく曲げモーメントも同時に作用することになる．

本章では，このような外ケーブルプレストレスを受ける主桁のたわみ振動を実験的に考察している．

（1）実験概要

a）実験供試体

Table 1および**Fig.1**に本実験で用いた供試体の概要を示す．本実験で用いた供試体は，スパン長3m，桁高さ260mm(床版厚60mm，鋼桁高さ200mm)，床版幅500mmのモルタル床版を有する活荷重合成桁である．外ケーブル用緊張材には，PC鋼より線(SWPR7A, ϕ 10.8)およびAFRP緊張材(FiBRA,FA-15, ϕ 14.7)の2種類を，各供試体1体あたり2本供した．またそれらの断面積は，設計上，両者間の引張剛度(EA)比で，前者が後者の約1.3倍大きい関係にある．緊張材の定着方法は，「樹脂充填ねじ付きスリーブ＋ナット定着」とし，支圧板機能を有する鋼桁部エンドプレートに定着した．なお，緊張材の配置形式はクイーンポスト形式とした(**Table 1**，**Fig.1**参照)．

b）実験および測定方法

実験および測定方法は，まず供試体断面に対し，ウェブ対称に一本ずつ配置した緊張材を，ジャッキによる2本同時の片引き緊張でプレストレス力を導入した．その後，加振応答実験を各導入力毎に繰り返し行い，その都度，入力および応答波形をそれぞれデータアナライザーに収録した．なお，本実験は**Fig.2**に示した加振点および応答点関係のように加振点をL/2，L/4点とし，応答点を下フランジ下縁に5点(4@75cm)設定した応答点移動法で実施した．

本実験では，実験パラメータとして，①緊張材の定着端偏心距離 e，②緊張材種(PC鋼より線,AFRP緊張材)および③導入プレストレス力の3項目を設定した．なお，実験パラメータとした導入プレストレス力の設定は，床版上縁の引張応力度

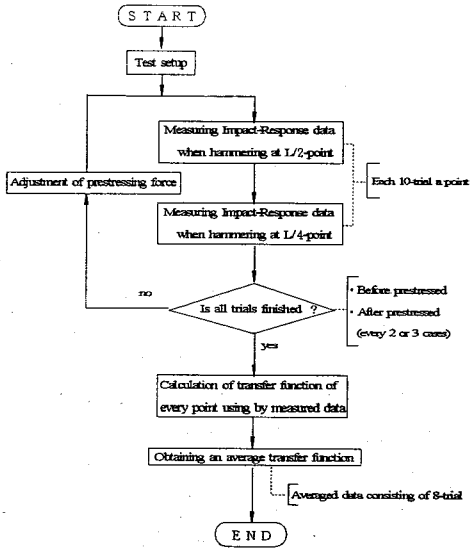


Fig.4 Test and Analysis Procedure

Table 2 List of Test Results (Modal parameters)
(f_i : Natural frequency, h_i : Damping factor)

Specimen	Mode / PS[kN]	1st f_1 [Hz]	1st h_1 [%]	2nd f_2 [Hz]	2nd h_2 [%]	3rd f_3 [Hz]	3rd h_3 [%]
No.1	non-PS	56.32	8.54	174.51	7.64	453.25	3.90
	9.8	56.72	10.08	176.99	3.54	446.45	7.46
	29.4	54.42	11.98	172.96	7.56	437.10	2.55
	—	—	—	—	—	—	—
No.2	non-PS	53.40	10.21	173.24	3.94	432.47	0.48
	19.6	53.45	9.32	173.08	4.75	421.14	0.81
	39.2	53.22	9.89	172.29	5.13	—	—
	58.8	53.10	9.77	172.52	4.74	405.87	3.58
No.3	non-PS	52.18	14.56	159.64	7.54	374.78	3.63
	14.7	54.38	11.55	161.11	7.79	383.81	9.27
	19.6	54.06	10.96	161.70	7.20	—	—
	24.5	54.47	11.46	162.04	6.43	395.62	1.41
No.4	non-PS	51.60	12.23	174.19	5.00	395.64	0.20
	14.7	56.72	7.52	176.26	6.87	415.01	18.63
	19.6	56.41	8.09	177.23	7.21	410.47	14.63
	24.5	56.72	7.73	177.31	6.31	417.27	0.90

σ_{ca}=15kgf/cm^2(1.47MPa)時を最大導入力とした合計3ケースの設定導入プレストレス力を基本とした.

Fig.3に入力および応答波形の一例を，**Fig.4**に本実験の手順をそれぞれ示す．本実験では全実験ケースを通じて**Fig.3**のような入力および応答波形を収録しているが，その際，実験誤差を取り除くために個々の実験条件および加振点当たりで，10回の加振応答波形の収録およびFFT処理を行い，その内，8回分を用いて伝達関数を平均化した(**Fig.4**参照).

（2）実験結果

a）実験モーダル解析による実験結果

Table 2は，実験結果(たわみ1次～3次振動のモーダルパラメータ)の一覧である．本結果は，各応答点での加速度センサーで計測された波形から，FFTアナライザーにより各応答点毎の伝達関数を得た後，汎用実験モーダル解析システムソフトを用いて，各実験条件時におけるモーダルパラメータ(振動形，固有振動数f，減衰定数h)を算出したものである.

Fig.5(a)～**(c)**は，緊張前後の固有振動数比

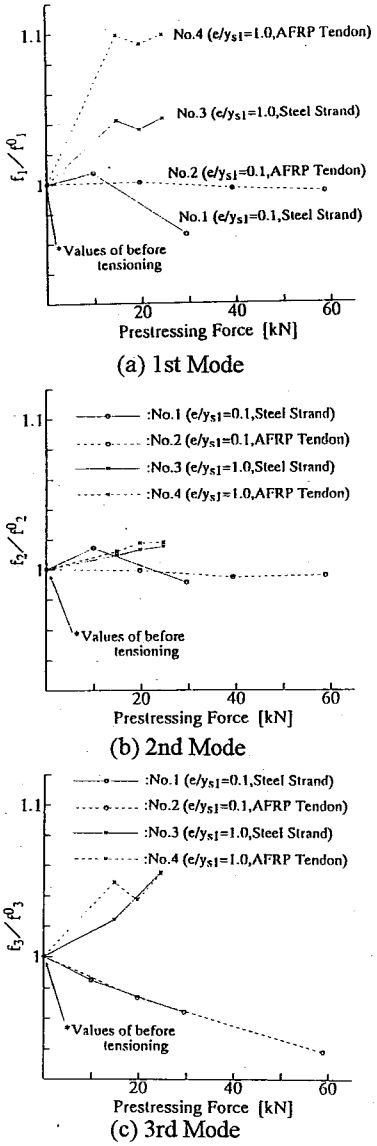


Fig.5 f_i/f_i^0-Prestressing Force Relationships before and after Tensioning

f_i/f_i^0(i=1,2,3:分母は緊張前における各次振動の固有振動数)と導入プレストレス力との関係を示したものである．例えば同図より，緊張後，f_i/f_i^0<1.0では固有振動数が緊張前に較べ減少し，f_i/f_i^0>1.0では増加していることをそれぞれ示す．以下では，主として**Table 2**および**Fig.5(a)**～**(c)**に示した結果を基に，本実験の結果考察を行っている.

[固有振動数]

Table 2および**Fig.5(a)**～**(c)**から，緊張材を小偏心配置(e/y_{s1}=0.1)した供試体(No.1,No.2)では，一部に傾向が異なるデータも見られるものの，全体的には緊張材種に関係なくプレストレス力を導入した後，僅かながらではあるがf_i/f_i^0が1.0を下回る傾向にあるのが分かる．また，その傾向を1次～3次振動モード別で見ると，導入プレストレス力が増すにしたが

い，f_i/f_i^0の低下が進行しているのが分かる．一方，緊張材を大偏心配置(e/y_{s1}=1.0)した供試体(No.3,No.4)では小偏心配置の場合と異なり，f_i/f_i^0が1.0を上回る傾向にあるのが分かる．また，その傾向を1次～3次振動モード別で見ると，各次振動において，f_i/f_i^0が1.0を上回る傾向を示しているのが分かる．

以上の結果を緊張材種の違いから見ると，小偏心配置では殆ど緊張材種間に有意な差が認められない[**Fig.5(a)～(c)**参照]．一方，大偏心配置では緊張材にAFRP緊張材を用いている供試体No.4の方が，PC鋼より線を用いているNo.3よりも，f_i/f_i^0が比較的大きくなっているのが分かる[**Fig.5(a)～(c)**参照]．本実験で用いた2種類の緊張材では，PC鋼より線の方がAFRP緊張材よりも引張剛度が約1.3倍大きく，そのため構造系の曲げ剛性への寄与も大きいと考えられる．しかしながら本実験結果は，このような緊張材の引張剛度により，事前に予想された結果と異なる傾向を示している．この傾向については今後の解明が必要である．

以上より，固有振動数に関しては，桁に小偏心配置(e/y_{s1}=0.1)でプレストレス力を導入すると，軸力成分(圧縮力)が卓越するため，桁の固有振動数が僅かではあるが，減少傾向を示すと考えられる．一方，大偏心配置(e/y_{s1}=1.0)では，導入プレストレス力が比較的小さく，固有振動数を減少させる軸力成分が僅かとなる．それにより，固有振動数を減少させる要因効果が低下する．それと同時に，緊張材を大偏心配置すれば，構造系の曲げ剛性が高まり，桁の見かけの曲げ剛性も高まるので，その結果，桁の固有振動数が増加傾向を示すものと考えられる．

[減衰定数]

Table 2より緊張前後での減衰定数hについて考察するが，ここでは特に，基本振動(1次振動)におけるhについて考察を行うことにする．

Fig.6は，基本振動に対する減衰定数比h_1/h_1^0(分母は緊張前の減衰定数)と導入プレストレス力の関係を示したものである．これよりNo.1を除くすべての供試体で，h_1/h_1^0が1.0を下回っているのが分かる．この傾向は，f_i/f_i^0が1.0より比較的大きく上昇していたNo.3，No.4の大偏心配置の供試体で顕著である[**Fig.5(a)**参照]．しかしながら，導入プレストレス力による有意な差は認められない．

構造物の減衰性状の評価は，①材料減衰(内部減衰など)と，②構造減衰(継手部等でのエネルギー消散減衰など)といった要因別に分けて一般に評価される[8]．本実験で用いた供試体では，緊張材を桁端部で定着し，2箇所の偏向部で緊張材を偏向して

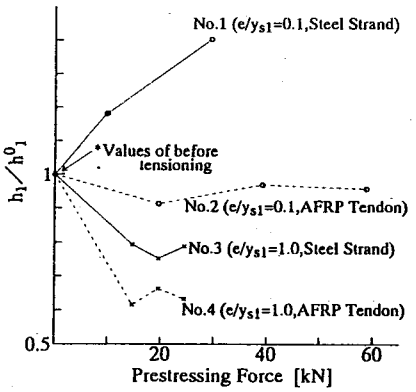


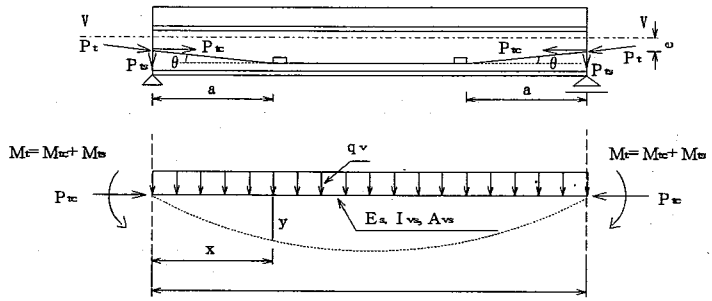
Fig.6 h_1/h_1^0-Prestressing Force Relationships before and after Tensioning

いる．このことから，定着端や偏向部で生じる緊張材の摩擦などによるエネルギー消散により，減衰性が増す可能性が高いと考えられる．しかしながら，本構造では偏向部での緊張材との接触面を減摩処理していることから，構造減衰への寄与はあまり期待はできない．さらに，本実験では補強後に固有振動数が顕著に増加した供試体No.3，No.4で，hが顕著な低下を示している．このように，本実験からは外ケーブル緊張材に関して上記②が関与したとしても，構造減衰とhの低下とは傾向的に一致せず，直接的には関係しないと考えられる．すなわち，緊張後の桁のhの低下は，先に述べた①，②の要因によるのではなく，むしろ，桁の見かけの曲げ剛性の増加が関係しているものと考えられる．例えば，質量m，バネ定数k，粘性減衰係数cからなる一般的な1自由度系の減衰自由振動モデルのhを考えた場合，振動方程式からhは，$h=c/2\sqrt{km}$で与えられる．したがって，本実験で用いた供試体を1自由度系の減衰自由振動モデルと仮定した場合，緊張材を取り付けることで，供試体No.3，No.4ではm，cに殆ど変化がなく，見かけの曲げ剛性kのみが大きくなり，$h=c/2\sqrt{km}$からhが低下することが分かる．

このように，1自由度系の減衰自由振動モデルを使った理論的な説明から，緊張後の桁のhが低下を示す原因については，桁の見かけの曲げ剛性の増加が主たる要因であると考えられる．

3．固有振動数算定式の導出[9),10),11),12)]

前章では，外ケーブルプレストレスが桁の振動特性に影響を与える可能性があることが，実験的に分かった．特に固有振動数および減衰定数については比較的顕著に影響が現れる．本章では，外ケーブルプレストレスが施される合成桁の固有振動数を，事前に推定するための固有振動算定式を導出する．



where, ℓ : Span length, q_V : Distributed-mass, I_{VS} : Equivalent geometrical moment of inertia composite girder

A_{VS} : Cross-sectional area converted into steel section, P_t^0 : Initial prestressing force

P_{tc} : $P_t\cos\theta=(P_t^0+\Delta P_t)\cos\theta=P_{tc}^0+\Delta P_{tc}$, P_{ts} : $P_t\sin\theta=(P_t^0+\Delta P_t)\sin\theta=P_{ts}^0+\Delta P_{ts}$

ΔP_{tc} : Component of horizontal direction of increased prestressing force due to flexural vibration

ΔP_{ts} : Component of vertical direction of increased prestressing force due to flexural vibration

y : Vibration displacement, $M_t=M_{tc}+M_{ts}=P_{tc}\cdot e+P_{ts}\cdot a$

Fig.7 Analysis Model of the Vibration System

（1）解析モデル

本研究では，**Fig.7**に示すような分布質量系はりモデルにより得られる振動方程式から，固有振動数算定式を導くことを試みる．なお，外ケーブルの配置形式には，クイーンポスト形式を採用している．

Fig.7に示すようなクイーンポスト形式では，スパン間において外ケーブル緊張材を2箇所の偏向部で偏向している．したがって，導入プレストレス力は鉛直成分P_{ts}と水平成分P_{tc}として，それぞれ合成桁に作用するものと仮定する．その結果，合成桁には軸力P_{tc}と定着端において中立軸からの偏心距離eによる偏心モーメントM_{tc}および鉛直成分P_{ts}による偶力モーメントM_{ts}が作用することになる．

以上の仮定に基づき，振動方程式を**Fig.7**に示す外力系に対して定式化する，なお，合成桁断面は軸方向に一様であると仮定する．

（2）固有振動数算定式

外ケーブル緊張材によるプレストレス力を受ける桁のたわみ振動方程式は，次式で表せる．

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(E_sI_{vs}\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right)+\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(P_t y\right)-\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(M_p\right)=-\frac{\sum\gamma_iA_i}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (1)$$

ここで，E_sI_{vs}は桁の曲げ剛性，γ_iは桁部材の単位体積重量，A_iは各桁部位の断面積である．また，式(1)中のP_tはプレストレス力を，M_pはプレストレス力による曲げモーメントを表している．

いま，P_tおよびM_pを**Fig.7**に示す記号を用いて，次式のように表す．

$$P_{tc}=P_{tc}^0+\Delta P_{tc} \quad (2)$$

$$M_p=\left(P_{tc}^0+\Delta P_{tc}\right)e+\left(P_{ts}^0+\Delta P_{ts}\right)a \quad (3)$$

式(2),(3)を式(1)に代入すると，振動方程式が次式のように得られる．

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(E_sI_{vs}\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right)+\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(P_{tc}^0+\Delta P_{tc}\right)y-\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left\{\left(P_{tc}^0+\Delta P_{tc}\right)e+\left(P_{ts}^0+\Delta P_{ts}\right)a\right\}=-\frac{\sum\gamma_iA_i}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (4)$$

式(4)中のP_{tc}^0,P_{ts}^0は，それぞれ導入プレストレス力の水平および鉛直成分である．したがって，それらはxに関係なく決まる．また，振動変位の最大値y_{max}は$y_{max}\ll e$なので，$\Delta P_{tc}\cdot y\ll\Delta P_{tc}\cdot e$となり$\Delta P_{tc}\cdot y$を無視することができる．よって，式(4)はさらに式(5)のように整理される．

$$E_sI_{vs}\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+P_{tc}^0\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}-\left\{e\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\Delta P_{tc}\right)+a\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(\Delta P_{ts}\right)\right\}=-\frac{\sum\gamma_iA_i}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \quad (5)$$

ここで，ΔP_tはたわみ振動にともなう緊張材張力の変化量であり，桁の振動変位yに比例して増減する．したがって，ΔP_tはyの最大値に比例し，振動変位が微小であると仮定すると，ΔP_tは弾性方程式$\delta_0+(\Delta P_t\cos\theta)\delta_1=0$より，次式のように求められる．

$$\Delta P_t\cos\theta=\frac{\int\frac{mM}{E_sI_{vs}}dx}{\int\frac{m^2}{E_sI_{vs}}dx+\frac{\ell}{E_sA_{vs}}+\frac{\ell_t}{E_tA_t}}=\frac{\frac{P\ell^2}{8E_sI_{vs}}\left(e\cdot\cos\theta+a\cdot\sin\theta\right)}{\frac{\ell}{E_sI_{vs}}\left(e\cdot\cos\theta+a\cdot\sin\theta\right)^2+\frac{\ell}{E_sA_{vs}}+\frac{\ell_t}{E_tA_t}} \quad (6)$$

ここで，Pは作用荷重，E_tは緊張材の弾性係数，A_tは緊張材の断面積，ℓ_tは緊張材長である．なお，式(6)では，せん断力の影響は小さいものとして無視している．式(6)よりΔP_tは次式で表される．

$$\Delta P_t = \frac{\ell(e\cdot\cos\theta + a\cdot\sin\theta)}{8\cos\theta\left\{(e\cdot\cos\theta + a\cdot\sin\theta)^2 + \lambda\right\}}P \qquad (7)$$

ここで，$\lambda = \frac{I_{vs}}{A_{vs}} + \frac{E_s I_{vs}}{E_t A_t}\frac{\ell_t}{\ell}$である．

一方，作用荷重Pによるスパン中央のたわみy_pは次式で求められる．

$$y_p = \frac{\ell^3}{48E_s I_{vs}}P \qquad (8)$$

式(8)にPについて整理した式(7)を代入すると，次式が得られる．

$$y_p = \frac{\ell^2\cos\theta\left\{(e\cdot\cos\theta + a\cdot\sin\theta)^2 + \lambda\right\}}{6E_s I_{vs}(e\cdot\cos\theta + a\cdot\sin\theta)}\Delta P_t \qquad (9)$$

また，ΔP_tにより生じる桁の上そり$y_{\Delta P_t}$は，次式で求められる．

$$y_{\Delta P_t} = \frac{M_{\Delta P_t}}{8E_s I_{vs}}\ell^2 = \frac{e\cdot\cos\theta + a\cdot\sin\theta}{8E_s I_{vs}}\ell^2\Delta P_t \qquad (10)$$

ここで，$y = y_p - y_{\Delta P_t}$の関係から，式(9)および式(10)より，yは次式のようになる．

$$y = \frac{(4\cos\theta - 3)(e\cos\theta + a\sin\theta)^2 + 4\lambda\cos\theta}{24E_s I_{vs}(e\cos\theta + a\sin\theta)}\ell^2\Delta P_t \qquad (11)$$

よって，式(11)よりΔP_tはyの関数として次式のように表される．

$$\Delta P_t = \frac{24E_s I_{vs}(e\cos\theta + a\sin\theta)}{\ell^2(\mu + 4\lambda\cos\theta)}y \qquad (12)$$

ここで，$\mu = (4\cos\theta - 3)(e\cos\theta + a\sin\theta)$である．

つぎに，桁断面はスパン方向に一様と仮定していることから，式(12)を式(5)に代入し整理すると，次式のようになる．

$$E_s I_{vs}\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \left(P_{tc}^0 - \frac{24E_s I_{vs}}{\ell^2}\frac{\nu}{\mu + 4\lambda\cos\theta}\right)\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -\frac{\sum\gamma_i A_i}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2} \qquad (13)$$

ここで，$\nu = (e\cos\theta + a\sin\theta)^2$である．

式(13)は桁の非減衰自由振動方程式である．振動理論により，$X(x)$を振動形の基準関数，ω_nをその固有円振動数と考えると，式(13)の解は$y = X(x)e^{i\omega_n t}$と表すことができる．

よって，$y = X(x)e^{i\omega_n t}$を式(13)に代入し，整理すると次式が得られる．

$$E_s I_{vs}\frac{d^4 X}{dx^4} + \left(P_{tc}^0 - \frac{24E_s I_{vs}}{\ell^2}\frac{\nu}{\mu + 4\lambda\cos\theta}\right)\frac{d^2 X}{dx^2} = \frac{\sum\gamma_i A_i}{g}\omega_n^2 X \qquad (14)$$

本解析モデルでは，桁の支持条件が単純支持であることから，$X(x)$は次式のようになる．

$$X(x) = D\sin\frac{n\pi}{\ell}x \quad (n = 1,2,3\cdots) \qquad (15)$$

ここで，Dは任意定数である．

よって，式(15)を式(14)に代入して整理すると，次式が得られる．

$$E_s I_{vs}\left(\frac{n\pi}{\ell}\right)^4 - \left(P_{tc}^0 - \frac{24E_s I_{vs}}{\ell^2}\frac{\nu}{\mu + 4\lambda\cos\theta}\right)\left(\frac{n\pi}{\ell}\right)^2 = \frac{\sum\gamma_i A_i}{g}\omega_n^2 \qquad (16)$$

式(16)をω_nについて解くと，次式が得られる．

$$\omega_n = a_v\left(\frac{n\pi}{\ell}\right)^2\xi \qquad (17)$$

$$\xi = \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{\ell}{n\pi}\right)^2\frac{P_{tc}^0}{E_s I_{vs}} + \frac{24}{(n\pi)^2}\frac{\nu}{\mu + 4\lambda\cos\theta}\right\}} \qquad (18)$$

ただし，$a_v^2 = \frac{E_s I_{vs}}{\sum\gamma_i A_i}g$である．

よって，n次の固有振動数f_nは，$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$の関係より次式で与えられる．

$$f_n = a_v\frac{\pi}{2\ell^2}n^2\xi \qquad (19)$$

式(19)中のξは，本補強方式による固有振動数への影響を示しており，式(18)から，導入プレストレス力と外ケーブル緊張材の配置形状が主な影響要因であることが分かる．つまり，$\xi = 1$，すなわち緊張前では，一般の合成桁モデルの固有振動数算定式を表すが，$\xi > 1$とき，すなわち導入プレストレス力の水平成分の影響よりも，配置形状の影響が比較的顕著に現れるときは，固有振動数を増加させることを表す．一方，$0 < \xi < 1$のとき，すなわち水平成分の影響が比較的顕著に現れるときは，それを減少させる方向に作用することが，本算定式より分かる．

Table 3 Comparison of Fundamental Frequency between Measured and Calculated Values

Specimen	PS[kN]	Fundamental frequency			
		Measured		Calculated	
		f_1	f_1/f^0	f_1	f_1/f^0
No.1	non-PS	56.32	1.000	56.32	1.000
	9.8	56.72	1.007	57.48	1.021
	29.4	54.42	0.966	57.44	1.020
No.2	non-PS	53.40	1.000	53.40	1.000
	19.6	53.45	1.001	54.35	1.018
	39.2	53.22	0.997	54.31	1.017
	58.8	53.10	0.994	54.27	1.016
No.3	non-PS	52.18	1.000	52.18	1.000
	14.7	54.38	1.042	55.60	1.066
	19.6	54.06	1.036	55.59	1.065
	24.5	54.47	1.044	55.58	1.065
No.4	non-PS	51.60	1.000	51.60	1.000
	14.7	56.72	1.099	54.35	1.053
	19.6	56.41	1.093	54.34	1.053
	24.5	56.72	1.099	54.33	1.053

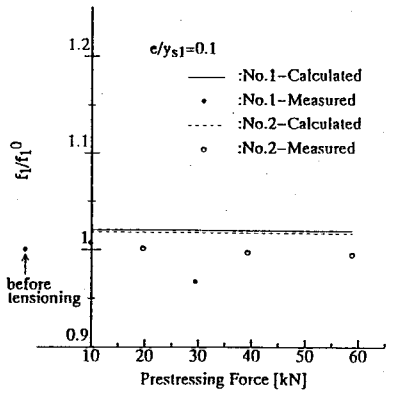
（3）固有振動数算定式の精度検証

本算定式による固有振動数の算定精度を，前章で示した実験結果との比較から検証する．なお，固有振動数の算定の際に必要な合成桁の曲げ剛性E_sI_{ws}については，各供試体の緊張前の加振応答実験から得られた基本振動数f_1^0を，単純ばりの固有振動数式に代入して同定される値$E_sI_{ws}=(4\ell^4\sum\gamma_iA_i/g\pi^2)(f_1^0)^2$を用いた．したがって，本節では基本振動数比$f_1/f_1^0$による実験値と算定値の比較から，本算定式の精度について検証を行った．

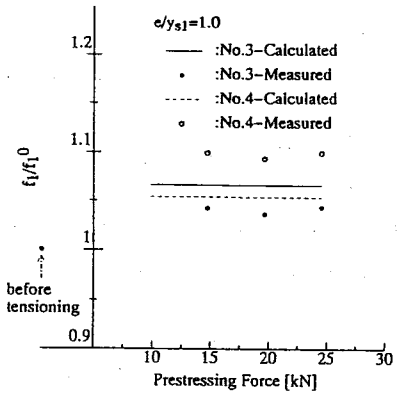
Table 3に，各供試体の基本振動数およびf_1/f_1^0に関する実験値と算定値を示す．また，**Fig.8(a),(b)**に緊張材を小偏心および大偏心配置した場合の実験値と算定値のf_1/f_1^0と導入プレストレス力の関係を示す．

Table 3および**Fig.8(a)**から小偏心配置の実験値と算定値を比較すると，両者とも導入プレストレス力の増加にともなって，f_1/f_1^0が僅かではあるが1.0を下回る傾向が見られる．ここで，算定値ではプレストレス力を導入した初期段階で，既にf_1/f_1^0が幾分か増加しているのが明確に分かる**[Fig.8(a)参照]**のに対し，実験値ではこのような傾向が見られない．算定値に見られるこの傾向は，緊張材の配置形状の影響によるものと考えられる．したがって，両者の比較から，導入プレストレス力の増加にともなうf_1/f_1^0の変化傾向は，実験値と算定値で傾向的に一致していると言える．しかしながら，緊張材の配置形状の影響については，実験値と算定値の間にその影響による差が認められる．

Table 3および**Fig.8(b)**から大偏心配置の実験値と算定値を比較する．まず実験値では，導入プレストレス力に関わらずf_1/f_1^0が1.0を上回っているのが分かる．これは配置形状の影響によるものと考えられる．また，導入プレストレス力の増加にともなうf_1/f_1^0に



(a) Case of Specimen-A (Slightly eccentric tendons)



(b) Case of Specimen-B (Highly eccentric tendons)

Fig.8 Comparison of f_1/f_1^0-Prestressing Force Relationships between Measured and Calculated Values

は有意な変化は見られない．さらに，緊張材種によりf_1/f_1^0が異なっており，供試体No.4(AFRP緊張材)の方がNo.3(PC鋼より線)よりも増加率が大きくなっている．一方，算定値は緊張材の配置形状の影響により，算定値では導入プレストレス力の初期段階から，f_1/f_1^0が小偏心配置に比較して大幅に増加しているのが分かる．さらに，緊張材種の影響としては緊張材の引張剛度が，AFRP緊張材に対してPC鋼より線の方が約1.3倍大きいことから，その影響によるf_1/f_1^0の差異が**Fig.8(b)**から明らかである．これらの比較から，導入プレストレス力の増加にともなうf_1/f_1^0の変化傾向は，実験値と算定値ではほぼ同じ傾向にある．しかしながら，緊張材種による増加傾向については実験値と算定値で異なっている．また，配置形状の影響については，小偏心配置と大偏心配置の実験値を比較すると，e/y_{s1}が比較的大きい緊張材の配置形状ほど，f_1/f_1^0の増加に与える影響が大きくなることが分かり，算定値はその傾向を示しているものと考えられる．

以上より，本算定式により求められる固有振動数の値と実験値を比較した場合，算定精度には若干の問題がある．しかしながら，固有振動数比の比較から，補強後の桁の固有振動数の変化傾向について

は，算定値は導入プレストレス力および緊張材の配置形状の影響を比較的よく表していると考えられる．このことから，本算定式は構造系の平均断面諸量やヤング係数，緊張材の配置形状や導入プレストレス力といった構造条件を基本にして，比較的容易に補強後の桁の固有振動数の変化を推定することが可能であると考えられる．

4．まとめ

本研究は，外ケーブルプレストレス補強が，合成桁のたわみ振動特性に与える影響を，実験的および解析的に検討したものである．以下では，それらから得られた主要な結果をまとめる．

(1) 外ケーブルプレストレスは，桁の固有振動数に影響を与える．その程度については，小偏心配置(e/y_{si}=0.1)では，軸力成分(軸圧縮力)の卓越により固有振動数は減少する傾向がある．一方，大偏心配置(e/y_{si}=1.0)では，導入力の制約条件上，導入プレストレス力が比較的小さく，さらに，大偏心配置では桁の見かけの曲げ剛性が大きくなるため，桁の固有振動数を増加させる傾向がある．

(2) 緊張後の減衰定数に関しては，固有振動数が比較的大きく増加していた供試体No.3，No.4(大偏心配置)で，減衰定数の減少が著しい．これは，導入プレストレス力よりもむしろ，桁の見かけの曲げ剛性の変化に関係するものと考えられる．

(3) 本研究で提案した桁の固有振動数算定式は，実験値との比較から，構造系の平均断面諸量，ヤング係数，外ケーブル緊張材の配置パラメータ(定着単偏心距離,偏向角,緊張材引張剛度)および導入プレストレス力といった構造条件を基本にして，比較的容易に補強後の桁の固有振動数の変化を推定することが可能である．

謝辞：本研究は第一著者が神戸大学大学院在学中に取りまとめた修士論文の一部をまとめたものである． 高田至郎教授を始め，李騰雁助手そして小林秀惠技官には多大にお世話になった．ここに記し謝意を表する次第である．

参考文献

1) 文献調査委員会：プレストレスト(PS)鋼構造,土木学会誌6月号,pp.62－69，1965.6
2) 八塚博,山田金喜,渡辺泰行,柏木亮二,名取暢：既設鋼鈑桁橋のプレストレス導入による補強,橋梁と基礎,pp.15－24，1996.3
3) 西川和廣,神田昌幸,福地友博：合成げたの床版打換え工法に関する試験調査,第21回日本道路会議論文集,一般論文集(B)，1995
4) 宮本文穂,平田勝己,鄭 勝仁：プレストレスト合成桁の弾塑性挙動解析と性能評価に関する研究,土木学会論文集, No.513/ I －31,pp.65－76，1995.4
5) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会振動剛性分科会：橋梁機能小委員会報告書,関西道路研究会，H.1.3
6) 倉部 誠：図説・モード解析入門,大河出版，1988.1
7) 加川幸雄，石川正臣：モーダル解析入門,オーム社,1989.5
8) 伊藤学,片山恒雄：橋梁構造の振動減衰,土木学会論文集,第117号,pp.12－21，1965.5
9) 山口富夫,白木万博,淡立靖夫：筏橋プレストレスト橋の載荷実験結果の考察,三菱重工研究報告,第883号,pp.1－10，1958.8
10) 宮本文穂,森川英典,平田勝己,竹内和美：プレストレスト合成桁橋の挙動解析と性能評価に関する研究,建設工学研究所報告,第35号,pp.21－49，1993.1
11) 小坪清真：土木振動学,森北出版，1973.4
12) 近藤泰夫,江崎一博：土木応用数学,コロナ, 1988.12

(1997. 8. 29 受付)

A STUDY ON DYNAMIC BEHAVIORS OF PRESTRESSED COMPOSITE GIRDER STRENGTHENED WITH EXTERNAL TENDONS

Katsuji TEI, Hideaki NAKAMURA and Ayaho MIYAMOTO

Prestressing technique with external tendons can be considered as one effective method applicable to strengthening of deteriorated existing bridges due to increasing overloading and progressive structural aging. In this paper, in order to investigate the dynamic behaviors of prestressed composite girder bridges strengthened with external tendon, a simply supported prestressed composite girder which varied of prestressing force level, eccentricity of draped tendons and material properties of tendons was made for subject of a practical example . Furthermore, a formula for calculating natural frequency of the composite girder prestressed with external tendons is derived from a natural frequency equation obtained from a distributed-mass beam model ,and then accuracy of the formula is verified to compare values obtained from the formula with determined experimentally .

外ケーブルプレストレス工法で補強した既存橋梁の振動特性

有馬健次[1]・白倉篤志[2]・久保田安祐[3]・山本晃久[4]・宮本文穂[5]

[1]正会員　工博　　ニチゾウテック　技術本部　（〒551 大阪市大正区鶴町 2-15-26）
[2]正会員　工学士　ニチゾウテック　技術本部　第1技術部　（〒551 大阪市大正区鶴町 2-15-26）
[3]非会員　工学士　兵庫県社土木事務所　（〒673-14 兵庫県加東郡社町社 1075-2）
[4]正会員　工修　　川崎重工業　西部橋梁技術部（〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島 8）
[5]正会員　工博　　山口大学教授　工学部知能情報システム工学科（〒755　山口県宇部市常盤台 2557）

国内で鋼橋に適用した実施例の少ない外ケーブルプレストレス工法を、単純支持合成桁橋の補強工事に適用した機会を利用して、プレストレスの導入による橋本体の振動特性の変化を明らかにする目的で打撃実験を実施した。実験で得られた打撃力・応答加速度を用いてモーダル解析を行い、固有振動数・減衰比・振動モードを求めてプレストレス導入の影響を検討し次のことが明らかになった。

固有振動数は、プレストレス導入により、たわみ振動で 3 ～ 9%、ねじれ振動で 2 ～ 3%各々低下するが、減衰比は減少傾向のみ見られる。また、振動モードについては殆ど変化は認められない。

Key Words :　*modal analysis ,modal parameter,prestressing ,external tendon*

1．はじめに

プレストレス工法を用いたコンクリート構造のプレストレストコンクリート（ＰＣ）が非常に進歩したが、外国では鋼構造に対してもプレストレスを導入することの利点・応用が研究されてきた[1]。しかし、日本に於いては鋼構造へのプレストレス工法の実施例は数多く見られない[2) 3)]。著者らの一人は、合成桁に対する恒久的な補強対策の観点より、外ケーブルプレストレス工法が合成桁の耐荷力の向上等の補強効果を静的力学特性面で理論的・実験的に検討を行った結果、その補強工法の一つとして有効なことを論じた[4]。著者らの知る限りでは、本工法のたわみ振動などの振動特性への影響についての検討は余りなされていない[5]。プレストレス導入によって生じる固有振動数や減衰定数の影響を明らかにすることは、橋梁の疲労強度や振動・騒音問題にとっても重要と考えられる。

既設橋梁に於いて、交通量の増加に伴う活荷重の増加が予想される場合、目立った損傷が認められない橋梁に対して外ケーブルプレストレス工法と床版増厚工法の組み合わせ工法を適用することが考えられる。

兵庫県M橋は架設後 30 年以上経過した 3 主桁単純支持合成桁橋であり、上記の組み合わせ工法を採用して 2 等橋から 1 等橋に格上げする機能向上工事が実施された[6) 7)]。この工事を利用して外ケーブル緊張前後及び完成終了後での振動特性の変化を把握する為の打撃加振実験を実施した[8)]。本論文では外ケーブルプレストレス工法で補強された本橋の振動特性の変化について実験結果より種々の考察を試みたものである。

2．対象橋梁及び補強工事

(1) 対象橋梁

対象橋梁M橋の構造概要を図．2.1 に示す。対象部分である既設橋梁は橋長 35.3m、幅員 5.0m の 3 主桁単純鋼合成鈑桁橋であり、補強・拡幅工事が実施された。その概要は、既設橋梁をＢ活荷重対応の機能を持たせるように外ケーブルを用いたプレストレス工法及び床版増厚工法による補強を実施し、拡幅では既設橋梁に平行して新設橋梁（幅員 6m)が設置された。

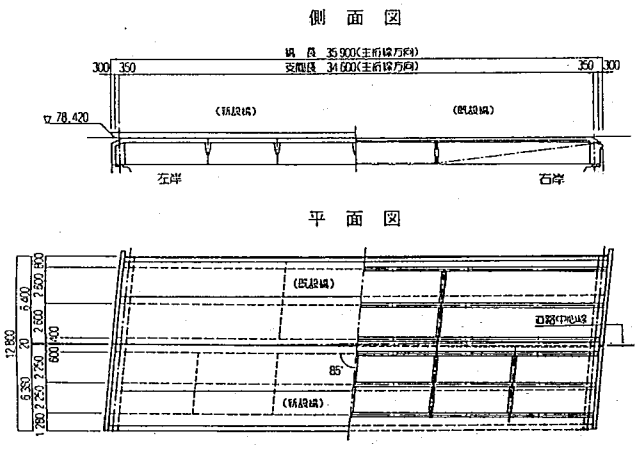


図 2.1 対象橋梁

(2) 補強工事

本既設橋梁に採用した外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ工法は、3主桁の両面に1本ずつ配置した外ｹｰﾌﾞﾙに張力を導入することにより、主桁にﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを与えて桁断面内の応力分布を改善する工法である。すなわち、外ｹｰﾌﾞﾙによるﾌﾟﾚｽﾄﾚｽが鋼桁や床版に軸力・曲げﾓｰﾒﾝﾄを付与し、従来設定している応力にこれらの応力の重ね合わせにより死・活荷重の応力を低減しようとするものである。

外ｹｰﾌﾞﾙのﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ力は主桁断面内の応力度が許容応力度内に収まるように設定されている。図.2.2 にその工法の概要を示す。他の補強工事の工法は図.2.2 に示す床版増厚工法であり、既設床版上に新設床版を増厚して上部工の剛性を増す耐荷力向上工法である。さらに、ｺﾝｸﾘｰﾄ横桁を設けてｺﾝｸﾘｰﾄ床版と一体化させることも実施した。

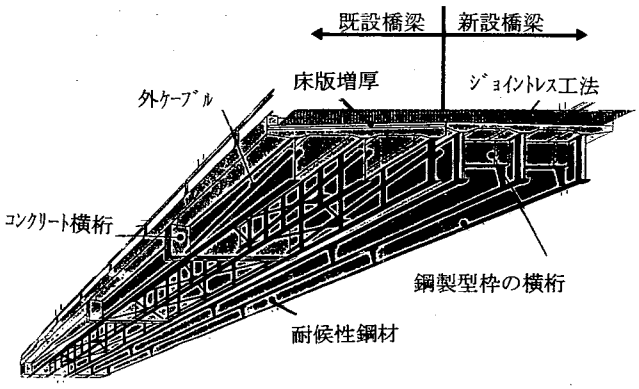
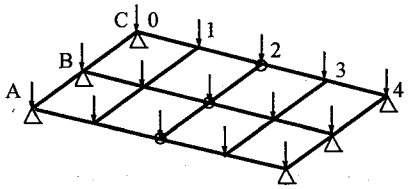


図 2.2 補強・拡幅工事概要

3. 打撃加振実験

(1) 実験方法

打撃加振実験では、図.3.1 に示す測点について矢印の計測点をｲﾝﾊﾟﾙｽﾊﾝﾏｰを用いて打撃を加える「加振点移動法」により打撃力波形を、ｻｰﾎﾞ型加速度計により○印の測点での応答加速度波形を各々計測した。このようにして得た加振力・応答加速度を FFT 処理を行い伝達ｲﾅｰﾀﾝｽ関数（以下伝達関数と呼ぶ）を各加振点毎に求めた。なお、実験誤差の軽減を図る為に、各加振点当たり 5 回の平均伝達関数を得ることにした。



↓; 打撃点（打撃力測点）
o; 加速度測点

図 3.1 計測点配置図

(2) 実験内容

打撃加振実験は補強工事による振動特性の変化を把握することを目的としているので、

ｽﾃｯﾌﾟ 0 : 補強工事着工前
ｽﾃｯﾌﾟ 1 : ｹｰﾌﾞﾙ張力導入前（荷重分配横桁・床版増厚ｺﾝｸﾘｰﾄ打設・ｺﾞﾑ支承部設置）
ｽﾃｯﾌﾟ 2 : ｹｰﾌﾞﾙ張力導入後（外ｹｰﾌﾞﾙ緊張材・ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ力 150tf）
ｽﾃｯﾌﾟ 3 : 完成後（歩道部設置・舗装）

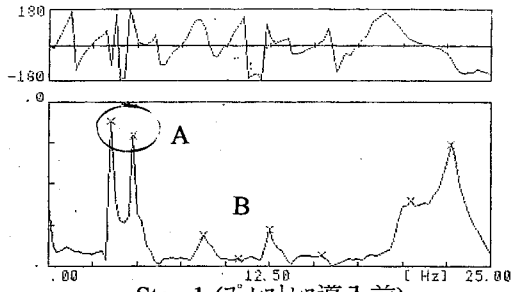
について各段階で実験を行った。各ｽﾃｯﾌﾟで得た伝達関数を用いてﾓｰﾀﾞﾙ解析を行いﾓｰﾀﾞﾙﾊﾟﾗﾒｰﾀ（固有振動数 f、減衰定数 h、振動ﾓｰﾄﾞ）を求めた。これらのﾓｰﾀﾞﾙﾊﾟﾗﾒｰﾀの算定は、ﾎﾞｰﾄﾞ線図で示す伝達関数に対してｶｰﾌﾞﾌｨｯﾄ（多自由度系ｶｰﾌﾞﾌｨｯﾄ）を行い f を求め[9]、ﾊｰﾌﾊﾟﾜｰ法により h を推定する。さらに、伝達関数の最大値より留数ﾏﾄﾘｯｸｽに内包されているﾓｰﾀﾞﾙﾍﾞｸﾄﾙを算定して振動ﾓｰﾄﾞを求めた。

4. 実験結果

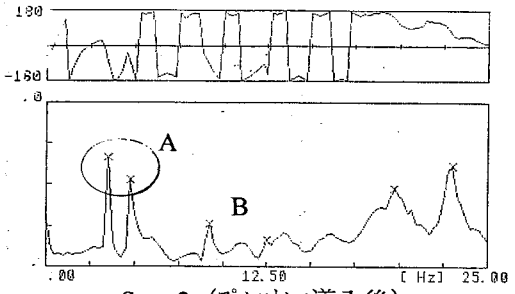
(1) 打撃加振実験

ｽﾃｯﾌﾟ 1 と 2 の打撃点 A3 の打撃力に対する測点 C2 の応答加速度の伝達関数の実測例を図.4.1 に示す。各ｽﾃｯﾌﾟの伝達関数の振幅のﾋﾟｰｸ形状の変化は殆ど認められないが、位相の形状は少し差違が生じている。これは打撃力に対する構造物の応答加速度の比である振幅に比べ、両者の位相が構造系の変化に対する感度がより高い傾向にある為である。言い換えると、減衰定数の変化が大きいことによる。

振動数 3Hz、5Hz 付近の振幅のﾋﾟｰｸ群 A は鋭く、ﾋﾟｰｸの最大値が大きい。しかし、7Hz、12Hz 付近

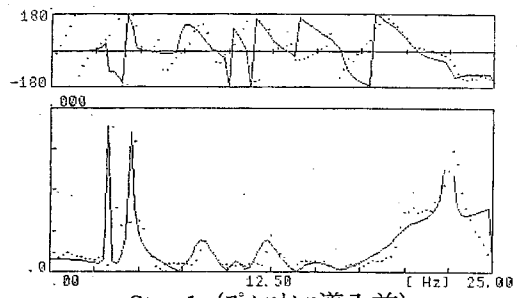


Step-1 (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入前)

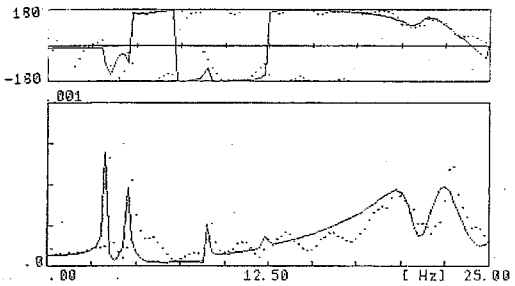


Step-2 (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入後)

図 4.1　実測伝達係数



Step-1 (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入前)



Step-2 (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入後)

図 4.2　ｶｰﾌﾞﾌｨｯﾄした伝達関数

のﾋﾟｰｸ群 B は鋭いが、ﾋﾟｰｸ値は小さい値である。これは振動ﾓｰﾄﾞ形状に起因するものである。中央測点 C2 は橋軸方向中央であるので、A 群は測点 C2 付近での中央振幅の大きい振動ﾓｰﾄﾞであり、B 群は中央部が節に近いﾓｰﾄﾞ形状によると考えられる。

(2)ﾓｰﾀﾞﾙ解析

各打撃点の打撃力と応答加速度の実測伝達関数に対してｶｰﾌﾞﾌｨｯﾄして得られた伝達関数を用いることにより固有振動数、減衰率、振動ﾓｰﾄﾞを求めた。図.4.2 は図.4.1 の伝達関数の振幅の実測値をかなりよく近似していることが分かる。しかし、位相の近似は概ね合っている程度である。この様にして得られた固有振動数、減衰比の値を表.4.1 に、振動ﾓｰﾄﾞを表.4.2 に各補強工事毎に各々示す。振動ﾓｰﾄﾞはたわみ振動・ねじれ振動が順次現れ、それらの形状は各ｽﾃｯﾌﾟでほぼ同じものである。ただし、補強工事着工前であるｽﾃｯﾌﾟ 0 では、他のｽﾃｯﾌﾟと異なり、橋軸直角方向に変形ﾓｰﾄﾞを有するたわみ振動が見られる。これはｽﾃｯﾌﾟ 1 で荷重分配横桁を設けられることにより、横断面内の剛性が高くなり、橋軸直角方向の変形ﾓｰﾄﾞが生じなくなったと考えられる。このような橋軸直角の変形ﾓｰﾄﾞを有するたわみ振動は単純合成桁では計測される。[10)]

表 4.1　実測固有振動数と減衰比

ORDER	STEP 状　況	0 着工前	1 緊張前	2 緊張後	3 完成系
1 st	f	3．0	3．5	3．2	3．4
	h	0．32	0．08	0．67	0．39
2 nd	f	5．0	4．8	4．7	5．0
	h	0．46	1．14	0．40	0．69
3 rd	f	10．3	9．2		
	h	0．59	0．49		
4 th	f	12．4	12．4	12．2	12．7
	h	0．44	2．85	1．73	0．91
5 th	f	19．8	20．3	19．7	18．8
	h	2．61	6．00	4．18	0．91
6 th	f	20．7			
	h	0．39			
7 th	f	22．3	23．0	22．4	22．1
	h	0．12	1．92	2．02	0．73
8 th	f	30．5			
	h	0．94			

f：振動数（Hz）　　h：減衰比

5．考察

(1)工事着工前橋梁振動特性

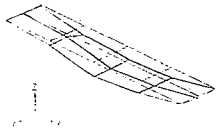
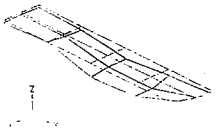
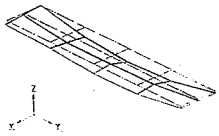
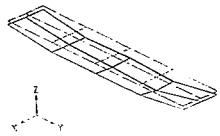
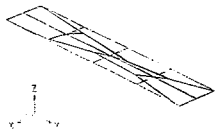
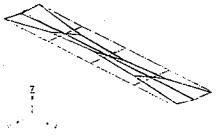
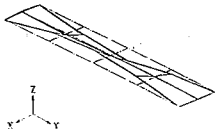
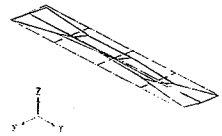
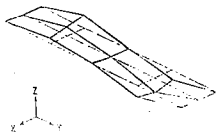
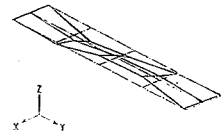
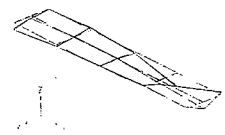
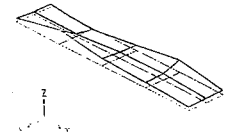
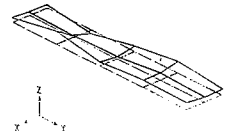
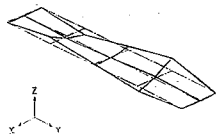
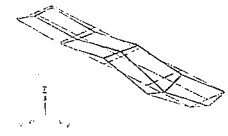
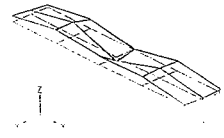
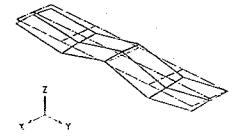
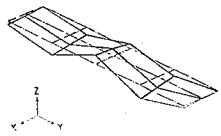
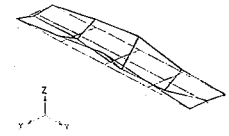
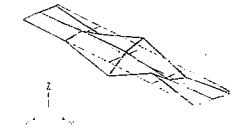
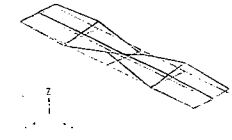
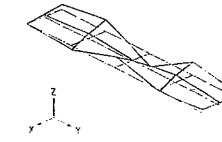
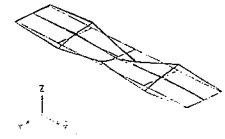
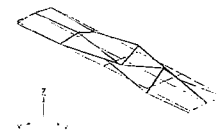
表.5.1 は各ｽﾃｯﾌﾟでの固有振動数をまとめた表である。図.5.1 は工事着工前の固有振動数について横軸に次数を、縦軸に振動数をまとめた図である。同図では、たわみ振動、ねじれ振動を○印、△印で各々示す。振動数と次数の関係は両振動共にほぼ直線関係が認められ、ねじれ振動の固有振動数がたわみ振動のそれに比べて約 2Hz 程度高い。これは主桁自体のたわみ振動特性が基礎特性としてその特性に対して横断面剛性が影響することで、たわみ振動の固有振動数より一律高い振動数のねじれ振動が生じたと考えられる。此処に示した固有振動以外に、表

表 5.1　各ｽﾃｯﾌﾟの固有振動数の変化

単位：Ｈｚ

振動ﾓｰﾄﾞ		STEP 0	STEP 1	STEP 2	STEP 3	断面姿形
対称たわみ	1次	3．0	3．5	3．2	3．4	
	2次	10．3	9．2	——	——	
	3次	19．8	20．3	19．7	18．8	
ねじれ	1次	5．0	4．8	4．7	5．0	
	2次	12．4	12．4	12．2	12．7	
	3次	22．3	23．0	22．4	22．0	
対称たわみ	1次	20．6	——	——	——	
	2次	30．5	——	——	——	

表 4.2　　実測振動モード

	Step-0	Step-1	Step-2	Step-3
たわみ1次振動	FREQ.(Hz):2.98 DAMP.(%):0.318 	FREQ.(Hz):3.49 DAMP.(%):0.081 	FREQ.(Hz):3.18 DAMP.(%):0.670 	FREQ.(Hz):3.42 DAMP.(%):0.394 
ねじれ1次振動	FREQ.(Hz):5.03 DAMP.(%):0.459 	FREQ.(Hz):4.77 DAMP.(%):1.135 	FREQ.(Hz):4.72 DAMP.(%):0.399 	FREQ.(Hz):5.00 DAMP.(%):0.693 
たわみ2次振動	FREQ.(Hz):10.33 DAMP.(%):0.586 	FREQ.(Hz):9.24 DAMP.(%):0.485 		
ねじれ2次振動	FREQ.(Hz):12.39 DAMP.(%):0.443 	FREQ.(Hz):12.36 DAMP.(%):2.851 	FREQ.(Hz):12.16 DAMP.(%):1.725 	FREQ.(Hz):12.69 DAMP.(%):0.914 
たわみ3次振動	FREQ.(Hz):19.75 DAMP.(%):2.614 	FREQ.(Hz):20.30 DAMP.(%):6.003 	FREQ.(Hz):19.66 DAMP.(%):4.183 	FREQ.(Hz):18.78 DAMP.(%):0.907 
対称たわみ1次振動	FREQ.(Hz):20.63 DAMP.(%):0.386 			
ねじれ3次振動	FREQ.(Hz):22.26 DAMP.(%):0.115 	FREQ.(Hz):22.96 DAMP.(%):1.922 	FREQ.(Hz):22.44 DAMP.(%):2.023 	FREQ.(Hz):22.04 DAMP.(%):0.725 
対称たわみ3次振動	FREQ.(Hz):30.52 DAMP.(%):0.935 			

4.2 に示している横断面方向にたわみ変形を持つ固有振動が現れている。すなわち、長手方向のたわみ振動が 1 次・3 次の振動ﾓｰﾄﾞであり、横方向には両側桁と中央桁とが逆相となる振動ﾓｰﾄﾞであり、それらの振動数 f は f=20.6,30.5 とかなり高い。この振動は梁としての挙動ではなく、板としてのものであり、前述したように、荷重分配横桁が設けられることで横断面の剛性が高くなり工事着工後にはこの振動は認められない。

(1) 外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入の影響

a)固有振動数

表.4.2 に示した振動ﾓｰﾄﾞと振動数を基に、各ｽﾃｯﾌﾟでのたわみ振動・ねじれ振動の次数を整理して図.5.1 に●印・▲印で併記した。たわみ振動 2 次については、工事着工後の各ｽﾃｯﾌﾟでは加速度計測点が中央部である為、明瞭には計測されなかった。表.4.1 中のｽﾃｯﾌﾟ 1 の次数 2 の振動数はｽﾃｯﾌﾟ 0 の次数 2 に対応すると当初思われたが、表.4.2 に示した振動ﾓｰﾄﾞの形状が違っており、次数 2 とは特定出来なかった。表.5.1 はたわみ振動・ねじれ振動を各ｽﾃｯﾌﾟ毎に振動数をまとめた表である。

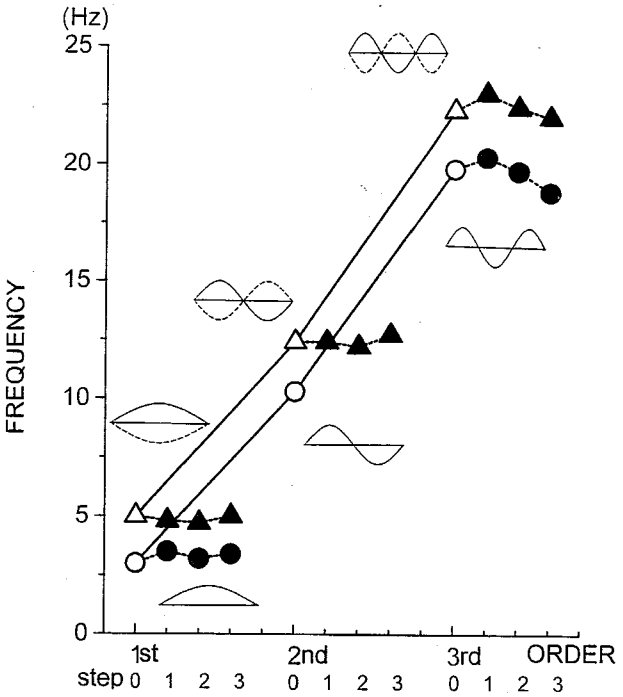


図 5.1　各ｽﾃｯﾌﾟの固有振動数の比較

たわみ振動についてﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入のみが変化したと考えられるｽﾃｯﾌﾟ 1 とｽﾃｯﾌﾟ 2 で比較すると、1 次・3 次の固有振動数が 0.3、0.6Hz の各々減少している。これらの減少率は、ｽﾃｯﾌﾟ 1 を基準にした場合には約 9 %、3 %となる。この固有振動数の低下の原因はﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの導入によるものと考えられ、従来はり理論で広く知られている軸圧縮力を受けるはりのたわみ振動の振動数が低下する現象に対応する[5]。

ねじれ振動についてｽﾃｯﾌﾟ 1 とｽﾃｯﾌﾟ 2 の振動数を比較すると、たわみ振動に比べて低下率は 2～3 %と小さい傾向にある。これはﾌﾟﾚｽﾄﾚｽがねじれ剛性に対してたわみ剛性程には影響を与えていない為と考えられる。また、ねじれ振動を主桁のたわみ振動の組み合わせと見た場合には、ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽが主桁 3 本から外側主桁 2 本に影響を与えることになる為とも解釈できる。

b)減衰定数

図.5.2 は減衰比の実測値を各ｽﾃｯﾌﾟについてまとめたものである。着工前と完成系の減衰比は全て同じ程度の数値であるが、ｽﾃｯﾌﾟ 1 とｽﾃｯﾌﾟ 2 ではかなり大きい値を示している。これは付加物により大きくなったと推定される。ｽﾃｯﾌﾟ 1 とｽﾃｯﾌﾟ 2 との比較により、たわみ振動 1 次・ねじれ振動 3 次を除いて減衰比は小さくなる傾向にある。これは 1 自由度ﾓﾃﾞﾙを想定すれば（図 5.3）、減衰定数は

$$h = C / 2\sqrt{kW/g} \qquad (1)$$

と表される。ｽﾃｯﾌﾟ 1・ｽﾃｯﾌﾟ 2 での重量変化がなく、固有振動数の低下から剛性が低下したと考えると、式(1)に当てはめると h が減少することになり、上記の事柄に符合する。

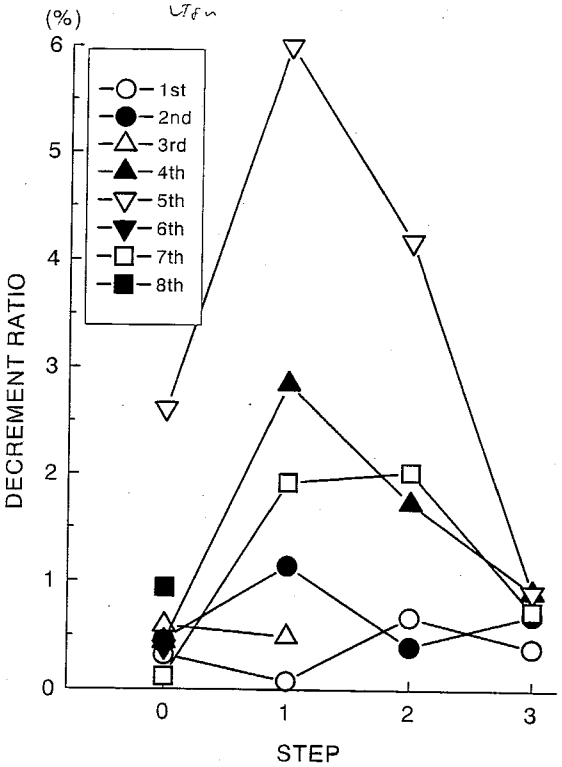


図 5.2　各ｽﾃｯﾌﾟでの減衰比の比較

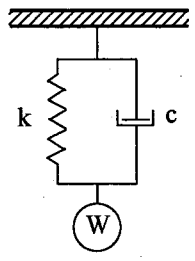


図 5.3　一質点系振動ﾓﾃﾞﾙ

6．まとめ

国内では橋に適用した実施例が少ない外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ工法を小規模な単純支持合成桁橋の補強工法に適用した機会を利用して、打撃実験を実施してﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入したことによる橋梁本体の振動性状の変化を明らかにした。これらの結果から以下の事柄が得られた。

(1)外ｹｰﾌﾞﾙによるﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入された単純支持剛性桁橋梁の固有振動数は若干低下する傾向にある。たわみ振動・ねじれ振動の固有振動数は、3～9%、2～3%の低下率が各々見られ、ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽの影響は曲げ剛性に比べてねじれ剛性への影響は少ない.

(2)橋梁本体の減衰比はﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入により減少する傾向が全般的に見られる。ただし、外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ工法を実施している間の減衰比は工事着工前と完成系に比較して付加構造物の関係で大きくなる傾向にある。

(3)ねじれ振動の固有振動数は、同じ次数でのたわみ振動のそれに比べてほぼ 3Hz の一定の振動数で高くなっている。これは3主桁のたわみ振動剛性が主に振動数を決定する要因の為である。

(4)工事着工前(ｽﾃｯﾌﾟ 0)で見られた橋軸直角方向で振動ﾓｰﾄﾞを有する対称たわみ振動は、ｺﾝｸﾘｰﾄ横桁を設けたｽﾃｯﾌﾟ 1 以降計測振動数範囲では認められなかった。これは横桁による横強度剛性が増加したことによるものと考えられる。

参考文献

1)M.S.Troitsky:Prestressed Steel Bridges ― Theory and Design ―、Van Nostrand Reinhold C0.、1990

2)国広、奥田、中村、山本：ｹｰﾌﾞﾙ支持桁新形式橋梁「ひよどり地区架設橋」の設計と施工、川崎重工技報、102 号、1989.4

3)八塚、山田、渡辺、柏木、名取：既設鋼鈑桁橋のﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入による補強、橋梁と基礎、Vol.30,N0.3、1996.3

4)宮本、森川、平田、竹内：ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ合成桁橋の挙動解析と性能評価に関する研究、建設工学研究所報告、35 号、1993.12

5)鄭、宮本、中村：外ｹｰﾌﾞﾙ方式によるﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ合成桁のたわみ振動特性、技術資料、1997.1

6)梅田、久保田、山本、宮本：外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽによる補強を行った既存合成桁橋の実橋試験、平成 9 年土木学会全国大会、1997.9

7)山本、久保田、梅田、宮本、駿河：外ｹｰﾌﾞﾙﾌﾟﾚｽﾄﾚｽによる既存合成桁橋の補強設計、平成 9 年土木学会全国大会、1997.9

8)有馬、白倉、久保田、山本、宮本：外ｹｰﾌﾞﾙｽﾄﾚｽによる補強を行った既存合成桁橋へのﾓｰﾀﾞﾙ解析の適用、平成 9 年土木学会全国大会、1997.9

9)大久保：機械のﾓｰﾀﾞﾙ･ｱﾅﾘｼｽ、中央大学出版部、1985

10)中井・吉川・佐々木・原・氏原：阪神高速大阪港線の初期値振動特性実験、第２回振動コロキウム論文報告集、橋梁振動研究会、1989.8

(1997. 8. 29受付)

APPLICATION OF MODAL ANALYSIS TO THE EXISTING STEEL GIRDER BRIDGE STRENGTHED BY USING PRESTRESSING METHOD

Kenji ARIMA, Atsushi SHIRAKURA, Yasuhiro KUBOTA,
Akihisa YAMAMOTO and Ayaho MIYAMOTO

Misaka bridge was constructed about 30 years. Its serviceability condition become more severe by traffic circumstance. This bridge was strengthed by using the prestressing method with external tendons.

In this paper, the bridge was applicated with modal analysis in field test carried out by the authors to study the effect of the prestressing method on the characteristics of the natural vibration.

Probabilistic Investigation on Dynamic Amplification Factors of Highway Bridges

Sang-Hyo Kim[1], Jong-Hak Kim[2] and Sung-Ho Yoon[2]

[1] Assoc. Professor, Dept. of Civil Eng., Yonsei University (Seoul 120-749, Korea)
[2] R.A., Dept. of Civil Eng., Yonsei University (Seoul 120-749, Korea)

The probabilistic characteristics of dynamic amplification factors of highway bridges due to traveling heavy vehicles have been examined through analytical simulation studies. The heavy vehicles are modeled as nonlinear systems with three dimensional 7-DOF for the tandem truck and 12-DOF for the semitrailer. The bridge deck surface profiles are generated from the power spectral density function models. Parametric studies on the means and extreme values of amplification factors have been performed with various traffic conditions.

Key Words : *dynamic amplification factor, steel highway bridges, deck roughness, heavy vehicle models*

1. INTRODUCTION

The highway bridges experience dynamic behaviors due to moving vehicles. The dynamic responses are generally amplified and they result in higher displacements and stresses than the static responses. Therefore, it is vitally needed to accurately estimate the amount of dynamic amplification for the design purpose. However, since the dynamic responses of highway bridges depend on various structural features including road surface conditions as well as vehicle characteristics, it is quite difficult for bridge engineers to estimate the dynamic amplification in the design stage.

Many researchers have examined the dynamic behaviors using analytical models(Huang 1993, Wang 1996). In most studies, the road surface profiles have been simulated, which is based on the power spectral density function models specified as functions of road roughness condition. Therefore, the analytical dynamic amplification factors vary significantly depending on the randomly generated road surface profiles even for the same road roughness condition, i.e., good, average, poor, etc. This is also observed from the experimental studies. The mean values of dynamic amplification factors obtained from various simulated road surface profiles are generally used as the representative values.

The dynamic amplification factors adopted in the design stage have usually two different values depending on the design limit states. A higher amplification factor is recommended for the general strength limit states while a lower value is recommended for the fatigue strength limit state. The former represents the extreme value of the amplification factors due to a severely loaded truck, whereas the latter represents the mean value of the factor due to normally loaded trucks.

In this study, the dynamic amplification factors are examined through the intensive simulation study with multi-girder steel bridges. The parametric studies for various structural and loading conditions (such as road surface roughness, surface profile model, span length, deck width, vehicle type, vehicle weight, traveling speed, traveling mode of multi-vehicle, etc.) are performed systematically and compared with the current design values.

2. ANALYTICAL MODELS

(1) Bridge models

Two 4-lane multi-girder steel bridges(35m and 25m long) and a 2-lane bridge(35m) have been designed according to Korean Design Standard for Highway Bridges(1992). The 4-lane bridges have an identical girder formation as shown in **Fig. 1**. The total weight of the design truck is 43.2tons. The configuration is exactly the same as HS-20 of AASHTO Standard Specification. The current design impact factor is recommended as a function of the loaded length(L) with the upper limit of 0.3:

$$I=\frac{15}{40+L}\leq 0.30 \qquad \text{(L in meter)} \qquad (1)$$

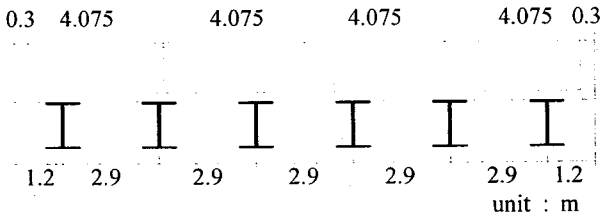


Fig. 1 Bridge model

(2) Vehicle models

Two common heavy vehicle types, i.e, a truck with a tandem axle and a semitrailer with either 4 or 5 axles, have been considered. As shown in **Fig. 2**, the tandem axle has been modeled as a single axle. Therefore, the two-axle vehicle is modeled with a 7-DOF nonlinear model, whereas the three-axle semitrailer model consists of 12-DOF(Wang, 1992). The two-axle vehicle model is assumed to have a total weight of either 25tons or 32.4tons while the three-axle semitrailer is modeled to weigh either 32.4tons or 43.2tons. As already mentioned the HS-type design truck in Korean Standard weighs 43.2tons with three axles. Therefore, the two-axle model which weight of 25tons is almost the same as the AASHTO H-type design truck with two axles.

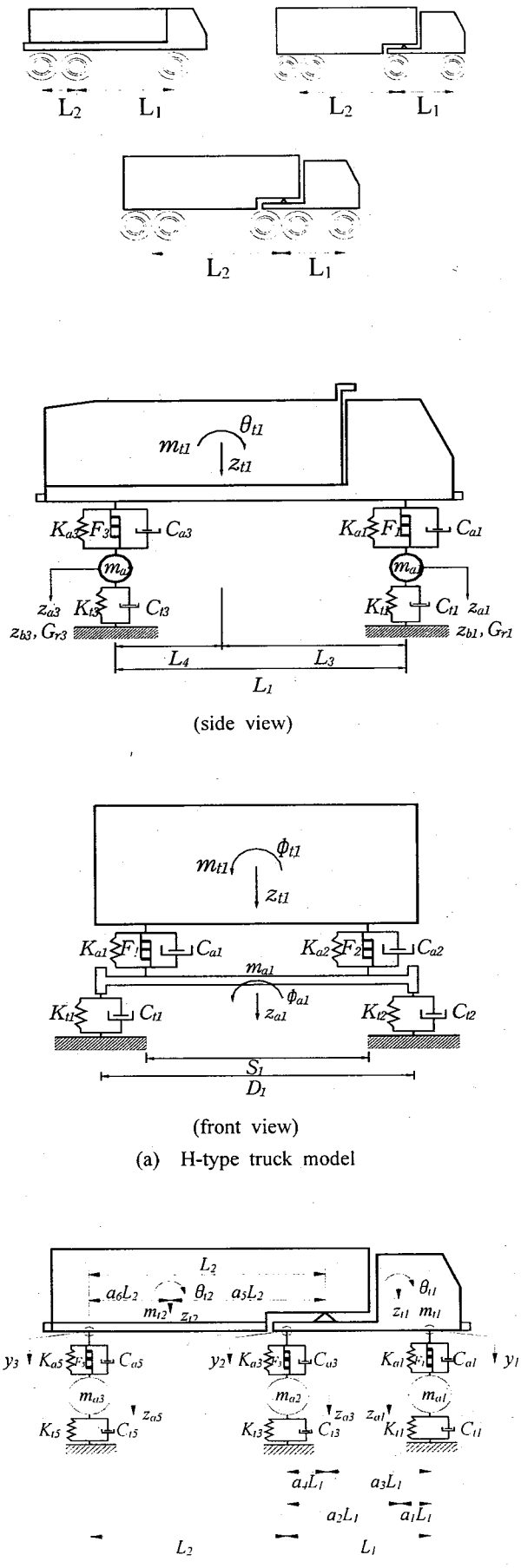


Fig. 2 Vehicle models

The dynamic responses of the bridge and the vehicle are evaluated using the direct integration method, specifically Newmark-β method. The vehicle load effects are assumed to be transferred through the wheel contact and the interaction force between the wheel and bridge is computed as a function of the relative displacement and velocity between the wheel and bridge as well as the stiffness and damping of tires. The negative or upward interaction force is neglected. The validity of the developed analysis procedure has been examined by comparing the simulated results with the experimental data(Jung 1996).

(3) Road surface models

The basic road surface profiles are generated first through Monte Carlo simulation technique using the power spectral density(PSD) function models developed by Dodds and Robson and modified by Wang and Huang(Dodds 1973, Huang 1993). The PSD is defined as the following function:

$$S(k) = A_r \left(\frac{k}{k_0}\right)^{-2} \qquad (2)$$

in which A_r= roughness coefficient(m^3/cycle), k = wave number(cycle/m), k_0 = discontinuity wave number = $1/2\pi$ (cycle/m).

The roughness coefficient can be selected for different road conditions according to International Organization for Standardization (ISO) specifications, in which the roughness coefficient ranges between the upper and lower bounds. In this study, the median values, 5×10^{-6}, 20×10^{-6}, 80×10^{-6} and 256×10^{-6} m^3/cycle, were used for very good, good, average and poor roughness conditions, respectively.

The road surface profile is obtained as a stationary Gaussian random process from the following function:

$$R(s) = \sum_{i=1}^{N} C_i \cos(2\pi k s + \theta_i) \qquad (3)$$

where C_i = amplitude of harmonic curve = $\sqrt{4S(k)\cdot \Delta k}$, θ_i = independent random phase angles distributed uniformly over the range(0, 2π).

The obtained process implies periodicity with a period, $S_0=1/\Delta k$, and is asymptotically Gaussian for large N due to the central limit theorem. The basic profiles generated from Eq. (3) are filtered through a new filtering technique to remove high frequency terms and achieve more rational bridge-vehicle wheel interactions. The filtering method generates the modified profile by tracing the wheel moving on the originally generated road surface. As shown in **Fig. 3**, the deep valleys are removed from the originals in the filtered road surface profiles. Otherwise the wheel modeled as a point load may drop into the deep valley, and this can not happen in the real situation.

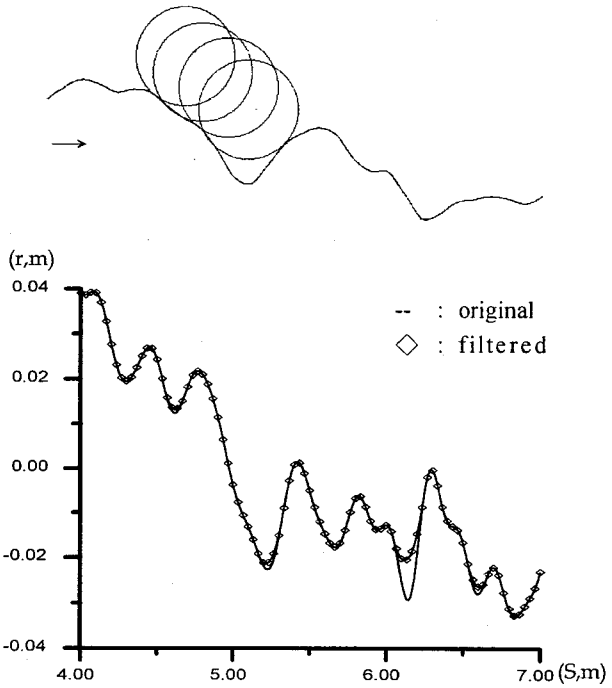


Fig. 3 Filtering method for generated surface

In the dynamic analysis, a pair of road surface profiles are required for each vehicle modeled in 3-D. In most analytical researches, either statistically independent profiles or identical profiles are adopted. However, the real situation may imply some correlation between two surface profiles spaced with vehicle wheel width in the same lane. Therefore, the effect of the correlation has been examined systematically in this study.

Fig. 4 summarizes the variation of the dynamic amplification factors with different correlation coefficients for 3 basic road surface profiles with good roughness condition. The results imply that the dynamic amplification factors do not depend on the correlation between the profiles of two wheels. 10 cases of statistically independent profiles are also compared with the corresponding cases of identical profiles in **Fig. 5.** No difference is found. Therefore, the independent profiles are assumed in this study.

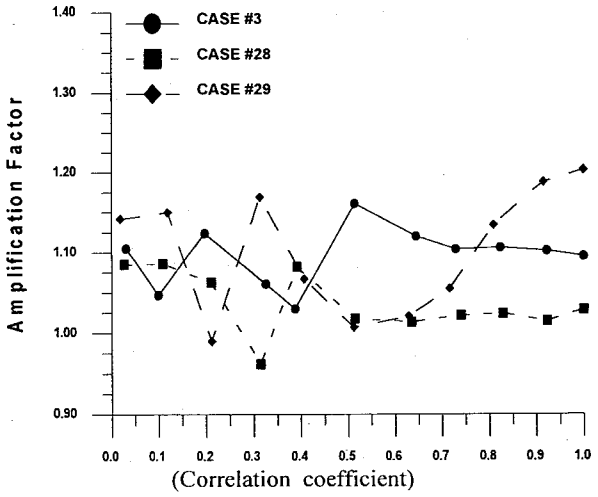


Fig. 4 Variation of dynamic amplification factors with different correlation coefficient

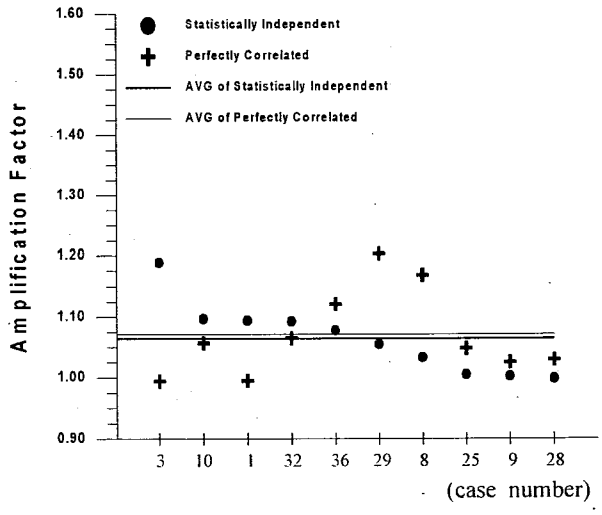
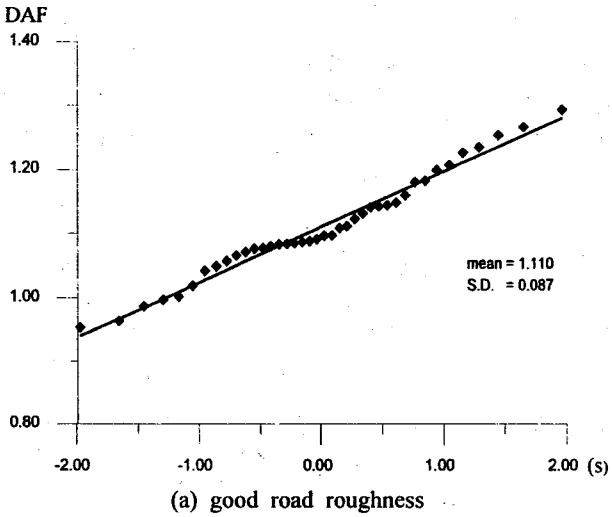


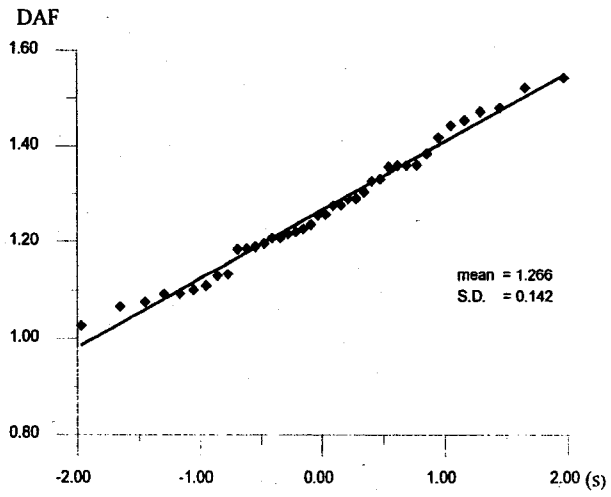
Fig. 5 Effects of correlation condition

3. PROBABILISTIC CHARACTERISTICS OF AMPLIFICATION FACTORS

The dynamic amplifications for the 4-lane model bridge have been calculated with 40 different pairs of simulated road surface profiles for both good and average roughness conditions. One example of the results with the 2-axle truck of 25ton weight and another example with the 3-axle semitrailer of 43.2 ton weight, both travelling in 60km/h, are plotted to test the goodness-of-fit with the normal probability paper on **Fig. 6** and 7. The figures show very good agreements. Therefore, the normal distribution function may be adopted for the probabilistic model of the dynamic amplification factor.

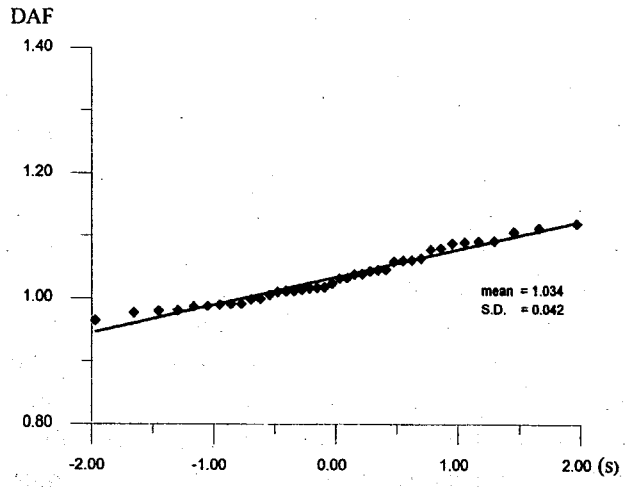


(a) good road roughness

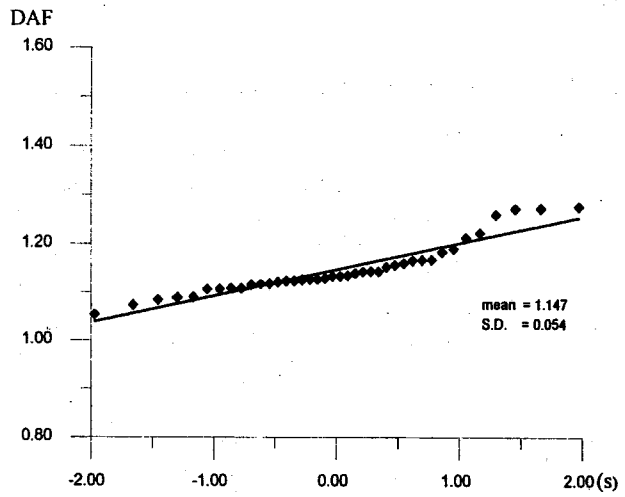


(b) average road roughness

Fig. 6 Goodness-of-fit test on normal probability paper (25ton truck, 60km/h)



(a) good road roughness



(b) average road roughness

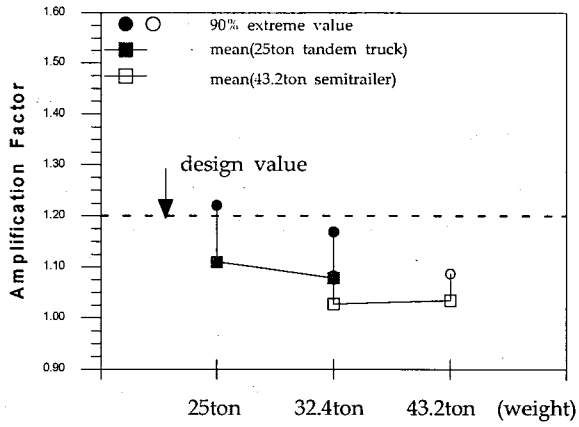
Fig. 7 Goodness-of-fit test on normal probability paper (43.2ton semitrailer, 60km/h)

4. PARAMETRIC STUDY

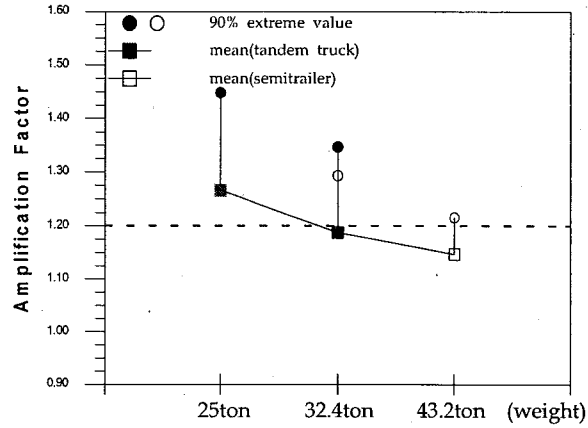
The parametric study has been performed with the 35m long bridge model except the cases for span length effects.

(1) Vehicle weight effects

Fig. 8 shows the varying trends of the means and 90% extreme values. It is assumed that the vehicle is traveling in a constant speed of 60km/h. 2-axle truck models are assumed to weigh 25tons and 32.4tons, respectively, whereas the semitrailer model with either 32.4tons or 43.2tons. The dynamic amplification factors are quite sensitive to the weight. It is found that the current design value is the level of the 90% extreme value for the 43.2ton semitrailer traveling on the average roughness condition.



(a) good roughness



(b) average roughness

Fig. 8 Variation of extreme values with vehicle weight

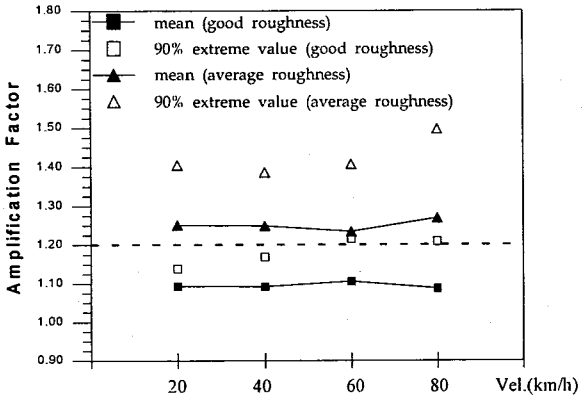
(2) Vehicle speed effects

Fig. 9 shows the varying characteristics of dynamic amplification factors with different traveling speeds. It is found that the heavier vehicles produce the peak amplification factor at the lower speed than the lighter vehicles. Based on the results in **Fig. 9** it can be said that the traveling speed effect is not much significant. However, a different result has been found in the case of the 25m long bridge model that will be mentioned on the span length effects.

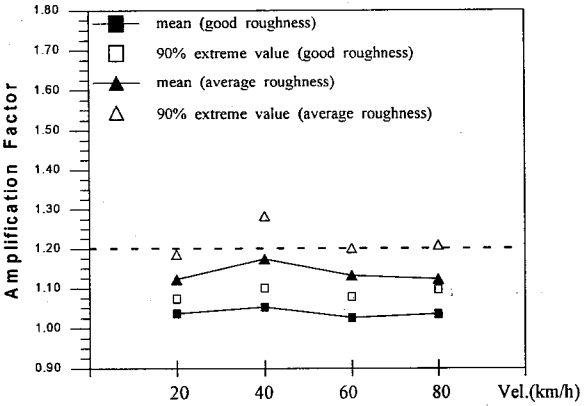
(3) Road roughness effects

The effect of road roughness conditions on the dynamic amplification factor is shown in **Fig. 10**, in which the vehicles are assumed to travel in 60km/h. In the case of 43.2ton 3-axle semitrailer model, except the poor roughness condition, the 90% extreme value is below or

close to the design value. However, the 25ton truck model yields higher amplification factors and even the mean from average roughness condition exceeds the design value. The amplification factor is very sensitive to the road roughness condition and the bridge deck surface should be maintained not to be deteriorated worse than average condition.



(a) 2-axle truck model(25ton)



(b) 3-axle semitrailer model(43.2ton)

Fig. 9 Vehicle speed effect with different road roughness

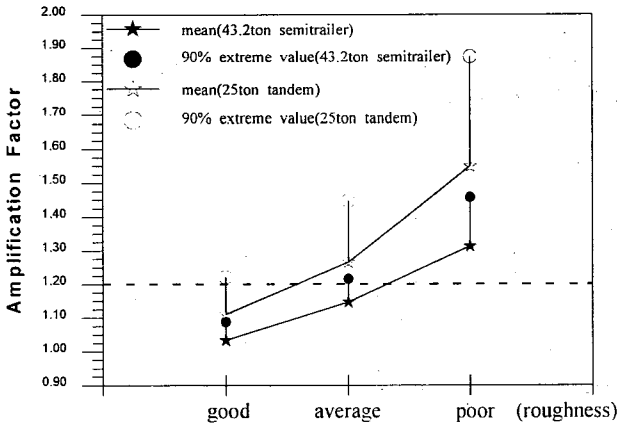


Fig. 10 Effect of road roughness

(4) Multi-truck effects

The cases of multi-semitrailer traveling side-by-side have also been examined. Each semitrailer is assumed to weigh 43.2ton. **Table 1** summarizes the results(means, standard deviations, 90% extreme values) obtained with various traffic conditions on the 4-lane bridge and it is found that the mean values are not sensitive to the number of trucks on the bridge. The extreme value for multi-vehicle case is slightly lower than that of single vehicle case in average roughness condition. However, no difference has been found in good roughness condition. The very similar results are obtained with the 2-lane bridge(**Table 2**).

Table 1 Statistics of multi-vehicle effect (4 lane)

(a) good roughness

		40km/h	60km/h	80km/h
1 truck passed	mean	1.042	1.014	1.028
	standard deviation	0.035	0.044	0.044
	extreme value	1.086	1.070	1.085
2 truck passed	mean	1.036	1.022	1.036
	standard deviation	0.032	0.029	0.035
	extreme value	1.077	1.059	1.081
3 truck passed	mean	1.040	1.031	1.043
	standard deviation	0.027	0.028	0.040
	extreme value	1.074	1.067	1.094

(b) average roughness

		40km/h	60km/h	80km/h
1 truck passed	mean	1.150	1.116	1.119
	standard deviation	0.081	0.051	0.066
	extreme value	1.254	1.181	1.203
2 truck passed	mean	1.124	1.119	1.112
	standard deviation	0.066	0.051	0.084
	extreme value	1.209	1.185	1.219
3 truck passed	mean	1.127	1.123	1.117
	standard deviation	0.064	0.051	0.078
	extreme value	1.209	1.188	1.216

Table 2 Statistics of multi-vehicle effect (2 lane)

(a) good roughness

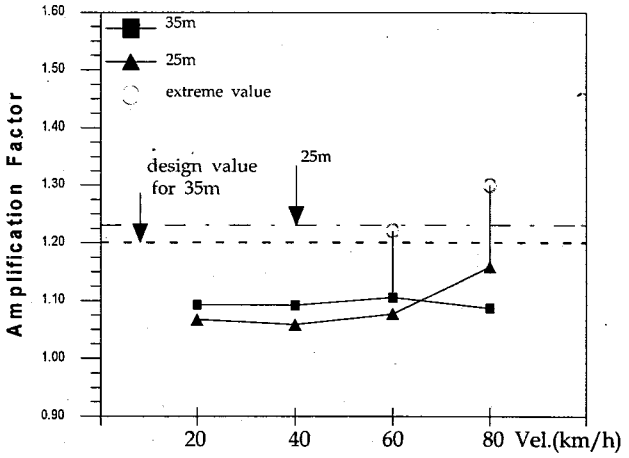
		40km/h	60km/h	80km/h
1 truck passed	mean	1.046	1.030	1.027
	standard deviation	0.031	0.041	0.042
	extreme value	1.086	1.082	1.081
2 truck passed	mean	1.039	1.028	1.033
	standard deviation	0.034	0.039	0.039
	extreme value	1.082	1.079	1.084

(b) average roughness

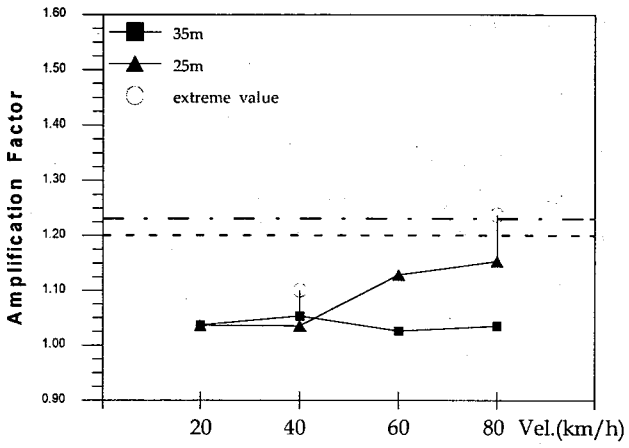
		40km/h	60km/h	80km/h
1 truck passed	mean	1.153	1.163	1.115
	standard deviation	0.083	0.069	0.065
	extreme value	1.259	1.251	1.199
2 truck passed	mean	1.123	1.145	1.116
	standard deviation	0.064	0.052	0.074
	extreme value	1.205	1.211	1.210

(5) Span length effects

It is known that the span length is an important factor to the amplification factor. As shown in **Fig. 11** the 25m long bridge produces higher values. The traveling speed producing the peak factor is found to increase with decreasing span length. The results in Fig.11 are obtained with a good roughness surface. However, the 90% extreme value of 43.2ton semitrailer is very high and the same as the current design value.



(a) 25ton truck



(b) 43.2ton semitrailer

Fig. 11 Span length effect

5. CONCLUSIONS

Based on the systematic study on the dynamic behavior of multi-girder steel bridges the followings are drawn as conclusions:

(1) The probabilistic characteristics of the dynamic amplification factors can be modeled properly with the normal distribution function.

(2) The dynamic amplification factor is quite sensitive to the bridge deck roughness conditions as well as the vehicle weight. As known already the span length is found to be an important factor. However, it is noted that the number of vehicles loaded on the deck simultaneously is not much significant.

(3) Up to the normal roughness conditions the 90% extreme amplification factor of the 35m long bridge due to the 43.2ton semitrailer, which is similar to the current design truck, remains below or slightly over the current design factor in most cases.

(4) The mean values for heavy semitrailers are examined to be much lower than the current design values as long as the road roughness condition maintains normal condition. Even for 25ton tandem trucks the mean factors remain almost below the design value except poor roughness condition.

ACKNOWLEDGEMENT:The authors wish to acknowledge the financial support of Pohang Iron & Steel Co. Ltd.(1996) in carrying out this work.

REFERENCES

(1) Huang, D., Wang, T. L., and Shahawy, M., "Impact Studies of Multigirder Concrete Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 8, 1993, pp.2387-2402

(2) Wang, T. L., Huang, D., and Shahawy, M., "Dynamic Response of Highway Girder Bridges", Computers & Structures, Vol. 60, No. 6, 1996, pp.1021-1027

(3) Dodds, C. J. and Robson, J. D., "The Description of Road Surface Roughness", *Journal of Sound and Vibration*, Vol.31, No.12, 1973, pp.175-183.

(4) Jung, J-I., "The Study on Impact Factor of Steel-Box Girder Bridges considering Structural Features", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, Yonsei University, 1996.

(5) Ministry of Construction, "Korea Design Standard for Highway Bridges", 1996

(6) AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 1992

(7) Wang, T. L., Huang, D., and Shahawy, M., "Dynamic Response of Multigirder Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 8, August, 1992, pp.2222-2238

(Received August 29, 1997)

道路橋動的擴大係數의 確率的特性分析

金相孝　金鍾學　尹成鎬

重車輛에 의한 道路橋應答의 動的擴大係數의 確率的 特性을 解說的 模擬分析技法에 從って 硏究した. Tandem軸을 持つ トラックは 7-DOFの 非線型 Systemにて 模型化し, Semitrailerは 12-DOFて" 模型化した. 橋梁 床板의 路面은 PSD函數 模型から 模擬發生させた. いくつかの 荷重條件に 對しての 應答擴大係數의 平均と 極限値の 分析した.

橋梁振動コロキウム'97論文集　　定価5,000円(税込)

平成9年9月26日　印刷　　平成9年10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
橋梁振動モニタリング研究小委員会
発行者　東京都新宿区四谷1丁目無番地　土木学会　三好逸二
発行所　東京都新宿区四谷1丁目無番地　社団法人　土木学会

〒160／電話(03)3355-3441(代)　振替・東京6-16828番