

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の 開発に関する共同研究報告書(その2)

平成7年3月

建設省土木研究所
(財)土木研究センター
(株)大林組
オリエンタル建設(株)
鹿島建設(株)
(株)熊谷組
住友建設(株)
(株)竹中土木
(株)ピー・エス
石川島播磨重工業(株)
川崎重工業(株)

新日本製鐵(株)
(株)オリエンタルコンサルタンツ
開発コンサルタント(株)
(株)建設技術研究所
日本技術開発(株)
パシフィックコンサルタンツ(株)
八千代エンジニアリング(株)
オイレス工業(株)
(株)ブリヂストン
横浜ゴム(株)

Copyright © (1995) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発

に関する共同研究報告書(その2)

平成7年3月

建設省土木研究所耐震研究室室長	大塚 久哲	新日本製鐵(株)厚板営業部	
助土木研究センター理事	小林 茂敏	厚板商品技術室部長代理	笹尾 英弥
(株)大林組技術研究所土木第五研究室 室長	後藤 洋三	(株)オリエンタルコンサルタンツ	
オリエンタル建設(株)技術部主任研究員	中村 一樹	東京第二事業部総合技術部次長	田中 努
鹿島建設(株)技術研究所第一研究部次長	竹田 哲夫	開発コンサルタント(株)技術部部长	山下 幹夫
(株)熊谷組技術研究所力学系研究開発部 専任主幹	細田 信道	(株)建設技術研究所超長大研究室室長	島村 浩
住友建設(株)土木設計部第2設計課課長	新井 英雄	日本技術開発(株)地震防災部部长	佐伯 光昭
(株)竹中土木技術研究所主任研究員	杉本三千雄	パシフィックコンサルタンツ(株)	
(株)ピー・エス土木技術部主任研究員	久保 明英	総合研究所首席研究員	林 亜紀夫
石川島播磨重工業(株)技術研究所		八千代エンジニアリング(株)構造部	
機械鉄鋼開発部課長	田中 元章	構造物調査・解析担当部長	前原 康夫
川崎重工業(株)橋梁技術総括部		オイレス工業(株)第二技術部部长	下田 郁夫
東部橋梁技術部長	坂井 藤一	(株)ブリヂストン土木資材開発部副部长	水津 洋二
		横浜ゴム(株)開発一部部長	広村 万嘉

(いずれも代表者のみ記す)

要旨：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その2）

本報告書は、建設省土木研究所と財土木研究センターならびに民間19社との共同研究として平成5年度から平成7年度にかけて研究を実施している「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究」について、平成6年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的としている。

本共同研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発、②免震設計法の開発、③免震設計法の利用、に関する3研究グループに分かれて、全体で17項目の研究を実施した。

キーワード：道路橋、長大橋、耐震設計、免震設計、高減衰材料、免震支承、ダンパー、アクティブ・コントロール、ハイブリッド・コントロール、パッシブ・コントロール

まえがき

わが国は、世界第1級の地震国であり、諸施設の設計にあたっては耐震性に対する十分な配慮が必要とされる。特に、道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために十分な安全性が要求される施設の1つである。一方、わが国は、地震を始めとする厳しい自然条件や、急峻な山岳地帯を有し、4方を海洋に囲まれるといった過酷な地理的・地形的条件の中にありながら、これまでめざましい経済発展を成し遂げてきたことには道路等の輸送施設等の社会資本整備の果たしてきた役割が非常に大きい。しかしながら、最近では首都圏を始めとする大都市圏への人口や資産の集中の問題が深刻化しており、一極集中を是正し、国土の均衡ある発展を図っていくために多極分散型の国土、すなわち、地方拠点都市の整備が急務とされている。これを実現するためには、地方拠点都市間を連絡する道路や長大橋を含む橋梁の建設が必要とされている。

長大橋は、一般に支間長が長くなるほど減衰性能が小さく、振動しやすい特性を有する。長大橋の減衰特性は、上部構造の地震時応答及び下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであり、減衰性能を向上させることにより設計上支配的となる断面力等を効果的に低減させ、これにより経済的な設計も可能になると期待されている。長大橋の減衰性能を向上させる1つの方法には、近年注目を浴びている「免震設計」や「制震設計」がある。免震設計は、構造物の長周期化を図るとともに、高減衰化を図り、地震時に構造物に作用する慣性力を従来工法よりも大幅に低減させることができる設計手法である。これまで、建設省では一般橋（長大橋を除く）用の免震装置及び免震設計法についての開発を終了し、これに基づき現在免震橋梁の建設を進めているところである。一方、制震設計は外部からエネルギーを供給して強制的に構造物の振動を制御しようというものであるが、大地震に対しては必要とする供給エネルギーが膨大となり必ずしも現実的ではないとされているが、架設時の震動制御等に対しては有効であると有望視されている。従来の免震設計では、支承部のみでエネルギー吸収を図って耐震性を向上させていたが、長大橋に対しては、支承部のみならず、桁や下部構造にも適用可能な新しい素材・新しい構造を用いた免震・制震装置を開発し、長大橋に適用可能な設計法の開発が必要とされている。

本共同研究では、このように減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的とし、建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間19社との共同研究として、平成5年度から3カ年間の計画で研究に着手している。本共同研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発、②免震設計法の開発、③免震設計法の利用、に関する3研究グループ、合計17研究課題に分かれて、それぞれ、分担を決め、互いに緊密な連携を取りながら研究を実施している。

本報告書は、本研究の2年目である平成6年度に実施した共同研究の成果をとりまとめたものである。

共同研究代表者

建設省土木研究所 耐震研究室長

大塚 久哲

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その2）

目 次

共同研究参加者名簿	1
I. 研究目的	5
II. 研究開発の全体計画及び平成6年度の研究体制	9
III. 研究内容	15
第1章 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発	17
1. 1 超低降伏点金属材料の利用 - その1 -	19
1. 2 超低降伏点金属材料の利用 - その2 -	26
1. 3 超低降伏点金属材料の利用 - その3 -	36
1. 4 超塑性ラバーダンパーの開発	53
1. 5 超高減衰ゴム支承の開発	62
1. 6 E R 流体ダンパーの開発 - その1 -	73
1. 7 E R 流体ダンパーの開発 - その2 -	78
1. 8 3 D 複合材料の開発	83
1. 9 減衰舗装の開発	88
1. 10 桁端マスダンパーの開発	93
1. 11 桁端ダンパーの利用	111
1. 12 T L D の利用	121
第2章 免震設計法の開発	135
2. 1 全体構造系の減衰評価法の開発	137
2. 2 最適ダンパー配置	149
第3章 免震設計手法の利用	165
3. 1 施工時制震	167
3. 2 下部構造の制震	186
3. 3 高橋脚橋梁の免震	199
3. 4 斜張橋への利用	228
3. 5 吊橋への利用	250

IV. 平成6年度の研究成果の要約	265
1. 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発	267
2. 免震設計法の開発	271
3. 免震設計手法の利用	273
付録	277
連絡会・幹事会議事録	279

共同研究担当者名簿

氏 名	所 属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G
大塚 久哲 運上 茂樹 向 秀毅 佐藤 貴志	建設省土木研究所 耐震研究室 室長 主任研究員	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
小林 茂敏 鷹取 勲 中野 雅弘	土木研究センター 理 事 企画調査部長 技術部長	○ ○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○
田中 元章 桜井 朋樹 吉永俊一郎 鈴木 政直	石川島播磨重工業(株)技術研究所機械鉄構開発部課長 " " 研究員 橋梁事業部橋梁設計部 課長 " "		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
伊関 治郎 下田 郁夫 池永 雅良 宮崎 充	オイレス工業(株) 取締役第二副事業部長 第二技術部部長 " 開発課課長 " " 研究員	○ ○ ○ ○		○ ○ ○ ○
後藤 洋三 伊奈 義直 菊地 敏男 孫 利民 樋口 俊一	(株)大林組 技術研究所土木第五研究室 室長 土木技術本部設計第二部課長 技術研究所企画管理部課長 土木第五研究室 "	○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
中村 一樹 近藤 順 角本 周	オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 技術研究所主任研究員 技術部研究員			○ ○ ○
田中 努 橋 義規 林 家祥	(株)オリエンタルコンサルタンツ 総合技術部耐震防災室室長 " " 技術主幹 " "		○	○ ○ ○
山下 幹夫 福崎 博彰 白鳥 愛介 謝 媚嬋	開発コンサルタント(株) 技術部長 技術部開発企画課長 技術部設計第一課主査 技術部開発企画課主任		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
竹田 哲夫 山本 徹 伊東 裕之 新原 雄二	鹿島建設(株) 技術研究所第一研究部次長 土木設計本部第二設計部設計主査 土木設計本部第二設計部 技術研究所第一研究部第二研究室研究員	○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○

坂井 藤一 橋爪 隆 玉木 利裕 榎土 尚宏	川崎重工業(株) 橋梁技術総括部東部橋梁技術部部長 " " 第二課課長 " 技術部係長 " 東部橋梁設計部第二課		○ ○ ○	○ ○ ○
細田 信道 鈴木 猛康 金子 誉 勝川 藤太 田中 港	(株)熊谷組 技術研究所力学系研究開発部専任主管 " " 係長 " " 研究員 " " " " " "	○ ○ ○ ○ ○		
島村 浩 後藤 和満 大丸 隆 石川 清広	(株)建設技術研究所 超長大研究室長 技術四部課長 " 主任 " 二級技師		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
笹尾 英弥 聖生 守雄 安波 博道 富田 幸男	新日本製鐵(株) 厚板技術部厚板技術センター室部長代理 橋梁構造部センター設計技術室長 鉄鋼研究所鋼構造技術開発センター主任研究員 鉄鋼研究所鋼材第二研究部主幹研究員	○ ○ ○ ○		○ ○ ○ ○
新井 英雄 中井 裕司 藤原 保久 諸橋 明	住友建設(株) 課長 主任研究員 課長代理			○ ○ ○ ○
平井 卓 杉本三千雄 犬飼 伴幸 古澤 陸博 鈴木 一彦	(株)竹中土木 研究員 主任研究員 担当研究員 研究員 研究員	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	
佐伯 光昭 堀 信司 宮原 哲 川崎 巖 森 敦 増田 真一	日本技術開発(株) 土木本部地震防災部長 土木本部地震防災部次長 大阪支社構造部課長 名古屋支社土木部課長補佐 土木本部地震防災部課長補佐 " "		○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○
林 亜紀夫 北川 常夫 盛本 靖人	パシフィックコンサルタンツ(株) 総合研究所首席研究員 開発推進事業本部情報技術部システム第四課長 東日本事業本部横浜支社	○ ○ ○	○ ○ ○	
久保 明英 河村 直彦 赤嶺 文繁	(株)ピー・エス 土木技術部主任研究員 " 主任技師 " 開発技術部研究員	○ ○ ○		○ ○ ○

水津 洋二 番馬 文夫 須藤 千秋 鈴木 重信 合田 研吾	(株)ブリヂストン 開発第二部主任研究員 " " 土木資材開発部 課長 開発第二部 課長補佐 " 研究員	○ ○ ○ ○ ○		
前原 康夫 太田 精一 渡辺 仁 御園生 静栄 中田 恒和	八千代エンジニアリング(株)東京第二事業部 構造部構造物調査・解析担当部長 " 技術第三課長 " " 主任 " " " 大阪支店 技術第一課主幹		○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○
広村 万嘉 山田 親文 森本 正泰 越峠 雅博 島ノ江 哲	横浜ゴム(株) 開発一部部長 " 課長 " 課長 " 課長補佐 " 部員	○ ○ ○ ○ ○		

I. 研究目的

I. 研究目的

免震設計は、構造物を長周期化するとともに、高減衰化を図り、地震時に構造物に作用する慣性を従来工法よりも低減させることが可能な設計手法である。建設省ではこれまで一般橋（長大橋を除く）用の免震装置及び免震設計法については開発が完了し、最終成果を「道路橋の免震設計マニュアル（案）（平成4年3月）」としてとりまとめた。この成果に基づき、現在、免震橋梁の建設が進められている。

上記の免震設計マニュアル（案）は、比較的支間長が短い一般橋を対象としたものであったが、本共同研究では、長大橋に対して免震設計の適用を図っていくことを目標としている。長大橋は、支間が長くなるほど減衰性能が小さく、振動しやすい特性を有している。従来の斜張橋や吊橋の実橋振動実験でも、上部構造系の減衰定数は0.01程度以下となる場合が多く、地震時保有水平耐力レベルの地震外力を考慮した場合の耐震性を考えると、減衰性能を向上させ、設計上支配的となる断面力等を低減させ、経済的な長大橋の建設を可能にする技術の開発が必要とされる。

これまで、いくつかの長大橋では、ダンパー装置や拘束ケーブル等を活用して、長大橋の地震時の安全性を向上させる手法が取り入れられつつあり、今後、新素材や新構造等の多方面の分野の技術を結集してわが国の長大橋への適用が優れた装置及びその設計方法の研究開発が必要とされている。

本共同研究では、このように減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的とする。

このような目標に基づいて、本共同研究では次の3つの研究課題を設定し、それぞれにグループを構成して研究を進めた。

- ① 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発に関する研究
- ② 免震設計法の開発に関する研究
- ③ 免震設計法の利用に関する研究

各々の課題の目的は次の通りである。

(1) 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発に関する研究

長大橋への適用が優れた免震デバイスの開発を行う。この中には、新素材や新構造を含め、長期的（50年以上の使用）に十分な耐久性を有するとともに、安定して減衰効果が得られ、かつ、常時の使用性等に悪影響を与えない高減衰材料、高減衰化構造の開発を行う。

(2) 免震設計法の開発に関する研究

高減衰材料や高減衰化装置の設計上の評価方法、材料及び装置の最適な配置方法を検討するとともに、高減衰化による長大橋の免震設計法の具体的な手順を開発する。

(3) 免震設計法の利用に関する研究

長大橋に対する免震設計の適用性を検討し、免震設計の適用範囲を拡大する。適用範囲としては、施工時の制震、斜張橋、吊橋、高橋脚橋梁、舗装・地覆・高欄、下部構造に対する適用性を明らかにする。

Ⅱ. 研究開発の全体計画及び 平成 6 年度の研究体制

II. 研究開発の全体計画及び平成6年度の研究体制

(1) 全体計画

I. 研究目的に述べた3つの研究課題についてそれぞれ研究グループを構成し、下記の17の項目について研究進めることにした。

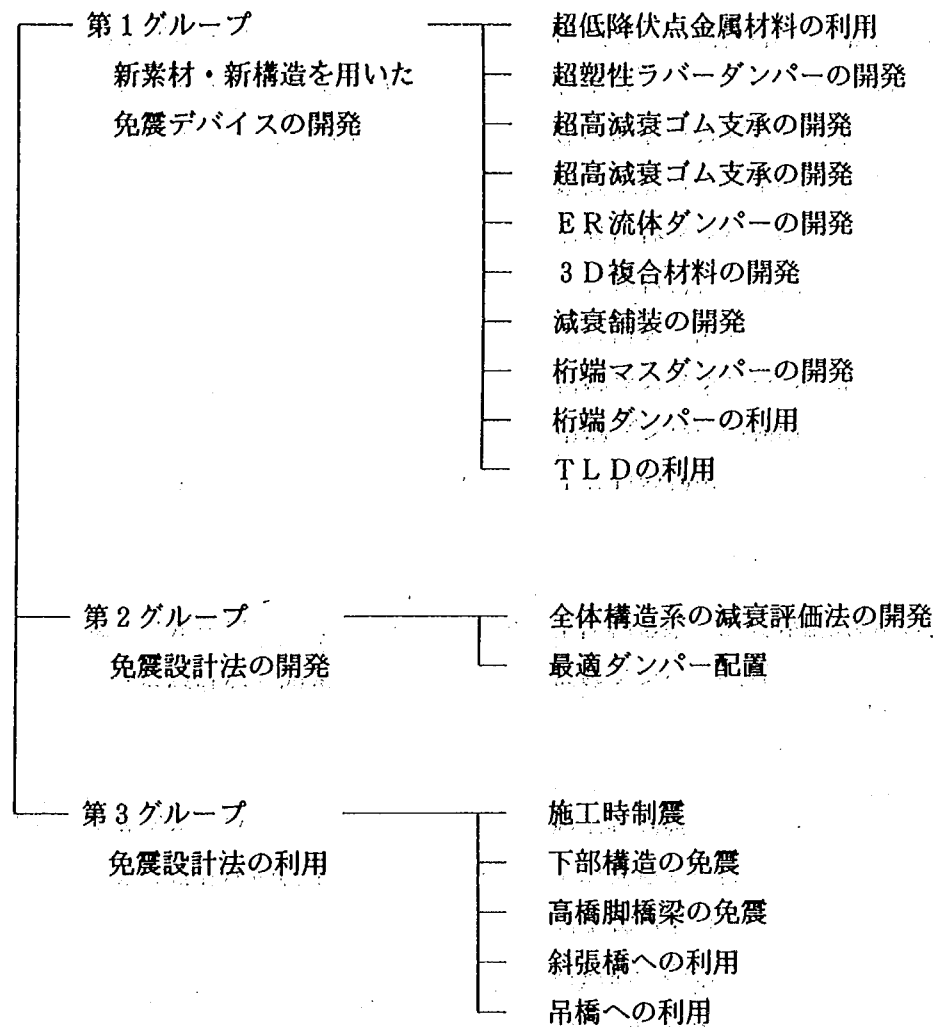


図-1 研究グループ

研究期間は平成5年7月より平成8年3月までの約3年間であり、各研究課題の概略の工程は次の通りである。なお、各研究項目の3年間の研究工程の詳細は次章以下に示している。

表-1 第1グループ（新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発）

課 題	平成5年度	平成6年度	平成7年度
事前調査・開発計画検討	←→		
供試体製作・実証試験		←→	
ま と め			←→

表-2 第2グループ（免震設計法の開発）

課 題	平成5年度	平成6年度	平成7年度
現況調査・基本方針検討	←→		
減衰評価手法・ダンパー配置手法	←→		
設計法検討		←→	
ま と め			←→

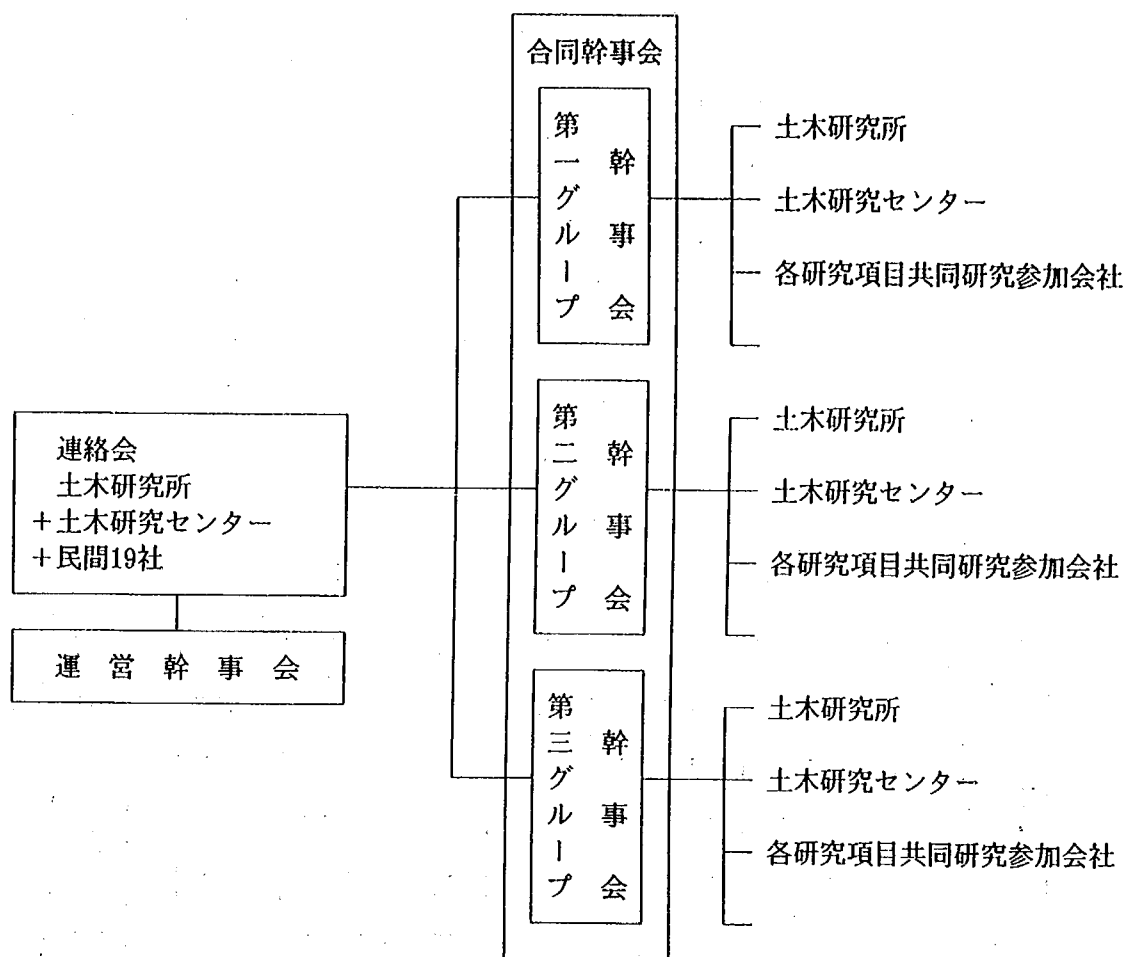
表-3 第3グループ（免震設計法の利用）

課 題	平成5年度	平成6年度	平成7年度
対象構造物・基本条件の検討	←→		
高減衰化手法検討	←→		
試設計・試解析		←→	
ま と め			←→

(2) 平成6年度の研究体制

平成6年度の研究実施体制は図-2の通りである。

また、各研究項目の担当機関を表-4に示す。



連絡会：全体会議

運営幹事会：土木研究所、土木研究センター、民側全体幹事、民側各グループ幹事長

合同幹事会：各グループ間の情報交換を主たる目的として、適時開催。土木研究所と土木研究センターの担当者、民側代表幹事、民側各グループ幹事長、ならびに関連する研究項目担当会社が必要に応じ出席

各グループ幹事会：各グループ幹事長と各グループに属する研究項目の幹事会社

図-2 研究実施体制

表一 4 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究項目担当機関一覧 (平成6年度)

研究課題	研究開発項目	担当グループ																				
		材料製造業						橋梁メーカー		建設業						設計コンサルタント						
		土研	土セ	オ工	B・S	横ゴ	新鉄	石播	川重	大林	オ建	鹿島	熊谷	住友	竹中	P S	オ C	関 C	建技	日技	パ C	ハ E
新素材・新構造を用いた 免震デバイスの開発	超低降伏点金属材料の利用	○	○	○			○							○							○	
	超塑性ラバーダンパーの開発	○	○		○																	
	超高減衰ゴム支承の開発	○	○			○																
	E R 流体ダンパーの開発	○	○	○																		
	3 D 複合減衰材料の開発	○	○													○						
	減衰舗装の開発	○	○													○						
	桁端マスダンパーの開発	○	○										○									
	桁端ダンパーの利用	○	○							○												
	T L D の利用	○	○									○										
免震設計法の開発	全体構造系の減衰評価法の開発	○	○					○		○		○					○		○	○	○	○
	最適ダンパー配置	○	○					○	○						○			○			○	○
免震設計法の利用	施工時制震	○	○							○	○											○
	下部構造の免震	○	○														○	○				
	高橋脚橋梁の免震	○	○					○	○											○		○
	斜張橋への利用	○	○											○		○		○				
	吊橋への利用	○	○	○				○	○	○									○			

注) 土研: 土木研究所、土セ: 土木研究センター、オ工: オイレス工業、B・S: ブリヂストン、横ゴ: 横浜ゴム、石播: 石川島播磨重工業、川重: 川崎重工業、新鉄: 新日本製鐵、大林: 大林組、オ建: オリエンタル建設、鹿島: 鹿島建設、熊谷: 熊谷組、住友: 住友建設、竹中: 竹中土木、P・S: ビー・エス、オ・C: オリエンタルコンサルタンツ、開・C: 開発コンサルタンツ、建技: 建設技術研究所、日技: 日本技術開発、パ・C: パシフィックコンサルタンツ、ハ・E: 八千代エンジニアリング

Ⅲ. 研 究 内 容

第1章 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

1. 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

1.1 超低降伏点金属材料の利用ーその1ー

鉛押出ダンパー (Lead Extrusion Damper) の開発

(1) 開発の背景と目的

鉛が超低降伏点材料であることを利用した免震制振装置は、各種存在している。例えば、棒材の曲げ・せん断、あるいは金属容器内での塑性を利用したもの等が、建築分野・土木分野にて実用化されている。鉛は再結晶現象を有するため素材の耐久性は良好であり、鉛を容器に封入することで繰り返し加振に対する特性が安定することも確認されている。そのため、本研究では、金属容器内での鉛の塑性変形（押出し）を利用した鉛押出ダンパー (Lead Extrusion Damper 以下LEDと呼ぶ) を長大橋に適用する。また、必要と考えられる大容量化を進めつつ、その特性を確認していくこととする。

LEDは、ニュージーランドにて開発されたシリンダー型 (図-1.1.1)¹⁾ と、日本にて小容量用に開発された揺動型 (図-1.1.2)²⁾ とに分類される。ともに、鉛の塑性変形により抵抗力を発生させる構造であり、シリンダー型では封入容器と加振シャフト上の突起により、また揺動型では回転軸上の突起により鉛の塑性変形を生じさせる。ただし、回転軸から延びたアームに加力する揺動型LEDの方が、同ストロークにおける鉛の塑性歪は小さく、より耐久性に優れると考えられるため、揺動型LEDの開発を進める。

図-1.1.3に、シリンダー型LEDの履歴曲線および、速度ー抵抗力特性を示す。図-1.1.4, 1.1.5にシリンダー型LEDの履歴曲線を示す。

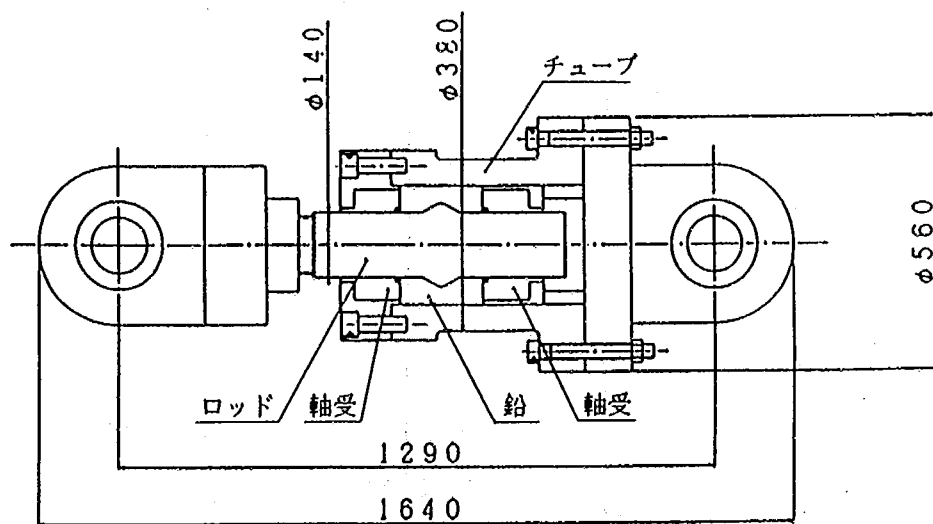


図-1.1.1 シリンダー型LEDの構造図

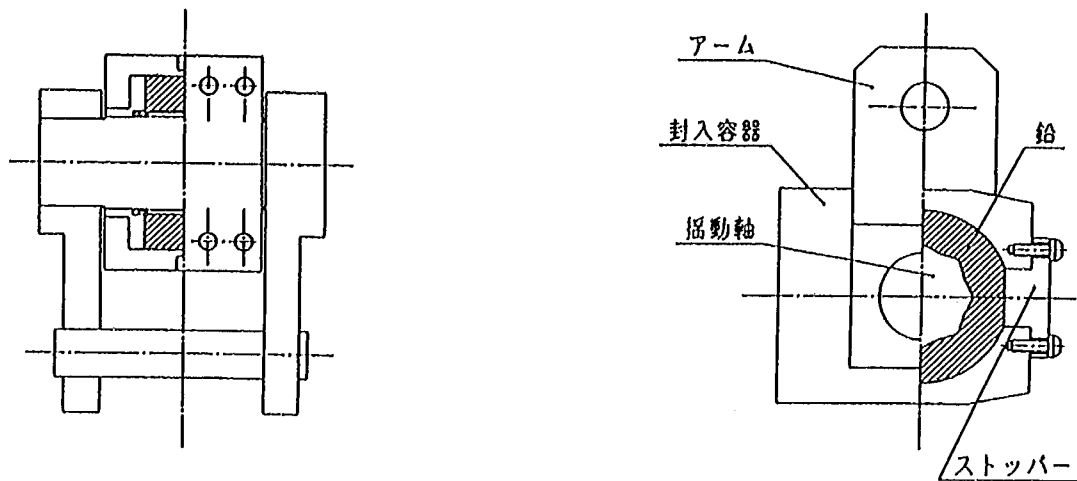


図-1.1.2 揺動型LEDの構造図

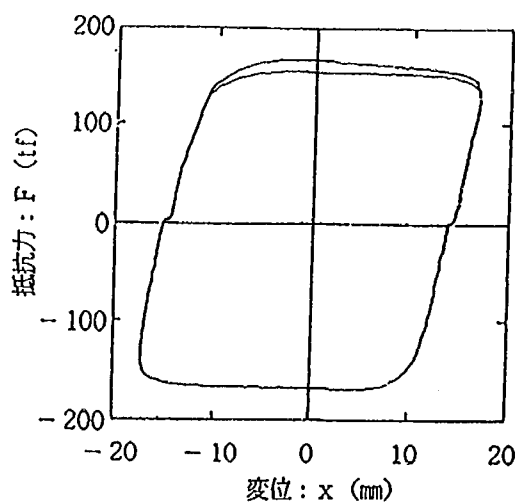


図-1.1.3 シリンダー型LEDの履歴曲線

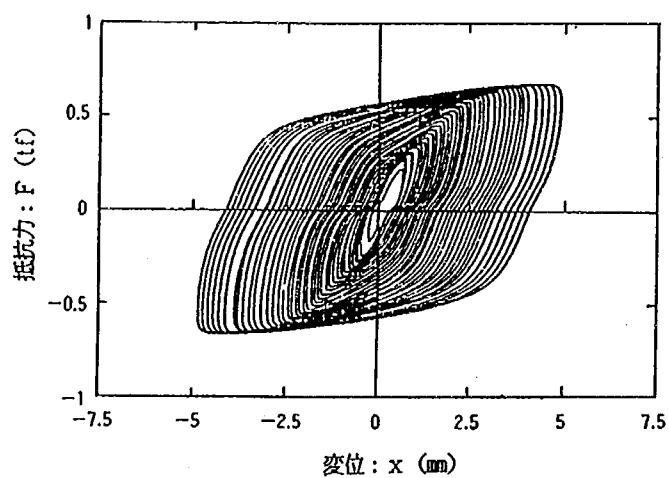


図-1.1.4 揺動型LEDの履歴曲線

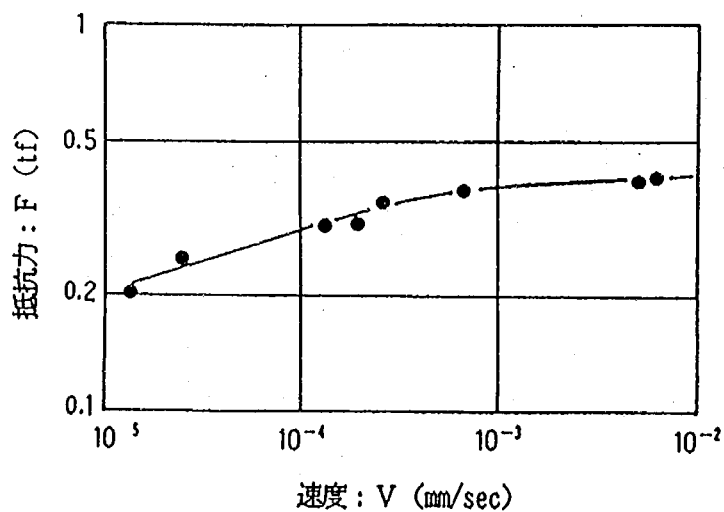


図-1.1.5 揺動型LEDの速度－抵抗力特性

(2) 開発の項目と内容

1) 免震装置の選択

長大橋への適用に際し、特性の安定性という点でLEDが有望と考えられる。また、開発の先行しているシリンダー型に対し、揺動型は新規性という点で本研究に适当と思われる。

2) 装置の設計・試作

大容量化に伴う、構造・寸法と特性の相似性等を考慮し、5 ; 10 ; 50tf程度の順にて、段階的に試作を行う。

3) 基本特性の確認

橋梁の熱伸縮時・地震時の挙動、すなわち、異なる速度条件下での特性を把握する必要があるため、LEDの基本特性として、速度－抵抗力特性を確認する。

4) 耐久特性の確認

LEDは高い消散エネルギー特性を有するため、各部の温度上昇および繰り返し加振における抵抗力の変化を確認する。

5) 構造物のモデル化および振動解析シミュレーション

解析シミュレーションにより、長大橋への適用性を検討する。

(3) 開発の工程

平成5年～7年の研究予定を示す。

図-1.1.1 シリンダー型LEDの構造図

	平成5年	平成6年	平成7年
段階的な容量拡大 (試作)	5, 10tf 試作		50tf 設計 50tf 試作
基本特性の確認		5, 10tf容量 基本特性試験	
繰り返し耐久特性			耐久試験
振動解析 シミュレーション		モデル化	振動解析

(4) 平成6年度の研究成果

本年度は10tfの容量を有する揺動型LEDの特性試験を行ない、基本特性の把握をした。また、揺動型LEDの復元力特性を表すモデル式を提案し、容量10tfの揺動型LED試験結果との比較をし、モデル式の妥当性を検討した。

1) 揺動型LED（容量10tf）基本特性試験

揺動型LEDの基本特性を得るために、LED単体の試験を行なった。本試験では、変位－抵抗

力の関係、変位－等価剛性の関係、変位－消散エネルギーの関係を求め、それらの結果より速度－抵抗力の特性を推察した。

ここで抵抗力とは、図-1.1.6のような履歴曲線を描かせた時の、変位中立点（変位＝0）における抵抗力の値である。また、等価剛性は最大変位点における抵抗力と原点とを結んだ直線の傾きとし、消散エネルギーは、図-1.1.6に示した履歴曲線に囲まれた面積とした。

a) 試験体

図-1.1.7に容量10tfの揺動型LEDの試験体を示す。ここで容量とは、LEDに降伏変位（本LEDでは5mm）を与えた時に得られる抵抗力の値である。写真-1.1.1に試験体を示す。

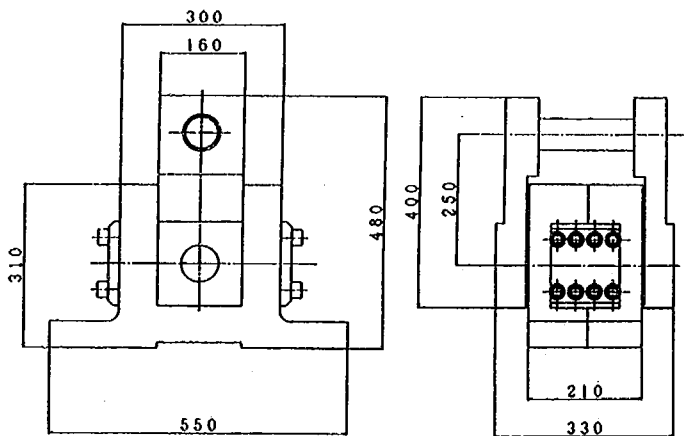


図-1.1.7 揺動型LED試験体（容量10tf）

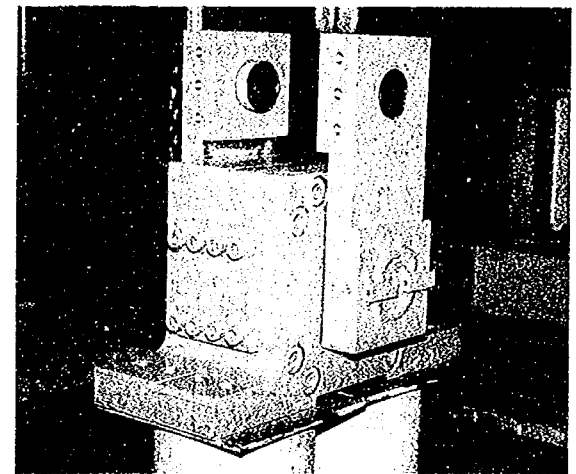


写真-1.1.1 揺動型LED試験体（容量10tf）

b) 試験方法

図-1.1.8に試験装置の概略図を示す。試験は油圧サーボアクチュエータを用いての強制変位加振試験で、加振振動数・変位をパラメータとした。加振は振幅を漸増させ、所定振幅にて10波程加振し振幅を漸減させた。このとき測定項目は、荷重と変位とした。また、加振振動数5Hz、振幅2mm、加振回数300回の耐久試験も行なった。

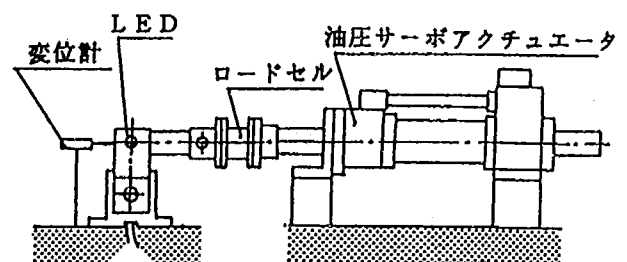


図-1.1.8 試験装置の概略図

c) 試験結果

図-1.1.9に変位－抵抗力・等価剛性の特性を示す。図より変位が増加するにつれて抵抗力も増加することがわかる。また、等価剛性は変位の増加に伴い減少する傾向にある。図-1.1.10に変位－

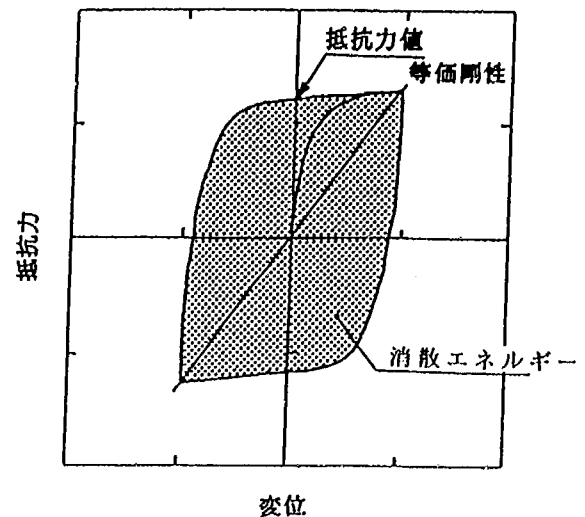


図-1.1.6 揺動型LED履歴曲線

消散エネルギーの特性を示すが、小さな変位の範囲からエネルギーの消散を示す結果が得られている。測定に誤差がないとすれば、これは鉛の弾性限ひずみが小さく、僅かな変位でも鉛が塑性に移行しエネルギーが消散されるためである。これはエネルギー吸収材としての鉛の特長の一つである。

抵抗力・等価剛性・消散エネルギーの振動数特性は、図-1.1.9, 図-1.1.10 で各点の記号の違いで示されるが、各点を結ぶとそれぞれほぼ同一曲線上にあり試験を行なった振動数範囲 (0.5 ~ 10 Hz) では、各特性に対する振動数依存性が少なく、速度依存性も少ないことがわかる。

図-1.1.11 に抵抗力、等価剛性の耐久特性、図-1.1.12 に消散エネルギーの耐久特性を示す。図中の変化率とは一波目の値を1とし、各回数における一波目との比を表す。抵抗力、消散エネルギーとともに、加振回数とともに上昇したが僅かである。図より本試験下での耐久特性は良好であることがわかる。

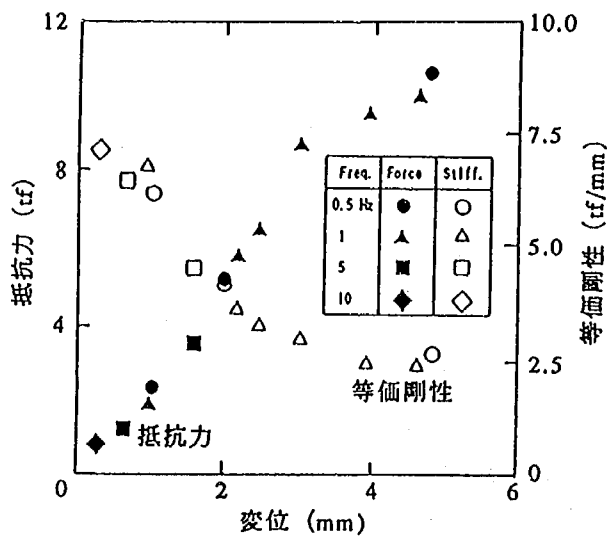


図-1.1.9 変位—抵抗力・等価剛性特性

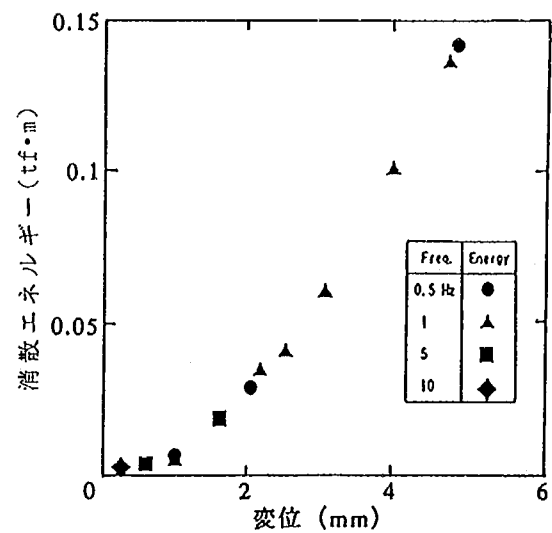


図-1.1.10 変位—消散エネルギー特性

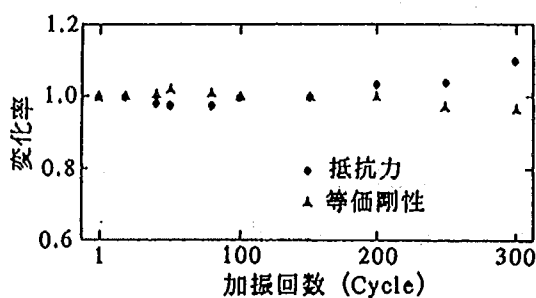


図-1.1.11 耐久特性 (抵抗力・等価剛性)

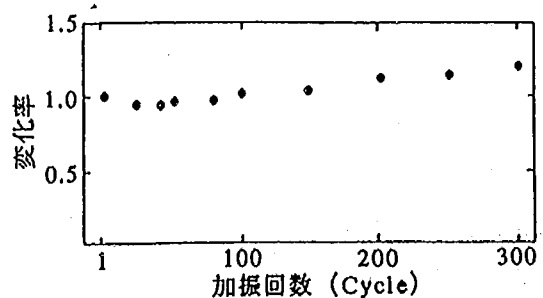


図-1.1.12 耐久特性 (消散エネルギー)

2) 復元力特性のモデル化

通常、弾塑性ダンパーの復元力特性を表すモデルはバイリニア型あるいはRamberg-Osgood型モデルとすることが多い。しかしながら、LEDのような履歴曲線を忠実に再現できない場合や、応答解析に時間がかかる場合など欠点もある。そこでLEDの復元力特性を表すモデルとして式(1.1.1)

～ (1.1.4)に示す微分方程式型モデル³⁾とした。

$$\dot{F}_{(t)} = K_0 \cdot \dot{X} [1 - \text{sgn}(\dot{x}) \{F_{(t)} / F_0 - S_{(t)}\}^n] \quad (1.1.1)$$

$$S_{(t)} = \alpha \{x / x_0 - F_{(t)} / F_0\} \quad (1.1.2)$$

$$K_0 = F_0 / X_0 \quad (1.1.3)$$

$$K_D = K_0 \cdot \alpha / (1 + \alpha) \quad (1.1.4)$$

ここで $F_{(t)}$: L E D 抵抗力, K_0 : 初期剛性, F_0 : 降伏力 (容量), K_D : 降伏後剛性

x_0 : 降伏変位 α : 降伏後の剛性勾配を示す無次元量

n : ループ形状の丸味を決定するパラメータ (正の奇数)

$\dot{}$: $d / d t$ (時間微分)

このモデルは、鋼材の曲げによる弾塑性ダンパーの復元力特性をよく表現しており、解析などを行なう場合演算時間が短いなどの利点も有している。

表-1.1.2のように各パラメータに値を代入し、図-1.1.13に示す履歴曲線を描かせ、試験結果との比較を行なった。図より試験結果とモデルの履歴曲線は良好な一致を見せた。これによりL E Dの復元力特性のモデル化が可能であることがわかった。

表-1.1.2 パラメータ入力値

項 目	試験結果	モデル
降伏力 F_0 (tf)	10	11.2
初期剛性 K_0 (tf/mm)	6.1	5.0
降伏変位 x_0 (mm)	2.4	2.4
降伏後剛性 K_D (tf/mm)	0.2	0.2
ループ形状パラメータ n	—	3

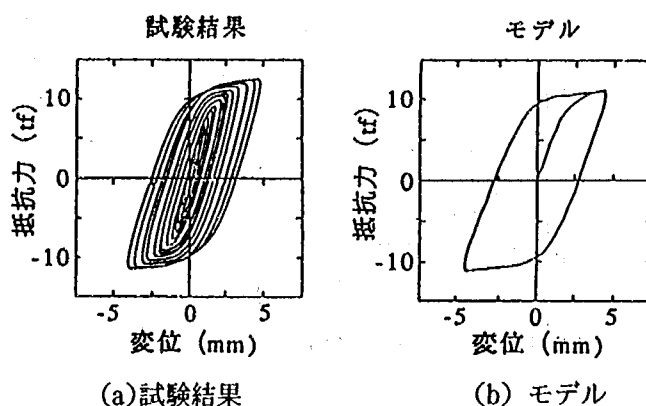


図-1.1.13 試験結果とモデルの比較

(5) 今後の課題

平成6年度は、10tfの容量を有する揺動型L E Dの基本特性を得ることができた。また、今回提唱した微分方程式型モデルと試験結果の比較により、L E D単体における復元力特性 (履歴曲線) のモデル化が可能であることがわかった。

今後は、本年度に得られたL E Dの復元力特性のモデル式を基に振動解析シミュレーションの検討を進めて行く。また、実橋への適用を考え、さらに大容量化 (50tf) の検討を行う。

<研究担当> オイレス工業 (株)

参考文献

- 1) W. H. Robinson and L. R. Greenbank : An Extrusion Energy Absorber Suitable for the protection of Structures during an Earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, VOL. 42-259, 1976
- 2) T. Nomura, N. Kojima, I. Shimoda, C. Tsuruya, K. Fujita, T. Ito, T. Nakatogawa and Y. Takayama : Study on Lead Extrusion Damper as a Seismic Support, Transaction of the 10th International Conference on SMiRT, Vol. k2, 733-737, 1989
- 3) M. A. Bhatti and K. S. Pister : A Dual Criteria Approach for Optimal Design of Earthquake-Resistant Structural Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, 557-572

1. 2 超低降伏点金属材料の利用 —その 2—

(1) 開発の背景と目的

橋梁や建築物の構造部材や構造物支持部に、高減衰材料やダンパーなどを適用することで、地震時の振動エネルギーを吸収し、構造物の変位や断面力を制御することができる。ダンパーとしては、粘性ダンパー、高減衰ゴム、鉛など各種のものが考えられるが、橋梁のように屋外に建設され、かつ巨大な構造物を対象とする場合には、エネルギー吸収能力に優れ、温度などの環境の変化にも影響を受けにくく、維持管理も容易な金属系高減衰材料を適用したエネルギー吸収部材やダンパーが有望と考えられる。

高機能鋼の一種として開発された超低降伏点鋼 (LYP235、LYP100) は、降伏点強度が低く、比較的小さなひずみに対しても塑性変形してエネルギーを吸収し、かつ伸び性能が優れており、加工や維持管理も一般の鋼材と同様に扱うことができることから、橋梁の弾塑性履歴型エネルギー吸収部材やダンパーとして活用できる鋼材である。

平成 5 年度には、超低降伏点鋼の静的な強度特性を確認し、橋梁構造物へ適用するための荷重～変形特性を制御できる切欠き付きダンパーの検討を進めてきた。今年度は、超低降伏点鋼のヒステリシスエネルギー特性を調べるとともに、斜張橋の塔や鋼製橋脚などに適用できる超低降伏点鋼使用ダンパーと、下部工天端に設置して上部工の振動エネルギーを吸収する片持ち梁式ダンパーの適用性の検討を行った。なおここでは超低降伏点鋼ヒステリシスエネルギー特性と柱状構造物用ダンパーについて述べることにし、片持ち梁式ダンパーについては「1. 3 超低降伏点金属材料の利用 —その 3—」を参照されたい。

(2) 開発項目と内容

1) 超低降伏点鋼のヒステリシスエネルギー特性

履歴型ダンパーとして超低降伏点鋼を用いる場合には、その塑性域を積極的に活用するため、塑性域の挙動について確認しておく必要がある。超低降伏点鋼はまだ使用実績も少なく、また、地震を受けないとその挙動も確認できないことから、試験体でヒステリシスエネルギー特性や疲労特性を確認しておくことが必要である。

超低降伏点鋼のこれらの特性を調べるために、直径 20mm ϕ の丸鋼の中央部を 10mm ϕ $\times$ 22mm 長の試験部に加工した試験体を使って、ひずみ速度とひずみレベルを変えた低サイクル疲労試験を実施した。ここでは、この低サイクル疲労試験により得られた種々のヒステリシスカーブを分析することにより、それぞれの鋼材のエネルギー吸収性能や等価減衰定数について、ひずみ速度、ひずみレベルとの関係を調べることにする。

2) 柱状構造物用ダンパー

斜張橋の塔や鋼製ラーメン脚など不静定次数の高い構造系で、地震時に大きなひずみが発生する柱の一部を降伏点鋼で構成することで、地震時の振動エネルギーを吸収し、構造物の振動を低減させることができる。

ここでは、このような制振部材を組込んだ柱部材の曲げ履歴特性を調べるために、縮尺モデルを用い、正と負の曲げを与えてその履歴特性を確認する。今年度は、試験計画と試験の準備までとし、疲労試験機を用いた低サイクル曲げ試験は平成7年度に実施する。

(3) 開発の工程

平成5～7年度の開発の工程を表-1.2.1に示す。

表-1.2.1 開発工程

研 究 項 目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
超低降伏点鋼の変形特性			
超低降伏点鋼のヒステリシスエネルギー特性			
柱状構造物用ダンパー (LYP235適用)			
片持ち梁式ダンパー (LYP100適用)			

(4) 平成6年度の研究成果

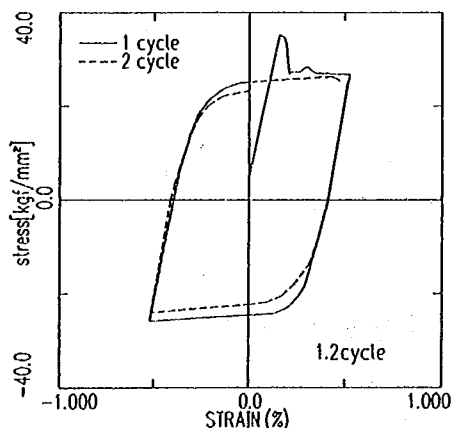
1) 超低降伏点鋼材のヒステリシスエネルギー特性

① ヒステリシスループ

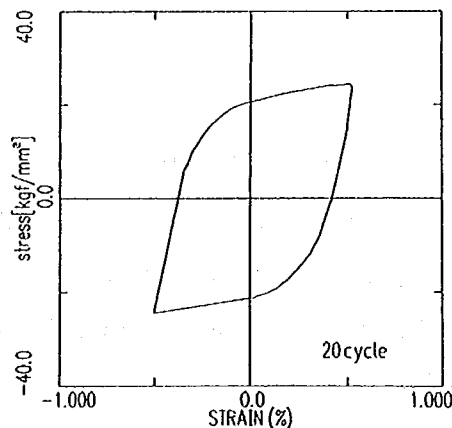
超低降伏点鋼 (LYP235、LYP100) の、ヒステリシスループの一例を図-1.2.1、1.2.2に示す。これらは1～2サイクルまでと、20サイクル目を示したものであるが、ヒステリシスループは安定した紡錘形を示し、処女ループ以降は4～5サイクルでほぼ同一のループを描く。静的な引張試験と同様、処女載荷時に、LYP235は降伏点を明確に示すが、LYP100は滑らかに勾配が変化していく傾向がある。

② ヒステリシスエネルギー

図-1.2.3、1.2.4に、1サイクルあたりのヒステリシスエネルギー(Wh) (ヒステリシスループ

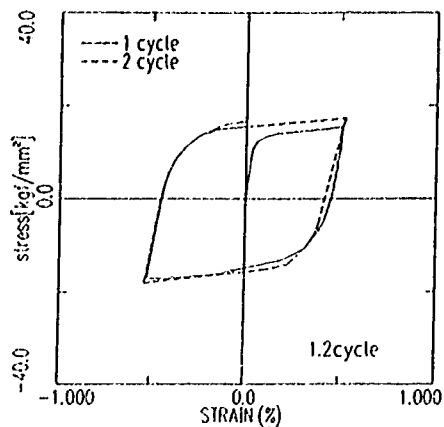


(a) 1, 2cycle

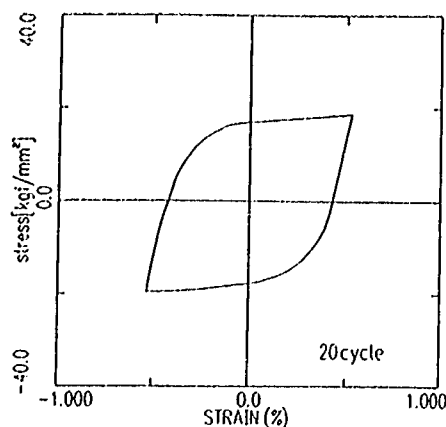


(b) 20cycle

図-1.2.1 LYP235の試験結果 (ひずみ速度: 0.1%/sec, ひずみ全振幅: $\Delta \epsilon_t = 1.0\%$)



(a) 1, 2 cycle



(b) 20 cycle

図-1.2.2 LYP100の試験結果 (ひずみ速度: 0.1%/sec, ひずみ全振幅: $\Delta \epsilon_t = 1.0\%$)

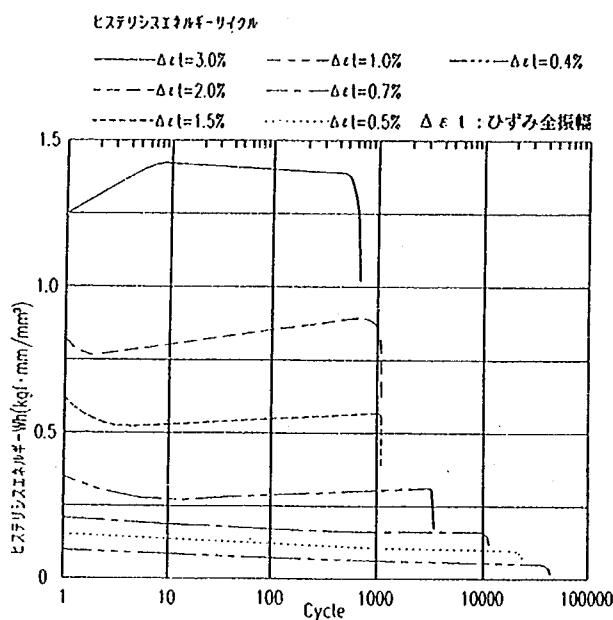


図-1.2.3 ヒステリシスエネルギーサイクル
(LYP-235 ひずみ速度: 0.1%/sec)

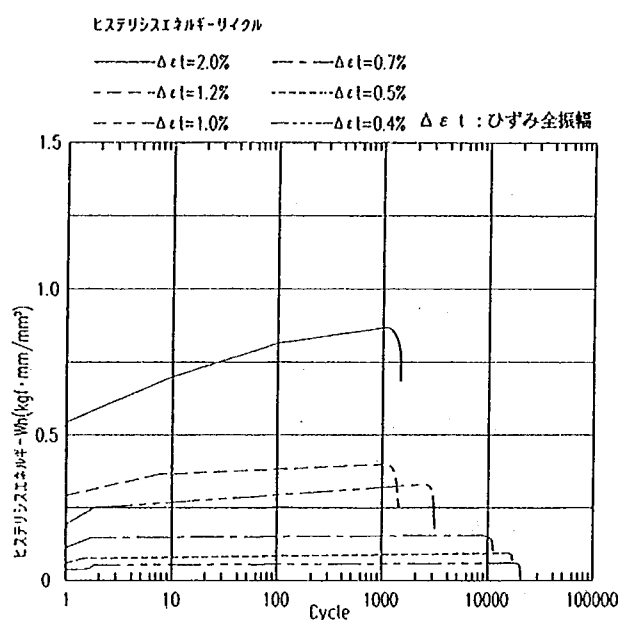


図-1.2.4 ヒステリシスエネルギーサイクル
(LYP-100 ひずみ速度: 0.1%/sec)

の面積)とサイクルの関係の一例を示す。

全ひずみ範囲 (正と負の合計) が、LYP235で3%、LYP100で2%の場合に、繰り返しの伴うヒステリシスエネルギーが変化しているが、これ以下の範囲ではほぼ一定の値を示す。また、同じひずみ振幅であれば、応力振幅の小さいLYP100はヒステリシスエネルギーも小さく、繰り返しの初期にはLYP100はLYP235の0.7倍程度であるが、サイクル数が増加するにつれて差異は小さくなる傾向がある。

図-1.2.5、1.2.6に、LYP100のヒステリシスエネルギー (Wh) と全ひずみ振幅 ($\Delta \epsilon_t$) の関係を3サイクル目とNf/2サイクル目 (Nf: 疲労試験での破断時サイクル数) について表したものを、また、図-1.2.7、1.2.8にLYP235の同様のものを示す。

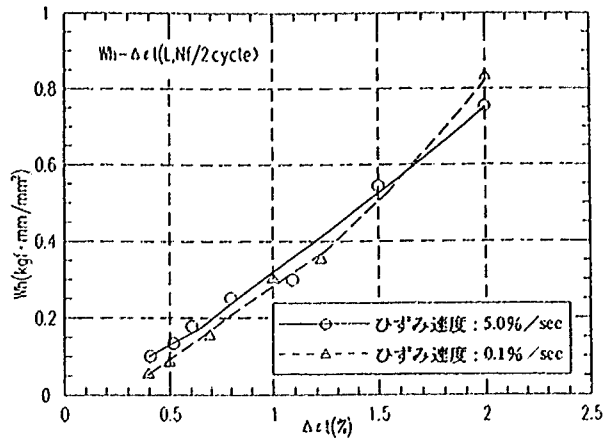


図-1.2.5 ヒステリシスエネルギー(Wh)～全ひずみ振幅(Δε_t) 関係 (LYP100, 3cycle)

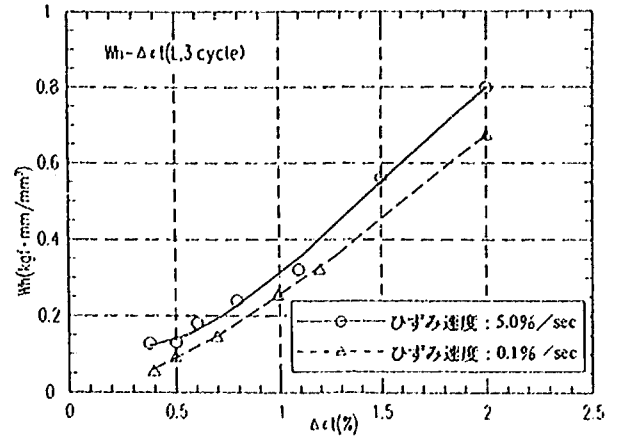


図-1.2.6 ヒステリシスエネルギー(Wh)～全ひずみ振幅(Δε_t) 関係 (LYP100, Nf/2cycle)

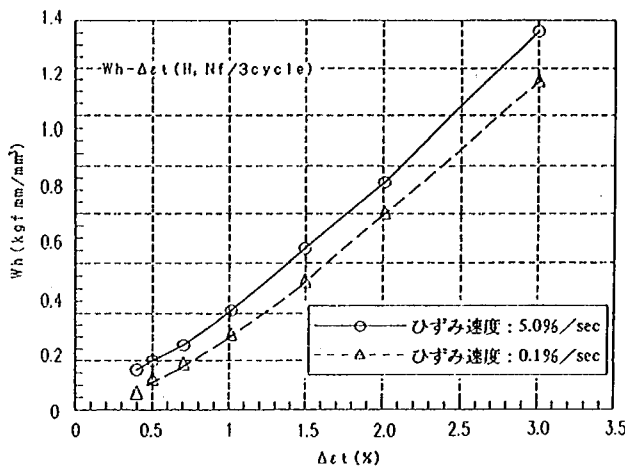


図-1.2.7 ヒステリシスエネルギー(Wh)～全ひずみ振幅(Δε_t) 関係 (LYP235, 3cycle)

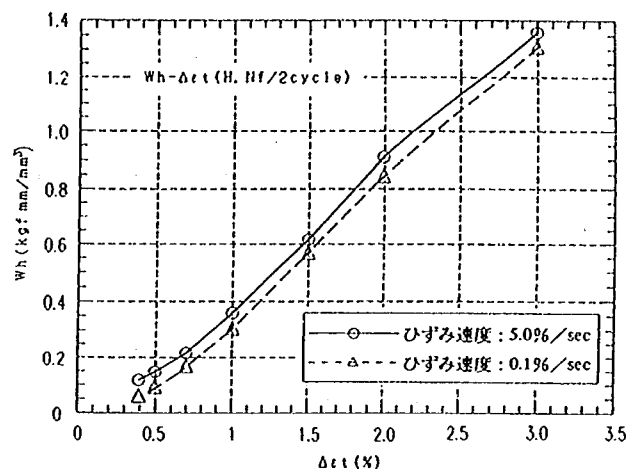


図-1.2.8 ヒステリシスエネルギー(Wh)～全ひずみ振幅(Δε_t) 関係 (LYP235, Nf/2cycle)

LYP100の3サイクルにおいては、ひずみ速度の影響は顕著であり、その差異は20～30%であるが、Nf/2サイクルにおいては、ひずみ速度の違いによる影響はほとんどみられない。LYP235でも同様の傾向がありNf/2サイクルは3サイクルと比較してひずみ速度の違いによるヒステリシスエネルギーの差異は少なくなっている。

③ 累積ヒステリシスエネルギーとひずみ振幅の関係

図-1.2.9、1.2.10は、累積ヒステリシスエネルギー(ΣWh)～全ひずみ振幅(Δε_t) 曲線を各鋼種ごとに示したものである。参考までに一般の構造用鋼材(SS400)と、純鉄に近いもの(PURE IRON) とを同じ図中に示している。累積ヒステリシスエネルギーは、「エネルギー吸収能力」と言うこともでき鋼種ごとに差異がある。低降伏点鋼のエネルギー吸収特性は全ひずみ振幅Δε_t > 0.8%の範囲では他の鋼材と比較して優れているとは言えないが、Δε_t < 0.7%の範囲では極めて優れたエネルギー吸収能力を有している。特に0.1% < Δε_t < 0.3%の範囲は普通鋼は弾性範囲であり、エネルギー吸収能力を有しないが低降伏点鋼は大きなエネルギー吸収能力を有する。

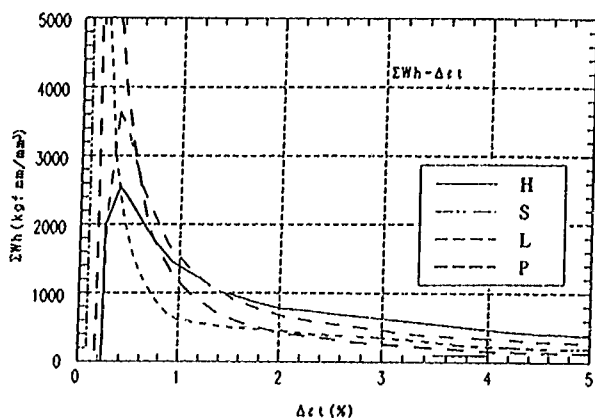


図-1.2.9 累積ヒステリシスエネルギー(ΣWh) ～ 全ひずみ振幅(Δε)

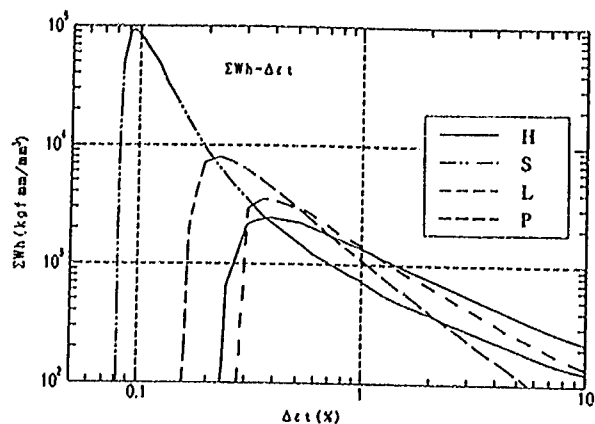


図-1.2.10 累積ヒステリシスエネルギー(ΣWh) ～ 全ひずみ振幅(Δε) (log-log 座標系)

(H:LYP235, L:LYP100, P:Pure Iron, S:SS400)

弾塑性ダンパーとして鋼を使用する場合、ひずみ振幅の絶対値によって適当な鋼種を選択する必要がある。橋梁構造物の地震時の振動に対し、比較的小さな0.1%程度のひずみに対しても減衰効果を発揮させるためには、一般の鋼材よりも小さなひずみでもエネルギー吸収能力を示す低降伏点鋼の適用が有効である。

④ 等価減衰定数

図-1.2.11 に示すような超低降伏点鋼の履歴復元力特性の形状から、次式による等価減衰定数 h_{eq} を求める。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{履歴ループの面積}}{\Delta OAB \text{の面積}}$$

$$= \frac{1}{4\pi} \frac{\text{履歴による吸収エネルギー}}{\text{ピークAの弾性ポテンシャルエネルギー}}$$

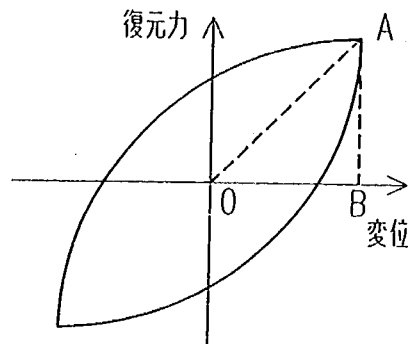


図-1.2.11 履歴復元力特性

それぞれの鋼材ごとに、全ひずみ振幅との関係を求めたものを図1.2.12、1.2.13に示す。

等価減衰定数は、ひずみ速度と全ひずみ振幅とにより変わるが、

LYP235 --- 0.26～0.54

LYP100 --- 0.34～0.54

と高い値を示している。

2) 柱状構造物用ダンパー

① 構造概要

ここで想定しているダンパーは、地震時に斜張橋の塔基部や、ラーメン橋脚の柱基部などに発生する曲げモーメントにより振動エネルギーを吸収して耐震性の向上を図るものである。このダ

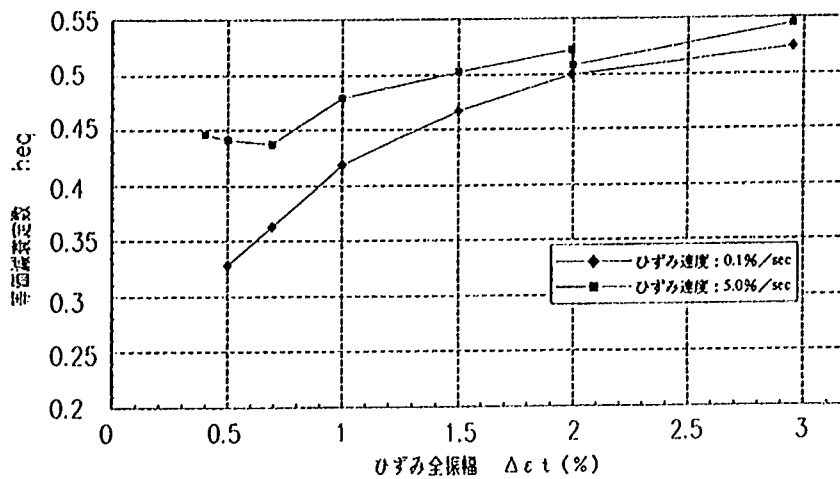


図-1.2.12 LYP235の等価減衰定数 (20サイクル目)

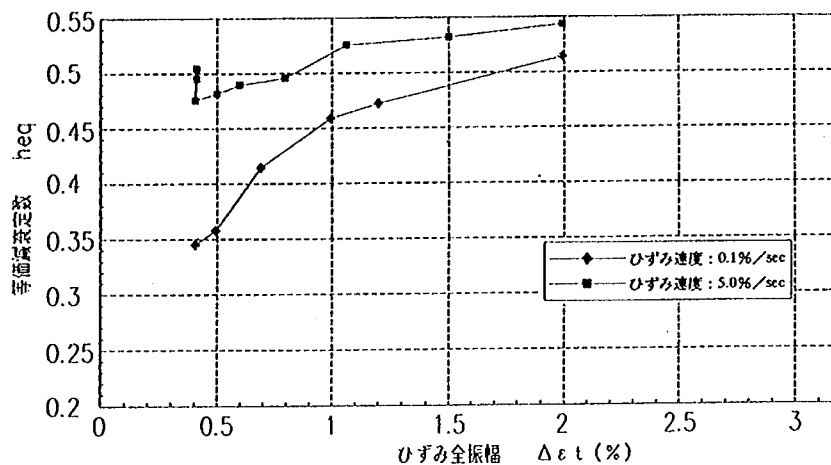


図-1.2.13 LYP100の等価減衰定数 (20サイクル目)

ンパーの特長は、図-1.2.14 に示すような斜張橋の塔基部中心に支承（ピン）を設け、その周囲に図-1.2.15 のような超低降伏点鋼で構成された高減衰部材を設けるものである。塔基部の鉛直方向軸力は、中央の支承によって支持し、曲げモーメントは、超低降伏点鋼部材の図-1.2.16 のような履歴減衰の効果によって低減される。また、一般に塔と桁の結合部において、桁の橋軸方向変位を自由とするが、この部分にせん断型ダンパーを設けることも考えられるが、このダンパーについては今後の課題とし、ここでは取り上げない。

構造の自重を支える柱部材に塑性化点を設け、その履歴減衰を利用して地震時挙動を低減しようとする場合には、不測の事態によって塑性化点が鉛直支持能力そのものを失い座屈や倒壊を起す危険がある。ここで想定している構造は、支承によって鉛直方向の支持を行い、曲げ反力の履歴特性を得るための機構と鉛直方向支持とを独立させているので、座屈や倒壊の危険を避けながら高い減衰能力を狙うことができる。

② ダンパーの適用性

地震荷重が支配的となって主塔断面寸法が決定される長大橋の一例として、図-1.2.14 に示した3径間連続鋼斜張橋を取り上げ、塔基部へのダンパーの適用性を検討する。このモデル橋に対

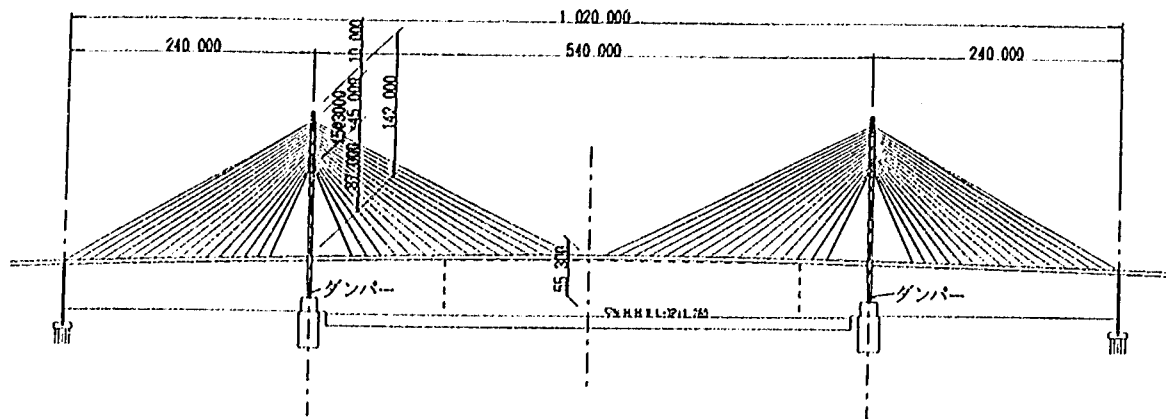


図-1.2.14 塔基部へのダンパー設置例

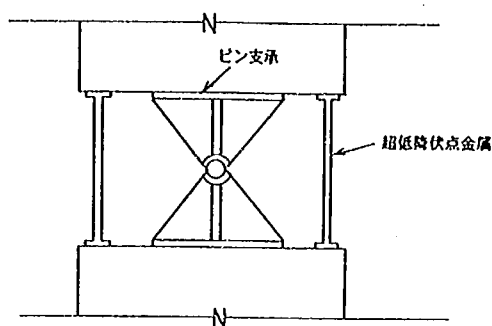


図-1.2.15 ダンパー構造

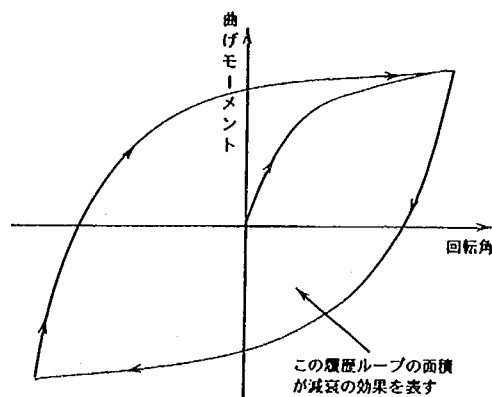


図-1.2.16 履歴減衰曲線

し、このダンパーが設計可能であるか否かを、以下の設計方針の基に試設計を行う。

設計基本方針

i. 常時におけるダンパーの状態

主塔基部をピン（回転自由）状態で設計した場合、常時において主塔基部剛結時の曲げモーメントが桁に分配されるため桁の負担が増加する。また、主塔架設時の安全性確保が課題となる。ここでは、この課題を解決するために、主塔基部を常時の断面力に対しては弾性的に抵抗し、地震時には塑性化するような部材を超低降伏点鋼により設計する。

ii. ダンパー部断面力の分担

常時、地震時とも以下のような分担とする。

- ・曲げモーメント 超低降伏点鋼部材
- ・軸力、せん断力 ピン支承

iii. ダンパー部材料

超低降伏点鋼部材にはLYP235を用い、常時の許容応力度は下位降伏点を1.7で除した値とする。

iv. 架設時、死荷重における主塔基部の断面力

架設時、死荷重において主塔基部には曲げモーメントが生じない構造とする。

v. ダンパー部材の交換

地震後、ダンパーの残留変形が大きい場合を考慮し、ダンパー部材の交換を可能にしておくため高力ボルトによる接合を採用する。ただし、ダンパーの交換は前述の理由から、曲げモーメントが生じない死荷重時に行う必要があるため交通規制が必要となる。

vi. ダンパー部構造、寸法

以上の条件により、ダンパー部を設計した結果を図-1.2.17に示す。

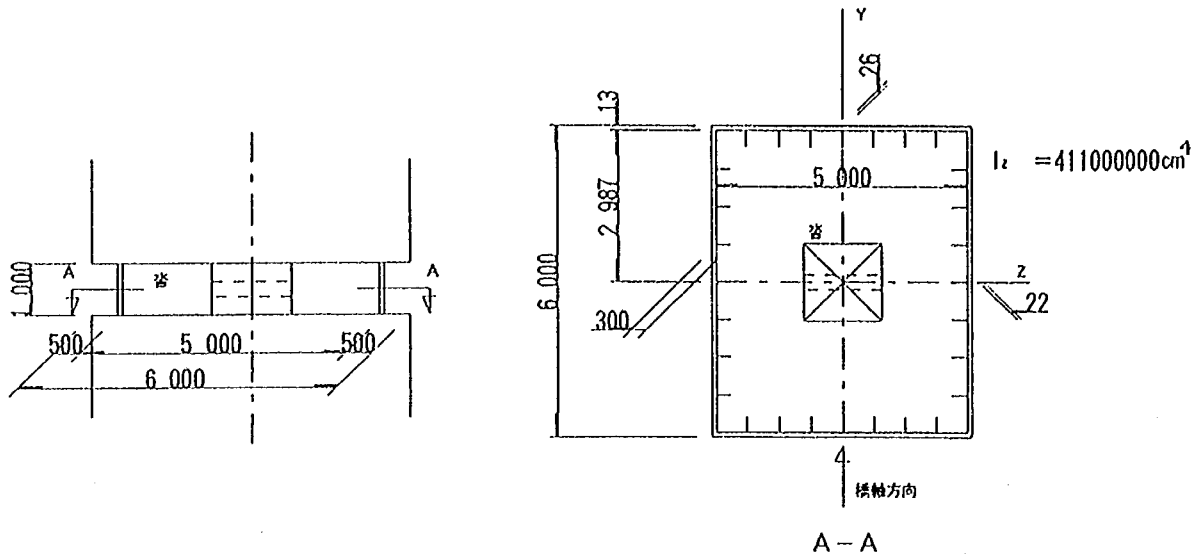


図-1.2.17 モデル橋におけるダンパー

③ 模型実験計画

柱状構造物用ダンパーの適用性を調べるために、超低降伏点鋼を用いた高減衰材の縮尺模型を用い、繰り返し曲げ試験を行うことで、エネルギー吸収特性を確認する。

i. 実験設備

設備名称 : 100tf 構造物疲労試験機
アクチュエータ : 荷重 動的 $\pm 100\text{tf max}$
変位 $\pm 100\text{mm}$
供試体との取合い : フランジ、ボルト接合
支柱間隔 : 5,300mm
最大曲げ支間 : 16m

ii. 供試体の形状、寸法

実験設備の荷重制限、変位制限を考慮し、支間は5mとする。試験の概要を図-1.2.18に示す。

低降伏点鋼の断面は、中央部の曲げモーメントが100tf作用時で、120tf-mであるため、この曲げモーメントで十分降伏するサイズとする。

2-FLG PL 400×16

2-WEBB PL 400×16

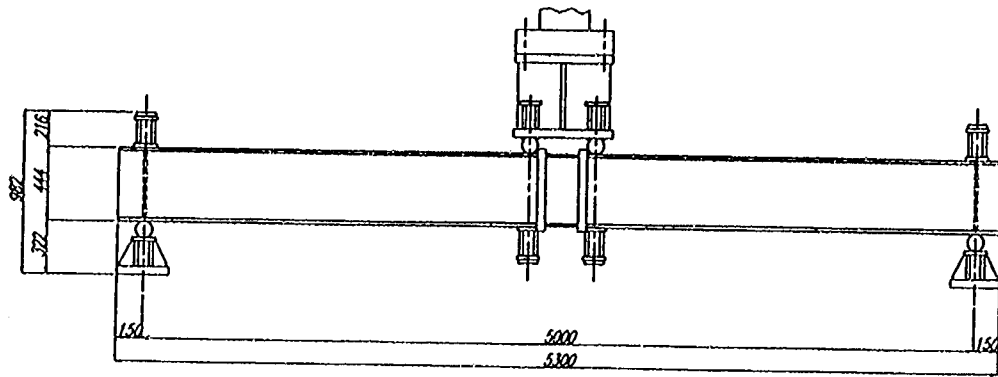


図-1.2.18 繰返し曲げ試験の概要

$$I = 72,500 \text{ cm}^4$$

$$Z = 3,360 \text{ cm}^3$$

LYP235の強度特性は次のとおりである。

LYP 235

$$\sigma_y = 2,200 \sim 2,500 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 4,100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2,400 \text{ kgf/cm}^2 \text{ とすると}$$

降伏曲げモーメント

$$M_y = \sigma_y Z = 80.6 \text{ tf-m}$$

完全塑性曲げモーメント

$$M_p = \sigma_y (64 \times 20.8 + 20 \times 1.6 \times 2 \times 10) \times 2 = 94.3 \text{ tf-m}$$

中央集中荷重を受ける単純梁の中央でのたわみ

$$\delta = P l^3 / (48 E I)$$

P : 中央部が $M_y = 80.6 \text{ tf-m}$ となる荷重 67tf

l : 500cm

I : 72,500cm⁴

$$\delta = 1.1 \text{ cm (両端の剛性に違いを考慮した場合 0.85cm)}$$

この中央でのたわみは、 M_y から M_p に増加していく場合、急激に増加する。一般断面は、低降伏点鋼断面が塑性域に入っても塑性化しないよう、低降伏点鋼材断面よりも断面剛性を高める。フランジとウェブの幅は同じとし、板厚を22mmとする。

2-FLG PL 400×22

2-WBB PL 400×22

$$I = 101,900 \text{ cm}^4 \text{ (低降伏点鋼材断面の40\%アップ)}$$

$$Z = 4,590 \text{ cm}^3$$

降伏時のダンパー上下縁のひずみ

$$\varepsilon_y = \frac{E}{\sigma_y} = \frac{2.1 \times 10^6}{2.4 \times 10^3} = 0.00114 = 0.114\%$$

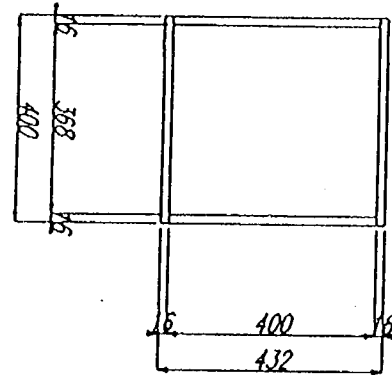


図-1.2.19 低降伏点鋼断面

10cm変位時のダンパー上下縁のひずみ

アクチュエータの許容変位が10cmであるため、弾性変位約1cmを考慮するとダンパー部の塑性化による回転角 θ は

$$\theta = 9 / 250 = 0.036 \text{ rad}$$

となる。

この時のダンパー上下縁のひずみは

$$\varepsilon_p = 0.036 \times 2 \times 200 / 200 = 7.2\%$$

となる。

LYP235の破断時の伸びは55%程度であるが、材料の疲労試験で繰返し数100回程度の片ひずみが5%程度のため、試験はこの程度のひずみとしておく。

iii. 供試体の種類

超低降伏点鋼はLYP235とし、試験体は3体とする。供試体は溶接構造とするが、中央部の低降伏点鋼部のみ交換（切断、除去、グラインダー仕上げ、溶接取付け）して、一般部分は再利用する。

iv. 載荷方法

以下の関係を把握できるように試験を行う。

- ・荷重～変位関係（曲げモーメント～回転角関係）
- ・荷重～変位履歴ループ
- ・包絡線

載荷ステップは、降伏変位の1/2からスタートし、降伏変位（0.85cm）、2cm・・・と順次高めていく。各ステップでは5サイクルの交番載荷を行い、次の載荷ステップに移る。

④ 測定結果の整理方法

前述の図-1.2.11に示したような履歴復元力と変形との関係を実験データより求め、等価減衰定数を求めることができるが、この場合の等価減衰定数には本来のダンパー部分以外の減衰効果や支点部の摩擦による減衰を含んだ値となる。したがって、可能なかぎりこれらの影響を除去して、純粋なダンパーによる等価減衰定数を算出することとする。

(5) 今後の課題

今年度は、超低降伏点鋼のヒステリシス特性を把握し、柱状構造物用ダンパーの検討とその試験計画を進めた。今後早急に柱状構造物用ダンパーの試験を実施し、そのエネルギー吸収特性を把握していくとともに、実際の構造物への適用性について検討する。

<研究担当> 新日本製鐵（株），パシフィックコンサルタンツ（株）

参考文献

- 1) 新日本製鐵株式会社：新日鐵の弾塑性履歴型ダンパー用鋼板，1993.9

1.3 超低降伏点金属材料の利用 ―その3―

(1) 開発の背景と目的

超低降伏点鋼は、降伏耐力が 1000kgf/cm^2 と低く伸び性能が50%以上といった高い伸び性能を有する鋼材である。このような鋼材は、履歴によるエネルギー吸収能力に優れておりこのような鋼材は、長大橋の免震装置として充分適用可能であると考えられる。そこで昨年度は、このような鋼材を鋼トラス斜張橋に適用する場合の最適な形式を、①トラス主桁斜材に沿わせる形で設置する場合、②主桁と主塔の間に超低降伏点鋼の片持梁をダンパーとして設置する場合の2つについて解析的に検討した。その結果、主桁の斜材に沿わせる形では歪を超低降伏点鋼に集中させることが困難であり、効果がほとんど見られなかった。一方、主桁と主塔の間に設置した場合は、主塔基部の曲げモーメント等が約20%低減されることが解った。そこで本年度は、主桁と主塔、あるいは高橋脚橋梁等における桁と橋脚、桁と橋台等の相対変位を利用する片持梁タイプのダンパーを提案し、このダンパーの開発に関する研究を実施することとした。

(2) 開発項目と内容

1) 超低降伏点鋼の基本特性の把握

疲労特性や履歴特性、強度、伸び性能等の基本的な材料特性を過去の実験資料等を調査し確認する。

2) ダンパーの基本形状の提案

ダンパーの基本形状は、超低降伏点鋼材を用いた片持梁式とし、さらにダンパーに工夫を加えた次のような提案を行う。

① 片持梁の中央部にストッパーを配置することにより、大地震時における桁の過大な変位を防止する。

② 片持梁の応力集中箇所にスリットを配置し、エネルギー吸収能力を高める。

3) 非線形解析によるダンパーの履歴予測

2) で提案した、付加機能も含めたダンパーの有限要素モデルに対し、1) で調査した超低降伏点鋼材の応力-ひずみ関係を入力し、非線形の静的解析により片持梁式ダンパーの上端での荷重-変位関係を求めてダンパー全体での履歴特性を予測する。

4) ダンパーの縮小モデルによる履歴性能の確認実験

3) で予測した、履歴性能が実際の超低降伏点鋼を用いたダンパーで得られるかどうかを超低降伏点鋼材を用いた片持梁ダンパー縮小モデルに対し静的繰返し載荷試験を実施することにより確認する。実験における主たる検討事項は以下のとおりである。

① 50回の繰返し載荷試験に対する履歴の安定性に関する検討。

② 各変位レベルでのエネルギー吸収性能の検討。

③ ストッパーを付けた場合の性能検討。

④ スリットを入れた場合の性能検討。

(3) 開発の工程

平成5年度、平成6年度の研究実施項目と平成7年度の実施予定課題を含む開発工程は、表-1.3.1に示したとおりである。

表-1.3.1 開発工程

研 究 項 目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
有効な高減衰化装置の選択	—		
装置の静的履歴特性の検討		—	
装置の動的履歴特性の検討			—
装置の設計法に関する検討			—

(4) 平成6年度の研究成果

本年度は、高減衰化装置として、超低降伏点鋼(BT-LYP100)を用いた片持梁式のダンパーを提案し、有限要素法解析、静的繰返し載荷実験等によって主として静的履歴特性の検討を実施した。

1) 超低降伏点鋼の基本特性の把握

片持梁式ダンパーの材料として用いる超低降伏点鋼としては、降伏応力が小さいBT-LYP100(新日本製鉄規格)を用いることとした。表-1.3.2は、この鋼材の機械的性質を示したものであり、表-1.3.3はこの鋼材の化学成分を示したものである。

表-1.3.2 BT-LYP100の機械的性質

規格(新日本製鉄)	0.2%耐力(kgf/cm ²)	引張強度(kgf/cm ²)	伸び(%)
BT-LYP100	900 ~ 1300	2000 ~ 3000	≥50

表-1.3.3 BT-LYP100の化学成分(%)

C	Si	Mn	P	S
0.02	0.02	0.16	0.012	0.012

図-1.3.1は、この鋼材のJIS4号試験による応力ひずみ関係を示したものである。この図よりBT-LYP100は、明確な降伏点を示さず、耐力が非常に低いことがわかる。また伸び性能は非常に高い。

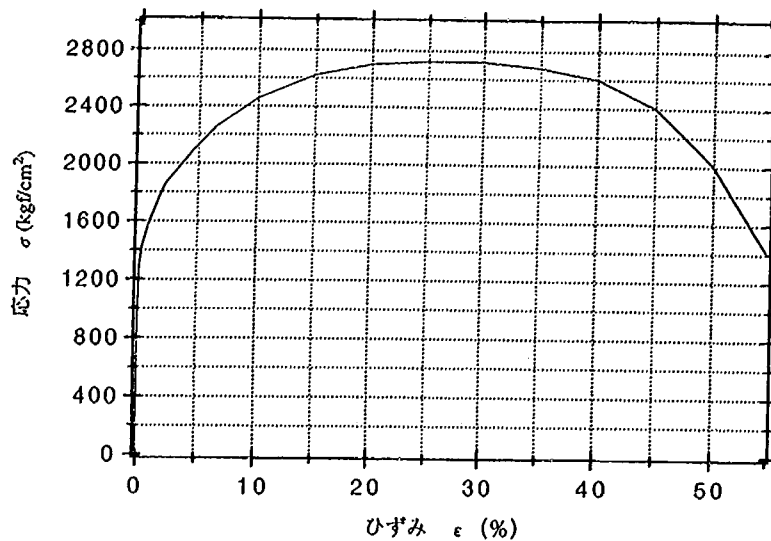


図-1.3.1 超低降伏点鋼(BT-LYP100)の応力-ひずみ関係

超低降伏点鋼の疲労特性は、1.2でのべられているとおりであるが、BT-LYP100 は、歪振幅が2.0 %程度となると塑性座屈を起こす場合がある。したがって片持梁式ダンパーにおいても最大歪はなるべく小さい範囲で用いるべきであると考えられる。また歪速度0.1 %/sec～5.0 %/secでは、歪速度のヒステリシスループに及ぼす影響はほとんどない。したがってこの鋼材を用いたダンパーの静的載荷試験によっても地震時の動的なエネルギー吸収特性を精度よく確認できると考えられる。

2) ダンパーの基本形状の提案

a) 形状および構造

片持梁式ダンパーは、図-1.3.2に示すように、超低降伏点鋼を用いた片持梁と片持梁中央で変位を拘束するためのストッパーによって構成されている。超低降伏点鋼は、前節で述べたような、降伏耐力が低く伸び性能の高い鋼材で履歴によるエネルギー吸収能力に優れている。片持梁式ダンパーの橋梁への設置は、橋台等へ設置した場合の一例として図-1.3.3に示すような方法が考えられる。この場合は、片持梁式ダンパーの基礎部を橋台の上端から下がった位置にアンカーボルト等で固定し、上端はピンで桁と結合する。この結合部において、桁からの水平荷重のみダンパーへ伝達されるようにダンパー側のピン穴を鉛直方向の長孔としておく。鉛直荷重については、別に可動支承等によって支持されるものとする。ストッパーは、片持梁が過大に変形するのを防ぐための装置であるが、片持梁における超低降伏点鋼材の塑性化領域を広げる効果もありエネルギー吸収能力を増大させることが可能である。ストッパーの鉛直方向位置は、設計の考え方により様々な場合が可能であるが、ストッパーがきいた後もエネルギー吸収機能を十分に発揮させしかも変位制御効果も大きい位置としては、梁中央付近が良いと考えられる。

ストッパーの配置方法としては、図-1.3.4の①のように片持梁内部に設置される場合と②のように外部に設置する場合が考えられる。またストッパーの平面位置としては、図-1.3.5のような場合が考えられる。すなわち①の場合は、自由度が橋軸方向のみである。したがってこの場合には、中小地震に対しては、橋軸方向には、剛性が小さくなり長周期化と高減衰化による免震装置としての効

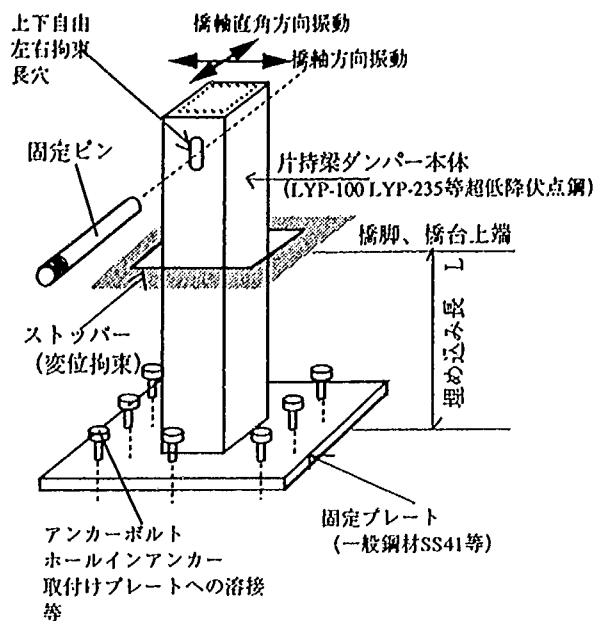


図-1.3.2 片持梁式ダンパーの構造概略

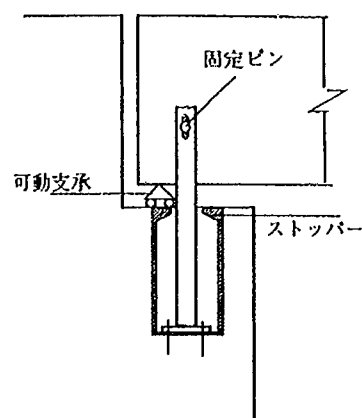


図-1.3.3 片持梁式ダンパー設置状況

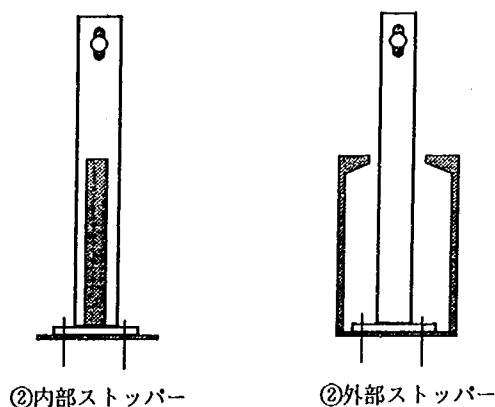


図-1.3.4 ストッパーの配置

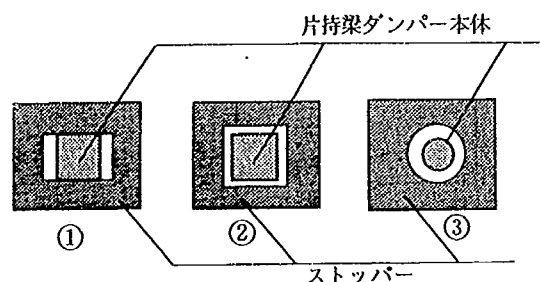


図-1.3.5 ストッパーの平面配置

果がある。また大地震時には橋軸方向には、ストッパーが作用し変位抑制と高減衰化が期待できる。また橋軸直角方向に対しても大地震時には、片持梁がストッパーの上部で塑性化しダンパーとしての効果を期待できる。②、③は、全方向に免震効果とストッパーの効果を期待する構造である。

b) 機能及び特徴

片持梁式ダンパーの主な機能は以下の2つである。

- ① 長い片持梁と降伏点が低く剛性の低い素材によって中小地震に対しては、長周期化と高減衰化をはかることができ、免震装置としての機能を発揮する。
- ② 片持梁の途中にストッパーを設置することにより、大地震時に桁変位が過大になることを防ぎ、さらにストッパーに接触させることによる超低降伏点鋼の塑性化領域を広げ減衰性能を向上させる。

上記のような機能の他にも片持梁式ダンパーには、以下のような特徴がある。

- ① 構造が簡単であり、大地震により著しく塑性化した場合を除き、維持、保全が容易である。

- ② 片持梁式ダンパーは、高さを利用したダンパーであり長大橋等の桁高の高い橋梁に適している。
- ③ ストッパーの形状や、梁断面形状等の自由度が高く設計者の意図に応じたダンパーが設計可能である。

3) 非線形解析によるダンパーの履歴予測

超低降伏点鋼は、2) で述べたように応力－ひずみ関係において明確な降伏点の現れない鋼材である。従って解析によって完全なダンパーの荷重－変位履歴を求めることは、困難である。しかし、本研究で提案しているダンパーは、片持梁の中間にストッパーがある特殊な構造であり履歴特性を推測するためには、ストッパーも含めたダンパーの非線形解析が必要であると考えた。また、ストッパー付近に、スリットをつけてエネルギー吸収能力がどのように変化するかも検討した。

a) 検討手法

図-1.3.6に示したようなH型鋼 (H-300×300×16×16) を用いたダンパーの静的な荷重－変位履歴特性を検討するために、3次元モデルを用いてNASTRANによる静的非線形FEM解析を実施した。解析モデルは、図-1.3.7に示した3種類である。Type-1は、スリットのないモデルでありType-2, 3はスリットのあるモデルである。Type2とType3の違いは、両者ともスリットの大きさ及び鉛直方向の位置は同じであるがType3 はフランジに最も近い位置にスリットがあり、Type2 はやや中心より

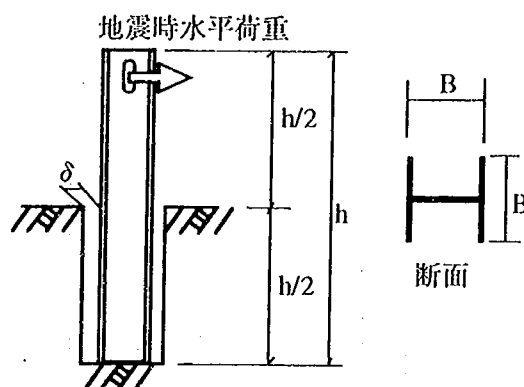


図-1.3.6 解析対象ダンパー

であることである。超低降伏点鋼の非線形特性は、単純引張に対する応力－ひずみ関係を図-1.3.8のように仮定した。この応力－ひずみ関係は、1) で述べたBT-LYP100 の特性がよく解らない段階で仮定したものであり実際の超低降伏点鋼よりも剛性が高く評価されている。またストッパーについては、図-1.3.9に示したような非線形弾性特性を有するものと考えた。降伏条件としては、Von

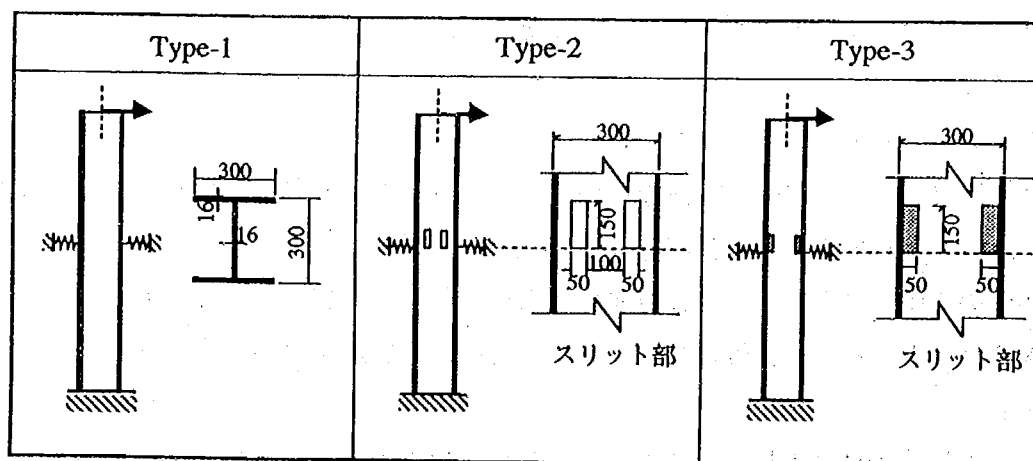


図-1.3.7 解析ケース及び解析モデル

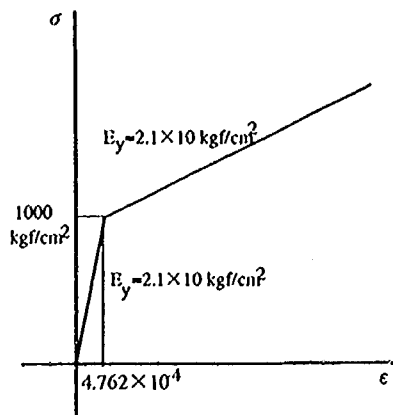


図-1.3.8 解析に用いた応力-ひずみ関係

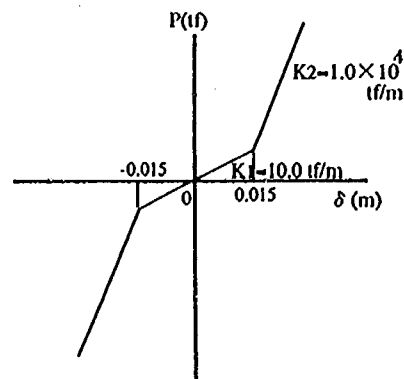


図-1.3.9 ストッパーの荷重-変位関係

Mises の条件を仮定した。

b) 検討結果

図-1.3.10 は、図-1.3.7における各タイプに対して片持梁上端に $-25\text{tf} \sim +25\text{tf}$ の荷重を載荷した場合の片持梁上端変位と荷重の履歴図である。Type-1は、 13tf 付近でダンパー基部付近から降伏しはじめ 15tf 付近でストッパーが作用し始める。ストッパーが作用し始めると剛性が大きくなり 21tf 付近でストッパー付近が降伏し始め剛性が再び低下する。最大載荷荷重 25tf で変位 8cm となったところで除荷し始めると -10tf 付近までは、ほぼ初期剛性を保ちながら変位が減少するがそれ以降は再びダンパー基部付近が塑性化して

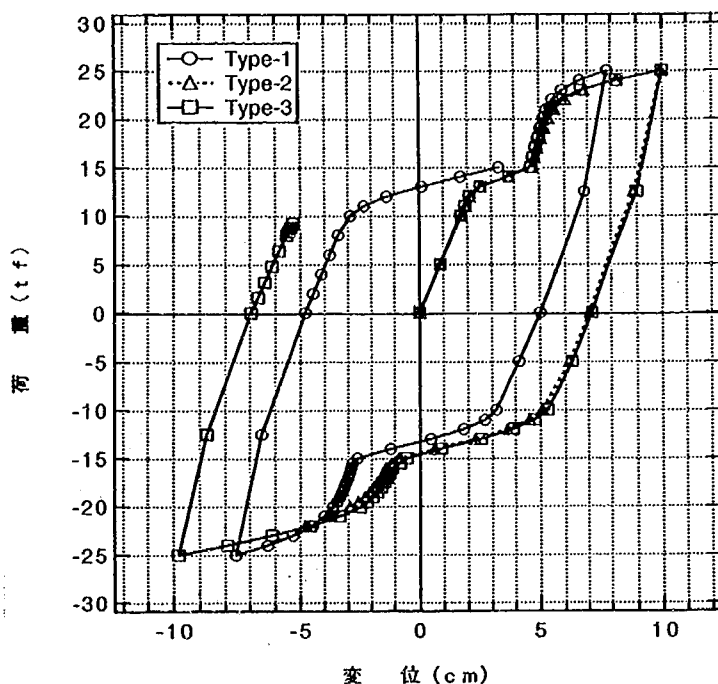


図-1.3.10 ダンパーの荷重-変位履歴

剛性が低下する。 -15tf 付近で先ほどとは反対側のストッパーに接触し剛性が再び大きくなる。Type-1とType-2, 3を比較するとスリットのあるType-2, 3は、スリットのないType-1に比較してストッパーに接触してから後の降伏が小さい荷重でおこるためにわずかに剛性が低下しているのがわかる。また、Type-2とType-3の履歴特性における差はほとんどなくスリットの位置の効果は小さいと考えられる。これらの結果より、計算で用いた程度のスリットでは、エネルギー吸収効果はあまり期待できないことがわかった。

4) ダンパーの縮小モデルによる履歴性能の確認実験

a) 実験概要

超低降伏点鋼を用いた片持梁ダンパーは、超低降伏点鋼 (BT-LYP100) が 1) で述べたように、応力-ひずみ関係において明確な降伏点があられない鋼材であるために、3) で行った解析におけ

る図-1.3.8のような理想化した応力-ひずみ関係を適切に設定しなければ、精度よくダンパーの荷重-変位履歴特性を推定することが困難である。また、1)で述べたように、超低降伏点鋼 (BT-LYP100) は、ひずみレベルによっては、塑性座屈をおこす可能性もある。特に本研究で提案しているダンパーは、片持梁中間にストッパーを設ける構造であり、片持梁のストッパーへの接触過程は解析では、推定できない部分も多い。そこでここでは、図-1.3.11 に示したような、H-300×300×16×16で高さが2.0 mの超低降伏点鋼 (BT-LYP 100)を用いた片持梁式ダンパーを考え、これを図-1.3.12 に示したようなストッパー付きフレームに設置して上端には、アクチュエータ取付用治具を取り付けた。载荷は、最大50 tfまで载荷可能な静的载荷用アクチュエータを用いた。

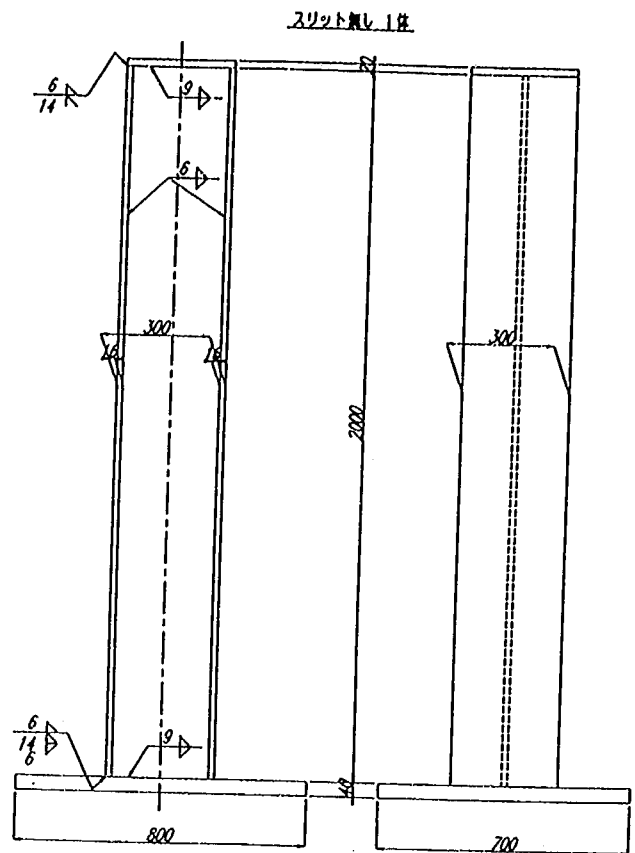


図-1.3.11 超低降伏点鋼の試験体 (加工なし)

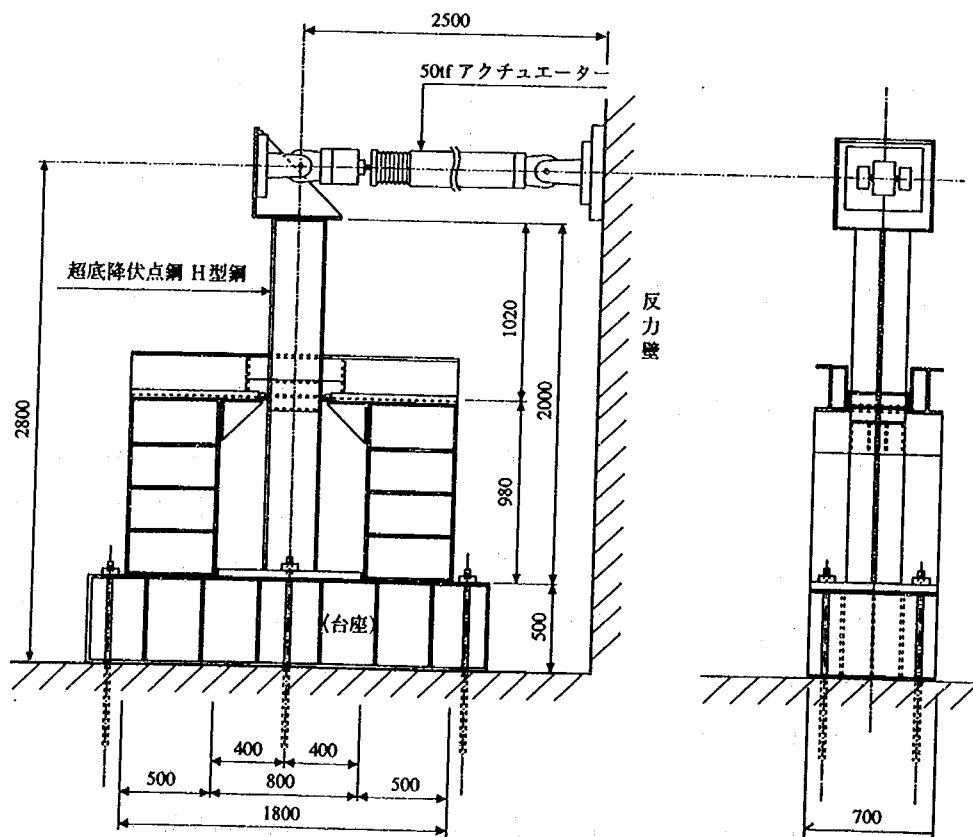


図-1.3.12 実験装置の概略図

図-1.3.13は図-1.3.12におけるストッパー部分の詳細図を示した図である。ストッパー部分は、応力集中を避けるために $\phi 40\text{mm}$ の丸鋼を用いて接触面積を広く保てるように工夫した。また試験体とストッパーの間隔は、いずれ試験体も 1.0cm とした。

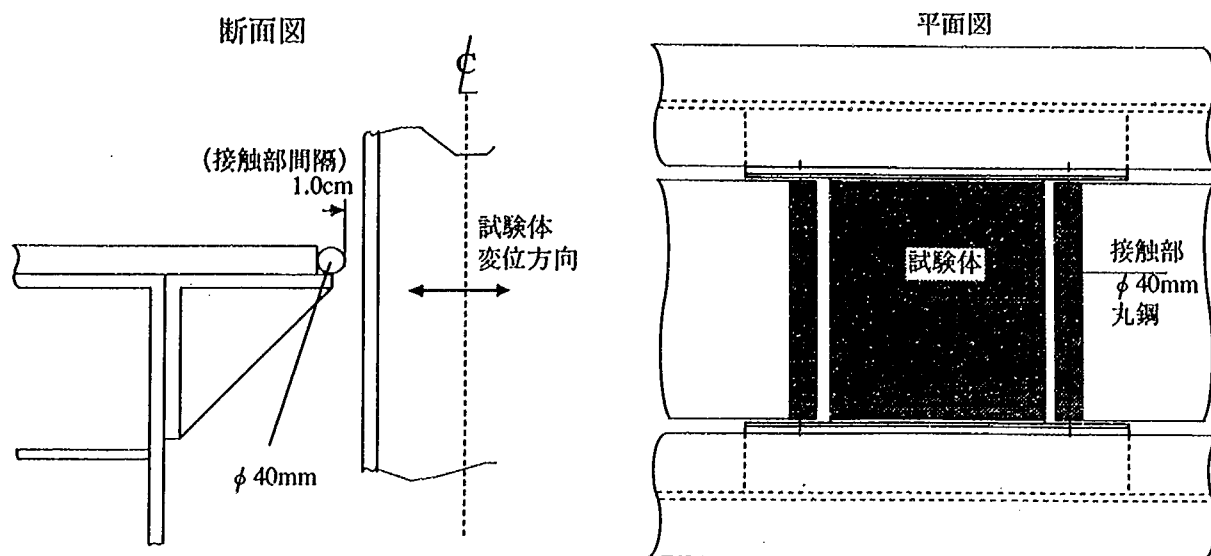


図-1.3.13 ストッパー部詳細図

b) 実験の目的

本実験の目的は、以下に示したとおりである。

- ① 超低降伏点鋼を用いた片持梁の曲げ変形にともなう上端の荷重－変位履歴特性を検討する。
- ② 超低降伏点鋼を用いた片持梁上端の荷重－変位履歴の50回繰り返しに対する安定性の検討を行う。
- ③ 超低降伏点鋼を用いた片持梁においてストッパーが作動した場合の片持梁上端の荷重－変位履歴特性を検討する。
- ④ 超低降伏点鋼を用いた片持梁においてストッパーが作動した場合の片持梁上端の荷重－変位履歴の50回繰り返しに対する安定性の検討。
- ⑤ ④において、片持梁の局所的な変形、ねじれ、載荷方向外への変形の検討をおこなう。
- ⑥ ①～④における、各荷重（変位）レベルに対するエネルギー吸収能力の確認。

上記の目的の中で②、④において50回繰り返し載荷に対する履歴特性の安定性を確認するのは、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」において免震装置の性能確認事項として地震時保有水平耐力法に用いる免震装置の設計変位における 0.5Hz , 50回の正負連続繰り返し載荷によって装置に有害な損傷を生じないことを上げているためである。本実験では、静的繰り返し載荷しか行わないために載荷速度は、 0.5Hz 以下であるが、1)において超低降伏点鋼（BT-LYP100）の履歴特性におけるひずみ速度依存性が小さいために、静的載荷試験であっても十分に免震装置としての有効性を確認できると考えたからである。

c) 実験方法

実験に用いた試験体は、図-1.3.14 に示した3体を考えた。Type-1の試験体は、基部固定用と上端治具取付用プレートとして一般鋼材(SS-400)を溶接している以外は、加工のない試験体である。この試験体に対しストッパーに接触させない範囲での50回繰り返し载荷をした結果、安定した履歴性状を示したが、ストッパーに接触させた時に試験体のわずかなねじれによるフランジへの荷重集中により、接触部分のフランジが大きく内側へ変形し、実験を中断した。そこで、Type-2, Type-3は、ストッパー接触部付近をスティフナとプレートにより補強した試験体とした。Type-2は、最初の形状がストッパーの接触位置から上部に50mm×150mmのスリットを2箇所あけてあったので補強後は、図のような変則的なスリット配置となった。またType-3は、Type-1をType-2と同様にスティフナ及びプレートで補強したものである。各試験体における実験の载荷レベルと繰り返し回数は、表-1.3.4に示したとおりである。試験体の上端での荷重-変位履歴は、ストッパーに接触する前後で大きく異なるため、ストッパー接触前をレベル1载荷、ストッパー接触後をレベル2载荷と呼ぶこととする。

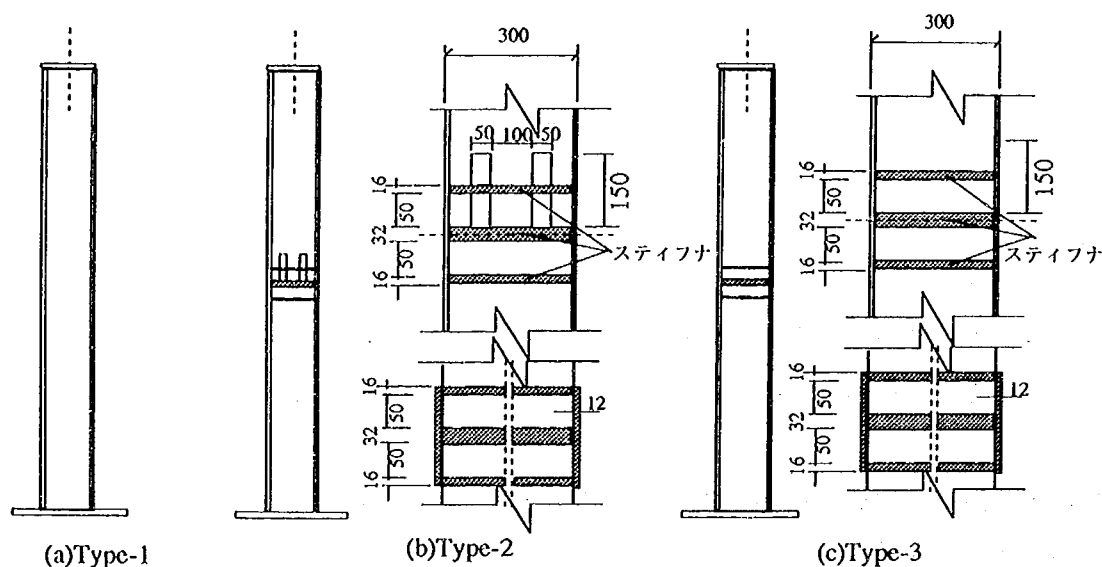


図-1.3.14 実験に用いる試験体

表-1.3.4 各試験体の载荷条件

	载荷レベル	レベル 1				レベル 2
	変位 振 幅	± 5 mm	± 10 mm	± 17 mm	± 20 mm	± 50 mm
供 試 体	T y p e 1	—	—	—	5 0 回	—
	T y p e 2	1 0 回	1 0 回	5 0 回	—	5 0 回
	T y p e 3	1 0 回	1 0 回	5 0 回	—	5 0 回

d) 試験体Type-1のレベル1 載荷試験

変位制御で変位振幅で $-20\text{mm} \sim +20\text{mm}$ 、荷重振幅においては、 $-9.5\text{tf} \sim +9.5\text{tf}$ で50サイクルの載荷を実施した。またこのような載荷における超低降伏点鋼の最大歪は0.34%である。図-1.3.15は、載荷荷重と試験体上端（載荷中心から26cm下がり）の変位関係の履歴を示した図である。図-1.3.16は、図-1.3.15の履歴図における履歴経路A-B-CとC-D-Aに対して経路始点からの変位増分（減少）と荷重増分（減少）を示した図である。図-1.3.15、図-1.3.16より50回の履歴ループは、安定しており、載荷除荷経路がほぼ対称であることがわかる。また、装置に塑性座屈等の有害な損傷は、生じておらずこの程度の載荷レベルに対しては、Type-1の試験体は、免震装置として有効であることが解った。

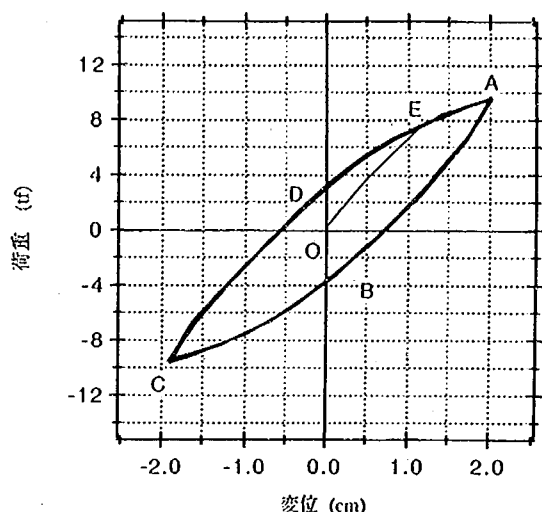


図-1.3.15 荷重－変位履歴図

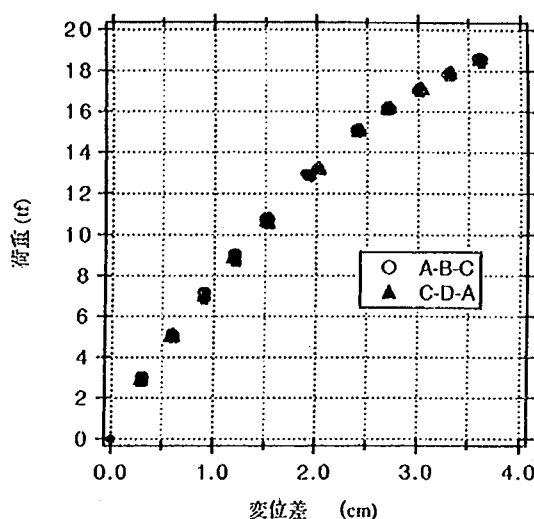


図-1.3.16 履歴経路に対する荷重－変位関係

非線形の荷重－変位関係におけるエネルギー吸収性能を定量化するのに図-1.3.17に示したような一般化した履歴特性に対し図中のループで囲われる面積 ΔW および、弾性ひずみエネルギー W より等価減衰定数 h_{eq} を次式で求めることにより評価することができる。

$$h_{eq} = \Delta W / (2\pi W) \quad (1.3.1)$$

図-1.3.15における50回の履歴ループの各ループによって囲まれる面積の平均は $\Delta W = 1.824 \times 10^4 \text{ kgfcm}$ また、弾性ひずみエネルギーの平均値は、 $W = 1.675 \times 10^4 \text{ kgfcm}$ である。したがってこの履歴ループに対する等価減衰定数は、(1.3.1)式より $h_{eq} = 0.17$ となり大きなエネルギー吸収能力を有していることが解る。図-3.1.18は、図-1.3.16における各測点間の平均剛性を求めた図である。この図より、変位が $0.0 \sim 0.5 \text{ cm}$ では、剛性は急激に変化しており、 0.5 cm 以上の変位に対しては、剛性は、変位に比例して低下していることが解る。

1) より本実験で用いている超低降伏点鋼の応力ひずみ関係は、明確な降伏点が現れない。このような場合に、片持梁の上部の荷重変位関係を推定するためには、超低降伏点鋼の応力ひずみ関係をバイリニヤ型等の理想化された関係に仮定し解析を実施する必要がある。ここでは、図-1.3.15における荷重変位履歴において初期の載荷経路が履歴ループと交差する点Eを弾性限界と考えて、

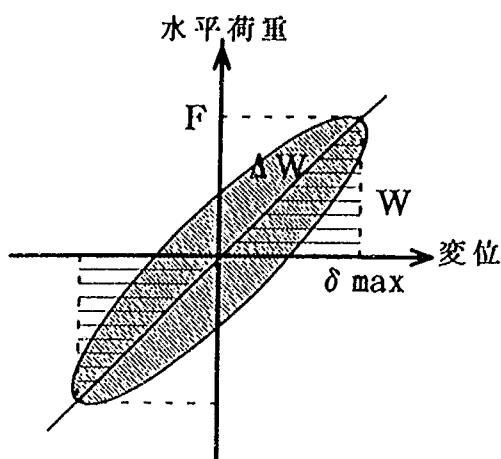


図-1.3.17 一般化した履歴特性図

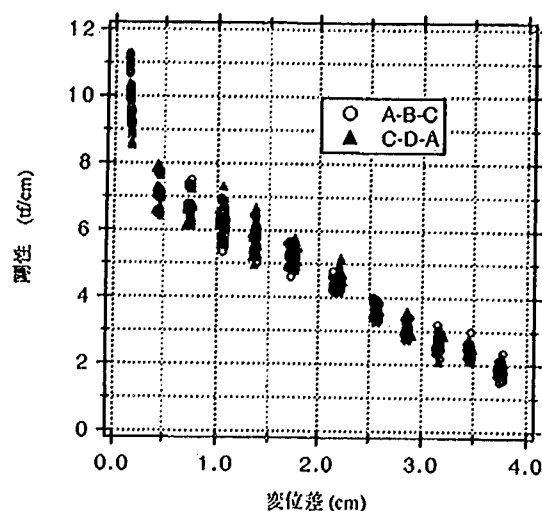


図-1.3.18 履歴経路に対する剛性-変位関係

図中のO-Bの剛性 $K_e=6630\text{kgf/cm}$ より、応力ひずみ関係における初期ヤング係数は、 L を片持梁全長、 I を片持梁断面2次モーメントとして $E_e=L^3K_e/(3I)=1.163\times 10^6\text{ kgf/cm}^2$ のように求められる。図-1.3.19は、図-1.3.1の超低降伏点鋼の応力ひずみ関係の微小ひずみレベルの図であるがこの図において初期ヤング係数 E_e の直線との交点を降伏点 Y と仮定する。この図において実験における最大荷重に対する最大応力点を S とすれば、

$Y-S$ を降伏後ヤング係数と仮定する。このような $O-Y-S$ のバイリニア型の応力ひずみ関係を仮定すれば、レベル1载荷における片持梁上端の荷重変位関係のスケルトンは次の手法で簡易に求めることができる。まずバイリニア型の応力ひずみ関係より片持梁断面に対する $M-\phi$ 関係をもとめる。

次に片持梁を図-1.3.20のように10～50分割する。

各分割要素内での曲率 ϕ_i が一定であることを仮定すれば、橋脚の曲げ変形にともなう片持梁上部の変位 δ は、次式のように求めることができる。

$$\delta = \sum (\phi_i y_i + \phi_{i-1} y_{i-1}) \Delta y_i \quad (1.3.2)$$

ϕ_i : 上部から i 番目断面の曲率

y_i : 上部から i 番目断面の距離

このようにして求めた片持梁上端での荷重変位関係を求め、これをバイリニア型として履歴ループを予測したのが図-1.3.21である。この図より、上記の簡略手法で超低降伏点鋼の片持梁における上端の荷重変位関係の履歴を精度よく推定できることが解った。

e) 試験体Type-2のレベル1载荷実験

試験体Type-2のレベル1载荷実験は以下の3ケースを実施した。

CASE 1: 試験体上端変位が $-5.0\text{ mm} \sim +5.0\text{ mm}$ で10サイクル繰り返し载荷

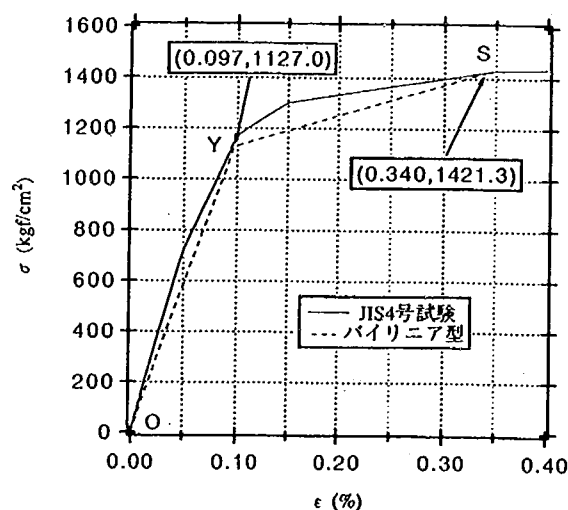


図-1.3.19 微小ひずみ範囲での応力ひずみ関係

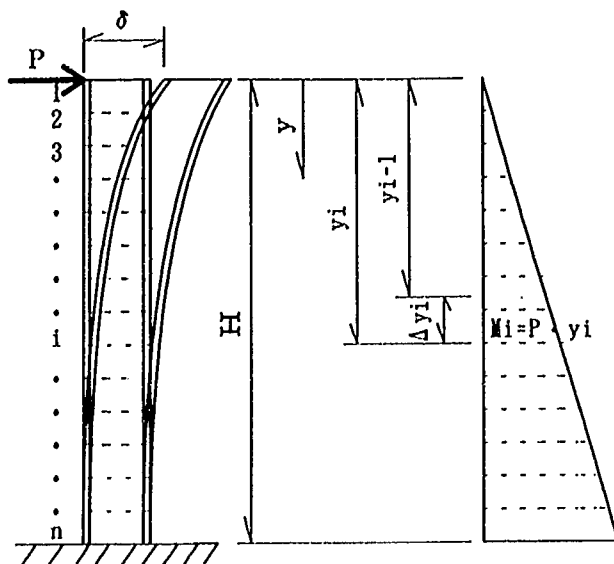


図-1.3.20 簡易手法による荷重変位関係の求め方

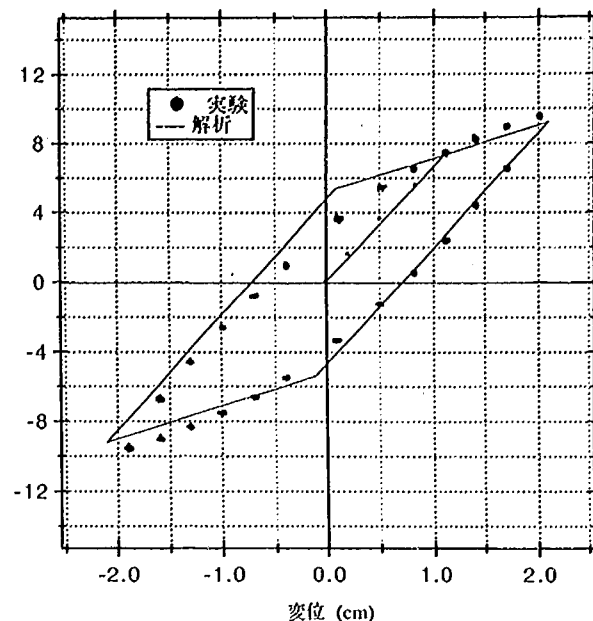


図-1.3.21 片持梁上端の荷重－変位履歴推定

CASE 2 : 試験体上端変位が $-10.0\text{mm} \sim +10.0\text{mm}$ で10サイクル繰り返し載荷

CASE 3 : 試験体上端変位が $-17.0\text{mm} \sim +17.0\text{mm}$ で50サイクル繰り返し載荷

図-1.3.22 は、変位計の配置位置を示したものであるが、変位計①は、アクチュエータ制御に用いる変位計であり、変位計②、③は、試験体のねじれを計測するためのものものである。また変位計⑥は試験体の加力直角方向の倒れを計測するために設置した。

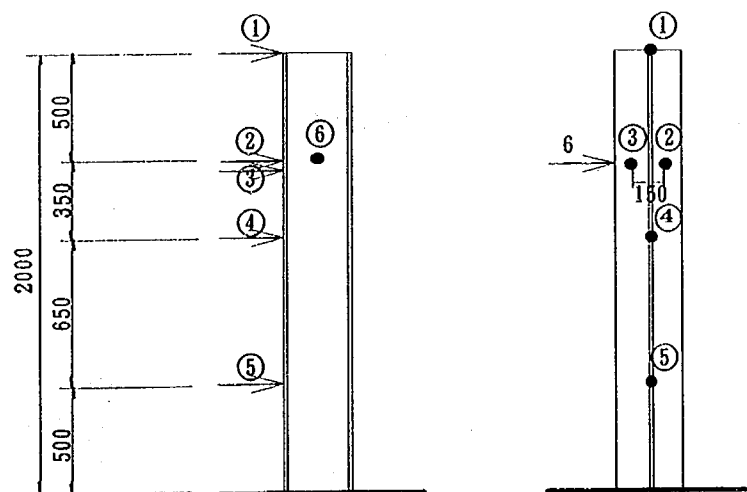
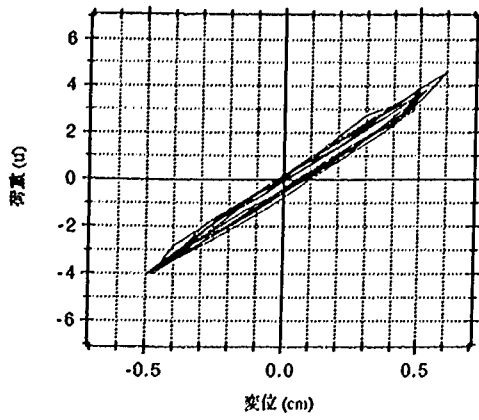
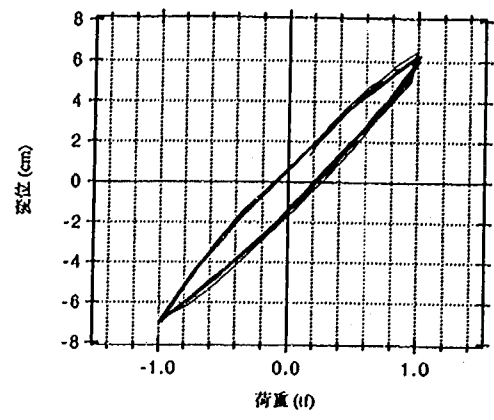


図-1.3.22 変位計の配置図

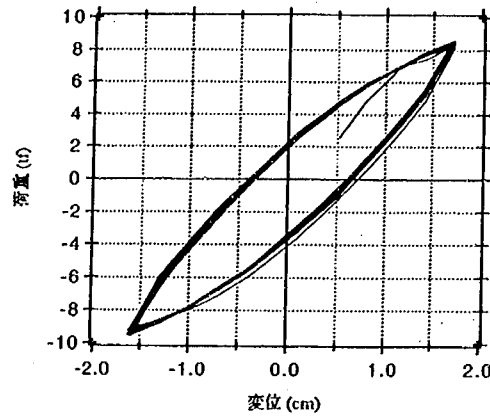
図-1.3.23 は、CASE 1～CASE 3 の各変位レベルに対する試験体上端での荷重－変位履歴を求めたものである。これらの図より超低降伏点鋼を用いた片持梁式ダンパーは、小さい変位レベルから履歴ループを描きエネルギー吸収性能があることがわかる。各履歴図に対して (1.3.1) 式に従って h_{eq} を求めた図が図-1.3.24 である。この図によりエネルギー吸収性能が試験体上端変位が増加す



(a) CASE-1 (± 0.5 cm レベル)



(b) CASE-2 (± 1.0 cm レベル)



(c) CASE-3 (± 2.0 cm レベル)

図-1.3.23 各変位レベルにおける試験体上端の荷重変位関係

るに従って増加することがわかる。図-1.3.23(c)より、CASE 3 の50回の履歴ループは、安定しており有害な損傷も生じていない。これはType-1の試験体の場合と同様であり、Type-2の試験体もレベル1の変位、荷重レベルに対して免震装置として適用可能であることが確認された。図-1.3.25 は、

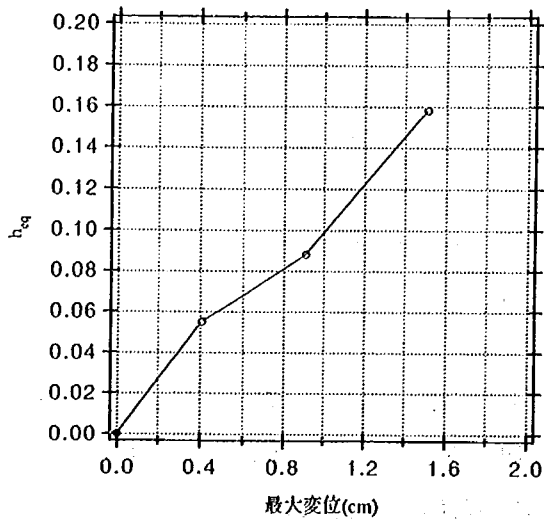


図-1.3.24 最大変位と等価減衰定数

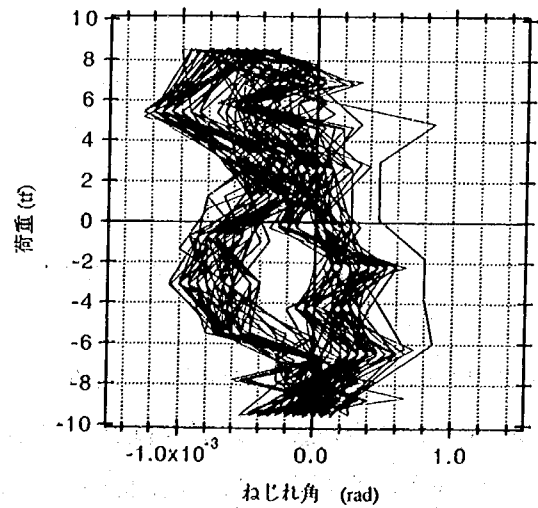


図-1.3.25 荷重-ねじれ角履歴図

CASE 3 の変位レベルにおいて図-1.3.22 における変位計②、③より求めた試験体の変位計位置でのねじれ角度と荷重の履歴図である。また図-1.3.26 は、CASE 3 の変位レベルに対する変位計⑥の位置での載荷方向と直角方向の荷重変位履歴図である。図-1.3.25、図-1.3.26 よりレベル 1 の変位、荷重レベルでは、ねじれ、倒れともに載荷方向の変位と比較して桁違いに小さく実験誤差と考えることができる。

f) 試験体Type-2のレベル 2 載荷

レベル 2 の載荷は、変位振幅 $-50\text{mm} \sim +50\text{mm}$ で変位制御による 50 回の繰り返し載荷とした。変位計の位置等は、レベル 1 におけるものと同一とした。図-1.3.27 は、試験体上端の荷重変位履歴を示したものである。この図より Type-2 の供試体は、ストッパーに接触した後も安定した履歴を描いている。図-1.3.28 は、図-1.3.27 における各履歴経路 A-B-C、C-D-A に対する各起点からの増分（減少）変位と増分（減少）荷重の関係を示した図である。この図より、載荷経路と除荷経路におけるプロットはほぼ重なり図-1.3.27 の履歴図が対称形でありしかも安定していることがわかる。

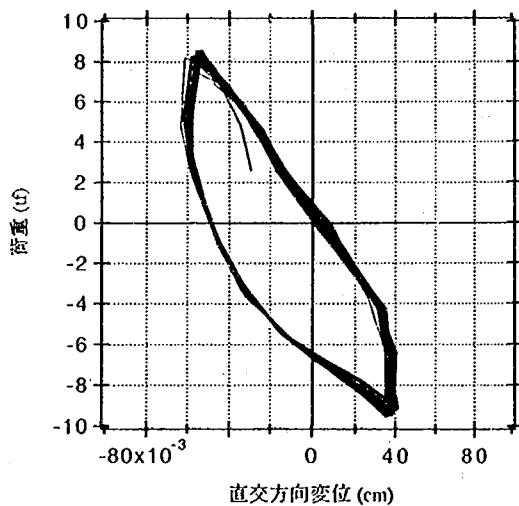


図-1.3.26 荷重—直交変位履歴図

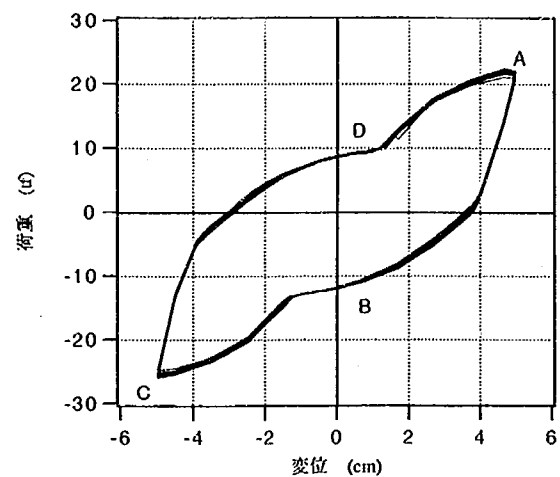


図-1.3.27 試験体上端荷重—変位履歴図

図-1.3.29 は、図-1.3.28 における各測点間の平均剛性を求めたものであるが、この図においても図-1.3.28 と同様に、載荷、除荷経路の差はない。この図によれば、載荷（除荷）経路に対して、初期剛性は、 $K_0=28.0\text{tf/cm}$ 程度であり、増分（減少）変位 $0\text{m} \sim 1.0\text{cm}$ の範囲で剛性は急激に減少し $K_1=5.0\text{tf/cm}$ 以下になる。変位 6.0cm 付近で急激に剛性が増加しほぼ $K_2=8.0\text{tf/cm}$ 程度となる。しかしその後再び剛性がなだらかに低下しはじめる。図-1.3.30 は、e) の図-1.3.24 で求めたレベル 1 における、試験体上端の最大変位に対する等価減衰の変化をレベル 2 の結果と合わせて表示したものである。図には、d) で述べた簡易手法によって、もしストッパーがない場合にレベル 2 と同等の変位に対してどの程度の等価減衰が得られるかを推定したものも示した。この図より等価減衰はストッパーがある場合とほとんど変わらない。したがってストッパーを設けることによってより、大きな領域の塑性化を可能にしたにもかかわらず結果的には、エネルギー吸収性能の大きな増加は得られなかった。

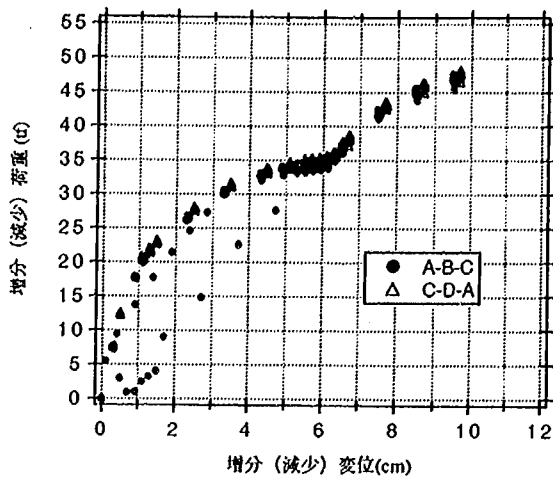


図-1.3.28 各履歴経路における増分(減少)荷重と増分(減少)変位の関係

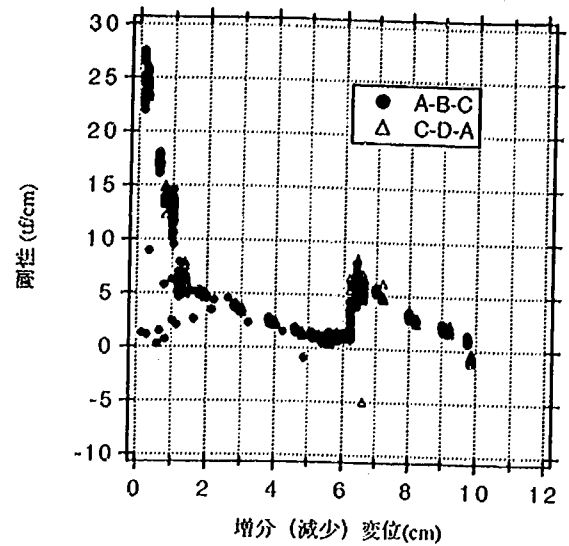


図-1.3.29 各履歴経路における、増分(減少)変位と剛性の履歴

図-1.3.31 は、Type-2の試験体に関して、レベル1、レベル2の各変位に対する、最大変位に対する等価剛性の変化を示した図である。この図においてもd)で述べた簡易手法にもとづき、ストッパーがない場合にレベル2相当の変位に対し等価剛性がどうなるかを推定してプロットした。この結果、ストッパーがない場合に比較してストッパーを設けることにより等価剛性が約2倍程度となり変位抑制効果が確認された。

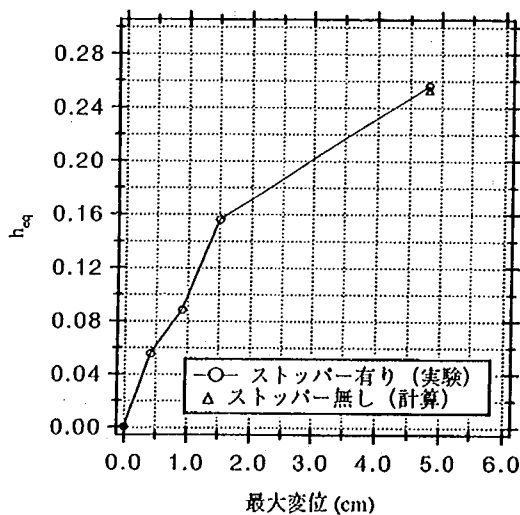


図-1.3.30 上端変位に対する等価減衰定数

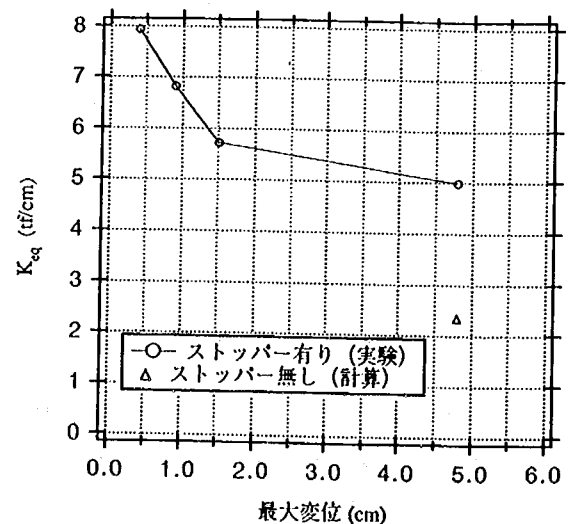


図-1.3.31 上端変位に対する等価剛性の変化

図-1.3.32は、レベル2 载荷に対する、荷重とねじれ角の履歴をe)の図-1.3.25と同様に求めたものである。この図よりねじれ角の大きさは、レベル1 载荷の場合に比べて7倍程度に大きくなるが、履歴はほぼ同じループを描き安定している。図-1.3.33は、载荷直交方向の倒れをe)の図-1.3.26と同様に示したものである。この図より倒れは、レベル2においては、安定したループを

描かずサイクルを重ねるごとに大きくなる傾向にあり、最後は5 mm程度の残留変位が生じた。したがってレベル2 載荷においては、局所的に大きな残留ひずみが生じている可能性があり、レベル2 載荷に対しても十分な免震装置としての効果を持たせるためには、応力集中箇所へのスティフナー等の補強を増やす必要があると考えられる。

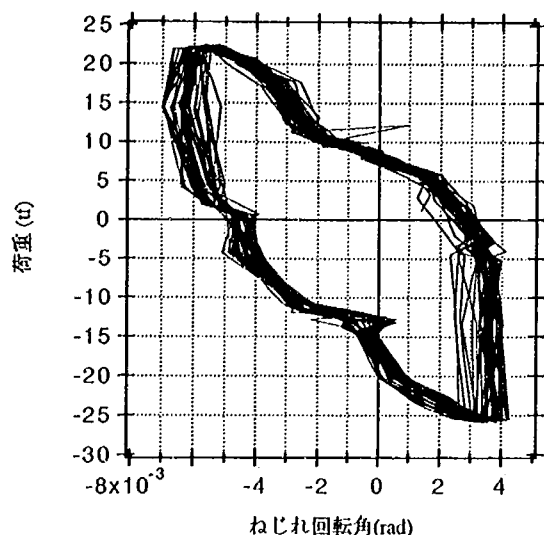


図-1.3.32 荷重-ねじれ角履歴図

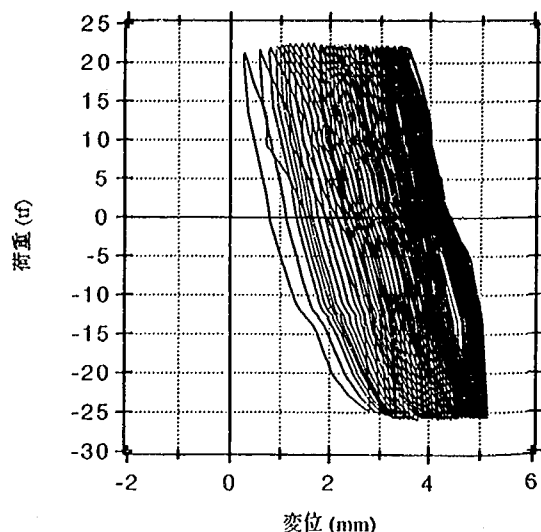


図-1.3.33 荷重-直交変位履歴図

g) 実験結果のまとめ

本年度は、Type-1およびType-2の試験体に関する静的載荷実験を行った。Type-3については、次年度に引き続き実験を行い、結果はあらためて整理するものとする。以下に本年度の実験のまとめを示す。

- ① Type-1およびType-2のレベル1 載荷に対する実験結果より、最大歪0.3 %程度では、試験体の50回の履歴特性は、安定している。
- ② 超低降伏点鋼を用いた片持梁のストッパーに接触しない範囲の上端での荷重-変位履歴特性は、超低降伏点鋼の応力-ひずみ関係を適切にバイリニア型にモデル化することにより、簡易手法を用いて推定することができる。
- ③ 超低降伏点鋼を用いた片持梁は、上端変位が小さくてもエネルギー吸収性能を発揮し、Type-1の試験体では、最大上端変位20mmに対して $h_{eq}=0.17$ 程度の減衰性能を有する。
- ④ Type-2の試験体においてストッパー接触後の50回の履歴ループは、安定しており、エネルギー吸収性能は、 $h_{eq}=0.26$ と大きい。
- ⑤ Type-2の試験体におけるレベル2の載荷では、超低降伏点鋼の最大ひずみが6 %程度と大きいためか載荷方向と直交する方向への残留変位が増大し、載荷方向最大5.0 cmの変位レベルに対し50サイクル載荷後の残留変位は約5 mmとなった。したがって超低降伏点鋼の最大ひずみを最低2.0 %程度に押さえられるように一部断面断面の補強等の工夫が必要と考えられる。
- ⑥ 超低降伏点鋼を用いた片持梁は、ストッパーに接触することによって等価剛性が増大し変位

拘束効果が得られる。しかしエネルギー吸収性能は、ストッパーのない場合と同じ変位で比較するとほとんど変わらない。

(5) 今後の課題

今後の課題は、以下のとおりである。

- ① 本年度は、Type-3の試験体（スリット無し、スティフナー補強有り）の実験を実施できなかったのが次年度引き続き実施する予定である。
- ② 本年度は、静的特性のみを検討してきたが次年度は、動的解析、動的載荷実験により片持梁式ダンパーの動的効果を確認していこうと考えている。

<研究担当> (株) 竹中土木、新日本製鉄(株)

参考文献

- 1) 道路橋の免震設計マニュアル(案)、建設省土木研究所他、1992
- 2) 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書、建設省土木研究所他、1994
- 3) 細沢治、可児長英、小倉桂次、辻田修、篠崎洋三、極低降伏点鋼の履歴減衰による制振システム、日本建築学会関東支部研究報告集、1990

1. 4 超塑性ラバーダンパー開発

(1) 開発の背景と目的

大型構造物の地震や風による振動を低減するために、種々の振動制御装置・部材が開発されている。ゴム材料を用いた装置・部材としては高減衰積層ゴム支承を含めた積層ゴム支承が免震構造に実用化されているが、最近では振動エネルギーの吸収を目的とした高減衰ゴムダンパの開発も始められている。一般に、ゴム材料などの粘弾性材料を用いたダンパーは構造が簡単であり小変形域でも減衰が得られるなどの利点があるが、大型構造物に適用された例は少なく、耐久性を含めた信頼性の評価も十分に行われていない状況にある。

本研究では、長大橋を対象にしてその減衰性を向上させることを目的に、ゴム材料を利用したダンパーを開発し、信頼性に係わる資料の整備を行う。昨年度は、ゴム材料のせん断変形に伴うエネルギー吸収を利用したせん断ダンパーを対象に開発を進めた。本年度は、せん断型ダンパーの開発を継続するとともに、新規にゴム材料の塑性流動に伴うエネルギー吸収を利用した流動抵抗型ダンパーを提案し、その開発も行った。流動抵抗型ダンパーは減衰力、ストロークの大容量化を目的に開発するものである。これらダンパーの基本構造を図-1.4.1に示す。

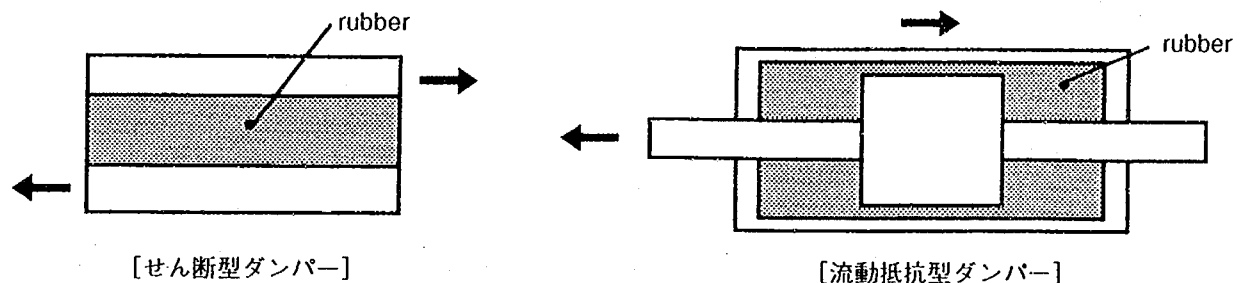


図-1.4.1 せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパーの基本構造

(2) 開発項目と内容

本研究における開発項目とその内容を以下に示す。

[利用法の検討と要求特性の把握]

長大橋の減衰性を向上させるための超塑性ラバーダンパーの利用法を検討し、材料および装置開発に必要な要求特性を明確化する。

[材料の開発・評価]

せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパーに適した材料開発を行う。材料開発に際しては、エネルギー吸収量、温度依存性、耐疲労性などを考慮する。

[装置の開発・評価]

せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパー装置を試作し、減衰性能や変形性能を把握する。また、長大橋モデルの振動台実験により、これらの装置による振動低減効果を評価する。

(3) 開発工程

各開発項目についての開発工程の概要を表-1.4.1に示す。

表-1.4.1 開発工程

項 目		平成5年度	平成6年度	平成7年度
利用法の検討と要求特性の把握		—	●	
材料の開発・評価	・材料開発と基礎評価	—	—	●
	・耐久性評価		●	●
装置の開発・評価	・基本構造検討	—	●	
	・基礎特性評価		●	●
	・装置試作と特性確認			●

(4) 平成6年度の研究成果

以下に、せん断型ダンパーおよび流動抵抗型ダンパーについての研究成果を示す。

1) せん断型ダンパー

せん断型ダンパーに関しては、大きな減衰力を得るのに適した高硬度ゴム材料（耐疲労性も改良した材料となっている）を開発し諸特性を評価した。また、試験体形状と減衰特性の関係を調査した。

a) 新ゴム材料特性評価実験の概要

新材料についてせん断応力－ひずみ特性、せん断弾性係数と損失係数のひずみ振幅、振動数、温度依存性、さらに疲労特性、破断特性を評価した。各評価項目に用いた試験体、実験条件を表-1.4.2に示す。

表-1.4.2 材料の特性評価実験の概要

項 目	条 件	供 試 体	
基本特性 ひずみ振幅依存性 温度依存性	せん断ひずみ：0.5～200% 振動数：0.2Hz 温度：-10～40℃	a = 40mm b = 40mm t = 5mm	
振動数依存性	せん断ひずみ：5～100% 振動数：0.1～5Hz 温度：20℃	a = 40mm b = 40mm T = 3mm	
疲労特性	せん断ひずみ：50～200% 振動数：0.2Hz 温度：20℃	a = 40mm b = 40mm t = 5mm	
破断特性	せん断ひずみ：50～200% 振動数：0.2Hz 温度：20℃	a = 25mm b = 25mm t = 2mm	

b) 材料特性評価実験結果

以上の実験より得られた材料のせん断応力-ひずみ特性を図-1.4.2に、また、せん断弾性係数と損失係数のせん断ひずみ振幅依存性、振動数依存性、温度依存性を図-1.4.3～図-1.4.4に示す。本ゴム材料はせん断ひずみ5～200%の領域で損失係数0.5以上の大きな減衰能力を持ち、せん断弾性係数と損失係数の速度依存性、温度依存性が比較的小さい材料となっている。

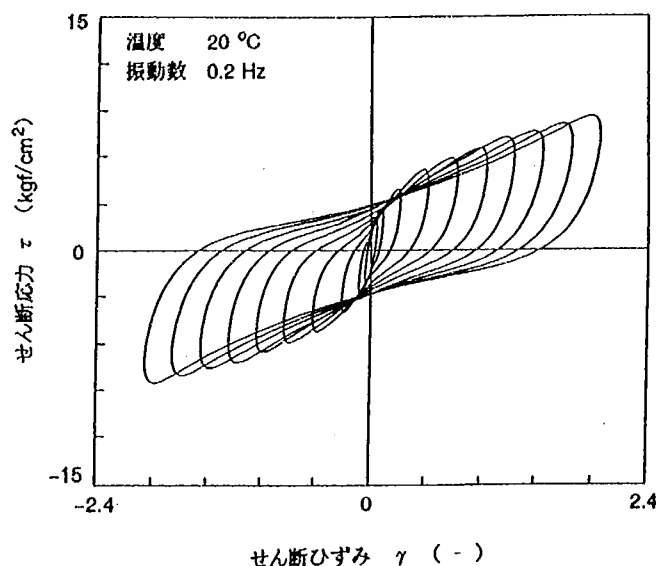


図-1.4.2 せん断応力-ひずみ特性

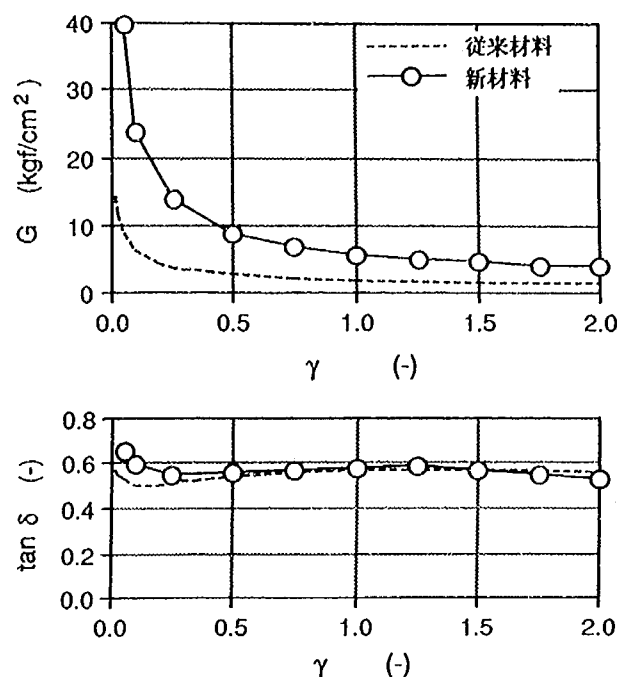


図-1.4.3 せん断弾性係数と損失係数のせん断ひずみ依存性

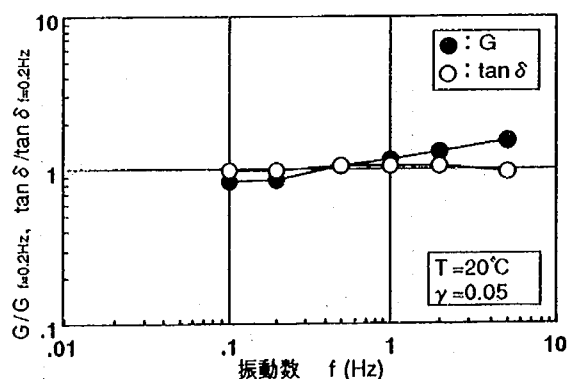


図-1.4.4 せん断弾性係数と損失係数の振動数依存性

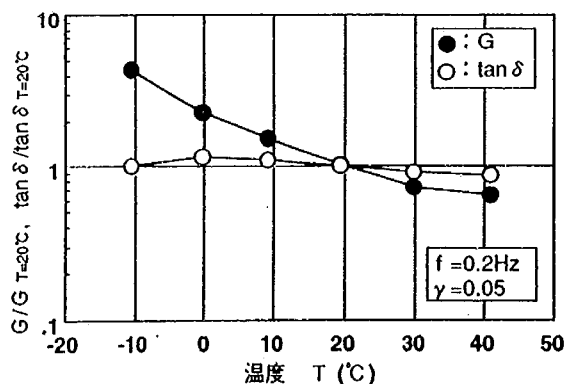


図-1.4.5 せん断弾性係数と損失係数の速度依存性

また、本材料特性評価実験より得られた結果をまとめて表-1.4.3に示す。表中には昨年度評価した材料を従来材料として併記しているが、これと比較して、エネルギー吸収能力は3倍程度増大し（弾性係数は3倍程度増大し、損失係数は同等な値となっている）、定振幅の繰り返し変形による疲労特性は大幅に改善されている。

表-1.4.3 高減衰ゴム材料の特性

項 目	高硬度材料	〔参考〕従来材料	条 件
基本特性値	$G_{50\%} = 8.7 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{100\%} = 5.4 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{200\%} = 3.9 \text{ kgf/cm}^2$ $\tan \delta_{50\%} = 0.55$ $\tan \delta_{100\%} = 0.57$ $\tan \delta_{200\%} = 0.52$	$G_{50\%} = 2.6 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{100\%} = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$ $G_{200\%} = 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ $\tan \delta_{50\%} = 0.53$ $\tan \delta_{100\%} = 0.56$ $\tan \delta_{200\%} = 0.55$	温度：20℃ 振動数：0.2Hz
振幅依存性	$G_{100\%}/G_{10\%} = 4.3$ $\tan \delta_{100\%}/\tan \delta_{10\%} = 1.1$	$G_{100\%}/G_{10\%} = 3.4$ $\tan \delta_{100\%}/\tan \delta_{10\%} = 0.88$	温度：20℃ 振動数：0.2Hz
振動数依存性	$G_{2\text{Hz}}/G_{0.2\text{Hz}} = 1.5$ $\tan \delta_{2\text{Hz}}/\tan \delta_{0.2\text{Hz}} = 1.1$	$G_{2\text{Hz}}/G_{0.2\text{Hz}} = 1.3$ $\tan \delta_{2\text{Hz}}/\tan \delta_{0.2\text{Hz}} = 0.89$	温度：20℃ せん断ひずみ：5%
温度依存性	$G_{30^\circ\text{C}}/G_{10^\circ\text{C}} = 1.8$ $\tan \delta_{30^\circ\text{C}}/\tan \delta_{10^\circ\text{C}} = 1.1$	$G_{30^\circ\text{C}}/G_{10^\circ\text{C}} = 1.3$ $\tan \delta_{30^\circ\text{C}}/\tan \delta_{10^\circ\text{C}} = 1.0$	振動数：0.2Hz せん断ひずみ：5%
疲労特性	$\gamma = 50\% : N = 1.7 \times 10^6$ $\gamma = 100\% : N = 1.6 \times 10^4$ $\gamma = 200\% : N = 2.0 \times 10^3$	$\gamma = 50\% : N = 1.9 \times 10^3$ $\gamma = 100\% : N = 7.0 \times 10^2$ $\gamma = 200\% : N = -$	温度：20℃ 振動数：0.2Hz
破断特性	$\tau_B = 52 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_B = 760\%$	$\tau_B = 8.7 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_B = 550\%$	温度：20℃ 加力条件：静的

〔注記〕表中のGはせん断弾性係数、 $\tan \delta$ は損失係数を表す。
 疲労特性中の回数は端部に亀裂を生じた回数を表している。

c) 試験体形状と減衰特性の関係（設計用資料）

ゴム厚さが異なる試験体（図-1.4.6参照）について荷重－変位特性を計測し、これに基づいて形状と応力－ひずみの関係を比較した。図-1.4.7はせん断弾性係数、損失係数とせん断ひずみの関係

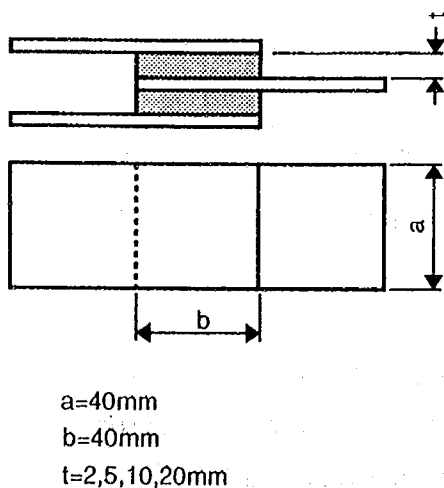


図-1.4.6 ゴム厚さの異なる試験体

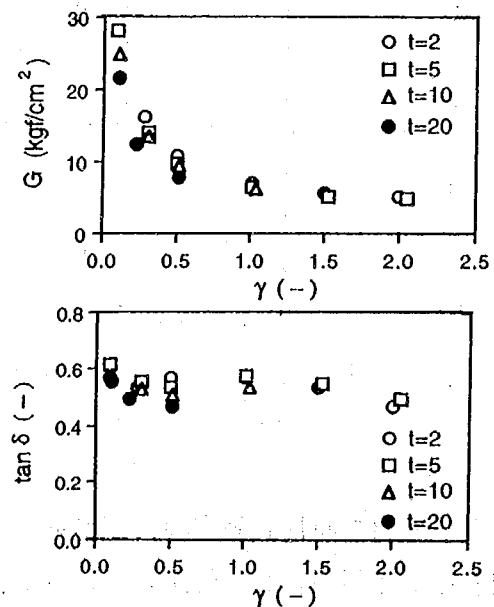


図-1.4.7 各形状におけるせん断弾性係数と損失係数の比較

を各ゴム厚さの場合について比較したものであるが、ゴム厚さによらずほぼ同等な関係が得られている。

この結果は、断面寸法に対する厚さの比（図-1.4.6中の t/b ）が0.05～0.5の範囲であれば、設計上、ゴムの変形を単純なせん断変形とみなして扱えることを裏付けるものである。

d) まとめ

せん断型ダンパーに関しては、長大橋の高減衰化に適すると考えられる高硬度なゴム材料を新規に開発し、材料特性評価を終了した。

2) 流動抵抗型ダンパー

流動抵抗型ダンパーは大荷重容量化、大ストローク化を目的に開発するものである。本年度は、小型の流動抵抗型ダンパーを試作し基本特性を把握した。

a) 実験の概要

実験に用いた小型ダンパーモデルを図-1.4.8に示す。実験では内部に充填するゴム材料を変え基本的な荷重-変位特性を評価した。なお、内部には2種類のゴム材料を充填したが、これらの材料はともに合成ゴムに配合剤を混合した未加硫のゴムであり、弾完全塑性体（非硬化弾塑性体）に非

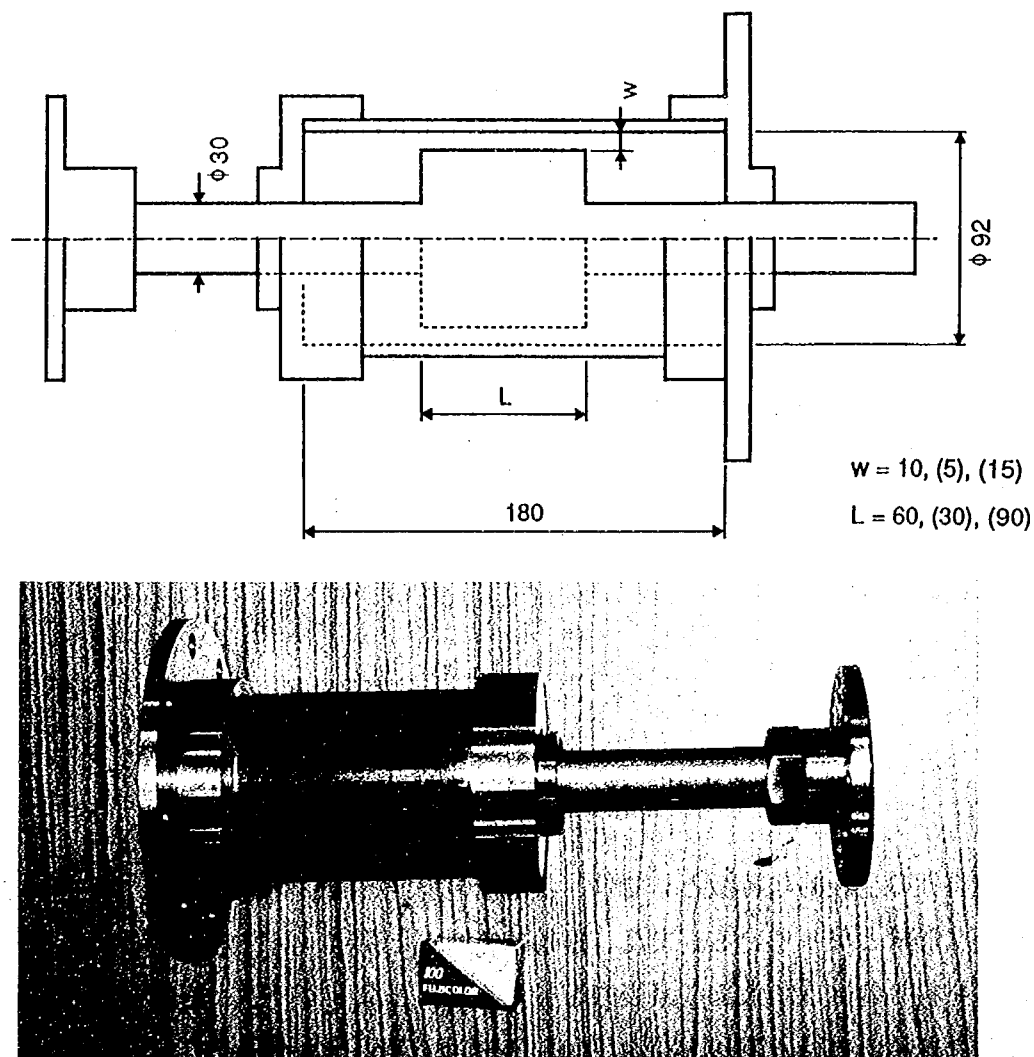


図-1.4.8 流動抵抗型ダンパーモデル

常に類似した特性を有している。

また、絞り部の形状（図-1.4.8中の隙間幅 w 、長さ L ）を変化させた場合の減衰特性も把握し、設計のための資料を得た。

b) 基本的な減衰特性

2種類の材料（材料Aおよび材料B）について得られた荷重-変位特性を図-1.4.9、図-1.4.10に示す。各図の特性は $W=10\text{mm}$ 、 $L=60\text{mm}$ として得られたものであり、左側が振動数 0.01Hz の正弦波で加力した場合、右側が振動数 0.1Hz の正弦波で加力した場合の結果である。

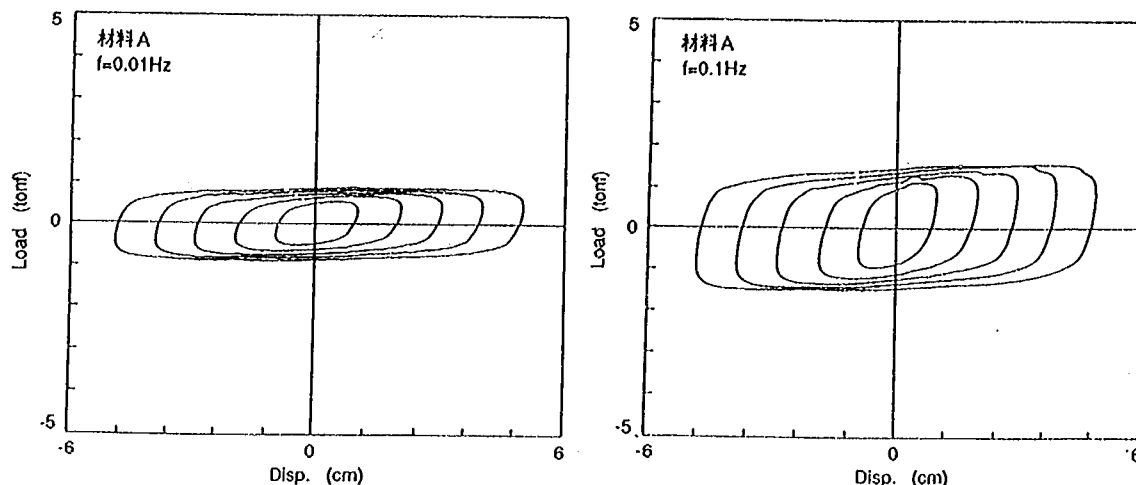


図-1.4.9 荷重-変位特性（材料Aの場合）

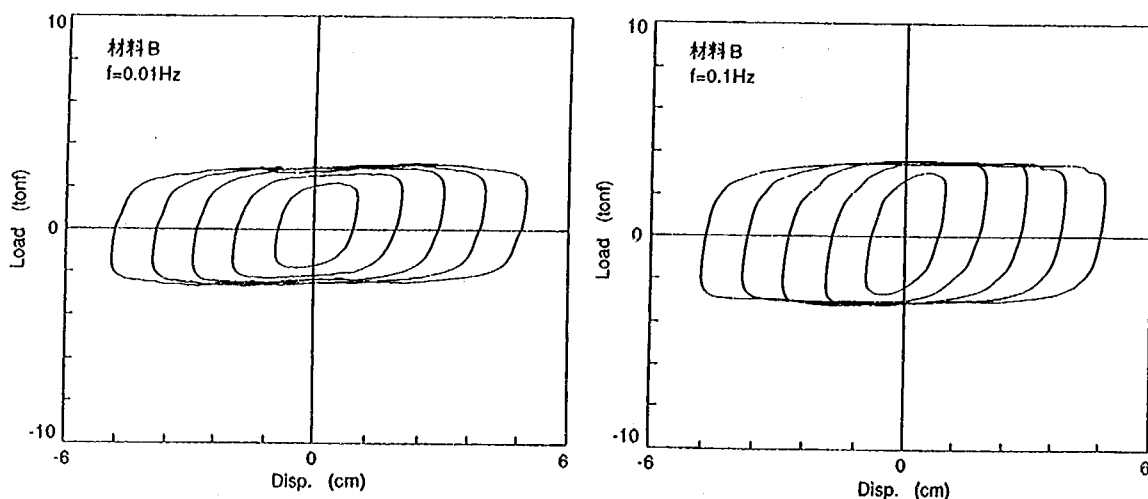
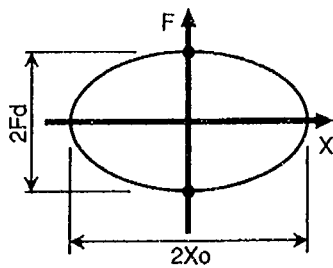


図-1.4.10 荷重-変位特性（材料Bの場合）

荷重-変位特性の全般的な特徴としては、各振幅の場合ともに矩形に近く、変位の大きい領域で比較的滑らかな形状となっている。また、振動数を増すと荷重（減衰力）が増大する傾向が認められ、相対的に材料Bのほうが大きな減衰力を与える材料となっている。減衰力をシリング断面（径 92mm ）で除した値は、材料Aで $10\sim 25\text{kgf/cm}^2$ 、材料Bで $45\sim 60\text{kgf/cm}^2$ であった。ただし、後述するように、この値は絞り部の形状を変化させることで大幅に増大することができる。

以上のような正弦波加力により得られた荷重-変位特性から、速度と減衰力の関係を 図-1. 4. 11 に示すように評価すると、図-1. 4. 12 に示す結果を得る。減衰力は速度の n ($n < 1$) 乗にほぼ比例した関係が得られ、概算で材料Aを用いた場合には $n=0.3$ 、材料Bを用いた場合には $n=0.2$ となっている。

また、各温度下における荷重-変位特性を比較して図-1. 4. 13、図-1. 4. 14に示す。各材料を用いた場合ともに、温度の上昇に従い減衰力が僅かに低下しているが、その傾向は小さく実用上は無視できるものと考えられる。



$$X = X_o \sin \omega t$$

$$V = \dot{X}_{MAX} = X_o \omega$$

図-1. 4. 11 速度と減衰力の評価方法

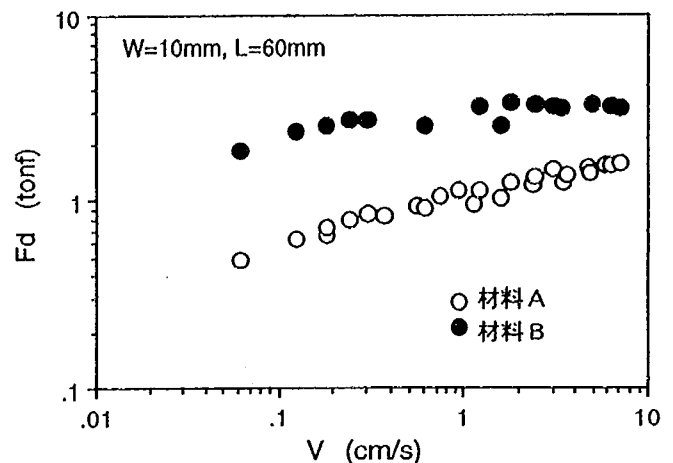


図-1. 4. 12 速度と減衰力の関係

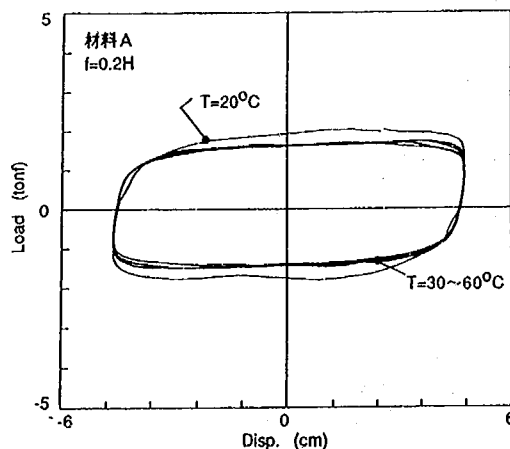


図-1. 4. 13 温度下における荷重-変位特性の比較（材料Aの場合）

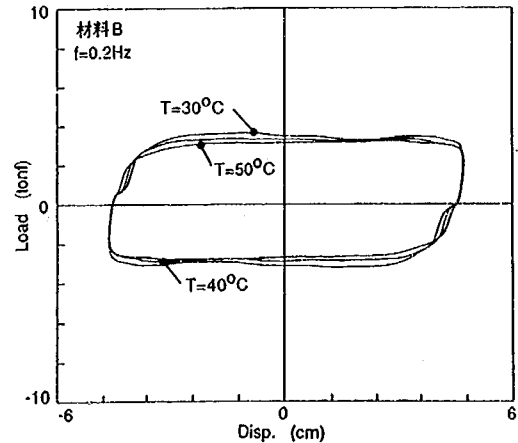


図-1. 4. 14 各温度下における荷重-変位特性の比較（材料Bの場合）

c) 形状と減衰力の関係

材料Aを用いた場合について、形状と減衰力の関係を調査した。図-1. 4. 15 は絞り部の幅 w を変化した場合の荷重-変位特性を比較したものであり、また、図-1. 4. 16 は絞り部の長さ L を変化した場合の荷重-変位特性を比較したものである。両図の結果より、絞り部の幅 w を小さくするほど、また絞り部の長さ L を長くするほど減衰力が増大する傾向が得られている。

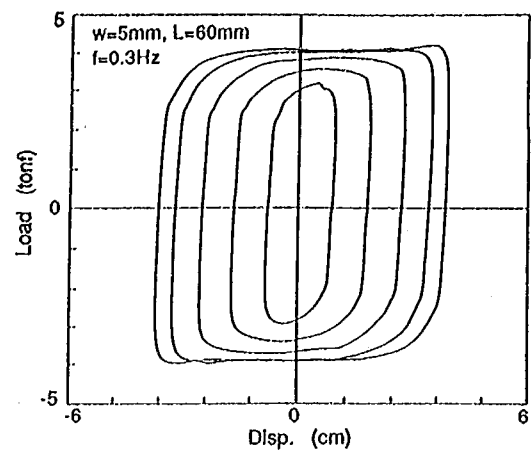
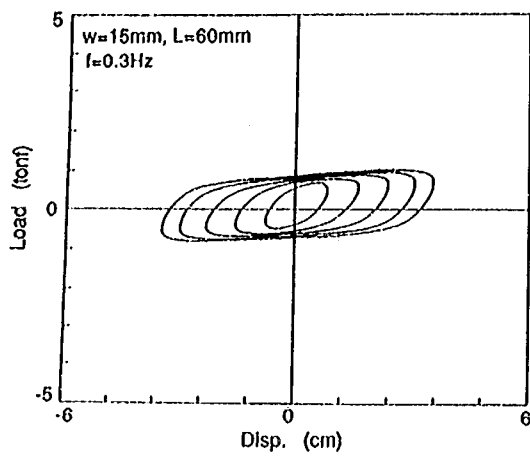


図-1.4.15 絞り部隙間を変化させた場合の荷重-変位特性の比較

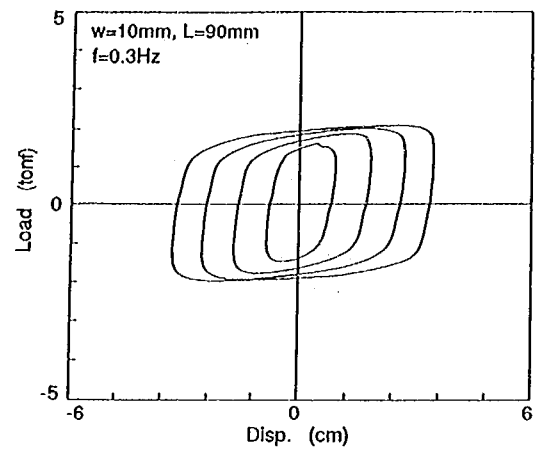
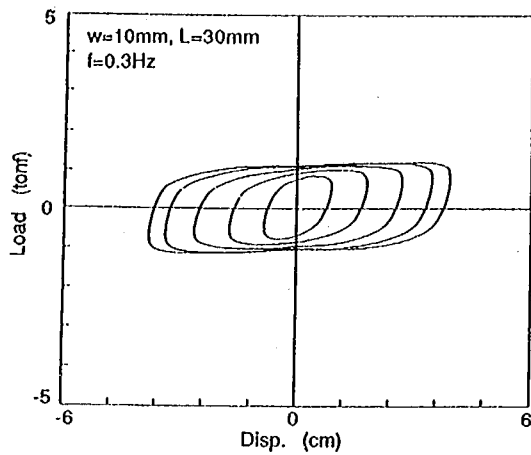


図-1.4.16 絞り部長さを変化させた場合の荷重-変位特性の比較

さらに、これらの結果より、図-1.4.12 の場合と同様に速度と減衰力との関係を評価すると、図-1.4.17および図-1.4.18に示す結果を得る。絞り部の形状と減衰力との関係は上述した通りであるが、

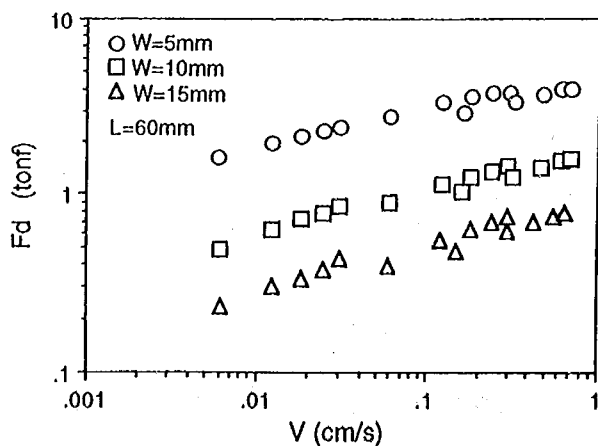


図-1.4.17 形状による減衰力-速度特性の変化（絞り部隙間を変化させた場合）

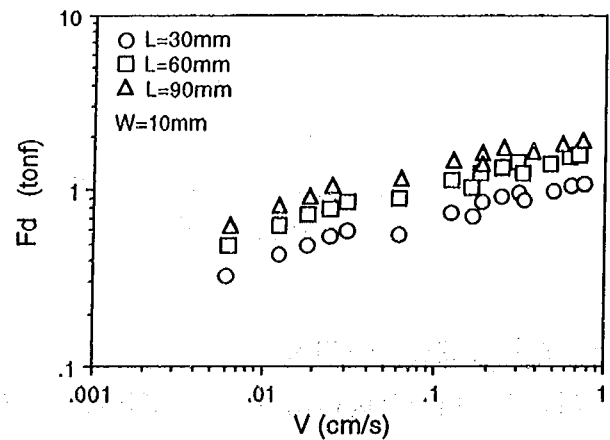


図-1.4.18 形状による減衰力-速度特性の変化（絞り部長さを変化させた場合）

図-1.4.17 から明らかなように絞り部の隙間を小さくすると減衰力は飛躍的に増大する。なお、絞り部の形状を変化させても、図-1.4.12で述べたように減衰力は速度のほぼ0.3乗に比例する関係が保たれている。

d) まとめ

流動抵抗型ダンパーに関しては、小型の装置を用いて基礎特性を把握し、大きな減衰力が得られること確認するとともに実用性の有ることを示した。さらに、絞り部の形状を変化させた場合の減衰性能を調査し、設計のための基礎資料を得た。

(5) 今後の課題

以上に述べたように、本年度はせん断型ダンパーの開発研究に加えて、流動抵抗型ダンパーを開発研究を進めた。

せん断型ダンパーに関しては、長大橋の高減衰化に適すると考えられる材料を開発し、材料に関する諸特性の評価を終了した。来年度は、本ゴム材料を用いたダンパー装置を設計・試作し、特性確認実験を実施する予定である。

また、流動抵抗型ダンパーに関しては、小型の装置モデルを試作し、基礎特性を把握するとともに設計用資料を得た。流動抵抗型ダンパーについては、更に充填するゴム材料の検討を進める予定であり、最終的に材料が決定された段階で、再度、装置の特性確認実験を行う。

<研究担当> (株)ブリヂストン

参考文献

- 1) 今田、清田、水津、笠原：高減衰材を用いたケーブル制振装置、土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部、pp654～655、平成5年9月
- 2) 藤田（聡）、藤田（隆）、古屋、森川、水津：高減衰ゴムダンパを用いた高層建物の制振に関する研究、日本機械学会論文集59巻565号C編、pp2626～2642、平成5年9月

1.5 超高減衰ゴム支承の開発

(1) 開発の背景と目的

本研究では長大橋に適用してその減衰性能を向上させるための装置の開発、およびこの装置に用いる高減衰ゴム材料の開発を行う。高減衰ゴム材料は現在等価粘性減衰定数が15%程度のものが実用化され、一般橋梁の免震支承に使用されているが、本研究ではさらに減衰能力の高いゴム材料の開発を目的とする。

また、このゴム材料を用いた装置として吊橋および斜張橋を対象に、その上部構造と下部構造の接合部に設置するタイプの減衰装置を開発する。

吊橋および斜張橋は一般橋に比べ固有周期が長い地震時に生ずる水平変位が大きく、また鉛直方向の変位も想定されることから、これらの変位に対応できる装置が要求される。長大橋の耐震性を向上させる目的で上下部構造間に装置を設置した例として過去に皿ばねを用いた例、ペンダンパーを用いた例の他、ゴム支承により上下部構造を結合した例がある。ゴム支承の例ではゴム材料として天然ゴムが用いられており、減衰機能は有していない。本研究では高減衰ゴム材料の持つゴム弾性と減衰性能により、水平ばねとして働いて地震時の変位を減少させるとともに、地震エネルギーを吸収する機能を持つ装置の開発を行う。

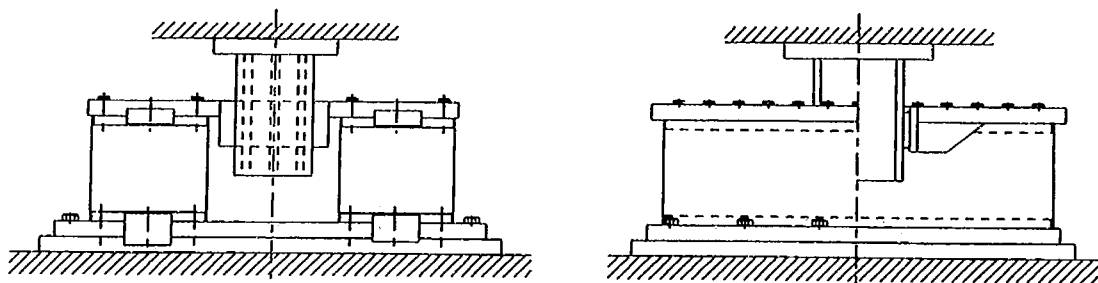


図-1.5.1 装置の基本構造（案）

(2) 開発項目と内容

1) 高減衰ゴム材料の開発

① 配合設計

目標の特性を有するゴム材料を得るための配合剤の選定および配合量の検討等を行う。

② 基本物性評価

引張強さ、破断伸び、硬さ等のゴム材料として基本的な物性を評価する。

③ 基本特性評価

テストピースを用いて動的試験を行い特性の振幅依存性、温度依存性等の評価を行う。

2) 減衰装置の開発

① 基本構造の検討

対象橋梁を設定し、設計条件の把握と実用的な装置の構造の検討を行う。

② 基本特性評価

装置のスケールモデルを用いて動的試験を行い特性の振幅依存性、振動数依存性等の評価を行う。

③ 耐久性評価

装置のスケールモデルを用いて破断試験、振動耐久試験を行う。

④ 大試験体による評価

実大品に近いスケールモデルにより静的試験を行い特性を確認する。

(3) 開発の工程

開発の工程を表-1.5.1に示す。

表-1.5.1 開発の工程

開発項目	実施項目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
高減衰ゴム材料の開発	配合設計			
	基本物性評価			
	基本特性評価			
装置の開発	基本構造の検討			
	基本特性評価			
	耐久性評価			
	大試験体による評価			

(4) 平成6年度の研究成果

1) 高減衰ゴム材料の開発

今年度は平成5年度から継続して等価減衰定数20%程度を目標とした高減衰ゴム材料の配合検討を行い、高剛性タイプ低剛性タイプの2種類の高減衰ゴム材料を開発した。

以下にその基本物性および基本動特性の評価結果を示す。

a) 基本物性

開発したゴム材料の基本物性をJIS K 6301に基づき評価した結果を表-1.5.2に示す。

b) 基本動特性

開発したゴム材料の基本的動特性を把握するため図-1.5.2に示す供試験体を用いて動的試験を実施した。本項では特性の温度依存性について以下に示す。他の特性については小試験体による動的試験結果を2)項に示す。

① 温度依存性

振動数0.2Hz、せん断ひずみ率を±100%とし、試験温度を-10℃～40℃に変化させたときの特性の変化を図-1.5.3に示す。

表-1.5.2 基本物性

項 目	単位	高剛性高減衰ゴム	低剛性高減衰ゴム
引張強さ	kgf/cm ²	113	89
伸 び	%	455	460
硬 さ	° Hs	88	77
100%伸張応力	kgf/cm ²	40	19
300%伸張応力	kgf/cm ²	75	48
静的せん断弾性率	kgf/cm ²	10.5	8.2

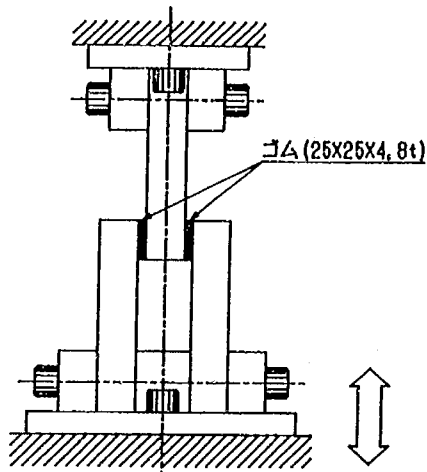


図-1.5.2 供試験体形状

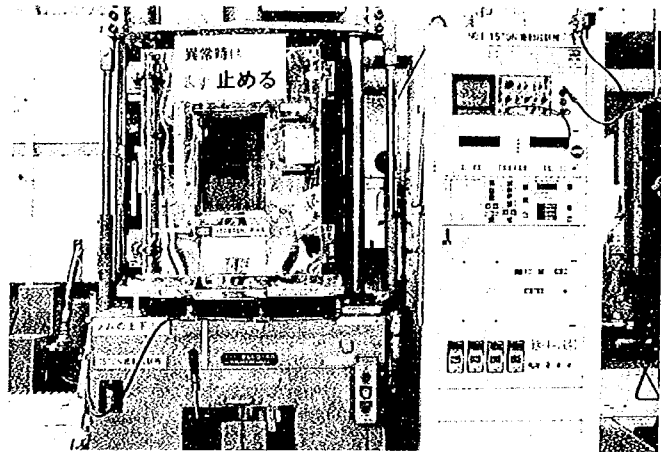
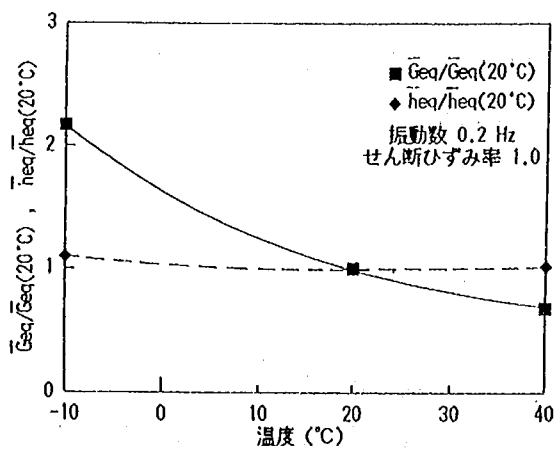
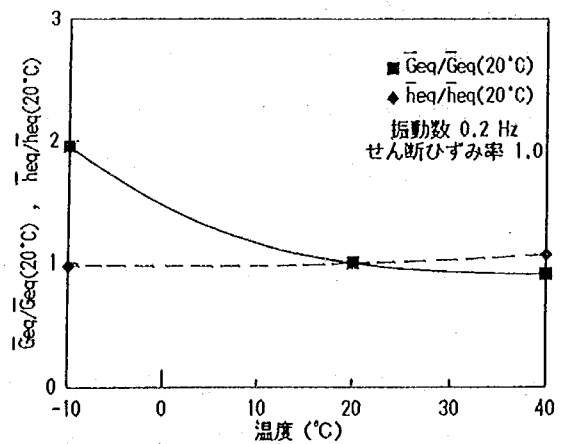


写真-1.5.1 振動試験機



(a) 高剛性高減衰ゴム



(b) 低剛性高減衰ゴム

図-1.5.3 温度依存性

2) 減衰装置の開発

a) 基本動特性

今年度は平成5年度に提案した装置の基本構造(第2案)に基づいて図-1.5.5に示す小試験体を製作し、基本動特性を把握するため、せん断ひずみ率、および振動数を変化させてせん断弾性係数(Geq)および等価減衰定数(h_{eq})の測定を行った。

等価剛性(K_{eq})、せん断弾性係数(Geq)および等価粘性減衰定数(h_{eq})は図-1.5.4に示すように、荷重変位曲線において最大変位と最大変位時の荷重(δ_{max} , P_1)および最小変位と最小変位時の荷重(δ_{min} , P_2)を求め、次式により算定する。

$$K_{eq} = (P_1 - P_2) / (\delta_{max} - \delta_{min}) \quad (1.5.1)$$

$$G_{eq} = K_{eq} \cdot t_r / A \quad (1.5.2)$$

ここに、 t_r : ゴム部厚さ

A : ゴム部断面積

$$h_{eq} = (1 / 2\pi) \cdot (\Delta W / W) \quad (1.5.3)$$

ここに、 ΔW : 1サイクル履歴ループの面積

W : 斜線部の面積

$$\overline{G}_{eq} = \Sigma G_{eq} / 7 \quad (1.5.4)$$

$$\overline{h}_{eq} = \Sigma h_{eq} / 7 \quad (1.5.5)$$

ここに ΣG_{eq} 、 Σh_{eq} は10サイクル加振した際の4～10サイクル目の値の和を示し $\overline{G}_{eq}$ 、 $\overline{h}_{eq}$ は4～10サイクル目の値の平均値を示す。

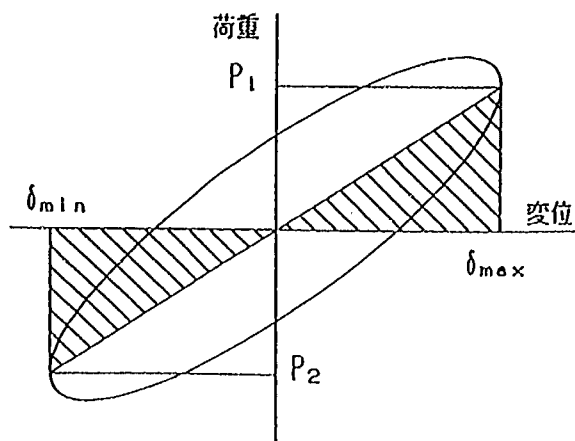


図-1.5.4 履歴曲線

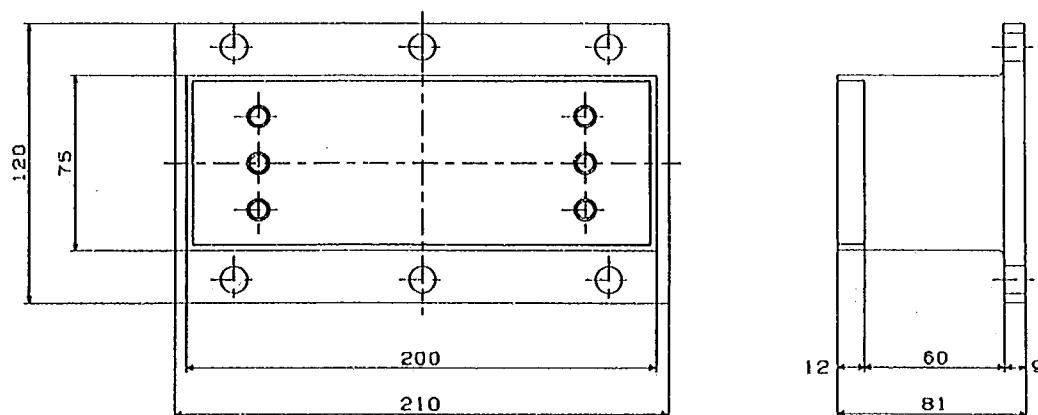


図-1.5.5 小試験体形状

① 振幅特性

試験温度20℃、振動数0.2Hzにおいて、せん断ひずみ率を変化させて特性の変化を測定した。試験は、せん断ひずみ率25%～150%の水平加力を2回繰返して行い1波目と2波目の特性値の比較を行った。

高剛性タイプおよび低剛性タイプ高減衰ゴム履歴曲線を図-1.5.6および図-1.5.7に、またせん断弾性係数(G_{eq})および等価減衰定数(H_{eq})の振幅依存性の

算定結果を図-1.5.8および図-1.5.9に示す。せん断弾性係数は、せん断ひずみ率が大きくなるに従って低下する傾向を示す。又、2波目の特性は1波目に比較し低い値を示すが、その傾向はせ

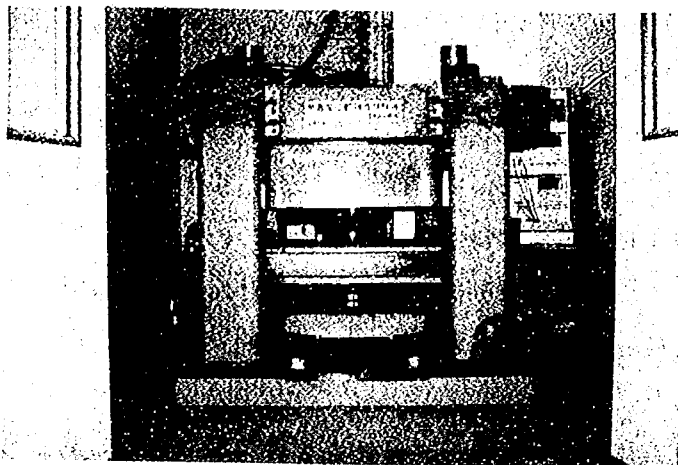
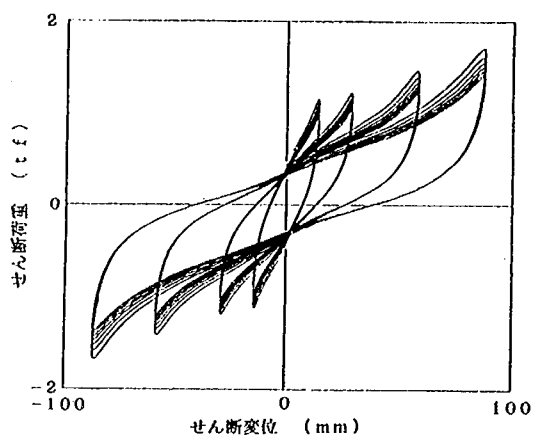
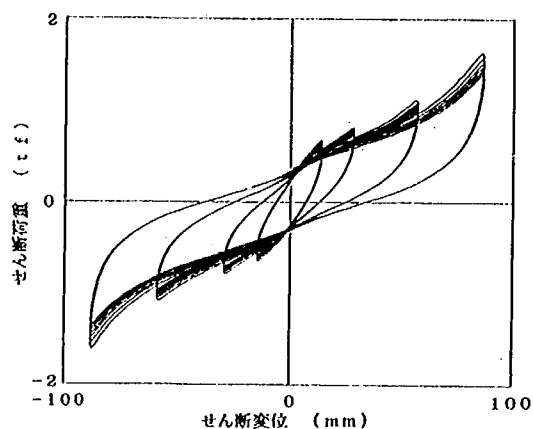


写真-1.5.2 30トン二軸試験機

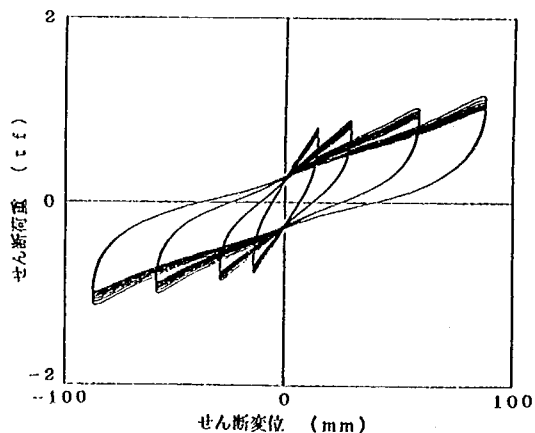


(1) 1波目

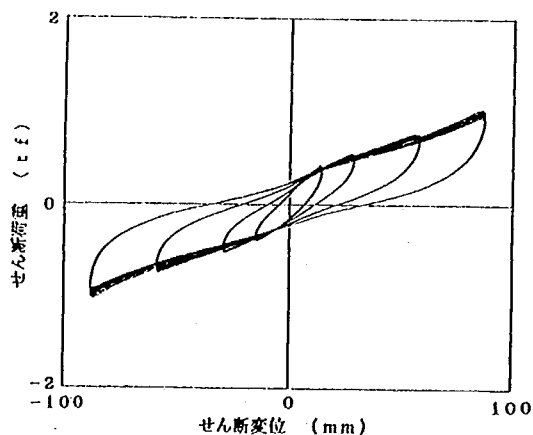


(2) 2波目

図-1.5.6 高剛性高減衰ゴムの履歴曲線

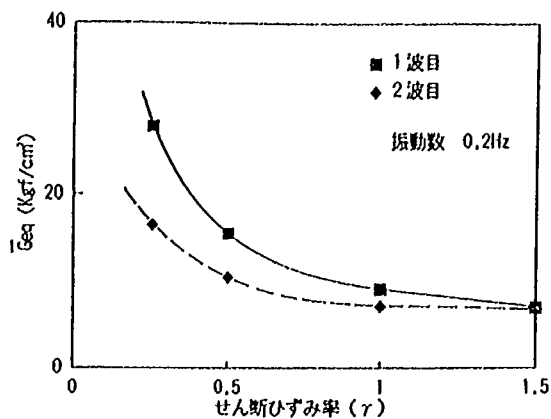


(1) 1波目

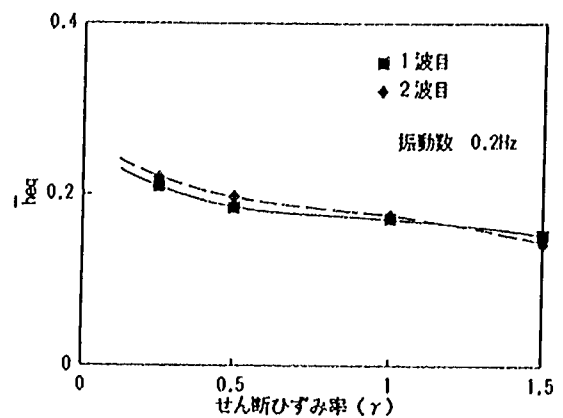


(2) 2波目

図-1.5.7 低剛性高減衰ゴムの履歴曲線

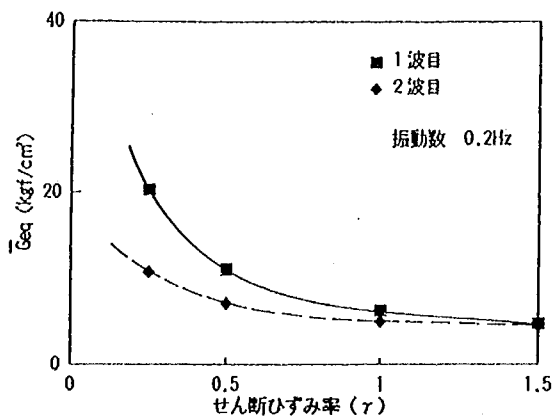


(1) せん断弾性係数

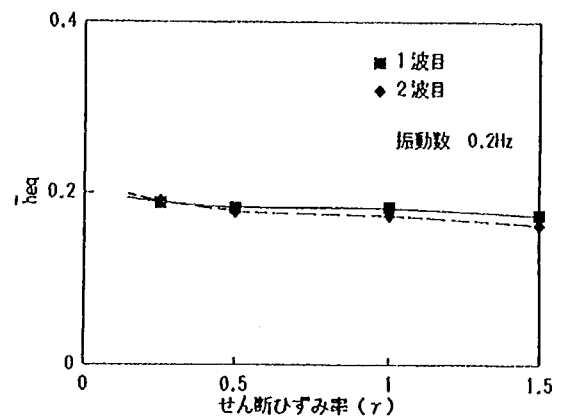


(2) 等価減衰定数

図-1.5.8 振幅特性 (高剛性高減衰ゴム)



(1) せん断弾性係数



(2) 等価減衰定数

図-1.5.9 振幅特性 (低剛性高減衰ゴム)

せん断ひずみ率が小さい程大きく最大ひずみ率の150%ではほぼ一致する。等価減衰定数は、高剛性タイプではせん断ひずみ率の増加により低下する傾向に示すが低剛性タイプではほぼ一定の値を示す。また、1波目と2波目の特性の変化はほとんど見られない。

② 加振回数特性

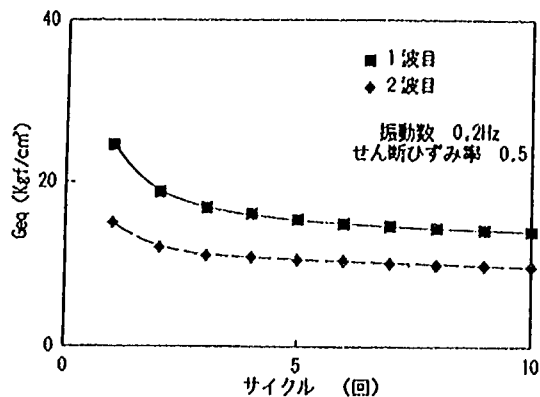
試験温度20℃、振動数0.2Hzにおける特性の加振回数による変化を図-1.5.10 および図-1.5.11に示す。せん断弾性係数は加振回数が増すに従い低下する傾向を示すが、その変化は初期に大きく、3サイクル目以後の変化は少ない。

③ 振動数特性

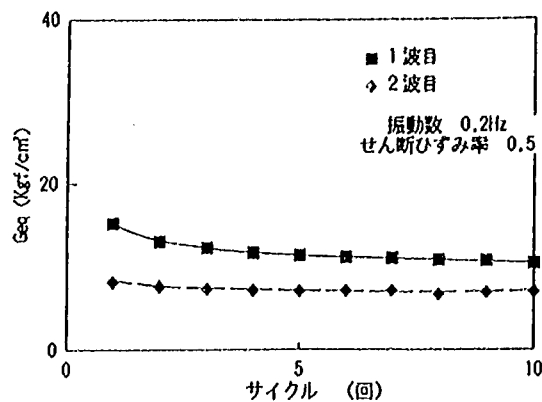
試験温度20℃、せん断ひずみ率を50%とし、振動数を0.1Hz～0.5Hzに変化させた時の特性の変化を図-1.5.12および図-1.5.13に示す。せん断弾性係数は振動数が大きくなるに従い増加する傾向を示すが、等価減衰定数の変化は少ない。

④ 予変位特性

試験温度20℃、振動数0.2Hzとし、予め50%のせん断ひずみを与えた状態を中心に25～100%の振幅で加振した時の履歴曲線を図-1.5.14に示す。また、予変位を与えない時の特性と比較した結果を図-1.5.15および図-1.5.16に示す。

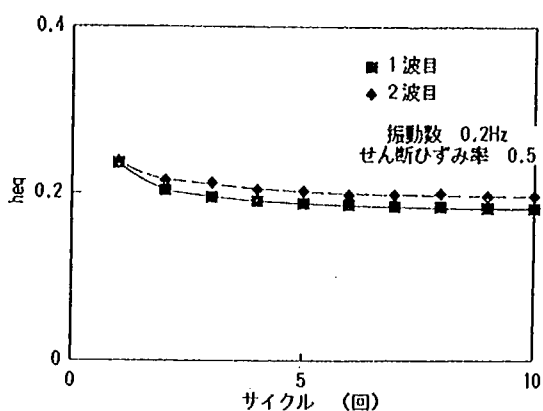


(1) せん断弾性係数

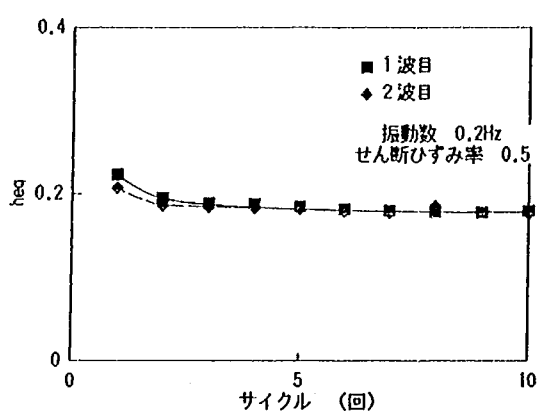


(2) 等価減衰定数

図-1.5.10 加振回数特性 (高剛性高減衰ゴム)



(1) せん断弾性係数



(2) 等価減衰定数

図-1.5.11 加振回数特性 (低剛性高減衰ゴム)

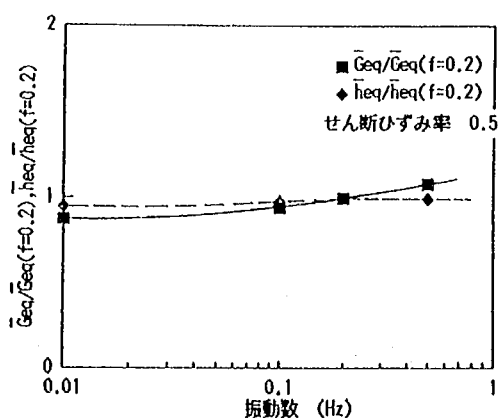


図-1.5.12 振動数特性
(高剛性高減衰ゴム)

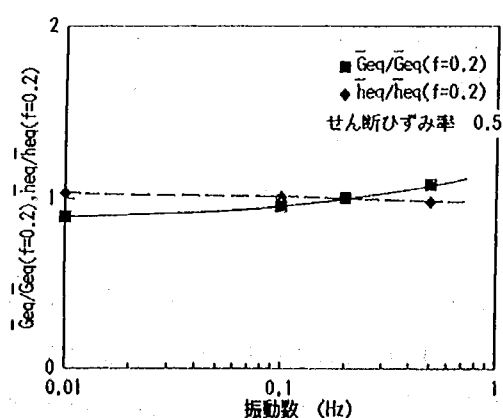
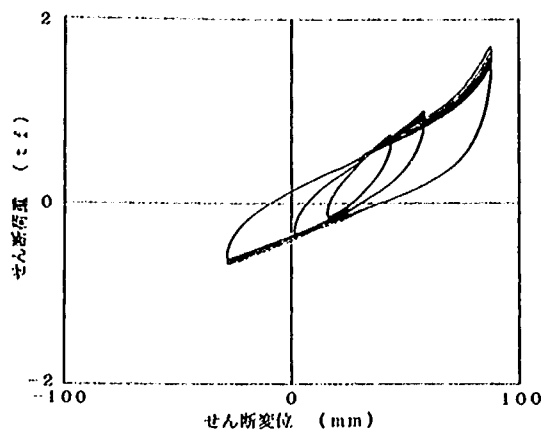
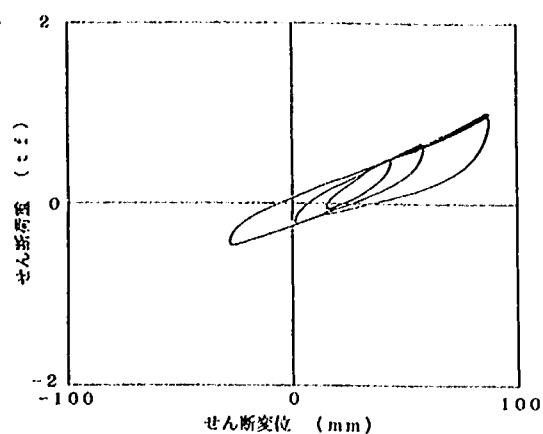


図-1.5.13 振動数特性
(低剛性高減衰ゴム)

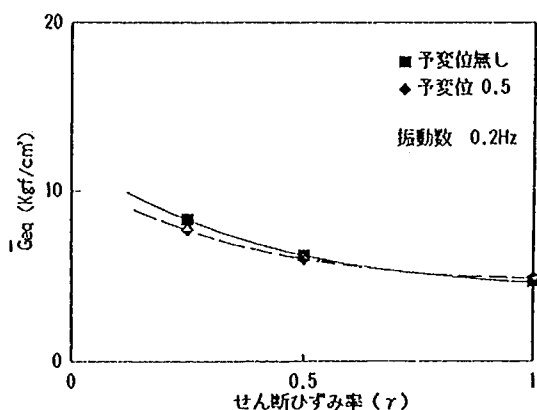


(1) 高剛性高減衰ゴム

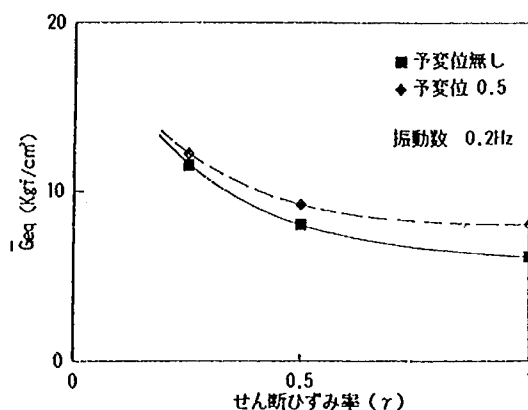


(2) 低剛性高減衰ゴム

図-1.5.14 予変位を与えた場合の履歴曲線

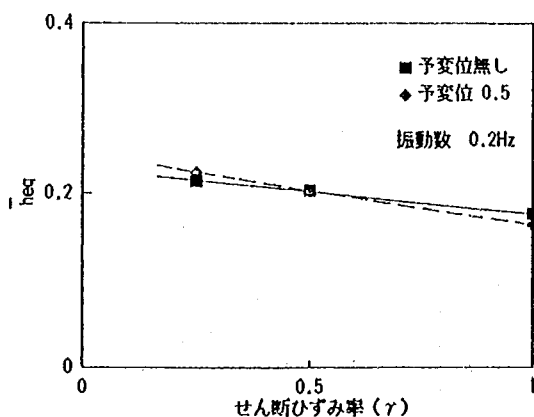


(1) せん断弾性係数

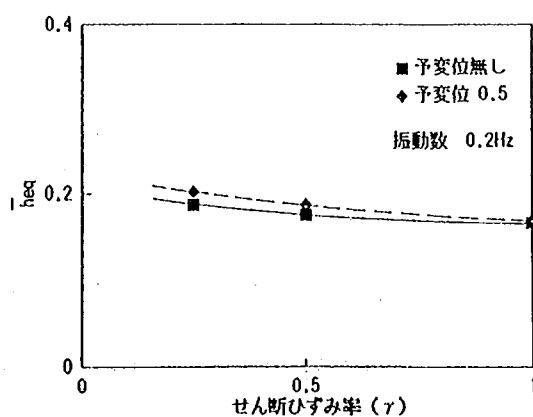


(2) 等価減衰定数

図-1.5.15 予変位特性 (高剛性高減衰ゴム)



(1) せん断弾性係数



(2) 等価減衰定数

図-1.5.16 予変位特性 (低剛性高減衰ゴム)

b) 特性のモデル化

小試験体の動特性試験結果に基づき特性のモデル化を行った。モデル化はせん断弾性係数および等価減衰定数をせん断ひずみ率（ γ ）の高次関数で表す方法、および荷重～変位特性をバイリニアモデルで表す方法の2種類について行った。

① 高次関数によるモデル化

動特性試験より得られたせん断弾性係数および等価減衰定数をせん断ひずみ率（ γ ）の関数として表す。

高減衰ゴムは図-1.5.8および図-1.5.9に示す様に荷重履歴により同じせん断ひずみ率でも異なる特性を示すが、ここでは最大ひずみ率経験前後の値の平均値に基づいてモデル化を行った。

$$G(\gamma) = a_1 + a_2\gamma + a_3\gamma^2 + a_4\gamma^3 + a_5\gamma^4 + a_6\gamma^5 \quad (1.5.6)$$

表-1.5.3 せん断弾性係数のひずみ依存に関する係数

	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6
高剛性高減衰ゴム	42.43	112.0	143.0	90.00	27.45	3.216
低剛性高減衰ゴム	28.17	70.64	90.17	58.77	18.99	2.406

ここに： $G(\gamma)$ ：せん断弾性係数（ kgf/cm^2 ）

γ ：せん断ひずみ率

a_i ：せん断弾性係数のひずみ依存に関する係数

$$h(\gamma) = b_1 + b_2\gamma + b_3\gamma^2 + b_4\gamma^3 + b_5\gamma^4 \quad (1.5.7)$$

ここに： $h(\gamma)$ ：等価減衰定数

γ ：せん断ひずみ率

b_i ：等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

表-1.5.4 等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5
高剛性高減衰ゴム	0.2528	0.2045	0.2300	0.1340	0.02726
低剛性高減衰ゴム	0.2126	0.1356	0.1967	0.1202	0.02456

② バイリニアによるモデル化

動特性試験の最大ひずみ率経験後の履歴曲線に基づき、バイリニアモデルに近似すると以下の

様になる。

$$K_1 = A \cdot G_1 / tr \quad (1.5.8)$$

$$K_2 = A \cdot G_2 / tr \quad (1.5.9)$$

$$Q_d = A \cdot \tau_u \quad (1.5.10)$$

ここに K_1 : 一次剛性 (kgf/cm)

K_2 : 二次剛性 (kgf/cm)

Q_d : 降伏荷重 (kgf)

A : ゴムの平面積 (cm²)

tr : ゴムの厚さ (cm)

G_1 : 一次剛性に関わるせん断弾性係数 (kgf/cm²)

G_2 : 二次剛性に関わるせん断弾性係数 (kgf/cm²)

τ_u : 切辺応力 (kgf/cm²)

i) 高剛性高減衰ゴムの場合

$$G_1 = 49.36 \quad (1.5.11)$$

$$G_2(\gamma) = 14.43 - 24.14\gamma + 19.81\gamma^2 - 4.188\gamma^3 + 1.588\gamma^4 - 0.5736\gamma^5 \quad (1.5.12)$$

$$\tau_u(\gamma) = 1.757 - 1.046\gamma + 2.259\gamma^2 - 1.503\gamma^3 + 0.4494\gamma^4 - 0.03753\gamma^5 \quad (1.5.13)$$

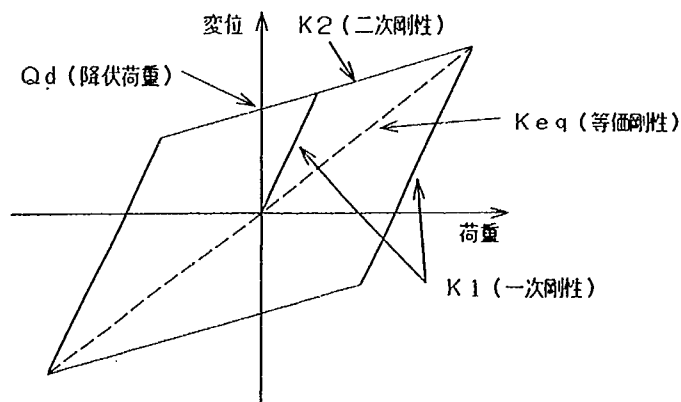
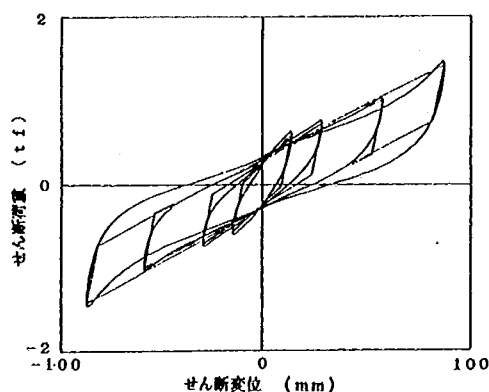
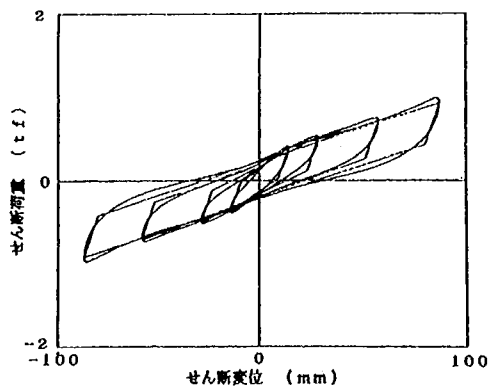


図-1.5.17 バイリニアモデル



a) 高剛性高減衰ゴム



b) 低剛性高減衰ゴム

図-1.5.18 バイリニアモデルと履歴曲線の比較

ii) 低剛性高減衰ゴムの場合

$$G_1 = 29.01 \quad (1.5.14)$$

$$G_2(\gamma) = 10.27 - 17.38\gamma + 17.53\gamma^2 - 8.656\gamma^3 + 1.932\gamma^4 - 0.1317\gamma^5 \quad (1.5.15)$$

$$\tau_u(\gamma) = 0.87 - 0.2768\gamma + 2.27\gamma^2 - 2.467\gamma^3 + 1.149\gamma^4 - 0.1787\gamma^5 \quad (1.5.16)$$

(5) 今後の課題

平成6年度は、開発した2種類の高減衰ゴムにより小試験体と製作し、特性の評価およびモデル化を行った。平成7年度は主として耐久性の評価ならびに更に大型のモデルによる、特性の確認を行うとともに模型振動実験により、実橋における有効性を確認したい。

<研究担当> 横浜ゴム(株)

参考文献

- 1) 土木研究所他29社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2)
土木研究所共同研究報告書第60号，平成3年7月

1.6 E R流体ダンパー開発 —その1—

(1) 研究開発の背景と目的

E R流体とは「Electro-Rheological Fluid」の略で電気粘性流体、または電気レオロジー流体とも呼ばれている。この流体は電界内に置いた場合に、電界の大きさに比例して見掛け上の粘度が変化する性質を有しており、この電界により見掛けの粘度が変化する性質をE R効果と呼んでいる。

本研究では、E R流体を土木構造物振動制御用ダンパーへ適用することを検討し、装置開発を目的とした基礎データの取得と機構研究を実施した。

(2) 開発項目と内容

E R流体を土木用ダンパーとして適用する場合に確認すべき項目は以下の通りである。

1) E R流体の基本特性の把握

- a) 電界の強さとせん断応力の関係
- b) せん断速度とせん断応力の関係
- c) せん断応力の温度依存性
- d) E R流体の長期安定性

E R流体は印加される電界の大きさやせん断速度、温度に依存するので、土木構造物用ダンパーに適用する以前に上記 a～d)のような基本特性を十分把握しておく必要がある。

2) 土木構造物用ダンパーとしての機構研究

現在実用化されているE R流体を用いた可変ダンパーをそのまま土木構造物に適用することはできないため、新たな機構を用いたダンパーの開発が必要とされる。

せん断型のダンパーでは基本的な粘度が低いため適用は難しく、現時点で考えられているものはE R流体の粘度変化を流量制御弁とした油圧シリンダ型の可変ダンパーがある。

3) 耐久性・経年変化

現在の主流であるE R流体は絶縁性の流体に微粉末を分散させたものであるので時間の経過により分散粒子が沈殿したり、また熱により分散媒そのものが劣化することも考えられる。このため土木構造物用ダンパーとしての耐久性を備えていること、経年変化が小さいことなどを確認する必要がある。

4) E R流体の開発

土木構造物用ダンパーとして実用化するためには更に性能の良いE R流体の開発が望まれる。以下にその特性を挙げる。

- ・ 粘度変化が大きい（装置をコンパクトにできる）
- ・ 弱い電界でE R効果を生じる（印加電圧を低くできる）
- ・ 分散粒子の沈殿が起こらない
- ・ 使用温度範囲が広い。

(3) 開発の工程

昨年度から引き続いてER流体の開発と基本的特性の把握をおこなってきた。本年度はさらに機構研究の成果として、ER流体を流量調節弁として使用したER流体ダンパー試験体を設計試作した。この試験体を用いて振動試験を実施し力学特性について調査および検討をおこなった。

(4) 平成6年度研究成果

ER流体ダンパー試験体の振動試験により検討した項目は以下に示す通りである。

- a) 印可電圧と発生抵抗力の関係調査
- b) 電極間隙間と発生抵抗力の関係調査
- c) 電極面積と発生抵抗力の関係調査
- d) 速度、振幅、振動数に対する依存性調査

1) 試験体

設計製作した供試体を図-1.6.1、および写真-1.6.1に示す。最大ストローク70mm、ER効果と粘性減衰力を合わせた抵抗力が発生する。

本試験体は、流量調節弁部においてオリフィスを形成する電極部品を交換することによりER流体ダンパーとしての特性を変化させることができる。ダンパー特性を任意に変更したうえで加振試験を実施し、上記項目について検討を行った。本年度試験において準備した電極は4種類である。

2) 試験方法

表-1.6.1に示す4種類の電極を順次取り付け、それぞれの設定において0kV、2kVの2種類の電圧（50Hz交流）を印加してER流体ダンパーを加振した。加振条件を表-1.6.2に示す。

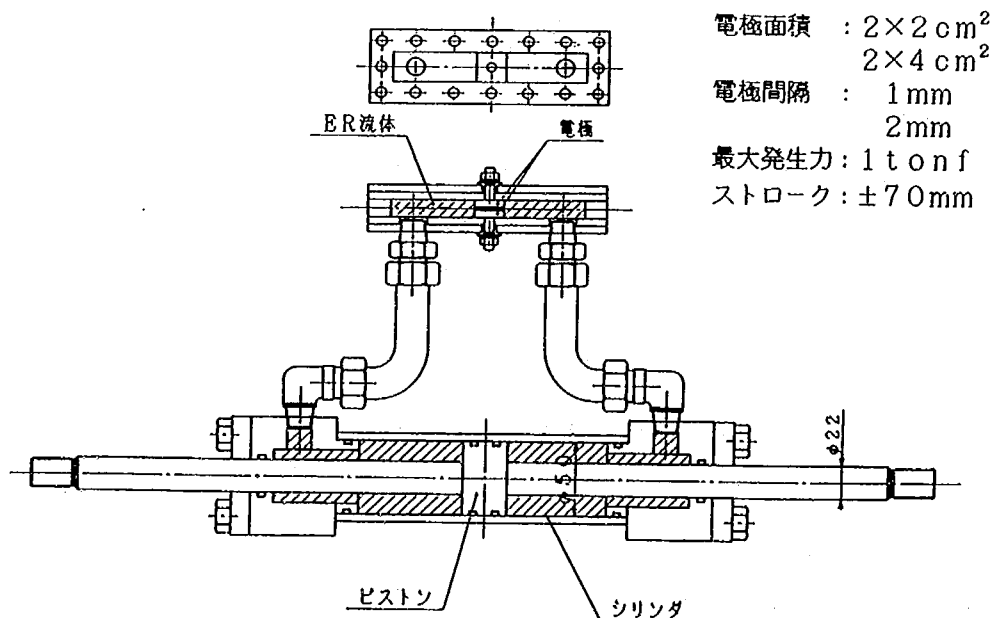
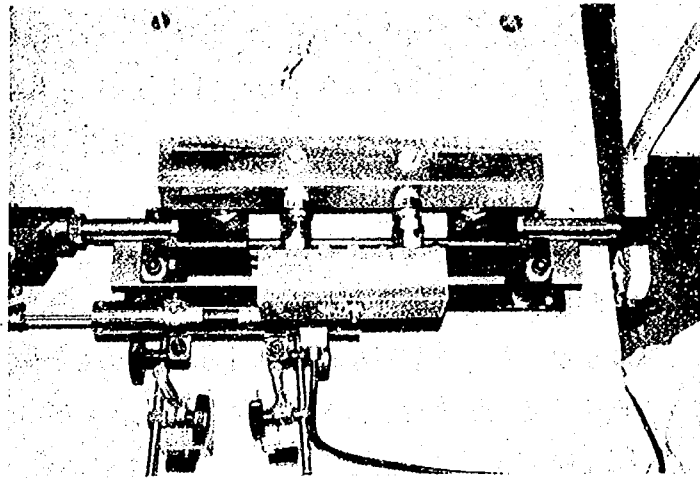
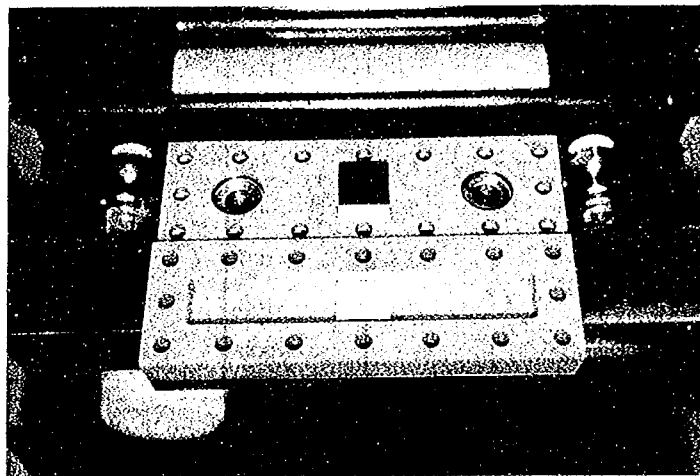


図-1.6.1 ER流体ダンパー



a) 試験体全体



b) 流量調節弁（電極）部分

写真-1.6.1 試験体

表-1.6.1 供試体の特性

		電極寸法	
隙間	印可電圧	2 × 2 cm	2 × 4 cm
1 mm	0 kV	○	○
	2 kV	○	○
2 mm	0 kV	○	○
	2 kV	○	○

表-1.6.2 加振条件

振幅 振動数	± 1 cm	± 2 cm	± 5 cm
0.05 Hz	0.31	0.63	1.57
0.1 Hz	0.63	1.26	3.14
0.2 Hz	1.26	3.14	6.28
0.5 Hz	3.14	6.28	15.7
1.0 Hz	6.28	12.6	31.4
2.0 Hz	12.6	25.1	62.8

表中数値は正弦波加振における最大速度（単位：cm/s）

3) 試験結果

設計試作した E R 流体ダンパーの加振試験により得られた結果から、電極寸法 2×4 cm、隙間 1 mm とした場合で加振変位 ± 50 mm を与えたときの履歴曲線を図-1. 6. 2 に示す。電圧を印加した場合には E R 流体ダンパーに発生する抵抗力は僅かに上昇する。この抵抗力の増加分は E R 効果によるものである。図-1. 6. 2 では加振周波数 0.05 ~ 0.2 Hz の間（加振速度が低い領域）において矩形型の履歴を描いている。またこの加振速度範囲では E R 流体ダンパーに発生する抵抗力は、加振速度に対する依存性が若干認められるが影響の度合いはきわめて小さい。加振周波数が 0.5 Hz を越え流量調節弁を通過する流体の速度が高くなると装置特性は粘性減衰型履歴を示すようになる。この範囲では、E R 流体ダンパーに発生する抵抗力は加振速度に従って大きくなる。

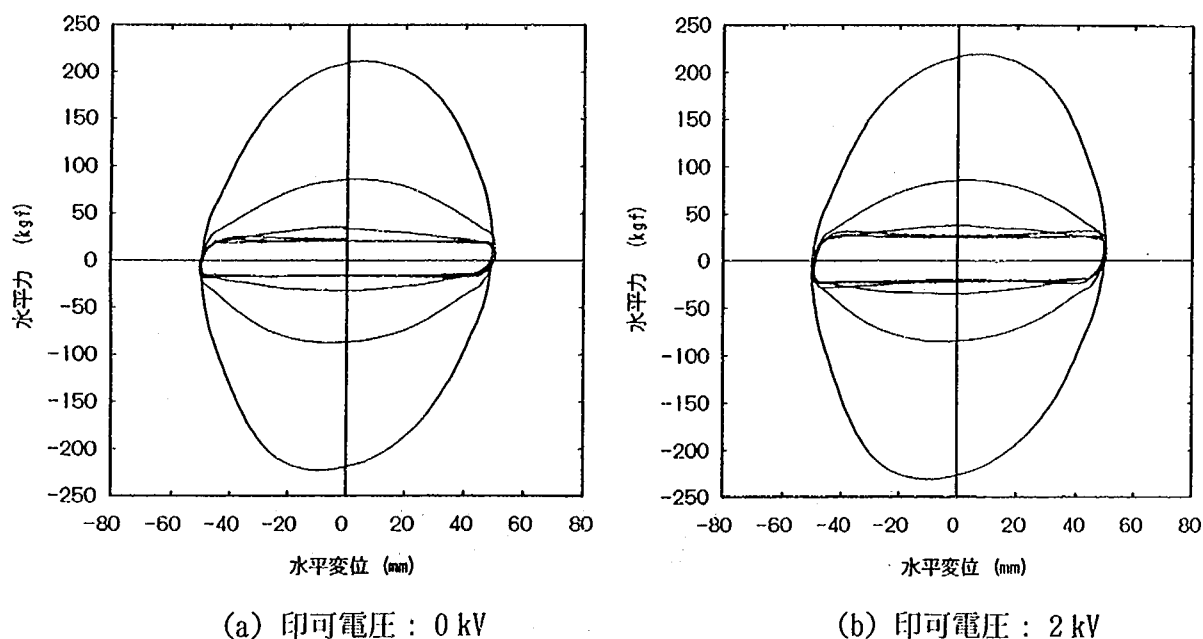


図-1. 6. 2 抵抗力-変位の履歴曲線（変位 = ± 50 mm）

同一の電極を取り付けた場合における、発生抵抗力と加振速度の関係を図-1. 6. 3 に示す。今回の試験条件における加振速度の範囲では、使用した流体の E R 効果による抵抗力の増加分が加振速度の全域においてほぼ一様であった。

図-1. 6. 4(a) および(b) には電極寸法が異なる場合での抵抗力を示す。図-1. 6. 4(b) によると加振速度がごく低い範囲において電極寸法の差異による特性の変化が認められる。このことから電極の寸法、オリフィス部分の形状を工夫することで、E R 効果による流量制御をさらに効率的に行うことが可能と考えられる。

(5) 成果と今後の課題

平成 6 年度の試験では、試作されたダンパーがほぼ期待どうりの性能を有することが明らかになり、E R 流体をダンパーに用いた場合での動的特性を把握することができた。しかしながら現状の E R 流体では粘性変化の範囲が狭く、材料の E R 効果のみで所定の抵抗力を得ることは困難である。

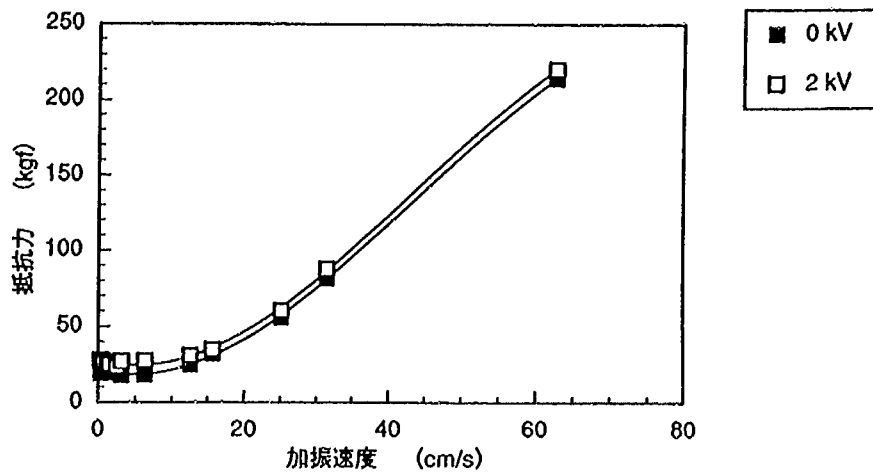


図-1.6.3 抵抗力-速度特性 (電極 2×4 cm $t = 1$ mm)

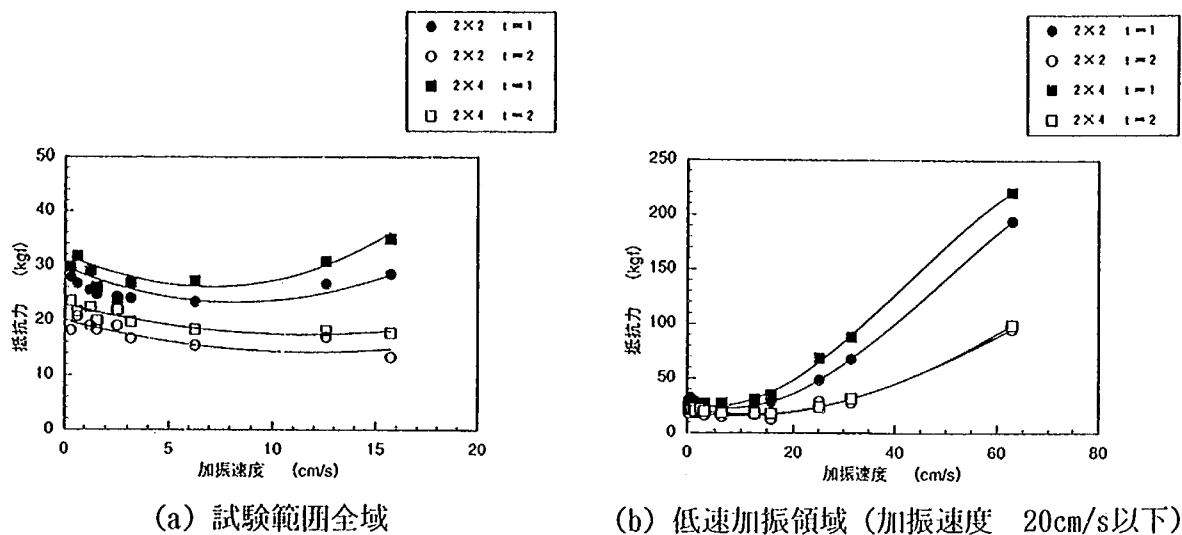


図-1.6.4 抵抗力の電極面積・隙間寸法依存性

このため E R 効果を流量制御に応用する手段については、今後さらに検討を進めてゆく予定である。

<研究担当> オイレス工業 (株)

参考文献

- 1) 森下 信、浦 環：E R 流体を用いたインテリジェント制振システム、『生産研究』44巻12号 UDC62-272:62-567:629.113.015、1993.6
- 2) 宮本 哲夫、太田 元規：E R F の降伏応力に関する理論的実験的検討、『日本機械学会論文 集 (B編)』59巻 562号 論文 No. 92-1292、1993.6
- 3) 東燃株式会社総合研究所：E R 流体の特性データ、1993.11.29

1.7 ER流体ダンパーの開発 -その2-

(1) 研究開発の背景と目的

ER流体は、印加電圧に応じてその粘性を変化させることが可能な流体である。ER流体の考え方は古くからあったが、近年信頼性及び実用性に優れたER流体が開発されるようになってきたことから、主に機械工学の分野で実用化されつつある。ER流体は、印加電圧に対する応答性が優れていること、また、バルブ等の複雑な機構が不要であり、構造を単純化できる等の利点を有するため、構造物の振動制御への適用が期待されている。

本研究では、構造物の振動制御に対するER流体を用いたバリアブルダンパー（ERVD）の実用化を図ることを目的とするものである。

(2) 開発項目と内容

1) ER流体を用いたバリアブルダンパー（ERVD）の開発

構造物の振動制御に実用可能な大容量の減衰力及びその可変範囲を有するバリアブルダンパーの開発を図る。平成5年度は、ER流体を用いたシリンダー型のバリアブルダンパーの小型模型を開発し、ダンパー単体の載荷実験によりその動的特性を検討した。このによれば、開発したERVDは、載荷速度が速くなると粘性減衰力が卓越するようになり印加電圧による減衰力の可変範囲が狭くなり、載荷速度が早い場合にはバリアブルダンパーとして有効ではないことが明らかになった。このため、構造物の振動制御も可能なような大きな減衰力の可変範囲を有するバリアブルダンパーの開発が必要とされる。

2) ERVDの動的特性

減衰性能を構造物の振動性状に応じて変化させるバリアブルダンパーとして使用するためには、印加する電圧及び減衰力の関係を明らかにする必要がある。さらに、変位・速度依存性、温度依存性等長期の安定性を含めた動的特性の把握が必要とされる。

3) ERVDの耐久性

構造物の振動制御に用いるためには、長期に渡って安定して使用できることが必要とされる。このため、ER流体本体及びダンパー構造の耐久性に配慮する必要がある。

(3) 開発の工程

研究開発の工程は、表-1.7.1の通りである。

(4) 平成6年度の研究成果

1) 回転型バリアブルダンパーの開発

上記のように、平成5年度に開発したシリンダー型のバリアブルダンパーの特性実験によれば、ER効果による減衰力の可変範囲を大きくすることが1つの課題であることが明らかになった。このため、本年度はER効果による減衰力を大きくすることを目的として回転型バリアブルダンパー

表-1.7.1 研究開発の工程

研 究 項 目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
ERVD小型模型の開発	←→		
基本特性の検討	←→		
回転型ERVDの開発		←→	
模型振動台実験による検証			←→
設計方法のまとめ			←→

(RERVD)を開発試作するとともに、ダンパー単体の載荷実験によりその動的特性を検討した。

2) RERVDによる発生減衰力

図-1.7.1に示すような回転型のRERVDを考えてみる。回転型としたのは、これと構造物を連結するアーム長を調整したり、回転軸を同一にして複数個連結することにより、ダンパー単体のER効果による減衰力の可変範囲を大きくすることが可能である等の発展性があるためである。このようなRERVDにより発生される減衰トルク

T は、次式に示すように粘性体の減衰トルク(粘性減衰トルク) T_v 及びER効果による減衰トルク T_E の和として表すことができる。

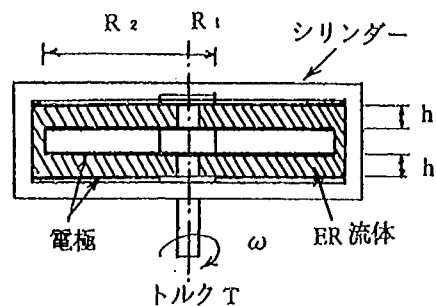


図-1.7.1 回転型のERVD

$$T = T_v + T_E \quad (1.7.1)$$

$$T_v = \frac{\pi \cdot \omega}{2h} \eta \cdot (R_2^4 - R_1^4) \quad (1.7.2)$$

$$T_E = R_m \cdot S \cdot \tau_y(E) \quad (1.7.3)$$

$$R_m = \frac{2(R_2^3 - R_1^3)}{3(R_2^2 - R_1^2)} \quad (1.7.4)$$

ここで、 ω : 角振動数 (1/sec)、 h : 電極間距離 (m)、 η : ER流体の粘度、 R_1 、 R_2 : 回転板(電極)の外半径及び内半径 (m)、 S : 電極面積 (m^2)、 $\tau_y(E)$: ER効果により発生するせん断応力度 (Pa)、 E : 印加電圧強度 (V/m)、である。 $\tau_y(E)$ が印加電圧に応じて変化させることが可能なせん断力である。上記のように粘性減衰トルクは、回転軸の回転速度 ω に依存する減衰トルクであり、これはER流体を挟む電極間距離により変化する。一方、ER効果による減衰トルクは、載荷速度及び載荷変位に依存せず、印加電圧強度 E のみで制御される。

3) R E R V Dの小型模型の開発

① 小型模型の概要

R E R V Dの実用性を検討するために、図-1.7.2及び写真-1.7.1に示すような小型モデルを開発試作した。設計では、E R効果による減衰トルクは最大で $50\text{kgf}\cdot\text{cm}$ 程度となるようにした。ダンパーの大きさは、直径 234mm、厚さ76mmとし、E R流体に電圧を印加する電極板の外半径及び内半径は、それぞれ、9 cm及び3.7 cmとした。電極板の全面積は 422.9cm^2 、電極間距離は 2 mmとした。E R流体としては、シリコンオイルに炭素質粉末を混合したコロイド状液体（㈱ブリヂストン製）とした。なお、本E R流体の初期粘度は、 $0.15\text{Pa}\cdot\text{sec}$ 、 2 kV/mm 時の τ_y は 660Pa である。電極間に印加する電圧は、DC 0～10kVとした。

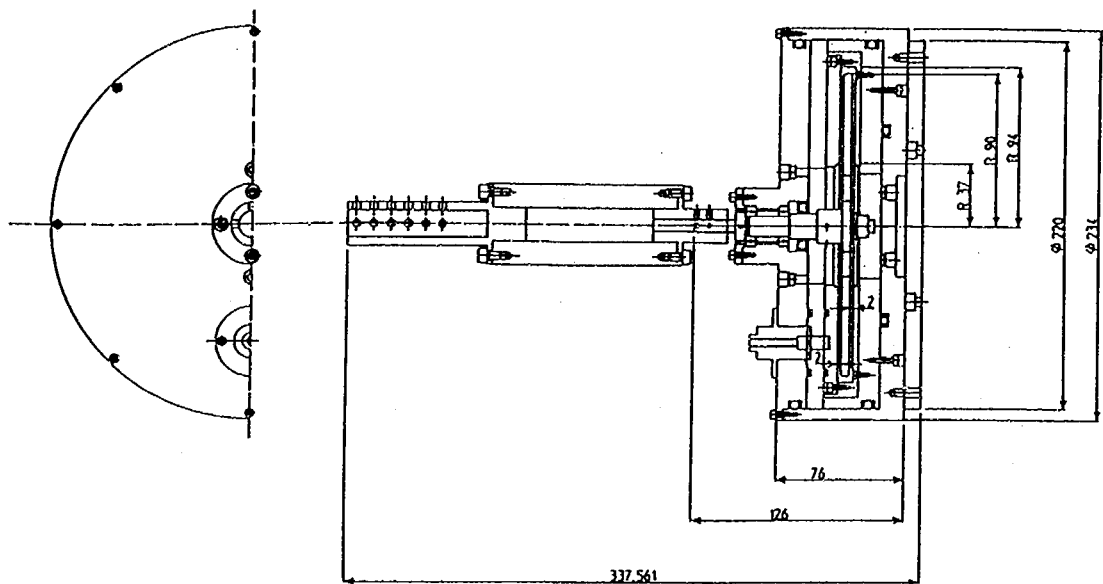


図-1.7.2 開発試作したR E R V D

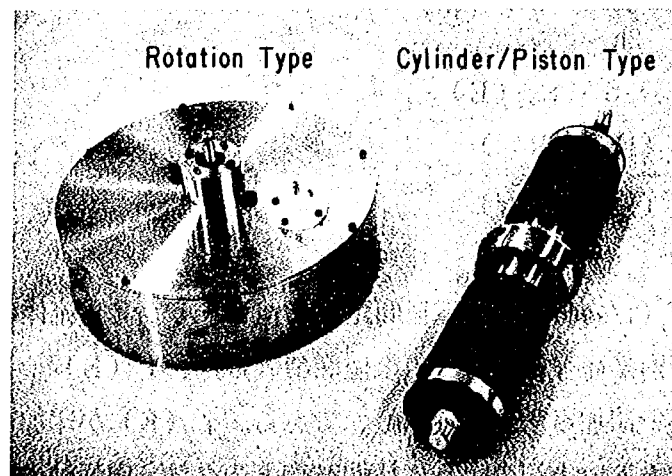


写真-1.7.1 開発試作したR E R V D

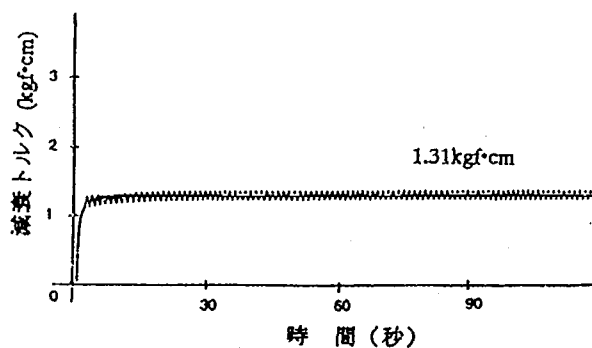
② R E R V Dの動的特性

開発試作したR E R V Dの小型模型の動的载荷実験を行い、その動的特性（回転数依存性及び

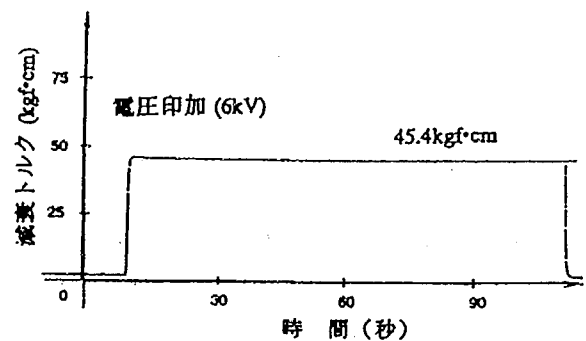
印加電圧依存性等)を検討した。ここでは、実験結果の一例を示す。図-1.7.3は、印加負荷電圧を0 kV及び6 kVとした場合にR E R V Dによる減衰トルクの発生状況の時刻歴を示したものである。ここでは、載荷回転数を50rpmとした場合について示している。印加電圧が0 kVの場合の減衰トルクは1.31kgf・cmであり、これは粘性減衰トルクである。減衰トルクは、載荷回転によりわずかに振動するが時間によらずほぼ一定に安定している。電圧が6 kVの場合には、電圧を印加することにより45.4kgf・cmの減衰トルクを発生する。

したがって、この増加分がE R効果による減衰トルクである。減衰トルクは時間によらずほぼ一定になっており、載荷に対する安定性はよい。図-1.7.4は、このようにして求めた減衰トルクの回転数依存性を示したものであり、回転数に対してはほとんど依存せず、100rpmの回転数まではこれに依存する粘性減衰トルクが小さいことがわかる。

図-1.7.5は、載荷回転数が50rpm及び100rpmの場合の減衰トルクと印加電圧の関係を示したものである。ここには、上記の計算式による値も示している。これによれば、減衰トルクは印加電圧に応じてほぼ放物線状に増加し、本模型では設計通り0～50kgf・cmの範囲で減衰トルクを変化させることができる。また、粘性減衰トルクが相対的に小さいため載荷回転数の影響はほとんどなく、計算式ともほぼ一致する。



(a) 印加電圧 0 kV



(b) 印加電圧 6 kV

図-1.7.3 R E R V Dによる減衰トルク (回転数50rpm)

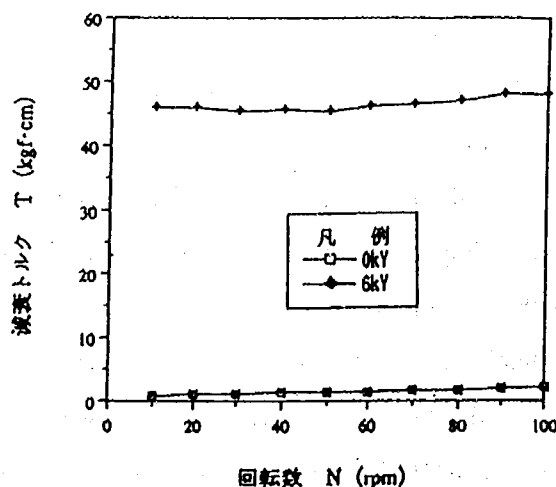


図-1.7.4 減衰トルクの回転数依存性

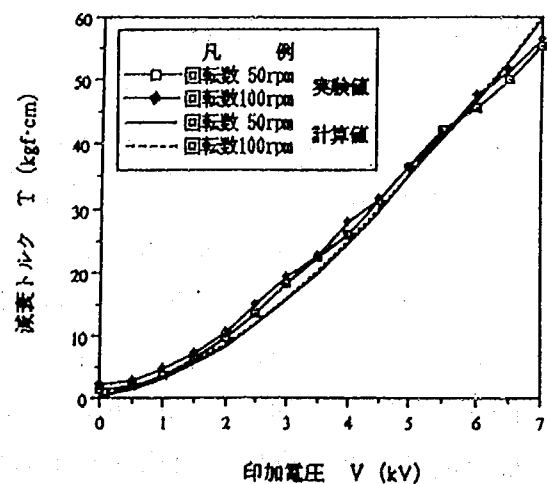


図-1.7.5 減衰トルクの印加電圧依存性

③ まとめ

本検討結果をまとめると以下の通りとなる。開発した R E R V D の載荷実験によれば、回転数が 100rpm までは、粘性減衰トルクが相対的に小さいので発生する減衰トルクは回転数の影響をほとんど受けない。本モデルの減衰トルクは、設計通り 0 ～ 50kgf・cm の範囲で変化させることができた。回転型構造とすることにより減衰力の可変範囲を大きくでき、バリアブルダンパーとして実用可能であることが明らかになった。

(5) 今後の課題

今回開発した E R 流体を用いた小型モデルは、ほぼ設計通りの機能を有すること、さらに回転型とすることにより減衰力の可変範囲を大きくすることが可能になった。今後、制御性についてさらに検討し、設計方法を取りまとめる。

<研究担当> 土木研究所

参考文献

- 1) Ushijima, T, Takano, K. and Noguchi, T. : Rheological Characteristics of ER Fluids and their Application to Anti-Vibration Devices with Control Mechanism for Automobiles, SApaper #881787, 1988
- 2) Duclos, T., G. : Design of Devices Using Electrorheological Fluids, SAE Technical Paper #881134, 1988
- 3) Bhrgott, R., C. and Masri, S., F. : Modeling the Oscillatory Dynamic Behavior of Electrorheological Materials in Shear, Smart, Mater. Struct. 1, 1992
- 4) Sasada, T., Kishi, T. and Kamijo, K. : Electro Viscous Effects of Polymer and Solid Particle Solutions, Proceedings of the Japan Society of Mechanical Engineers, Vol. 41, No. 342, 1975
- 5) Sasada, T., Kamijo, K. and Kishi, T. : Electro Viscous Effects of Uni-phase Liquid, Proceedings of the Japan Society of Mechanical Engineers, Vol. 41, No. 343, 1975
- 6) Edited by Scott, D. and Yamagichi, J. : Solidifying Fluid Transforms Clutches and Flow Valves, Automotive Engineering, Vol. 91, No. 11, 1983
- 7) Gordaninejad, F., Ray, A. and Wang, H. : Use of Hybrid Dampers for Vibration Control of Structures, Proc. of the 3rd US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCB ER-94-0009, March 31, 1994
- 8) Kawashima, K., Unjoh, S., Suzuki, S. and Endoh, S. : Application of Electro-Rheological Fluid for Variable Damper, Proc. of the 3rd US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Report NCB ER-94-0009, March 31, 1994

1. 8 3 D複合材料の開発

(1) 開発の背景と目的

3 D複合材料は、3次元的に組み合わせた強化材（ガラス繊維強化プラスチックロッド）をマトリックス（可とう性エポキシ樹脂）で固めた複合材料（写真-1.8.1）で、軽重量で高耐荷能力を有し、圧縮繰り返し変形で履歴減衰を生じる特徴を有している。強化ロッドの組み方、材質を変えることで特性を調整することも可能である。3 D複合材料のいくつかの特性に関しては、参考文献1を参照されたい。

3 D複合材料の圧縮変形で履歴減衰を生じる特性は他の材料には見られない特性であり、この特性を利用することで新たな免震構造の開発が可能と思われる。本研究では3 D複合材料を長大橋梁の免震構造に利用することを想定し、必要な特性を明らかにすることを目的としている。

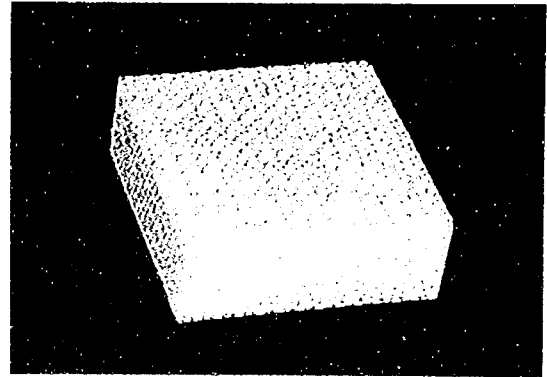


写真-1.8.1 3 D複合材料

(2) 開発項目と内容

- ① 3 D複合材料の減衰特性の把握
- ② 疲労特性の把握
- ③ クリープ特性の把握

(3) 開発の工程

	平成6年 6 7 8 9 10 11 12 1 2 3
応用計画・試験計画	_____
クリープ特性試験	_____
減衰特性試験	_____
疲労特性試験	_____
報告書作成	_____

(4) 平成6年度の研究成果

a) 強化材の組み方による特性の違い

3 D複合材料は3次元的に組み合わせた強化材をマトリックスで固めた複合材料で、強化材の組み方、マトリックスの材質を変えることで特性を変えることができる。3通りの強化材の組み方で製作した3 D複合材料の特性を図-1.8.1に示す。供試体寸法は5 cm立方でマトリックスとして可と

う性エポキシ樹脂を使用している。
以下では、3通りの中で最も変形
と荷重が共に大きい4A3Dにつ
いての特性を示す。

b) 3D複合材料の基本特性
(4A3D)

3D複合材料(4A3D)の基本
特性を表-1.8.1に示す。降伏応力
は55~75kgf/cm²であり、55kgf/cm²

表-1.8.1 3D複合材料の基本特性

弾 性 率 (kgf/cm ²)	面圧 20kgf/cm ²	434
	面圧 30kgf/cm ²	553
	面圧 50kgf/cm ²	735
静的バネ定数 (kgf/cm ²)	面圧 20kgf/cm ²	4440
	面圧 30kgf/cm ²	5710
	面圧 50kgf/cm ²	7080
圧縮強度 (kgf/cm ²)	降伏応力	65
	最終破壊強度	2000

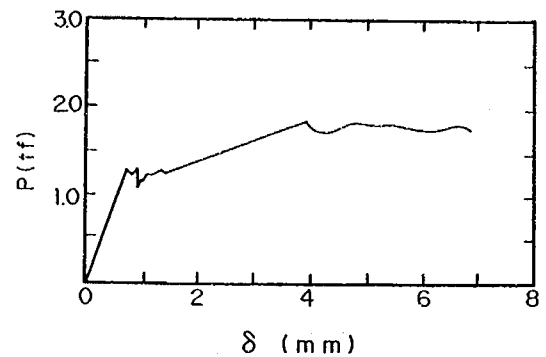
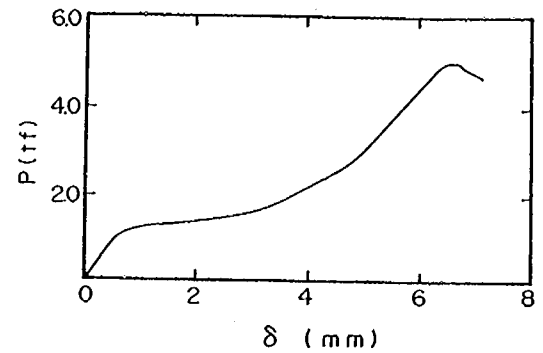
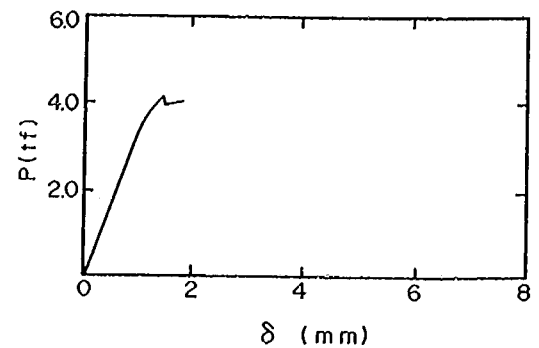
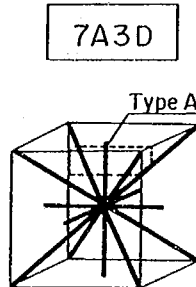
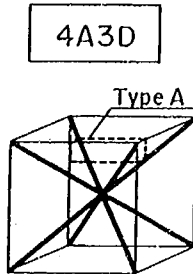
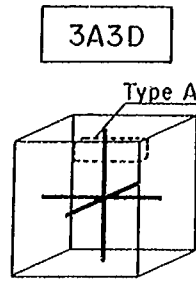


図-1.8.1 5 cm立方 3D複合材料の荷重-変形曲線

以上の応力を経験すると永久歪みが残る。また、大きい履歴減衰を得るには大きい応力振幅で使用する
ことが必要で、持続応力30~35kgf/cm²以下で使用する必要があると思われる。

c) 履歴特性

3D複合材料(4A3D)の履歴ループの計測試験を行った。供試体寸法は5 cm立方、試験時の
室温は24℃であった。

C a s e 1 では持続応力を0~55kgf/cm²の間で5 kgf/cm²ピッチで設定し、最大応力60kgf/cm²、最
小応力0 kgf/cm²を限界値とする範囲で、応力振幅が最大となるように負荷を行った。負荷周波数は
1.0 Hz、0.2 Hz、0.1 Hzの3通りとした。C a s e 2 では、最大応力を5~55kgf/cm²の間で5 kgf/
cm²ピッチで設定し、最小応力を0 kgf/cm²として負荷を行った。負荷周波数は1.0 Hz、0.2 Hz、0.1
Hzの3通りとした。3D複合材料の荷重-変位曲線を図-1.8.2に示す。履歴ループから求めた履歴
減衰エネルギーを表-1.8.2、表-1.8.3に示す。

d) 等価減衰定数

持続荷重30kgf/cm²、応力振幅20kgf/cm²、5 cm立方の供試体を用いて疲労試験を行い、計測した履
歴ループから等価減衰定数を求めた。等価減衰定数の定義を図-1.8.3に示す。疲労に伴う等価減衰

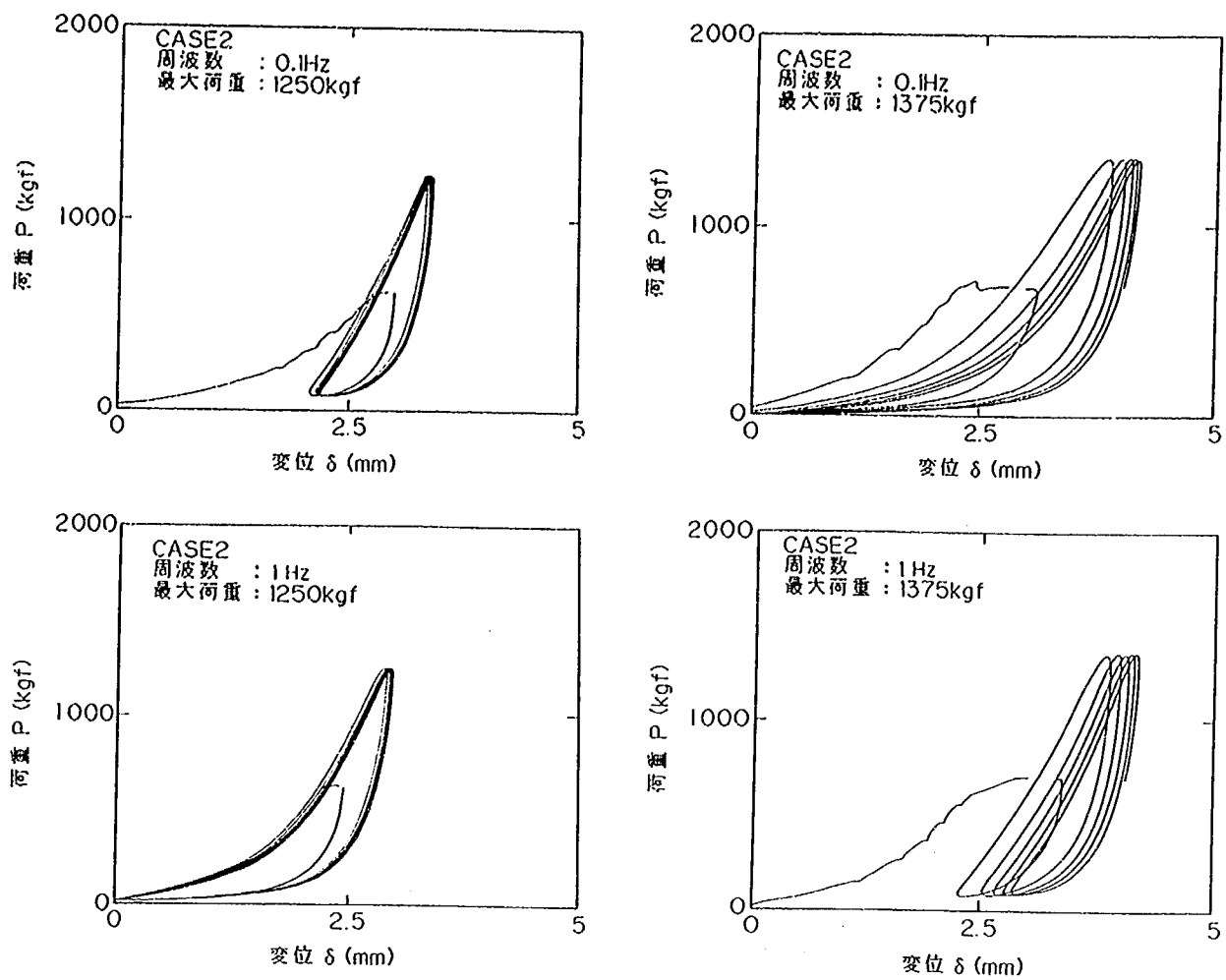


図-1.8.2 3D複合材料の荷重-変位曲線

表-1.8.2 Case 1 履歴減衰エネルギー

Pre-Load, kgf (応力, kgf/cm ²)	荷重振幅 kgf	履歴減衰エネルギー (kgf・mm)		
		1.0 [Hz]	0.2 [Hz]	0.1 [Hz]
1375 (55)	±125	3	---	5
1250 (50)	±125	2	---	3
1125 (45)	±300	21	---	24
1000 (40)	±400	50	---	61
875 (35)	±500	112	---	125
750 (30)	±500	141	---	157
625 (25)	±500	197	---	216
500 (20)	±400	152	---	179
375 (15)	±300	108	---	134
250 (10)	±125	20	---	26
125 (5)	±50	7	---	10
0 (0)	±0	504	---	729

表-1.8.3 Case 2 履歴減衰エネルギー

Pre-Load, kgf (応力, kgf/cm ²)	履歴減衰エネルギー (kgf・mm)		
	1. 0 [Hz]	0. 2 [Hz]	0. 1 [Hz]
1 3 7 5 (5 5)	5 4 1	7 9 2	8 4 3
1 2 5 0 (5 0)	4 3 9	6 0 8	6 4 5
1 1 2 5 (4 5)	3 4 8	5 2 5	5 4 3
1 0 0 0 (4 0)	3 1 3	4 3 7	4 8 2
8 7 5 (3 5)	2 6 2	3 8 3	4 1 2
7 5 0 (3 0)	2 2 2	3 2 6	3 3 4
6 2 5 (2 5)	1 6 8	2 7 5	2 9 1
5 0 0 (2 0)	1 3 0	2 2 9	2 4 7
3 7 5 (1 5)	9 5	1 7 6	— — —
2 5 0 (1 0)	5 6	1 0 9	1 2 6
1 2 5 (5)	1 9	5 8	7 4

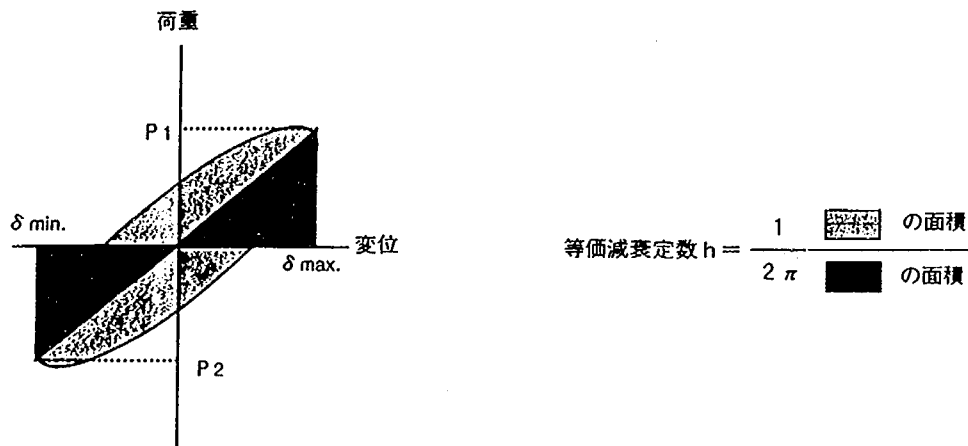


図-1.8.3 等価減衰定数の定義

定数の変化を図-1.8.4に示す。載荷回数500回までは安定した値となっている。

e) 疲労特性

持続荷重30kgf/cm²、応力振幅20kgf/cm²、5 cm立方の供試体を用いて疲労試験を行った。無負荷供試体、疲労後供試体に応力で 130kgf/cm²の負荷を行い、降伏応力に変化が無いことを確認した。ただし、変位は10⁴回の疲労後で1.6mm増加した。

圧縮疲労における変位の変化を図-1.8.5に示す。載荷回数が1000回を越えると持続荷重による変位は約1.7倍になった。

f) クリープ特性

外径40mm、内径7mm、長さ13mmの円筒形供試体を用いて持続荷重30kgf/cm²によりクリープの計測を行った。3D複合材料のクリープ特性を図-1.8.6に示す。100年程度(約10⁶時間)の耐用年数を考えると3.5%程度のひずみが生じることになる。

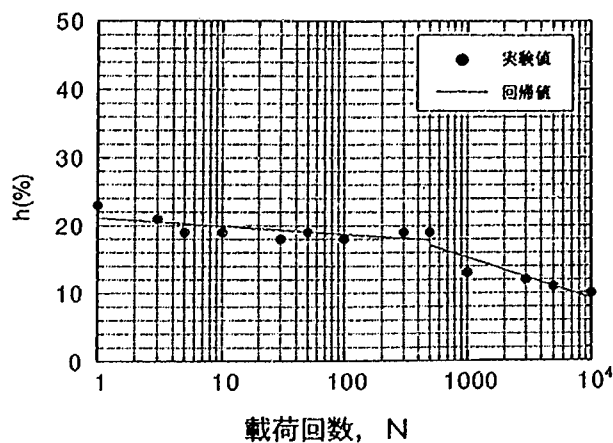


図-1.8.4 疲労に伴う等価減衰定数の変化

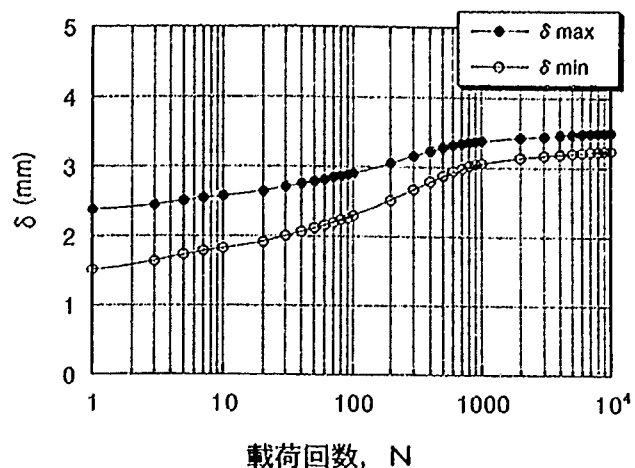


図-1.8.5 圧縮疲労における変位の変化

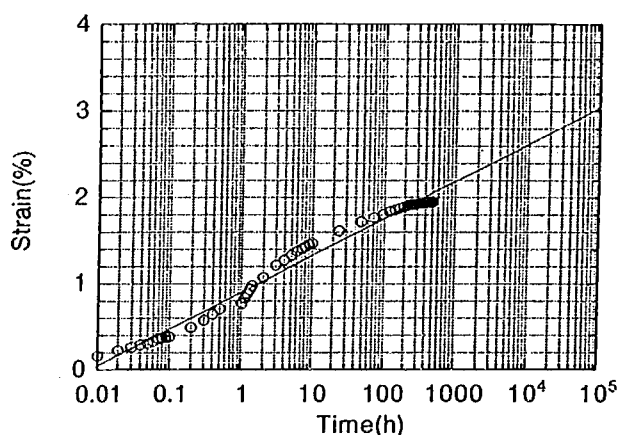


図-1.8.6 3D複合材料のクリープ特性

(5) 今後の課題

3D複合材料を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高めることを想定して、特性計測を行ってきた。しかし、斜材定着部の疲労耐力から斜材の応力振幅が 20kgf/mm^2 程度に制限されている現状では、3D複合材料の特性を十分生かせず、斜張橋の減衰性能を改善することは困難と分かった。

これまでの研究で3D複合材料に関する知見を深めることができた。平成7年度は3D複合材料を利用した新たな減衰構造の開発を考えており、必要に応じて3D複合材料の特性試験を行う予定である。

<研究担当> (株) ピー・エス

参考文献

- 1) 山下 秀 ; 3D防振複合材料の機械的及び振動減衰特性、日本繊維機械学会第48回年次大会、1995

1.9 減衰舗装の開発

(1) 開発の背景と目的

長大橋では地震時の橋軸方向応答変位が大きくなる恐れがある。本研究では、橋体と縁を切って摩擦スラブを構築し、摩擦スラブと橋体との間に働く摩擦で、橋体の橋軸方向の応答を低減する免震構造（減衰舗装）の開発を目的としている。なお、摩擦スラブは着目橋梁を越えた延長上の路盤あるいは他の橋梁に定着することとする。

(2) 開発項目と内容

- ① 減衰舗装の構造計画
- ② 試験計画
- ③ 摩擦スラブの特性試験
- ④ 摩擦スラブの振動台実験

(3) 開発の工程

	平成5年度	平成6年度	平成7年度
減衰舗装の構造計画	—		
試験計画		—	
摩擦スラブの特性試験			—
摩擦スラブの振動台実験			—
報告書作成		—	—

(4) 平成6年度の研究成果

a) 減衰舗装の概要

減衰舗装の概念図を図-1.9.1に示す。摩擦スラブと対象橋に相対速度が生じると接触圧に比例し、相対速度と逆方向の摩擦力が単位面積当たりに作用する。減衰舗装の概念は、この摩擦力を橋体制振に利用しようとするものである。概念図図-1.9.1の上段の構造では、制振力は摩擦スラブを介してそれを定着する路盤に伝達され、下段の構造では制振力は、摩擦スラブを共有する他の区間の橋梁に分散される。

摩擦スラブには制振力が大引張力として作用する故、引張耐力が大きい構造とする必要がある。摩擦スラブの重量は死荷重として橋梁に作用する故、経済性の観点から軽量とする必要がある。また、連続化が容易、維持管理が容易、材料単価が安いことからコンクリート造が適当と考えられる。以上の適性に配慮し、摩擦スラブをプレストレストコンクリートで構築するとして開発を進める。

b) 摩擦スラブの特性試験

摩擦スラブの静止摩擦係数及び動摩擦係数を計測する特性試験を行った。試験に使用する模型の概念図及び構造図を図-1.9.2、図-1.9.3に示す。摩擦スラブは、コンクリート床版上にビニールシートを敷き、その上に配筋を行いコンクリートを打設して構築することを想定している。したがって、摩擦スラブと橋体の接触状態は、製作時はビニールシートを挟んだコンクリートとコンクリートの接触で、その後はビニールシートの残骸、砂塵他が残るコンクリートとコンクリートの接触と

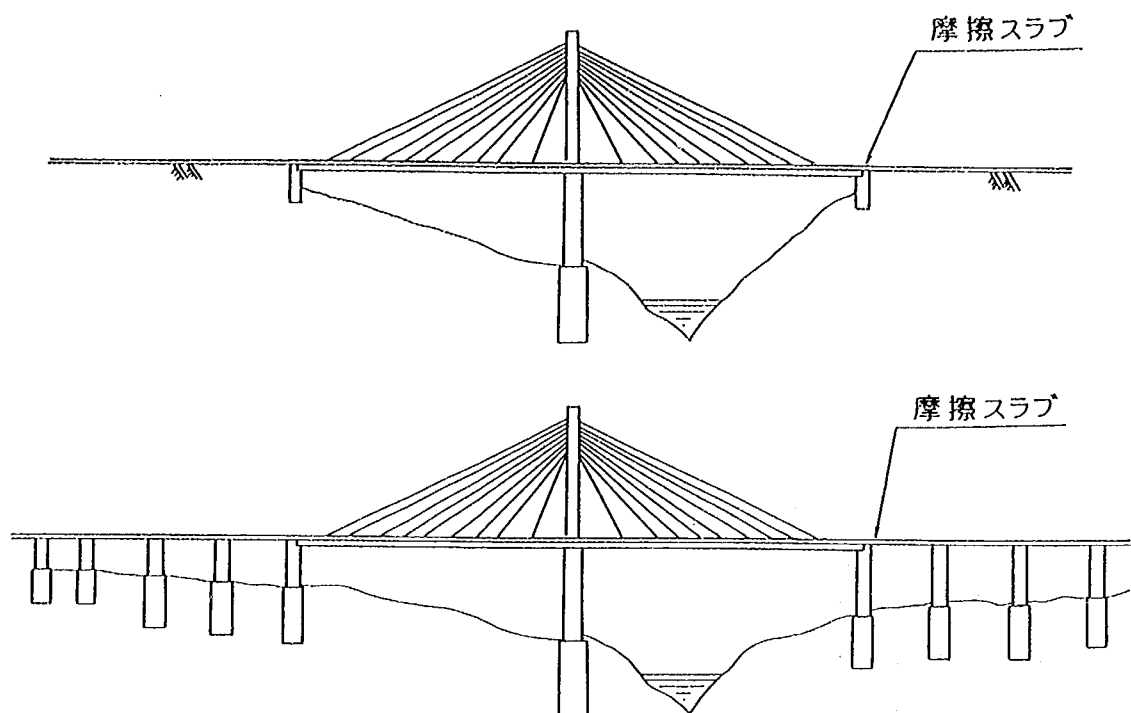


図-1.9.1 減衰舗装の概念図

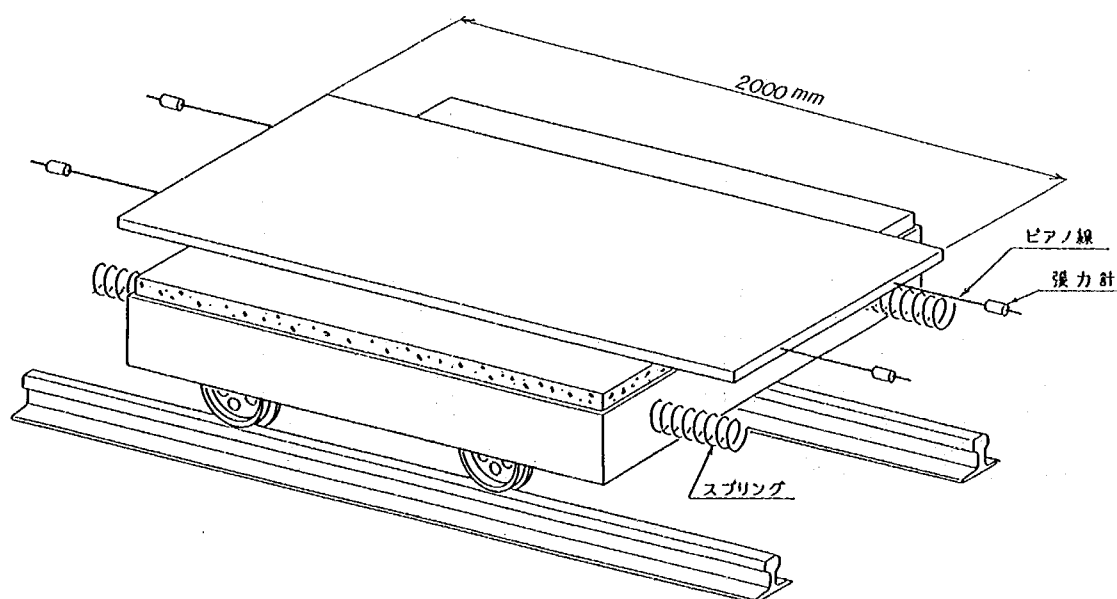


図-1.9.2 摩擦計測試験用模型の概念図

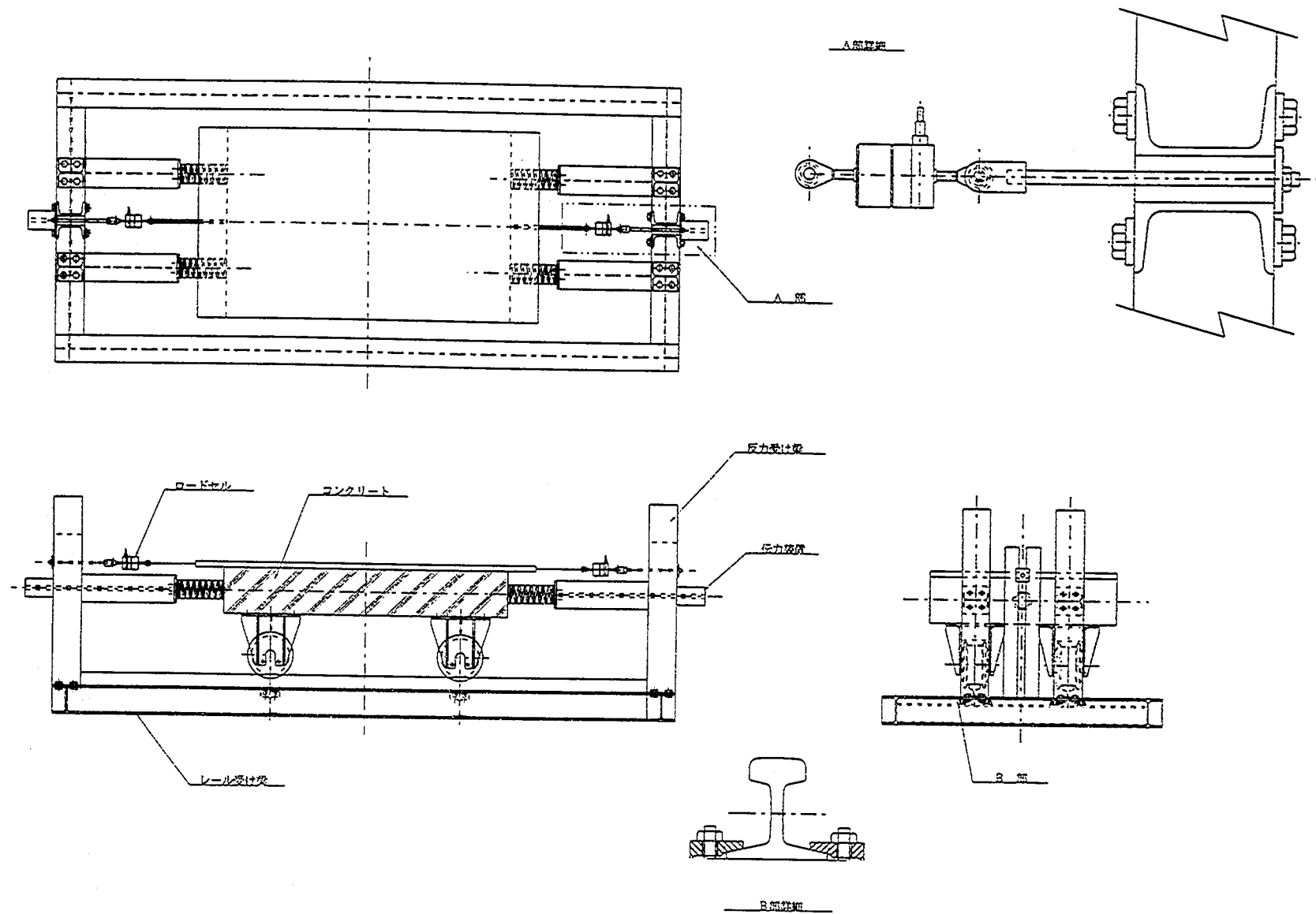


図-1.9.3 摩擦計測試験用模型の構造図

なると想定している。なお、コンクリートとコンクリートの接触の静止摩擦係数は一般的に0.5程度と考えられている。

静止摩擦係数の計測は次のように行う。台車を引くジャッキの力を徐々に上げて行き、台車が動き出す瞬間の静止摩擦力を計測する。静止摩擦力は、摩擦スラブに作用する摩擦力を図中のピアノ線に付けたロードセルで、台車の引き力をジャッキに付けたロードセルで時刻歴で計測する。

動摩擦係数の計測は次のように行う。台車に強制変位を与えておき、それを一挙に解放させて台車に自由減衰運動を開始させ、接触面間に作用する動摩擦力を計測する。台車には、台車-バネ系の固有周期が所定の値となるように計算したバネが取付られている。台車-バネ系の固有周期として1.0秒、4.0秒程度を考えている。

固有周期1.0秒の構造減衰が無い1質点モデルに、速度と逆方向に作用する一定の大きさの摩擦抵抗力を作用させた場合の応答を図-1.9.4に示す。摩擦力の作用方向が変わる瞬間、応答加速度にはギャップが生じ、応答変位は直線的に減衰する。

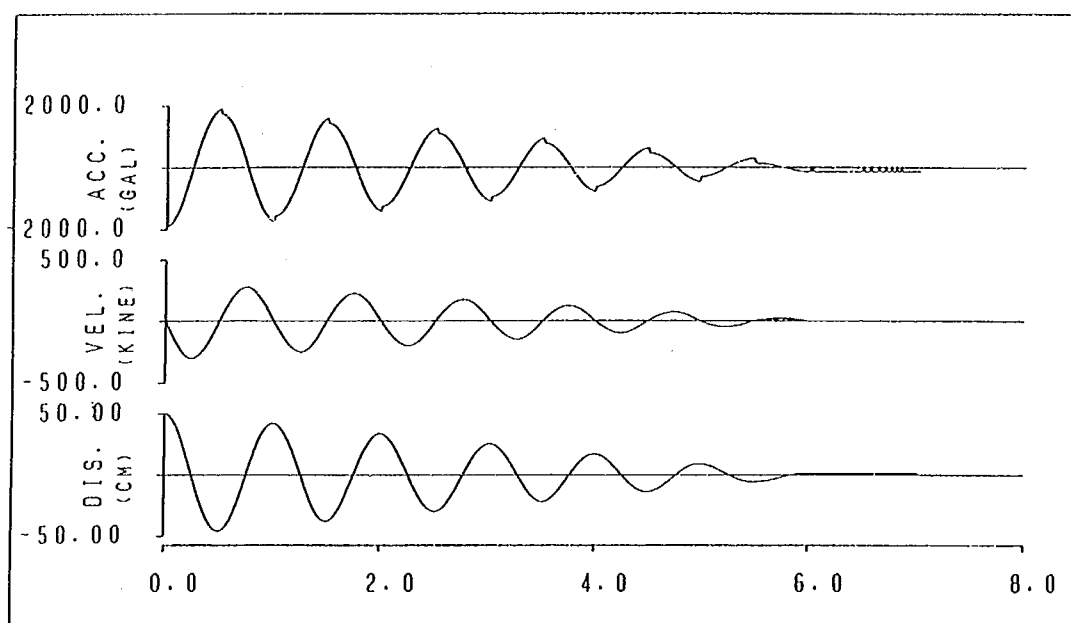


図-1.9.4 摩擦減衰が作用する1質点モデルの応答

c) 減衰舗装の振動台実験

斜張橋模型に摩擦スラブ模型を添加して振動台実験を行う。斜張橋模型は2径間連続、2面吊り、斜材の張り形状はファン形、主塔部における主桁支持状態はフローチングである。

摩擦スラブの実験では、制振力の発生源を摩擦スラブに限定するため、桁端支持状態をフリーとして行う。実験概要は以下の通りとする。まず、摩擦スラブの特性試験を行う。主桁を引く力を徐々に上げて行き、橋体が運動を開始する瞬間の静止摩擦を計測する。また、主桁を強制的に変形させ、一挙に解放し、その後の橋体の運動、摩擦スラブに作用する摩擦力を計測する。次に振動台を動かして、長大斜張橋に減衰舗装を適用した場合の免震効果確認試験を行う。振動台で正弦地動を入力して橋体の運動、摩擦スラブに作用する摩擦力を計測する。また、振動台で地震動を入力して

橋体の運動、摩擦スラブに作用する摩擦力を計測する。

実機の摩擦スラブの厚さは10～15cm程度、P C斜張橋主桁の充実版換算厚を80cm程度と考えると摩擦スラブ模型を設計する。ただし、使用区間を一部とする方法、表面に瀝青材を使用して軽量化する方法で、摩擦スラブの重量また摩擦制振力を広い範囲で調整できると考えている。

(5) 今後の課題

摩擦スラブの特性試験、振動台実験を行い、試験の結果を取り込んだ上で実用化の再検討を行う必要がある。

<研究担当> (株) ピー・エス

1.10 桁端マスダンパーの開発

(1) 開発の背景と目的

TMD (Tuned Mass Damper)は、建築構造物や塔状構造物の制振対策として多くの実績がある。ただし、TMDは風のように定常振動とみなせる外力に対しては有効であるが、衝撃波タイプの地震外力に対しては最大応答値の低減効果が小さく、実構造物への適用においても風による振動対策が主目的とされてきた。また、AMD (Active Mass Damper) は、土木分野においては、施工時の制振対策には実績があるものの、完成後の制振対策にはメンテナンスの面から採用されにくい。

ところで、橋梁の耐震に関して重要な質量は主桁であり、主桁はその両端部で地盤（橋台）に接している。そこで、本研究では橋台に反力をとることでTMDの制御力を増幅させる桁端ダンパー機構を開発し、パッシブタイプのTMD系ダンパーを地震対策へも用途展開していくことを図る。

(2) 開発項目と内容

長大橋の地震応答の低減を目的として、TMDを基本としてインテリジェント化を図った桁端ダンパー機構の開発を行う。このダンパーの特徴は、橋台に反力を取り、桁端変位を利用してTMDの制御力を増幅させるところにある。本装置の開発に当っては、固有周期が1～2秒程度のPC橋の橋軸方向の震動制御を主眼とする。装置の開発目標は構造物の変位応答の3割減とし、小型模型を用いた振動実験によりその効果を検証する。その後、多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、断面力や変位の低減効果を検討し、最後にプロトタイプ橋梁に対する試設計を行う。

(3) 開発の工程

開発の工程は表-1.10.1に示す通りであり、平成6年度は模型振動台実験を行った。

表-1.10.1 開発の工程

	平成5年度	平成6年度	平成7年度
動作原理の検討			
模型実験による 制震効果の確認			
プロトタイプ橋梁 の選定			
地震応答解析			
ダンパーの試設計			
ま と め			

(4) 平成6年度の研究成果

1) 振動台実験の目的

昨年度の研究では、桁端マスダンパーの動作原理の考案、力学モデルと運動方程式の定式化、最適調整法の提示、地震応答解析による制震効果の概略検討を既に行った。そこで本年度は、動力学モデルの検証と制震効果の確認を目的として模型振動台実験を行うものである。

2) 実験の概要

まず、被制震対象である橋梁構造は、1自由度振動系となるような単純な模型とする。これは、実験の第1の目的が桁端マスダンパー自体の力学モデルの検証であることから、橋梁模型が単純である方が実験結果の考察は容易であること、装置を精度良く作製するためには縮尺率の大きな模型であることが望まれ、橋梁模型を複雑にすることは避けたかったことによる。したがって、橋脚、橋台、橋桁、地盤等の位置関係は全く無視することにする。また、ダンパー部の模型についても、力学モデルは忠実に表現させるが、実橋に適用する際に必要となる様々なアライメントは無視することとした。表-1.10.2に実験の相似率を示す。

加振は桁端マスダンパーが有効な水平1方向に行うこととし、加振波には表-1.10.3に示す4つの強震記録を用いた。ここで、模型の周期の相似率に合わせて、地震波の時間軸は2/3に縮めて使用している。振幅については、応答が計測器の測定レンジにおさまる範囲で可能な限り大きくとることとし、地震波毎に試行しながら決定した。

実験ケースは、地震波毎に桁端マスダンパーによる制震と無制震の2ケース行った。また、実験結果から、次の2項目に関して考察を与えることとする。

- ① 実験を数値計算によってシミュレートし、実験値と計算値の比較により、計算に用いた動力学モデルを検証する。
- ② 制震と無制震のケースの比較から、桁端マスダンパーの制震効果を確認する。

表-1.10.2 実験の相似率（主構造物諸元の比較）

	相 似 率	実構造物	実験模型
重量 W	1/1,300	7,500 tf	5.75 tf
剛性 K	1/600	16,000 tf/m	27.2 tf/m
周期 T	2/3	1.4 sec	0.923 sec

表-1.10.3 加振に用いた地震波

	強 震 記 録 名	加振波の最大加速度
1	Taft 記録 (EW成分), Arvin-Tahachapi 地震 (1952.7.21)	150 gal
2	El Centro 記録 (NS成分), Imperial Valley 地震 (1940.5.18)	150 gal
3	神戸海洋気象台記録 (NS成分), 兵庫県南部地震 (1995.1.17)	150 gal
4	神戸大学記録 (NS成分), 兵庫県南部地震 (1995.1.17)	50 gal

3) 実験模型

表-1. 10. 4 に模型の諸元、図-1. 10. 1 模型の全体図を示す。また、写真-1. 10. 1 は模型を振動台上に設置した状況である。

まず、主構造である橋梁部の模型は、前述の通り 1 自由度振動系となるように製作している。質量はコンクリート版でとり、剛性は図-1. 10. 2 に示す既製品のゴム支承 4 個で設計値を満足させている。

次に、ダンパー部の設計を以下のように行

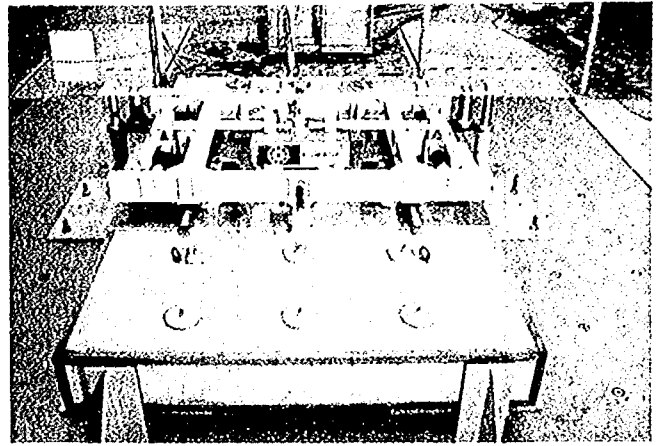


写真-1. 10. 1 模型設置状況

表-1. 10. 4 模型諸元 (設計値)

	主 構 造	TMD*	反力フレーム**	備 考
重 量	$W_s = 5.75 \text{ tf}$ (コンクリート版)	$W_T = 0.25 \text{ tf}$ (鋼塊)	$W_{T'} = 0.065 \text{ tf}$ (軽みぞ形鋼)	* $\mu = 0.043$ ** $\mu' = 0.011$
剛 性	$K_s = 27.2 \text{ tf/m}$ (ゴム支承)	$K_T = 0.611 \text{ tf/m}$ (コイルバネ)	$K_{T'} = 0.307 \text{ tf/m}$ (コイルバネ)	
振 動 数	$f_s = 1.08 \text{ Hz}$	$f_T = 0.78 \text{ Hz}$	$f_{T'} = 1.08 \text{ Hz}$	* $\nu = 0.72$ ** $\nu' = 1.00$
減衰定数	$h_s = 0.03$ (自由振動実験)	$h_T = 0.32$ (オイルダンパー)	$h_{T'} = 0.01$ (仮定)	
アーム比	$\alpha = 2$			

った。すなわち、TMDと主構造の質量比を $\mu=0.043$ 、桁端マスダンパーを特徴付けるてこのアーム比を $\alpha=2$ とし、これに反力フレームの効果を加味して最適調整し、TMDの剛性と減衰を決定した。ここで、最適調整の方法は平成5年度報告書のとおりである。

TMDの重錘は鋼塊としているが、その摺動部分の摩擦を如何に少なくするかが重要である。試行錯誤の結果、図-1. 10. 3 に示すように、ラジアルベアリング 4 個により転がり支持させることとした。同時に直動性を確保するために、ラジアルベアリング 4 個を横向きに取り付け、そのガイドとして側壁を立ちあげた。反力フレームを固定して、TMDの重錘とバネのみを取付けて自由振動実験を行った結果、減衰定数は0.03であり、摩擦減衰を無視できる程度に抑えることができた。写真-1. 10. 2 はTMD重錘部の取付け状況である。

TMD部のバネおよびダンパーに関しては、ストロークを押さえて製作可能な寸法に納めるために、てこを介して取付けることとした。てこ比を a 、バネの個数を n 、設計バネ常数を k とすると、個々のバネに求められるバネ常数は $a^2 k/n$ で与えられる。ここでは、てこ比を $a=5$ 、バネの個数を $n=4$ とし、表-1. 10. 5(a)に示すコイルバネを用いることとした。同様にして、ダンパーについても、てこ比を $a=5$ 、個数を $n=2$ 、設計減衰係数を $c=0.808 \text{ kgf} \cdot \text{sec/cm}$ とし、図-1. 10. 4

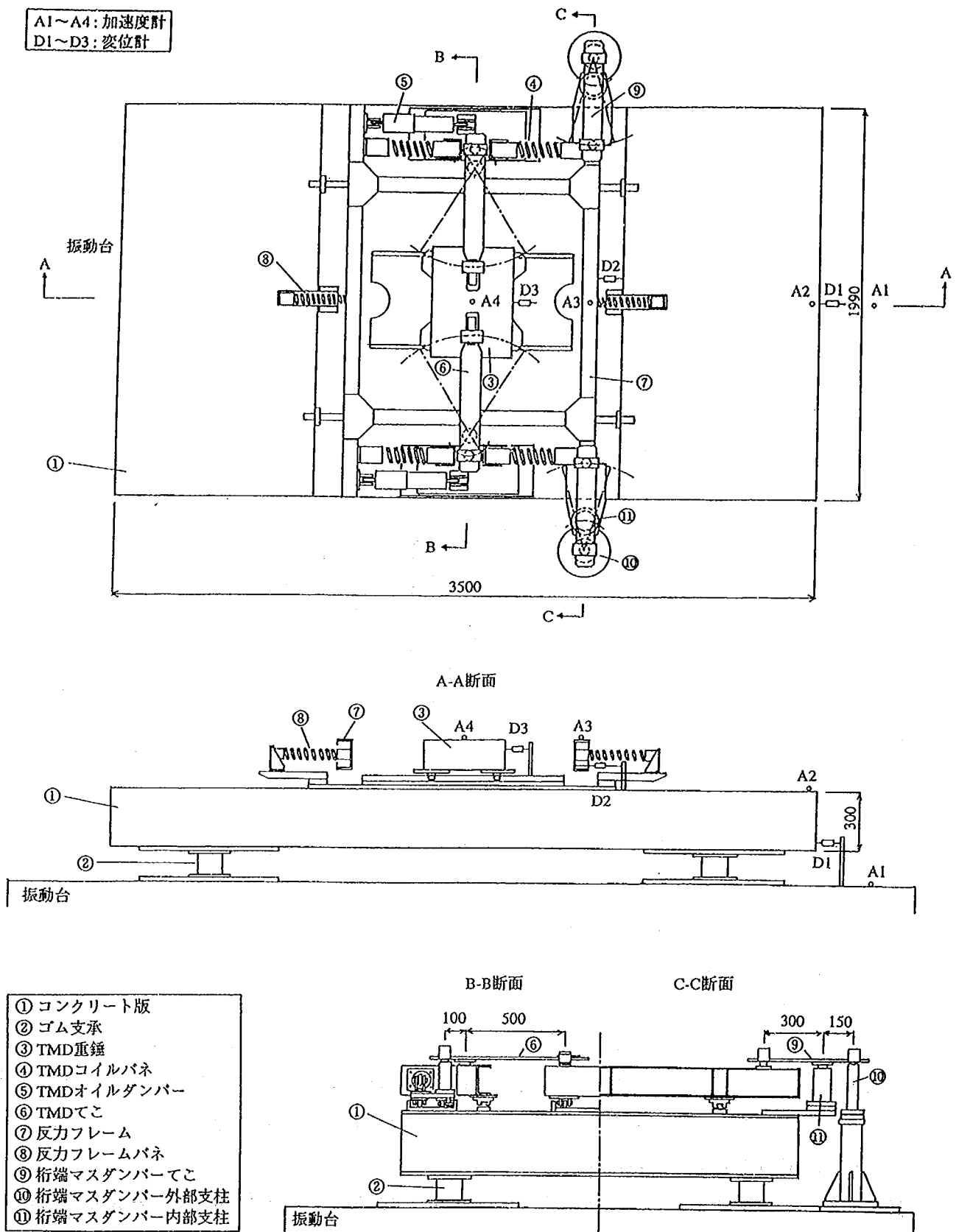


図-1.10.1 実験模型および計測器配置

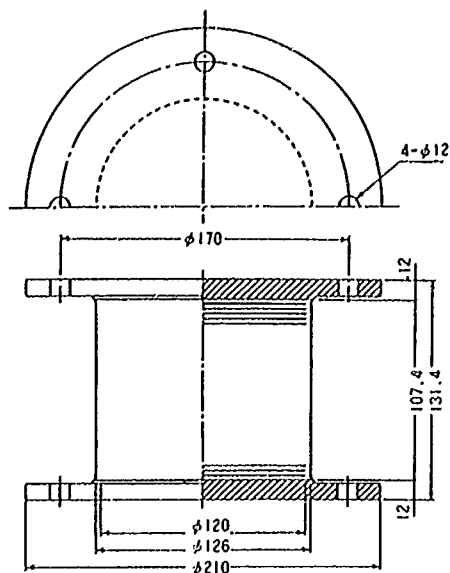


図-1.10.2 ゴム支承 (MRB4000K; 68kgf/cm)

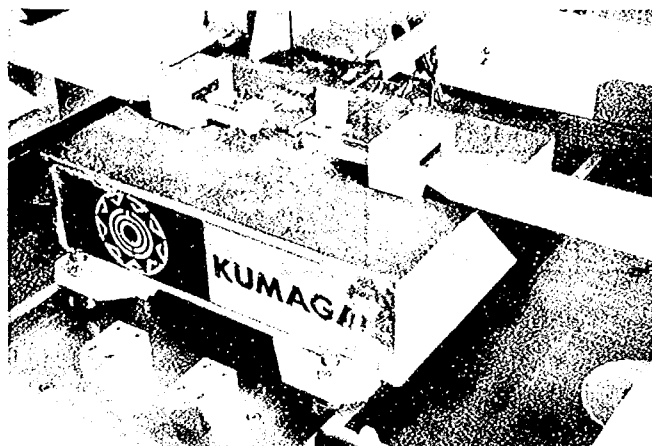


写真-1.10.2 TMD重錘部

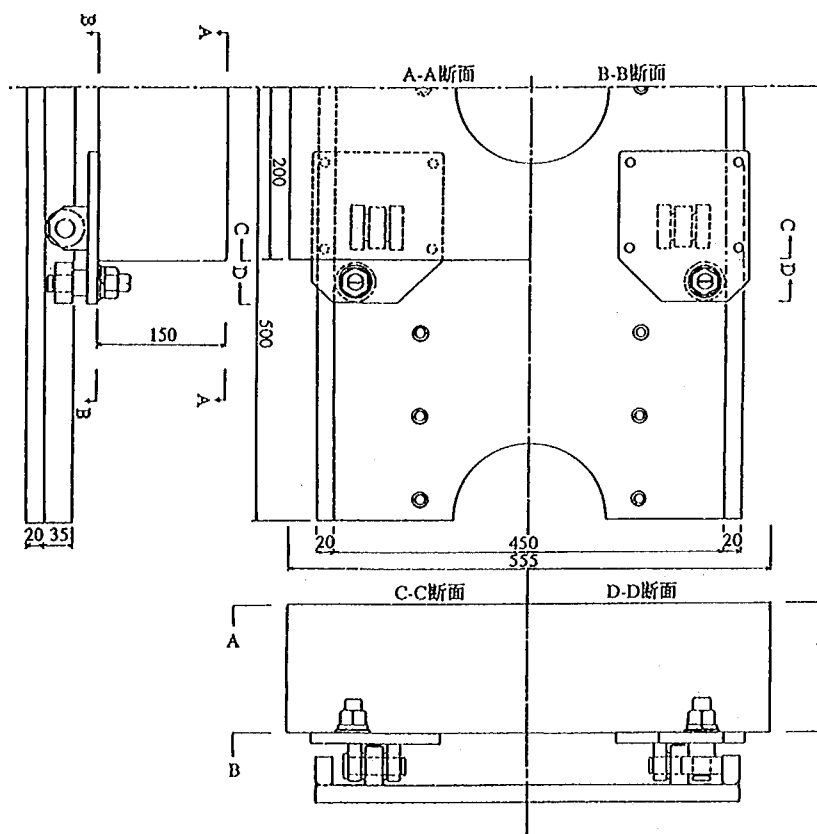


図-1.10.3 TMD重錘の摺動部

に示すオイルダンパー（単体で $c=10\text{kgf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ ）を用いた。また、コイルバネとオイルダンパーの取付け架台は、図-1.10.5および写真-1.10.3に示す通りであり、重錘部と同様にラジアルベアリングを用いて転がり支持と直動案内を行わせるとともに、浮上がり防止のための治具も備付けた。

反力フレームは軽みぞ形鋼(150×75×75×4.5)で作製し、加振方向にスライドできるようにリニヤガイド上に設置し、コンクリート版との間には表-1.10.2(b)のコイルバネ2本を配置した。

表-1.10.5 コイルバネの諸元

	(a) TMD部	(b)反力フレーム部
材 料	SUP6	SUP6
線 径	$\phi 10$ 鋼線	$\phi 4$ 鋼線
中 心 径	$\phi 60$ 鋼線	$\phi 40$ 鋼線
有効巻数	12	26
ピ ッ チ	17 鋼線	10 鋼線
自由高さ	204 鋼線	260 鋼線
バネ定数	3.82 kgf/鋼線	0.154 kgf/鋼線

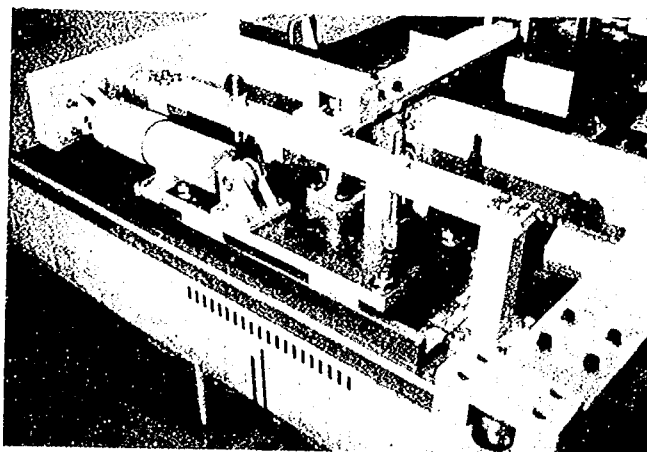


写真-1.10.3 TMD部のバネ・ダンパーの取付け架台

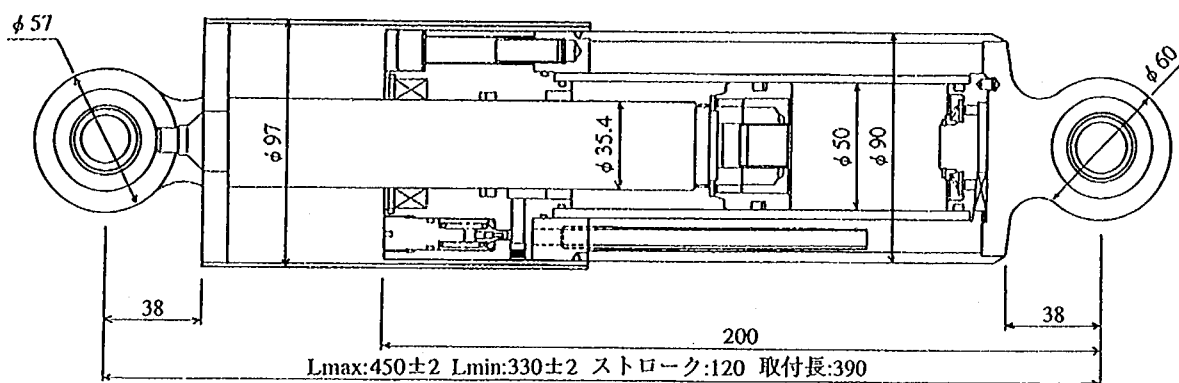


図-1.10.4 TMD部のオイルダンパー

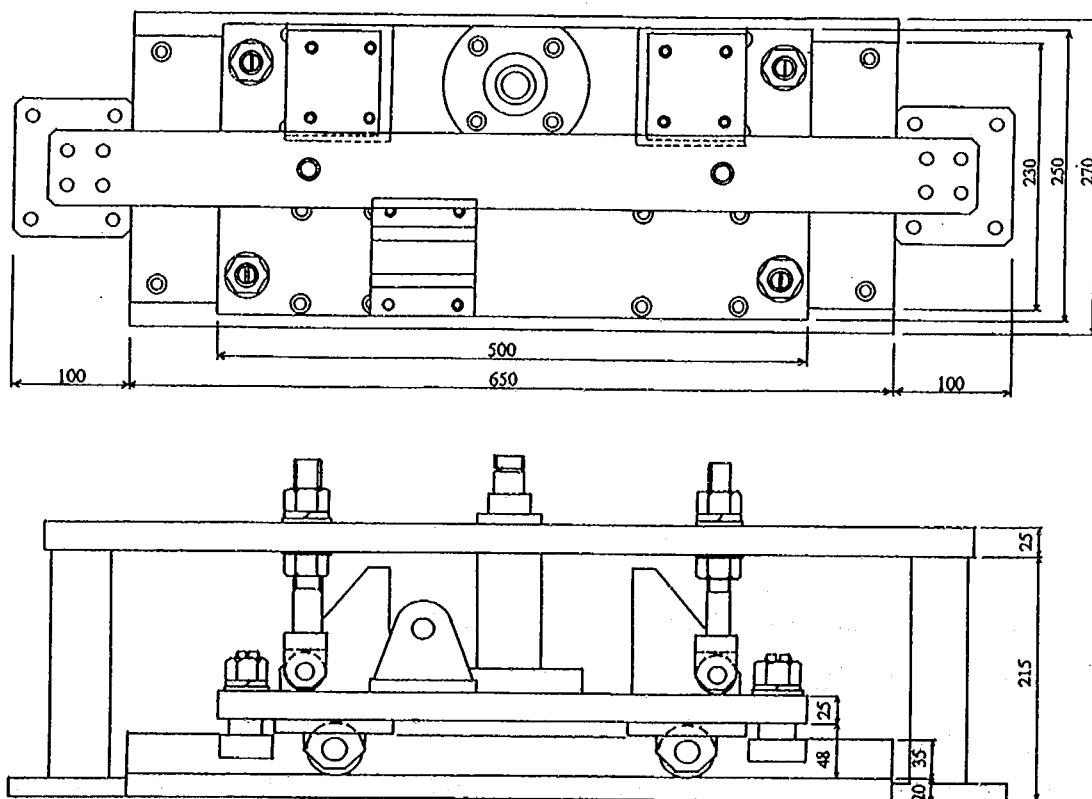


図-1.10.5 TMD部のコイルバネとオイルダンパーの取付け架台

桁端マスダンパーを特徴付けるてこは、図-1. 10. 1 に示したように、加振方向と直角方向に向けて、左右に1本ずつ水平に配置した。これらは、振動台から立ち上げたポール、コンクリート版に取付けた治具、および反力フレーム上の3点で、ラジアルベアリングを介して固定している。

4) 計測

計測項目は加速度と相対変位とし、図-1. 10. 1 に示した位置に計測器を配置した。加速度計は振動台 (A1)、コンクリート版 (A2)、反力フレーム (A3)、およびTMD重錘 (A4) 上の4点、変位計は振動台～コンクリート版 (D1)、コンクリート版～反力フレーム (D2)、コンクリート版～TMD重錘間の3ヶ所である。

5) 実験値と解析値の比較

各実験ケースについて、振動台上で計測された加速度を入力波に用い、表-1. 10. 4 に示した設計値のモデルに対して地震応答解析を行った。運動方程式は、主構造物とTMD重錘の2自由度振動系として与えられ、これについては平成5年度の研究成果として示している。実験値と解析値の最大値の比較を表-1. 10. 6に、波形の比較を図-1. 10. 6～1. 10. 9に示す。以下、加振波毎に実験値と解析値を比較してみる。

① Taft, BW (最大値：表-1. 10. 6(a), 波形：図-1. 10. 6)

まず、表-1. 10. 6(a)の最大加速度についてみると、TMD重錘では実験値と解析値は3%の差であり、良く一致しているのに対し、コンクリート版と反力フレームでは45%も違う。これについて、図-1. 10. 6(a)の加速度波形をみると、重錘は比較的長周期な波形であるのに対し、コンクリート版と反力フレームでは短周期成分が顕著であり、特に反力フレームにおいて著しい。長周期成分はコンクリート版とゴム支承からなる主構造物系の応答であり、短周期成分はフレームの曲げ振動によるものであると考えられる。後者については解析では考慮されていないので、実験値と大きな最大加速度の差が生じたものと思われる。加速度波形の長周期成分に限って見れば、解析値と実験値は良く一致しているといえる。次に、表-1. 10. 6(a)の最大相対変位についてみると最大でも6%の違いしかない。図-1. 10. 6(b)の変位波形を見ると、短周期成分が相対的に小さくなり、実験値と解析値が良く一致していることがわかる。

このように、解析で考慮していない反力フレームの曲げ振動成分を除いて考えれば、解析により実験を良くシミュレートできたといえる。

② Bl Centro, NS (最大値：表-1. 10. 6(b), 波形：図-1. 10. 7)

①のケースと同様であり、図-1. 10. 7の波形において、短周期成分を除いてみれば、実験値と解析値は良く一致している。表-1. 10. 6(b)の最大加速度についてみると、実験値と解析値はコンクリート版、反力フレームおよびTMD重錘においてそれぞれ31, 3, 1%の差である。反力フレームについては、偶然に絶対値としてほぼ同じ数値になったにすぎず、実験で計測された短周期成分は解析では現れていない。同表の最大相対変位についてみると、コンクリート版の変位の違いが15%と比較的大きいが、これと等価な（コンクリート版の変位の2倍になる）反力フレームの変位は6%の違いである。また、TMD重錘の変位については6%の違いである。

表-1.10.6 実験値と解析値の最大応答値の比較

(a) Taft EW (150gal)

		実験計測値	解析値	解析値/実験値
加速度	振動台	157.0 gal (2.461sec)		
	コンクリート版	109.1 gal (6.076sec)	-62.9 gal (4.576sec)	0.576
	反力フレーム	688.1 gal (6.143sec)	-382.2 gal (2.461sec)	0.555
	T M D 重錘	187.6 gal (5.496sec)	-193.6 gal (2.535sec)	1.032
相対変位	振動台 ～コンクリート版	12.89 mm (5.236sec)	13.61 mm (4.656sec)	1.056
	コンクリート版 ～反力フレーム	-27.25 mm (5.256sec)	27.22 mm (4.656sec)	0.999
	コンクリート版 ～T M D 重錘	-58.20 mm (5.483sec)	-56.65 mm (5.463sec)	0.973

(b) El Centro NS (150gal)

		実験計測値	解析値	解析値/実験値
加速度	振動台	255.0 gal (1.414sec)		
	コンクリート版	-91.9 gal (2.061sec)	63.1 gal (4.002sec)	0.687
	反力フレーム	536.9 gal (1.668sec)	-553.6 gal (1.414sec)	1.031
	T M D 重錘	209.6 gal (4.369sec)	206.8 gal (4.289sec)	0.987
相対変位	振動台 ～コンクリート版	-13.97 mm (4.069sec)	15.99 mm (3.635sec)	1.145
	コンクリート版 ～反力フレーム	30.08 mm (3.648sec)	31.98 mm (3.635sec)	1.063
	コンクリート版 ～T M D 重錘	-76.66 mm (4.389sec)	-71.72 mm (4.349sec)	0.935

(c) 神戸海洋気象台 (150gal)

		実験計測値	解析値	解析値/実験値
加速度	振動台	-181.8 gal (3.395sec)		
	コンクリート版	-98.6 gal (3.669sec)	70.3 gal (3.302sec)	0.713
	反力フレーム	472.8 gal (3.415sec)	477.3 gal (3.348sec)	1.009
	T M D 重錘	-266.1 gal (5.023sec)	-267.2 gal (5.009sec)	1.004
相対変位	振動台 ～コンクリート版	-16.99 mm (4.235sec)	-15.35 mm (3.335sec)	0.904
	コンクリート版 ～反力フレーム	-33.50 mm (4.215sec)	-30.71 mm (3.335sec)	0.916
	コンクリート版 ～T M D 重錘	-78.61 mm (4.536sec)	71.35 mm (5.029sec)	0.908

(表-1.10.6 の続き)

(d) 神戸大学 (50gal)

		実験計測値	解析値	解析値/実験値
加速度	振動台	-70.8 gal (3.702sec)		
	コンクリート版	67.0 gal (5.936sec)	72.2 gal (5.936sec)	1.078
	反力フレーム	284.2 gal (5.983sec)	226.3 gal (5.956sec)	0.796
	T M D 重錘	208.6 gal (6.256sec)	210.8 gal (6.196sec)	1.010
相対変位	振動台 ～コンクリート版	-16.90 mm (6.030sec)	-16.40 mm (6.003sec)	0.970
	コンクリート版 ～反力フレーム	-33.79 mm (6.016sec)	-32.81 mm (6.003sec)	0.971
	コンクリート版 ～T M D 重錘	-68.85 mm (6.283sec)	-60.86 mm (6.243sec)	0.884

③ 神戸海洋気象台, NS (最大値: 表-1.10.6(c), 波形: 図-1.10.8)

図-1.10.8 の波形をみると、①、②のケースと比較して短周期成分の影響が小さいことがわかる。このため、表-1.10.6(c)の最大加速度においても、実験値と解析値はコンクリート版、反力フレームおよびTMD重錘においてそれぞれ29, 1, 0%の差となっている。また、最大相対変位では8～10%程度の差である。

④ 神戸大学, NS (最大値: 表-1.10.6(d), 波形: 図-1.10.9)

図-1.10.9 の波形をみると、短周期成分の影響は③のケースとほぼ同様であるといえる。表-1.10.6(d)の最大加速度では、実験値と解析値はコンクリート版、反力フレームおよびTMD重錘においてそれぞれ8, 20, 1%の差である。また、最大相対変位では、順に3, 3, 12%の差である。

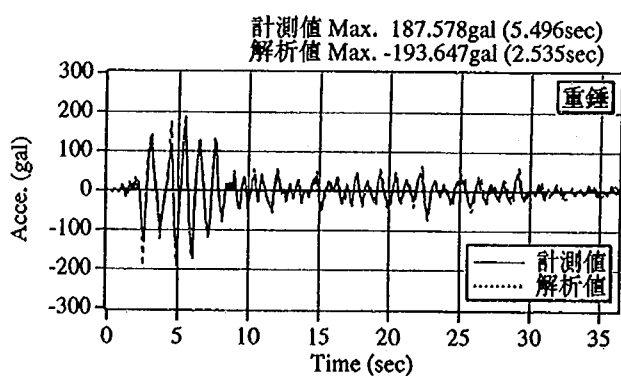
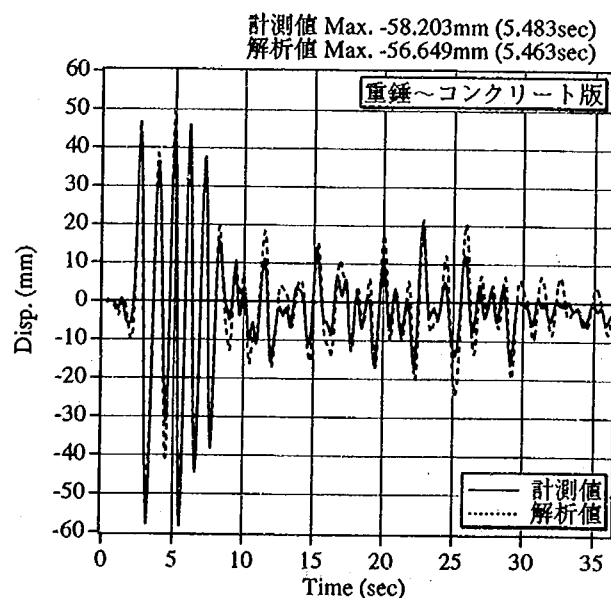
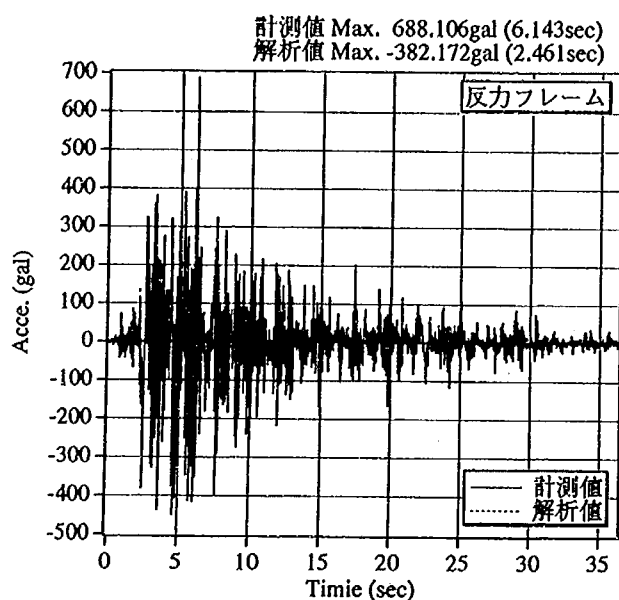
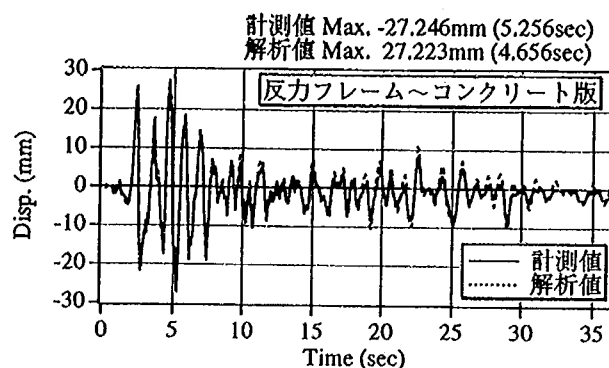
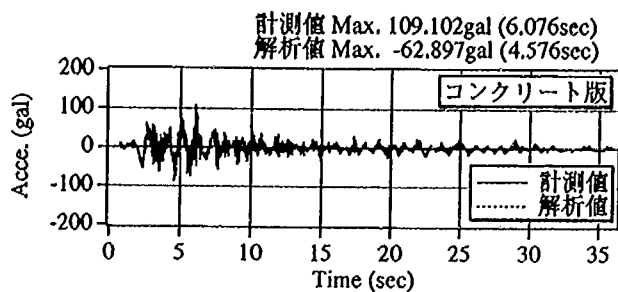
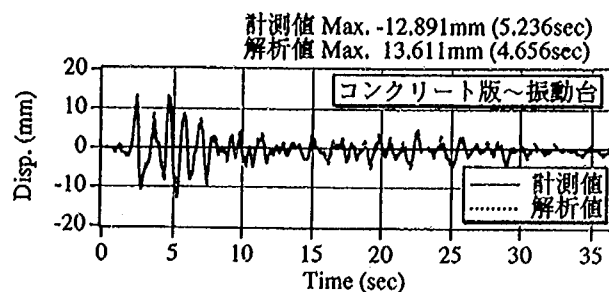
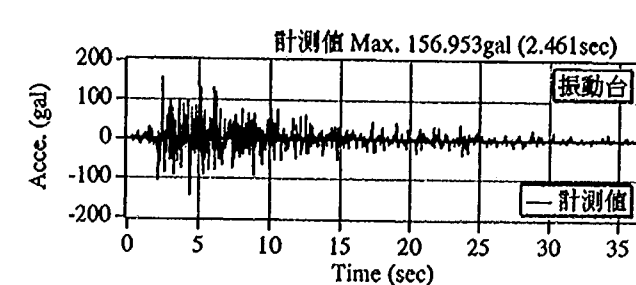
以上の結果をまとめれば次のとおりである。強震記録4波を加振波に用い、桁端マスダンパーを取付けた橋梁模型の振動台実験で得られた応答波は、昨年度に定式化した動力学モデルで十分に説明できることが示された。また、このモデルで考慮されていない反力フレームの曲げ振動を除いて考えれば、模型設計時の諸元を用いた解析と実験の最大応答値の違いは概ね10%程度であった。このことは、縮小模型ではあるものの、設計で期待する性能を有する装置が実際に製作可能であることを示している。

6) 桁端マスダンパーによる制震効果

桁端マスダンパーにより制震しているケースと無制震のケースとの比較を通して、その制震効果を評価する。また、同じ質量比で最適調整された在来TMDの地震応答解析を行い、これとの比較も同時に行う。3ケースの最大値の比較を表-1.10.7に、相対変位波形の比較を図-1.10.10～1.10.13に示す。以下、加振波毎に制震効果をみてみる。

① Taft, BW (最大値: 表-1.10.7(a), 波形: 図-1.10.10)

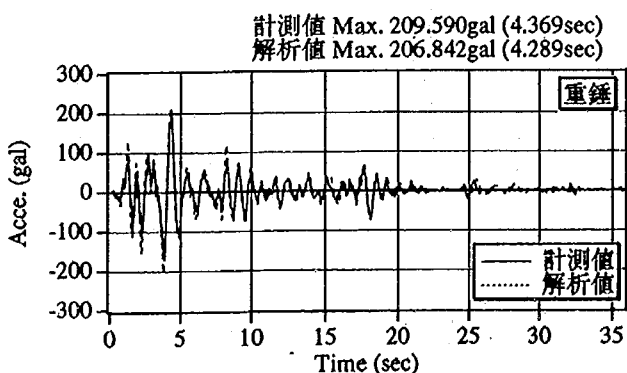
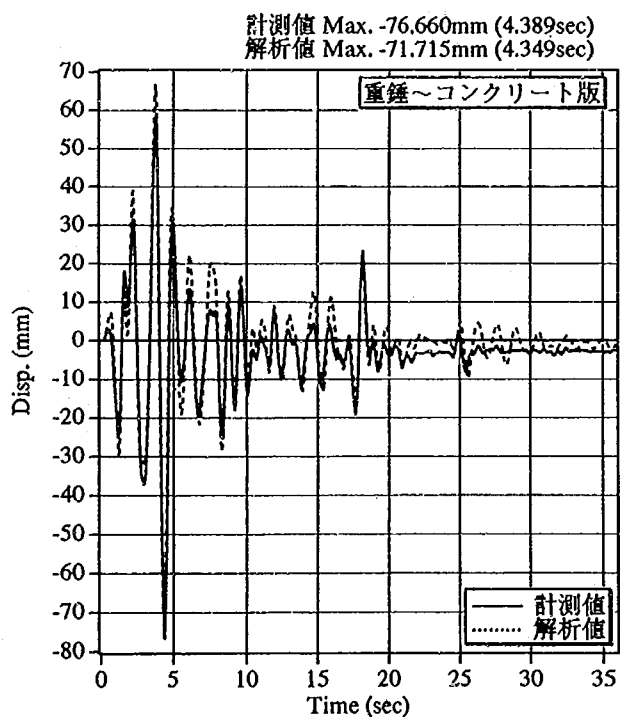
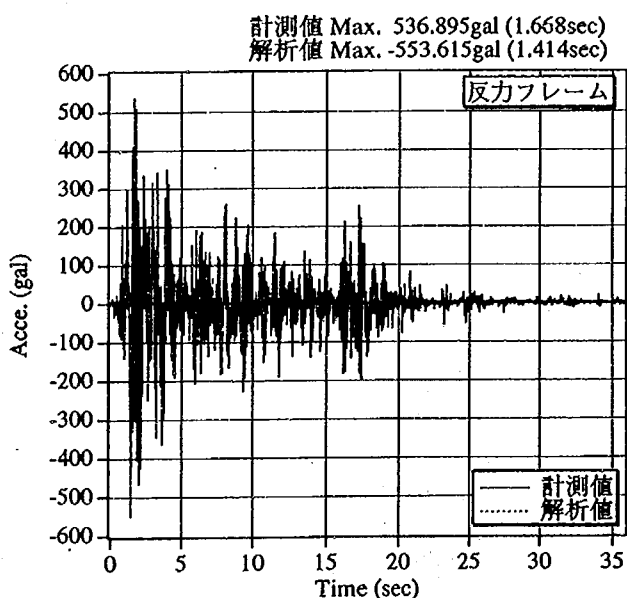
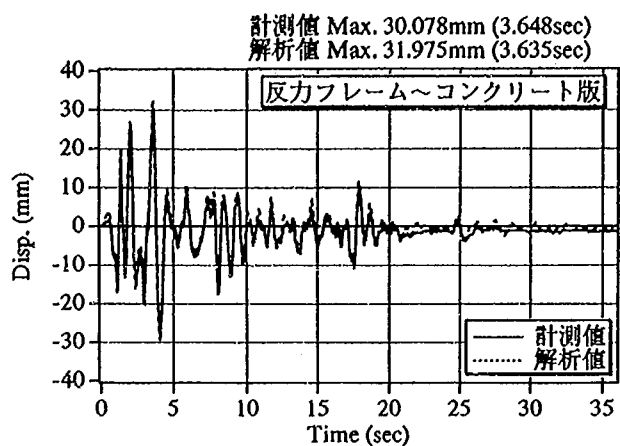
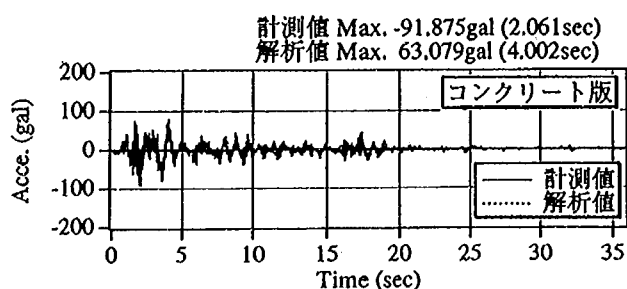
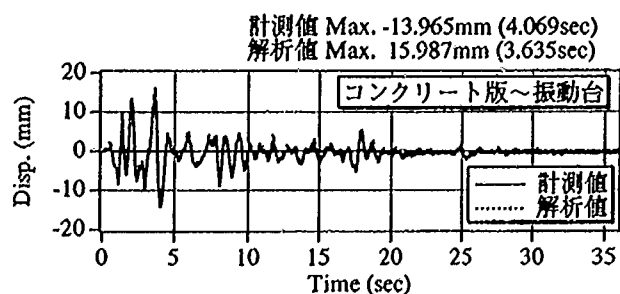
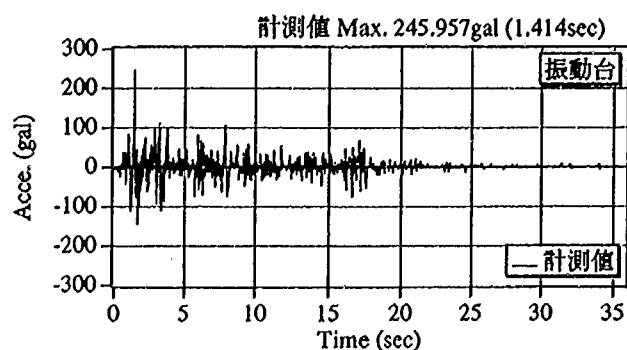
まず、表-1.10.7(a)において主構造であるコンクリート版の最大加速度についてみると、無制



(a) 加速度波形

(b) 変位波形

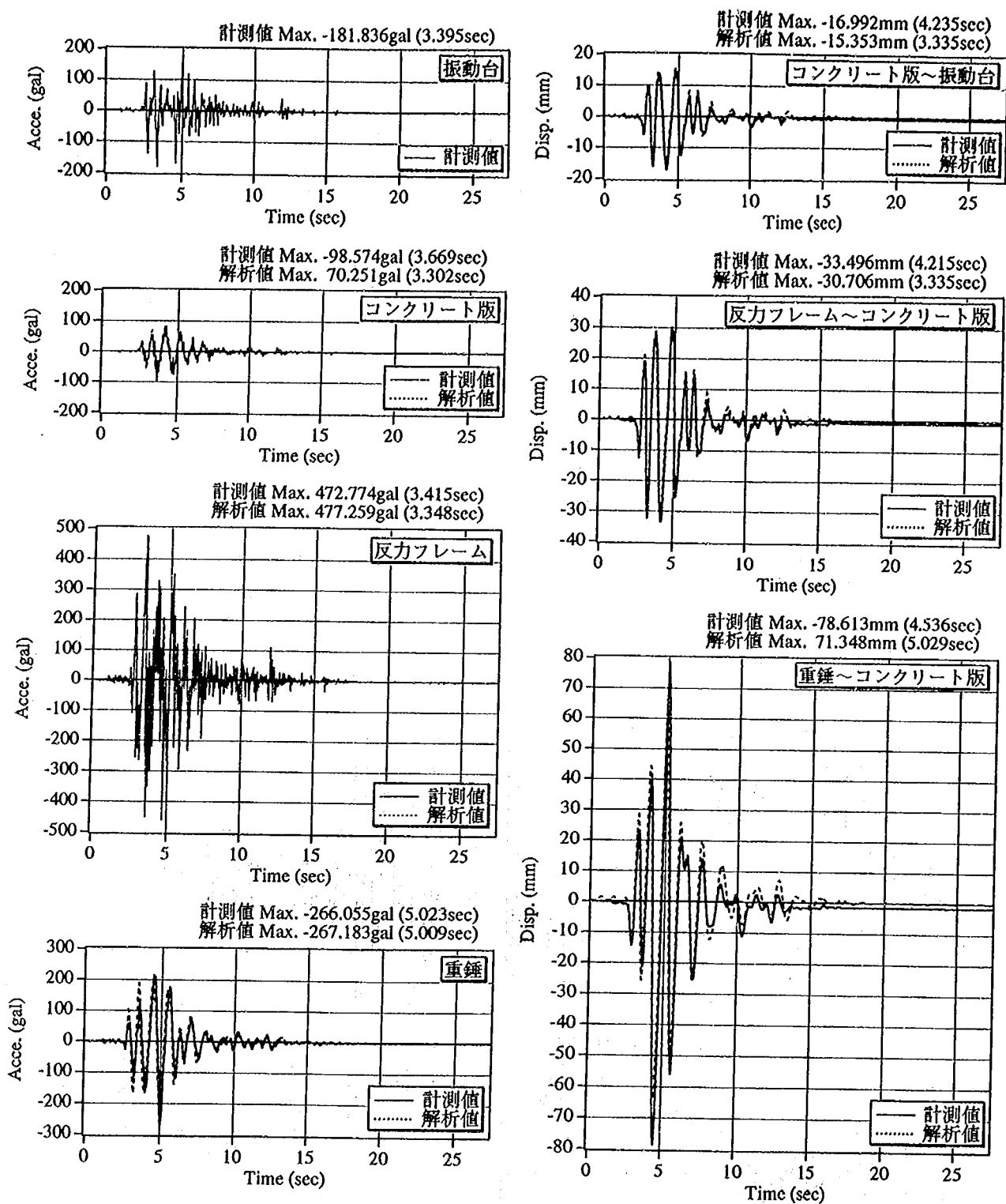
図-1.10.6 実験と解析の波形の比較 ① Taft BW (150gal)



(a) 加速度波形

(b) 変位波形

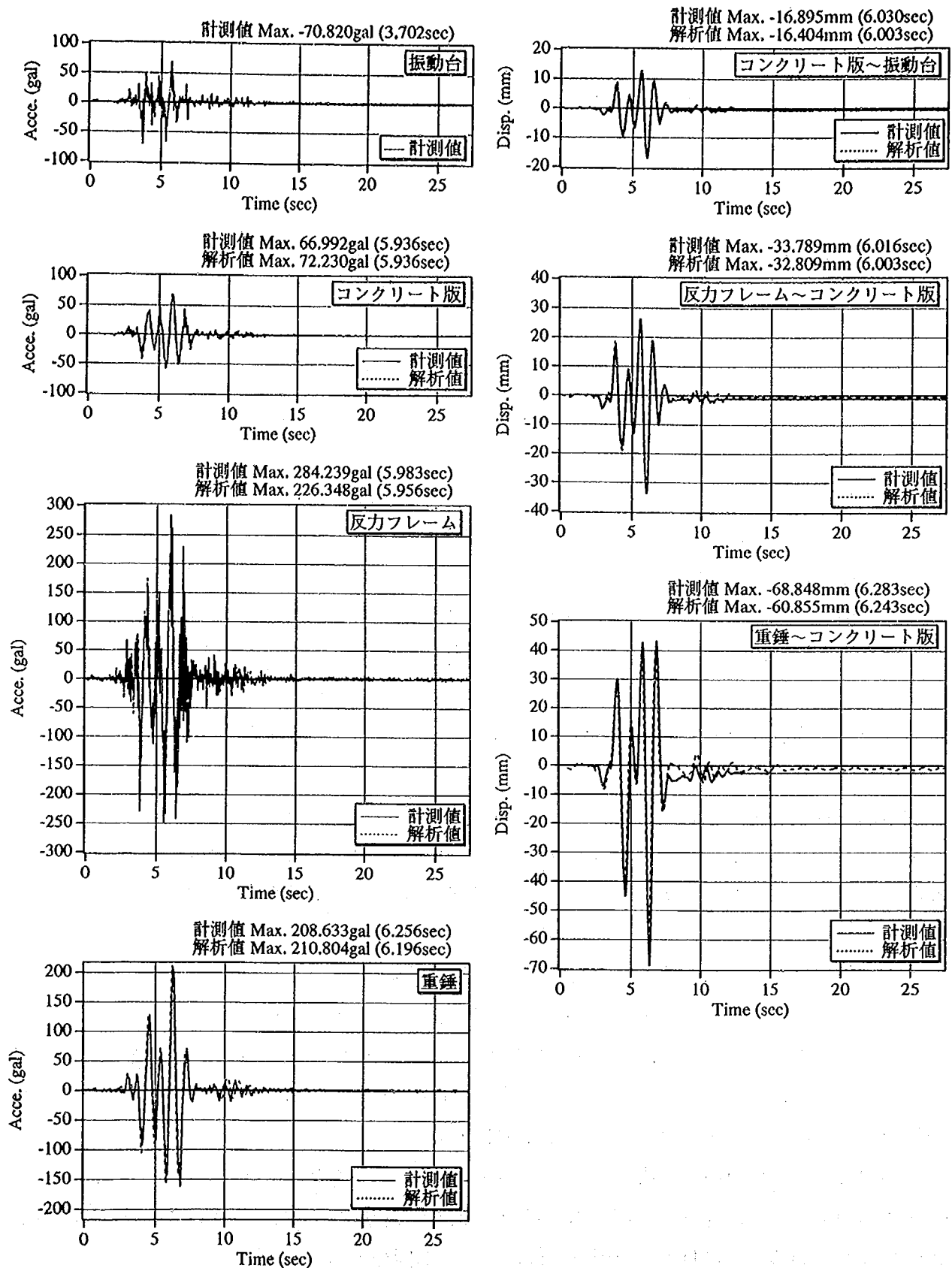
図-1.10.7 実験と解析の波形の比較 ② B1 Centro NS (150gal)



(a) 加速度波形

(b) 変位波形

図-1.10.8 実験と解析の波形の比較 ③神戸海洋気象台 NS (150gal)



(a) 加速度波形

(b) 変位波形

図-1.10.9 実験と解析の波形の比較 ④神戸大学 NS (50gal)

震を基準にとったとき、在来TMDで18%減、桁端マスダンパーで10%減である。ただし、前述の通り、反力フレームの曲げ振動に起因する短周期成分の影響が大きいので、これが直接制震効果を現しているとはいえない。次に、コンクリート版の最大変位から制震効果をみると、在来TMDで12%減、桁端マスダンパーで50%減である。

TMD重錘の加速度はマスダンパー型の制震装置の制震力の源であるが、桁端マスダンパーは在来TMDの64%である。つまり、そもそもは小さな制震力でも、てこによって増幅する結果として大きな制震効果が得られるという桁端マスダンパーの特徴を示している。また、TMD重錘の相対変位についてみると、桁端マスダンパーは在来TMDの87%で納まっている。

図-1. 10. 10は、変位波形の比較を示したものである。コンクリート版の変位についてみると、在来TMDでは6 sec程度まで増大しているのに対し、桁端マスダンパーでは3 sec程度でほぼ最大値に達している。このことは、TMD重錘の変位にも現れており、桁端マスダンパーでは早い時刻から大きく動いていることがわかる。

② El Centro, NS (最大値：表-1. 10. 7(b), 波形：図-1. 10. 11)

表-1. 10. 7(b)においてコンクリート版の最大加速度は、在来TMDで2%増、桁端マスダンパーで3%減で、①と同様に短周期成分の影響が大きい。コンクリート版の最大変位は、在来TMDで5%増、桁端マスダンパーで31%減である。TMD重錘の加速度については、桁端マスダンパーは在来TMDの97%である。また、TMD重錘の相対変位についてみると、桁端マスダンパーは在来TMDの1.55倍となっている。このように、El Centro 波に対しては、在来TMDでは制震効果がみられないのに対して、桁端マスダンパーでは重錘が運動することで約3割の制震効果を得ているといえる。

図-1. 10. 11は、変位波形の比較を示したものである。コンクリート版の変位についてみると、在来TMDでは5 sec程度まで無制震のケースと変わらないのに対し、桁端マスダンパーでは3.5 sec程度でほぼ最大値に達しており、最大応答を示す4 secでは制震効果が得られる結果となっている。

③ 神戸海洋気象台, NS (最大値：表-1. 10. 7(c), 波形：図-1. 10. 12)

表-1. 10. 7(c)においてコンクリート版の最大加速度は、在来TMDで29%減、桁端マスダンパーで51%減であり、最大変位は、在来TMDで33%減、桁端マスダンパーで54%減である。TMD重錘の加速度については、桁端マスダンパーは在来TMDの64%であり、相対変位については、桁端マスダンパーは在来TMDの84%となっている。

図-1. 10. 12は、変位波形の比較を示したものである。コンクリート版の変位についてみると、在来TMDでは5 sec程度まで増大しているのに対し、桁端マスダンパーでは4 sec程度でほぼ最大値に達している。TMD重錘の相対変位についても同様である。

④ 神戸大学, NS (最大値：表-1. 10. 7(d), 波形：図-1. 10. 13)

③のケースと同様な結果となっている。表-1. 10. 7(d)においてコンクリート版の最大加速度は、在来TMDで26%減、桁端マスダンパーで59%減であり、最大変位は、在来TMDで30%減、桁端マスダンパーで54%減である。TMD重錘の加速度については、桁端マスダンパーは在来TMD

表-1.10.7 桁端マスダンパーおよび在来TMDによる最大応答値の低減効果

(a) Taft BW (150gal)

()内は無制震との比, []内は在来TMDとの比

		無制震(実験)	在来TMD(解析)	桁端マスダンパー(実験)
加速度	コンクリート版	120.6 gal	99.0 gal (0.821)	109.1 gal (0.904)
	T M D 重 錘		293.4 gal	187.6 gal [0.639]
相 対 変 位	振 動 台 ～コンクリート版	-26.86 mm	-22.64 mm (0.876)	-12.89 mm (0.498)
	コンクリート版 ～T M D 重 錘		-67.01 mm	-58.20 mm [0.869]

(b) El Centro NS (150gal)

		無制震(実験)	在来TMD(解析)	桁端マスダンパー(実験)
加速度	コンクリート版	-94.7 gal	96.9 gal (1.023)	91.9 gal (0.970)
	T M D 重 錘		217.0 gal	209.6 gal [0.966]
相 対 変 位	振 動 台 ～コンクリート版	-20.22 mm	-21.26 mm (1.052)	-13.97 mm (0.691)
	コンクリート版 ～T M D 重 錘		-49.45 mm	-76.66 mm [1.550]

(c) 神戸海洋気象台 (150gal)

		無制震(実験)	在来TMD(解析)	桁端マスダンパー(実験)
加速度	コンクリート版	-200.0 gal	141.5 gal (0.707)	-98.6 gal (0.493)
	T M D 重 錘		-413.4 gal	-266.1 gal [0.644]
相 対 変 位	振 動 台 ～コンクリート版	-46.48 mm	-31.04 mm (0.668)	-16.99 mm (0.366)
	コンクリート版 ～T M D 重 錘		94.12 mm	-78.61 mm [0.835]

(d) 神戸大学 (50gal)

		無制震(実験)	在来TMD(解析)	桁端マスダンパー(実験)
加速度	コンクリート版	-161.7 gal	119.0 gal (0.736)	67.0 gal (0.414)
	T M D 重 錘		-302.2 gal	208.6 gal [0.690]
相 対 変 位	振 動 台 ～コンクリート版	-36.52 mm	-25.54 mm (0.699)	-16.90 mm (0.463)
	コンクリート版 ～T M D 重 錘		68.61 mm	-68.85 mm [1.003]

Dの69%であり、相対変位については、桁端マスダンパーは在来TMDの100%となっている。

図-1.10.13は、変位波形の比較を示したものである。コンクリート版の変位についてみると、無制震、在来TMD、および桁端マスダンパーの振幅比は、変位が最大となる6 sec 程度まではほぼ一定である。TMD重錘の相対変位については、桁端マスダンパーの方が在来TMDよりも早

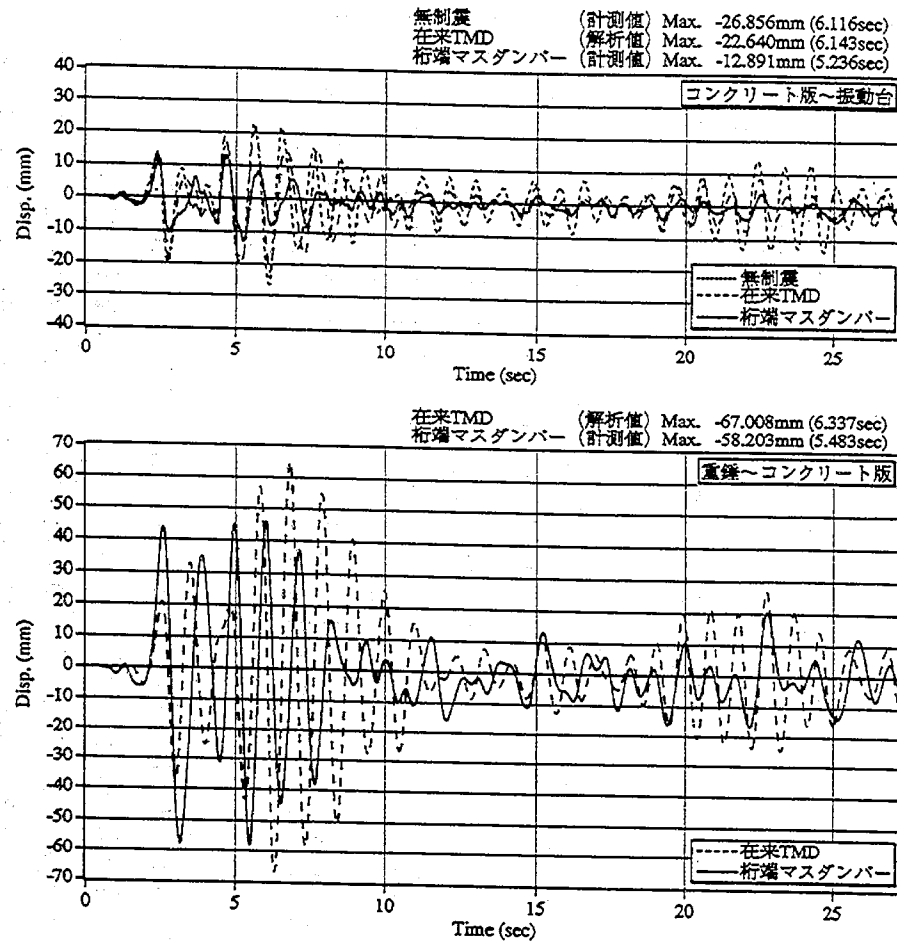


図-1.10.10 制震方法による変位応答の比較 ① Taft BW (150gal)

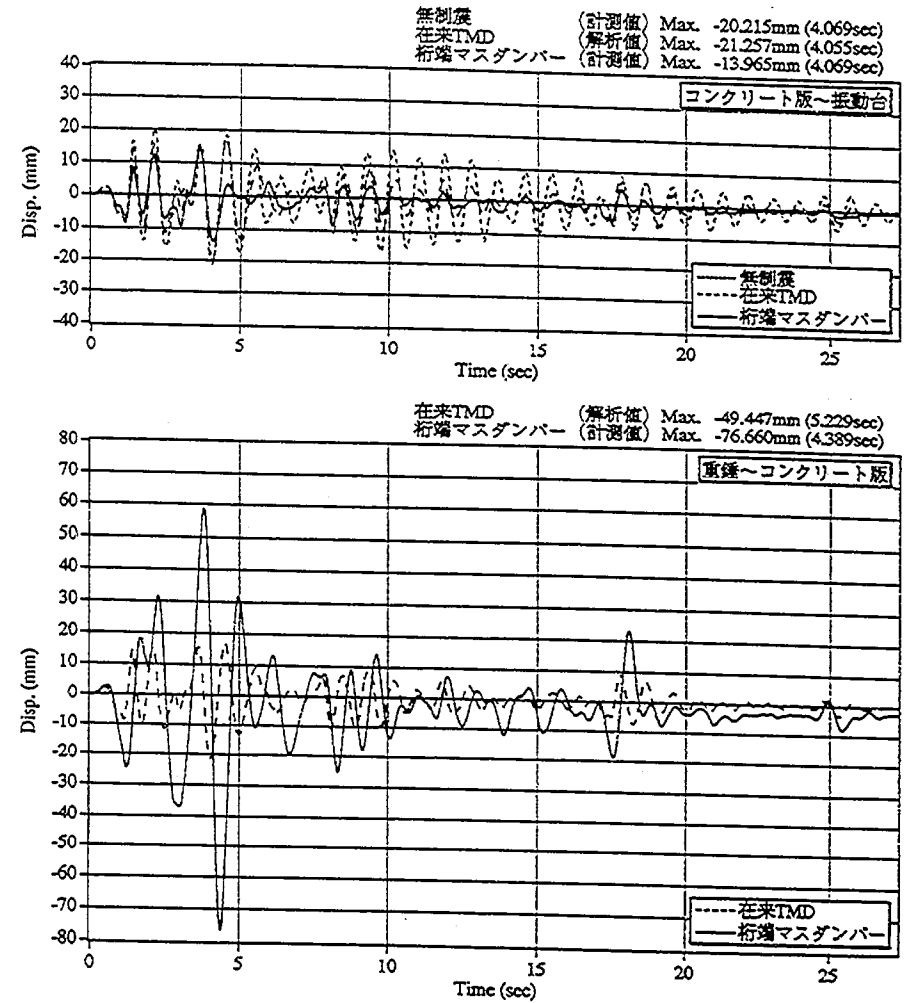


図-1.10.11 制震方法による変位応答の比較 ② El Centro NS (150gal)

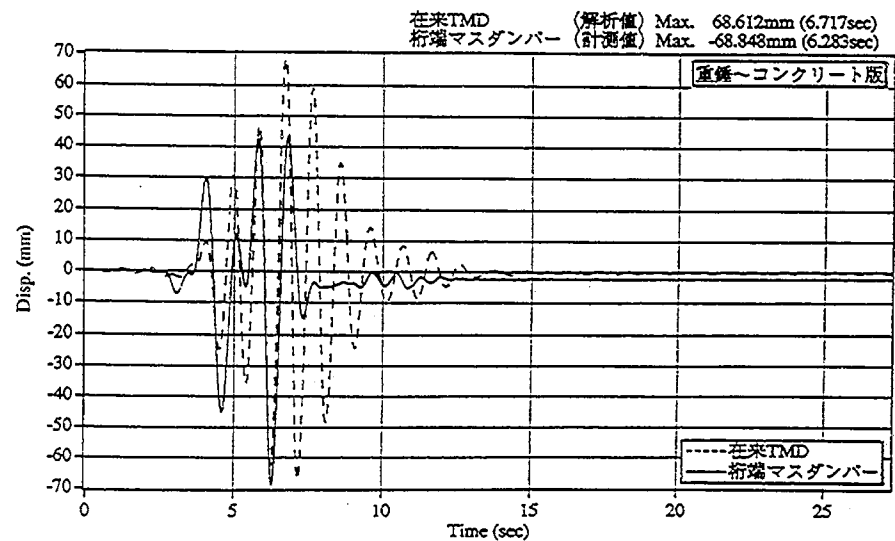
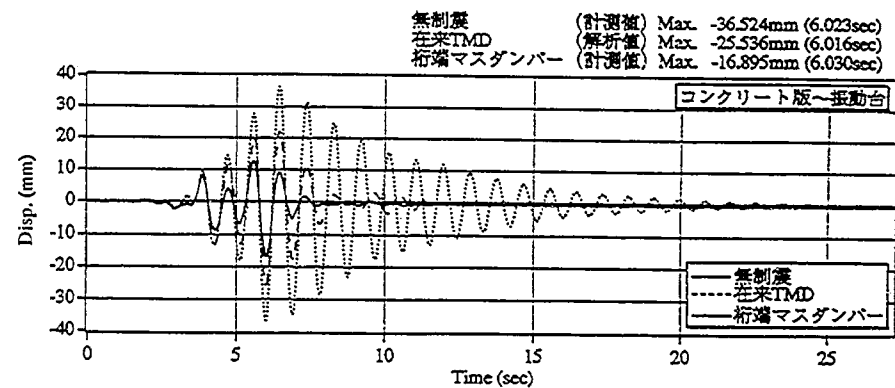
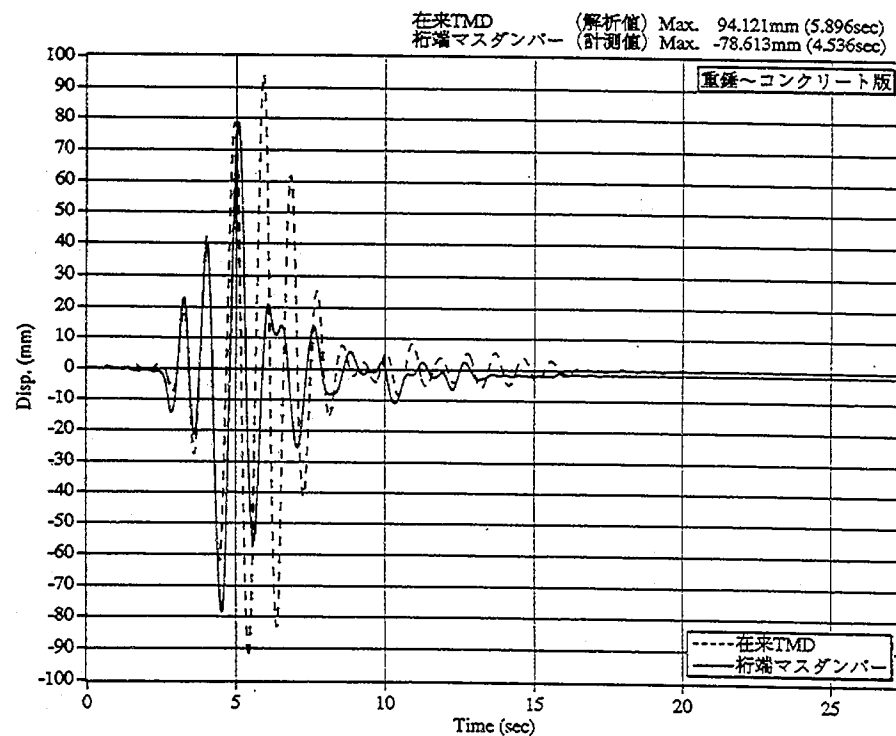
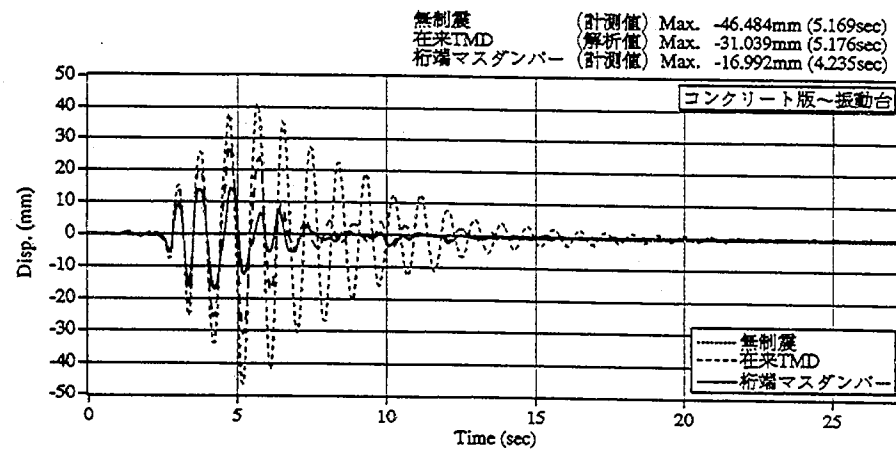


図-1.10.13 制震方法による変位応答の比較 ④神戸大学 NS (50gal)

図-1.10.12 制震方法による変位応答の比較 ③神戸海洋気象台 NS (150gal)

い時刻から大きな振幅となっている。

以上、強震記録4波を加振波に用いた振動台実験の結果をまとめれば次のとおりである。質量比が4.3%、てこのアーム比が2である桁端マスダンパーを用いたとき、主構造物の変位低減効果は30～60%程度となり、在来TMDの計算値が0～30%であることと比較して大きな制震効果が確認できた。また、TMD重錘のストロークは在来TMDより短い長さで足りる結果となった。

7) 本年度実施研究のまとめ

本年度は、桁端マスダンパーの模型振動台実験を行い、以下の結果を得た。

- ① 昨年度に定式化した動力学モデルを検証することができた。
- ② 設計で期待する性能を有する装置が実際に製作可能であることが確認された。
- ③ 質量比が4.3%、てこのアーム比が2である桁端マスダンパーを用いたとき、主構造物の変位低減効果は地震波により違うものの、およそ30～60%程度が期待できることがわかった。
- ④ 桁端マスダンパーのTMD重錘に要求されるストロークは在来TMD以下で足りることが示された。

(5) 今後の課題

今後の課題は、以下の通りである。

- ① 多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、部材断面力や桁端変位を指標として制震効果を評価する。
- ② 耐久性等の面を含めて、設計法や施工法を検討し、最後に試設計を行う。

<研究担当> (株) 熊谷組

参考文献

- 1) 「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書(その1)」平成6年3月

1.11 桁端ダンパの利用

(1) 開発の背景と目的

免震橋あるいは高橋脚橋梁や斜張橋のような長大橋の主桁では、温度変化やクリープ乾燥収縮による常時の伸縮の他に地震時の応答変位が大きくなり、桁と橋台の間に大きな伸縮装置を設ける必要が生じる。大きな伸縮装置は高価なばかりか、メンテナンスに手間がかかり、走行性を低下させ、振動騒音源になる。このようなデメリットを解消する方法として、免震橋を多数建設しているニュージーランドではロックオフ装置が実用化されている¹⁾。また、「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」²⁾にも、ロックオフ構造が規定されている。これらは、桁と橋台の遊間を小さくし、桁が橋台に衝突した際には橋台の上部が裏込め側に外れるようにするものであるが、大地震の際には一時的にせよ走行が困難となる破損が路面や橋台上部に発生する。そのため、大地震の直後においてもサービスビリティの確保が要求される重要な橋梁が多いわが国では、このような構造を一般的に採用していくことは難しい。

一方、既往の伸縮ジョイントやロックオフ装置は変位の吸収のみを目的としているので、これらに橋桁の振動エネルギーを吸収するダンパーとしての役割を合わせ持たせることが出来れば、地震時の応答変位を小さくでき、装置自体を小型化できる。

そこで、この研究開発項目は、大地震によってもサービスビリティを損なうことなく桁の変位を吸収し、同時に桁の振動エネルギーを効果的に吸収する機能を持つ伸縮ジョイントの開発を目的とした研究を行う。

平成5年度の研究ではモデル橋を設定し、装置に要求される性能についての検討、有効な装置の試設計及び、その収まりと施工性の確認を行った。今年度は、昨年度で検討したインテリジェントロックオフ装置のダンパー、ストッパー部分の設計と性能についてさらに詳しく検討すると共に、時刻歴の地震応答解析を行って有効性を具体的に検証する。

兵庫県南部地震に於いては道路、鉄道橋梁が大きな被害を受けた。今回のような非常に大きな地震力が作用した場合、免震支承を用いた橋の桁と橋脚天端部の間に大きな相対変位が生じるため、支承の破壊、桁同士の衝突が生じることも考えられる。ここでは、その解決策の一つとして衝突緩衝装置の設置を提案し、大地震における緩衝装置の挙動を理論解析により検討する。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定

山間部に建設される機会が多いP C桁の高橋脚橋梁及び一般高架道路、鉄道橋を対象として、その一般的なディメンジョンを有するモデル橋を設定する。装置は橋台と桁の間、或いは橋脚と橋桁の間に設置するものとする。

2) 装置に要求される性能の検討

モデル橋について単純な解析モデルを設定し、パラメトリックな地震応答を行って装置に要求される伸縮量と抵抗力およびエネルギー吸収性能を把握する。

3) 有効な装置の考案と試設計

短期間の開発であることを考慮し、既存の要素技術の有効利用を考える。すなわち、伸縮装置には既存の中程度の許容伸縮量を持つ装置を採用し、これにダンパーとストッパーを組み合わせたものとする。ダンパーには摩擦タイプのもの、ストッパーには単純バネならびに単純バネに衝突エネルギー吸収装置を付加したものを採用する。そして、装置の試設計を行い、収まりと施工性の確認を行う。

4) 地震応答解析による有効性の検討

装置を取り付けた橋をモデル化し、時刻歴の応答解析を行って有効性を検討する。

(3) 開発の工程

	平成5年度	平成6年度	平成7年度
モデル橋の設定			
装置に要求される性能の検討			
有効な装置の検討			
地震応答解析による有効性の検討			
装置の試設計			

(4) 平成6年度の研究成果

1) モデル橋の設定

モデル1

山間部で谷越えとなる道路橋を想定し、図-1.11.1に示すモデル橋を設定した。橋脚高70m、PCボックス桁・3スパン、全長320m、3車線で、両側の橋台は谷の斜面に設けられているものとする。

平成5年度実施した理論検討から、橋桁と橋台の間に設置した桁端ダンパーが1次モードの応答の抑制に効果的であることがわかっている。モデル1は桁端ダンパーの性能を検討する場合に用いられる。

モデル2

図-1.11.2に示す一般的な高架橋梁を解析モデル2として選定した。モデル2は大地震において橋梁の衝突緩衝装置の性能を検討する場合に用いられる。桁と橋脚が固定支承(図-1.11.2(a))、免震支承(図-1.11.2(b))、免震支承+緩衝装置(図-1.11.2(c))で接続された3つのケースを計算する。

2) 摩擦・粘性併用型桁端ダンパーの検討

平成5年度で検討したバイリニア減衰特性を実現するには図-1.11.3に概念を示すような桁端ダンパー装置の設計が考えられる。ダンパー装置をより具体的に設計するため、このような方式のダンパー装置に要求される性能について検討する。

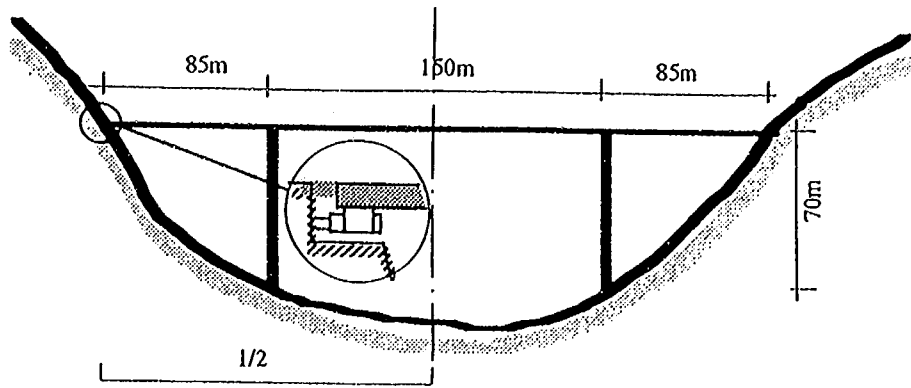


図-1.11.1 モデル橋 1

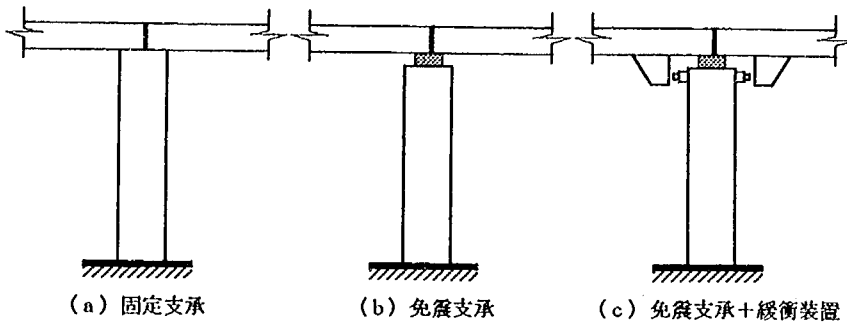


図-1.11.2 モデル橋 2

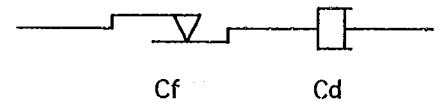


図-1.11.3 制振装置の概念図

対象とするダンパー装置を粘性ダンパーと摩擦ダンパーによるコンビネーション方式とする。例えば、ダンパーは図-1.11.4 に示すように外筒、内筒とピストンにより構成される。外筒と内筒の間に摩擦材があり、それらが相対滑りする場合、ダンパーは摩擦方式になる。一方、内筒は高粘性材で充填されており普通の粘性ダンパーと同じ構造になっている。内筒の粘性ダンパーは時間に対してゆっくり変化する温度変形を吸収する。地震時の高い速度の応答に対しては、内筒が粘性ダンパーから非常に大きい反力を受けて滑り出し、ダンパー装置は摩擦方式で働いて地震による振動エネルギーを吸収する。

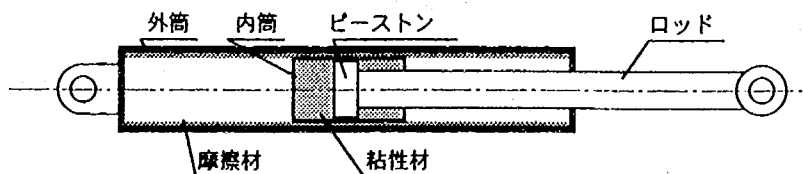


図-1.11.4 制振装置の設計例

図-1.11.4のような摩擦・粘性併用型のダンパーを想定し、図-1.11.5のように1自由度系にモデル化した橋梁モデル1を用いてその機能の検討を時刻歴応答解析によって行った。摩擦ダンパーの静止摩擦力を300ton、動摩擦力を200ton、粘性ダンパーの減衰定数を50%に設定した。計算結果を図-1.11.6 に示す。温度変化などによる長周期の荷重変動については反力が極めて小さいが、地震

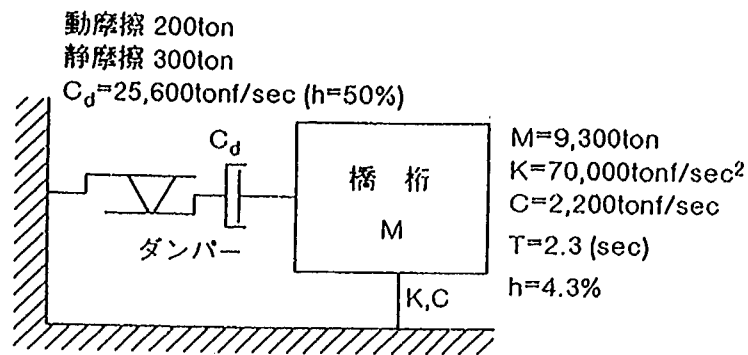


図-1.11.5 解析モデル

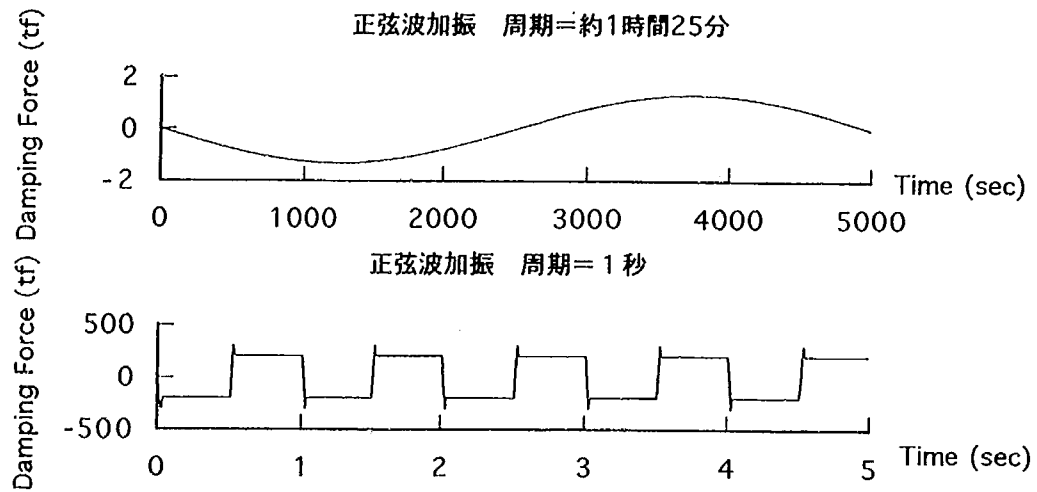


図-1.11.6 長周期荷重と短周期荷重に対する応答

荷重のような急速荷重に対しては摩擦による減衰力が発揮されることが分かる。図-1.11.7 は地震波を入力した場合で摩擦ダンパーの作用により応答変位が60%に縮小された。

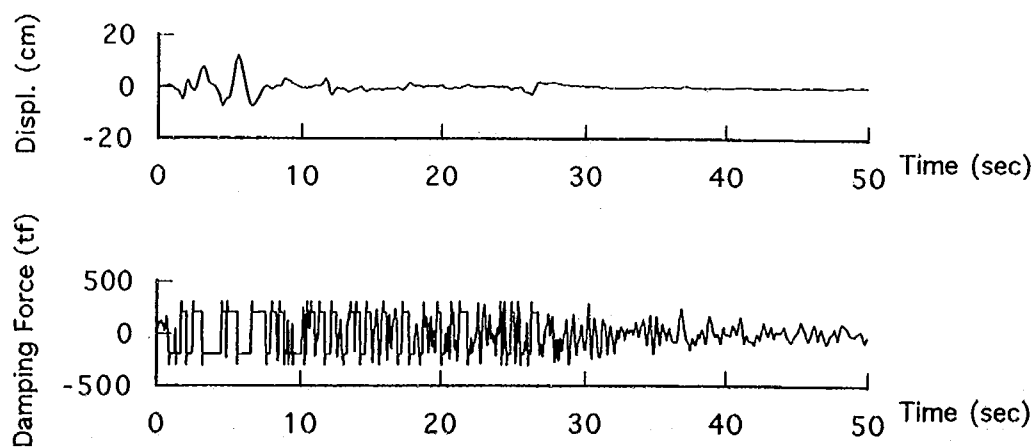


図-1.11.7 BL Centro波による時刻歴応答

3) エネルギー吸収を兼ねた伸縮装置の検討

大容量の伸縮装置と桁端でのエネルギー吸収を兼ねたシステムとして図-1.11.8 が考えられる。即ち、桁と橋台の間に緩衝ブロックを置き伸縮装置を直列2連に設けて許容伸縮量を増加させ、同時に緩衝ブロックを高減衰材料又はダンパーによって支持してエネルギーの吸収をはかる。

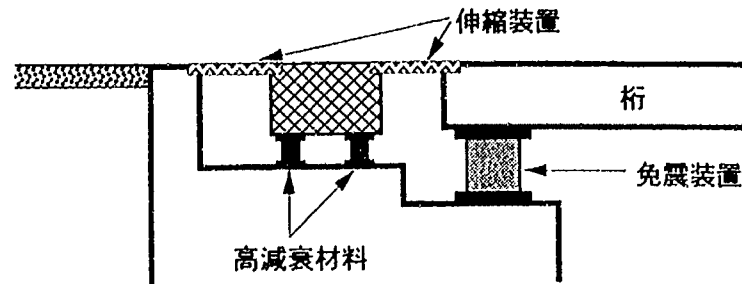


図-1.11.8 大伸縮量桁端ダンパーシステム

4) ストッパーバネ付きの桁端ダンパーの検討

図-1.11.9 のような摩擦ダンパー・ストッパーバネのシステムを想定し、図-1.11.10のようにモデル化してその機能の検討を時刻歴応答解析によって行った。摩擦ダンパーの静止摩擦力を 900 tonf、動摩擦力を600tonf に設定した。地震入力波は I 種地盤レベル 2 の開北地震波 (Max. Acc. = 385.7gal、 $T_{max} = 24.9\text{sec}$) を用いた。

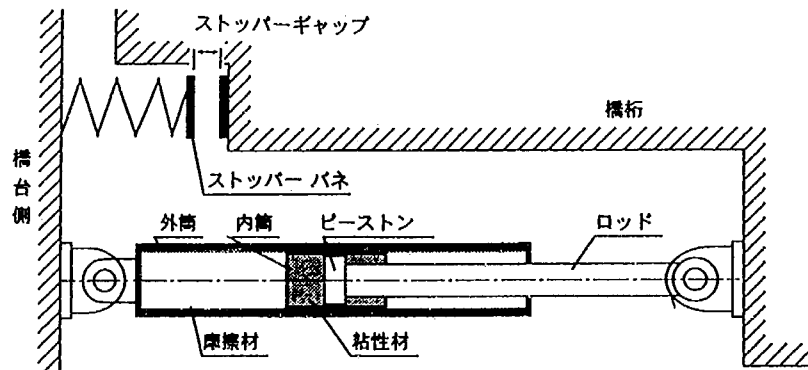


図-1.11.9 制振装置

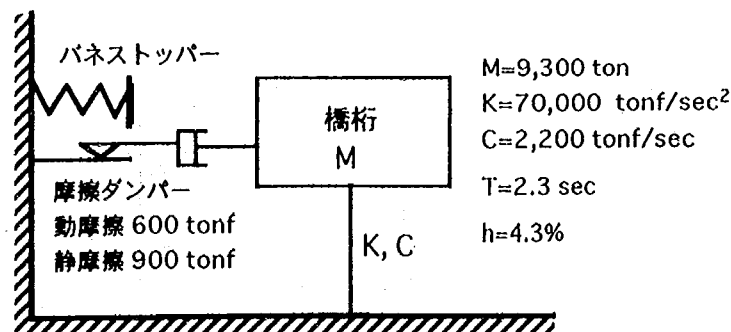
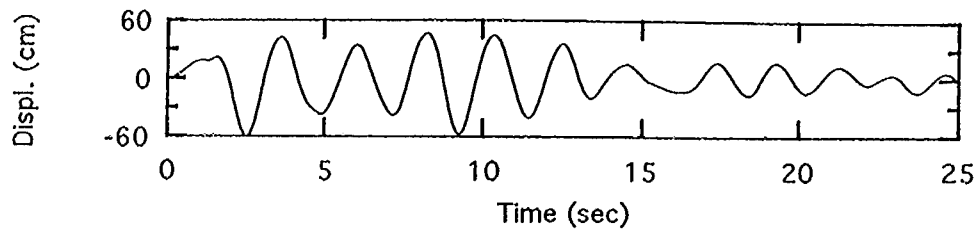
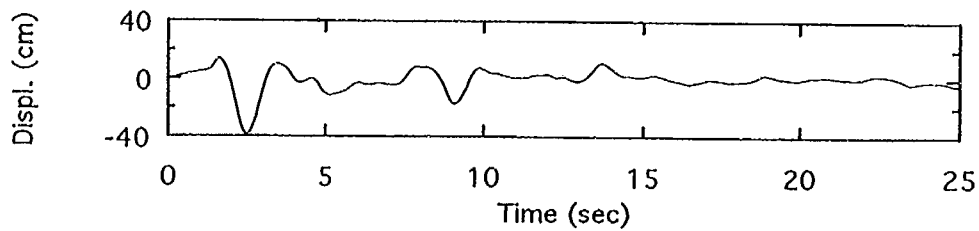


図-1.11.10 解析モデル

橋桁の最大応答変位は摩擦ダンパーのみ設置により58.9cmから（図-1.11.11(a)）38.5cmまで（図-1.11.11(b)）低減された。最大応答変位はバネストッパーの装着によってさらに低減されることが可能である。



(a) ダンパー無し



(b) ダンパー有り

図-1.11.11 橋桁応答変位の時刻歴

図-1.11.12はストッパーと橋桁間のギャップ、バネストッパーのバネ係数を異なった組み合わせに設定した場合の最大応答変位とストッパー最大反力を示す。ギャップを小さく、バネ係数を大きくするとよい制振効果が得られるが、同時に最大反力が大きくなる。同じ制振効果を得るためには、大きいギャップ、大きいバネ係数のストッパーよりも、小さいギャップ、小さいバネ係数のストッパーの方が適切であるといえる。計算で用いたモデル橋に対して、ストッパーのギャップを15cm（レベル1の地震応答変位の最大値は約10cm）、バネ係数を300tonf/cmに設定する場合の桁変位、

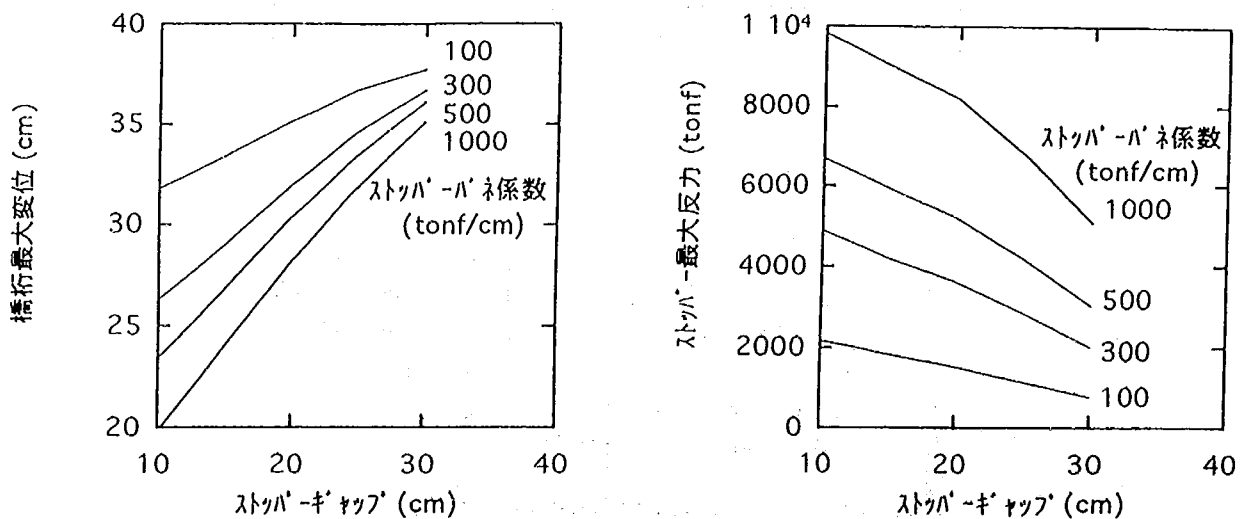


図-1.11.12 橋桁最大応答変位とストッパー最大反力

ダンパー反力、ストッパー反力、片橋台が受ける反力の各時刻歴を図-1. 11. 13に示す。

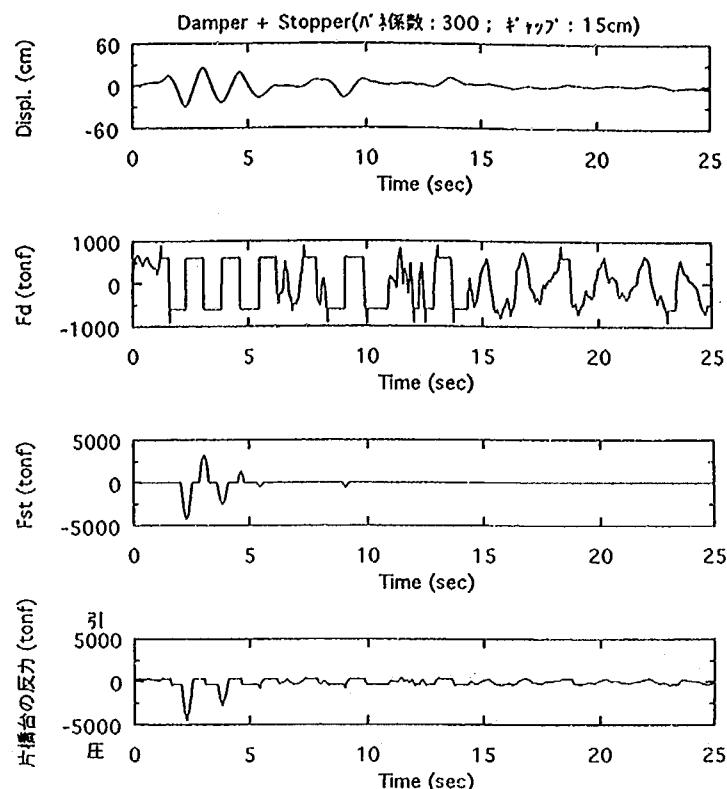


図-1. 11. 13 計算例

5) 大地震における橋梁の衝突緩衝装置の検討

橋モデル2を図-1. 11. 14のように2自由度系にモデル化し、桁の質量 $m_1=750t$ 、橋脚の質量 $m_2=200t$ と仮定した。固定支承の場合は橋の固有周期を0.5sec、免震の場合は2.0secと仮定して、 k_1 、 k_2 を決めた。また、橋脚の減衰定数 $h_1=0.05$ 、免震支承の減衰定数 $h_2=0.1$ と仮定した。 x_l 、 x_r はそれぞれ左と右の衝突緩衝装置の x_2 に対する相対変位を表す。 d は初期状態での桁と緩衝装置間のギャップである。解析のアプローチは図-1. 11. 15に示す。兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録された地震波（最大加速度818gal）（図-1. 11. 16）を入力して計算した。

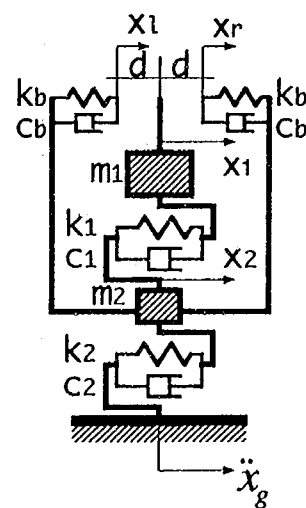


図-1. 11. 14 解析モデル

固定支承の場合（図-1. 11. 17）、橋桁の最大変位は約14cmで、橋脚に生じたせん断力 P_{pier} は2000tfに達し、検討対象の許容せん断力（約400tf）を大きく超えることが分かる。免震支承の場合（図-1. 11. 18）、橋脚に作用するせん断力は約300tfに低減されたが、橋桁と橋脚頂部の間に大きな相対変位が生じた（約32cm）。これに対し、橋桁と橋脚の間に緩衝装置を設置すると変位の制限ができる。図-1. 11. 19に示すように緩衝装置を設置した場合、最大変位が20cmまで抑えられた。桁と緩衝装置が衝突する場合、一瞬許容力の1.5倍を超えた反力（約

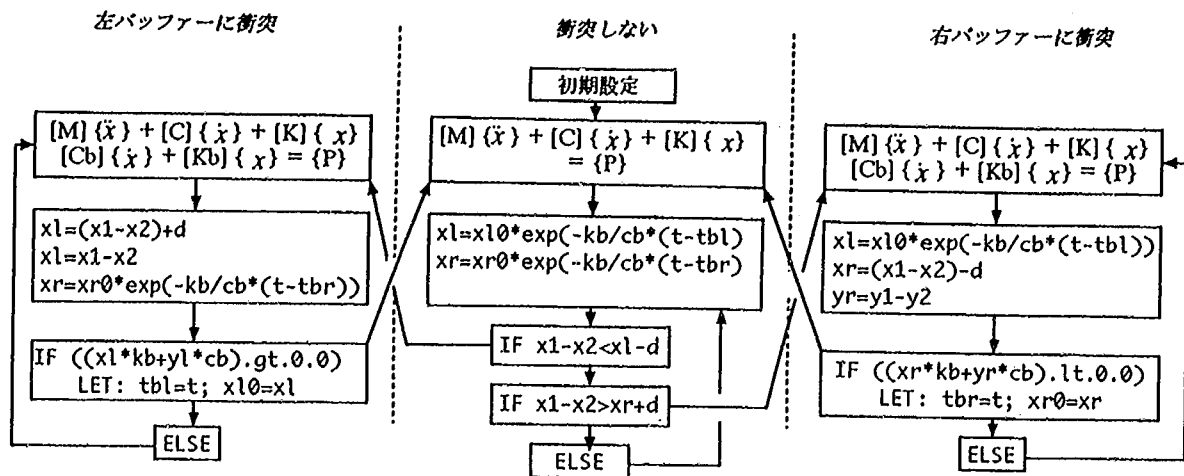


図-1.11.15 解析フローチャート

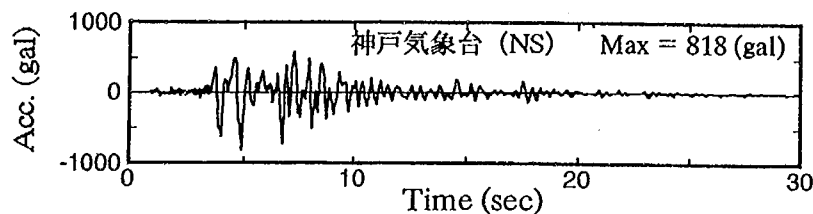


図-1.11.16 入力地震波

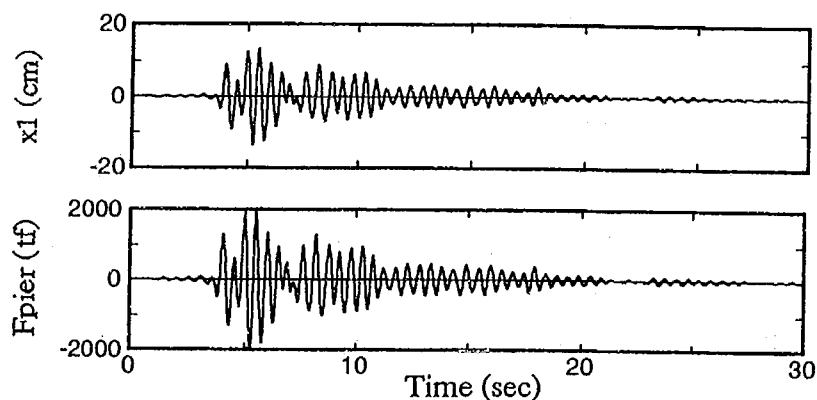


図-1.11.17 固定支承の場合

600tf)が生じるが、それが極めてまれに起きる大地震(818gal)の場合に起きる短時間の現象であれば、構造に多少損傷があってもやむ得ないと認識する。

緩衝装置の性能に影響するパラメータを検討した(図-1.11.20)。緩衝装置が一度桁と衝突して離れる時点での残留変位が1周期後に10%まで減少すると仮定した。それに従って $kb \sim cb$ の関係を決める。桁と緩衝装置間のギャップ $d=5.0, 10.0, 15.0$ cm; 緩衝装置の減衰倍率 $\alpha (cb/c1)=2.0, 5.0, 10.0$ として計算した。図-1.11.19の計算例では、 $d=10.0$ cm、 $\alpha=10.0$ とした。図-1.11.20の縦軸は緩衝装置がない場合の最大値で無次元化した橋桁の最大相対変位と橋脚の最大せん断力であ

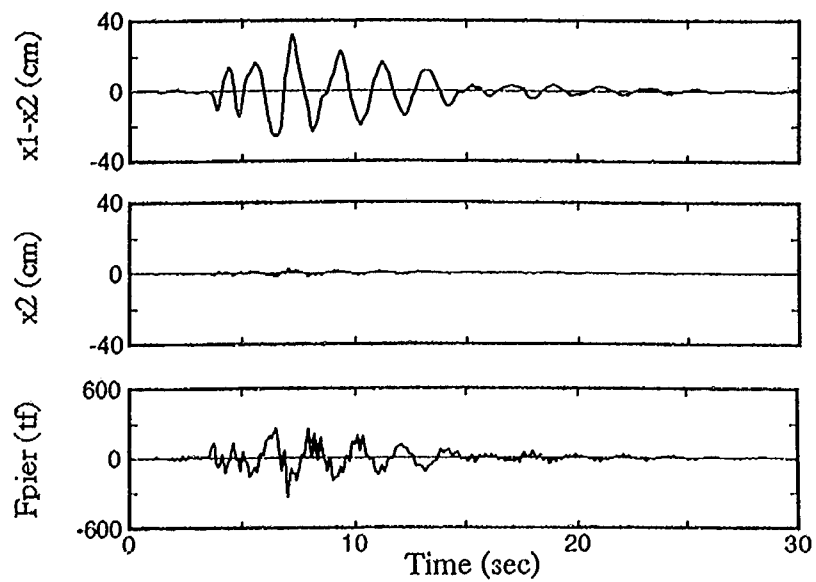


図-1.11.18 免震支承の場合

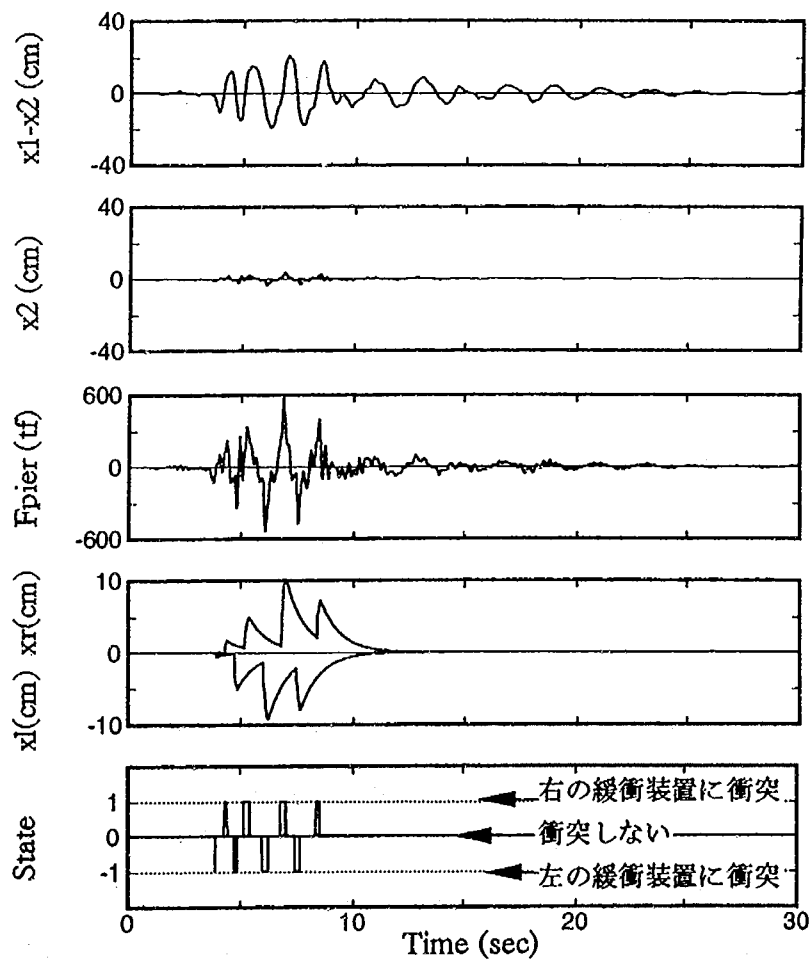


図-1.11.19 免震支承+緩衝装置

る。減衰倍率 α を大きくすれば、よりよい変位制限効果が得られる。同時に、橋脚最大せん断力も増大する。ギャップ d については、小さい場合の制限効果がよいことが分かる。 d による橋脚最大せん断力への影響傾向は本研究で検討した範囲ではばらつきが大きいため、今後更に算例を増やし

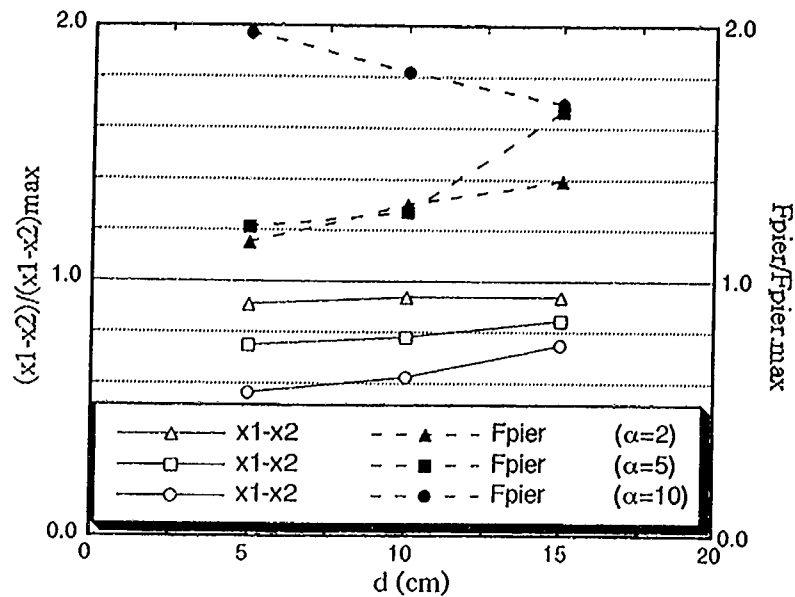


図-1.11.20 緩衝装置パラメーター性能曲線

て検討する必要がある。

緩衝装置の地震応答挙動及び基本特性について検討した。衝突緩衝装置は大地震時免震橋支承の過大相対変位の制限に有効であることを理論解析によって確認した。

(5) 来年度の研究計画

今後の課題としては、

- 1) 地震応答解析により、提案した装置のパラメータについて更に検討し、最適値を決める。
- 2) 1) の検討結果に基づいて装置の試設計を行う予定である。

<研究担当> (株) 大林組

参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター・免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会・現地調査団：ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書、昭和62年12月
- 2) 建設省土木研究所、他28社：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その3）－道路橋の免震設計法マニュアル（案）－、平成4年10月
- 3) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、(社) 日本道路協会、1990年2月
- 4) 平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書、(株) 大林組技術研究所、1995年3月

1.12 TLDの利用

(1) 開発の背景と目的

TLD (同調液体ダンパー) は、容器内に入れた液体のスロッシングを利用して、構造物の見かけの減衰を大きくするものであり、土木構造物では鋼製主塔の風による振動の制振対策として実用化されている。一般に、同調型ダンパーは地震応答に対する制震効果が小さいと言われており、さらに、TLDは水を利用するため重量が軽く減衰が小さい。そのため、重量の大きなPC斜張橋の制震対策には、不向きと考えられている。

一方、PC斜張橋では主桁重量のバランスをとるため、側径間においてカウンターウェイトとしてコンクリートを打設する場合がある。本研究では、このカウンターウェイトとして打設されるコンクリートの代わりにTLD (Tuned Liquid Damper) に代表されるような同調型のダンパーを利用した場合にどの程度の減衰性能の向上を図ることができるかについて検討する。

本来、PC斜張橋の地震時の応答は、いくつかのモードが重なり合わさった複雑なものであるが、主桁の支持形式がフローティングタイプ場合には、橋軸方向の地震入力に対し、主桁の並進が主となる1次モード (いわゆる遊動円木振動モード) が卓越する。そこで、主桁に設置するTLDは1次モードに同調させて、その応答を抑えることをねらいとする。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定

解析に用いるモデル橋として、中央径間 250m の 3 径間PC斜張橋を設定する。また、固有値解析により本モデル橋の振動特性について検討する。

2) TMDによるPC斜張橋の主桁応答の低減

TLDの特性は、マスーダッシュポットーバネで表されるTMD (同調質量ダンパー) に近いものになる。ここでは、最適同調させたTMDをPC斜張橋の主桁内部に設置した場合の制震効果について、時刻歴応答解析により検討する。

3) 適用可能なTLDについての検討

TLDをPC斜張橋の主桁内部に適用する場合について、容器の寸法などについて検討する。

4) 基本タイプのTLDの振動実験

基本的な形状をしたTLDの減衰特性について、正弦波加振実験により検討した。その際、TLDの水槽だけでは減衰が小さすぎるため、減衰を付加する方法として、角材を配置する方法を用いた。

5) TLDの減衰特性を用いたPC斜張橋-TLD系の時刻歴応答解析

正弦波加振実験から求めたTLDの減衰定数を用いて、PC斜張橋の主桁内部にTLDを設置した場合の制震効果を、時刻歴応答解析により検討する。その際、TLDはTMDとしてモデル化する。

(3) 開発の工程

表-1.12.1に示す工程で開発を進める。

表-1.12.1 開発工程

研究項目	期間	平成5年度	平成6年度	平成7年度
1) TLDの実構造物への適用実績調査				
2) 適用可能なTLDの検討				
3) TLDの振動実験による減衰特性の把握				
4) TLD-PC斜張橋系の地震応答解析				

(4) 平成6年度の研究成果

1) モデル橋の設定

まず、TLDによる制震効果を検討するための、PC斜張橋モデルの設定が必要である。そこで、TLDの適用を考える斜張橋として、以下のようなモデルを考える。

- ・ 中央スパンが250mの3径間連続PC斜張橋
- ・ 主桁の支持形式はフローチングタイプ
- ・ 主桁は2車線相当の2室箱桁断面
- ・ 制震の対象となる1次モードの固有周期は3秒程度

TLDを適用する場合、構造物の重量が大きいと（スパンが長く、主桁幅員が広い）、それだけ設置するTLDの個数が多くなる。また、極端に周期が長いとTLD容器の振動方向の長さを長くする必要があるため、主桁内部の設置スペースを考慮するとTLDには不利となる。このような点を踏まえ、上記のようなモデル橋の条件を設定した。

次に、上記の条件に基づいて設定したモデル橋の概要を述べる。モデル橋の一般図を図-1.12.1に示す。このモデル橋は、実橋を参考にしながら簡略化して作成した3径間連続PC斜張橋である。対称性を利用して中央スパンの中心から半分をモデル化している。また、モデル橋と実橋の振動特性が大きく異ならない範囲で解析の簡略化を図るため、実橋では17段ある斜材ケーブルを束ねて、モデル橋の斜材ケーブルの本数を4本に減らした。

固有値解析によって求めたモデル橋の1次と2次の振動モード形を図-1.12.2に示す。固有周期は1次モードが $T=3.07$ 秒、2次モードが $T=1.71$ 秒である。1次モードは、主桁の橋軸方向への並進が卓越するモードであり、2次モードも同様に主桁の橋軸方向の並進を伴うが、1次モードよりも主塔の変形が大きい。いずれのモードも耐震設計上厳しいモードであるが、今年度の研究では、この解析モデルの1次モードを制震の対象とする。主塔の断面力に対しては、変形の大きい2次モ

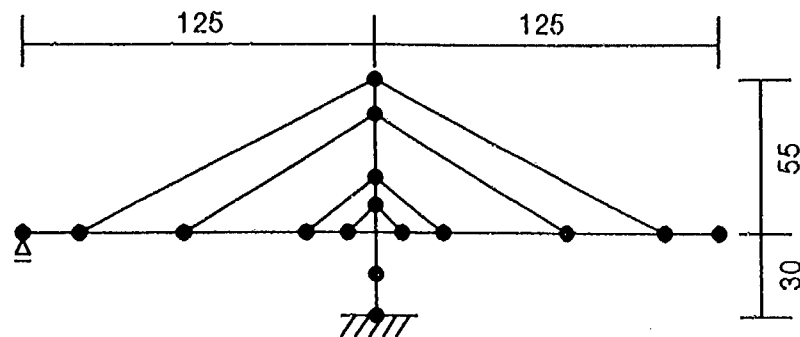


図-1.12.1 設定したモデル橋 (単位: m)

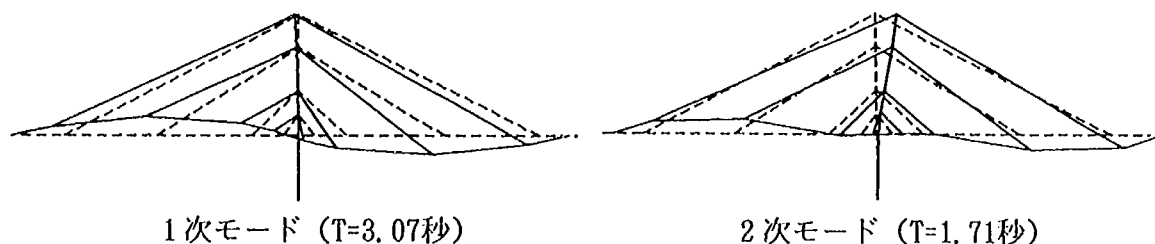


図-1.12.2 モデル橋の振動モード

ードの寄与が大きいと考えられるため、TLDによる主塔断面力の低減効果は、今回の解析モデルに対しては少ないと考えられる。

TLDあるいはTMDで制震効果を検証するためには、制震対象の1次モードの有効重量を求めなければならない。1次モードの有効重量は次式により求めることができる。

(1.12.1)

ただし、 M_1 : 1次モードの有効質量

m_i : i 節点での質量

ϕ_{1i} : 1次モードの i 節点でのモード振幅

ϕ_{TMD} : TMD取り付け位置でのモード振幅

このモデル橋の1次モードの有効重量は、5420tonfである。このうち、主桁部分の有効重量は5325tonf、主塔・橋脚部分の有効重量は95tonfとなっており、1次モードの有効重量には主桁部分の寄与が大きいことがわかる。

ちなみに、呼子大橋（スパン長 250m、3 径間連続PC斜張橋）で、カウンターウェイトとして主桁端部打設されたコンクリートは約 150tonfである。これは、今回の解析モデルの1次モードの有効重量の約2.8%に相当する。

2) TMD-PC斜張橋系の時刻歴応答解析

TLDは、TMDに比べてロバスト性が高いため、固有振動数の同調の度合いがTMDほど厳しくないといった利点があるが、TLDのスロッシングは非線形性の強い現象であり、質点-ダッシュポット-マスで表されるTMDのように、構造物に対する制震効果を厳密に動的応答解析に組み

込んで検討することは難しい。しかし、TLDの制震装置としての機構は同調型ダンパーであるため、基本的にはTMDと同じモデルで表現してもよいと考えられる。

そこでTLD-PC斜張橋系の地震応答特性の検討をする前に、図-1.12.3に示すように、主桁の内部にマスーダッシュポットバネとして表したTMDを設置した場合の地震応答特性について、時刻歴応答解析により検討する。その際、TMDの減衰と振動数は、最適値に同調させるものとする。TMDの質量比 μ が与えられた場合、TMDの最適減衰と最適振動数は次式から求めることができる。

$$\text{質量比: } \mu = \frac{m_{\text{TMD}}}{M_1} \quad (M_1; \text{主構造物の1次モードの有効質量、} m_{\text{TMD}}; \text{TMDの質量}) \quad (1.12.2)$$

$$\text{最適振動数: } f_{\text{opt}} = \frac{f_1}{1 + \mu} \quad (f_1; \text{主構造物の1次モードの振動数}) \quad (1.12.3)$$

$$\text{最適減衰比 (減衰定数): } f_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (1.12.4)$$

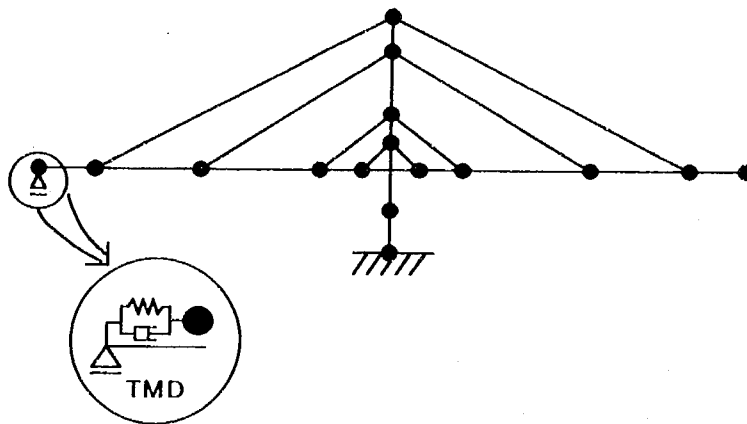


図-1.12.3 TMD-PC斜張橋モデル

上式より求めたTMDの最適減衰定数と最適振動数を $\mu=0.03$ 、 0.05 、 0.10 の場合について表-1.12.2に示す。 $\mu=0.05$ のとき（TMD重量は271ton）の最適減衰比（減衰定数）は、 $h=12\%$ 程度である。減衰を付加する機構を持たない水槽のみのTLDの減衰定数は $h=1\%$ 以下といわれており、TLDで最適

表-1.12.2 TMDの重量、最適振動数、最適減衰

質量比	最適振動数 (Hz)	最適減衰定数
0.03	0.3165	0.1015
0.05	0.3105	0.1273
0.10	0.2964	0.1679

同調したTMDの効果を出す場合には、かなり大きな減衰を得る必要であることがわかる。

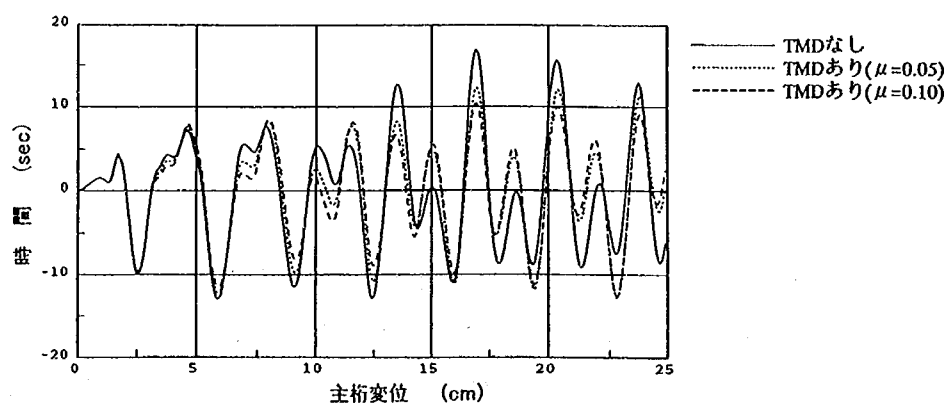
次に、時刻歴応答解析により、TMDモデルの地震応答の低減について検討する。時刻歴応答解析に用いた入力波形は、道路橋示方書に示されている標準加速度波形である。構造減衰は、1次モ

ードと2次モードの減衰定数が1%となるようなレイリー型減衰とした。PC斜張橋の地震応答では、主桁の変位や主塔・橋脚の曲げモーメントが問題となるが、ここでは主桁の変位に着目した。すなわち、主桁の地震時の変位がTMDがある場合とない場合でどの程度低減されるかについて検討することによりTMDの効果を確認することにした。

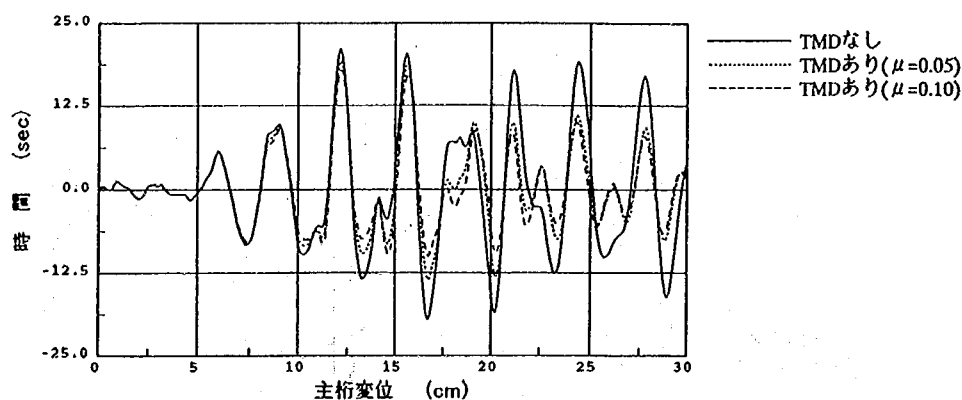
時刻歴応答解析による主桁の橋軸方向の変位の最大値を表-1.12.3に、また時刻歴波形を図-1.12.4に示す。主桁最大変位を見る限り、I種地盤の標準加速度波形を入力した場合には地震応答の低減が見られるが、II種・III種地盤の標準加速度波形を入力した場合には地震応答の低減はほとんどなく、主桁の応答変位の低減は入力地震波の影響を強く受けていることがわかる。

表-1.12.3 時刻歴応答解析による主桁の最大変位

質量比 μ	主桁の最大変位(cm)		
	I種地盤入力	II種地盤入力	III種地盤入力
0.00(TMDなし)	16.9	20.9	19.4
0.03	13.5	19.8	19.8
0.05	12.8	19.2	19.4
0.10	12.7	17.9	18.9



(a) I種地盤入力



(b) II種地盤入力

図-1.12.4 時刻歴応答解析による主桁の変位

主桁応答変位の時刻歴波形を見てみると、地震波の初期では応答の低減がほとんどなく、TMDの効果は、地震波入力後しばらくしてから現れている。したがって、最大応答値が時間的に後の方で現れたⅠ種地盤では最大応答値の低減が大きく、逆に最大応答値が入力のはじめの方で現れたⅡ種地盤では、最大応答値の低減が少なくなったものと考えられる。また、質量比が0.05のときでも0.10のときでも、主桁応答変位の低減にあまり大きな違いはなく、質量比0.05程度で十分な効果が現れることがわかる。これは、昨年度の研究で、応答スペクトル解析によって示したTMDの効果と同じである。すなわち、TMDの重量を大きくして1次モードの応答を抑えても、2次以上の高次モードの応答を抑えられないため、TMDによる応答低減には限界があり、1次モードの応答を抑えるためには、質量比で0.05程度で効果がでるといえる。

3) 実橋に適用可能なTLDについての検討

本研究に用いているPC斜張橋モデルの主桁断面形状は、図-1.12.5に示すようなものである。主桁内部の横桁と横桁に囲まれた空間におけるTLDの設置可能なスペースは最大でW1.5m×L6m×H1.5m程度である。TLD容器の搬入を考慮して、振動方向の長さが3mのTLD2台を設置する。

線形理論では、振動方向の長さLの容器のスロッシング周波数は、次式で与えられる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\pi g}{L} \tanh\left(\frac{\pi h}{L}\right)} \quad (1.12.5)$$

f : スロッシング周波数

L : 容器の長さ

h : 水深

TLD容器の振動方向の長さL=3mの場合、制震の対象となる振動モードの固有周期が3.07秒では、式(1.11.5)より水深は約40cmになる。高さ方向には1.5mまでの水槽がつくれることから、2段に重ねる型の水槽をつくることができる(図-1.12.6)。したがって、次に述べるTLDの振動実験では、実物を長さをL=3.0mとし、その縮小模型で実験することとする。

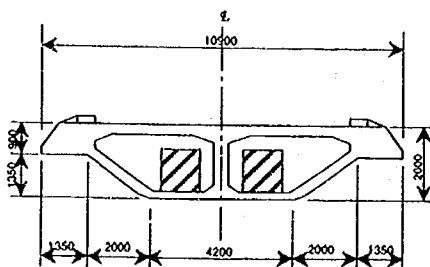


図-1.12.5 モデル橋の主桁断面

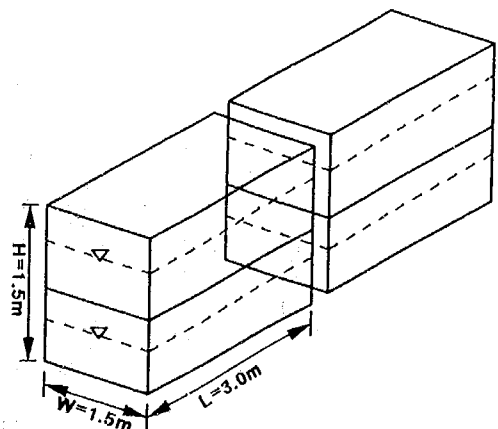


図-1.12.6 設置可能なTLDの形状

4) TLDの正弦波振動実験

a) 実験の概要

TLD単体の振動特性を把握するため、縮小模型を製作し正弦波加振実験を行ったので、その実験概要について述べる。実験のシステム図を図-1.12.7に示す。水槽をロードセルで支持し、それを振動台で一定の振動数の正弦波で水平方向に加振することにより、波高とロードセルに作用する荷重を計測した。ロードセルに作用するTLDの流体力は、ロードセルに作用する全荷重から、同時に計測したダミーウェイトの慣性力を引くことにより求めた。また、振動台の変位はレーザー変位計で測定した。

実験に用いたTLDの容器は、図-1.12.8に示すような $L600\text{mm} \times W300\text{mm} \times H400\text{mm}$ の水槽Aと $L600\text{mm} \times W150\text{mm} \times H400\text{mm}$ の水槽Bの2種類とした。水槽Aは、振動直角方向の波形モードが出にくいように幅員を狭くしたものである。振動方向の長さが 600mm であるため、水深が同じであれば水槽Aも水槽Bも同じ1次スロッピング周波数を持つ。実験に先立ち、同一水深における水槽Aと水槽Bの振動特性はほぼ同じであることを確認している。

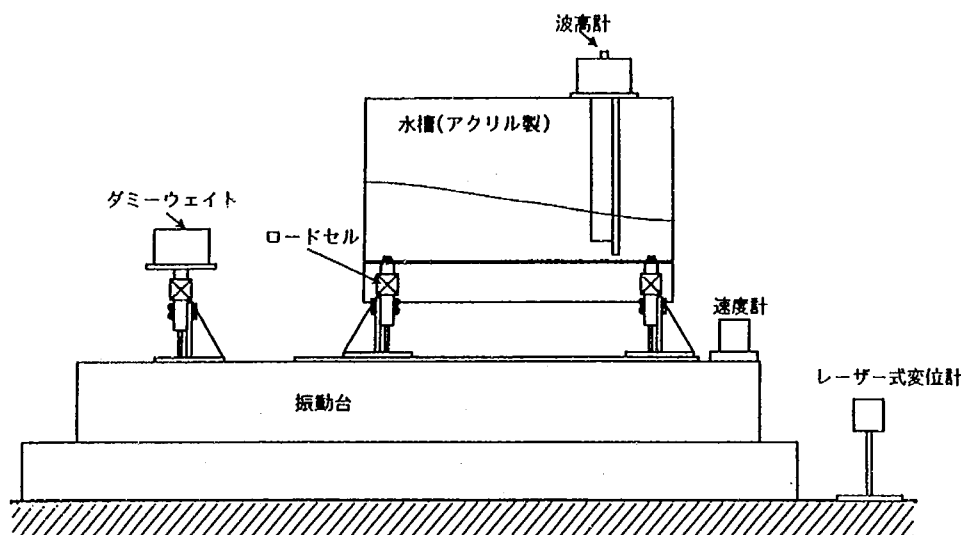


図-1.12.7 TLD正弦波加振実験システム

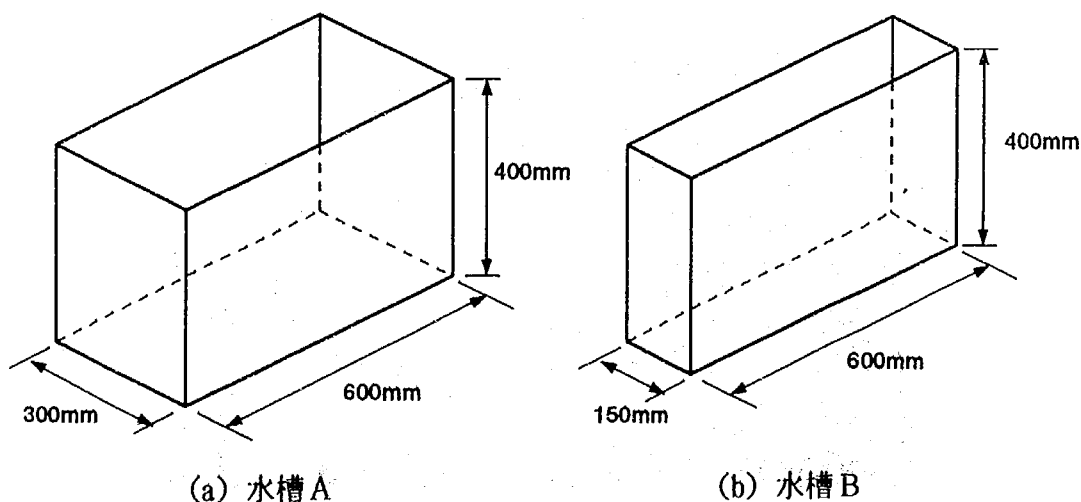


図-1.12.8 TLD水槽(水槽Aと水槽B)

一般に、減衰を付加する機構を持たない T L D の 1 次スロッシング振動の減衰は小さく、減衰定数で 0.01 以下と報告されている。T L D を最適減衰に同調させる場合、減衰を付加する機構がないと減衰が小さすぎるため、制震装置として有効に作用しない。そこで、ネットを挿入したり、浮体を浮かべたりするなどの方法がとられることが多い。

本実験では、減衰を付加するための機構として、15mm 角の角柱をたてることのできる構造となっており、この角柱の存在により強制的に乱流を発生させて減衰を大きくする。実験は図-1.12.9 に示すように、減衰材として 9 本の角柱をたてた場合（ケース 2）と 13 本の角柱をたてた場合（ケース 3）、さらに角柱をたてない場合（ケース 1）について行った。

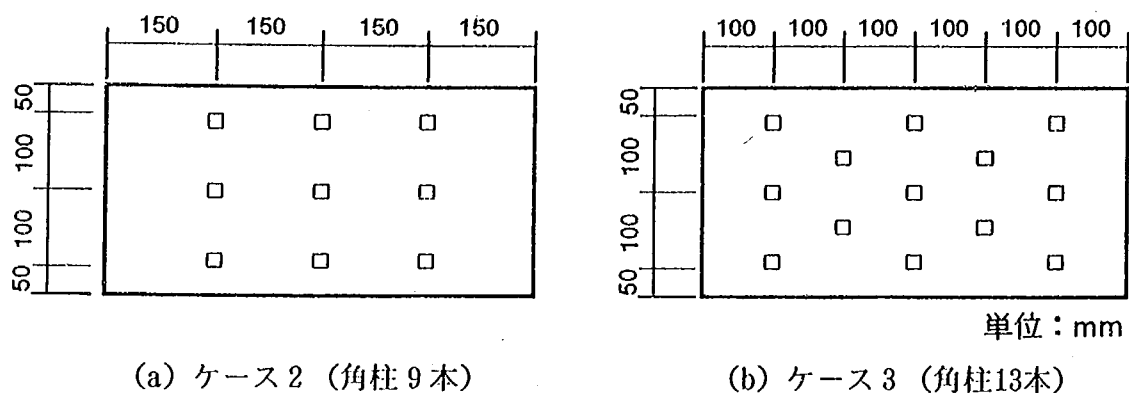


図-1.12.9 角柱による減衰の付加

実験は、ある一定の振動数の正弦波で加振して共振曲線を求め、共振時の減衰定数を測定した。減衰定数は、加振を止めた後の流体力の減衰波形から求めた。なお、共振しているかどうかの判断は、振動台変位と波高の伝達関数を求め、その応答倍率が最大になり、かつ、それらの位相差が 90° に最も近くなるということから判断した。

振動台実験の様子を写真-1.12.1に示す。

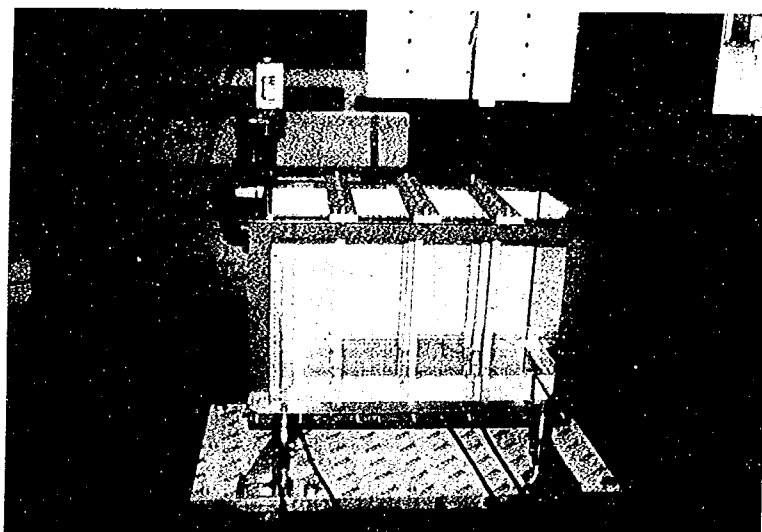


写真-1.12.1 T L D の振動実験（減衰材はケース 2 の状態）

b) 相似則について

実橋では、振動方向に 3 m の水槽を考えているため、この T L D 模型は 1/5 の縮尺である。一般に、T L D の実験ではフルードの相似則が成り立つと考えられているが、今回の振動実験では角柱を設置することにより強制的に乱流を発生させており、レイノルズ数が問題となる。水の動粘性係数、角柱の幅および加振実験時の最大速度からレイノルズ数を求めると、実物では約 30000、縮小模型では約 4000 となる。図-1. 12. 10 より、このレイノルズ数だと実物と模型で抗力係数の値がほぼ同じであることがわかる。抗力係数が、レイノルズ数によらずほぼ一定となる領域では、実物と模型の間でフルードの相似則が成り立つと考えられるため、今回の実験ではフルードの相似則を用いて実物と模型の換算が可能であると判断される。実物と模型の相似比は表-1. 12. 3 に示すようになる。この場合、実物の流体力は模型の $5^3=125$ 倍である。

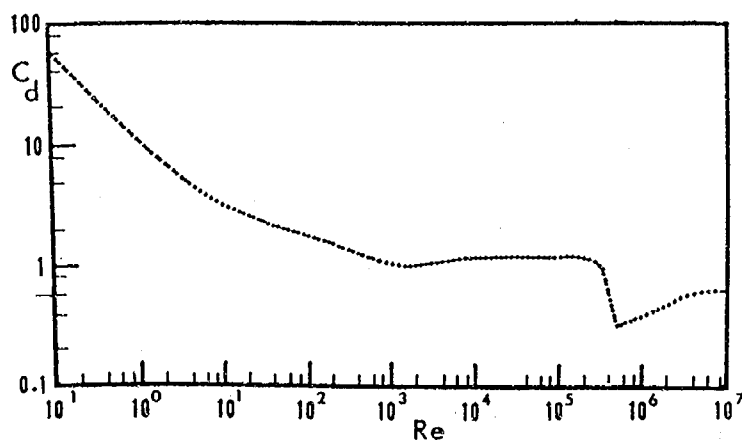


図-1. 12. 10 レイノルズ数と抗力係数の関係

表-1. 12. 3 T L D の実物と模型の相似則

長さ	n
時間	$n^{1/2}$
質量	n^3
力	n^3
圧力	n

c) T L D の振動実験による減衰特性

T L D 単体の振動実験は、減衰を付加するための角材がある場合とない場合で表-1. 12. 4 に示すケースについて行った。T L D の水深は 8 cm とした。この場合、式 (1. 11. 5) から求められるスロッシング振動数は、0. 717 Hz である。これは、想定した実橋（固有振動数 0. 326 Hz）の相似比 1/5 の模型の振動数が 0. 728 Hz であることから水深を決定した。

表-1. 12. 4 実験ケース

	加 振 振 幅			水槽
	± 3 mm	± 5 mm	± 8 mm	
ケース 1 (角柱なし)	○	—	—	水槽 B
ケース 2 (角柱 9 本)	○	○	—	水槽 A
ケース 3 (角柱 13 本)	○	○	○	水槽 A

また、実験はスィープ実験を行い、共振時における T L D の減衰を求めた。T L D の減衰は、振動振幅に依存するため、T M D に置き換えて応答解析を行うには、ある振幅レベルに対する減衰定数を知る必要がある。そこで、加振振幅は表-1.12.4 に示すように、3 mm、5 mm、8 mm の 3 通りで行った。ケース 1 の実験では、振動直角方向の波形モードがでないように、小さい方の水槽 B を用いている。また、ケース 1 では、共振時の波高が大きくなりすぎ、水が水槽から飛び散るような状態になったので、大きい振幅での加振実験は行っていない。減衰定数は加振を止めた直後の流体力の減衰波形から読みとり、その振動振幅における減衰定数とした。

このようにして求めた各ケースの共振振動数を 表-1.12.5、図-1.12.11 に、そのときの減衰定数を表-1.12.6、図-1.12.12 に示す。

表-1.12.5 共振振動数

	加 振 振 幅		
	± 3 mm	± 5 mm	± 8 mm
ケース 1	0.77Hz	—	—
ケース 2	0.75Hz	0.765Hz	—
ケース 3	0.74Hz	0.755Hz	0.765Hz

表-1.12.6 T L D 減衰定数

	加 振 振 幅		
	± 3 mm	± 5 mm	± 8 mm
ケース 1	0.65%	—	—
ケース 2	1.81%	1.97%	—
ケース 3	1.79%	1.79%	2.07%

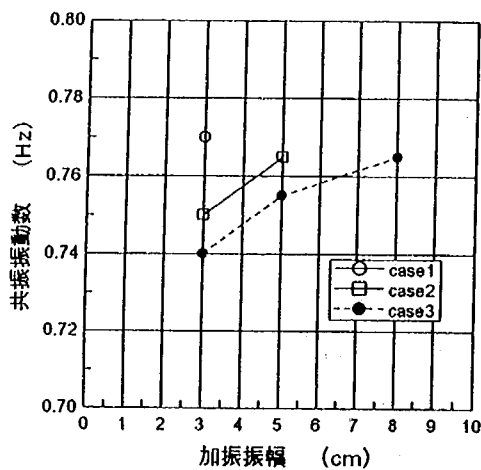


図-1.12.11 共振振動数の
振幅による変化

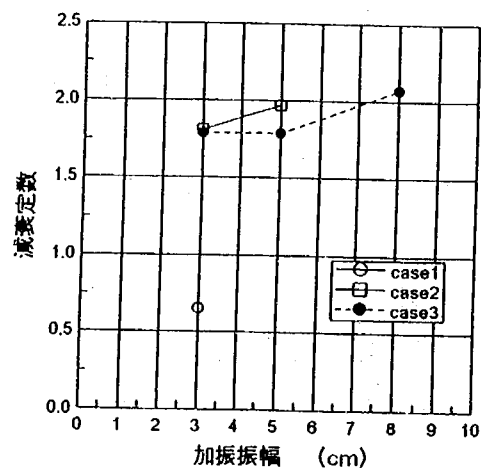
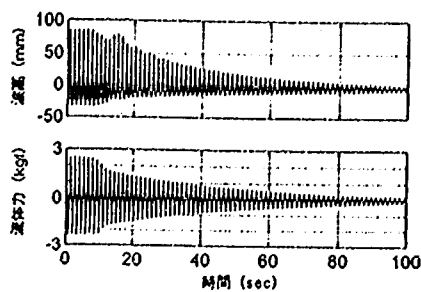


図-1.12.12 T L D の減衰定数の
振幅による変化

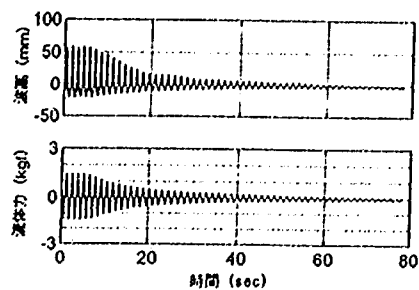
共振振動数は、同じ水深であっても、角柱を挿入して減衰を大きくした方が低くなる。また、同じ角柱の配置であっても、加振振幅によって共振振動数が異なり、加振振幅が大きいほど共振振動数は高くなる。

また、流体力の減衰定数をみると、角柱を用いないケース 1 では $h=0.65\%$ と小さいが、角柱を用いた場合には $h=2\%$ に近い値になっている。加振振幅が大きいほど減衰定数は大きいようであるが、ケース 2 とケース 3 で大きな差はないようである。

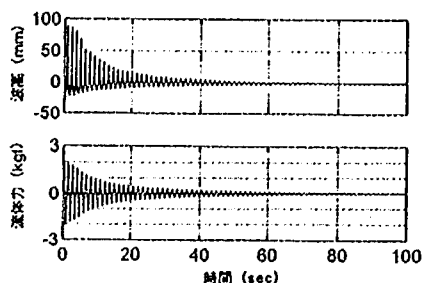
各実験ケースの減衰波形を図-1.12.13 に示す。



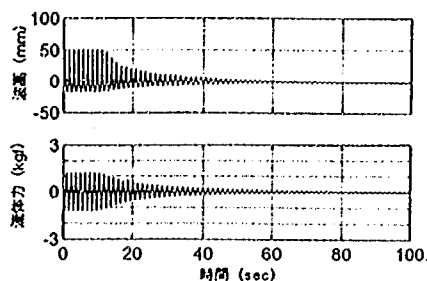
(1) ケース 1 (加振振幅 $\pm 3\text{mm}$)



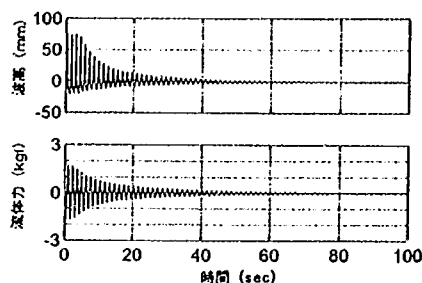
(2) ケース 2 (加振振幅 $\pm 3\text{mm}$)



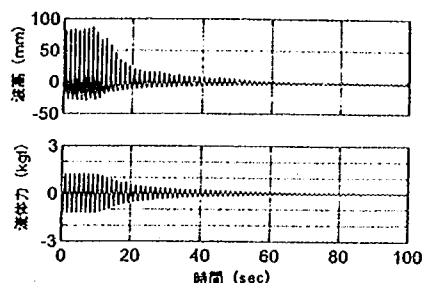
(3) ケース 2 (加振振幅 $\pm 5\text{mm}$)



(4) ケース 3 (加振振幅 $\pm 3\text{mm}$)



(5) ケース 3 (加振振幅 $\pm 5\text{mm}$)



(6) ケース 3 (加振振幅 $\pm 8\text{mm}$)

図-1.12.13 TLDの流体力と波高の減衰波形

5) TLD-PC斜張橋系の応答解析

液体のスロッシングという非線形現象を利用したTLDを、直接PC斜張橋のフレーム解析モデルに組み込み動的応答解析を行うことは、計算も膨大になり、また困難な解析でもある。ここでは、実験値から求めた減衰定数を用いて、TLDを等価なTMD（マスーダッシュポットーバネ）に置き換え、TLD-PC斜張橋系の時刻歴応答解析を行う。この場合、TLDの減衰定数は振動振幅（あるいは波高）によって変化するが、ここでは線形と仮定して一定の値として扱うこととした。そこで、減衰材を用いない実験ケース1の場合には $h=0.0065$ （加振振幅 3mm ）、減衰材を用いたケースについては、実験ケース2と実験ケース3で減衰定数の値に大きな差がなかったことから、角柱を9本用いた実験ケース2の場合の $h=0.0197$ （加振振幅 5mm ）とした。

PC斜張橋の解析モデルは、図-1.12.1 に示したものと同一であり、時刻歴応答解析に用いた減衰は1次と2次のモード減衰が1%となるレイリー型減衰、入力波形は道路橋示方書のI種地盤用の標準加速度波形である。

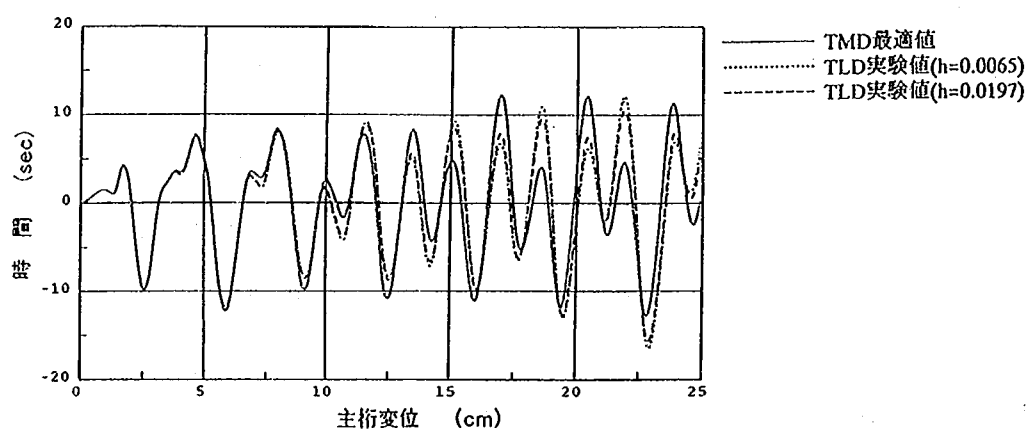
TLDの減衰定数として、TMD理論による最適減衰定数と実験値（ $h=0.0065$ 、 $h=0.0197$ ）を用

いて時刻歴応答解析を行って求めたP C斜張橋の主桁の最大応答変位を表-1.12.7に示す。また、図-1.12.14に質量比が0.05の場合と0.10の場合についての、主桁の応答変位波形を示す。

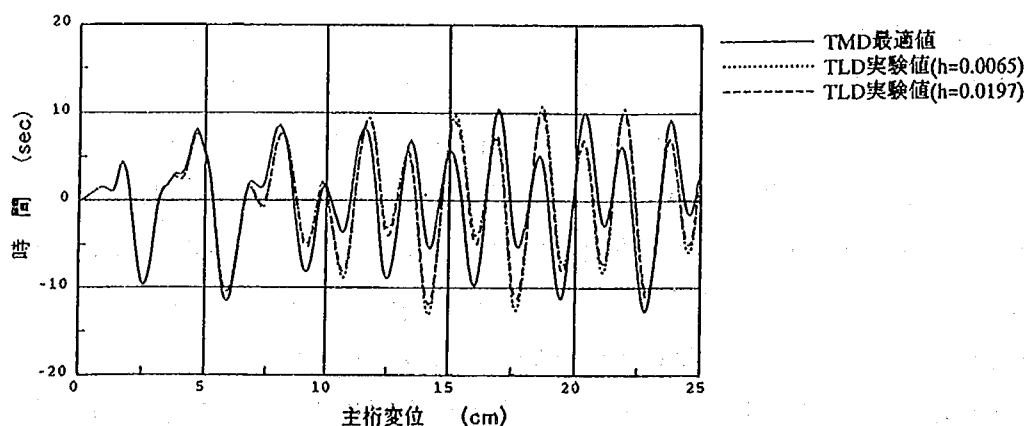
TLDの減衰定数の実験値を用いた場合には、最適同調させたTMDに比べれば、主桁の応答変位の低減は小さいが、ある程度の低減は認められる。時刻歴波形を見てみると、地震動の初期（10秒程度まで）では応答の低減はほとんどないが、それ以降はTLDの影響がでている。しかし、最適減衰定数を用いているTMDに比べれば、主桁の応答は大きく、今回の実験で得たTLDの特性では、十分な制震効果が得られないことがわかる。今後は、TLDの高減衰化をはかり、最適同調したTMDに近い減衰が得られるように工夫する必要がある。

表-1.12.7 TLD-P C斜張橋系の時刻歴応答解析による主桁の最大変位

質 量 比 μ	主桁の最大変位(cm)		
	TMD最適減衰	$h=0.0065$	$h=0.0197$
0.00(TMDなし)	16.9	16.9	16.9
0.05	12.8	16.5	15.7
0.10	12.7	13.0	11.2



(1) 質量比 $\mu=0.05$ の場合



(2) 質量比 $\mu=0.10$ の場合

図-1.12.14 TLD-P C斜張橋系の時刻歴応答解析による主桁の応答変位

(5) 今後の課題

1) TLDの高減衰化

今年度の研究で用いたTLDの減衰定数は、TMDの最適減衰定数に比べてかなり小さい。したがって、より制震効果を高めるためには、TLDの高減衰化をはかり、最適減衰定数に近づける必要がある。

2) TLD-PC斜張橋模型の振動実験

TLDは、非線形性が強く振動振幅によってその特性が変わるため、TMDに置き換えてPC斜張橋の動的応答解析に組み込むことは、線形として取り扱っており、TLDの特性を正しく反映したものではない。また、TLDのロバスト性も考慮されない。そこで、PC斜張橋の振動台実験模型を作製し、その主桁にTLD模型を設置して、振動台で加振することにより制震効果を確認する。

3) PC斜張橋の地震応答特性とTLDの効果についての検討

TLDは、制震の対象としたモードの応答の低減には効果を発揮するが、PC斜張橋の地震時の応答はいくつかのモードが重なり合った複雑なものであり、他のモードの寄与も大きい。したがって、同調型のダンパーでは非制震対象モードの応答を低減することができず、制震効果が少ない。PC斜張橋の地震応答に対する各振動モードの寄与は、斜材の形状に大きく左右されるため、斜材の形式と同調型ダンパーの制震効果の関係について把握する必要がある。

4) 同調型ダンパーのPC斜張橋への適用に関する検討

同調型ダンパー（TLD, TMD）をPC斜張橋に適用する際に、装置の寸法、仕様等についてより詳細に検討する必要がある。

<研究担当> 鹿島建設（株）

第2章 免震設計法の開発

2. 免震設計法の開発

2.1 全体構造系の減衰評価法の開発

(1) PCラーメン橋の減衰評価に関する検討

1) 検討の概要

免震設計の予備的な比較検討の段階においては、複素固有値解析や時刻歴応答解析等の詳細な解析を行うのではなく、できるだけ精度のよい簡略手法による検討が必要となる。ここでは、粘性ダンパーの減衰評価式を提案して、PCラーメン橋の桁端に粘性ダンパーを設けた場合について、その適用性を検討した。

図-2.1.1に検討手順を示す。粘性ダンパーを設置した場合の地震応答解析は、一般には運動方程式を直接積分する方法によってなされ、減衰マトリックスを具体的に評価することが必要になる。減衰マトリックスは、減衰を無視した固有振動解析結果に基づいて設定する場合が多いので、その評価法をまず検討した。次に、ダンパーの減衰係数 C をパラメータとした複素固有値解析と応答解析を行い、その結果と簡略手法による結果を比較して、適用性の確認を行った。対象とした橋梁は、高橋脚橋梁の免震で対象としている4径間連続PCラーメン橋と同様であり、解析結果の一部をここに引用している。

2) 直接積分法における橋梁の減衰評価

減衰マトリックスは、外部減衰係数 α と内部減衰係数 β により次式で定義されるRayleigh減衰を用いるものとする。

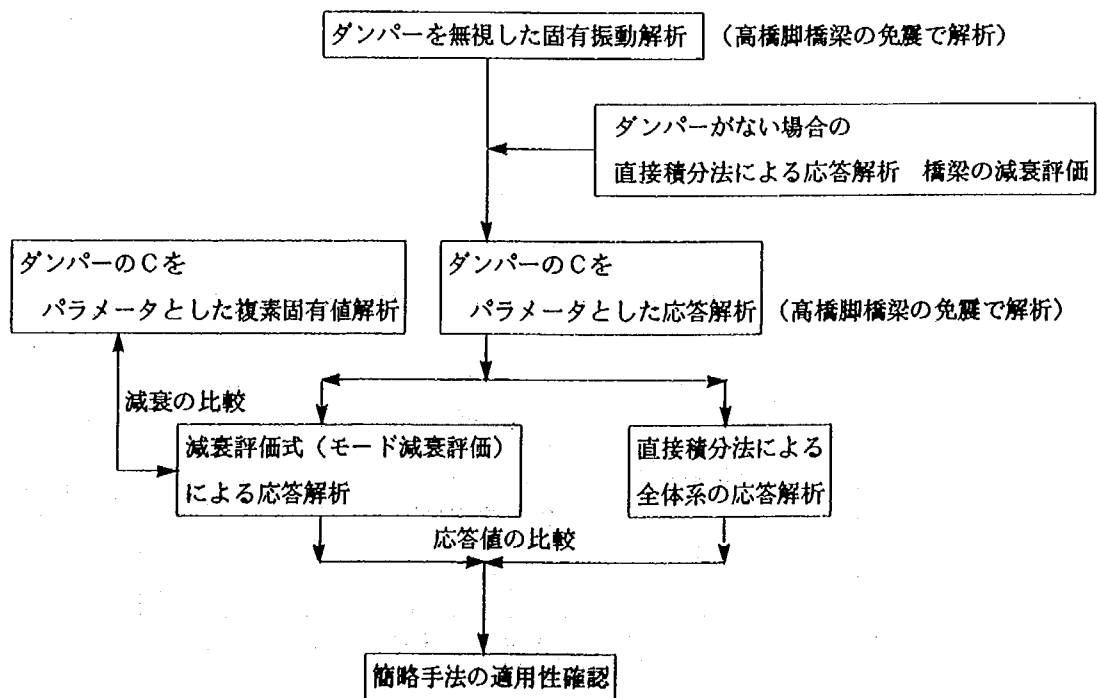


図-2.1.1 粘性ダンパーを用いた場合の比較検討手順

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここに、 $[C]$: 減衰マトリックス $[M]$: 質量マトリックス $[K]$: 剛性マトリックス
上式のように減衰マトリックスを設定すると、各次の固有振動の減衰定数は固有周期 T_i に応じて、次のようになる。

$$h_i = \frac{T_i}{4\pi} \alpha + \frac{\pi}{T_i} \beta \quad (2.1.1)$$

α と β を調整することにより、2つの固有周期については減衰定数を自由に設定することが可能であるが、他の固有周期に対する減衰定数は上式で決定されることになる。

橋梁の減衰定数が1%であると仮定して、次に示す3種類の条件について、減衰定数を仮定値と一致させた場合、他の周期領域で減衰定数がどのように変化するかを示したのが図-2.1.2である。

- ① 支承M 1-3 (橋台支承部が可動, 1次3.224secと3次0.733secの周期で一致)
- ② 支承M 1-2 (橋台支承部が可動, 1次3.224secと2次1.658secの周期で一致)
- ③ 支承F 2-3 (橋台支承部が固定, 2次0.739secと3次0.622secの周期で一致)

①のように1次と3次の減衰を1%とした場合には、2次周期の減衰定数は0.78%となり、この周期で減衰定数が最小となっている。②のように1次と2次周期を用いると3次周期の減衰定数は1.64%と過大となり、応答値が過小に評価される。また、③のように2つの接近した周期で減衰を一致させた場合には、他の周期領域では減衰定数が仮定値とかなり異なってくる。

図-2.1.3は、橋台の支承を橋軸方向に可動とした場合の固有振動モード（構造が対称であるので片側のみ）である。1次振動は桁・橋脚の水平振動で、橋台の支承部において大きな相対変位を生じており、この固有振動が橋梁の応答に最も寄与する。2次振動は桁の鉛直振動であり、橋脚の応答にはほとんど寄与せず、3次振動の方が橋脚の応答には寄与する。これより高次の固有振動は応答にほとんど影響しない。

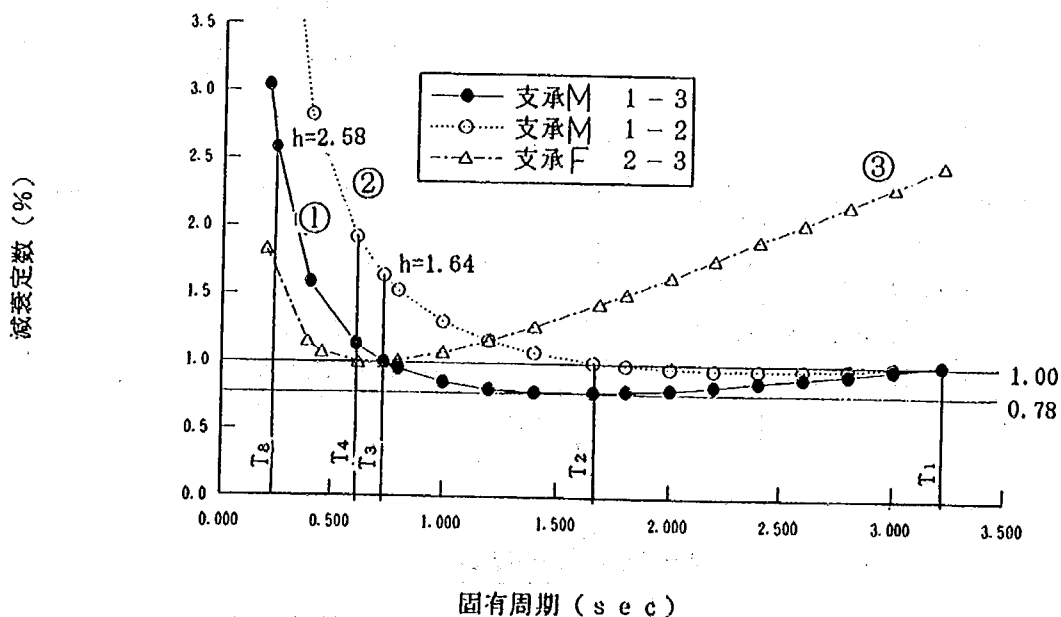


図-2.1.2 直接積分法の減衰マトリックスの周期による変化

2次振動は橋脚の応答にほとんど寄与しないので、①のように1次と3次振動の減衰定数を1%とした減衰マトリックスを用い、直接積分法で応答解析を行った。この結果とモーダル法による応答解析結果を比較して表-2.1.1に示す。スペクトル法による応答解析は、標準加速度応答スペクトルを用いた場合と時刻歴応答解析用適合波形の応答スペクトルを用いた場合で行い、減衰定数は各次1%としている。時刻歴応答のモーダル法と直接積分法の応答値の違いは減衰による違いである。変位及び断面力の両者の誤差は1~5%であり、最も誤差が大きいのは、高さが100mのP2橋脚下端のせん断力である。比較的高次振動の影響を受ける応答値では、短周期成分における減衰評価の

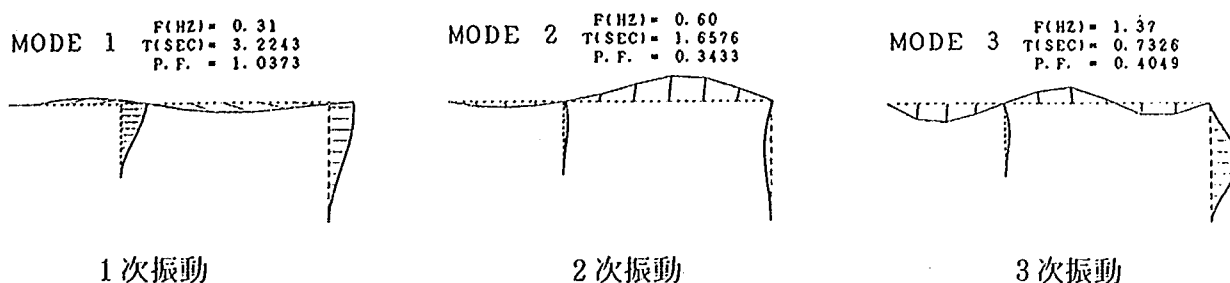


図-2.1.3 ダンパーなしの場合の固有振動モード

表-2.1.1 PCラーメン橋での応答値の比較 非免震

解析方法	入力地震波	加速度(gal)	桁変位(cm)		曲げモーメント(tf・m)		せん断力(tf)	
			P 2位置桁	P 2位置桁	P 1下端	P 2下端	P 1下端	P 2下端
モーダル法	スペクトル	標準	120.5	28.96	64610	36080	1957	875
	スペクトル	適合波	103.6	23.83	53270	30360	1620	774
	時刻歴	"	127.6	23.58	52520	34620	1647	1037
直接法	時刻歴	"	110.1	23.82	54530	34120	1713	983

違いが影響したと思われるが、誤差としては5%程度であった。

以上の検討結果から、PCラーメン橋の橋軸方向の直接積分法による応答解析では、Rayleigh減衰マトリックスを作成する際における2つの周期を主要な2つの応答モードの周期にとり外部減衰係数と内部減衰係数を適切に設定して主要な2つの応答モードの周期における減衰が目標となるようにすれば、数%の誤差範囲で応答値を算定できることがわかった。

なお、図-2.1.4は、解析に用いた適合波の加速度応答スペクトルを標準加速度応答スペクトルと比較したものである。減衰別補正係数は減衰定数

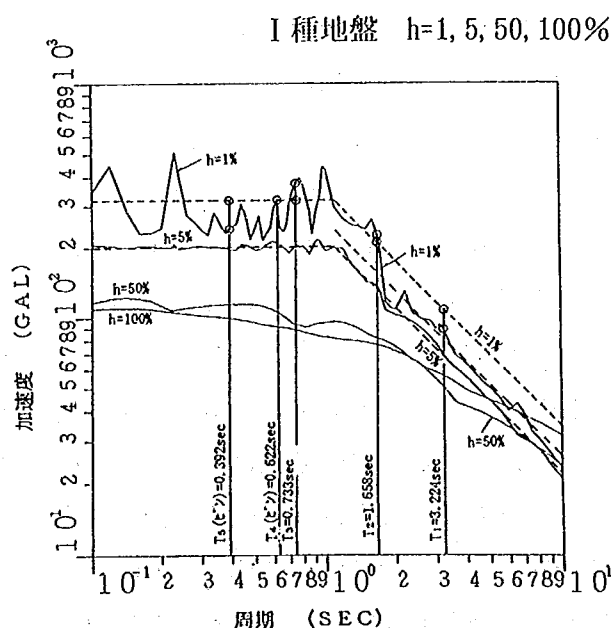


図-2.1.4 加速度スペクトルの比較

5 %では1.00であり、減衰1 %では1.57となる。

一方、適合波の2～10秒の長周期成分では、減衰が5 %から1 %となってもスペクトル値は平均で1.19倍程度までしか増加していない。適合波の減衰1 %の応答加速度スペクトルは標準応答スペクトルに比べ、1秒程度までの短周期ではフラットな形とはなっておらず、また、長周期成分では小さな値となっている。適合波を用いた解析では、このような地震動のスペクトル特性を考慮して、解析結果を検討する必要がある。前述の応答解析は減衰定数1 %で行っており、標準スペクトルの結果より適合波の結果の方が応答値が小さくなっている。

3) 簡易減衰評価式

ここでは、非免震における固有振動解析結果を用いて、粘性ダンパーを設置した場合の減衰定数を簡易的に算定する方法を示す。

粘性ダンパーを節点*i*と節点*j*間に設けた場合、減衰の影響がそれほど小さくなく、モード間の連成を無視できると仮定すれば、次式において減衰定数が算定される。

$$h_s = \frac{c_{ij} (\phi_{s,i} - \phi_{s,j})^2}{2 \omega_s M_s} \quad (2.1.2)$$

ここに、

h_s : 粘性ダンパーによる*s*次振動の減衰定数

c_{ij} : 節点*i*, *j*間のダンパーの減衰係数

なお、非免震とした場合の固有振動解析結果から以下の値が得られているものとする。

ω_s : 固有円振動数

M_s : *s*次の換算質量

$\phi_{s,i}$: *s*次の節点*i*の振動モード値

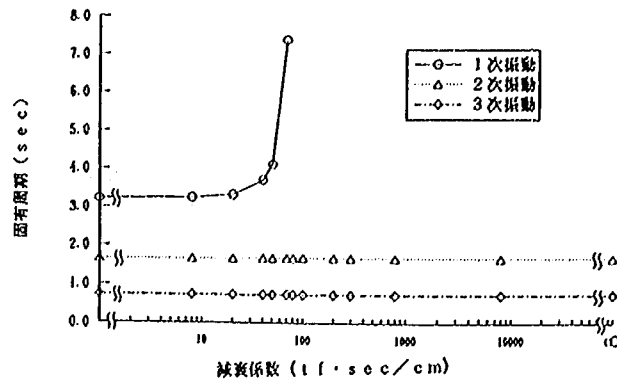
$\phi_{s,j}$: *s*次の節点*j*の振動モード値

4) 桁端ダンパーにおける減衰評価式の検討

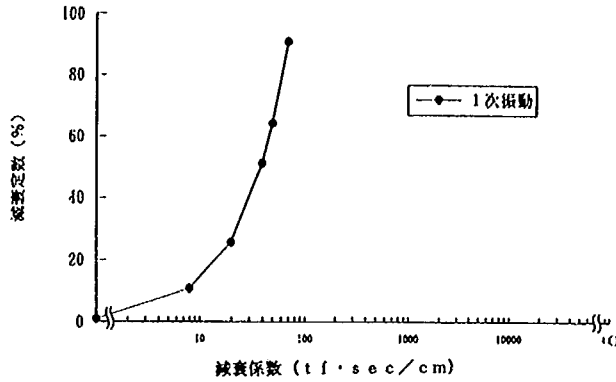
上式は、粘性ダンパーの減衰係数が大きくなると、算定式誘導の際の仮定と反することになるので、複素固有値解析の結果等と比較して、適用範囲を検討する。

橋梁自体の減衰マトリックスは2)で示したように評価し、桁端ダンパーの減衰係数*C*をパラメータとした複素固有値解析を行った。1～3次振動の固有周期と減衰定数の変化を図-2.1.5に示す。減衰評価式から逆算した1次振動の臨界減衰係数は、81.3 tf・cm/secとなるが、複素固有値解析の結果も減衰係数70tf・cm/secと80tf・cm/secの間で1次振動が限界減衰に達している。2次及び3次振動は、橋台支承部の相対変位が小さいため、固有周期はほとんど変化していないが、橋梁とダンパー全体としての減衰定数は1.5%程度まで増加している。2次振動は減衰係数50tf・cm/secで最大の減衰1.54%となり、3次振動は200tf・cm/secにおいて最大の減衰1.42%となっている。なお、減衰係数を大きくしていくと、解析結果は橋台支承部を固定とした場合の値に近づいていく。

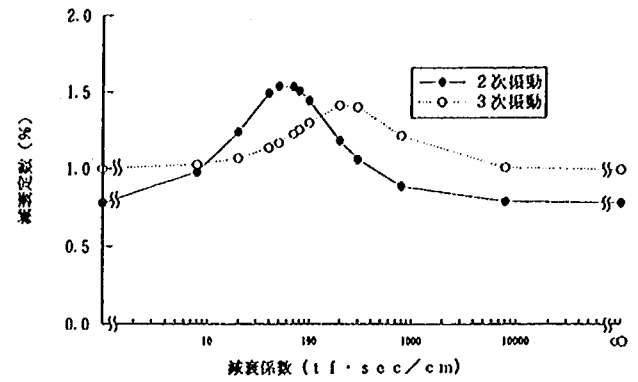
図-2.1.6は、橋梁の減衰はゼロとし、桁端ダンパーの粘性係数が0から臨界減衰係数以下の範囲で複素固有値解析を行った結果と簡易減衰評価式による減衰定数を比較したものである。簡易減衰評価式は、粘性減衰係数に比例する。そのため、1次と3次振動のように、この減衰係数の範囲では減衰定数が直線的に変化する場合に良く一致しているが、2次振動の場合は減衰係数が大きくなると従って、誤差が大きくなっている。



複素固有値 固有周期の変化

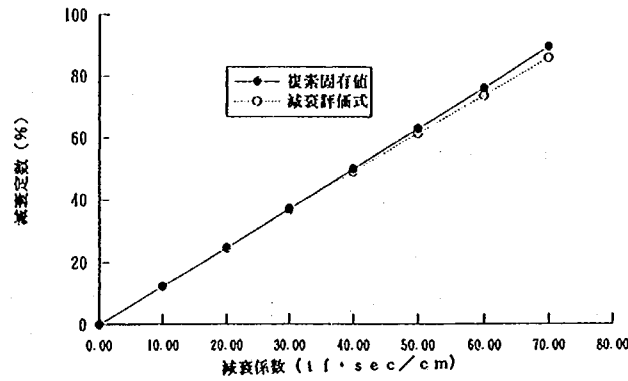


複素固有値 (橋梁+ダンパー) 減衰定数の変化

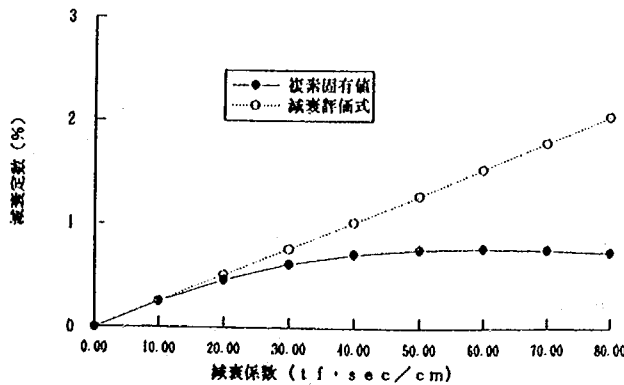


複素固有値 (橋梁+ダンパー) 減衰定数の変化

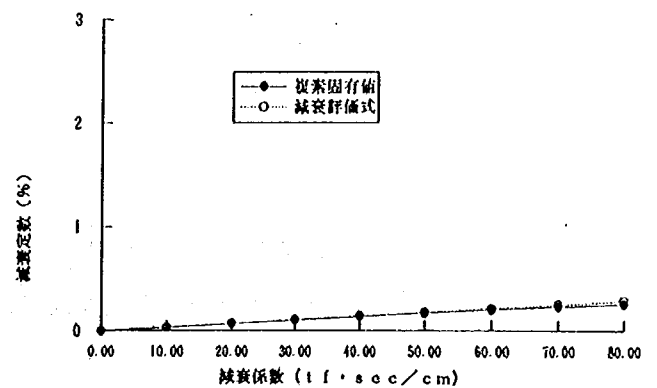
図-2.1.5 複素固有振動解析結果



複素固有値と減衰評価式の比較 1次振動



複素固有値と減衰評価式の比較 2次振動



複素固有値と減衰評価式の比較 3次振動

図-2.1.6 複素固有値と減衰評価式の比較 (橋梁の減衰はゼロ)

表-2.1.2は、桁端に減衰係数 $50\text{tf}\cdot\text{cm}/\text{sec}$ のダンパーを設けた場合の応答解析結果である。モーダル法では、簡易減衰評価式により求めた各次の減衰定数を用いて解析を行った。その時の減衰定数は、1次振動62.5%、2次振動2.28%、3次振動1.18%である。直接法による時刻歴解析の結果と減衰評価式の各次減衰定数を用いたモーダル法の時刻歴解析を比較すると、曲げモーメントの誤差としては5%以下であり、せん断力の誤差としては10%以下の誤差であった。この誤差の内、直接積分法の減衰マトリックスの評価方法による誤差が数%含まれている事も考慮すれば、簡易減衰評価式を用いたモーダル法の適用に問題はないと判断される。

表-2.1.2 PCラーメン橋での応答値の比較 桁端ダンパー $C=50\text{tf}\cdot\text{cm}/\text{sec}$

解析方法		入力地震動	加速度(gal)	桁位置(cm)	曲げモーメント(tf・m)		せん断力(tf)		
			P ₂ 位置桁	P ₂ 桁位置	P ₁ 下端	P ₂ 下端	P ₁ 下端	P ₂ 下端	橋台天端
モーダル法	スペクトル1	適合波	52.79	7.198	16030	8726	483.0	196.6	1061
	スペクトル2	"	53.34	7.213	16560	12070	519.9	395.8	1065
	スペクトル3	"	65.67	7.213	16670	12510	537.6	443.0	1066
	時刻歴	"	65.96	6.987	15510	11500	487.7	537.6	1057
直接法	時刻歴	"	70.57	7.105	15700	12098	539.0	548.6	1044

・スペクトル1; 1次振動のみ スペクトル2; 1～3次振動を考慮

スペクトル3; 1～4次(0.1secまで)考慮

以上の比較検討結果により、臨界減衰係数以下の範囲では簡易減衰評価式がかなりの精度で適用可能であることがわかった。

なお、本検討では、粘性ダンパーについて検討を行ったが、橋台の支承に履歴型ダンパーを用いる場合についても同様に減衰の簡易評価が可能である。履歴型ダンパーは、その歪レベルで等価剛性と等価減衰定数が変化するため、支承に生じる相対変位を仮定して応答変位を求め、その誤差が一定値以下となような収束計算が必要である。そのような場合、i端とj端間に履歴型ダンパーを設置した場合の固有円振動数と減衰定数は次式で計算すれば、収束値の概算計算が可能となる。

$$\omega_s' = \sqrt{\frac{K_s'}{M_s}} \quad (2.1.3)$$

$$h_s' = h_s \frac{K_s}{K_s'} + h_{ij} \frac{k_{ij} (\phi_{si} - \phi_{sj})^2}{K_s'} \quad (2.1.4)$$

ここに、

ω_s' : 履歴型ダンパーを考慮した固有円振動数

h_s' : 履歴型ダンパーを考慮した減衰定数

$K_s' = K_s + k_{ij} (\phi_{si} - \phi_{sj})^2$

k_{ij} : 履歴減衰型ダンパーの等価剛性

h_{ij} : 等価履歴減衰定数

なお、非免震とした場合固有振動解析結果から以下の値が得られているものとする。

ω_s : 固有円振動数

$\phi_{s,i}$: s 次の節点 i の振動モード

C_s : s 次の換算減衰係数

$\phi_{s,j}$: s 次の節点 j の振動モード

K_s : s 次の換算バネ定数

(2) 斜張橋の減衰評価に関する検討

1) 検討目的と概要

長大スパン橋の一構造形式である斜張橋を取りあげる。構造系の一部にダンパーを設置したことによって全体構造系の減衰が増加する効果を評価する際には、次の2点が参考となる。

① 地震による慣性力が働いた際の構造系の復元力は、構造系の内のどの部材の応力が支配的となって形成されるのか

② 設置したダンパーの両端にどの程度の相対変位が生じるか

上記の①は、ダンパーを設置する個所を選定する際の目安となるものである。免震を考えないで初期設計した構造系の内のある部材に平行してダンパーを設置する場合には、ダンパー両端の相対変位は初期設計による構造系の部材の応力あるいは歪みの量そのものに比例すると考えられる。

これに対して、初期設計した構造系の内のある部材を分断してダンパーを設置する場合には、部材を分断したことによって構造系全体が変化するので、ダンパー両端の相対変位は初期設計による構造系のみから推定できない。

斜張橋においては、橋軸方向に働く慣性力を低減する目的で塔と桁の連結を分断して桁に遊動円木状の自由度を与えることが行われる。この場合に、初期設計モデルは塔と桁が連結された構造系であり、分断モデルでは塔と桁が分断される。初期設計モデルと分断モデルでは固有周期などの振動特性が著しく異なり、しかも分断モデルでは上部構造と下部構造の間はケーブルなどによって複雑に連結されている。以上が、桁橋など単純な構造系に免震を考える場合と、斜張橋に免震を考える場合で事情が大きく異なる点である。

研究対象としている長大スパン橋の一例として橋長 1 km の鋼斜張橋を想定し、初期モデルと分断モデルの振動特性がどの程度異なるのか、ダンパーを設置した場合の全体構造系の振動特性や減衰を推定する上で初期モデルや分断モデルがどの程度参考になるのかを検討した。全体構造系の減衰を評価するものとしてモード別減衰定数を取りあげているが、構造系全体のモード別減衰定数が最大となる時に、設計上の利点となる部材応力の低減が得られるのかどうかという点にも着目した。

ダンパーを設置することができる位置としては、桁端、塔と桁の連結部、および塔基部などが考えられるが、本年度は、塔と桁の連結部に設置した場合について検討した。

2) 検討モデル

図-2.1.7に示すような形状の橋長約 1 Km の鋼斜張橋を想定し、105質点のモデルを作成した。塔と桁の接合部の条件としては、図-2.1.8に示すように初期モデルとして相対変位を拘束するケース（固定）、分断モデルとして拘束を解いたケース（自由）を設定した。免震モデルとしては、弾性ばねとダンパーによって塔と桁を連結したケースを設定した。弾性ばねの剛性は連続的に変化さ

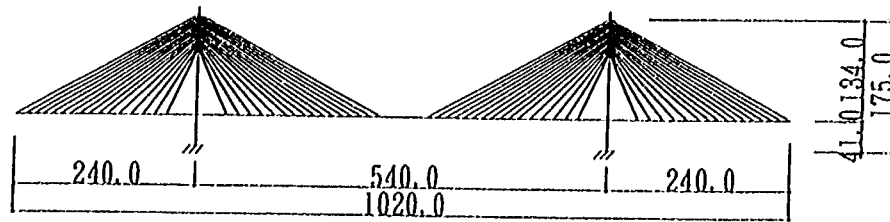
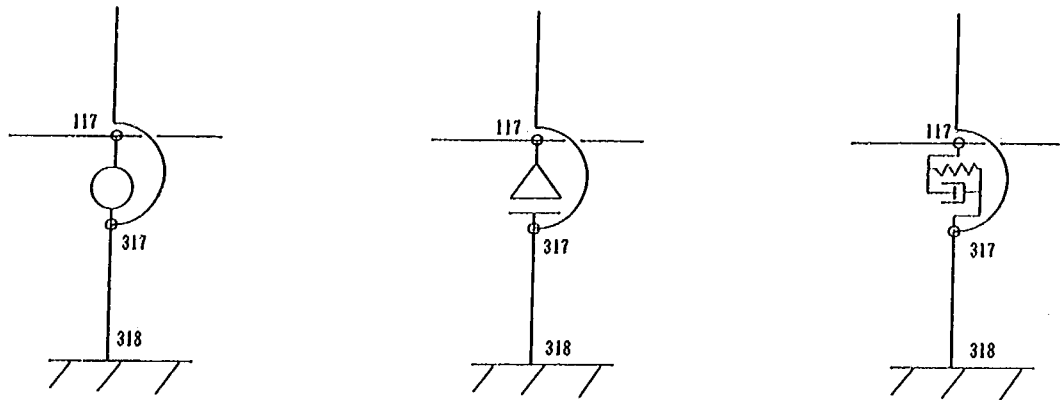


図-2.1.7 鋼斜張橋解析モデル図



a)初期モデル（固定）

b)分断モデル（自由）

c)免震モデル（弾性バネ）

図-2.1.8 塔と桁の接合部のモデル化

せて数ケース準備した。ダンパー特性の種別としては、粘性、摩擦、弾塑性などが考えられるが、ここでは減衰定数は20%の粘性ダンパーを設置する場合を考えた。ダンパー以外の構造部材の減衰は2%とした。

各モデルについてモード毎の固有周期、有効質量比を比較しただけでは設計上の利点となる部材応力低減の程度を判断することが難しいので、道路橋の免震設計法マニュアル（案）に地震時保有水平耐力法の照査に用いる入力地震動として提案される応答スペクトルをL2地震動のスペクトルとして用い、応答スペクトル法による計算を行った。L2地震動程度の地震の際には、構造部材の一部が塑性化し、部材非線形の影響を考慮しなければならない場合も考えられるが、ここではこの影響は無視した。

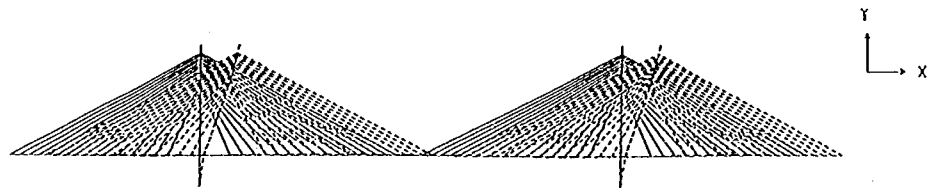
3) 固有周期とモード別減衰定数の変化

初期モデル、分断モデル、免震モデルなど各ケースのモード別の固有周期と減衰定数および有効質量比を表-2.1.3に示す。

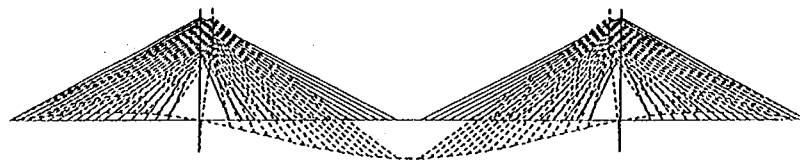
ここで、初期モデル（固定）では、1次モードより2次モードの有効質量の方が大きく、分断モデル（自由）では、1次の有効質量が最も大きい。免震モデルにおいては、塔と桁の連結部の弾性バネの剛性が大きくなる（ $K \geq 50000 \text{ tf/m}$ ）と1次モードより2次モードの有効質量の方が大きくなり、変位モードについても逆転して、分断モデル（自由）から初期モデル（固定）の傾向へ移行する。分断モデル（自由）と初期モデル（固定）とについての1次と2次の変位モード図をそれぞれ次頁の図-2.1.9、図-2.1.10に示す。分断モデル（自由）では、桁が水平方向に移動する様子が

表-2.1.3 ばね剛性と固有値

ばね定数 Kx (1000 tf/m)	一 次 モ ー ド			二 次 モ ー ド		
	固有周期 T (sec)	減衰定数 h	有効質量 Emass (%)	固有周期 T (sec)	減衰定数 h	有効質量 Emass (%)
0	11.514	0.020	48.44	2.185	0.020	11.09
0.5	8.499	0.100	48.51	2.185	0.020	11.09
1	7.084	0.128	48.57	2.185	0.020	11.09
2	5.637	0.148	48.69	2.185	0.020	11.10
3	4.864	0.153	48.88	2.185	0.020	11.10
5	4.021	0.154	48.98	2.184	0.020	11.10
8	3.390	0.147	49.20	2.184	0.020	11.11
10	3.138	0.142	49.30	2.183	0.020	11.11
15	2.765	0.129	49.50	2.183	0.020	11.12
20	2.537	0.118	49.61	2.182	0.020	11.12
35	2.220	0.094	49.75	2.181	0.020	11.13
50	2.180	0.020	11.14	2.079	0.079	49.76
80	2.180	0.020	11.15	1.946	0.062	49.70
100	2.179	0.020	11.15	1.900	0.055	49.65
1.0E+06	2.178	0.020	11.16	1.075	0.020	49.14

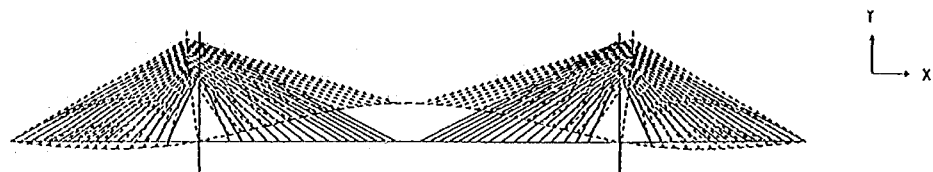


(1) MODE NO. = 1, PERIOD = 11.514 (SEC)

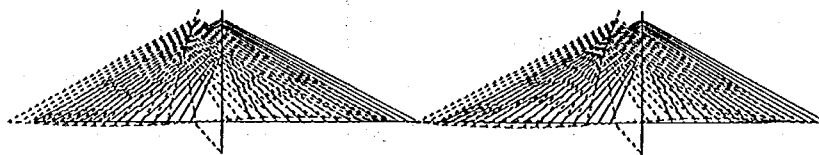


(2) MODE NO. = 2, PERIOD = 2.185 (SEC)

図-2.1.9 分断モデル(自由)の変位モード 1次, 2次



(1) MODE NO. = 1, PERIOD = 2.178 (SEC)



(2) MODE NO. = 2, PERIOD = 1.705 (SEC)

図-2.1.10 初期モデル(固定)の変位モード 1次, 2次

1次モードではほぼすべて表現され、2次モードでは、塔頂部が互いに近づく対称形のモードが表れている。初期モデル（固定）では、分断モデル（自由）の1次と2次が逆転したように見え、当然ではあるが、桁が水平に移動するモードでは塔が桁の高さで著しく水平方向に力を受けている。

また、弾性バネの剛性と固有周期の関係を図-2.1.11に同様にモード別の減衰定数の関係を図-2.1.12に示す。これらの図によってもバネの剛性が大きくなった場合にモードが逆転する様子が示されている

設計上の利点となる部材応力低減の程度を知るための参考として、L2地震動のスペクトルを入力した際の桁端の応答変位とモード別変位および加速度と弾性バネの剛性の関係を表-2.1.4に示す。

この結果より、有効質量比の最も大きな1次モード（剛性の大きな場合は、2次）による応答が支配的であることが判る。桁端の応答変位とおよび加速度と弾性バネの剛性の関係を図-2.1.13, 図-2.1.14に示す。同様に、バネの剛性と塔基部のモーメントの関係を図-2.1.15に塔～桁間の水平力の関係を図-2.1.16に示す。

図-2.1.12 弾性ばねの剛性を変化させた場合の減衰定数の変化を見ると、バネの剛性が約5,000 tf/mの場合に構造系全体の減衰定数が最大となる。図-2.1.16 弾性ばねの剛性と塔～桁間の水平力の関係では、バネの剛性が約5,000 tf/mの場合にはダンパー部分で相当量の水平力の受け渡しがあり、ダンパーが有効に働いていることがわかる。バネの剛性が約35,000 tf/mの場合にダンパー部分で相当量の水平力の受け渡しの極大値があるが、構造系全体の減衰定数には寄与していない。図-2.1.14では、バネの剛性が約5,000 tf/mの部分に桁の加速度の極小値が見られ、図-2.1.15に見られるように、塔基部の曲げモーメントが最小となるのは、バネの剛性がそれより幾分か大きい場合である。塔基部の曲げモーメントが最小となるためには、構造系全体の減衰定数が最大となるだけでなく、塔とケーブルの柔軟性によって長周期化の効果も寄与している。ただし、図-2.1.13に見られるように慣性力が最小となる場合には、変位も相当量となる。構造系全体のモード別減衰定数

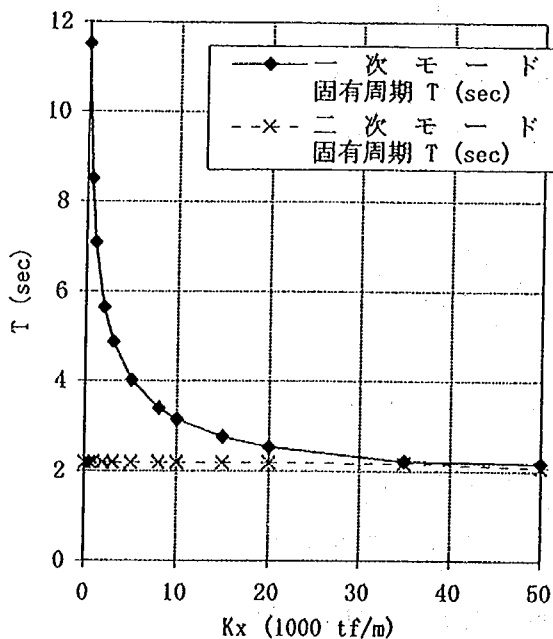


図-2.1.11 ばねの剛性と固有周期

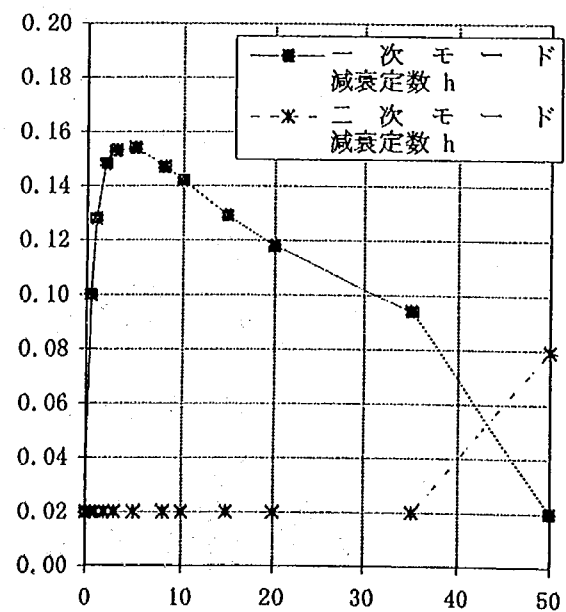


図-2.1.12 モード別の減衰定数

表-2.1.4 桁端の応答変位とモード別変位および加速度 (L2地震)

Kx (1000tf/m)	桁端の応答変位 (cm)					
	R.M.S	mode.1	mode.2	mode.3	mode.4	mode.5
0	5.339	5.34E+02	-1.80E-11	-3.84E-02	1.39E-13	-2.66E-13
0.5	2.364	2.36E+02	-2.35E-11	-3.86E-02	1.70E-13	-1.15E-11
1	1.875	1.87E+02	-1.95E-11	-3.77E-02	1.21E-13	-2.60E-12
2	1.440	1.44E+02	-1.96E-11	-3.60E-02	7.13E-14	-2.01E-12
5	1.017	1.02E+02	-2.92E-11	-2.63E-02	-2.67E-14	2.54E-12
10	0.811	8.11E+01	-3.55E-11	-7.33E-04	-1.38E-13	-2.77E-03
20	0.683	6.83E+01	-9.81E-11	6.07E-02	-3.87E-13	1.66E-03
50	0.627	2.77E+01	6.28E+01	2.15E-01	-7.03E-13	7.88E-03
Kx (1000tf/m)	桁端の応答加速度 (gal)					
	R.M.S	mode.1	mode.2	mode.3	mode.4	mode.5
0	160.96	1.59E+02	-1.51E-10	-1.50E+00	1.10E-11	-2.90E-11
0.5	131.46	1.29E+02	-1.94E-10	-1.50E+00	1.35E-11	-1.25E-09
1	149.35	1.47E+02	-1.62E-10	-1.48E+00	9.57E-12	-2.83E-10
2	180.29	1.79E+02	-1.62E-10	-1.42E+00	5.65E-12	-2.20E-10
5	249.10	2.48E+02	-2.41E-10	-1.04E+00	-2.04E-12	2.79E-10
10	325.75	3.25E+02	-2.94E-10	-2.90E-02	-1.10E-11	-3.06E-01
20	419.59	4.19E+02	-8.14E-10	2.43E+00	-3.09E-11	1.83E-01
50	574.48	2.30E+09	5.74E+02	8.70E+00	-5.64E-11	8.76E-01

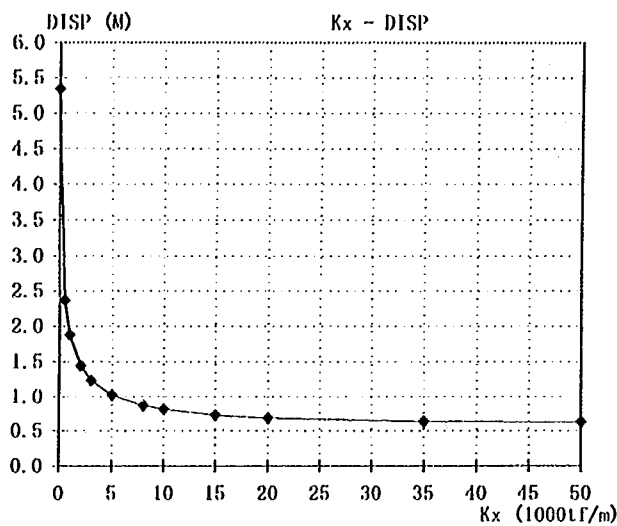


図-2.1.13 ばねの剛性と応答変位

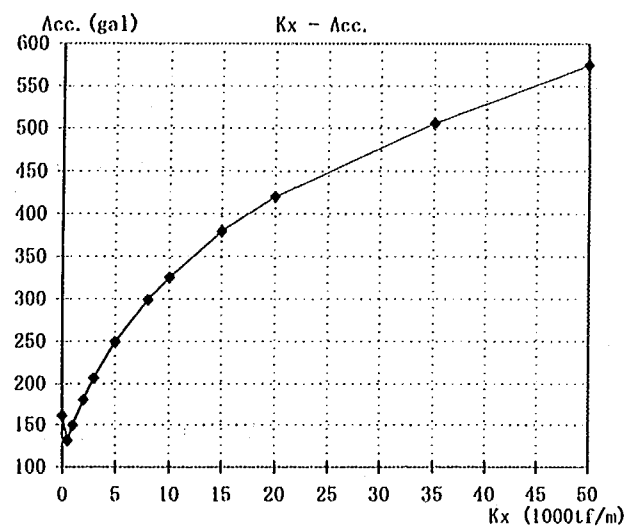


図-2.1.14 応答加速度

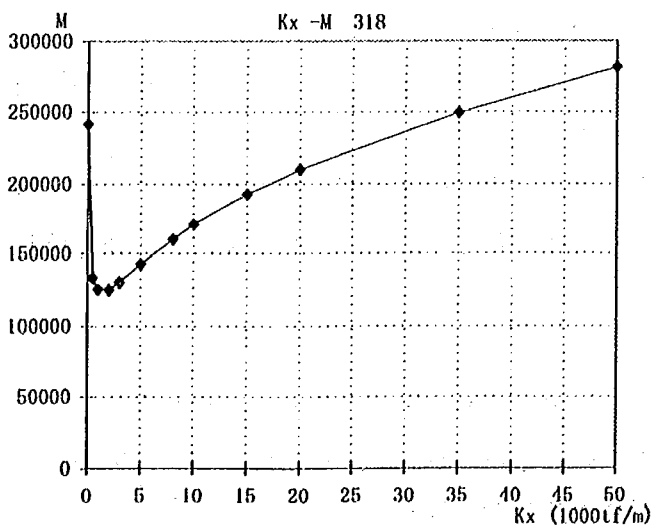


図-2.1.15 ばねの剛性と塔基部のモーメント

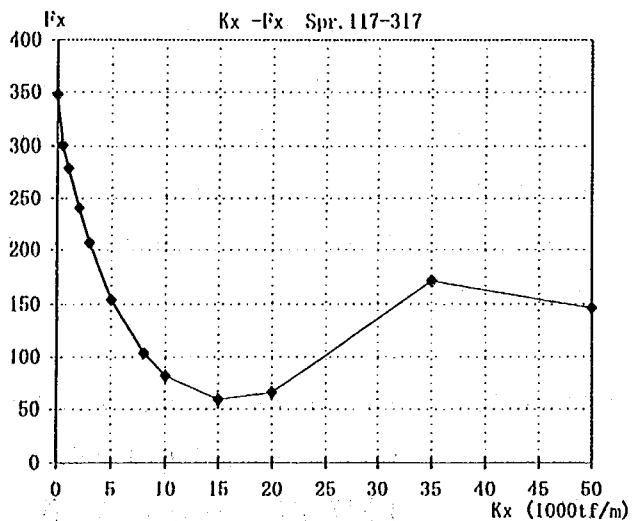


図-2.1.16 塔～桁間の水平力

が最大となるところの方が現実的と考えられる。

以上のことから、次の結論が得られる。

- ① 構造系全体のモード別減衰定数が最大となるようにバネおよびダンパーを設けることによって、変位があまり増大せずに塔基部の応力度を低減できる。
- ② 斜張橋のようにダンパー設置位置以外にも慣性力の伝達経路がある複雑な挙動メカニズムでは、相当量の減衰付与が必要となる。
- ③ ダンパーの設置位置を選定する検討を行う際に参考となるのは、初期モデル（固定）ではなく、ダンパーの設置位置を分断したモデル（自由）の方である。

4) 今後の作業

本年度の作業によって斜張橋の基本的な動特性と、塔と桁の連結部の拘束条件が全体構造系に与える影響の程度を概括的に把握することができた。しかしながら、本年度の検討で用いたモデル化はダンパーと弾性バネを平行に設置したものであり、ダンパーの減衰付与の効果を純粋に反映した上での検討ではない。実際には、粘性ダンパーや摩擦ダンパーを単独に設置して、弾性バネを併用しない場合があって、その方が設計上の利点を得る上で有効であるとする考え方もある。

次年度からは、剛性を持たないダンパー（例えば、粘性ダンパーや摩擦ダンパーなど）をこの部分に設けた場合の全体構造系減衰評価に関する試算を行う。

ここでは、構造の部材ごとにひずみエネルギーと吸収エネルギーの関係を設定し、各モードごとにひずみエネルギーと吸収エネルギーを合計した後、それらの比から式(2.1.5)によって減衰定数 h_j を求める。

$$h_j = \frac{\delta E_j^T}{4 \pi E_j^T} \quad (2.1.5)$$

ここに、 h_j は j 次モードに対応する減衰定数、 δE_j^T は j 次モードによるひずみエネルギー、 E_j^T は j 次モードによる吸収エネルギーである。

共同研究において主に着目する点が、地震時保有水平耐力法で想定するような大規模な地震による挙動であるとする、高減衰部材以外の橋梁構成部材の一部にも塑性化が発生することが考えられ、その場合には各部材のひずみレベルに従って、弾塑性の効果を反映し、吸収エネルギー E_j^T の考え方を改める必要もある。場合によっては、ダンパー以外の要素におけるエネルギー吸収が相当量に達し、ダンパーの効果が減殺される事態も予想される。

本年度の検討では、L2地震動を設計条件と考えたが、兵庫県南部地震の経験などから、L2以上の地震動の条件が存在することが知られており、本研究における対象地震動を見直す必要も感じられる。

<研究担当> パシフィックコンサルタンツ（株）、石川島播磨重工業（株）、（株）大林組、（株）オリエンタルコンサルタンツ、鹿島建設（株）、（株）建設技術研究所、日本技術開発（株）、八千代エンジニアリング（株）

2. 2 最適ダンパー配置

(1) 開発の背景と目的

斜張橋、吊橋など長大橋において耐震性向上のため減衰付与による免震化を計る場合、以下の理由により従来の免震橋に比べてダンパーなどの減衰装置も大規模になる。

- ・ 橋梁の規模が大きい
- ・ 従来の耐風性向上用ダンパーに比べ、耐震性向上のためにはダンパー設置により得られる減衰比も10%程度と大きな値が必要である

そこで最小のコスト条件で免震化の効果を最大化することが望ましい。そのためには、最小の減衰係数（規模）で必要な減衰比を得る減衰装置の配置の最適化を行うことが必要である。本研究では、この手法の開発を目的とする。

(2) 開発項目と内容

以下に示す項目について開発を行う。

1) 他分野での最適ダンパー配置法の調査

建築・機械工学の分野での最適ダンパー配置法に関する考え方を調査し、本研究への適用性を検討する。

2) 最適ダンパー配置法の基本方針

上記調査結果を踏まえて最適ダンパー配置法の基本方針を策定する。

3) モデル橋の選択

検討対象橋形式として高橋脚橋、斜張橋、吊橋をとり、これら各形式に対してモデル橋を選択する。

4) 配置法検討

モデル橋（複数形式）について減衰装置の設置位置・設置方法などによる制約を考慮しながら、上記減衰装置の配置案を複数設定する。これを複数種類の減衰装置について行う。

5) 有効性検討

上記の配置案に対する減衰性能を求め、橋梁形式と採用減衰装置との各組み合わせについて各々最も減衰性能の高い配置（最適ダンパー配置）を決定する。

6) 最適ダンパー配置法のまとめ

前記検討手順を見直し、最も効率的な手順方法を求める。

(3) 開発の工程

表-2.2.1に示す工程に沿って開発を進める。

(4) 平成6年度の研究成果

1) ダンパー配置可能な箇所のまとめ

表-2.2.1 研究工程

研究項目	平成5年度	平成6年度	平成7年度
研究対象の各種調査	←→		
基本方針策定		←→	
モデル橋選択		←→	
減衰装置の配置法検討		←→	←→
有効性検討		←→	←→
まとめ			←→
今後の課題の整理			←→

a) 高橋脚橋

高橋脚橋梁の最適ダンパー配置の研究は、P C ラーメン橋に相対変位・速度に応じたダンパー装置を設置する場合を対象とした。マスダンパーや構造系の変更による免震化を除けば、ダンパーの設置位置は桁端にほぼ限定される。

以降は、桁端と橋台間にダンパーを設けた場合の最適設計手法について検討した。

b) 斜張橋

本研究では、各支点にダンパーを配置する斜張橋を対象に検討を行った。

c) 吊橋

一般的に吊橋は、図-2.2.1の型式である。これにダンパーなどの免震装置を適用する場合、有効であると考えられる部位は、部材間の相対変位が大きい部位であると考えられる。橋軸方向の地震振動力に対しては、タワーリンク、エンドリンク、ダイアブナルステイ、エンドステイなどの部位がこれに相当する。橋軸直角方向の振動については、ウインド脊、タワーリンクなどの部位が相当すると考えられる。

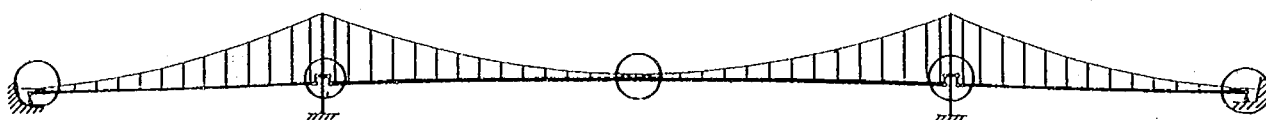


図-2.2.1 吊橋のダンパー配置可能部位

2) 概略設計用簡易モデルの検討

a) 高橋脚橋

前項では、非免震とした場合の固有振動解析結果を利用した簡易減衰評価式を提案した。

これは、図-2.2.2に示すように s 次の換算質量 M_s 、換算バネ K_s 、換算減衰係数 C_s を用いた 1 自由度モデルであり、ダンパー設置位置の振動モードの差を考慮して、ダンパーによる剛性や減衰を付加することに相当する。

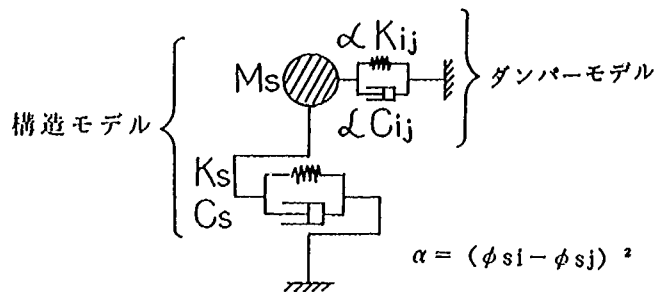
ダンパー設置位置の振動モードから算定される係数 α は、ダンパーの設置位置決定の指標ともなるものであり、 α が大きい程、免震効果は大きいと判断される。

橋台の支承に履歴型ダンパーを用いた場合において、全体系モデルによる詳細解析結果と簡易検

討法を比較したものが表-2.2.1である。また桁端と橋台間に粘性ダンパーを設けた場合において、橋台位置の桁加速度と桁変位、橋脚下端モーメントおよび橋台に作用する水平力に着目して両者を比較したものが図-2.2.3である。

図-2.2.3は、簡易検討法の結果を全体系モデルでの詳細解析（直接法）の結果で除したものであり、1に近い程精度がよい。ダンパーの減衰係数をパラメータとして、臨界減衰程度まで求めた。

簡易検討法は、加速度以外の変位や作用力については非常に良い精度で求めることが可能であり、その範囲も臨界減衰程度まで十分有効である。ただし加速度のように1次振動のみの現象では評価できない場合は、その精度は高次振動の影響度により左右される。



c_{ij} : 節点ij間のダンパーの粘性係数
 k_{ij} : 節点ij間の履歴型ダンパーの等価バネ定数
 ϕ_{si} : ダンパー端部位置のモード値

図-2.2.2 簡易検討モデル

表-2.2.1 履歴型ダンパーの検討結果

履歴ダンパー	1' A総厚	$\Sigma te=42\text{cm}$		$\Sigma te=20\text{cm}$		$\Sigma te=12\text{cm}$	
	等価バネ	$k=22.75\text{tf/cm}$		$k=30.10\text{tf/cm}$		$k=38.65\text{tf/cm}$	
	等価減衰	$h=0.267$		$h=0.232$		$h=0.215$	
解析方法		簡易検討法	詳細解析	簡易検討法	詳細解析	簡易検討法	詳細解析
1次固有周期 sec		2.842	2.845	2.745	2.750	2.643	2.651
橋梁全体の減衰定数		0.0673	0.0664	0.0711	0.0697	0.0772	0.0753
桁端の水平変位 cm		14.67	14.58	13.92	13.81	13.06	12.90

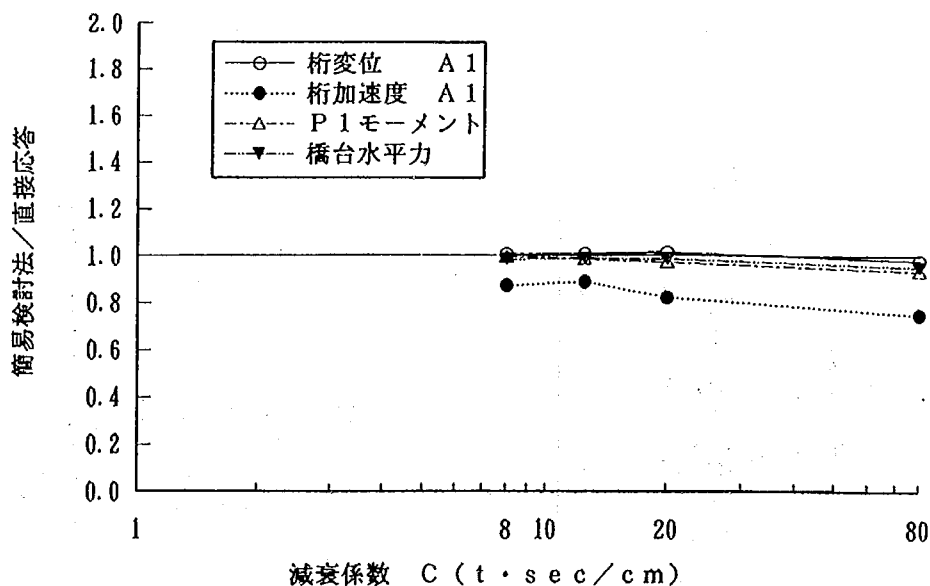


図-2.2.3 詳細解析と簡易検討法の比較

b) 斜張橋

長大橋梁に多用される斜張橋形式において地震応答の低減のためのダンパー装置の最適配置検討シミュレーション解析を行う場合、主桁、主塔、橋脚、斜材など部材も多く、解析モデルは多自由度を有する大規模なものとなる。このモデルを用いて必要なダンパー諸元を求めるためには多大な時間と大容量のBWSが必要となり、効率的ではない。

そこで、この複雑なモデルに対し、「どの程度簡略したモデルならばダンパー量の設定が現実的であるか」という点に着目し、検討を行なった。

検討に用いたダンパーはバイリニア型で一次剛性 (K_1) と二次剛性 (K_2) にて表され、その剛性比が一定の値となるものを設定した。

問題となる各部材断面力については応答値の変化傾向が合致することが重要であり、応答値の下限値が詳細モデルと同じ量になることが必要である。

(i) 簡易モデルの設定

支点に免震装置を設置した2径間斜張橋の簡易解析モデルとして、下記の四種類のモデル(図-2.2.4～図-2.2.7)を設定した。

ここで、簡易モデル1と2は、ダンパー要素を除くすべての要素をはり要素として扱い、各要素に載荷される慣性力は、等価節点として要素の両端に1/2ずつ分担させるものとした。

簡易モデル3では、図-2.2.6に示すような水平方向の移動が可能な3自由度系に変更して考慮することとした。

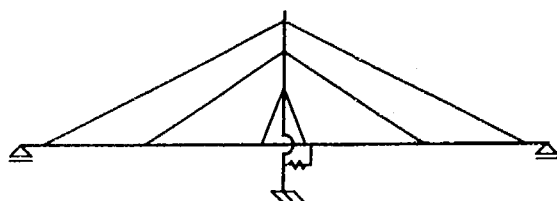


図-2.2.4 簡易モデル1

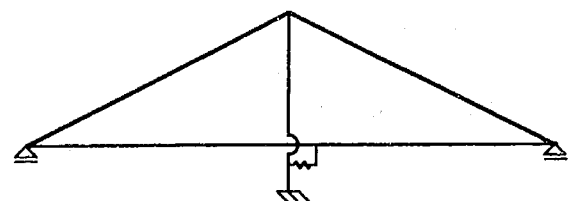


図-2.2.5 簡易モデル2

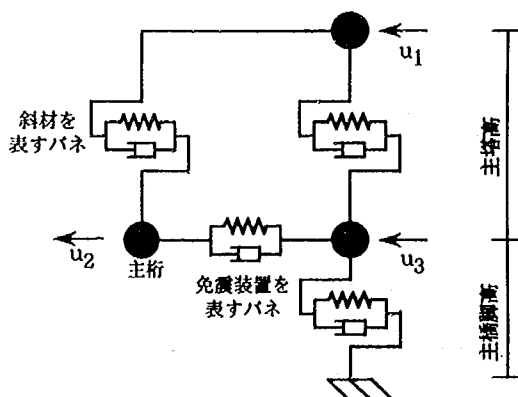


図-2.2.6 簡易モデル3

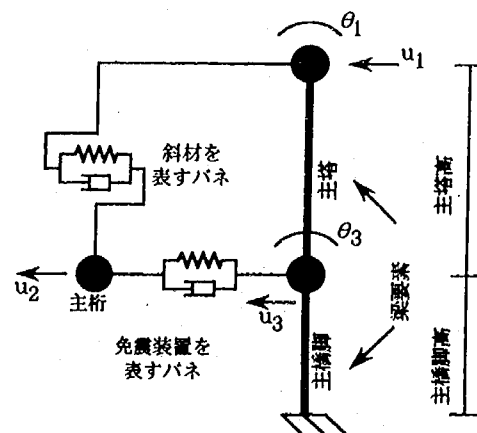


図-2.2.7 簡易モデル4

その運動方程式は、次式で表される。

$$[M] \ddot{\{u\}} + [C] \dot{\{u\}} + [K] \{u\} = -[M] \{1\} \ddot{Z} \quad (2.2.1)$$

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} 0.5M_T + 0.5M_c & 0 & 0 \\ 0 & M_G + 0.5M_c & 0 \\ 0 & 0 & 0.5M_T + C_F M_F \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} 3K_T + K_c & -K_c & -3K_T \\ -K_c & K_c + K_D & K_D \\ 3K_T & -K_D & 3K_F + 3K_T + K_D \end{bmatrix}, \quad \{u\} = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix},$$

$$M_c = \rho_c A_c L_c$$

$$M_F = \rho_F A_F L_F$$

$$M_T = \rho_T A_T L_T$$

$$M_G = \rho_G A_G L_G$$

$$K_T = B_T I_T / L_T^3$$

$$K_F = B_F I_F / L_F^3$$

$$K_c = \Sigma (B_A \cos^2 \alpha / L) c_o$$

ρ : 密度

α : ケーブルと主桁の傾斜角

u : 変位

C_F : 橋脚の質量集中係数

Z : 地盤の加速度

添字 C, F, T, G, D は、ケーブル、主橋脚、主塔、主桁、ダンパーを表す。

また K_c については、簡易化のため、次式で求めてもよいと考えられる。

ハープ形に対して：

$$K_c = 0.5 B_n [(A \cos^2 \alpha / L) \text{上段}_c + (A \cos^2 \alpha / L) \text{下段}_c]$$

ファン形に対して：

$$K_c = B_n (A \cos^2 \alpha / L) \text{中段}_c \quad (n : \text{ケーブルの本数})$$

簡易モデル 4 では、主桁は水平移動が可能な一質点系に置換え、主塔と主橋脚については梁要素とし、斜材とダンパーは水平バネ要素にして考慮するものとした（図-2.2.7）。主塔、主橋脚と斜材の質量は分布質量とし、主桁の質量は集中質量として節点 2 に付加することとした。

運動方程式は簡易モデル 3 に対するものと同様であるが、質量マトリックスおよび剛性マトリックスは下式で表される。

(ii) 簡易モデルの選択

平成 5 年度に設定したモデル橋（図-2.2.8）を例にして、上記四つの簡易モデルの適用性に

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.6	23.3	3.25
主塔	3.3×10^6	62.3	401.0	2.72
主橋脚	2.8×10^6	209.5	3003.0	2.39
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c = 4296(\text{m}) \quad K_c = 115520(\text{tf})$$

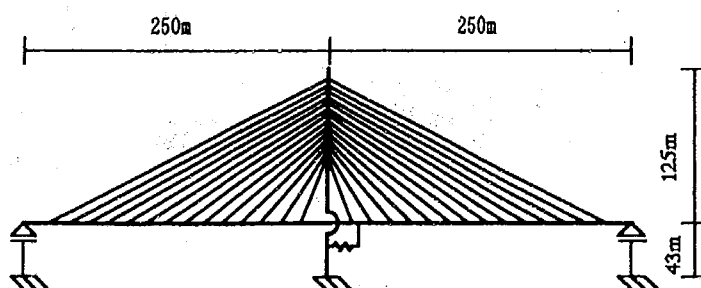


図-2.2.8 スパン250mモデル橋

について検討した。ダンパーの特性では、1次剛性と2次剛性比(K_1/K_2)を6、降伏変位を1 cmと仮定した。入力応答スペクトルは、道示書(V)に示される震度法レベルのI種地盤で5秒以上の範囲に両対数紙上で直線延長したものを用いた。

図-2.2.9～図-2.2.12に示すように、桁変位、主塔基部および橋脚基部モーメントに着目して、フローティング・タイプ橋梁の応答値に対する比を算出して詳細モデルでの値と対比した。これらの図から、自由度数が少ない簡易モデル3と4でもモデル橋の主要応答値の変化傾向を把握できることがわかった。

しかし3自由度系の簡易モデル3では水平方向自由度しか考慮できないため、以下の問題

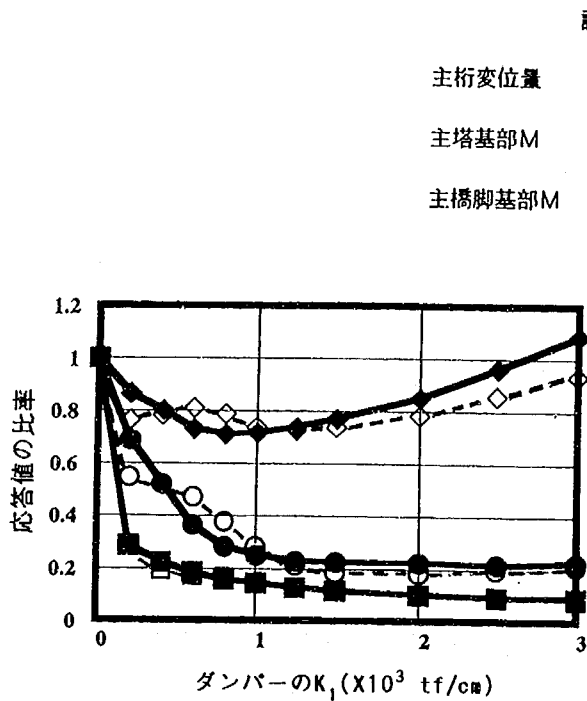


図-2.2.9 応答値の比率と K_1 の関係
(簡易モデル1)

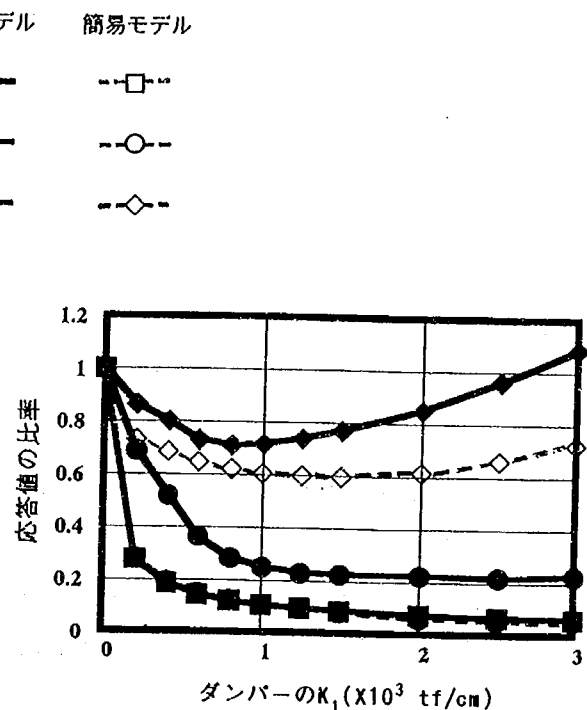


図-2.2.10 応答値の比率と K_1 の関係
(簡易モデル2)

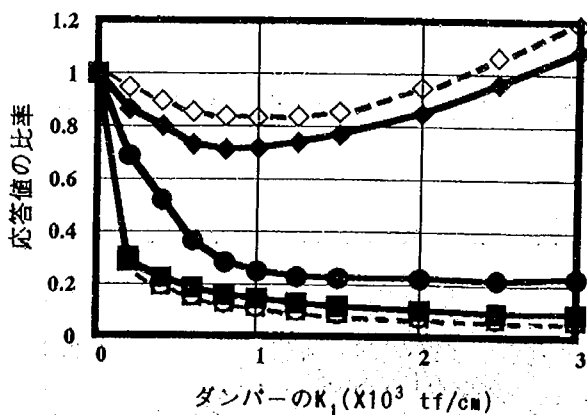


図-2.2.11 応答値の比率と K_1 の関係
(簡易モデル3)

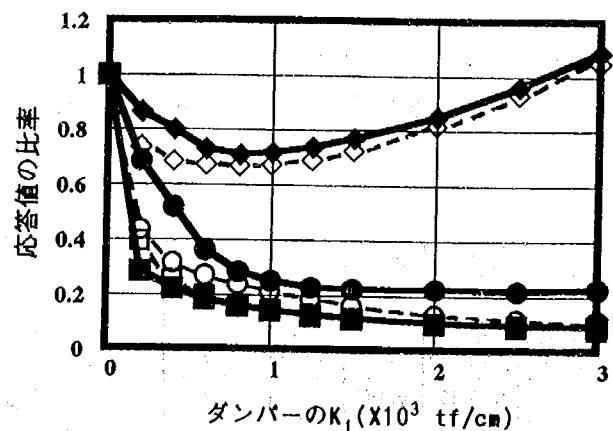


図-2.2.12 応答値の比率と K_1 の関係
(簡易モデル4)

点が提起された。

(I) 求めた主塔基部曲げモーメントは過大となる傾向があり、場合によっては主橋脚基部曲げモーメントより大きな値が計算される。

(II) 橋脚の剛性の影響で求めた橋脚天端の変位が小さく評価される傾向がある。またこの傾向は、橋脚の高さが低くなるに従って著しくなる。そのため橋脚質量を橋脚天端に集中させる係数 C_F を橋脚の高さによって1/4~1.0の範囲内で調整することが必要となる。本検討で対象としたスパン250m、170mおよび120mのモデル(図-2.2.8、図-2.2.13および図-2.2.14)については、それぞれ1/4、3/4および1と設定した。

これに対して回転自由度を加えた簡易モデル4を用いた場合は、求めた主塔基部曲げモーメントと主橋脚基部曲げモーメントの比率は詳細モデルで求めたものに近似することができ、橋脚質量集中係数を考慮しなくても良い点がある。

(iii) 簡易モデルの適用性の確認

前項ではスパン250mの斜張橋を例に3節点の簡易モデル4の適用性を確認したが、ここではさらにスパン長の異なる170mと120mのケースに対して、簡易モデルの適用性を検証した。

ただし簡易モデル4では主桁の歪エネルギーを無視して、ケーブルの水平剛性のみ考慮するため、各次モードの減衰定数が過大となる傾向がある。そこで各モードの減衰定数は、計算されたものに対して1/2程度に低減する補正が必要である。なお算出した各次モードの減衰定数が1%を下回る場合には下限値を1%とした。

図-2.2.15と図-2.2.16に示すように、提案モデル(簡易モデル4)はスパンがかなり小さい場合を除けば、モデル橋の地震時主要応答値の変化傾向を精度よくシミュレートしていると言

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.9	24.2	3.39
主塔	3.3×10^6	44.5	180.9	2.49
主橋脚	2.8×10^6	112.4	990.8	2.60
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c=1034(\text{m}) \quad K_c=123449(\text{tf})$$

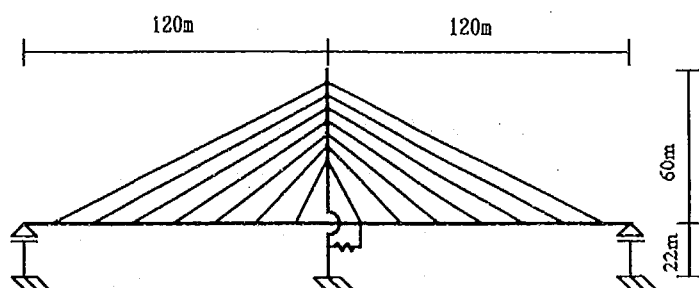


図-2.2.13 スパン170mモデル橋

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.8	23.8	3.31
主塔	3.3×10^6	51.0	275.5	2.48
主橋脚	2.8×10^6	132.9	1817.7	2.57
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c=2112(\text{m}) \quad K_c=121566(\text{tf})$$

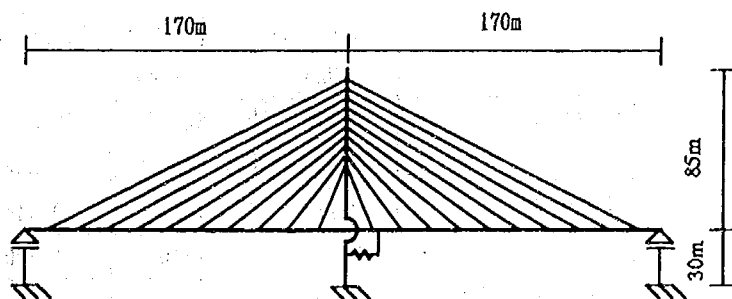


図-2.2.14 スパン120mモデル橋

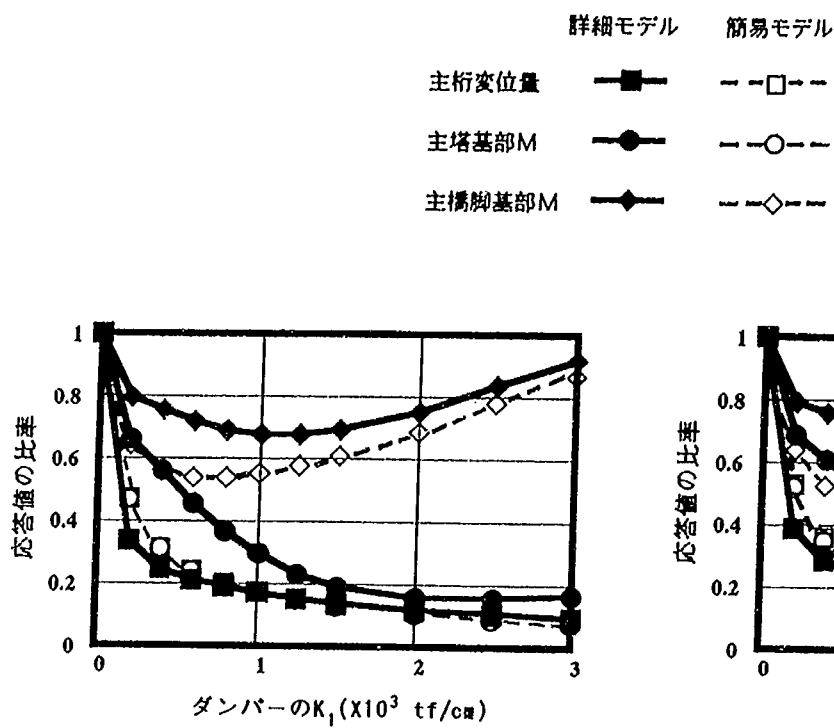


図-2.2.15 応答値の比率と K_1 の関係
(スパン170m)

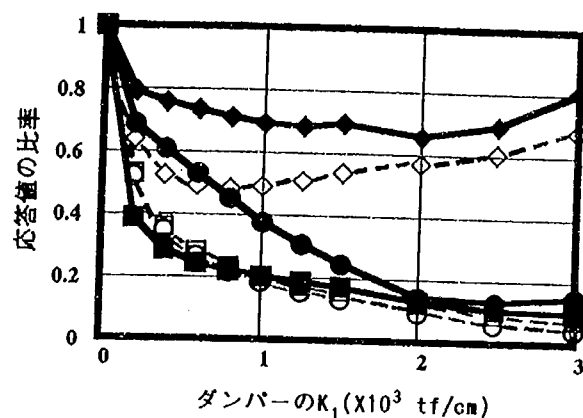


図-2.2.16 応答値の比率と K_1 の関係
(スパン120m)

える。なお提案簡易モデルは汎用プログラムでの解析はむろんのこと、パソコンでプログラム化しても容易な計算レベルであり、実際の応用への利便性を考慮したものになっている。

c) 吊橋

長大吊橋では、必要となる減衰力も大きく、先に述べたダンパーの配置可能な箇所それぞれに配置する必要があると考えられる。しかし、まず全体として必要なダンパーの総量を評価するための最も簡易なモデルを検討する。

既往の吊橋の中から規模の異なるレインボーブリッジ（中央径間570m）、来島第2大橋（中央径間1020m）、明石海峡大橋（中央径間1998m）の3橋を対象として、地震の影響を最も受けやすい橋軸方向、橋軸直角方向の最低次固有振動を調査すると表-2.2.2のようになる。

これらをもとに、主要モードのみの1自由度モデルの応答を検討する。

表-2.2.2 既往の吊橋の振動特性

	固有振動数 f (Hz)	一般化質量 m (ton)	刺激係数 β	備 考
明石海峡大橋	0.075	8261	0.474	面内3次モード
	0.038	4343	1.302	面外1次モード
来島大橋	0.113	1313	-0.444	面内1次モード
	0.070	1146	1.300	面外1次モード
レインボーブリッジ	0.154			面内1次モード
	0.110			面外1次モード

3) ダンパー総量の最適化手法の検討

a) 高橋脚橋

前述したようにPCラーメン橋の場合には、相対変位あるいは相対速度に応じたダンパーの設置位置は限定されてくる。しかしPCラーメン高架の桁端にダンパーを設置する場合でもダンパーの粘性係数を大きくすれば橋脚の断面力は減少するが、橋台やダンパーに作用する水平力は増大する。したがって橋梁全体としての経済性や耐震性がバランスするようにダンパーを設定すべきである。

ここではダンパーの粘性係数をどのように設定すればよいかを検討するためのINDEXとして次式の f_0 を最小とすることを考える。ここでは着目する応答値を橋台の水平力および橋脚下端の曲げモーメントとしたが、着目応答値の個数や内容については橋梁ごとに任意に設定できる。

$$f_0 = f_1(R_1) + f_2(R_2) \quad (2.2.4)$$

ここに、

R_1 : 橋台の水平力

f_1 : 橋台およびダンパーの工費 (あるいは耐震性)

R_2 : 橋脚の下端の曲げモーメント

f_2 : 橋脚の工費 (あるいは耐震性)

対象としたPCラーメン橋で応答加速度が最小となる減衰係数は、図-2.2.17に示すように $20\text{tf} \cdot \text{sec}/\text{cm}$ である。図-2.2.18は各下部工天端に作用する水平力の減衰係数による変化を表す。橋台に作用する水平力は、減衰係数が増加するほど大きくなり、減衰係数 $20\text{tf} \cdot \text{sec}/\text{cm}$ 以上では橋脚に作用する水平力よりも大きくなっている。また図-2.2.19は橋脚下端の曲げモーメントの減衰係数による変化を表している。2つの橋脚は減衰係数 $80\text{tf} \cdot \text{sec}/\text{cm}$ でほぼ同値となり、それ以上減衰係数を増加させるとP2橋脚の曲げモーメントは増加する。

橋脚は、施工上の寸法値制限や最小鉄筋量などが関係するため、ある一定値以上に免震化することは効果的ではない。したがって橋脚の下端でD32-2段程度で配筋可能となることを免震の目標値とすれば、その時の減衰係数は $20\text{tf} \cdot \text{sec}/\text{cm}$ であった。

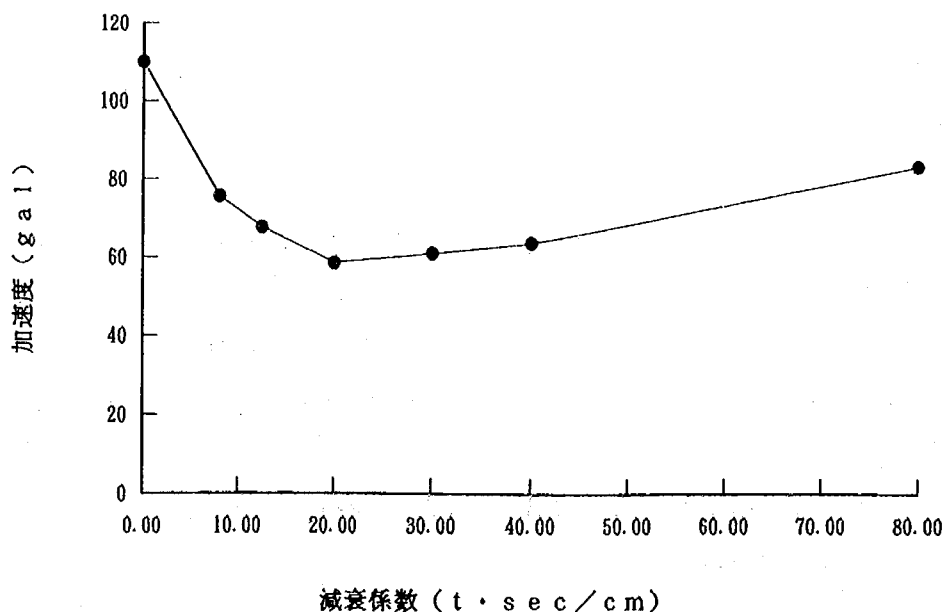


図-2.2.17 桁の加速度とダンパーの減衰係数

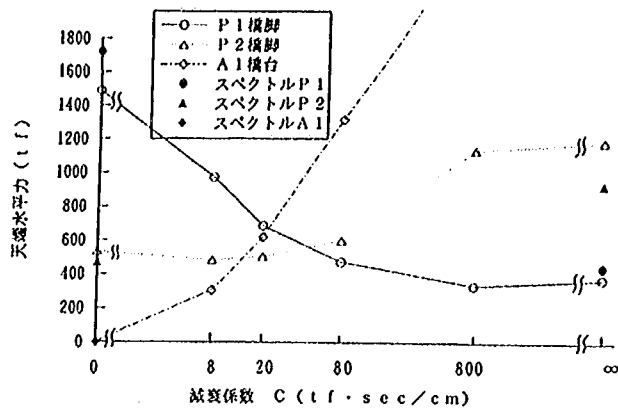


図-2.2.18 作用水平力とダンパーの減衰係数

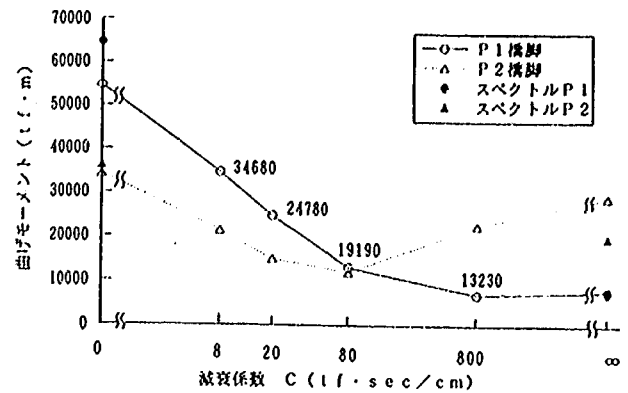


図-2.2.19 橋脚下端モーメントとダンパーの減衰係数

減衰係数8~20tf・sec/cmの範囲で、 R_1 と R_2 から橋台のコンクリート体積増加量（非免震に対して）橋脚の鉄筋量を算定したものが表-2.2.3である。減衰係数が多いほど橋脚の鉄筋量が減少し、橋台のコンクリート量は増加している。これらから、橋台と橋脚の工費 f_1 、 f_2 を算定して、その総和として下部工の工費 f_0 を求めることにより、経済性に基づいた最適減衰係数が決定される。

表-2.2.3 最適減衰係数の決定

減衰係数 tf・sec/cm	f_1 (R_1 =橋台水平力)		f_2 (R_2 =P1 下端モーメント)	
	R_1 tf	コンクリート増加量	R_2 tfm	鉄筋量
8.0	304.5	±0	34680	D51-2段 3283.7 cm ²
12.5	435.3	+14.1m ³ ×2基	24780	D32-3段 1929.9 cm ²
20.0	617.0	+28.2m ³ ×2基	19190	D32-2段 1286.6 cm ²

b) 斜張橋

前節では中間支点にダンパーを有する2径間斜張橋を対象に3節点の簡易モデルを提案した。本節では、このモデルを用いて最適総ダンパー量の簡易計算手法を検討したので、以下に示す。

- ① 斜張橋を提案した3節点系にモデル化する。
- ② ダンパーの一次剛性 K_1 をパラメータにとってパラメータスタディを実施する（他のタイプのダンパーを用いる場合には、そのダンパーの特性値に応じてパラメータを変更する）。
- ③ 上記の K_1 に対し等価線形法による応答スペクトル解析を行う。
- ④ 桁最大変位および、主塔基部と主橋脚基部の最大曲げモーメントを算出し、これらの K_1 に対する変化を求める。
- ⑤ 上記諸量の下限値であるケースを抽出し、そのダンパー量を最適ダンパー量と設定する。

4) ダンパー最適配分法の検討

a) 高橋脚橋

ダンパー設置位置が桁端であるためダンパー総量の1/2が各ダンパーの減衰係数になる。

b) 斜張橋

これまでは中間支点に免震装置を有する2径間PC斜張橋を対象に地震時橋梁の各主要応答値が最小となるダンパー量の簡便計算法を検討してきたが、本項では中間支点以外の支点にダンパーを配置するときの最適総ダンパー量の変化と、各支点毎への配分手法について検討した。

検討方法として、モデルの主橋脚剛性 $B_c I_m$ 、端橋脚剛性と主橋脚剛性の比 $B_e I_e / B_c I_m$ (B_e を同一とすれば I_e / I_m となる)および端橋脚と主橋脚天端に設置したダンパーの一次剛性の比 K_{1e} / K_{1m} を変化させ、各ケースについて総ダンパー量 ΣK_1 ($\Sigma K_1 = K_{1m} + 2 \cdot K_{1e}$) による主橋脚基部曲げモーメントの応答低減率(フローチング・タイプ橋に対する低減率)を解析して、その低減率が最小となる ΣK_1 の最適値を求めるものとした。解析についてはモデルを2次元の橋軸方向モデルのみとし、ダンパーモデルはバイリニア形($u_y = 1\text{cm}$, $K_2 = K_1/6$)として等価線形法によってその非線形性を考慮し、スペクトル応答解析を行った。

これらの解析によって以下の点が明らかになった。

- ① 中間支点のみにダンパーを設ける場合と数支点に分散して設ける場合とでは、最適なダンパー量が異なる。
- ② 分散してダンパーを配置する場合、下部構造の剛性に大きくは依存しない。

これら2点について詳述する。まず総ダンパー量の補正としては下記に示す式で補正係数 α を求め、この係数を中間支点一点に配置した最適値に乗ずれば良いものと考えられる。

$$(\alpha - 1)^2 = 0.25 \cdot K_{1e} / K_{1m} \quad (2.2.5)$$

あるいは

$$\alpha = 1 + K_{1e} / K_{1m} \quad (2.2.6)$$

また具体的な配分法と手順については以下ようになる。

- ① 簡易モデルによって主橋脚天端一点にダンパーを配置する場合の ΣK_1 の最適値を求める。
- ② 端橋脚剛性を考慮し、設置橋脚の耐荷力よりダンパーの配分率を定める。
- ③ 上記の配分率より補正係数 α を求め、最適な ΣK_1 値を算出し、下式によって配分する。

$$K_{1, \text{端}} = \alpha \cdot \Sigma K_1 / (n + 2) \quad (2.2.7)$$

$$K_{1, \text{主}} = \alpha \cdot n \cdot \Sigma K_1 / (n + 2) \quad (2.2.8)$$

ここに、 $n = K_{1m} / K_{1e}$

以上配分法について検討した結果を示したが、中間の過程については「3.4 斜張橋への利用」に詳述するので参照されたい。

5) 異種ダンパーの組合せ

a) 検討目的

長大橋におけるダンパーとしては、大きく分けて粘性抵抗により減衰性能を高める粘性ダンパーと履歴減衰によって減衰性能を高める履歴型ダンパーがある。粘性ダンパーは、速度依存型なので桁の温度膨張、収縮やクリープ収縮といった速度の遅い変形に対しては、抵抗力が小さい。しかし粘性ダンパーはメカニカルな機構となっているものが多く、維持管理に注意を要する場合がある。一方、履歴型ダンパーは、初期剛性が一般に高くなり温度収縮、膨張等の変形に対しても抵抗力を

發揮するため下部構造の設計にはこの影響を考慮しなければならない。しかし、履歴型ダンパーは材料固有の履歴特性、あるいは摩擦等の簡単な機構によるものが多く比較的維持管理が容易である。そこで本検討では、このような各ダンパーの長所、短所を生かして長大橋に対してこれらの最適な組み合わせを検討することを目的とした。

b) 検討内容

対象橋梁は、図-2.2.20に示した前節の高橋脚橋梁モデルとした。ダンパー配置は、図-2.2.21に示したように桁端部に、粘性ダンパーと履歴型ダンパーを並列に配置するものとした。

本検討で対象としているような高橋脚橋梁は、2) a) で述べられているようにダンパーの総量等を決めるためには、図-2.2.22 に示したような1質点モデルに簡略化できる。このモデルにおける m は、卓越モード次数である。このモデルでは、 C_d が粘性ダンパーの粘性定数であり、 $F(\delta)$ が履歴ダンパーにおける抵抗を示している。次式は、このモデルに対する運動方程式である。

$$M_m \ddot{\delta} + (C_m + C_d) \dot{\delta} + K_m \delta + F(\delta) = -M_m \beta_m \phi_m Z \quad (2.2.9)$$

桁端の変位に着目した卓越モードは1次で、固有周期は $T_1=3.224$ secである。固有値解析の結果より、等価な1質点モデルの諸量は、 $M_1=2027$ tfsec²/m、 $K_1=7699$ tf/m、 $\beta_1=1.04$ などであり、桁端の水平変位の1次モードは、 $\phi_{11}=0.986$ となる。

履歴ダンパーは、図-2.2.23 に示したようなバイリニア型であると仮定する。検討は、粘性ダンパーでは粘性係数 C_d 、履歴ダンパーにおいては、降伏荷重 Q_d をパラメータとしてパラメータスタ

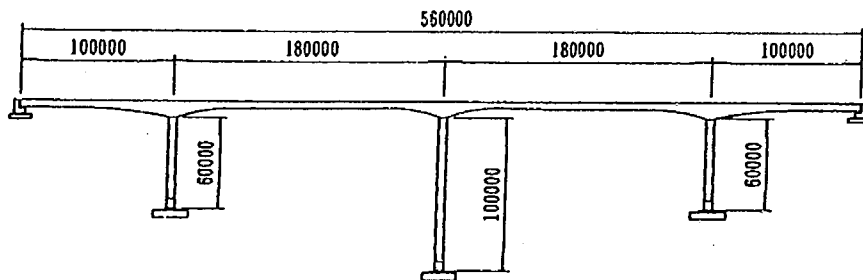


図-2.2.20 対象橋梁

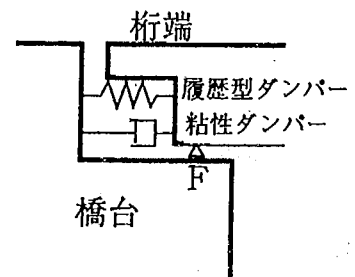


図-2.2.21 ダンパーの配置図

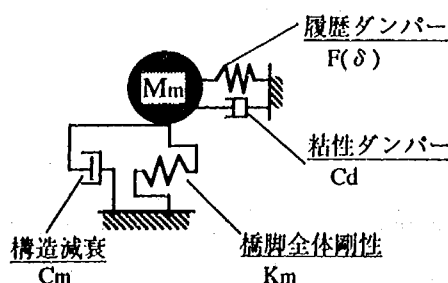


図-2.2.22 対象橋梁と等価な1質点モデル

M_m : m 次の一般化質量

C_m : m 次の一般化減衰 (構造減衰)

K_m : m 次の一般化剛性

β_m : m 次の刺激係数

ϕ_m : m 次の桁端水平変位モード

C_d : 粘性ダンパーの減衰

$F(\delta)$: 履歴ダンパー抵抗

Z : 入力加速度

δ : 桁端変位

ディールを実施した。ただし履歴ダンパーにおける1次剛性は、対象橋梁の下部工剛性と等しくし、2次剛性は、その1/10とした。

c) 検討結果および考察

表-2.2.4は、履歴ダンパー無しで粘性ダンパーのみある場合の解析結果を示したものである。粘性係数は、 $C_d=0, 800, 2000, 5000(\text{tfsec/m})$ の4ケースを考えた。ただし $C_d=0(\text{tfsec/m})$ は、ダンパーが無い場合に相当する。

図-2.2.24 ~2.2.26は、履歴ダンパー有りの場合で表-2.2.4の各粘性係数に対し、履歴ダンパーの降伏荷重をパラメータとして解析した結果を示したものである。各図には、表-2.2.4の履歴ダンパー無しの解析結果も合わせて示した。これらの図より以下のことがわかった。

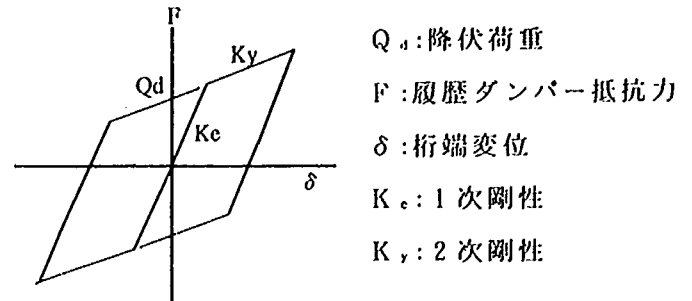


図-2.2.23 履歴ダンパーの特性

表-2.2.4 粘性ダンパーのみの場合の応答

C_d (tfsec/m)	最大 加速度 (gal)	最大変位 (cm)	最大速度 (cm/sec)	最大 作用力 (tf)
0	90.5	23.8	49.3	0
800	63.0	16.1	38.2	305.6
2000	51.3	11.1	30.8	616.0
5000	53.0	6.9	20.3	1015.0

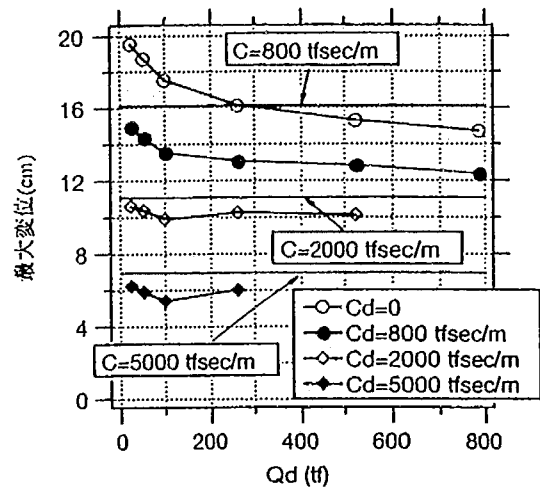


図-2.2.24 桁端最大変位の変化

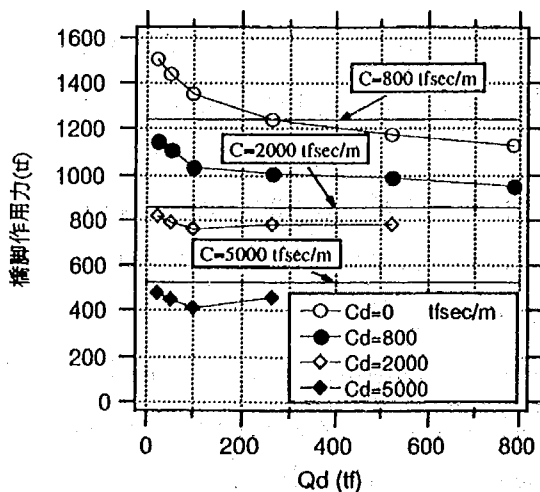


図-2.2.25 橋脚最大荷重の変化

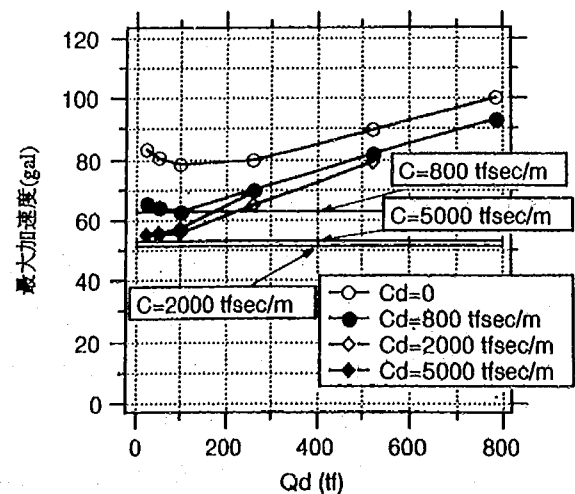


図-2.2.26 桁最大加速度の変化

- ① 桁の最大変位は、粘性ダンパー単独の場合よりも履歴ダンパーを併用した場合の方が小さくなる。
- ② 橋脚に作用する最大荷重は、粘性ダンパー単独の場合よりも履歴ダンパーを併用した場合の方が小さくなる。
- ③ 桁の最大加速度は、履歴ダンパーを併用することで粘性ダンパーのみの場合より大きくなる傾向にあるが、 Q_s が100tf以下であればその差は小さい。

6) 主構造の一部変更をも含めたダンパー最適配置コンセプトの検討

主構造の一部を分断することなどによる構造変更によって設置ダンパーの効果を上げることが考えられる。そこで、このコンセプトの検討を行った。

またダンパー装置を配置する際に、どの配置箇所がどの程度有効であるかを予め示すことができれば有効である。その有効性指標を最適配置インデックスと称することとする。ここでは最適配置インデックスの計算手順を検討した。

a) 構造系の一部を分断する場合

建築構造では変形形態がせん断型であるために、ある程度の層間変位が発生し、層の上下端を結ぶダンパー装置を設置することである程度の減衰を付与することができる。これに較べると斜張橋や吊橋などの構造では変形形態が曲げ変形であるために、相当離れた箇所をダンパーで結ぶのであれば期待するほどの減衰効果を発揮するための相対変位が得られない。そこで構造系の一部をいったん分断した後に、その箇所にダンパー装置を設置して結ぶ案の方が現実的である。以下のような分断箇所の例があげられる。

- ① 主塔と桁の結合部
- ② 桁と橋台の結合部
- ③ 主塔の一部、例えば基部
- ④ 基礎の一部、例えば基部

上記のうちの①では、橋軸方向の拘束を解放するので桁は遊動円木状の運動形態となる。遊動円木状にした後にこの部分にケーブルなどを利用してばね効果を付与することは既に行われているが、さらにこの部分にダンパーを設置して減衰を付与することが考えられる。

②は元々、支承が設置される箇所であり、通常の免震支承を大型化したり特性を工夫するのみで実現可能であるが、上向きの鉛直力が発生するなど斜張橋に特有の荷重条件を勘案した工夫改良を必要とする。

③において分断する自由度は回転のみであり、塔の軸力は鋼製支承など剛度の高い部材で支える必要がある。この部分の回転を解放する構造形式は小規模の斜張橋に見られるのみであり、長大橋に適用することの妥当性や減衰付与の効果には検討が必要である。

④ではとくに大規模な橋梁のケーブルアンカーなどにおいて、基礎自体の質量に起因する慣性力が支配的となって基礎の形状寸法が決定される。工事期間や工事費用への影響が大きい場合、とくに大深度・大規模の基礎工事を余儀なくされる場合に有効であると考えられる。

b) 最適配置インデックス

橋梁構造において最適配置を求めるための考えられる計算手順として、次の2つの方法を考えた。

(i) 手法1 (ダンパーの最適値を先に定め、配置を構造各部の耐力によって決める方法)

① 減衰付与の効果を考慮しない構造を仮に設計する。

② 1～3自由度程度のモデル化を行い、減衰付与の効果を総量として与える。

この時点でダンパーのタイプが設定されていることが必要である。さらに特性値パラメータとし、例えばバイリニア型であれば、降伏荷重比、第1勾配剛性、第2勾配剛性を与える。

③ 上記②のモデルについて、モード別減衰定数を計算し、特性値の総量としての最適値を得る。

この段階では、特性値を変化させながらある程度パラメトリックに計算する必要がある。

④ 複数の設置点への最適配分を検討する。

複数の設置点への最適配分は振動論的に決まるのではなく、構造各部の耐力余裕から決まる。例えば、各橋脚と橋台へ配分される水平方向慣性力の分担の比率は各下部構造の耐力余裕から設定され、上記③で求めた装置特性最適値の総量を水平方向慣性力の分担の比率に従って配分する。

(ii) 手法2 (配置を先に決める方法)

① 減衰付与の効果を考慮しない構造を仮に設計する。

② 構造系を分断する箇所の候補を定め、その箇所に減衰付与の装置を設置した場合の評価を行う。評価のための目的関数として例えば、主要構造部材のひずみエネルギーの減少分の合計があり、これが最も大きくなるような分断点(設置箇所)が最適と考えられる。具体的な手順フローを図-2.2.27に示す。

(5) 今後の課題

現在のところ、以下のように今後の課題は表-2.2.5のように各形式橋梁ごとに異なるが、最終的にはこれらに共通する最適ダンパー配置法の基本的考え方を抽出し、確立することが今後の課題である。

平成7年度は表-2.2.1に示した研究項目について同表の工程に沿って進める。

とくに吊橋の最適ダンパー配置法の検討に関しては、免震設計法利用グループのうちの「吊橋への利用」WGとの連絡を密にして進めていくこととする。

<研究担当> 石川島播磨重工業(株)、開発コンサルタント(株)、川崎重工業(株)、(株)竹中土木
パシフィックコンサルタンツ(株)、八千代エンジニアリング(株)

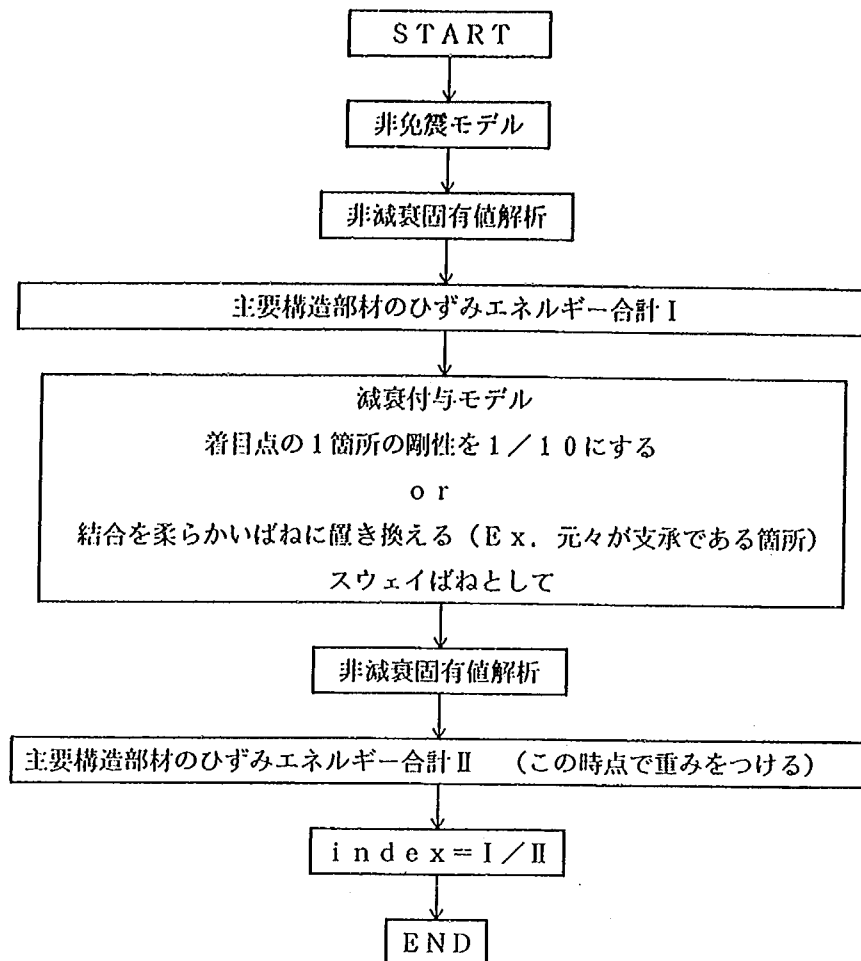


図-2.2.27 ダンパー最適配置インデックスを求めるための手順フロー (手法2)

表-2.2.5 今後の課題

検討項目	今後の課題
高橋脚橋	H6年度で開発した最適減衰係数設定法に対するL2レベルでの検討
斜張橋	H6年度で開発した最適減衰係数設定法の体系的なまとめと検討例の整備
吊橋	H6年度で選択した3種類の規模の吊橋の振動特性からの所要減衰総量の評価、および設定したダンパー配置個所に対する減衰の最適配分法検討
異種ダンパーの組合せ	H6年度で開発した最適減衰係数設定法についての斜張橋など他の形式に対する検討
主構造の一部変更をも含めた最適配置コンセプトの検討	H6年度で選択した構造系の一部を分断する検討箇所についての詳細な検討、および最適配置インデックスの2つの案の詳細検討

第3章 免震設計法の利用

3 免震設計法の利用

3.1 施工時制震

(1) 開発の背景と目的

長大橋の施工時は、完成時とは拘束条件が異なるなど安定性の劣る構造系となっていることから、地震、風等の動的外力に対して対策が必要となってくる場合がある。地震時の検討においては施工時における設計地震力として完成時の1/2程度が通常用いられているが、この程度の地震力を用いた場合、橋脚下端等において完成時とほぼ同程度か若干上回る応答断面力が生じている。よって、完成時において高減衰化が図られ地震応答が低下した場合、施工時の地震において部材断面がクリティカルとなってくる。施工時においては、例えば完成時の可動部は通常仮固定されており、また、一般に付帯設備等も橋体完成後に設置されることから、完成時に対して用いられる制震・免震システムの設置は困難となるであろう。一方、収納性、耐久性等の制約条件が完成時のシステムに比べて少ないことから、より効果的なシステムも適用できるであろう。よって、施工時独自の制震、免震システムの開発が必要となると考えられる。

施工中の制振的対策は、既に鋼吊橋および鋼斜張橋において渦励振等の風による振動問題に対して実施されており、制振方法としてパッシブ方式からアクティブ方式へと移行しつつある^{1)・2)}。一方、施工中の地震に対する制震・免震的対策は現在のところ実施されておらず、従来の耐震的な対策を行っているのが現状である。地震の非定常的な外力特性、風による振動の制振に比べてより大きい付加減衰レベルが必要であること等が、地震に対して制震・免震的対策が実施されていない原因として考えられる。また、このような点が制震・免震的対策を実用化していく上でのポイントとなるであろう。

本開発は、以上の点を踏まえて、施工時における制震・免震方法の確立を目的とするものである。

(2) 開発項目と内容

1) モデル橋梁の設定

施工時の制震方法を検討するモデル橋梁としては、以下の2種類の橋梁を設定する。このうち、PC連続ラーメン橋は、「3.2 高橋脚橋梁の免震」に用いられるモデルと同一とする。なお、両モデル橋梁とも、施工方法は張出し架設工法によるものとする。

① PC斜張橋

② PC連続ラーメン橋（高橋脚）

2) 施工時耐震性の検討

施工時の制震方法、制震レベル等の検討におけるバックデータとして、施工時および完成時における固有振動特性および耐震特性を把握する。検討地震方向は、各モデル橋梁に対して以下の方向とする。

① PC斜張橋 : 橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向

② PC連続ラーメン橋：橋軸方向

施工時の地震力は、完成時の1/2とする。また、鉛直方向の地震力は水平方向地震力の1/2とする。

施工時の減衰定数は1%とする。これに対して、必要制震レベル等を比較する際の完成時の減衰定数は、高減衰化が図られた場合を想定して5%とする。

3) 施工時安全性のクライテリア検討

施工中の地震時における安全性等に関して、考えられる項目をリストアップする。

4) 各種制震方法および制震理論の検討

施工時制震方法として、以下に示す方法の適用性およびその制御理論について検討する。また、その他、適用可能と考えられる制震方法を提案し検討する。

- ① 制震索
- ② TMD
- ③ AMD
- ④ 可変剛性方式、可変減衰方式
- ⑤ アクティブテンドン方式

5) 制震システムの構造検討

4) で検討された制震方法に関して、その制震システムの機械的構造、寸法、重量等を検討する。

6) 施工時制震模型実験

模型橋梁を用いた振動台実験により、制震方法および解析方法の実験的検証を行う。

(3) 開発の工程

	平成5年度		平成6年度			平成7年度		
モデル橋梁の設定								
施工時耐震性の検討								
安全性のクライテリア検討								
各種制震方法の検討								
制御理論の検討								
制震システムの構造検討								
施工時制震模型実験								

(4) 平成6年度の研究成果

1) 施工時耐震性の検討

a) PC斜張橋に対する検討

制震方法および必要制震レベル等を検討するバックデータとして、完成時および施工時の固有振動特性および耐震性を調査した。検討地震方向は橋軸直角方向および鉛直方向とし（橋軸方向は平

成5年度検討済み)、応答スペクトル法を用いて検討を行った。施工時については、主桁張出し架設工時のみを対象とし、張出し率25~100%に対して解析を行った。なお、橋脚と主桁は、完成時においては橋軸直角方向の変位と橋軸回りの回転変位のみを剛結するものとしたが、施工時には全自由度を剛結した。解析モデルに考慮した架設機材重量は、主桁両先端の大型移動式作業車140tf、主塔頂部のタワークレーン80tfである。モデル橋梁の一般図を図-3.1.1に、施工時の解析モデルを図-3.1.2に示す。

張出し率33、42および100%に対する固有振動モードを図-3.1.3に、張出し架設進捗に伴う各振動モードの固有周期および有効質量率の変化を図-3.1.4、3.1.5に示す。

橋軸直角方向の地震時において卓越する振動モードは、主桁の水平動が卓越する振動モード(以下、主桁卓越モード)および主塔の水平動が卓越する振動モード(以下、主塔卓越モード)である。

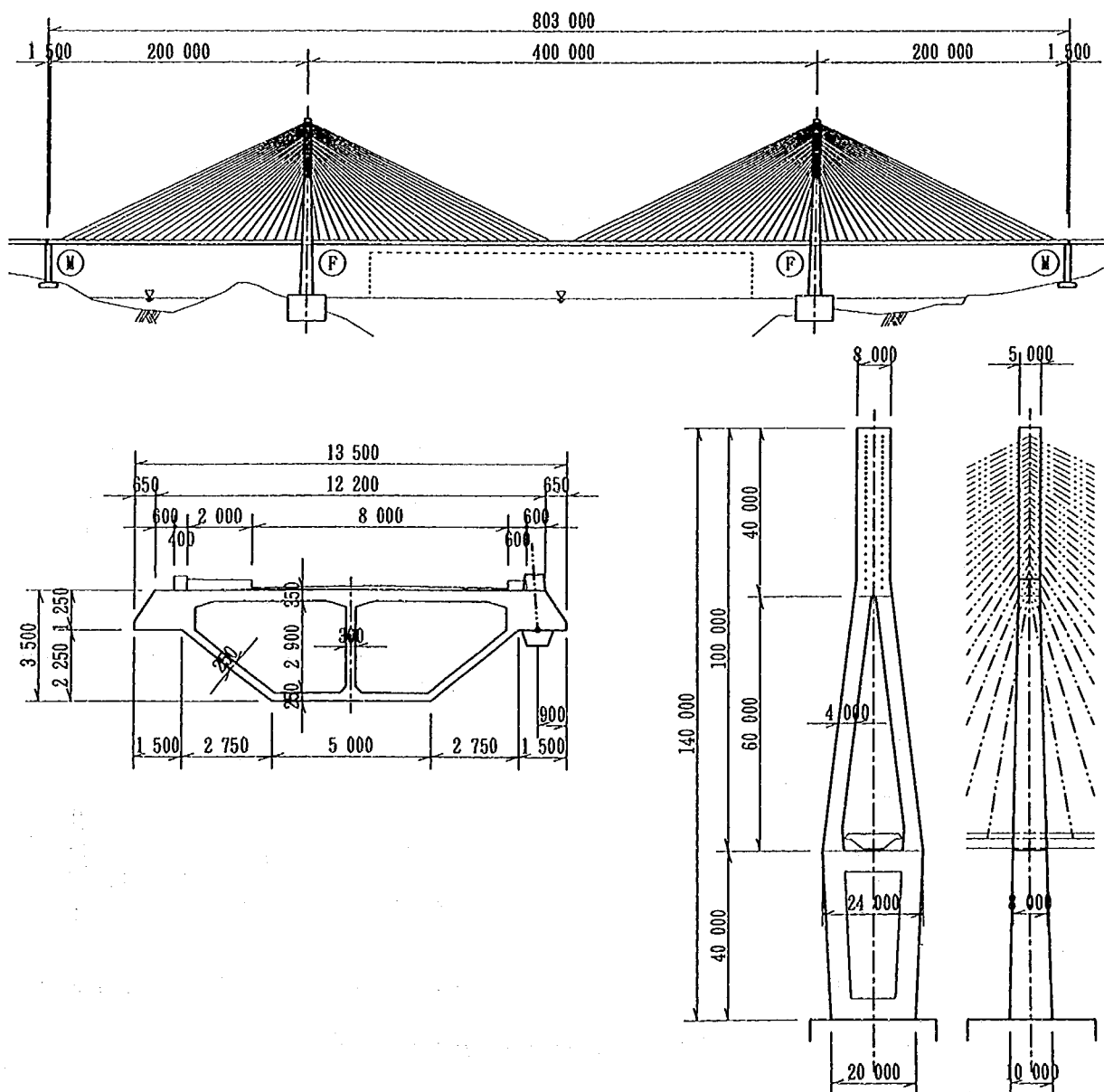


図-3.1.1 PC斜張橋モデル橋梁

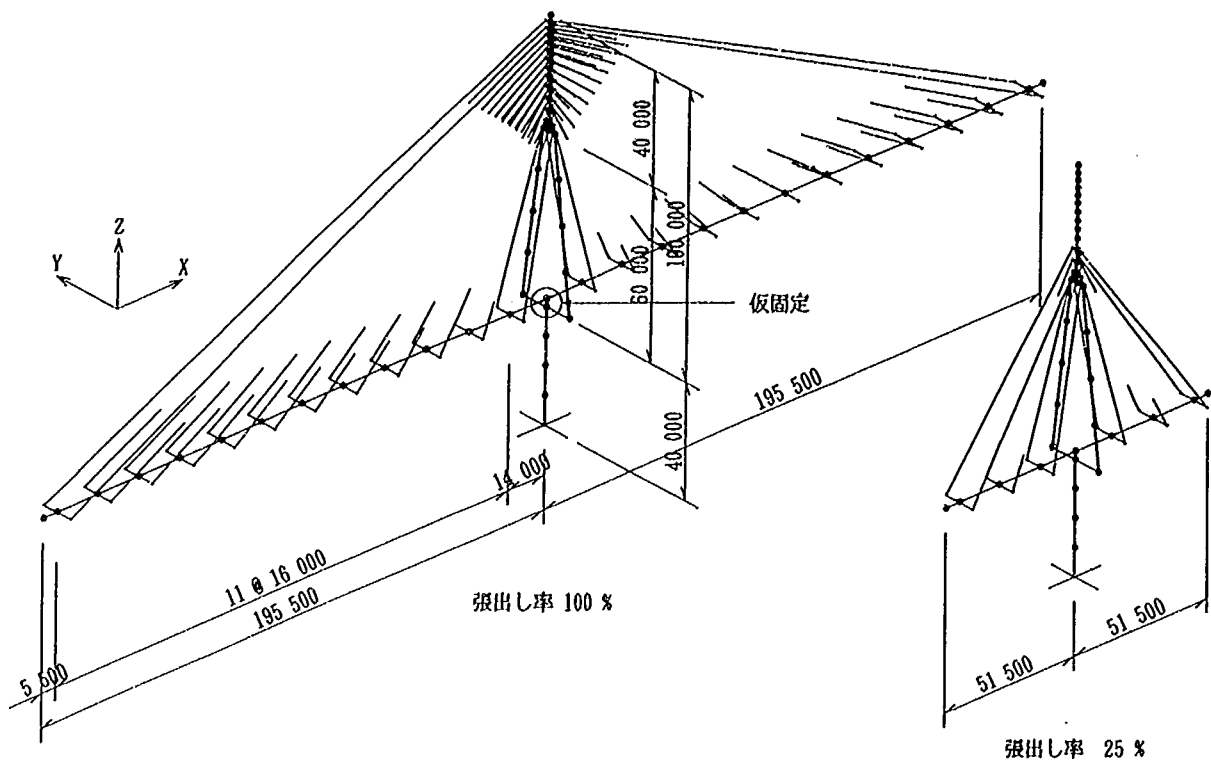
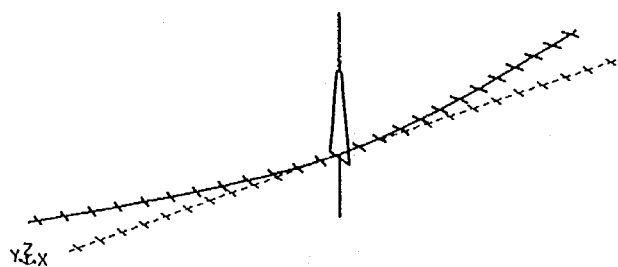
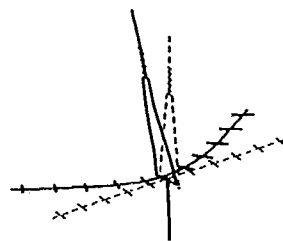


図-3.1.2 施工時解析モデル

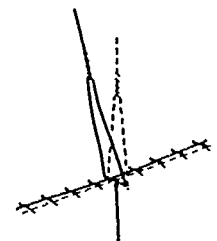
主桁水平動卓越モード
 $f = 0.197 \text{ Hz}$



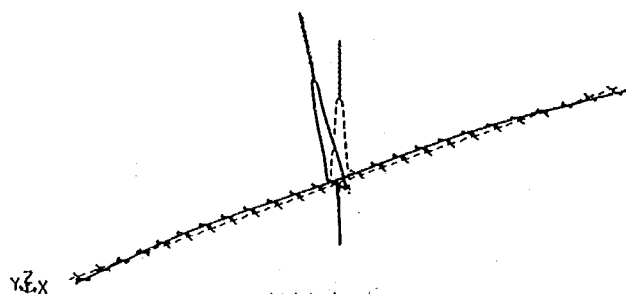
主塔・主桁水平動連成モード
 $f = 0.959 \text{ Hz}$



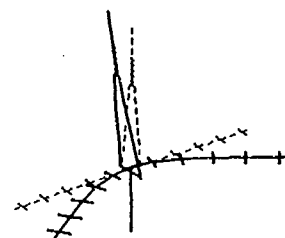
主塔水平動卓越モード
 $f = 0.985 \text{ Hz}$



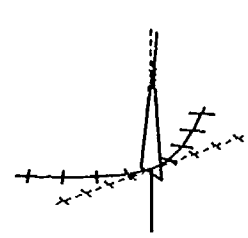
主塔水平動卓越モード
 $f = 0.982 \text{ Hz}$



主塔・主桁水平動連成モード
 $f = 1.039 \text{ Hz}$



主桁水平動卓越モード
 $f = 1.505 \text{ Hz}$



張出し率 100 %

張出し率 42 %

張出し率 33 %

図-3.1.3 施工時における橋軸直角方向卓越振動モード

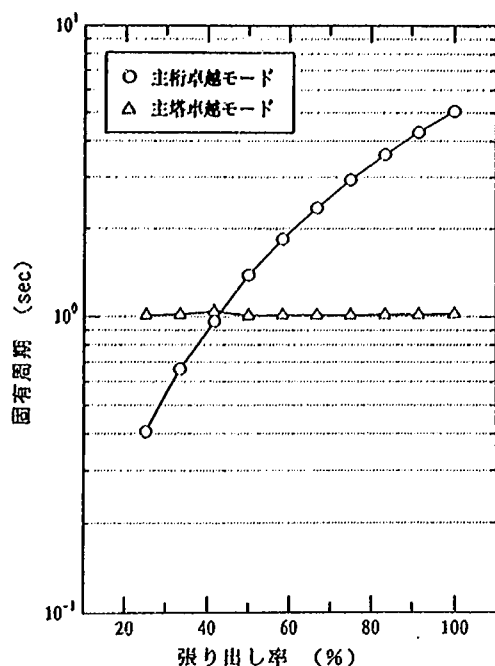


図-3.1.4 施工時における固有周期の変化

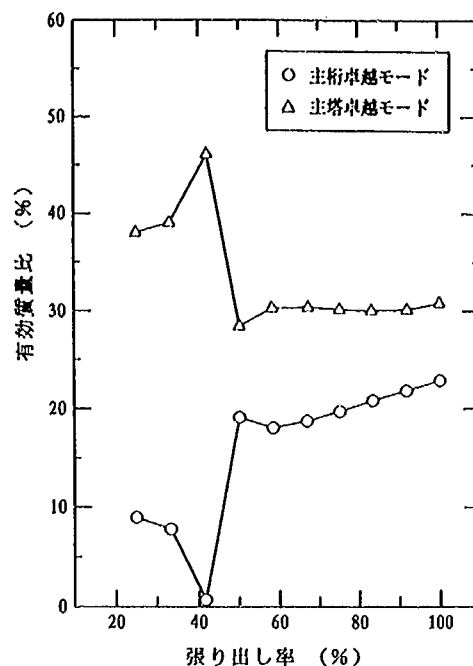


図-3.1.5 施工時における有効質量率の変化

橋軸方向地震時の卓越振動モード³⁾と異なり、固有周期が近接する場合を除いて主桁と主塔は連成モードを生じない。主桁卓越モードの固有周期は張出し架設進捗に伴いほぼ対数的に長周期化し、張出し率25%と100%で比較すると10倍以上となっている。一方、主塔卓越モードの固有周期は、張出し率に依らず一定で1秒程度となっている。有効質量率は、主桁卓越モードと主塔卓越モードの固有周期が近接する張出し率42%の前後それぞれにおいて各卓越モードともほぼ一定の値を示しており、橋軸方向の卓越振動モードのような張出し架設進捗に伴う漸次的な変化はみられない。

張出し架設進捗に伴う地震時断面力の変化として、主塔基部、橋脚基部および主桁固定点における最大応答曲げモーメントの変化を図-3.1.6、3.1.7および3.1.8に示す。ここで、R.M.S.値は固有周期0.1秒までの全モードの2乗平均値である。図中に完成時の最大応答曲げモーメントを付記する。主塔基部および主桁基部の最大応答曲げモーメントは主塔卓越モードによるものが支配的であり、張出し架設進捗に依らず応答値はほぼ一定である。一方、主桁固定点の最大応答曲げモーメントは主桁卓越モードによるものが支配的であるが、こちらも張出し率50%以降は張出し架設の進捗に依らずほぼ一定値の値を示している。なお、主塔基部、橋脚基部および主桁固定点とも、張出し施工中の最大応答曲げモーメントは、主桁卓越モードと主塔卓越モードの固有周期が近接する付近において生じている。

施工時の最大応答曲げモーメントを完成時と比較すると、主桁の固定点ではほぼ同程度、主塔基部および橋脚基部においては80%程度の応答値である。よって、施工時の地震力を完成時の1/2とした場合においては、完成時の減衰定数を5%程度まで高減衰化させても、施工時の地震で部材断面がクリティカルとはならない。

表-3.1.1に、鉛直方向地震時における主桁固定点の最大応答曲げモーメントを示す。また、表中に橋軸方向地震時における主桁固定点の最大応答曲げモーメントを付記する。主桁固定点の最大応

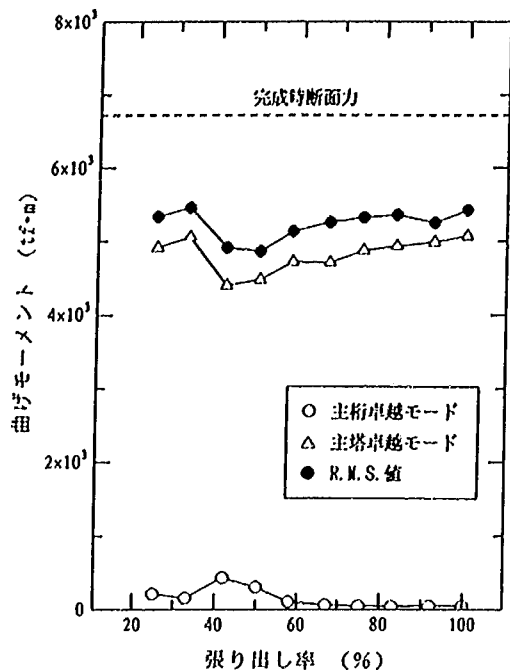


図-3.1.6 施工時における主塔基部断面力

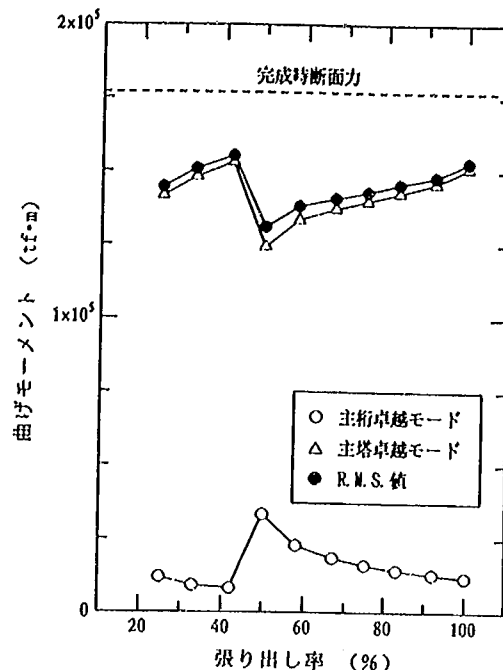


図-3.1.7 施工時における橋脚基部断面力

表-3.1.1 鉛直方向地震時における主桁断面力

		主桁固定点曲げモーメント (tf·m)	
		鉛直方向地震時	橋軸方向地震時
完成時		531	1
施工時	張出し率 100 %	682	2297
	張出し率 75 %	815	3379
	張出し率 50 %	897	3198
	張出し率 25 %	1080	4155

答曲げモーメントは、張出し率が小さいほど大きい応答値を示し、張出し率25%では完成時の2倍程度となる。しかしながら、橋軸方向地震時による最大応答曲げモーメントと比較すると1/4程度の応答値であり、施工中の鉛直方向地震時においても、部材断面はクリティカルとはならない。

以上の検討結果より、施工時の各種制震方法の検討は橋軸方向地震時を対象として行うものとする。

b) PC連続ラーメン橋

対象橋梁は、図-3.1.9に示す4径間連続のPCラーメン橋とした。施工中地震時の設計水平震度は、完成時と同様に下限値を0.10として設計される場合が一般的である。本橋を現行の震度法によ

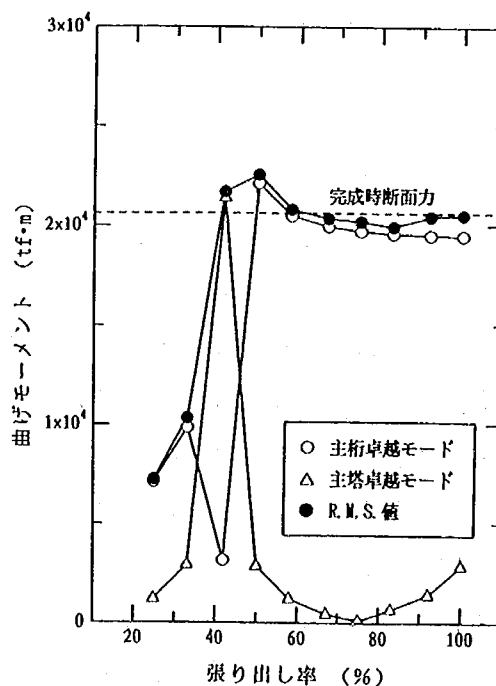


図-3.1.8 施工時における主桁固定点断面力

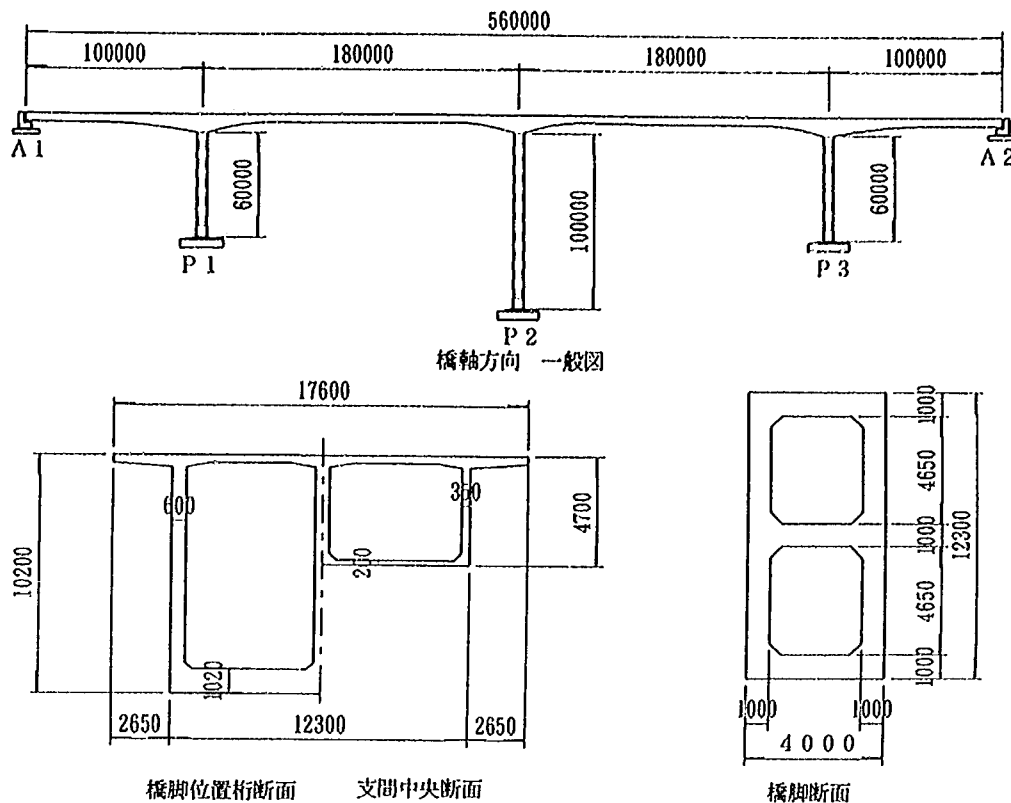


図-3.1.9 PC連続ラーメン橋 対象橋梁

り設計すると、P2橋脚は、橋軸方向、橋軸直角方向とも施工時で決定する。その時の設計水平震度は下限値の0.10に達しており、橋軸方向柱幅は7.00mとなる。また、下限値を0.05とすれば橋軸方向柱幅は5.50mまで減少する。この場合、施工中地震時で決定するのは、橋軸方向のみであり、橋軸直角方向は完成系で決定する。検討に用いたものは、完成時では高減衰化が図られたものとして、1次の減衰定数を5%程度とした動的解析により決定し、橋軸方向柱幅は4.00mである。

P2橋脚は、橋脚が自立して桁の張出しがない状態から、桁が連結してラーメン構造となる直前の最大張出し85.0mの状態まで構造系が変化する。従って、施工時の検討は、橋脚の自立時、最大張出しの半分、最大張出し時の3構造系で動的解析を行った。動的解析はスペクトル法とし、応答加速度スペクトルは、道路橋示方書・耐震設計編・I種地盤用の1/2とし、下限値は設定していない。また、解析に用いた減衰定数は1%とした。施工時の動的解析の結果をまとめる表-3.1.2のようになり、橋脚自立時と最大張出し時の固有振動モードは、図-3.1.10のようになっている。

1次固有周期は、自立時の4.3secから最大張出し時の12secまで変化し、完成時では3.2secである。最大張出し時は、1次固有周期が12secと長周期であるため、それに対する応答加速度スペクトルは15galと非常に小さい。

図-3.1.11は、施工段階でのP2橋脚の曲げモーメントである。スペクトル法による最大値(SRSS)の他に、1次振動のみによる曲げモーメントも示した。1次振動による橋脚下端曲げモーメントを施工段階で比較すると、最大張出し時で最大となっていない。これは張出しによる長周期化による地震動の減少が影響している。しかし、1次以外の高次振動の影響も考慮すると、最大張

表-3.1.2 施工時の動的解析結果

施工時の状態			次数	周 期	刺激係数	スペクトル	曲げモーメント $t \cdot m$		せん断力 t	
張出し長	桁自重 t	ワーゲン t					上端	下端	上端	下端
なし	349.6	0.0		SEC		gal				
			1	4.285	1.5497	40.3	100	15790	22.3	206.4
			2	0.706	-0.8246	157.1	207	6573	46.2	251.2
			SRSS	変位cm	H=29.1	V= 0.0	264	16790	59.0	399.1
42.5m+42.5m	5591.4	220.0	1	8.587	1.0499	20.1	1640	18550	125.3	184.7
			2	1.608	-0.8838	107.5	7800	7430	16.7	239.2
			3	0.537	0.5006	157.1	3445	3190	113.2	159.8
			SRSS	変位cm	H=39.5	V=25.0	8740	20260	185.5	352.0
85.0m+85.0m	8567.6	220.0	1	11.798	1.0328	14.7	3910	17610	113.6	145.2
			2	3.039	-1.1719	56.9	13840	10860	162.8	290.5
			4	0.621	0.5674	157.1	3690	4130	167.0	191.9
			SRSS	変位cm	H=40.8	V=55.6	14880	21120	269.8	385.7
完成時				3.224	1.0373	70.4	19836	23780	319.2	581.4

- ・施工時は、減衰定数1%、スペクトルは完成時の1/2
- ・変位は、H；水平方向 V；張出し先端鉛直方向
- ・完成時の減衰定数は上部3%と橋脚5% 1次の減衰定数4.56% 変位 H=19.0cm

張出しなし 振動モード

張出し85.0m+85.0m 振動モード

MODE 1 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$

MODE 1 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.23$

MODE 2 $\frac{f_0}{f_n} = 1.42$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.7008$
 $\frac{f_0}{f_n} = -0.8246$

MODE 2 $\frac{f_0}{f_n} = 0.33$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.33$
 $\frac{f_0}{f_n} = -1.1719$

MODE 4 $\frac{f_0}{f_n} = 1.01$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.2308$
 $\frac{f_0}{f_n} = 0.5674$

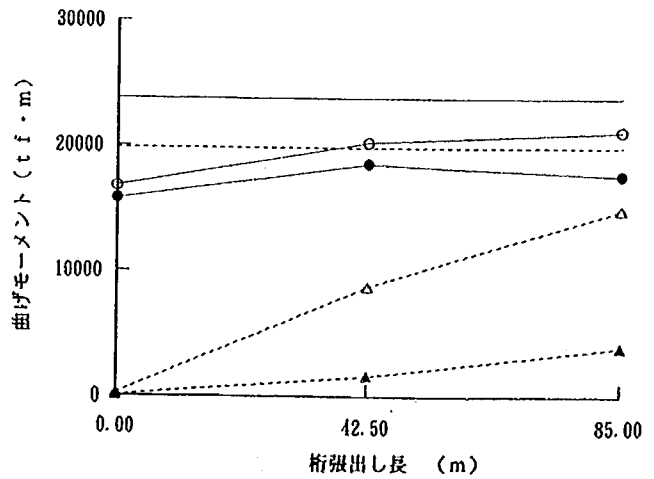
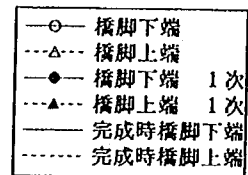


図-3.1.11 施工段階における
P2橋脚曲げモーメント

橋脚自立時

最大張出し時

図-3.1.10 P2橋脚施工時 固有振動モード

出し時で最も断面力が大きくなる。これは、張出しが大きい程、2次～4次振動の影響が大きくなるためである。また、橋脚上端の曲げモーメントは、1次振動以外の高次振動が非常に大きく影響している。橋脚の上下端で、完成時の設計断面力と最大張出し時の断面力を比較すると、曲げモーメント、せん断力とも完成時を超えることはない。

施工中に桁の張出し先端に生じる最大変位は、水平方向41cm、鉛直方向56cmとなり、水平変位より鉛直変位の方が大きくなる。

検討の結果、桁の張出しが長くなると1次振動以外の高次振動の影響は大きくなるが、長周期となるため、施工時に作用する断面力は完成時の設計値を超える事はなかった。従って、構造上からは施工時の免震は行わなくてもよい事になるが、張出し先端の鉛直変位は56cmにもおよび、作業の安全性や耐震性をさらに向上させるためには免震の必要性も考えられる。その場合、対象となる周期は8～12secとかなり長周期となる。

2) 施工時安全性のクライテリア検討

施工中の地震時における安全性のクライテリアとしては、橋体本体のみならず工事作業者の安全性や施工機材等の耐震性が考えられる。

表-3.1.3に、施工機材に関して規定されている設計地震力を示す。タワークレーンおよび工事用エレベータは設計震度を0.2としており、施工時の設計地震力レベルに対しては耐震性上特に問題とはならない。

しかしながら、長大橋では変位応答が大きくなることから、中間支持位置等での変位追従性に注意を要する。また、支保工は、主桁端部の閉合等に用いられるが、この場合も変位応答に対する追従性が検討課題となるであろう。

工事作業者の安全性に関しては、足場の倒壊による被害が考えられる。労働安全衛生規則においては、中震以上の地震が発生した場合には足場の点検を規定していることから、気象庁震度Ⅳ（最大加速度25～80gal）程度の振動応答に対しては足場に損傷が生じる可能性があるものと考えられる。

3) 各種制震方法の検討

a) 可変剛性方式

一般に中長支間のPC斜張橋の主桁架設には、片持ち張り出し工法が採用されることが多い。完成時の主桁がフローティングタイプの斜張橋であっても、施工時には架設機材の運用や施工性、あるいは耐風安定性などを考慮して、主塔橋脚上に仮支承を設けて主桁を橋脚に固定する。一方、完成時の耐震性向上手法のひとつとして、主塔橋脚と主桁をダンパー等の減衰装置で結合する方式が検討されている。本項では施工時にもこれらの減衰装置を有効に利用するとともに、主桁に作用する地震力を能動的に免震す

表-3.1.3 施工機材等の設計地震力

項目		設計水平地震力	規定
タワークレーン		自重の 20 %	クレーン等各構造規格
工事用エレベータ		自重の 20 %	クレーン等各構造規格
支保工	鋼管枠	上載荷重の 2.5 %*	労働安全衛生規則
	鋼管枠以外	上載荷重の 5.0 %*	

* : 設計水平力（風荷重、不等載荷等を含む）

るような制震方法について検討した。

① 主桁免震の効果

張り出し率 100%の場合を例に、モデル橋の施工時の耐震性を検討する。先に示したとおり固有値解析の結果、モデル橋においては最大張り出し時には3次モードが卓越し、そのモード質量比は50%に近い。3次の固有周期はおよそ1.3秒であり、検討用の加速度応答スペクトルによればかなり大きな地震力を受けることになる。そこで、主桁を橋軸方向に弾性的に拘束することにより、主桁の慣性力を免震する方式を検討することとした。

主桁の拘束条件を橋軸方向のばねでモデル化し、固有値解析を行った結果を図-3.1.12に示す。拘束が小さくなる（ばね値 k が小さくなる）に従い各固有周期が長くなるが、1次周期は $k=10^4 \sim 10^2 \text{ tf/m}$ の範囲で、2次周期は $k=10^5 \sim 10^3 \text{ tf/m}$ の範囲でそれぞれ大きく変化している。また各モード質量比に着目すると、 $k=10^4 \sim 10^2 \text{ tf/m}$ では2次モードが、 $k=10^5 \text{ tf/m}$ 以上では3次モードがそれぞれ卓越している（図-3.1.13）。このことから、主桁の拘束が小さくなると、単に構造系の長周期化による免震効果のみならず、卓越振動モードが低次に移行することで、より地震力の低減が見込まれる。そこで、本モデル橋について地震時断面力について検討した。

検討用入力地震波を用いて、モデル橋の地震時断面力を時刻歴応答解析により計算し比較したものが図-3.1.14である。主塔基部の曲げモーメントは拘束が大きくなる（ばね値 k が大きくなる）につれて減少する傾向にあるが、橋脚基部の曲げモーメントは反対に増大する。特に、橋脚基部の曲げモーメントは $k=10^5 \sim 10^4 \text{ tf/m}$ の範囲で大きく変動する。同図中に、モデル橋の完成時の設計断面力もあわせて示しているが、主塔橋脚上に仮支承を設けて主桁を橋脚に固定した場合、施工時の地震時橋脚基部曲げモーメントは完成時のおよそ80%となるが、主塔基部曲げモーメントに対して設計断面力はかなりの余裕を持っている。従って図-3.1.14は、ばね値 k を適当に設定すれば断面力の配分バランスが調整され、断面が有効に地震力を負担できるようにすることができるとを示している。

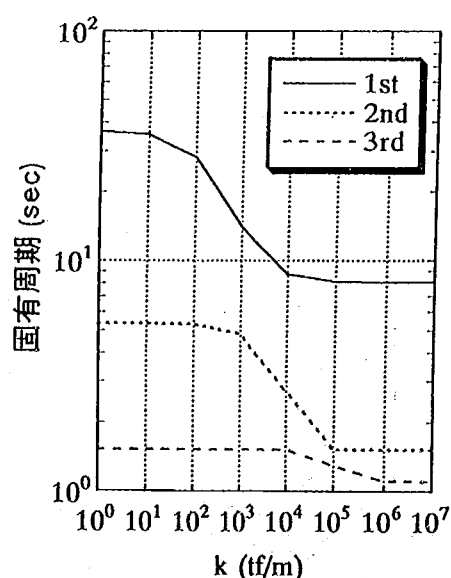


図-3.1.12 固有周期の変化

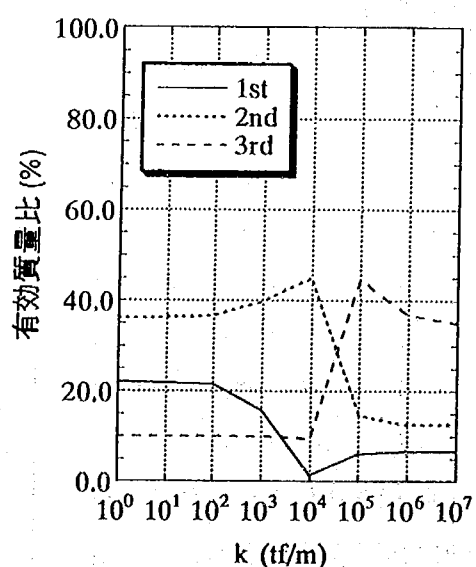


図-3.1.13 モード質量比の変化

② ダンパーによる減衰性能の向上

主桁を橋軸方向に弾性的に拘束すると想定すると、地震時の主桁と橋脚には相対変位が生じるので、主塔橋脚上の減衰装置を作動させることができる。モデル橋の固有周期が過大とならず、かつかなりの断面力の改善が見込まれるばね値 $k = 10^4 \sim 10^3 \text{ tf/m}$ を想定し、減衰性能がどの程度向上し得るのかを検討する。主塔基部の主桁橋軸方向に粘性減衰を仮定したダンパーを設置した場合を想定する。ダンパーの減衰係数をパラメータに、ばね値 $k = 10^4 \text{ tf/m}$ 及び $k = 10^3 \text{ tf/m}$ の場合について複素固有値解析を実施した。

図-3.1.15(a)、(b) はダンパーの粘性減衰係数

と、橋梁のモード減衰の関係を示したものである。これらによると、卓越振動モードである2次モードに対してはどちらの場合とも、 $c = 2,000 \text{ tf} \cdot \text{sec/m}$ 程度の粘性減衰定数でおよそ20%のモード減衰が得られ、かなりの減衰性能の向上が期待できる。

③ 可変剛性型方式による制震シミュレーション可変剛性型制震システム (AVS)¹⁾ は、時々刻々変化する地震動の性質に応じて構造物の剛性を変化させて非共振化を図り、構造物に入力する地震動の入力エネルギーを小さくしようという制震方法である。①で示したとおり、施工時の斜張橋の耐震性は主桁を免震することで大きく改善できる可能性がある。一方、過度の長周期化は過大な主桁変位の発生を招く恐れもあるため、適当なばね値を設定する必要がある。

そこで、本項では主桁の拘束条件の設定にAVSの導入を試みた。リアルタイムに構造物の応答を評価し適切な剛性を選択するために、以下のような評価値 $E_i(t)$ を設定した。

$$E_i(t) = \frac{\sqrt{\sum N_i (A_i(t - \Delta t \times N_i + \Delta t))^2}}{N_i}$$

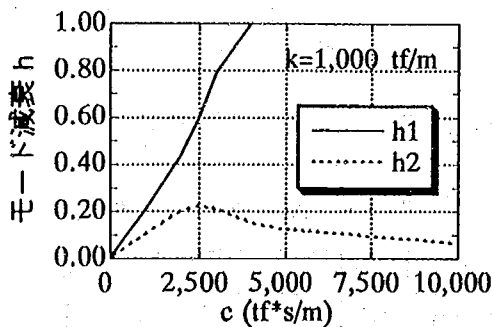


図-3.1.15(a) ダンパーによるモード減衰 ($k=10^3 \text{ tf/m}$)

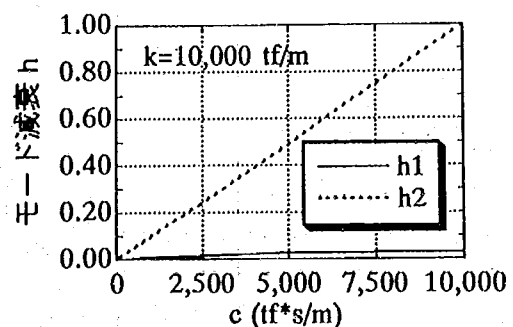


図-3.1.15(b) ダンパーによるモード減衰 ($k=10^4 \text{ tf/m}$)

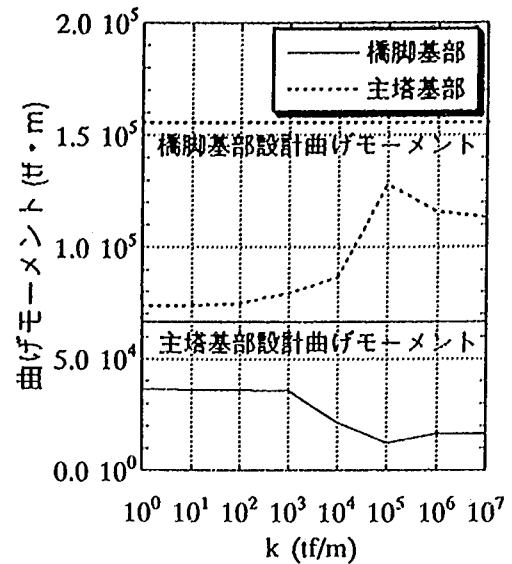


図-3.1.14 断面力の変化

A_i : 剛性タイプiのフィルターの時刻 t での出力 Δt : 制御時間間隔

N_i : 剛性タイプiのフィルターの周期の半分の時間内の出力サンプリング個数($=T_i/2\Delta t$)

T_i : 剛性タイプiのフィルターの周期

評価値 $E_i(t)$ の最も小さい剛性タイプが選択されるべき剛性タイプである。フィルター出力 A_i は、各剛性タイプが選択された場合の構造物の卓越振動モードをダンパーによる減衰も含めた1自由度系モデルで模擬した加速度応答値である。即ち評価値 $E_i(t)$ は、各剛性タイプモデルのリアルタイムの加速度応答スペクトルを卓越振動モードの過去半周期分の時間で平均したものになっている。

このような剛性選択評価値を設定した可変剛性型制震システムをモデル橋に導入した場合について、時刻歴応答解析を行いその効果を検討する。可変剛性装置を主塔橋脚と主桁間に設置するとともに、 $c=2,000\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{m}$ のダンパーを設置し減衰性能の向上を図る (図-3.1.16)。選択される剛性タイプとそのフィルター特性を表-3.1.4に示す。このフィルターはモデル橋におけるばね値 $k=10^4\text{tf}/\text{m}$ 、 $k=10^3\text{tf}/\text{m}$ 及び主桁固定の条件が設定された場合について、それぞれの卓越振動モードの振動特性を模擬したものである。

図-3.1.17 に各応答断面力及び剛性タイプの時刻歴を示す。非制震時 (主桁固定) と比較して橋脚基部の断面力は大幅に低減され、非制震時の約40%となった。これは設計断面力のおよそ30%に相当する。一方、断面力に余裕のあった主塔基部は曲げモーメントが増加したが、その大きさは設計断面力の30%である。これは、可変剛性システムにより入力地震エネルギーが低減されると共に、断面力の配分が調整されたからである。この場合、断面力に余裕のあった主塔基部の曲げモーメントは多少増加したが、主塔・橋脚全体としては各断面がバランス良く地震力を負担することになり、耐震性が向上したといえることができる。表-3.1.5に各断面応答値の最大値を比較した。断面応答加速度が減少するとともに、長周期化により懸念される変位の増大もそれほど大きくはならないことがわかる。これは、制震装置と共にダンパーを設置し、減衰性能の向上を図ったためである。

表-3.1.5 断面の最大応答値

断面応答値	非制震	制震
主桁端部X方向加速度 (gal)	106	44 (0.42)
主桁端部Y方向加速度 (gal)	170	94 (0.57)
主桁端部X方向変位 (cm)	4.5	7.8 (1.73)
主桁端部Y方向変位 (cm)	16.3	17.7 (1.06)
主塔基部曲げモーメント (tf·m)	1.22×10^4	1.80×10^4 (1.48)
橋脚基部曲げモーメント (tf·m)	12.8×10^4	4.74×10^4 (0.37)

カッコ内は非制震時に対する比率

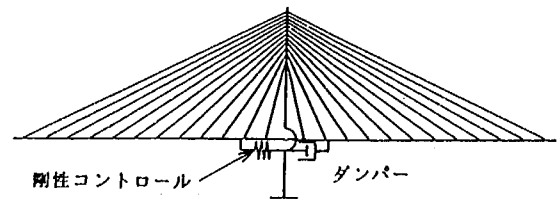
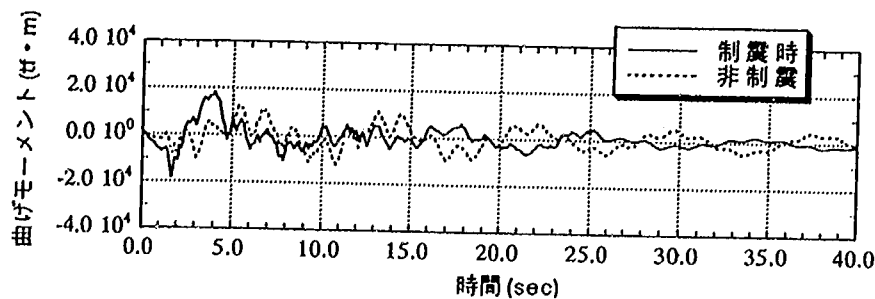


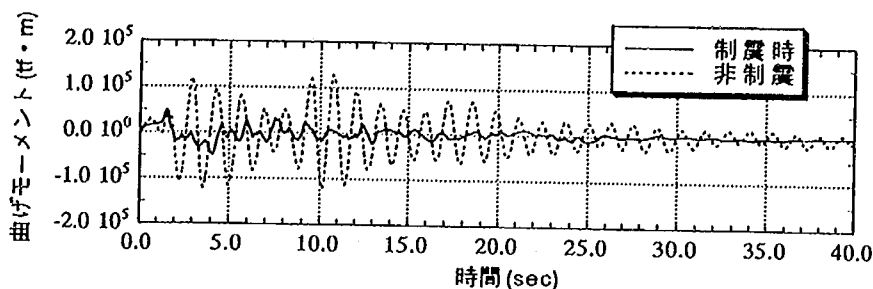
図-3.1.16 可変剛性装置とダンパーの配置

表-3.1.4 剛性評価フィルター

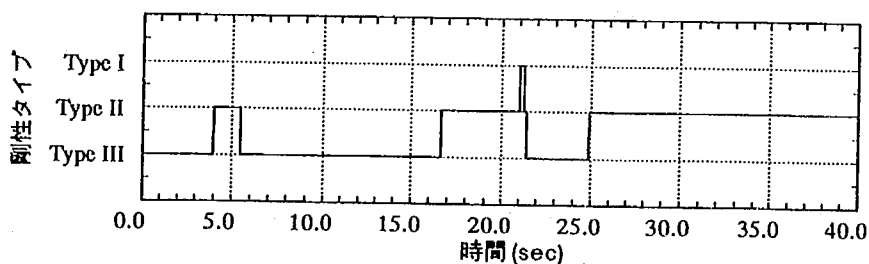
Type I		Type II		Type III	
T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)
1.29	5	2.71	20	4.81	20



(a) 主塔基部曲げモーメント



(b) 橋脚基部曲げモーメント



(c) 選択剛性タイプ

図-3.1.17 AVSによる地震シミュレーション結果

b) TMD方式

同調質量付加方式の制震方法として、TMDを用いた場合の制震効果を検討する。TMDの設置位置は主桁両先端または主塔頂部とし（図-3.1.18）、重錘重量を主桁先端各20tf、主塔頂部40tfに設定した。制震対象の振動モードは、橋脚基部の断面力に最も寄与する逆対称3次モードとした。この場合、TMDの質量比は、主桁先端両側合計で0.0030、主塔頂部が0.0004となる。TMDの最適振動数比、最適減衰定数等は振動の種類によって異なるが、ここでは振動数比、減衰定数とも調和外力振動に対する最適値を用いるものとした。

図-3.1.19 に、各TMDを設置した場合の橋脚基部応答曲げモーメントを示す。なお、図中の破線はTMDを設置しない場合の応答値である。主桁先端にTMDを設置した場合、5秒過ぎより制

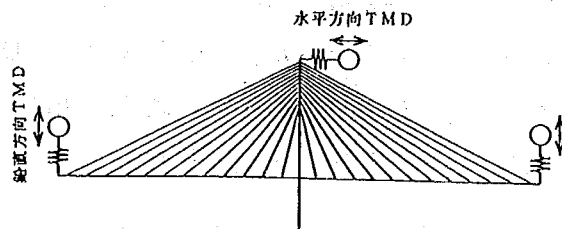


図-3.1.18 TMDの設置

震効果が発現し、最大曲げモーメントで約10%応答値が低減している。しかしながら、12～20秒付近では逆に、TMDを設置しない場合に比べて加振する結果となった。主塔頂部にTMDを設置した場合では制震効果はほとんど認められず、最大曲げモーメントも2%程度低減したに過ぎない。

図-3.1.20に重錘の応答変位を示す。主桁先端と主塔頂部を比較すると、最大応答変位は主桁先端が50%程度大きくなった。主桁先端のTMD応答変位は13秒付近で位相の変化がみられるが、これは入力地震波の位相が変化したためと考えられる。また、これがTMD設置により応答値が一部増幅した領域がある原因と考えられる。平成5年度の検討においては、TMDの設置により橋脚基部の最大応答曲げモーメントが25%程度低減している。今回は、異なる検討地震波により検討したものであるが、同調質量型の制振装置は制振応答が鈍いことから、地震のような非定常外力の場合には波形特性に左右され、場合によっては逆に加振する場合も考えられる。

c) AMD方式

近年スチール系の大型橋梁においては、施工時のAMDによる風振動の制振対策が盛んに行われており、基本的な制振技術はほぼ確立されたと考えられる。そこで、本項では施工時の耐震性向上に対するAMDの適用性を数値シミュレーションにより検討する。解析では、モデル橋の主塔頂部あるいは張り出し主桁先端部にAMDを設置し、地震時の応答値や断面力がどの程度低減されるかを算定した。AMDの制御は、AMD設置点での速度応答をもとに制御力を算定する直接速度フィードバック方式(DVFB)によりおこなった。制御力については最大制御力が60tf程度のAMDを想定し、ゲインを調整した。また、AMDを設置する場合は主桁は橋脚に仮固定することとした。

① 数値シミュレーション

図-3.1.21(a)～(e)は主塔頂部にAMDを設置した場合の、主桁端部の変位応答、主塔基部・橋脚基部の曲げモーメントおよびAMDの制御力を示したものである。図中において点線は非制振時の応答値である。鉛直応答変位の最大値は非制振時に対して15%程度減少しており、地震後の後揺れも速やかに収束している。主塔基部の最大曲げモーメントについては10%程度減少しており、橋脚基部の最大曲げモーメントも12%程度低減している。このときのAMDの最大制御力は58tfである。

図-3.1.22(a)～(e)は主桁先端にAMDを設置した場合の、主桁端部の変位応答、主塔基部・橋脚基部の曲げモーメントおよびAMDの制御力を示したものである。鉛直応答変位の最大値は非制振時の30%以下に減少しており、地震後の後揺れもほとんど見られない。主塔基部の最大曲げモーメントは40%以上減少しているが、橋脚基部の最大曲げモーメントは5%程度の減少にとどまった。このときのAMDの最大制御力は55tfであった。表-3.1.6に、各断面応答値の最大値を整理した。

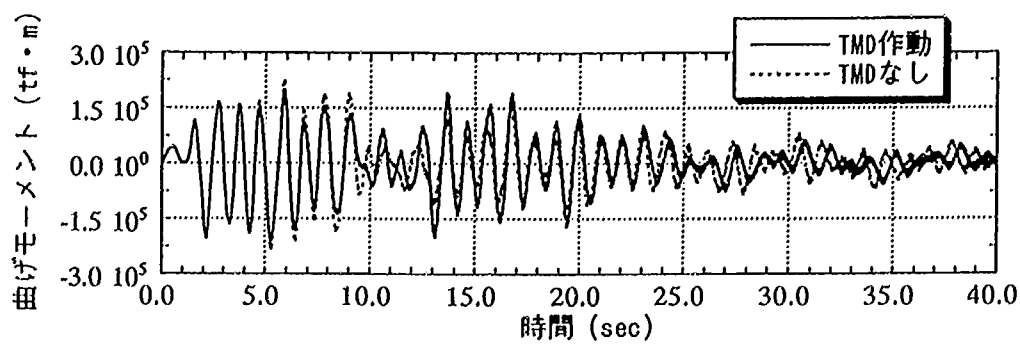
② まとめ

これらの解析結果よりAMDによるアクテ

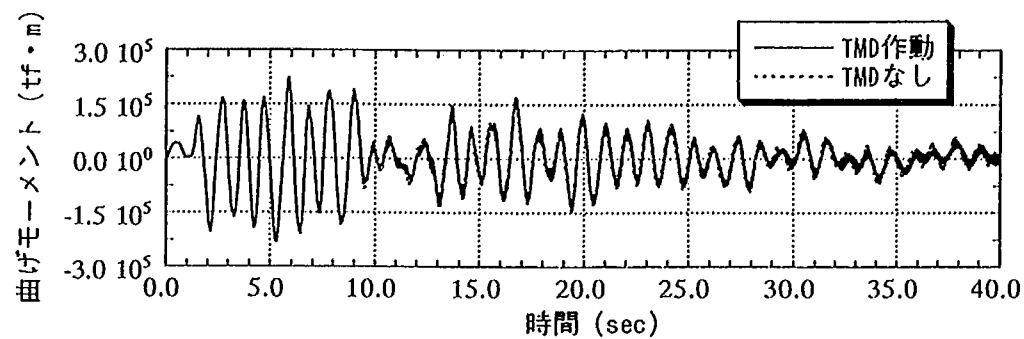
表-3.1.6 断面の最大応答値

断面応答値	非制震	AMD (桁端)	AMD (塔頂)
主桁端部X方向加速度 (gal)	106	103 (0.97)	95 (0.90)
主桁端部Y方向加速度 (gal)	170	58 (0.34)	157 (0.92)
主桁端部X方向変位 (cm)	4.5	4.4 (0.98)	4.0 (0.89)
主桁端部Y方向変位 (cm)	16.3	3.5 (0.21)	14.3 (0.88)
主塔基部曲げモーメント (tf・m)	1.22×10^4	0.74×10^4 (0.60)	1.09×10^4 (0.89)
橋脚基部曲げモーメント (tf・m)	1.28×10^5	1.22×10^5 (0.95)	1.12×10^5 (0.88)

カッコ内は非制震時に対する比率

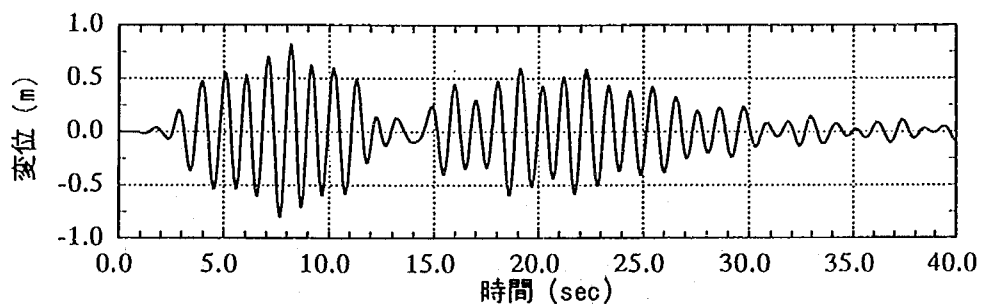


(a) 主桁先端TMD設置

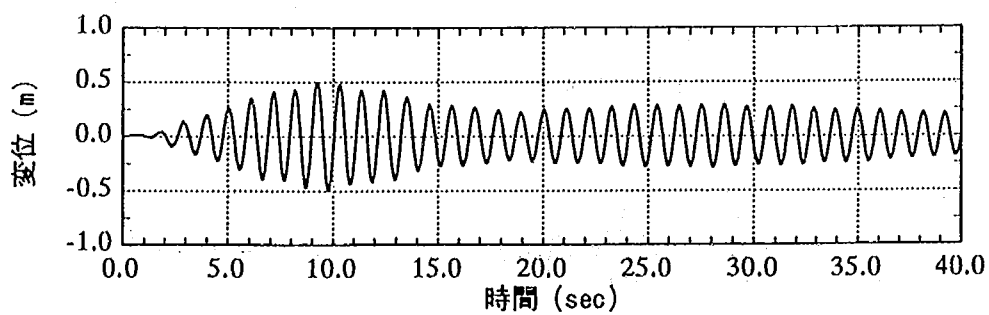


(b) 主塔先端TMD設置

図-3.1.19 橋脚基部曲げモーメント

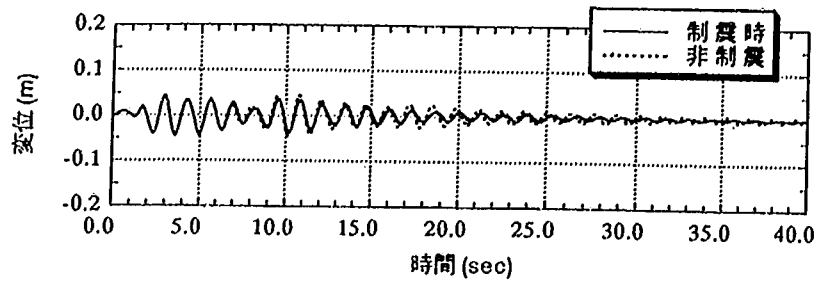


(a) 主桁先端TMD

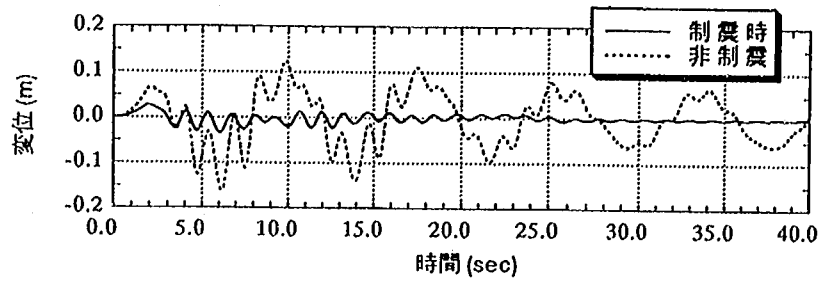


(b) 主塔先端TMD

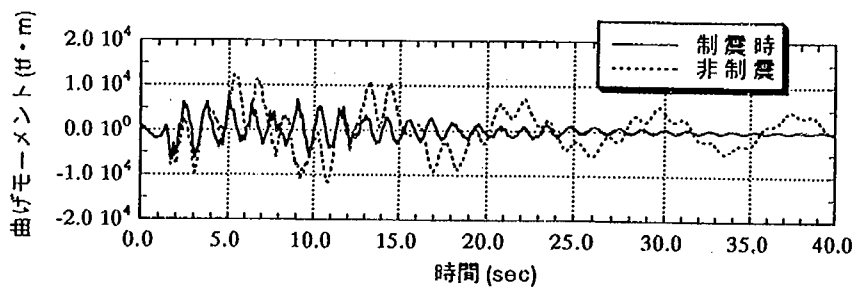
図-3.1.20 TMD応答変位



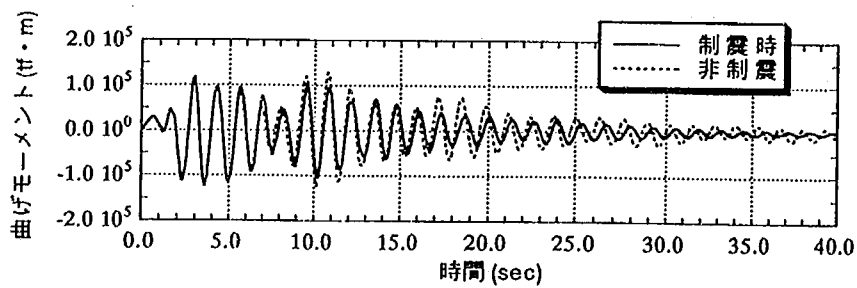
(a) 主桁橋軸方向変位



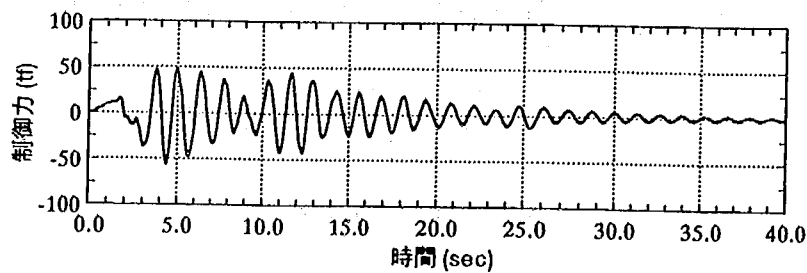
(b) 主桁鉛直方向変位



(c) 主桁基部曲げモーメント

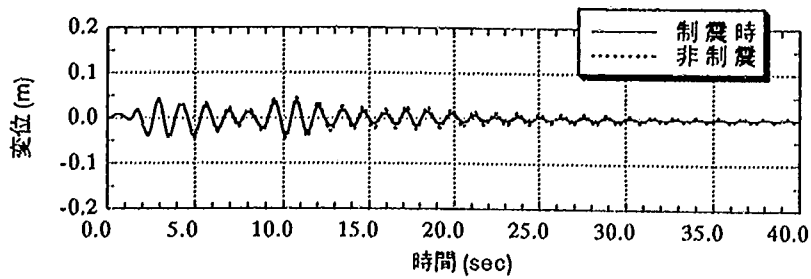


(d) 橋脚基部曲げモーメント

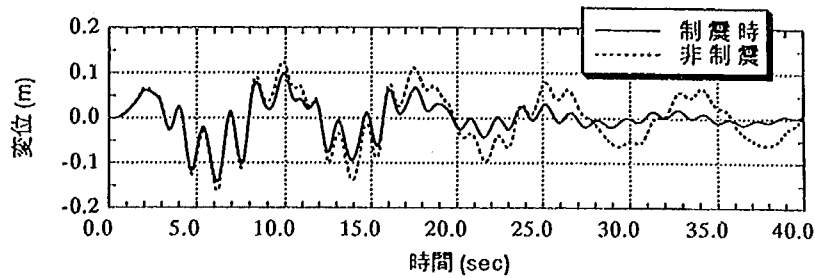


(e) 制御力

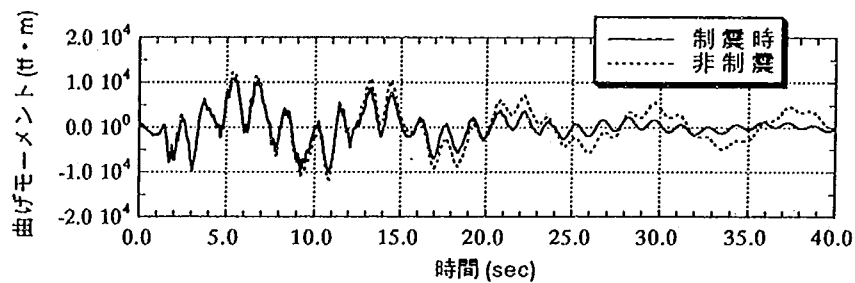
図-3.1.21 AMDによるアクティブコントロールシュミレーションの結果 (AMD塔頂)



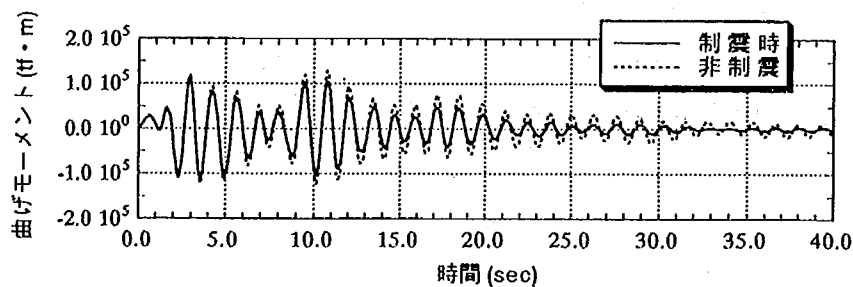
(a) 主桁橋軸方向変位



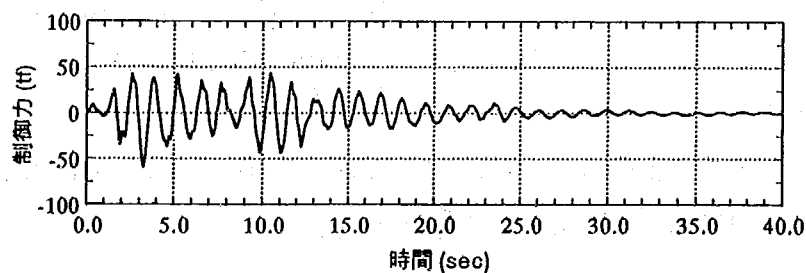
(b) 主桁鉛直方向変位



(c) 主桁基部曲げモーメント



(d) 橋脚基部曲げモーメント



(e) 制御力

図-3.1.22 AMDによるアクティブコントロールシュミレーションの結果 (AMD桁端)

ィブコントロールは、主塔や主桁の応答変位の抑制や地震後の後揺れを減衰させるには有効性であることがわかる。また、主塔基部の曲げモーメントを削減するのにはある程度有効である。一方、橋脚基部の曲げモーメント低減についてはあまり効果が期待できない。これは、AMDの制御則が構造物に減衰を付加し、応答振幅を低減するような原理によっているからである。また、本解析で採用した直接速度フィードバック方式は、制御効率の面からも最適な制御とはいえない。制御対象モードを最大寄与モードである3次モードに絞り込み、LQG等の最適制御理論を適用すれば制御効果を高めることができるものと思われる。

(5) 施工時制震実験計画

本共同研究の一環として、施工時のPC斜張橋の制震実験を平成6年度より計画中である。現在実験に使用する模型の設計及び実験計画を立案中である。実験は、土木研究所の大型振動台を使用して行う予定である。実験工程は以下の通りである。

実験行程	3	4	5	6	7	8
計画・模型設計						
模型製作						
振動実験			6/26～7/29			
実験結果解析						

制震実験に用いる制震装置としては、

- 1) AMD
- 2) バリアブルダンパー

を予定している。実験用模型のプロトタイプを図-3.1.23に示す。模型の構造材料としては鋼を使用する。縮尺はできるだけ相似則が満足されることが望ましいが、制震装置の性能と橋梁の代表的な振動モードを考慮しつつ製作可能なものを設計する。

(6) 今後の課題

1) 橋梁全体としての安全率の評価

完成時の連続ラーメン橋は高次の不静定構造であるが、張出し施工中は静定構造である。よって、断面の安全性を同一レベルで取り扱ってよいかは疑問が残る。例えば、橋梁全体の靱性レベルによって、設計地震力または断面の安全率を変更する必要があるのではないだろうか。

2) 施工時制震レベルの設定

制震レベルは制震システムの適用性、制震装置の規模（製作可能性）等に大きく影響する。よって、地震時断面力低減の目標値を設定する必要がある。

3) 制御理論の検討

AMDで採用した直接速度フィードバック方式は、制御効率の面からも最適な制御とはいえない。制御対象モードを最大寄与モードである3次モードに絞り込み、LQG等の最適制御理論を適用す

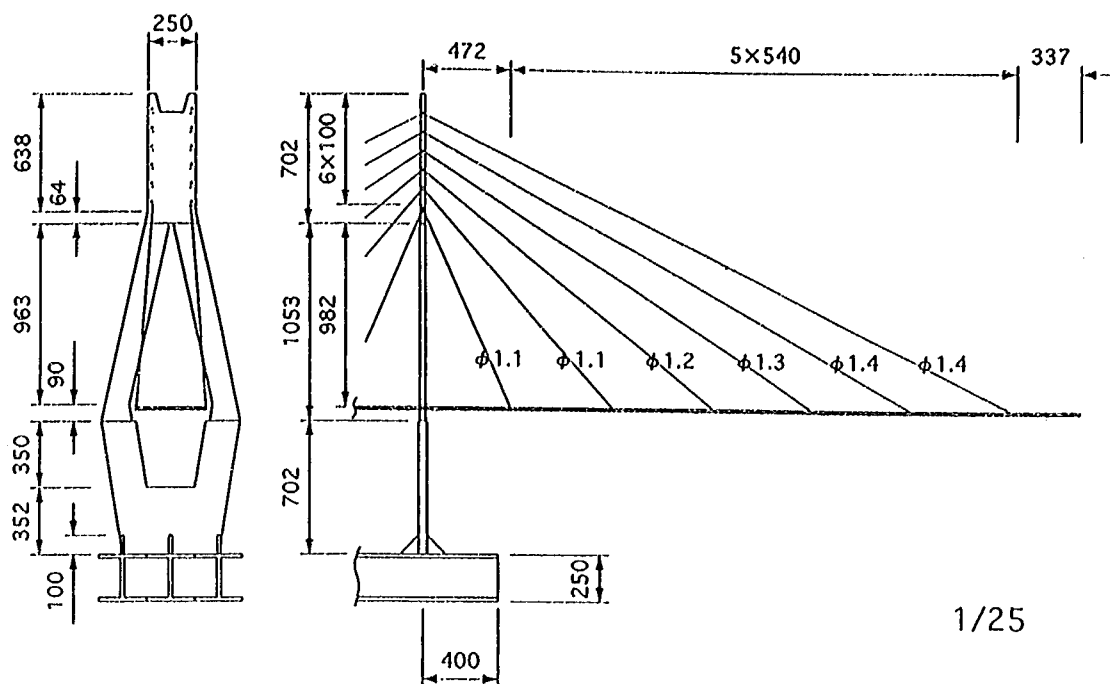


図-3.1.23 模型橋梁プロトタイプ

ることにより制御効果を高める必要がある。

<研究担当> (株)大林組、オリエンタル建設(株)、八千代エンジニアリング(株)、
石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)

参考文献

- 1) 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
- 2) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会：第 2 回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御(2)、1993.
- 3) 建設省土木研究所：高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書（その 1）、1994.

3. 2 下部構造の免震

(1) 開発の背景と目的

「長大橋の免震化技術を開発するために、桁および下部構造においてもエネルギー吸収を図る」という基本方針に沿って、下部構造の免震化を研究する。

長大橋の下部構造は、従来堅固な地盤の上にマッシブなコンクリート塊からなる基礎を設けているため、固有周期が短く、慣性力が大きく、躯体内部の減衰は小さい。また、超長大橋になればなるほど基礎が大型化し、基礎自身の慣性力による地盤反力の軽減のため、基礎底面の拡大が必要になる。そこで、本研究では、長大吊橋の主塔基礎や斜張橋の主橋脚基礎を対象に、高減衰材料を用いるための構造形式と、減衰性能を高める技術を開発する。

(2) 開発項目と内容

1) 長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

昨年度の研究により免震化の基本構造の方向が見い出せたので、常時の安定検討および保有水平耐力照査レベルの地震に対する検討を行い実現性の調査を行う。また、対象は、昨年度と同じ明石海峡大橋クラスの吊橋の主塔基礎を対象とする。

① アイソレーションタイプの常時の安定検討

アイソレーションタイプでは、基礎底面に高減衰材を使用するため、常時荷重に対する安定が確保できる構造を検討する。

② 保有水平耐力照査レベルの地震に対する検討

地震時保有水平耐力照査レベルの地震に対して応答計算を行い、減衰効果を把握する。

③ 基礎径の検討

免震構造とした場合に、基礎径の縮小がどの程度可能か検討する。

④ 免震構造の要求機能の検討

大規模地震時に要求される免震構造の機能を検討する。

2) 斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

① 基本条件の設定

対象モデルの諸元を設定し、構造寸法と常時及び地震時の荷重を把握する。

② 免震基礎構造の検討

斜張橋基礎部への免震装置を用いる場合の基本構造を検討する。

③ 免震基礎化の応答値と水平バネの検討

免震基礎化した構造形式での主桁の変位量と各部主要断面の応答値と免震装置の水平バネとの関係を求め、その傾向を把握する。

④ 免震基礎の実現性の検討

上記③の結果をもとに、実現性のある水平バネ値を設定し、免震装置の形状と配置とそのときの橋脚断面形状を検討して非免震時との比較を行い、総合的な免震基礎の有効性の評価を行う。

⑤ その他のデバイスの可能性と要求性能

上記研究は高減衰材料を念頭において行うこととしたが、その他のデバイスを用いた場合の可能性を研究し、素材及びデバイス開発グループとも情報交換を行う。

⑥ 課題の抽出と報告書作成

残された課題を抽出し、3年間の成果を報告書にまとめる。

(3) 開発の工程

1) 長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

(工期：H5.11～H8.3)

	H5年度	H 6 年度	H7年度
基本構造形式の検討			
①アイソレーションタイプの常時の安定検討 ②保有水平耐力照査レベルの地震に対する検討 ③基礎径の検討 ④免震構造の要求機能の検討			
別形式の基礎の免震化の検討			

2) 斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

(工期：H5.11～H8.3)

	H5年度	H 6 年度	H7年度
①基本条件の設定 ②免震基礎構造の検討			
③免震基礎化の応答値と水平バネの検討 ④免震基礎の実現性の検討			
⑤その他デバイスの可能性と要求性能 ⑥課題の抽出と報告書作成			

(4) 平成6年度の研究成果

1) 長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

a) 検討概要

常時の安定検討および保有水平耐力照査レベルの地震に対する種々の検討を行い、実現性の調査を行う。

b) 検討モデルの設定

- ・ 直径80m×高さ70mおよび直径を縮小した主塔基礎を対象とする。
- ・ 根入れが無い場合のアイソレーションタイプを検討対象とする。
- ・ 減衰材料として高減衰ゴムを考え、剛性および減衰はひずみの多項式で表現されるものとする。

高減衰ゴムは1000×1000×50mmの板状に加工し、縁を切る境界の下に基礎径80mでは500枚、基礎径70mでは400枚を使用することとした。

- 地震時の上部工反力の増加分は1割程度であるため、解析では上部工反力を無視し、基礎自体の免震効果を確認する。
- 入力地震動は、保有水平耐力照査レベルのⅠ種地盤用標準波形を用いる。
- 地盤ばねおよび地盤の減衰係数は、基礎～地盤間の動的相互作用を考慮した方法で算定する。
- 水の存在を無視し、付加質量や造波減衰を考慮しない。
- 躯体内部減衰は $h_v = 1\%$ と仮定する。

c) アイソレーションタイプの常時の安定検討

長大橋基礎に作用する地震以外の荷重の種類と大きさを調べ、免震基礎とした場合にどの程度の

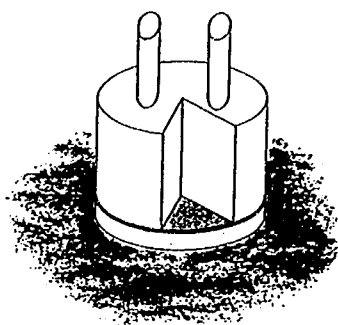


図-3.2.1 アイソレーションタイプの構造案

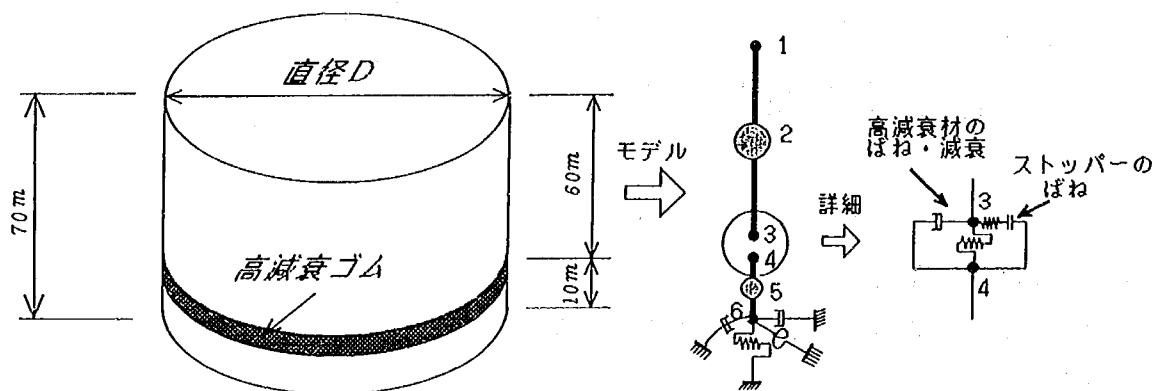


図-3.2.2 解析モデル

表-3.2.1 地盤ばねと減衰係数

		基礎径80m	基礎径70m
ばね定数 tf/m	並進	1.42×10^7	1.25×10^7
	回転	19.3×10^9	12.9×10^9
減衰係数 tf・s/m	並進	5.22×10^5	4.00×10^5
	回転	3.86×10^8	2.26×10^8

表-3.2.2 モデルの質量

		基礎径80m	基礎径70m
並進質量 $t \cdot s^2/m$	質点2	7.35×10^4	5.63×10^4
	5	1.22×10^4	0.93×10^4
回転慣性 $t \cdot m \cdot s^2$	質点2	5.15×10^7	3.41×10^7
	5	4.98×10^6	2.93×10^6

移動量が発生するか検討した。移動量が大きく、免震装置が地震時に所要の性能を発揮できない可能性がある場合や、免震装置の設計が困難となる場合は、移動量を抑える対応策を考える。

地震以外で考慮すべき荷重としては、以下のものが挙げられる。

- ① 常時荷重（上部構造反力+潮流力+波力）
- ② 基礎の傾斜
- ③ 暴風時の荷重（上部構造反力+潮流力+波力+風荷重）

これらの荷重の大きさを設計資料から抽出し、移動量を算定した結果を表-3.2.3に示す。同表によれば、常時発生する移動量は常時荷重および基礎の傾斜によるものを合わせても10mm以下となり、特に対策を施す必要のない範囲と考えられる。また、暴風時の移動量も最大で30mm強とあまり大きくなく、暴雨風通過後はもとの位置に戻るため問題はない。

なお、高減衰材料（高減衰ゴム）のせん断剛性は、緩速載荷試験に基づく値（ $G = 9 \text{ kgf/cm}^2$ ）を用いた。

d) 保有水平耐力照査レベルの地震に対する検討と基礎径の検討

地震時保有水平耐力法レベルの地震を用いて、地震応答解析を実施し、減衰効果を把握するとともに、非免震と免震の場合の地盤反力の比較を行い、基礎径の縮小が可能か検討した。

表-3.2.4に解析結果を示す。解析結果によれば、免震化することにより基礎径を70m以下にすることも可能であることがわかる。しかしながら、2本の主塔の取付位置および寸法形状の関係から、円形基礎の場合は径を70m以下にすることは困難と思われる。

表-3.2.3 地震以外の荷重による基礎の移動量

	作用力 (tf)	移動量(mm)	備 考
常時荷重 上部構造反力+潮流力+波力	5 000	5.6	
基礎の傾斜	1 300	1.4	明石海峡大橋でのデータを参考に、基礎の傾斜は1/500とした。
暴風時の荷重 上部構造反力+潮流力+波力 +風荷重	30 000	33.	

表-3.2.4 基礎の応答値の比較

	基礎径 (m)	基礎中心最大応答値			高減衰材料の せん断変形 cm	地盤反力度 (kgf/cm ²)	
		加速度 gal	変位 cm	回転角 rad		鉛直 ¹⁾	せん断
非免震	8 0	567	6.7	9.71×10^{-4}	—	50.4	9.3
免 震	8 0	463	31.9	7.18×10^{-4}	26.7	40.7	6.6
	7 0	472	31.5	8.43×10^{-4}	26.7	46.2	6.8

注1) 主塔および基礎の自重による反力含む。

e) 免震構造の要求機能の検討

基礎径70mの解析結果によれば、高減衰材のせん断変形は27cmとなる。現在検討の対象としている高減衰材料は、1000×1000×50の高減衰ゴムであり、せん断ひずみは540%となる。この値は、免震支承の許容ひずみ ($\gamma_s=250\%$) を大きく上回り、破断ひずみに達する値である。よって、発生ひずみを小さくするために、以下の対応を考えた。

ケース1：変位を抑制するストッパーを設置する。

ケース2：ゴム厚を2倍にする。

ケース3：ゴム厚を2倍にし、ストッパーを設置する。

ケース4：ゴム厚および枚数を2倍にし、さらにストッパーを設置する。

ここで、ストッパーの圧縮特性は、沈埋トンネルの止水材として使用されているゴムガスケットの圧縮特性を参考に、図-3.2.4に示すような特性を考慮した。また、ストッパーが作動するまでの遊間は、試算結果を踏まえて200mmとした。

表-3.2.5に解析結果を示す。

- ① ゴム厚を変更せずにストッパーのみで変形を抑制するケース1では、高減衰ゴムのせん断ひずみは13%減少するが、ストッパーの拘束で地盤反力が1割程度大きくなる傾向にあり、ストッパーの遊間を小さくしたり、剛性を大きくすると免震効果が低減する。
- ② ゴム厚を2倍にしたケース2では、地盤反力が最も小さくなるが、せん断ひずみは360%と大きい。

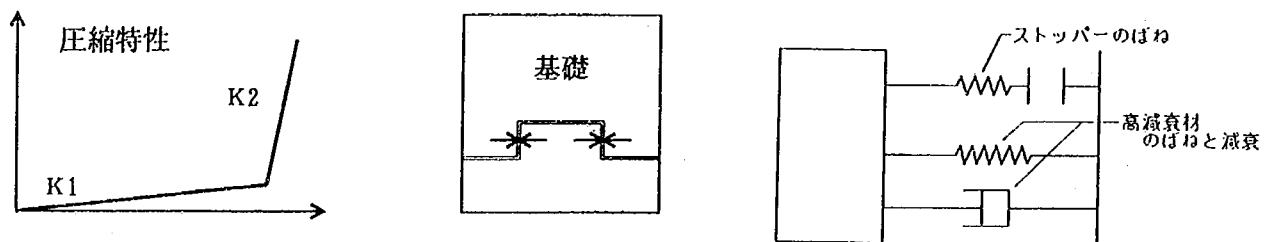


図-3.2.3 ストッパーの概念

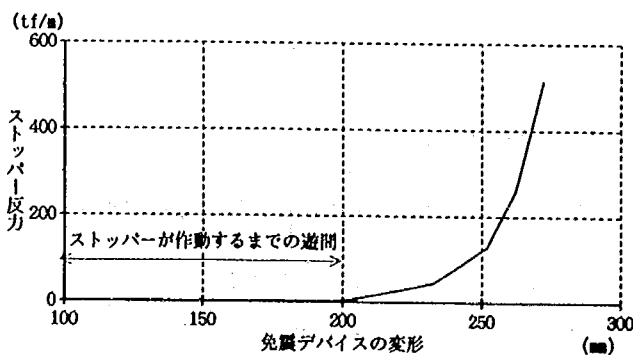


図-3.2.4 ストッパーの圧縮特性

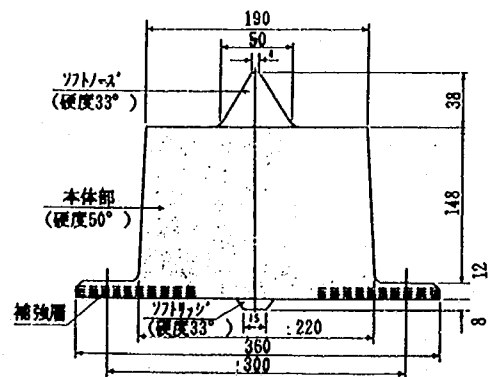


図-3.2.5 圧縮特性のモデルとしたゴムガスケット

表-3.2.5 基礎の応答値の比較

	基礎中心最大応答値			高減衰材料の せん断変形 cm ¹⁾	地盤反力度 (kgf/cm ²)	
	加速度 gal	変位 cm	回転角 rad		鉛直 ²⁾	せん断
対策なし	472	31.5	8.43×10^{-4}	26.7(540%)	46.2	6.8
ケース1	516 <723>	31.2 <22.8>	9.47×10^{-4} < 1.52×10^{-3} >	24.2(480%) <13.6(270%)>	50.2 <72.1>	7.5 <10.8>
ケース2	349	39.5	6.12×10^{-4}	35.7(360%)	37.3	4.8
ケース3	702	35.1	1.31×10^{-3}	28.4(280%)	64.1	9.4
ケース4	494	30.1	9.34×10^{-4}	25.4(250%)	49.7	7.2

注1) カッコ内はせん断ひずみ。 2) 主塔および基礎の自重による反力含む。

3) ケース1の<>の値は、ストッパー遊間を50mmとした場合の値。

③ ゴム厚を2倍にしてストッパーを設置するケース3は、最も応答値が大きくなっている。これは、ゴム厚を2倍にしたことにより、高減衰材の変形が大きくなり、ストッパー反力も大きくなったためと考えられる。

④ ゴム厚および枚数を2倍にし、さらにストッパーを設置するケース4は、地盤反力度も少なく、せん断変形も最も小さくなっている。

以上より、ストッパーには免震基礎の変形を抑制する効果が認められるものの、剛性や遊間を適切に定めないと基礎の安定上悪影響を及ぼす可能性があることがわかった。

2) 斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

a) 基本条件の設定

研究対象橋梁は、橋長 500m (250m+250m) の2径間連続PC斜張橋とした。対象橋梁の一般図を図-3.2.6に示し、橋梁諸元を下記に示す。

- ① 橋梁形式：PC2径間連続斜張橋
- ② 橋 長：500m (250m+250m)
- ③ 幅 員：20.5m
- ④ 基礎構造：直接基礎
- ⑤ 橋脚形状：2室中空断面，H=50m
- ⑥ 主塔形状：H型，H=125m
- ⑦ 主桁断面：逆台形5室箱桁断面，H=2.5m
- ⑧ 斜材ケーブル：ファン型2面吊り

b) 免震基礎構造の検討

免震基礎の構造形式は、外的諸条件により中間支点を剛結あるいはヒンジ固定とするようなタイプに着目し、本来のベースアイソレートという意味あいから、主橋脚部フーチングに高減衰材料を用いて地盤の振動の伝達を抑制し、断面力の低減を図る構造とした。

免震基礎の概念図を図-3.2.7に示す。

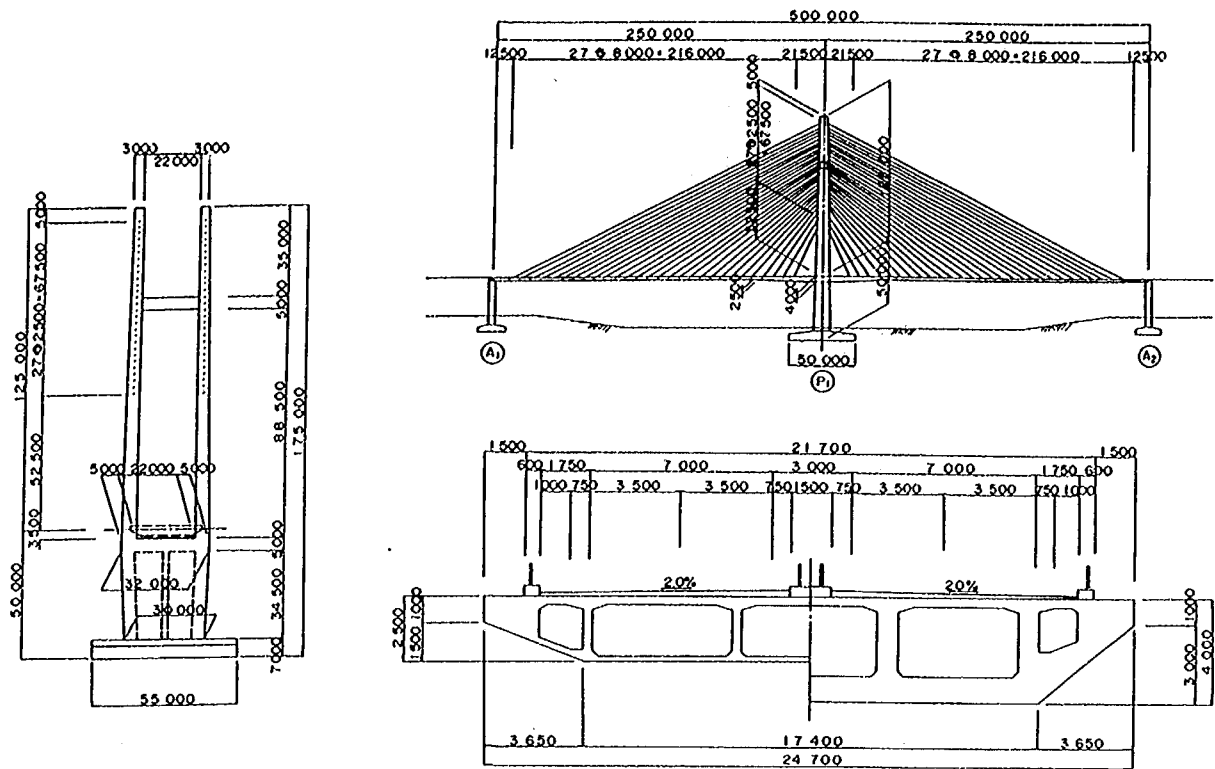


図-3.2.6 PC斜張橋対象橋梁一般図

c) 免震基礎化の応答値と水平バネの検討

免震基礎を用いた場合において、主桁の変位量と主要各部の応答値と基礎水平バネ K_x (tf/cm) の関係を求める。

① 解析条件

図-3.2.8に示すモデルのとおり、基礎部に水平バネ K_x を考える。

減衰定数： h 上部工 = h 下部工

= 1%

h 基礎 = 15%

地盤種別：I 種地盤（道示 V）

② 解析結果

表-3.2.6及び図-3.2.9に基礎水平バネ K_x と主桁変位及び各部応答値を、図-3.2.10 にモード図を示す。

③ 考察

図-3.2.9, 図-3.2.10より、 $K_x = 100 \sim 200$ tf/cmにおいて1次モードで橋軸方

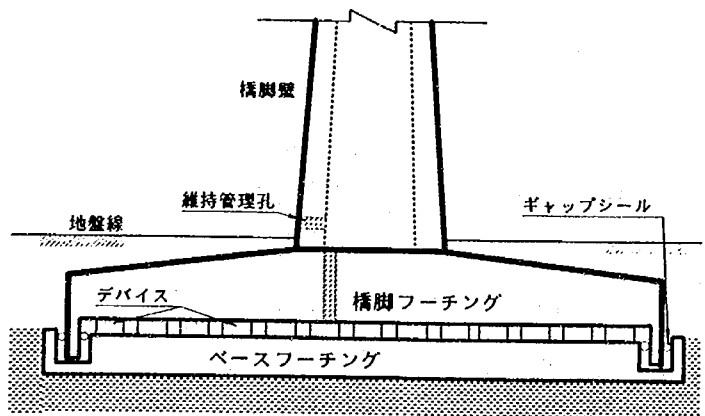


図-3.2.7 免震基礎の概念図

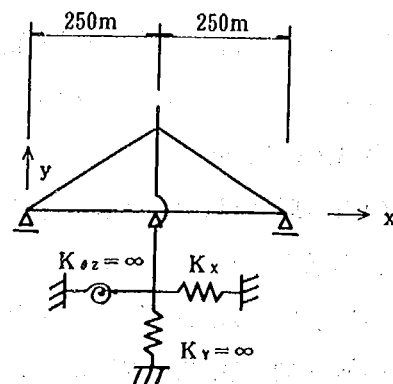


図-3.2.7 免震基礎の概念図

表-3.2.6 K_x の変位に伴う主桁変位と各部応答値

		K _x (tf/cm)											
		∞	100	200	400	600	800	1000	2000	3000	4000	5000	10000
主桁変位 (cm)	最大値	4.09	28.86	20.58	14.63	12.19	10.92	10.07	8.02	7.30	6.66	6.17	5.36
	比率	1.0	7.06	5.03	3.58	2.98	2.67	2.46	1.96	1.78	1.63	1.51	1.31
基礎変位 (cm)	最大値	0.00	28.14	19.59	13.54	10.96	9.46	8.40	5.56	4.32	3.43	2.60	1.51
主塔基部M (tf・m)	最大値	71823	26450	62589	80608	68703	61698	58172	59237	67500	72896	75578	74992
	比率	1.0	0.37	0.87	1.12	0.96	0.86	0.81	0.83	0.94	1.01	1.05	1.04
主橋脚基部M (tf・m)	最大値	573646	104244	154207	187746	206724	236664	265716	375498	450536	487023	505885	570232
	比率	1.0	0.18	0.27	0.33	0.36	0.41	0.46	0.65	0.79	0.85	0.88	4.41

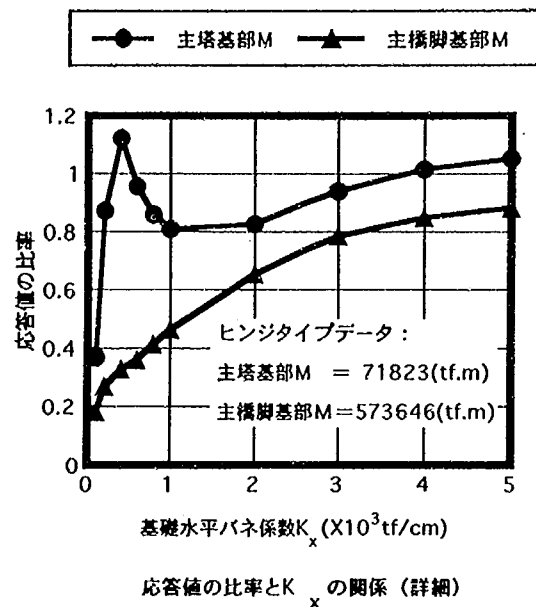
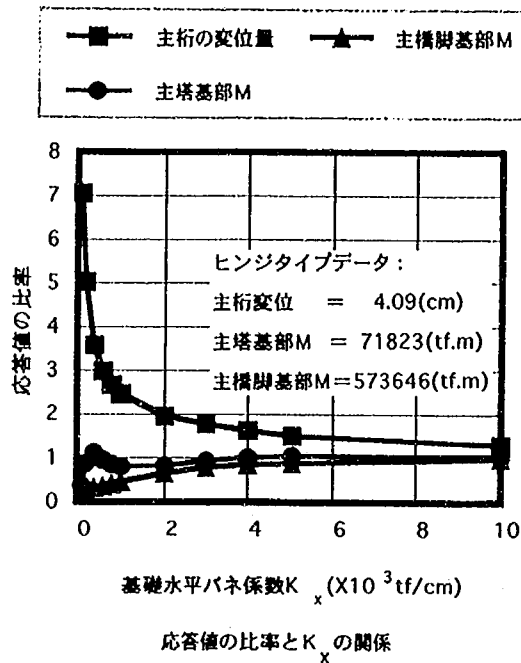


図-3.2.9 応答値の比率と K_x の関係

向平進を示し、応答比率も小さく理想的なバネであると思われる。

しかし、現実的には $K_x = 100 \sim 200 \text{ tf/cm}$ とすることにより、以下の問題が生ずる。

$K_x = 100 \sim 200 \text{ tf/cm}$ とすると、小水平力に対しても変位を生ずる構造である。風荷重による橋軸方向作用力は試算では約 1000 tf であり、これによって約 5 cm の変位が生じることとなる。

頻繁に生ずる小水平力による残留変位に対して、常時のつり合い位置まで戻る復元構造が必要である。しかし、大鉛直力が作用する状態での復元構造は現実的に難しいと思われる。

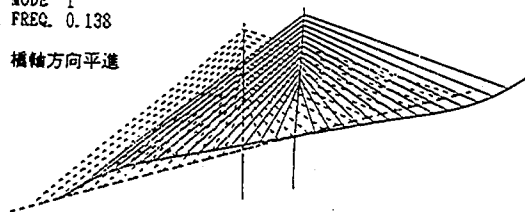
よって、基礎水平バネとしては、風荷重による小水平力に対して極力残留変位が小さくなるよう $K_x = 2000 \text{ tf/cm}$ 以上と設定する。

d) 免震基礎の実現性の検討

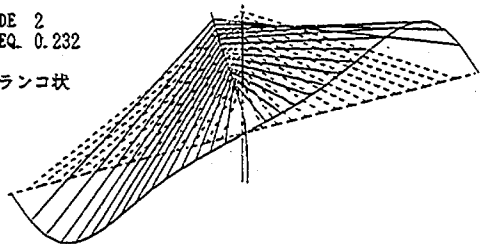
① 検討概要

上記 c) の結果により、斜張橋主橋脚フーチング下面に $K_x = 2000 \text{ tf/cm}$ の水平バネを与えた場合に、非免震時との橋脚断面形状及び主要各部の応答値の比較、免震装置の形状と配置、について検討を行った。

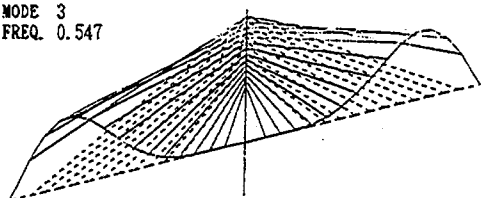
MODE 1
FREQ. 0.138
橋軸方向平進



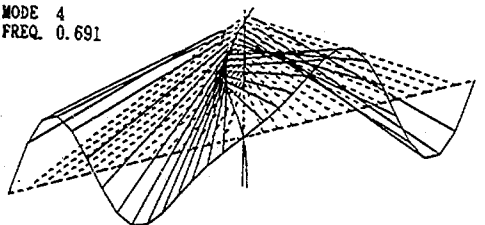
MODE 2
FREQ. 0.232
ブランコ状



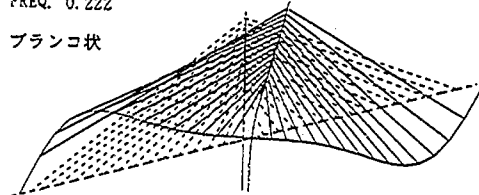
MODE 3
FREQ. 0.547



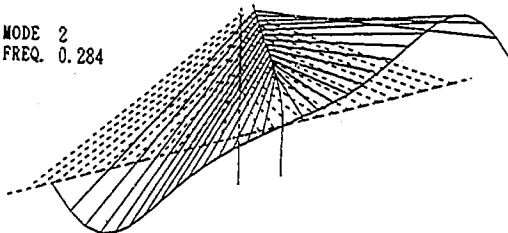
MODE 4
FREQ. 0.691



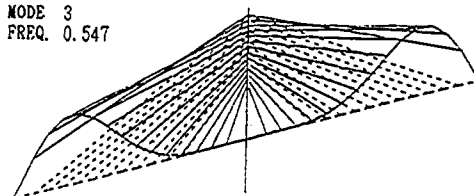
MODE 1
FREQ. 0.222
ブランコ状



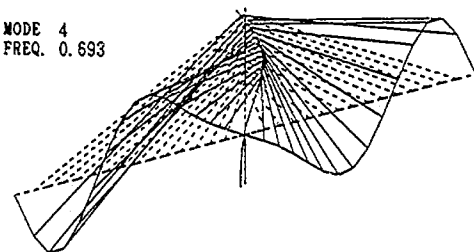
MODE 2
FREQ. 0.284



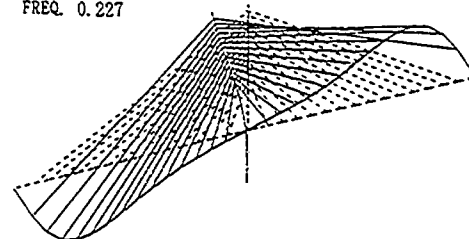
MODE 3
FREQ. 0.547



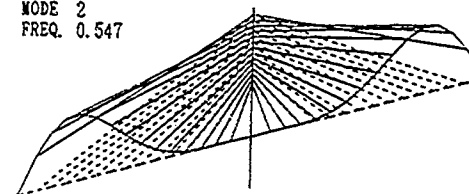
MODE 4
FREQ. 0.693



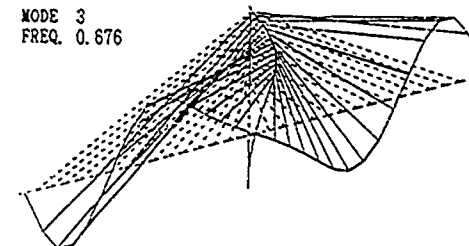
MODE 1
FREQ. 0.227



MODE 2
FREQ. 0.547



MODE 3
FREQ. 0.676



(a) $K_x = 100\text{tf/cm} \sim 200\text{tf/cm}$

(b) $K_x = 400\text{tf/cm} \sim 1000\text{tf/cm}$

(c) $K_x = 2000\text{tf/cm} \sim \infty$

図-3.2.10 基礎免震モード図

② 非免震時との橋脚断面形状及び主要各部の応答値の比較

主橋脚フーチング下面に、 $K_x=2000\text{tf/cm}$ の水平バネを与えた場合の主橋脚断面形状とフーチング形状を非免震時（ヒンジ・タイプ）と比較した結果を表-3.2.7に示す。また、非免震時及び支点免震時（ $K_1=800\text{tf/cm}$ ）と各部応答値を比較した結果を図-3.2.11及び表-3.2.8に示す。

表-3.2.7 主橋脚断面形状及びフーチング形状

	非免震時（ヒンジ・タイプ）	基礎免震（ $K_x=2000\text{tf/cm}$ ）
主橋脚基部断面形状	橋軸方向×直角方向 12m×30m D 5 1 - 2 段配筋	橋軸方向×直角方向 10m×25m D 5 1 - 2 段配筋
フーチング形状	橋軸方向×直角方向 50m×55m	橋軸方向×直角方向 40m×45m

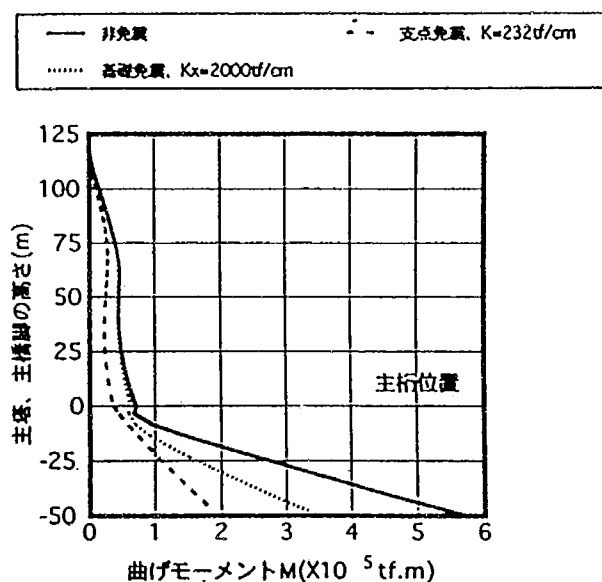


図-3.2.11 非免震，支点免震，免震基礎の場合の主塔，主橋脚の曲げモーメント（Span=250m）

表-3.2.8 各部応答値の比較

最大値	非免震	免震基礎 $K_x=2000\text{tf/cm}$	支点部の免震 $K_x=800\text{tf/m}$ ($K_x=232\text{tf/cm}$)
主桁変位 (cm)	4.09	8.22	12.26
基礎変位 (cm)	0.00	4.73	—
主塔基部M (tf・m)	71,823	63,128	36,358
主橋脚基部M (tf・m)	573,646	352,669	195,868

③ デバイスの形状とその配置

i) フーチング下面における作用力

$$V = 124000 \text{ tf}$$

$$M = 376000 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad (K_x = 2000 \text{ tf/cm})$$

ii) フーチング下面に作用する地盤反力

$$A = 45 \times 40 = 1800 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{45 \times 40^2}{6} = 12000 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{V}{A} = \frac{M}{W}$$

$$= \frac{124000}{1800} \pm \frac{376000}{12000} = 100.2 \text{ or } 37.6 \text{ tf/m}^2$$

iii) デバイス形状の算定

支圧応力度の照査

$$N = \frac{V}{\Sigma n} = \frac{124000}{132} = 939 \text{ tf}$$

$$R_1 = \frac{N}{A_R} = \frac{939}{2.25} = 417 \text{ tf/m}^2 = 42 \text{ kgf/cm}^2$$

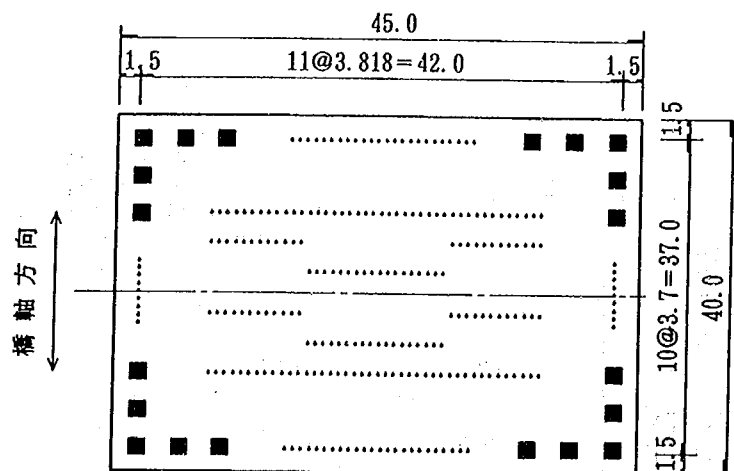
$$W = \Sigma x_i^2 \cdot n_i$$

$$= 12 \times (18.5^2 + 14.8^2 + 11.1^2 + 7.4^2 + 3.7^2) \times 2$$

$$= 18071 \text{ m}^3$$

$$R_2 = \frac{M}{W} \times x_i$$

$$= \frac{376000}{18071} \times 18.5 = 384 \text{ tf/m}^2 = 38 \text{ kgf/cm}^2$$



$$\Sigma n = 132 \text{ 個}$$

$$R = R_1 + R_2 = 80 \text{ kgf/cm}^2 \leq R_3 = 80 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

ゴム厚の算定

1層あたりのゴム厚の算定

形状係数を10程度と考えると、

$$\begin{aligned} t_e &= \frac{A_R}{2(a+b) \times S} \\ &= \frac{150 \times 150}{2 \times (150 + 150) \times 10} = 3.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

ゴムの総厚の算定

水平バネ $K_n = 2000 \text{ tf/cm}$, $G = 10 \text{ kgf/cm}^2$ とすると、

$$\begin{aligned} \Sigma t_e &= \frac{\Sigma A_R \cdot G}{K_n} \\ &= \frac{(150 \times 150) \times 132 \times 10}{2000 \times 103} = 14.85 \text{ cm} \end{aligned}$$

したがって、ゴムは4層として

$$\Sigma t_e = 4 \times 3.7 = 14.8 \text{ cm}$$

とする。

④ 考 察

上記比較結果より、免震基礎として既存のデバイス（高減衰ゴム）を用いた場合、以下のことが判った。

- a) 非免震の場合に比べて地震時の主塔基部の曲げモーメント及び主橋脚基部の曲げモーメントは軽減されるが、支点部に免震装置を配置した場合に比べてその低減率は小さい。
- b) 免震基礎に用いるデバイスの数量は大きく、経済性においても支点部免震より有効性は認められないと思われる。
- c) 基礎部にデバイスを挟むことは、施工時の張り出し及び常時の活荷重の変動等によるアンバランスモーメントに起因する構造的不安定が懸念される。

したがって、斜張橋に対して免震基礎を考える場合は、水平バネが小さくせん断に対する変形性能の大きい材料であり、かつ大きな復元力を併せ持つデバイス（または複合的な構造）が必要と思われる。

(5) 今後の課題

1) 長大吊橋主塔基礎への免震構造の適用性の研究

本年度までの研究により、明石海峡大橋の主塔基礎のような中実剛体基礎について、免震化の基本構造の方向と、常時の安定性、ストッパーがある場合の地震時挙動がわかった。しかし、基礎の寸法は主塔間隔で制限され、基礎の小型化が進まなかった。

したがって、より小型化が望まれる場合や、低強度地盤に適用する場合には、他の基礎構造への展開が必要である。そこで、次年度は、大水深用の基礎として考案した「ツインタワー基礎」に適

用し、免震化による小型化の可能性と低強度地盤への適用性について研究する。

2) 斜張橋基礎への免震構造の適用性の研究

今年度の成果から、斜張橋主橋脚基礎に免震装置を施すことにより、ある程度の減衰効果が現れ、本来の目的である断面力の低減と断面形状の縮小が可能となることがわかった。次年度では経済性も含めて免震基礎化の有効性を確認するとともに、さらに大きな地震レベル（保有水平耐力地震レベル）についても検証すると同時に、他のデバイスの可能性やその実現性を検討して、総合的な斜張橋における免震基礎化の評価を行う。

<研究担当> (株)オリエンタルコンサルタンツ、開発コンサルタント(株)

参考文献

- 1) (財)土木研究センター：建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案），平成4年12月
- 2) 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用，平成4年9月
- 3) 鈴木重信他：建物免震用の高減衰積層ゴムに関する研究（第2報，破断限界），日本機械学会論文集（C編），56巻523号（1990-3）

3.3 高橋脚橋梁の免震

(1) 研究の背景と目的

一般的に高い橋脚を有する橋梁では、橋脚剛性が相対的に低くなることから、構造全体の応答を支配する固有周期は長周期側に現れる。したがって、高橋脚を有する橋梁は大きな地震外力をうける周期帯をはずれることから、比較的耐震上有利といえる。

しかしながら、耐震上有利になり得るとはいえ、地震に対して下部構造諸元が決定されることに違いはなく、また、外力レベルは小さいが、その反面、発生する上部工と橋台部との相対水平変位が大きくなるという、高橋脚がゆえの特性を持ち合わせていることに留意する必要がある。

このような高橋脚を有する橋梁構造に対し、高減衰化を計るための免震技術の適用は、構造全体としての減衰効果の増加により構造部材の断面縮小、相対水平変位の低減を可能とするのみならず、構造全体系の耐震安全性の向上に対する有効な方法として期待することが出来るものと考えられる。

一般橋梁に対する免震化方法はすでに平成4年3月「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」によることで合理的に設計に反映されているが、本研究のテーマである長大橋梁に対しては、上述の耐震上の利点から、そのまま同マニュアル（案）の適用範囲とするのは問題があると思われる。したがって、本研究においては、現在、実用可能もしくは近々実用化が計られる免震装置および材料の特性、適用範囲、使用形態等を十分把握して、高橋脚橋梁構造系に対し、より高い免震性（特に構造全体としての振動エネルギーに対する減衰効果）を確保しうる方法を検討し提案することを目的とする。

平成5年度においては、高橋脚を有する橋梁の橋台支点部に、免震装置を設置した橋軸方向の高減衰化について検討を実施した。その結果、免震装置の適用による橋脚基部の断面力低減、および橋梁全体系としての耐震安全性の向上が定性的に確認された。本平成6年度においては、平成5年度の検討結果から課題とされた、定量的な免震効果の把握、および橋台支点部以外への免震装置の適用可能性と効果の把握、さらにTMD、AMDの適用性についての検討を目的として研究を実施した。なお、橋軸直角方向の免震化による効果・適用性についても検討を加えている。

(2) 研究項目と内容

以下に本年度の研究項目と内容を示すが、それらは(3)項に示す研究の工程のうち、②高橋脚を有する橋梁への減衰装置の設置部位と機構に関する適用可能性の検討、および③高減衰化可能性についての詳細検討を一部含んだ内容である。

1) 高橋脚橋梁の減衰定数の実測値

平成5年度に実施した調査の補足・追加を行ない、ある程度のデータベースを基本とした実測の減衰定数を定量的に評価する。

2) 検討対象橋梁の選定と基礎的検討

a) 検討対象橋梁

P C ラーメン高架橋、鋼箱桁連続高架橋（平成5年度検討での沼尾川橋を基本として用いるがパ

ラメトリックな検討となることから橋脚高やスパン長を変化させる)

b) PCラーメン高架橋の現行震度法による断面寸法の試設計

c) PCラーメン高架橋に対する減衰装置を無視した応答解析(スペクトル法)

i) 一般に使われている減衰定数の場合($h=5\%$)

ii) 振動試験結果による減衰定数の場合($h=1\%$)

d) PCラーメン高架橋に対する設計震度の下限値($kh=0.1$)を無視する場合の断面寸法

3) 各種減衰装置の設置部位および橋梁構造形式に関する整理

表-3.3.1に示す減衰装置・機構とその設置部位について構造特性, 設置適用性, 施工性, 効果の度合い等について評価するとともに、必要に応じて簡易解析モデルを作成し、動的解析に用いてその適用性について検討する。

表-3.3.1 検討対象となる減衰装置・機構と設置部位

減衰装置, 機構	設置部位
a) 免震支承 (LRB, HDRB, 超塑性ラバーダンパー等)	桁端部~橋台部
b) 粘性ダンパー	桁端部~橋台部
c) メタル素材系ダンパー (LED, 超低降伏点鋼-BT-LYP100-等)	桁端部~橋台部, 桁および橋脚内等
d) TMD, AMD	桁および橋脚内等

a) 免震支承

LRB, HDRBについては、平成5年度の検討結果より高減衰化によるメリットがある程度確認された。次項においてより具体的な検討を実施する。

b) 粘性ダンパー

平成5年度の検討結果より高減衰化によるメリットがある程度確認された。次項においてより具体的な検討を実施する。

c) メタル素材系ダンパー

検討用のダンパー数学モデルはb.の粘性ダンパーに類似したものとなると思われるが、その設置部位においてメタル系では橋脚支点位置での適用可能性について橋脚構造形式も含めて整理する。

d) TMD, AMD

このタイプについては、耐風コントロールを目的として、これまで多くの実用例があることから、それらの免震装置としての高橋脚橋梁への適用性について検討する。

4) 各構造形式に対する各種減衰装置・機構をパラメータとした動的解析による検討

前項で整理した各種減衰装置・機構のうち高橋脚橋梁への適用が可能と判断されるものについて、動的解析を用いて具体的な検討を行なう。その場合の着目点としては、以下のものとしている。

- ・ 桁端の変位(水平、直角方向については回転も含む)
- ・ 橋台での水平反力

- ・ 橋脚のモーメント（上端、中間、下端）
- ・ 橋梁全体系に対して最適な減衰特性を発揮するための条件（減衰定数、減衰係数、設置位置等）
- ・ 各種減衰装置の作成および設置可能性

5) 適用可能と考えられる減衰装置を用いた場合の橋脚、橋台断面寸法の検討

4) での検討結果に対し橋脚、橋台の必要断面寸法を求め高減衰化によるメリットについて検討する。また、それらの断面寸法が現実的であるか、バランスとして妥当かといった設計上の問題についても言及する。

6) 橋軸直角方向地震に対する橋梁の免震化検討

これまでの各検討は橋軸方向の地震に対し行なわれるものであるが、高減衰化のメリットを橋軸直角方向の地震に対して期待することの可能性について検討する。直角方向で特に問題となるのは、桁端の水平変位に対してジョイント構造をどのように取り扱うかということであると思われる。この問題は明らかに地震時に発生するものであり、常時においては固定とする通常の構造でなら問題は無い。桁端部において橋軸方向地震時と同様になんらかの高減衰化を図るならば、それは水平2方向である程度独立したものとするか、全方向に有効なものとするかであると考えられる。いずれにしても水平変位のみならず回転変位をも含めたそれら免震装置の適用性についての検討は必要と思われる。

直角方向の橋脚断面寸法は通常は地震に対して十分安全であり、これをよりしぼって断面寸法を縮小することは合理性の追求としてはメリットとなるであろう。ただし、そうすることにより同方向での水平変位の増大が大きなマイナス面として現われることに留意する必要がある。

(3) 研究の工程

項 目	H 5 年度 10 1 4			H 6 年度 7 10 1 4			H 7 年度 7 10 1 4		
①実績調査									
②減衰装置の設置部位と機構に関する適用可能性の検討									
③高減衰化可能性についての詳細検討									
④マニュアル案の検討・作成									

(4) 平成6年度の研究成果

1) 高橋脚橋梁の減衰定数の実測値

高橋脚橋梁の免震化の検討を行うにあたり、まず、既往の振動試験による減衰定数を整理した。橋脚高さ40～70mの橋梁に対する振動試験結果から、橋脚単独系と橋梁全体系における固有周期と減衰定数の関係を図-3.3.1にまとめた。橋脚単独系では、固有周期0.4～0.6秒で減衰定数が大きい、これらの橋脚は土被りが大きい場合や基礎の振動の影響が大きいものであり、橋脚躯体の振

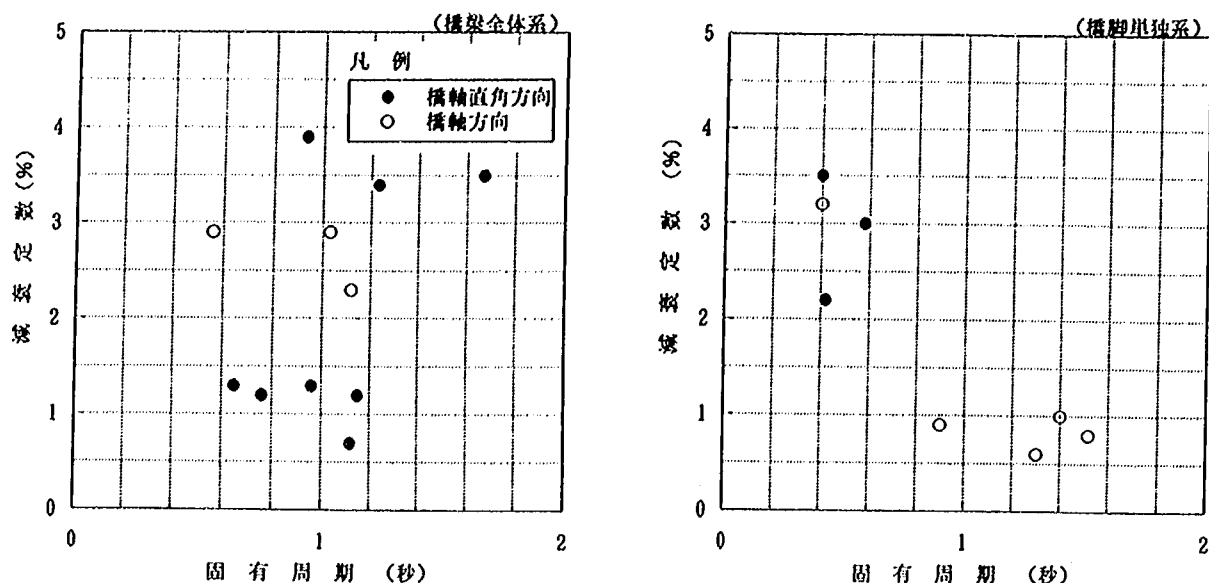


図-3.3.1 高橋脚橋梁の固有周期と減衰定数の関係

動が卓越する場合では減衰定数は1%以下となっている。また、橋梁全体系では、橋軸直角方向で減衰定数が3.5～4.0%程度の橋梁があるが、これはセンターヒンジの曲線橋であり橋軸直角方向の振動にも摩擦の影響が含まれている可能性がある。これらを除けば、橋軸直角方向の減衰定数は1%前後である。橋軸方向については、減衰定数は2.0～3.0%程度であるが、これには可動沓の摩擦による減衰が付加されているためと思われる。

表-3.3.2 橋梁減衰の標準値

分類	振動試験の平均値と幅(実験式より)	摘要
一般橋の水平方向振動	平均値 $h=0.02/T$ 95%信頼帯 $h=(0.01\sim0.04)/T$	$T<1$ 秒
高橋脚橋梁(II ≥ 25 m)の水平方向振動および上部構造の鉛直振動	平均値 $h=0.02/T$ 95%信頼帯 $h=(0.01\sim0.04)/T$ 上限 $h=0.03$ 下限 $h=0.005$	Tに関係しない

表-3.3.2は、橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)；栗林他(土木研究所報告、第139号、昭和46年2月)からの抜粋である。これによると高橋脚の減衰定数は、固有周期に関係なく一定で、平均的な値として1.3%であると記されている。

2) 免震機構の適用にあたっての構造形式検討

これまでにいくつかの免震装置が開発されてきており、それらのいくつかは実用化され実際に地震を経験してきているものもある。ここではそれらの免震装置から、特に高橋脚橋梁に適用可能なものとその設置部位とを整理して表-3.3.3にまとめて示した。

表-3.3.3に示した構造系と免震装置の組み合わせに対して、簡易モデルを用いた動的解析を実施し、免震効果と適用性について検討を加えた。その結果、V脚ラーメン橋脚案および上路式トラス案といった、いわゆる橋脚上に免震装置を設置するタイプについては、一般橋梁と同様に効果は認められたが、高橋脚のためその効果は一般橋梁に比べてそれほど顕著ではないことから、詳細検討は行わないこととした。また、2枚壁橋脚案は、橋脚の曲げ変形に伴い発生する壁間の相対変位がそれほど大きくはなく、現実的な装置の適用諸元においては効果的ではなかったことから詳細な

表-3.3.3 (a) 構造形式および免震装置の設置部位についての整理結果

全体概要図		構造形式の特徴	アドバンテージ	ディスアドバンテージ	特 記
上部メタル	〈V脚ラーメン橋脚案〉	RC橋脚の全高を低く抑える目的で路面から支承（ヒンジ）までの高さ（H）の大きなV脚を用いる。	- RC橋脚の全高が低いことで柱下端のB.M.が小さく出来る。 - RC橋脚より軽量であるから、慣性力を小さく出来る。	- 不経済となる可能性がある。 - 架設の難易度が増す。	目新しさなし。
	〈上路式トラス案〉	RC橋脚の全高を低く抑える目的で路面から支承（ヒンジ）までの高さ（H）の大きなV脚を用いる。	- RC橋脚の全高が低いことで柱下端のB.M.が小さく出来る。 - RC橋脚より軽量であるから、慣性力を小さく出来る。 - 長支同化が可能になる。		目新しさなし。
	〈四柱式RC橋脚案〉	免震装置等 横方向にフレキシブルな各柱でローラー支承もしくは超低せん断剛性ゴム支承を介し、上部構造の鉛直荷重を支持する。さらに上部構造の慣性力は横ばり上に設置した超低降伏点鋼（+オイルダンパー；常時温度変位吸収）と柱中間部に設置したダンパー機構（柱間の相対変形を利用するダンパー）により低減する。	- 橋脚部の高減衰化 - 柱橋脚断面を小さくおさえられる。	ダンパーのメンテナンス	橋脚支点上のみで慣性力効果の低減を計るのは難しいと思われる。桁端部～橋台間に別途粘性ダンパーを設けてそれとのバランスで低減を計るのが望ましい。
	〈四柱式鋼管橋脚案〉	TMD等 ローラー支承もしくは超低せん断剛性ゴム支承を介することで上部構造とのせん断伝達を切り、横方向にフレキシブルな各柱で上部構造の鉛直荷重を支持する。さらに上部構造の慣性力を上部構造および橋脚上部に設置したTMD (HMD) により低減する。	- 橋脚および上部構造の高減衰化 - 橋脚および上部構造が別々に制震されるため、橋全体構造の免震の最適化がしやすい。	制震装置の数が多くなるため施工およびメンテナンスの困難さが増す。	
		免震装置等 上部構造の慣性運動に対してピアはフレキシブルに追従し、桁端部～橋台間に設置した粘性ダンパーが水平変位を吸収し、全体系の減衰性を高める。	変形への追従性が高く、橋脚自身の慣性力効果も小さくおさえられる。	橋軸直方向の水平変位の吸収のため端部に拘束処理が必要。	鋼管橋脚にもなんらかの減衰装置を設置すればより効果的。
		TMD等 上部構造の運動に対して橋脚をフレキシブルに追従させ、上部構造に設置したTMD (HMD) が全体系の減衰を高める。	変形への追従性が高く、橋脚自身の慣性力も低減できる。		鋼管橋脚にも制震装置を設置すれば、より効果的である。

表-3.3.3 (b) 構造形式および免震装置の設置部位についての整理結果

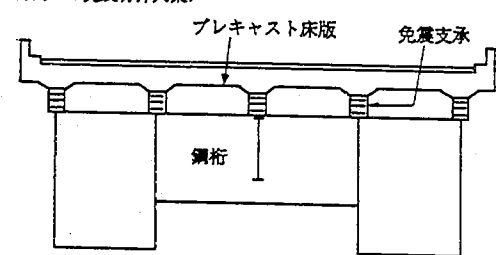
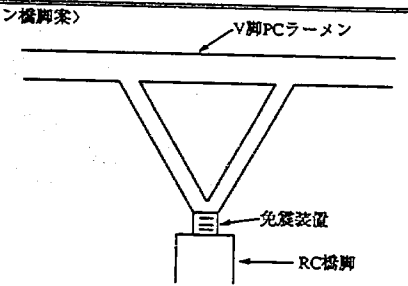
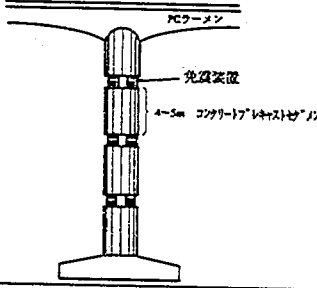
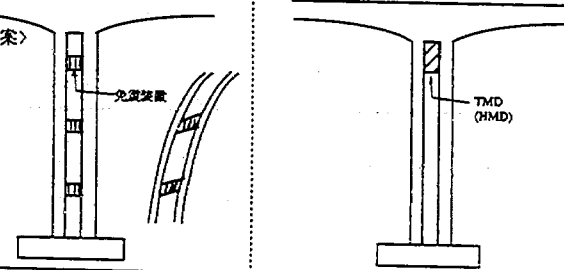
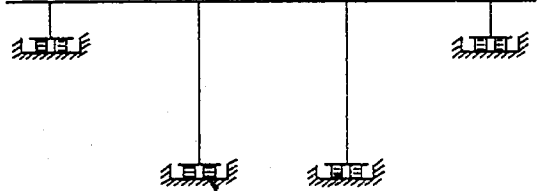
全体概要図		構造形式の特徴	アドバンテージ	ディスアドバンテージ	特 記
上部メタル	〈床版と鋼桁間への免震材挿入案〉  プレキャスト床版 免震支承 鋼桁	床版と鋼桁との間に免震部材を介入させ、それらの相対変形により地震入力エネルギーを免震材で吸収する。	上部構造・質量のうち半分以上を占めるRC床版を免震化する。	橋脚自重および鋼桁自重の免震に効果が少ない。	・トラス橋、箱桁橋、ラーメン橋等で採用化。 ・床版のプレキャスト化に対して有効。 (施工が簡単)
	〈V脚PCラーメン橋脚案〉  V脚PCラーメン 免震装置 RC橋脚	PCV脚ラーメン橋のヒンジ部に免震装置を設け、橋脚基礎への慣性力を低減する。	・橋脚の慣性力作用位置を下げる事が出来る。 ・上部工に曲げモーメントがほとんど作用しない。 ・支間長が短く出来る。	・V脚の施工が大規模になる。 ・大反力の免震装置が必要。	従来の構造形式とあまり変わらない。
上部コンクリート	〈プレキャストセグメント橋脚案〉  RCラーメン 免震装置 4~5m プレキャストセグメント	RCプレキャストセグメント(4~5m程度)を免震支承を介して数段組み上げる。これにより上部構造の慣性力を橋脚天端から基部まで徐々に低減させる。	・高橋脚のプレキャスト化 ・曲げモーメントの発生がおさえられるため、太径の鉄筋が必要なし。	・架設時の仮固定 ・水平変位増大の可能性 ・セグメントの大重量	活荷重偏載荷時の安定性に疑問。
	〈二枚壁橋脚案〉  免震装置 TMD (HMD)	免震装置 RC2枚壁の間に免震支承を設け、壁同士を相対的にずらすことにより免震支承のせん断変形による地震入力エネルギーの吸収を図る。 TMD等 RC2枚壁の間にTMD (HMD)を設置し、橋脚および上部構造の減衰性を高める。	・橋脚の見かけの減衰が大きくなる。 ・全体系の減衰向上	・装置の設置が困難 ・施工が困難	二枚壁の相対的ずれがどの程度生じるか疑問。

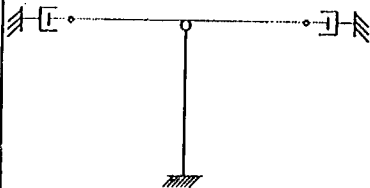
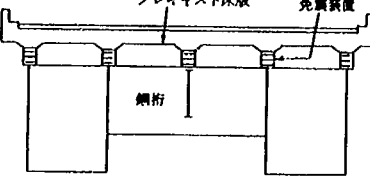
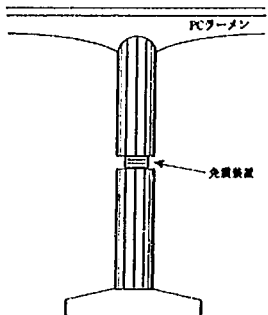
表-3.3.3 (c) 構造形式および免震装置の設置部位についての整理結果

	全体概要図	構造形式の特徴	アドバンテージ	デイスアドバンテージ	特 記
	<基礎絶縁案>  免震装置	橋梁全体構造（上部工、下部工）を地盤から切り離す。その場合に基礎底面に超低せん断剛性ゴム支承を設置し、構造系に入る慣性作用を著しく低減させる。	・地盤との絶縁度が高ければ、原理的には橋梁は慣性力を受けない。常時のみの設計でOKか。	・施工時仮固定 ・水平変位の吸収 ・メンテナンス ・交通振動 ・耐風性	橋台を設けず橋脚で連続化していくことがポイントとなるが、どこかで（土工部？）地盤と接続せよとならざるを得ず、そこに相対水平変位が全部集中する。

検討の対象からはずした。基礎絶縁案は、理想的な免震機構となりえる可能性を持っていると思われたが、無限連続橋梁形式をとることは非現実的であることから、詳細な検討は実施しないこととした。

表-3.3.4に詳細検討を実施する構造形式と適用する免震装置をまとめて示している。なお、同表の橋脚内免震は、表-3.3.3ではプレキャストセグメント橋脚案としていたが、簡易検討の結果、橋脚の中間高さ位置以外に免震装置を設置することは、曲げモーメントの発生に伴う引張り力のため困難と判断され、したがってプレキャストセグメントの採用という付加価値は期待できないものとなった。次節以降にそれぞれに対する詳細な検討について示す。

表-3.3.4 詳細検討を実施する構造形式と免震装置

免震方法	桁端免震	上部工免震	橋脚内免震
概要図			
免震装置	粘性ダンパー系およびTMD・AMD	履歴タイプ、摩擦タイプ	履歴タイプ
橋梁解析モデル	4径間連続PCラーメン, 100m+180m+180m+100m, 橋脚高さ100m(センターピア), 60m(サイドピア)	4径間連続非合成箱桁橋, 4@100m=400m, 高さ70m(3橋脚とも)のRC橋脚	2径間連続PCラーメン橋, 2@96m=192m, 橋脚高さ100m(1橋脚)
検討方向	橋軸方向, 橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸方向
検討目的	橋梁としては設計可能であるので、免震化・高減衰化を計ることで耐震安全性とのバランスを考慮した経済性の向上をどの程度計れるかを検討する。また、ある程度の感度分析を行ない適用性についての指標を作成する。		常時設計 : 静的(通常) 地震時設計 : 動的解析利用 設計出来るかどうか、課題が何かを明確にする。

3) 桁橋ダンパー方式による免震化適用検討

a) PCラーメン橋の試設計

対象橋梁は、図-3.3.2に示す4径間連続のPCラーメン橋であり、中央の橋脚高さは100mである。免震化の検討に先立ち、表-3.3.5に示す5ケースで試設計を行った。i)とii)は、震度法による設計であり、施工中地震時の設計震度下限値が異なる。i)は下限値を現行の設計で用いられている0.10とした場合であり、ii)は下限値を0.05とした。iii)～v)は、動的解析の結果を用いて設計を行っており、減衰定数を1%、2%、道路橋示方書に示されている構造各部分の減衰下限値を用いた場合の3種類とした。この時、施工中地震時の地震動は、完成時(土木研究所作成L1種地盤入力地震動)の1/2とした。完成時及び施工時とも震度法の設計のような下限値は設けていない。動的解析による設計は、いずれも施工中地震時で断面が決定する事なく、完成時で決定する。高橋脚橋梁における減衰定数の実測値を参照し、減衰定数を1%として設計を試みた。図-3.3

.3は、3つの橋脚の橋軸方向柱幅を同一とした場合の柱幅と1次振動に対する加速度応答スペクトル値の関係である。柱幅を大きくするとスペクトル値が大きくなり、また、減衰定数1%では道路橋示方書の減衰下限値を用いた場合(h=4.14%)の約1.5倍の加速度となり、設計が厳しくなる。

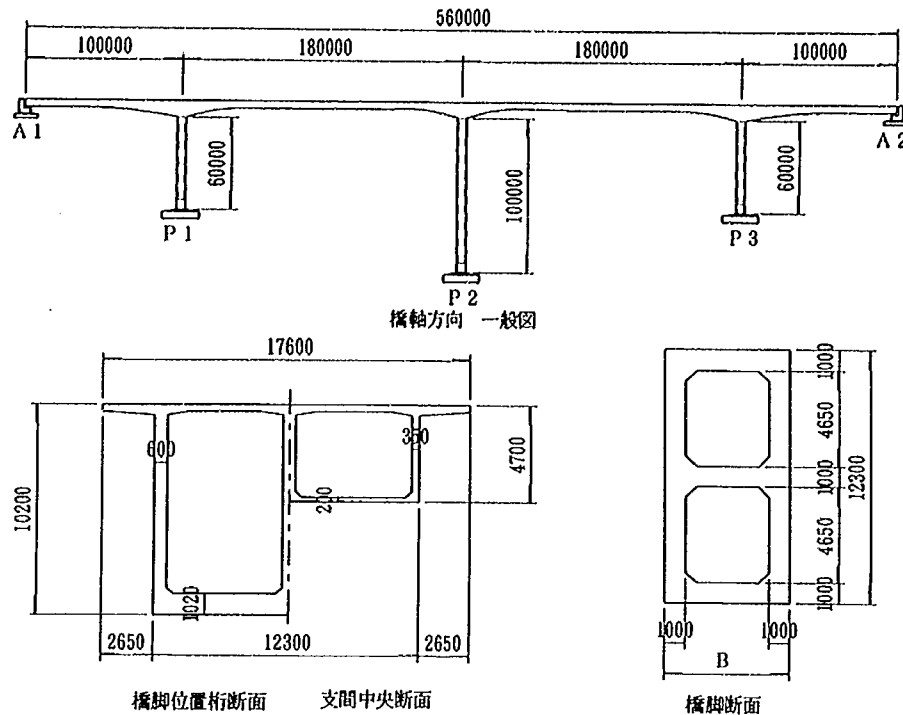


図-3.3.2 PC連続ラーメン橋 対象橋梁

表-3.3.5 各設計条件での試設計

i) 震度法 施工中地震時の震度下限値 $k_h=0.10$

方向	完成時		P2施工中		橋脚断面(m)			備 考
	周期(sec)	震度	周期(sec)	震度	P1	P2	P3	
橋軸	2.172	0.13	4.872	0.10	5.50	7.00	5.50	P2は施工中地震時で決定
直角	2.385	0.12	3.057	0.10	12.30	12.30	12.30	"

ii) 震度法 施工中地震時の震度下限値 $k_h=0.05$

方向	完成時		P2施工中		橋脚断面(m)			備 考
	周期(sec)	震度	周期(sec)	震度	P1	P2	P3	
橋軸	2.276	0.12	6.661	0.05	5.50	5.50	5.50	P2は施工中地震時で決定
直角	2.486	0.12	3.316	0.05	12.30	12.30	12.30	

iii) 動的解析 減衰；上部1% 橋脚1% 施工中地震時のスペクトルは完成時の1/2
・減衰1%では、ラーメン橋としての本橋梁の設計は成立しない。

iv) 動的解析 減衰；上部2% 橋脚2% 施工中地震時のスペクトルは完成時の1/2

方向	完成時		P2施工中		橋脚断面(m)			備 考
	周期(sec)	加速度	周期(sec)	加速度	P1	P2	P3	
橋軸	2.736	107.3	11.798	12.50	5.00	4.00	5.00	
直角	2.726	107.6			12.30	12.30	12.30	

v) 動的解析 減衰；上部3% 橋脚5% 施工中地震時のスペクトルは完成時の1/2

方向	完成時		P2施工中		橋脚断面(m)			備 考
	周期(sec)	加速度	周期(sec)	加速度	P1	P2	P3	
橋軸	3.224	70.4	11.798	9.30	4.00	4.00	4.00	完成時1次減衰 $h=4.56\%$
直角	2.792	81.6			12.30	12.30	12.30	完成時1次減衰 $h=4.50\%$

図-3.3.4は減衰定数1%の場で、常時モーメントと地震力モーメントを比較したものであるが、柱幅が増加すると常時モーメントも急増する。D51-3 段の配筋を一定として、P 1 橋脚下端のコンクリートと鉄筋の応力を求めると図-3.3.5と図-3.3.6に示すようになり、コンクリート応力は柱幅が大きくなるに従い小さくなるが、鉄筋応力は許容値より小さくならず、断面設計が困難である。

試設計の結果から、以降の検討は、免震化により橋梁の減衰定数は5%程度になるものとして、橋軸方向柱幅が4mの橋梁を対象とした。

b) 桁端ダンパーによる橋軸方向検討

桁端に粘性ダンパーを設けた場合と橋台の支承に履歴型ダンパーである鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合の免震効果について検討した。

図-3.3.7は、両ダンパー形式で桁変位を比較したものである。粘性ダンパーは、減衰係数が20 tf・sec/cm弱で、非免震の変位の1/2程度となる。また、履歴型ダンパーでは、等価バネが20tf/cm程度で変位が1/2程度となり、これは、鉛プラグ入り積層ゴム支承としては総ゴム厚42cmのものを3基設置することに相当する。

図-3.3.8は、減衰係数と等価バネをパラメータとした場合の、橋脚下端のモーメントである。橋脚の曲げモーメントは、両形式とも、非免震の場合の5～6割程度に低減することが可能である。粘性ダンパーでは、減衰係数を橋台部の支承がピンとなる程度までかなり大きな範囲まで検討した。

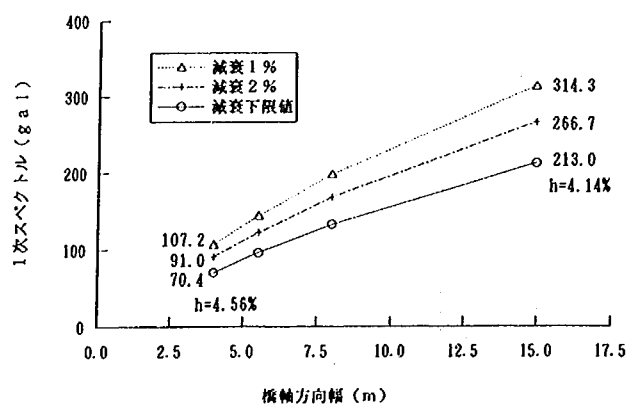


図-3.3.3 減衰に違いによる加速度スペクトル値

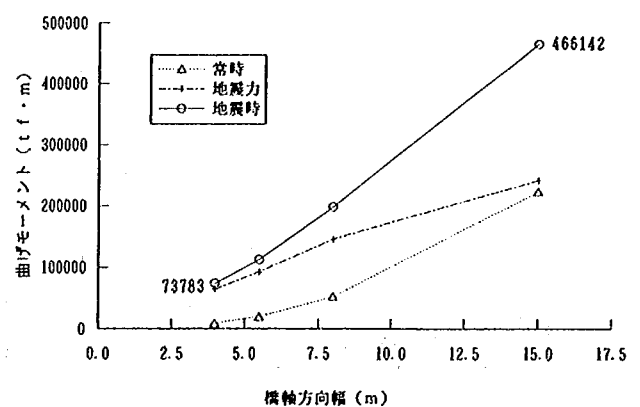


図-3.3.4 P 1 下端曲げモーメント h=1%

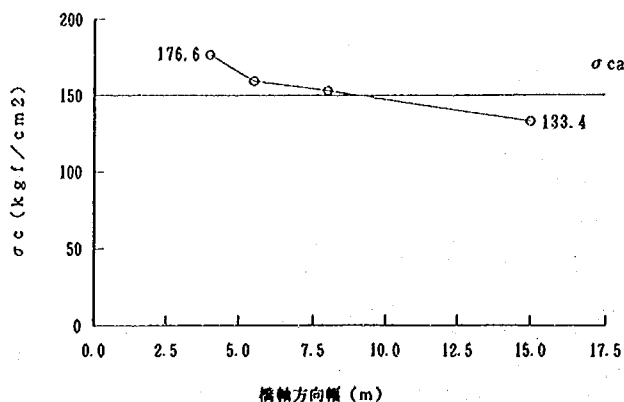


図-3.3.5 P 1 下端のコンクリート応力 h=1%

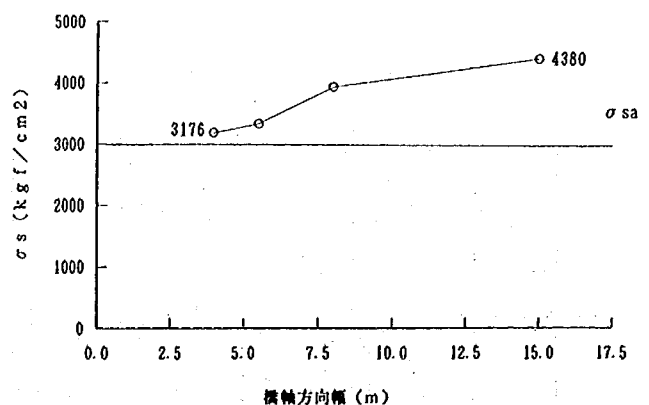
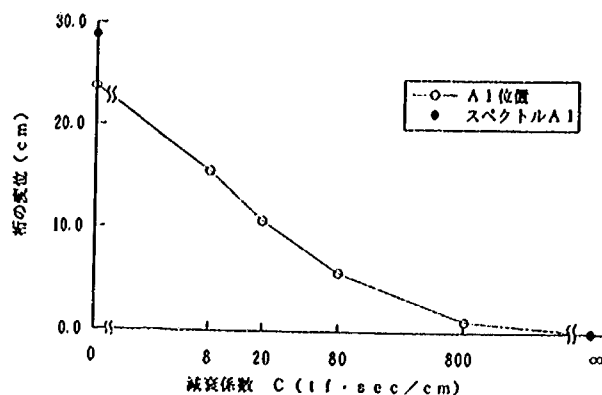
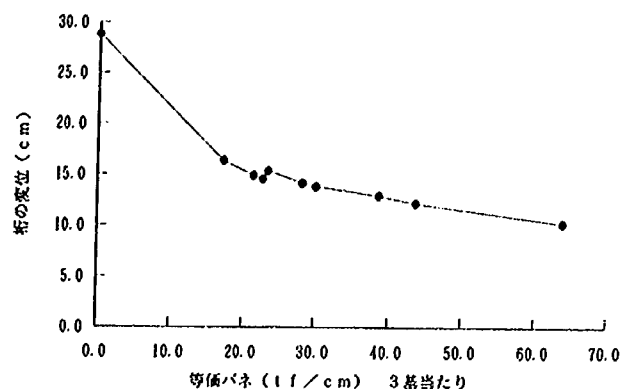


図-3.3.6 P 1 下端の鉄筋応力 h=1%

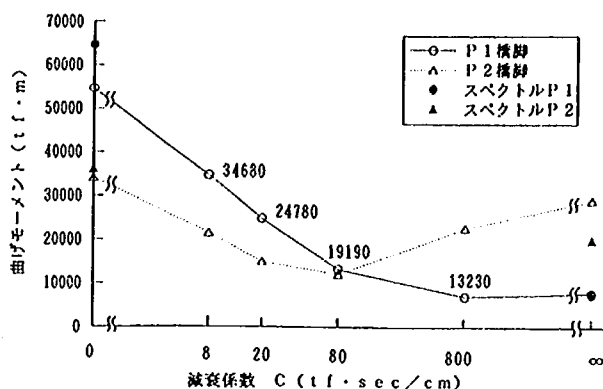


粘性ダンパー

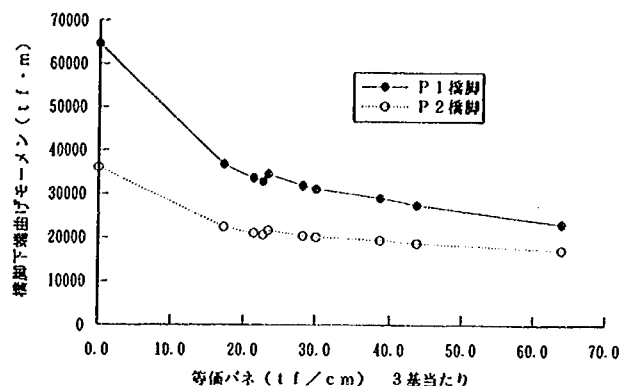


履歴型ダンパー

図-3.3.7 ダンパーによる桁変位の変化



粘性ダンパー



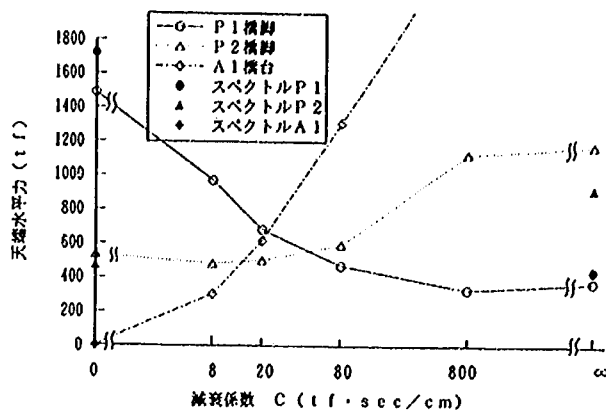
履歴型ダンパー

図-3.3.8 ダンパーによる橋脚下端モーメントの変化

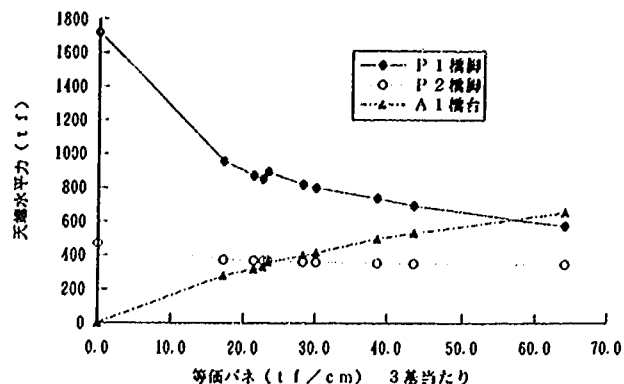
その結果、P2橋脚は、減衰係数80tf·sec/cm以上では、増加に転じている。減衰係数80tf·sec/cmでは、各橋脚下端の曲げモーメントはほぼ同値となり、P1 (P3) 橋脚は非免震の35%まで低下する。橋脚は、施工上の寸法値制限や最小鉄筋量などで決定することもあり、一定値以上の免震化は有効ではない。橋軸方向の主鉄筋を D32-2段で配筋できるようにするためには、減衰係数を20 tf·sec/cm程度とすればよい。

図-3.3.9は、減衰係数と等価バネをパラメータとした場合の、各下部工の天端に作用する水平力である。減衰係数と等価バネが増加すると、P1橋脚の作用力が減少して、橋台に作用力が増加する。P2橋脚の作用力は、ほとんど減少せず、粘性ダンパーの減衰係数が大きくなると増加している。P1橋脚と橋台の作用力がほぼ同様になるのは、粘性ダンパーでは減衰係数20tf·sec/cm程度であり、履歴型ダンパーでは等価バネが60tf/cm弱の時であり、その水平力は約600tfである。可動BP沓の場合、橋台に作用する摩擦力は206tfであり、上部工からの慣性力が600tfになると橋台の規模が大きくなる。橋梁としての設計上最適な免震は、橋脚と橋台に作用する水平力のバランスにより決定する。最適な減衰係数や等価バネを検討するための簡略的な手法は、2.2 最適ダンパー配置に示した。

図-3.3.10 は、ダンパーの減衰係数により1次振動の減衰定数がどのように変化するか検討した



粘性ダンパー



履歴型ダンパー

図-3.3.9 ダンパーによる下部工天端作用水平力の変化

結果である。免震の目標とした減衰定数5%となるためには、減衰係数は4 tf・sec/cm とすればよい。また、想定した履歴型ダンパーの等価減衰定数は22~27%であり、これを用いた橋梁全体系の1次振動の減衰定数は5.1~11.2%になる。

表-3.3.6は、非免震と免震化した場合について、橋脚下端の応力を比較したものである。試設計では、柱主鉄筋をD51-3段として断面を決定した。

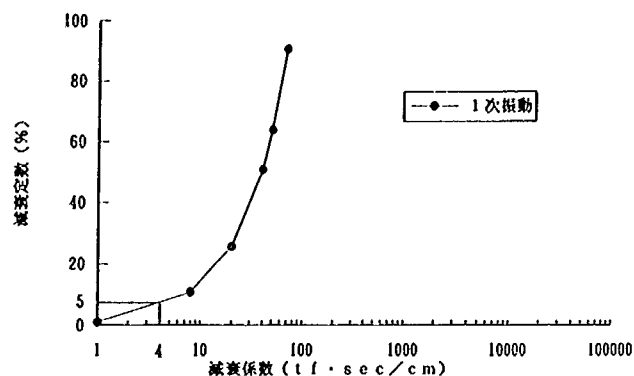


図-3.3.10 粘性ダンパーの減衰定数

免震化による減衰が5%となった時は、D51-2 段の配筋となる。これは、粘性ダンパーでは減衰係数を8 tf・sec/cmとし、履歴型ダンパー（鉛プラグ入り積層ゴム）の場合では総ゴム厚42cmのものを3基設けることで可能である。

橋軸方向の免震化については、桁端に粘性ダンパーを設けた場合と、履歴型ダンパーを設けた場合について検討したが、両形式とも、橋梁の減衰定数を5%程度にすることは容易であり、最適なダンパーを設置することにより、更に経済性を追求できる可能性があることが分かった。

表-3.3.6 橋軸方向 免震化による橋脚下端の応力比較

免震装置	固有周期 T(sec)	1次スペクトル gal	P1下端断面力			P2下端断面力		
			M(tfm)	N(tf)	S(tf)	M(tfm)	N(tf)	S(tf)
非免震	3.224	107.2	73783	15233	2179.9	36080	19123	875.2
減衰1%		(h1=1.00%)	D51-3段	$\sigma c=176.6$	$\sigma s=3176$	D61-1段	$\sigma c=140.0$	$\sigma s=1682$
非免震	3.224	適合波	63703	15371	1935.9	34120	19123	983.2
減衰1%		直接積分法	D51-3段	$\sigma c=155.3$	$\sigma s=2572$	D61-1段	$\sigma c=132.7$	$\sigma s=1466$
ダンパー	3.241	適合波	43853	15218	1303.9	21460	19123	667.8
C=8tf・sec/cm		直接積分法	D51-2段	$\sigma c=130.7$	$\sigma s=1940$	D32-1段	$\sigma c=100.6$	$\sigma s=491$
LRB 脊	2.845	70.4	41973	15190	1229.9	20660	19123	576.6
$\Sigma te=42cm$		(h1=6.64%)	D51-2段	$\sigma c=125.7$	$\sigma s=1797$	D32-1段	$\sigma c=97.2$	$\sigma s=413$

c) 桁端ダンパーによる橋軸直角方向の検討

桁端ダンパーによる橋軸直角方向の免震化の可能性について、次の2つのケースで検討した。

- ① 桁端の橋軸直角方向変位を完全拘束とし、桁端回転速度に対しダンパーを作用させる場合
- ② 桁端の橋軸直角方向変位（速度）に対し、ダンパーを作用させる場合

①の場合は橋軸方向地震に対する桁端ダンパーが橋軸直角方向地震に対してどの程度効果があるかを検討したものである。橋軸直角方向の解析では、橋軸方向に可動な粘性ダンパーの粘性係数を鉛直軸回りの回転速度 θ_Y に対する減衰係数に換算し、この回転減衰係数をパラメータとして解析を行った。②の場合は、粘性ダンパーと履歴型ダンパー（支承として設置）を併用した場合について検討した。図-3.3.11にその解析モデルを示す。

図-3.3.12と図-3.3.13は、桁端の回転粘性係数を変化させた時の橋脚曲げモーメントと橋脚・橋台のねじれモーメントである。P1（P3）橋脚の曲げモーメントは約60%程度にまで低減可能で

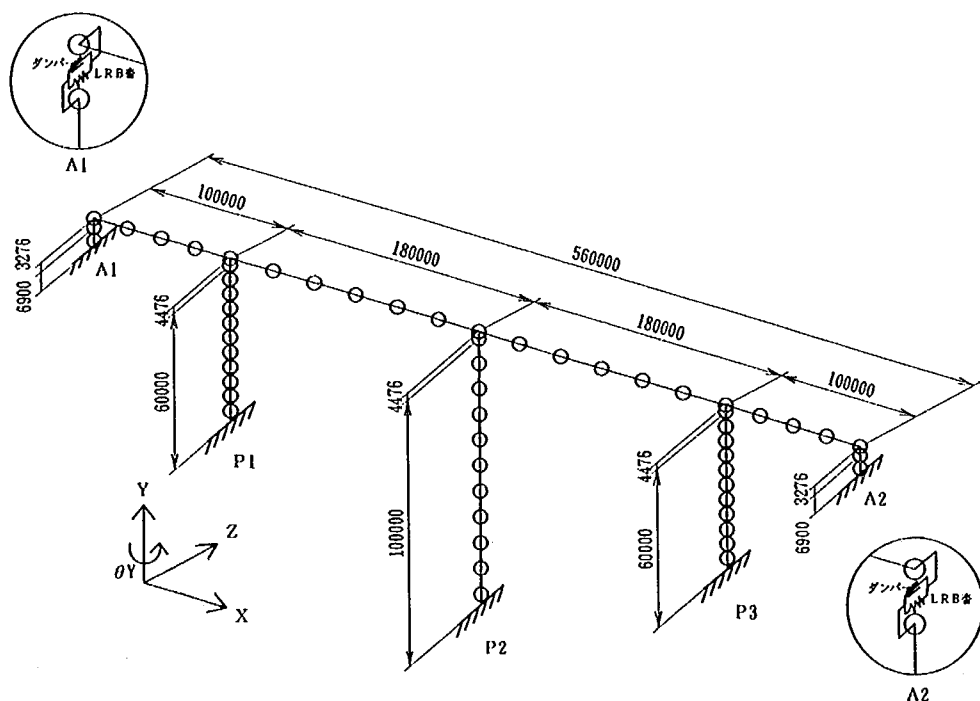


図-3.3.11 直角方向モデル 粘性と履歴型の併用

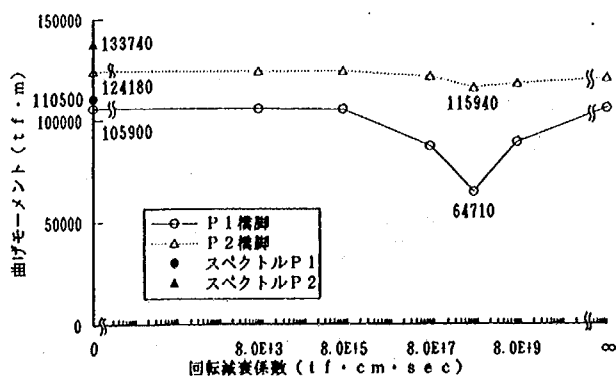


図-3.3.12 橋脚下端のモーメントと回転粘性係数

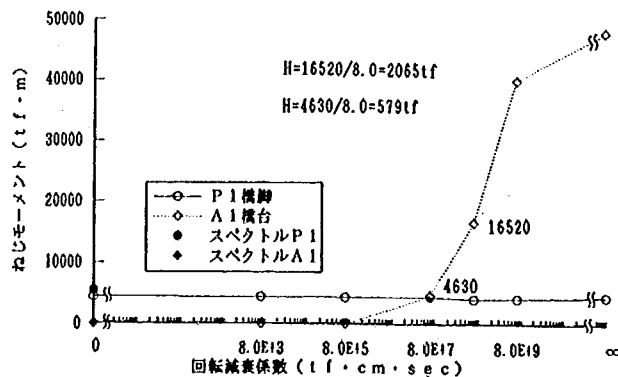


図-3.3.13 ねじれモーメントと回転粘性係数

ある。しかし、この場合の回転減衰係数 $8.0 \times 10^8 \text{tf} \cdot \text{cm} \cdot \text{sec}$ を、個々のダンパーの減衰係数に換算すると $2500 \text{tf} \cdot \text{sec} / \text{cm}$ となり、非常に大きな値である。2.2で述べたように、本橋梁の橋軸方向に最適な減衰係数は数 $10 \text{tf} \cdot \text{sec} / \text{cm}$ であるので、橋軸方向に最適なダンパーを設けても同時に橋軸直角方向の免震化はできない。さらに、曲げモーメントに対して免震効果の現れるあたりの減衰係数の領域では、橋台に大きなねじれモーメントが作用し、橋台の設計も成立しない。また、P2橋脚については、どのような減衰係数の場合も免震効果をほとんど期待できない。

次に、②の粘性ダンパーと履歴型ダンパーを併用した場合について検討した。履歴型ダンパーとしては総ゴム厚42cmのLRB沓を想定し、等価剛性と減衰の値は相対変位3cmに相当する値で一定とし、粘性ダンパーの減衰係数をパラメータとして橋梁各部の応答を検討した。

桁の加速度、桁の変位及び支承の変位を図-3.3.14と図-3.3.15に示す。桁の加速度は、P2橋脚位置では、減衰係数に関係なくほぼ一定値であるが、橋台位置の加速度は減衰係数の増加により200galから120galに減少している。支承の変位は、減衰係数35~40 $\text{tf} \cdot \text{sec} / \text{cm}$ で3cm程度である。

また、橋脚下端の曲げモーメントと下部工天端に作用する水平力を、図-3.3.16と図-3.3.17に示す。P1(P3)橋脚では免震効果があったが、P2橋脚の免震効果はほとんどない。

表-3.3.7は、非免震の場合と免震を行った場合の地震時応力を比較したものである。中央のP2

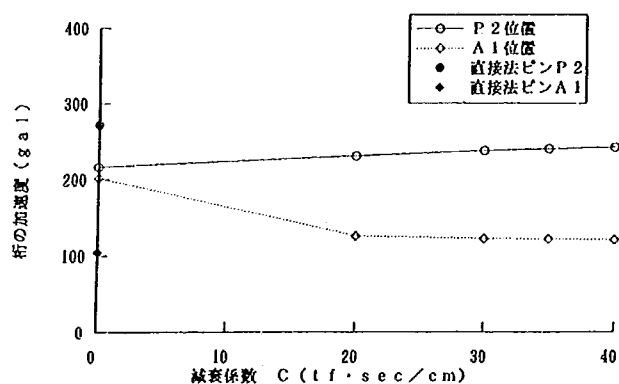


図-3.3.14 桁の加速度と減衰係数

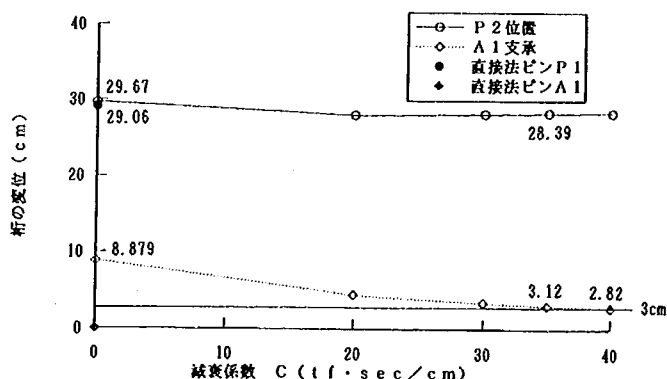


図-3.3.15 桁及び支承の変位と減衰係数

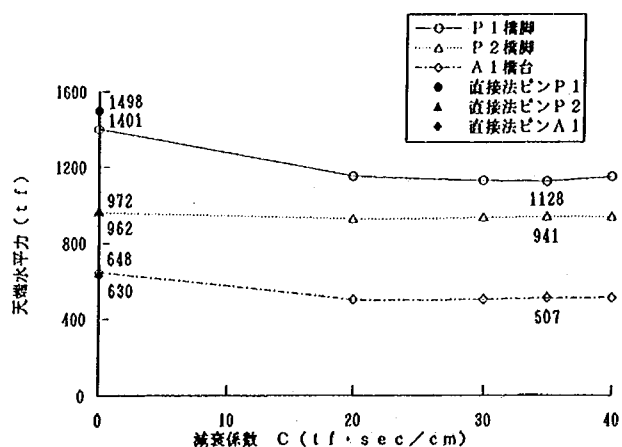


図-3.3.16 橋脚下端モーメントと減衰係数

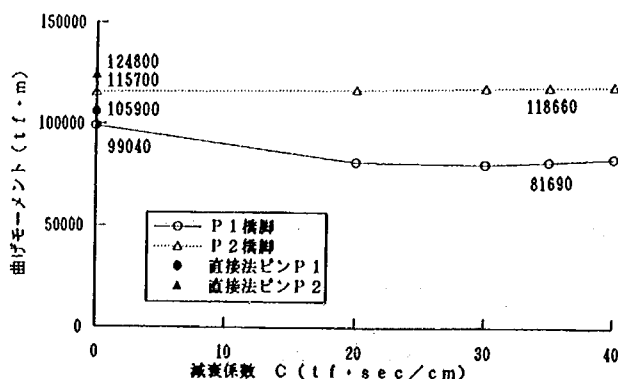


図-3.3.17 作用水平力と減衰係数

表-3.3.7 橋軸直角方向 免震化による橋脚下端の応力比較

免震装置	固有周期	1次スペクトル	P1下端断面力			P2下端断面力		
	T(sec)	gal	M(tf・m)	N(tf)	S(tf)	M(tf・m)	N(tf)	S(tf)
非免震	2.792	123.8	110500	14769	1914.0	137740	19123	1663.4
減衰 1%		(h1=1.00%)	D51-3段 $\sigma c=140.0$ $\sigma s=2506$			D51-3段 $\sigma c=174.7$ $\sigma s=2994$		
非免震	2.792	適合波	105900	14769	1859.0	124180	19123	1608.4
減衰 1%		直接積分法	D51-3段 $\sigma c=134.3$ $\sigma s=2289$			D51-3段 $\sigma c=158.0$ $\sigma s=2372$		
ダンパー		適合波	64710	14769	1200.0	115940	19123	1491.0
C=8E08tf・sec		直接積分法	D32-1段 $\sigma c=115.0$ $\sigma s=1555$			D51-3段 $\sigma c=147.7$ $\sigma s=2011$		
(LRB+ダンパー)		適合波	81690	14769	1403.0	118660	19123	1496.0
C=35tf・sec/cm $\Sigma lc=42cm$		直接積分法	D51-1段 $\sigma c=137.5$ $\sigma s=2514$			D51-3段 $\sigma c=151.1$ $\sigma s=2129$		

橋脚のコンクリート応力が厳しいが、桁端にダンパーを設けても、P2橋脚のコンクリート応力の減少量はわずかである。

以上述べた通り、桁端ダンパー方式による橋軸直角方向の免震は効果的ではない。橋軸直角方向の免震化については、更に検討を進める必要がある。

4) 上部構造に対する免震化適用検討

a) 概要

検討対象とした橋梁は図-3.3.18に示すRC中空橋脚を持つ4径間連続非合成箱桁橋である。免震装置は履歴タイプを対象としており、スペクトル法による動的解析にあたっては等価剛性と等価減衰定数を用いている。なお、入力地震動は平成5年度共同研究報告書に示される。土木研究所作成の検討用L1I種地盤スペクトルを用いる。

b) 動的解析による感度分析

免震装置の等価剛性を変化させた場合のパラメータ解析を行った。想定モデルは、上下線が分離構造であることから、橋梁全幅員の半幅モデルとした。なお、ここでの免震装置の等価剛性 k_{eq} は、想定モデルにおける支承部材（橋軸方向に25mピッチ）の値（換算等価剛性）である。また、免震装置の等価減衰定数は15%としており、上部構造および下部構造の材料減衰定数はそれぞれ0.5%と1%を採用している。表-3.3.8には動的解析を用いた感度分析結果の数値を、図-3.3.19にはそれを図化したものを示す。

図-3.3.19より、一次モードの減衰定数を5%以上確保するためには、免震装置の換算等価剛性

表-3.3.8 等価剛性をパラメータとした各応答値等の比較

想定モデルの等価剛性	$K_{eq}=100tf/m$	$K_{eq}=250tf/m$	$K_{eq}=500tf/m$	$K_{eq}=1000tf/m$	$K_{eq}=\infty$ (純梁)
固有周期 (sec)	3.53	2.72	2.45	2.33	2.21
減衰定数 (%)	11.1	6.71	3.92	2.39	0.998
床版変位 (m)	0.196	0.188	0.196	0.207	0.228
鋼桁変位 (m)	0.094	0.099	0.135	0.171	0.228
柱下端モーメント (tf・m)	17,760	17,680	23,420	29,300	39,300

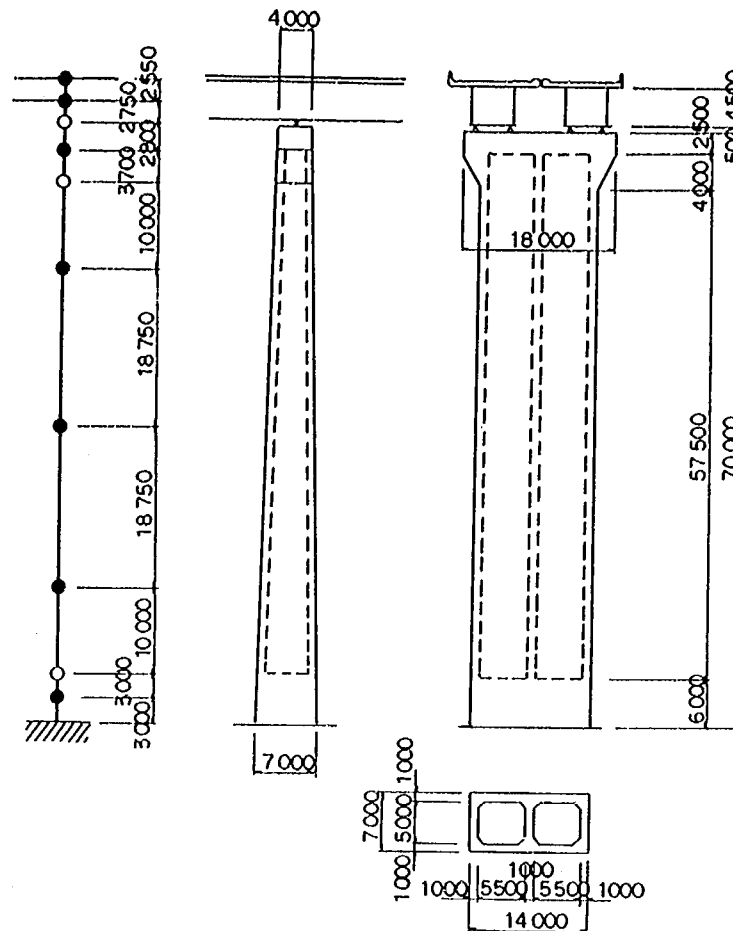


図-3.3.18 橋脚概要図と解析モデル

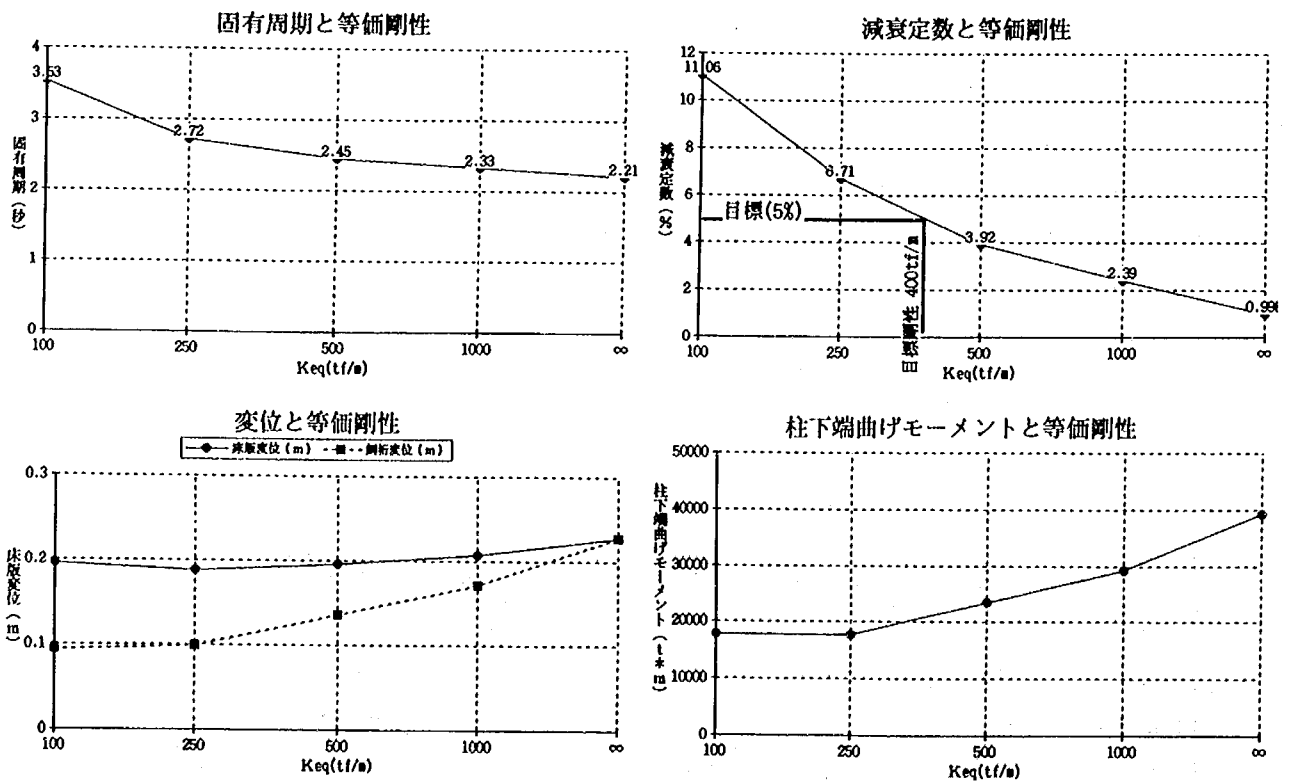


図-3.3.19 免震装置の換算等価剛性をパラメータとした動的解析による感度分析

を $keq=400\text{tf/m}$ (想定モデルの部材) 以下にすることが必要となる。この感度分析の結果を見ると、橋梁に対する免震効果のメリットとなる上部工水平変位と柱下端曲げモーメントにおいて、換算等価剛性が 250tf/m より小さくなるとほとんど変化が見られず、非免震とした場合 ($keq=\infty$) に比べ、50%以上応答値を下げる事が可能となる。

c) 試設計

前述のパラメータ解析の結果、この方法による高減衰化が期待できると判断されたため、具体的な免震装置の試設計を行った。図-3.3.20には適用を想定している免震装置の設置位置を示す。

i) 免震装置の想定

床版下面に設置する免震支承として高減衰積層ゴム支承を想定し、次の方針で試設計を行った。

- ① 換算等価剛性を目標値 ($keq=400\text{tf/m}$) に近づけて小さくするために、ゴム支承の平面積を極力小さくする。
- ② 同じ理由で支承の高さは、許容座屈限界まで高くする。
- ③ プレキャスト床版を設置することを前提とした配置とする。

上記のような方針で試設計を行ったところ、免震支承のサイズは $200\times 200\times 50\text{mm}$ で、幅員

(10.65 m) 方向に2個、橋軸方向に3 mピッチ程度の配置が必要となった。試設計結果の免震装置の換算等価剛性を想定モデルに換算すると 1419tf/m 程度に相当し、目標の換算等価剛性よりもかなり大きい値とならざるを得なかった。したがって、この方式での高減衰化として5%の減衰効果を期待するためには、新しいデバイスの開発が望まれる。

ii) 試設計諸元を用いた動的解析結果

図-3.3.21 には免震装置の換算等価剛性が $K_{eq}=1419\text{tf/m}$ とした場合の固有振動モードを示す。また、図-3.3.22には最大応答値分布図を示す。

動的解析 (応答スペクトル法) の結果では、目標の減衰定数は得られないものの、非免震 (多脚固定) に比べて約22%柱下端曲げモーメントが低減できた。(表-3.3.9参照)

この結果、柱下端の鉄筋量は約25%の低減が可能である。(D51 $\times$ 2.0段 $\rightarrow$ D51 $\times$ 1.5段)

5) 橋脚構造に対する免震化適用検討

a) 概要

検討対象とした橋梁は図-3.3.23 に示すよう

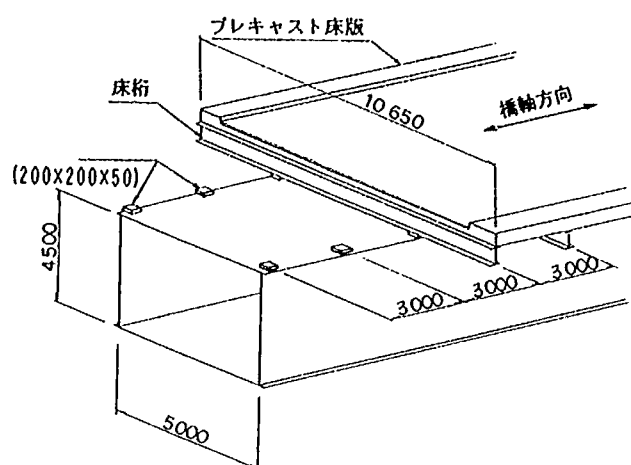


図-3.3.20 非合成箱桁橋の床版下面に設置された免震装置

表-3.3.9 床版免震と非免震の動的解析結果

	$K_{eq}=1419\text{tf/m}$	$K_{eq}=\infty$ (非免)
固有周期 (sec)	2.29	2.21
減衰定数 (%)	2.17	0.998
床版変位 (m)	0.207	0.228
鋼桁変位 (m)	0.181	0.228
柱下端M (tf・m)	30,970	39,300

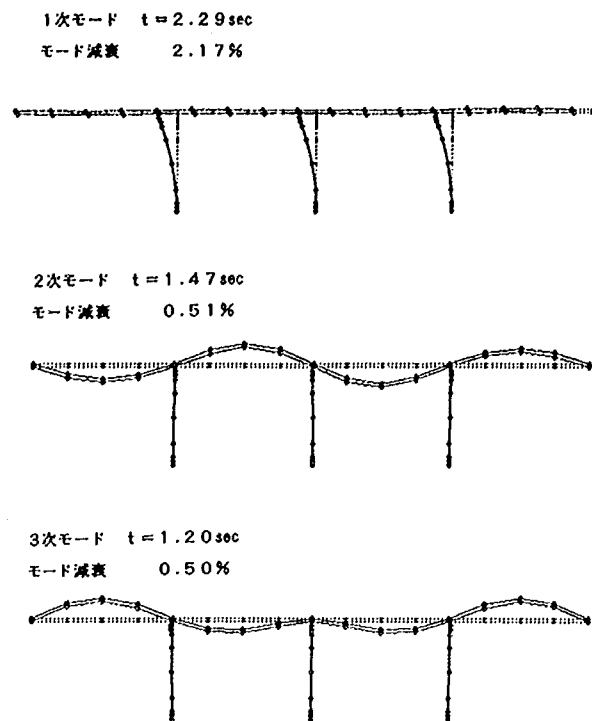


図-3.3.21 固有振動モード

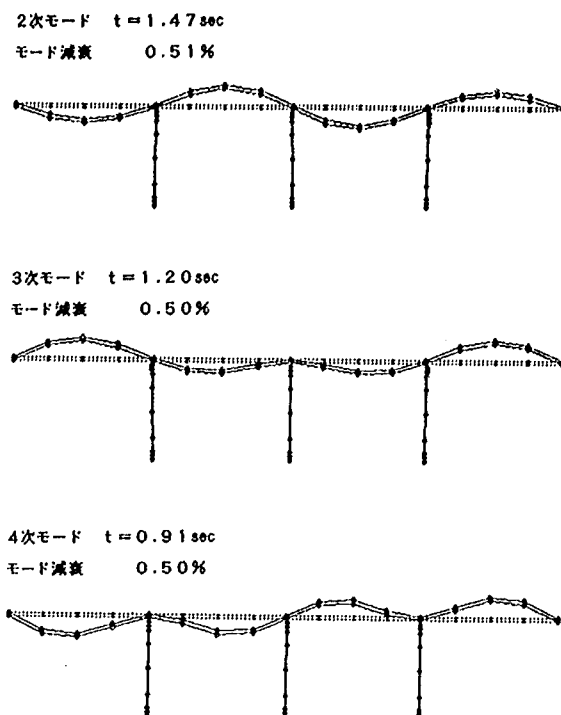


図-3.3.22 最大応答値分布図

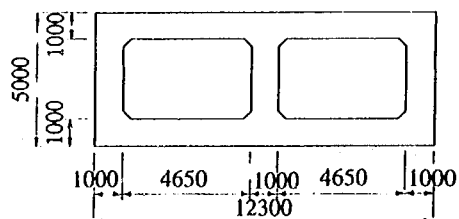
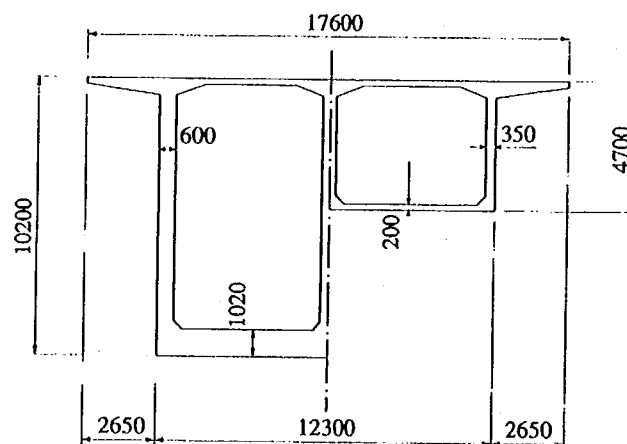
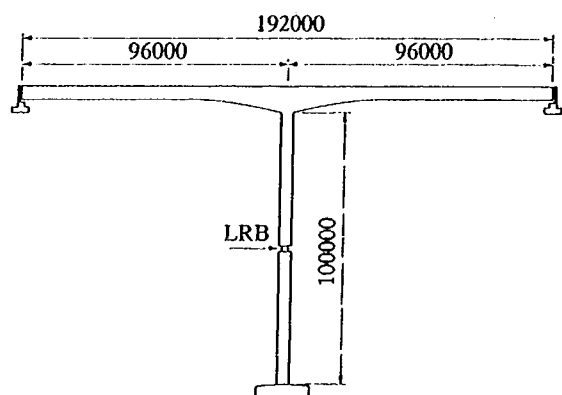


図-3.3.23 対象橋梁概要図

な2径間連続PCラーメン橋である。免震装置は履歴タイプを対象としており、動的解析（スペクトル応答解析）にあたっては等価剛性と等価減衰定数を用いている。なお、入力地震動は平成5年度共同研究報告書に示される土木研究所作成のL1I種地盤スペクトルを用いる。

b) 動的解析による感度分析

図-3.3.24 に免震装置の等価剛性 K_{eq} をパラメータとした動的解析結果として、橋梁モデルの1次固有周期、モデル系のモード減衰定数（一次モードに対応）、上部工変位と免震装置変位および脚上端と脚下端曲げモーメントを対比して示した。各ケースでの免震装置の等価減衰定数は15%、上部工および橋脚コンクリートのため材料の減衰定数を1%としている。図中の $K_{eq}=\infty$ は上端から下端まで連続した通常の橋脚を意味しており、これはまた、免震装置部をピン構造（ヒンジ）とした場合ともほぼ等しくなる（橋脚中間高さでは、そもそも曲げモーメントが小さくなるため）。固有周期と上部工変位を見ると $K_{eq}=10000\text{tf/m}$ で固有周期の変化に対して鈍感になりはじめており、変位も最小値を示し、また柱下端の曲げモーメントでは $K_{eq}=\infty$ のその40%減となっている。

図-3.3.25 と図-3.3.26 には $K_{eq}=10000\text{tf/m}$ の場合の橋梁モデルの固有振動モードと応答値を示しているが、この構造が橋脚中間高さ位置で免震装置による塑性変形エネルギーの吸収作用のため断面力を著しく低下させていることがわかる。

なお、本構造は施工時の安定性に課題があると思われるため、対策等について別途検討が必要と考えられる。

6) TMD方式による免震化の検討

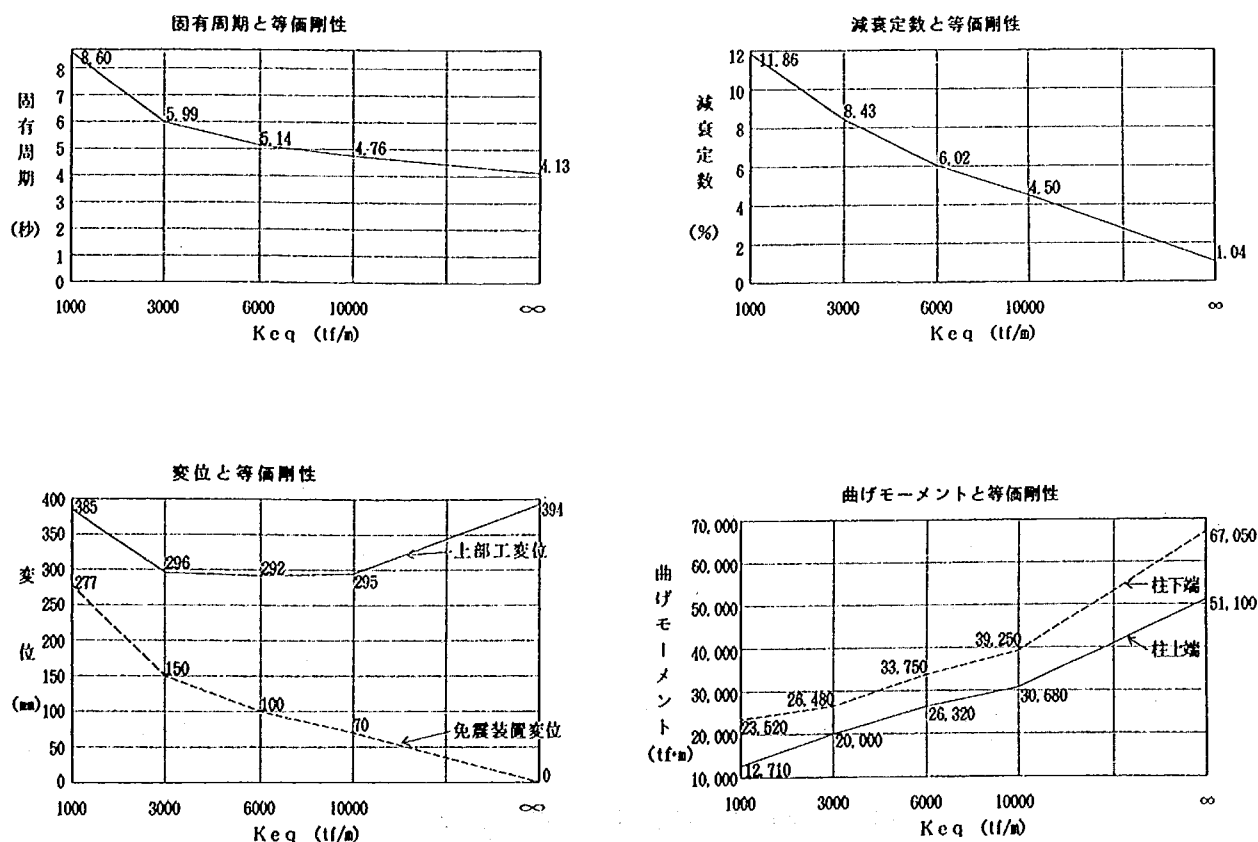


図-3.3.24 免震装置の等価剛性をパラメータとした動的解析による感度分析

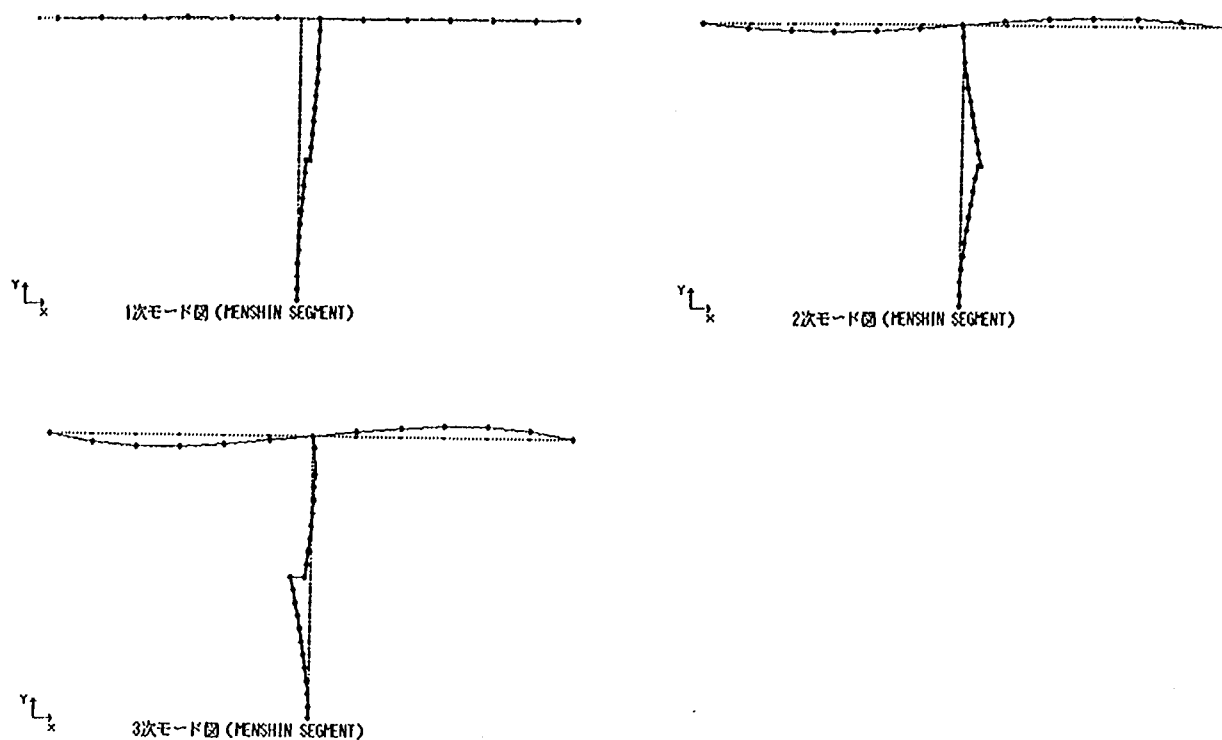


図-3.3.25 免震主要固有モード図

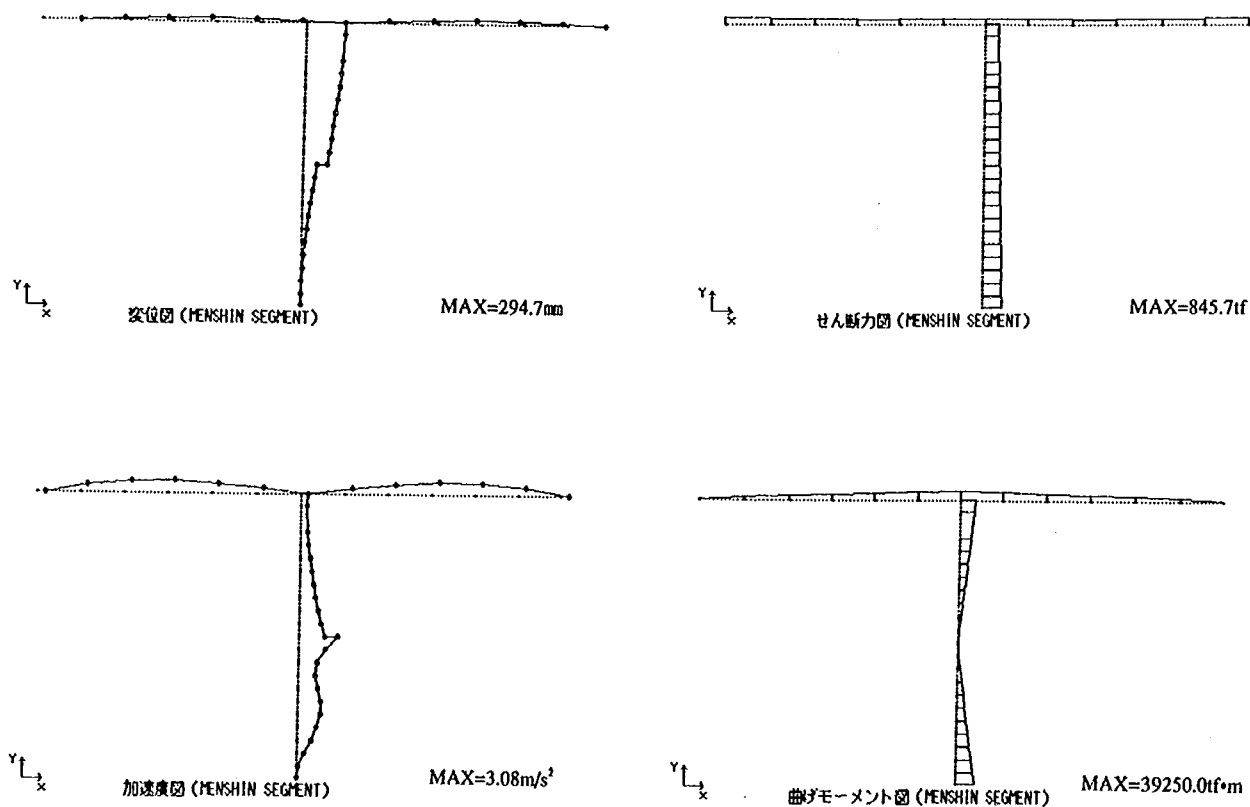


図-3.3.26 応答値 (keq=10000tf/m)

a) 概要

高橋脚橋に免震装置としてTMDを設置することによる減衰性能の向上を評価することを目的とした。

解析に用いたモデルは図-3.3.2のP Cラーメン橋とした。

b) 免震装置

i) 免震装置の重錘質量

重錘質量を対象橋の1次モード（図-3.3.27にモード図を示す）の等価質量の0.5%（ $\mu=0.5\%$ ），1%（ $\mu=1\%$ ），5%（ $\mu=5\%$ ）および10%（ $\mu=10\%$ ）とした。

表-3.3.10に免震装置の諸元を示す。

ii) 免震装置の固有周期

対象橋の固有周期に一致させた。

iii) 免震装置の減衰

免震装置重錘の振幅および残留振動を速やかに減衰させるため、減衰比は最適減衰比より大きめにしている。（表-3.3.10参照）

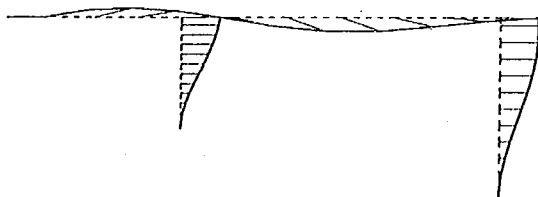
c) 簡易解析モデル

橋梁および免震装置を以下のようにモデル化（図-3.3.28 参照）した。（橋軸方向および橋軸直角方向）

橋梁 - 1次モードを表す1自由度モデル

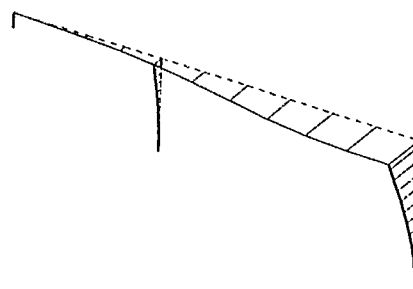
TMD - 1自由度ばねマス

MODE 1 F(HZ)= 0.31
T(SEC)= 3.2243
P.F. = 1.0373



a) 橋軸方向

MODE 1 F(HZ)= 0.36
T(SEC)= 2.7920
P.F. = 1.4105



b) 橋軸直角方向

図-3.3.27 P C 4 径間連続ラーメン橋の一次モード形状 (1/2解析モデル)

表-3.3.10 免震装置の諸元

検討方向	重錘質量比 (μ)							
	0.5%		1.0%		5.0%		10.0%	
	重錘質量 (t)	減衰定数 (%)	重錘質量 (t)	減衰定数 (%)	重錘質量 (t)	減衰定数 (%)	重錘質量 (t)	減衰定数 (%)
橋軸	210	6	420	8	2100	6	4200	8
橋軸直角	140	6	280	8	1400	6	2800	8

d) 入力地震波

土木研究所作成の検討用地震波のうち、レベル1のI種地盤地震波を用いる。(図-3.3.29参照)

e) 検討結果

検討結果を表-3.3.11に示す。

表-3.3.11からTMDの免震効果について以下の結論を得た。

$\mu = 0.5\%$ および 1% 双方の場合について構造物の最大応答加速度は橋軸方向で87%、橋軸直角方向で93%にしか低減しない。また μ による変化については、応答加速度低減率はほとんど変化しない。TMD重錘の振幅が μ が 0.5% から 1% になると20~30%低減する。

$\mu = 5\%$ の場合について構造物の最大応答加速度は、橋軸方向で82%、橋軸直角方向で89%に低減し、 $\mu = 10\%$ の場合については橋軸方向で77%、橋軸直角方向で84%に低減する。また μ による変化については、応答加速度低減率は μ を 5% から 10% へ2倍にして 5% 程度の低減である。一方TMD重錘の振幅は、 μ が 5% から 10% へ2倍になると20~30%低減する。

すなわち、

- ① 本解析からは重錘の質量比が 1% 以下では免震装置として効果が認められないが、 5% 程度にすれば効果を発揮する。

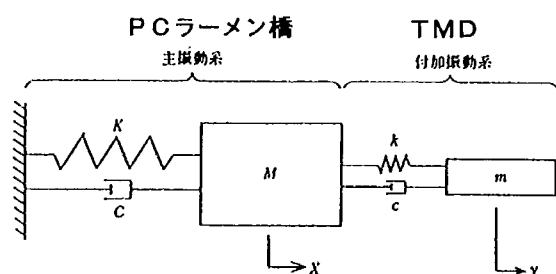


図-3.3.28 簡略計算モデル

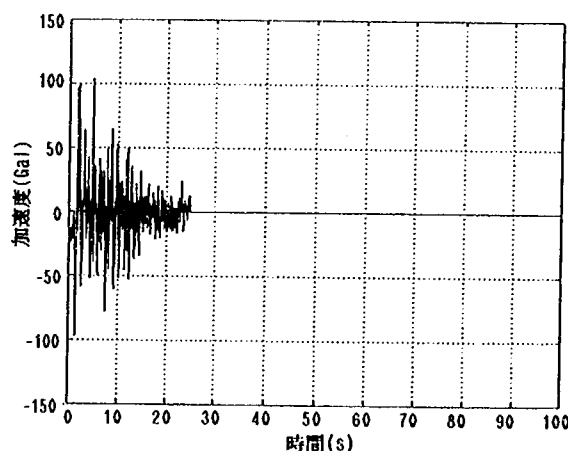
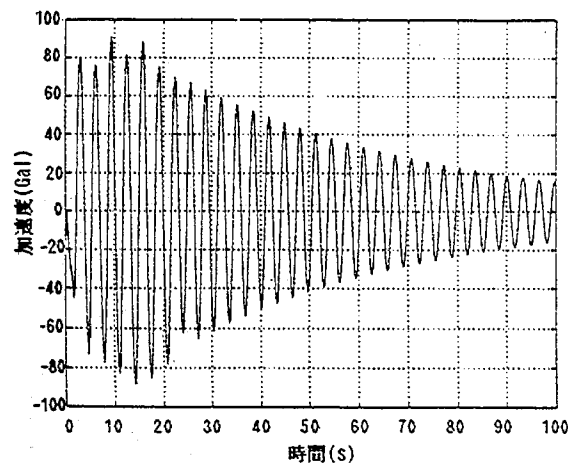


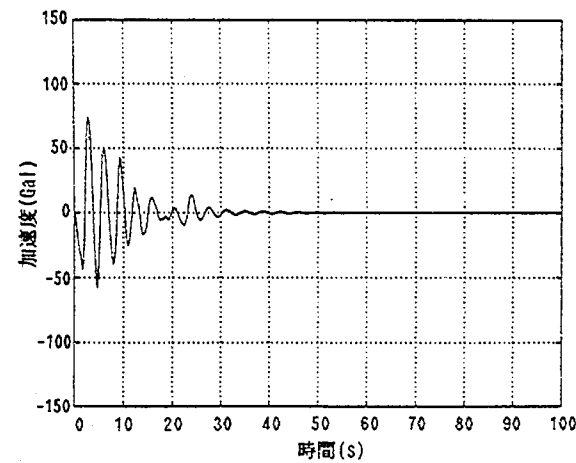
図-3.3.29 入力地震波（土研波レベル1 I種地盤）

表-3.3.11 TMDを免震装置として用いた場合の免震効果

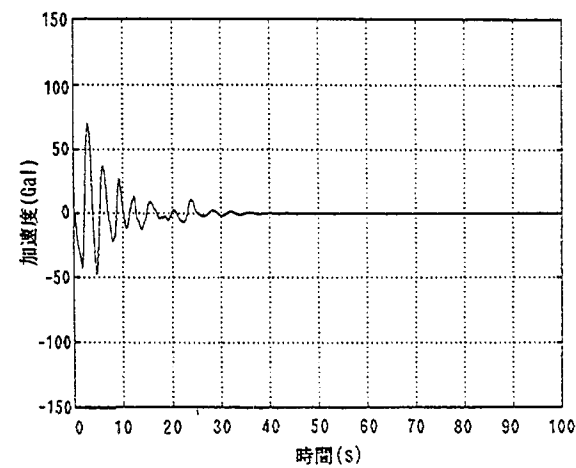
検討方向	免震装置 の重錘の 質量比 (%)	最大応答加速度					免震装置重錘 の変位	
		免震		非免震		免震 非免震		
		最大値 (Gal)	波形 図番	最大値 (Gal)	波形 図番		最大値 (cm)	波形 図番
橋軸	0.5	83	—	91	—	0.91	133	—
	1	79	—			0.87	95	—
	5	75	3.3.30 b			0.82	47	3.3.30 c
	10	70	3.3.30 d			0.77	36	3.3.30 e
橋軸直角	0.5	131	—	138	—	0.95	119	—
	1	129	—			0.93	93	—
	5	123	3.3.30 b			0.89	59	3.3.31 c
	10	116	3.3.31 d			0.84	42	3.3.31 e



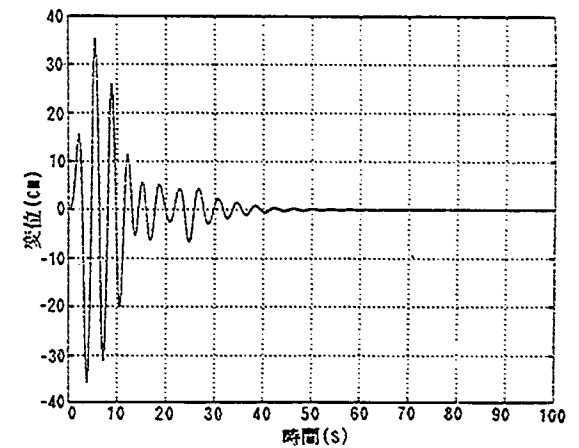
a) 橋桁応答加速度 (非免震)



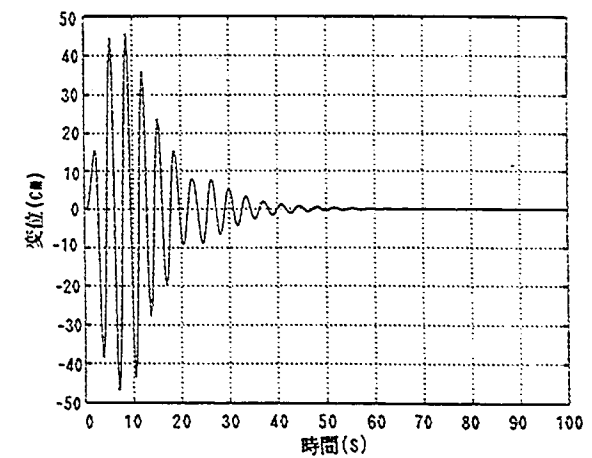
b) 橋桁応答加速度 ($\mu = 5\%$)



c) 橋桁応答加速度 ($\mu = 10\%$)

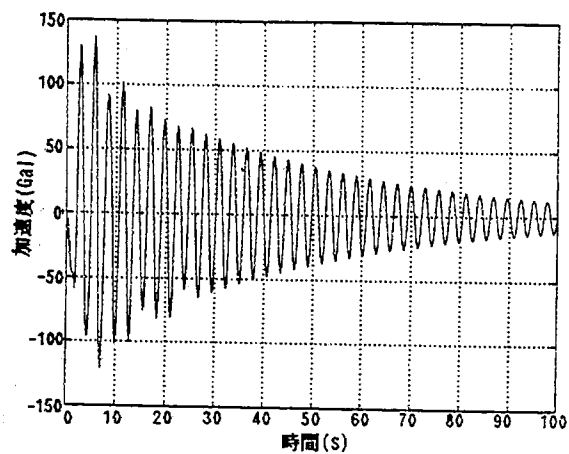


d) TMD重錘応答変位 ($\mu = 5\%$)

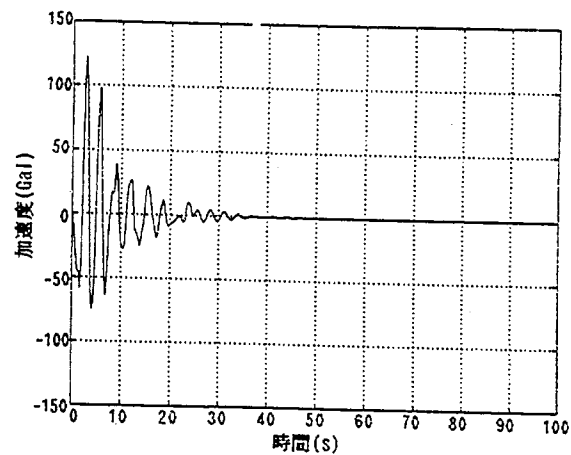


e) TMD重錘応答変位 ($\mu = 10\%$)

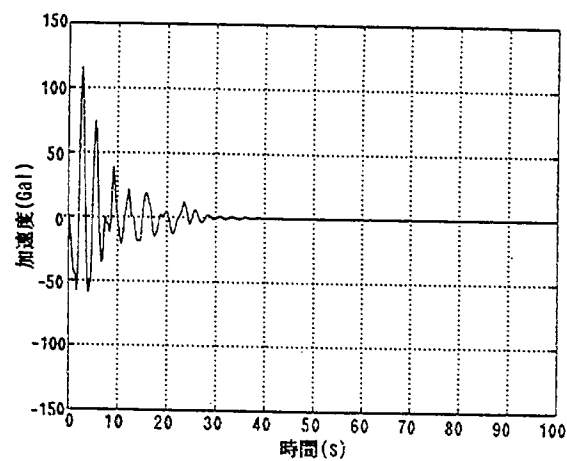
図-3.3.30 TMDによる橋軸方向の免震効果



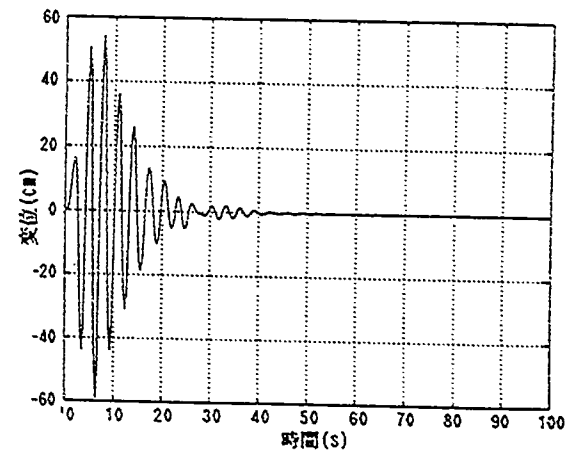
a) 橋桁応答加速度 (非免震)



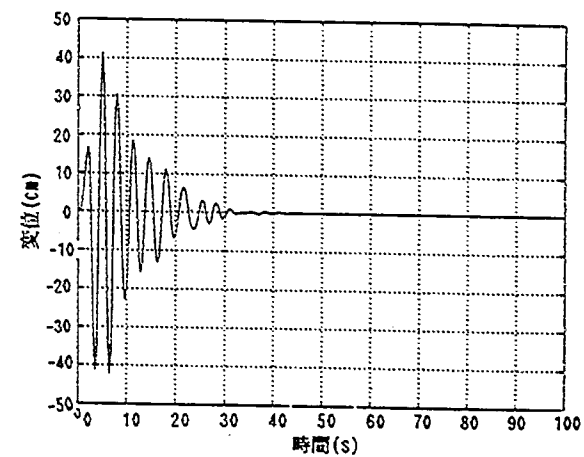
b) 橋桁応答加速度 ($\mu = 5\%$)



c) 橋桁応答加速度 ($\mu = 10\%$)



d) TMD重錘応答変位 ($\mu = 5\%$)



e) TMD重錘応答変位 ($\mu = 10\%$)

図-3.3.31 TMDによる橋軸直角方向の免震効果

② TMD重錘質量を5%から10%に増加させても免震効果はほとんど変わらない。

ことが分かった。

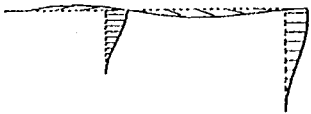
7) AMD方式による免震化適用の検討

a) モデル橋梁

図-3.3.2に示すような4径間連続PC高橋脚ラーメン橋梁を対象として、AMD (Active Mass Damper) 方式による免震化を検討する。

本モデル橋梁の振動特性は有限要素法による固有振動解析により表-3.3.12のように得られている。検討にあたって構造減衰は $\eta=1\%$ とした。

表-3.3.12 モデル橋梁振動特性

	橋軸方向一次モード	橋軸直角方向一次モード
固有振動数 (Hz)	0.310	0.358
一般化質量 (ton)	39750	14098
減衰定数 (%)	0.01	0.01
刺激係数	1.037	1.411
モード図		

b) AMD方式の概要

AMD方式は、図-3.3.32に示すように、構造物の振動をセンサーで検出し、これをもとに制御力を求め、アクチュエータで重錘を駆動し、その慣性力により振動外力を低減することにより、構造物の振動を低減する方式である。

AMD方式には種々のものがあるが、本検討では図-3.3.33に示すような、サーボモータとボールネジにより重錘を直線駆動する方式を想定して検討を行う。

橋梁構造の振動モデルを橋軸方向、橋軸直角方向ともに、1次モードの諸元を基に1自由度系で表す。これにAMDを付加したモデル(図-3.3.34)により検討する。制御系は図-3.3.35に示すように、フィードバック制御を採用し、 H_∞ 制御理論に基づき制御器を設計する。

H_∞ 制御理論は以下のような特徴があり、構造物の振動制御に適していると考えられる。

- ① 制御対象構造物の周波数領域の情報に基づく設計法である。
- ② 制御対象構造物の振動特性の変動(解析誤差、高次モードの影響、経年変化、非線型性などによる)を考慮した設計が可能である。

c) 免震効果の検討

i) 検討条件

図-3.3.34の構造物-AMDモデルを対象として、以下の条件で地震応答のシミュレーション

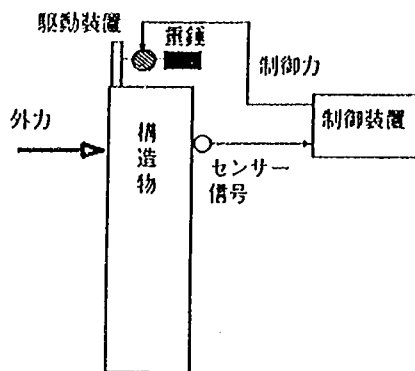


図-3.3.32 AMD方式

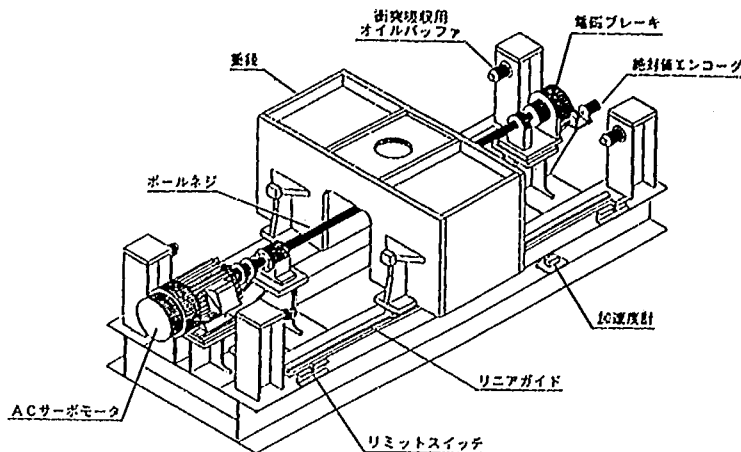


図-3.3.33 直動型AMD

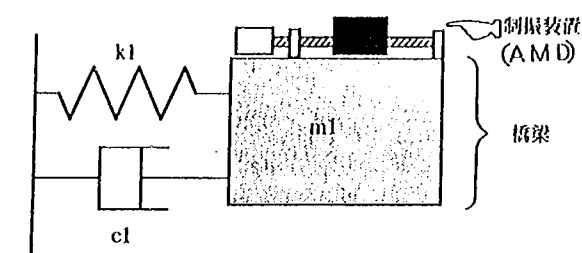


図-3.3.34 振動制御検討モデル

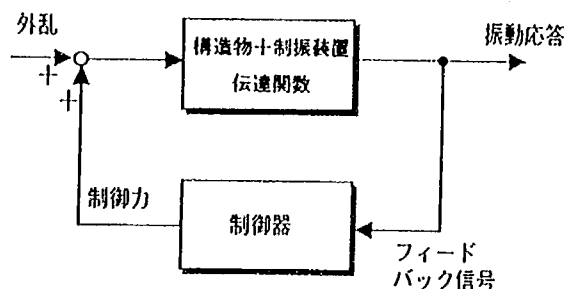


図-3.3.35 フィードバック制御系

を行う。この結果と非免震時の応答を比較して、AMDの免震効果を検討する。

① 入力地震波：土木研究所提供のレベル1、第I種地盤を対象とした修正開北橋記録を用いる。
(図-3.3.29参照)

② AMD質量：重錘質量を各方向の一般化質量の0.5%、1%、2.5%、5%、10%の5ケースとした。(表-3.3.13参照) AMDは1基あたりの重錘質量を10tonのものを想定し、モーター、ボールジなどの回転慣性の影響も考慮した。各ケースでこのAMDを複数用いることとした。

ii) シミュレーション結果

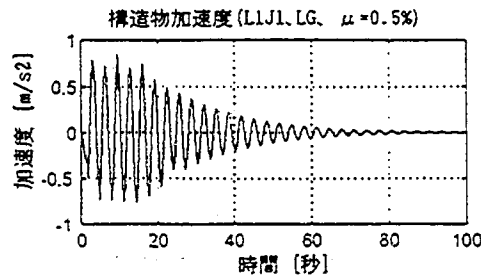
図-3.3.36～図-3.3.39にAMD制震時の地震応答時刻歴を示す。これらの結果をみると、次のようなことがわかる。

- ① AMD質量比 μ が2.5%、5%、10%のケースでは、地震終了後ほとんど振動が発生していない。すなわち後揺れはほとんど制震されている。
- ② AMD質量比 μ が0.5%、1%のケースでも、後揺れは非制震時に比べ急速に低減している。

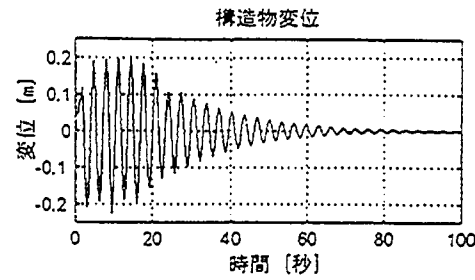
AMD質量比 μ と橋梁の地震時最大応答の関係を整理すると、図-3.3.40

表-3.3.13 AMD重錘質量 (ton)

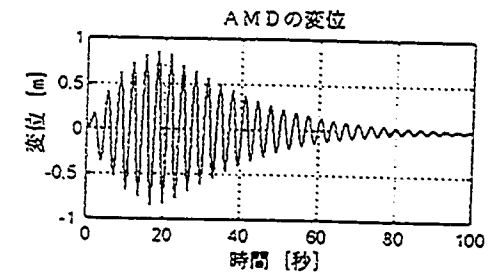
質量比 μ (%)	0.5	1.0	2.5	5.0	10.0
橋軸方向一次モード	200	400	1000	2000	4000
橋軸直角方向一次モード	70	140	350	700	1400



(a)

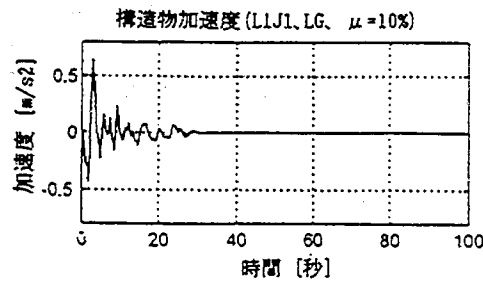


(b)

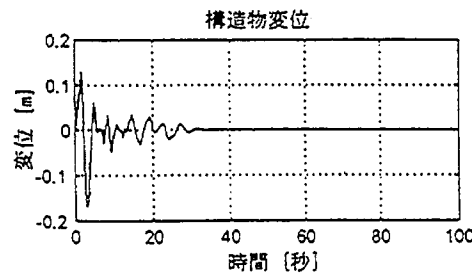


(c)

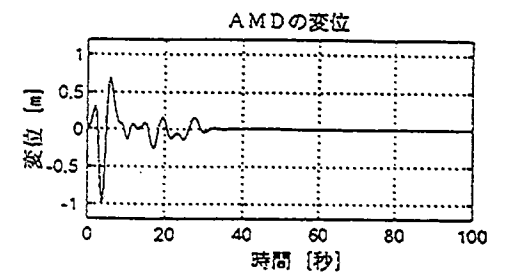
図-3.3.36 A. M. Dによる橋軸方向免震効果 ($\mu=0.5$)



(a)

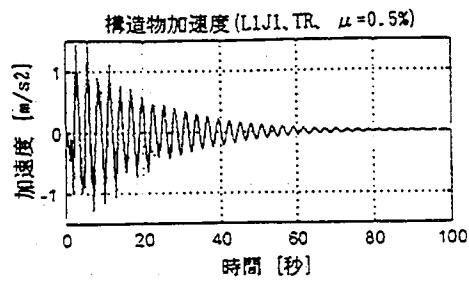


(b)

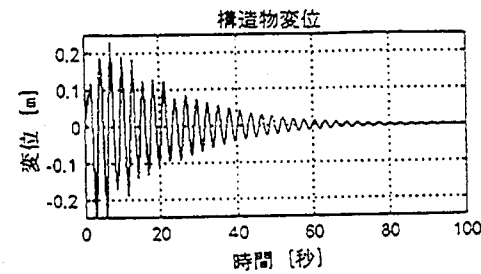


(c)

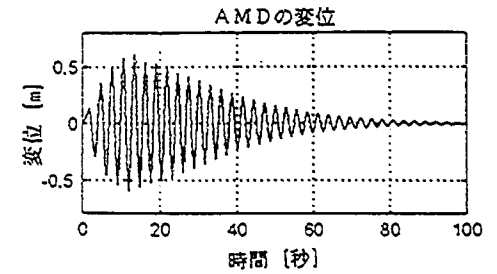
図-3.3.37 A. M. Dによる橋軸方向免震効果 ($\mu=10.0$)



(a)



(b)



(c)

図-3.3.38 A. M. Dによる橋軸直角方向免震効果 ($\mu=0.5$)

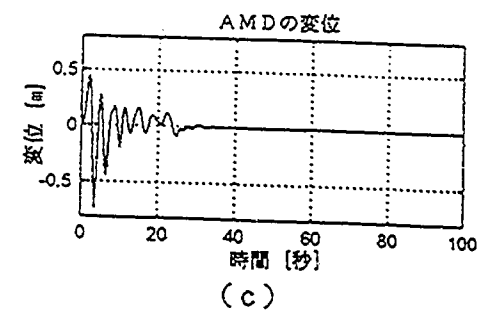
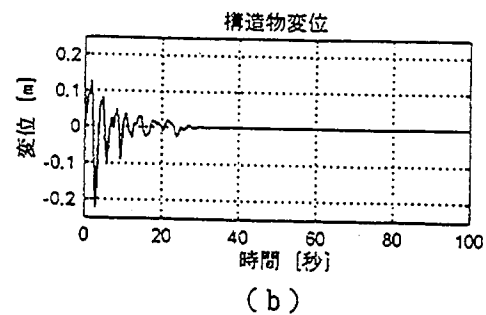
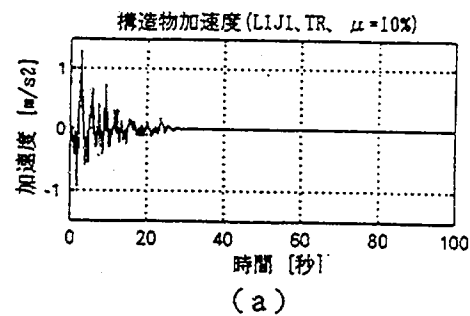


図-3.3.39 A. M. Dによる橋軸直角方向免震効果 ($\mu=10.0$)

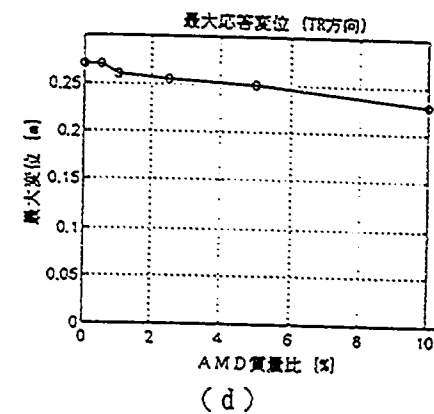
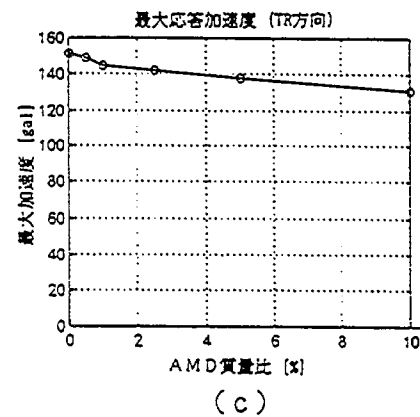
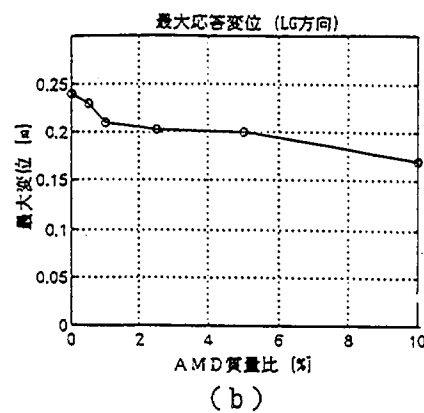
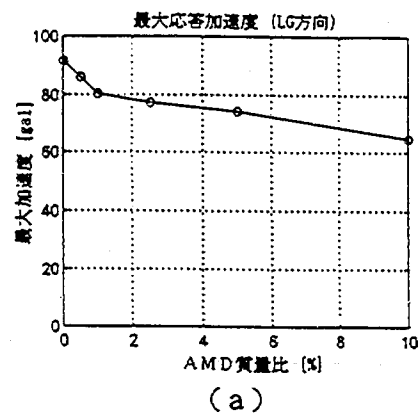


図-3.3.40 質量比と最大応答値の関係

のようにまとめられる。

これから橋軸方向の応答では、 $\mu=2.5\%$ 、 5% 、 10% の場合には、非制震時応答の 85% 、 81% 、 71% に低下しており、かなりの制震効果が期待できる。橋軸直角方向では、 μ が同じケースでの低減率は 94% 、 91% 、 87% となっており、橋軸方向より若干制震効果が小さい。これは、本橋では、橋軸直角方向の刺激係数が橋軸方向より大きく、この方向の地震の影響を受けやすいことによると考えられる。

d) まとめ

PC高橋脚ラーメン橋梁をモデルとして、AMDによる地震応答低減効果をシミュレーションにより検討した。この結果、以下のことがわかった。

- ① ．量比 $5\% \sim 10\%$ 程度のAMDを用いると、非制震時に対して $70\% \sim 90\%$ に最大応答を低減可能である。
- ② 非制震時には長時間継続する後揺れを低減するためには、 $0.5\% \sim 1\%$ 程度のAMDでもかなりの効果がある。 5% 以上のAMDではほとんど後揺れを生じない。

(5) 今後の課題

- ① 免震装置の具体的な諸元の検討および設計（AMDについては電源供給装置、駆動機構、制御装置、センサーの検討も含める）
- ② 橋軸直角方向の免震化のための詳細検討
- ③ 大規模地震時における免震装置の適用効果
- ④ マニュアル（案）の作成

<研究担当> 日本技術開発(株)、石川島播磨重工業(株)
川崎重工業(株)、八千代エンジニアリング(株)

3. 4 斜張橋への利用

(1) 研究の背景と目的

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究には、免震装置及び材料を新構造・新素材を用いて開発する素材開発研究、開発された免震構造及び素材をどの箇所にどの様に利用すればより良い免震性能が得られるかの研究など、種々多様の課題が考えられる。

斜張橋への利用とは、これらの研究課題の分野で高減衰材料として利用可能な材料を描出し、より優れた免震構造を利用し、斜張橋への適用を研究することを目的とする。

斜張橋の高減衰化の試みは、既にダンパーの適用研究例がU J N R等に報告されている。本研究においては、これら既往の研究成果を踏まえ、既存のデバイスの適用及びその応用、新デバイスの可能性と要求性能に関する研究等について斜張橋モデルを設定し、研究を行うこととする。なお、新デバイスの可能性と要求性能に関する研究にあたっては、素材開発、デバイス開発グループとの情報交換を密に行い、将来のステップとして新材料・新構造の適用及び最適性能仕様の研究を積極的に実施することとする。

(2) 研究項目と内容

1) 支点へのデバイスの応用

斜張橋の支点部にデバイスを適用させる場合、どの支点にどのようなデバイスを用いればより高減衰化が得られるか、等について研究する。

2) 支承部ダンパーの橋軸直角方向への適用

斜張橋の各支点に、橋軸直角方向へ既存のダンパーを適用する場合の効果について研究する。

3) 斜材へのデバイスの応用

高耐荷型減衰デバイス（3 D 複合材料）を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める免震構造について研究する。

4) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

主塔の斜材定着部に減衰装置を設置した場合の減衰効果や、装置の構造について研究する。

(3) 研究の工程

項 目	平成5年度						平成6年度						平成7年度																		
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
支点へのデバイスの 応用																															
支承部ダンパーの 橋軸直角方向への適用																															
斜材への デバイスの応用																															
主塔及び橋脚部材への デバイスの応用																															

(4) 平成6年度の研究成果

1) 支点へのデバイスの応用

a) 斜張橋モデルの簡略化

i) 検討目的

前年度の検討によって、斜張橋の支点にダンパーを設置した場合は、フローチング・形式とヒンジ・形式の中間的な位置づけになり、ダンパーの減衰には最適値が存在し、その最適値を有するダンパーを用いることによって主桁変位、主塔基部Mと主橋脚基部Mの値はフローチング・形式に対してそれぞれ80%、60%および30%程度に下がることが判明した。本年度の研究では、この特徴を生かして斜張橋の最適支点免震設計を図ることを目的とした。

最適ダンパー量を設定する際はパラメータスタディをする必要がある。ところが、斜張橋のような多要素を持つ構造物をモデル化する場合は、多自由度を有する複雑なモデルとなる。このモデルを用いて最適ダンパー量の検討を行うには多大な時間と大容量のEWS等が必要となり効率的ではない。本検討では、先ず、中間支点にダンパーを有する2径間斜張橋を対象に、3節点の簡易モデルを提案し、このモデルに基づく最適ダンパー量の簡易計算方法を検討した。次に、端支点にもダンパーを設置する場合に着目し、その最適総ダンパー量の簡易計算とその各支点への配分方法について検討を行った。後者についての報告は、2) でまとめることにした。

ii) 解析条件

応答スペクトル法を用いて解析を行った。入力する加速度応答スペクトルは、道路橋示方書V耐震設計編²⁾に示される震度法レベルのI種地盤で5秒以上の範囲に両対数紙上で直線延長したものをを用いた。各次の減衰定数は部材のひずみエネルギーによって計算し、構造物全体としての減衰を1%とした。モデルは2次元橋軸方向モデルのみとし、ダンパーのモデルはバイリニア形($u_y=1\text{cm}$, $K_2=K_1/6$)として等価線形法によりその非線形を考慮した。

iii) 簡易モデルの設定

簡易モデルとして、主桁は水平移動可能な1節点系に、主塔と主橋脚は梁要素に、斜材とダンパーは水平バネ要素として考慮することとした(図-3.4.1)。主塔、主橋脚と斜材の質量は分布質量とし、主桁の質量は集中質量として節点2におくこととした場合の運動方程式は次式で表される。

$$[M][\ddot{u}] + [C][\dot{u}] + [K][u] = -[M][1]\ddot{Z} \quad (3.4.1)$$

ここに、

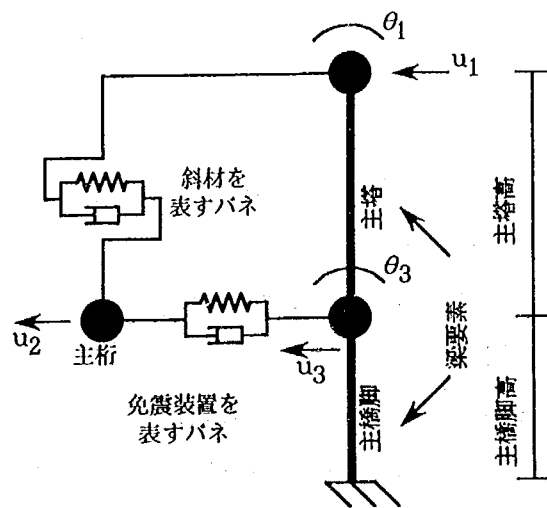


図-3.4.1 簡易モデル

$$[M] = \frac{1}{420} \begin{pmatrix} 156M_T + 140M_C & 22M_T L_T & 70M_C & 54M_T & -13M_T L_T \\ 22M_T L_T & 4M_T L_T^2 & 0 & 13M_T L_T & -3M_T L_T^2 \\ 70M_C & 0 & 140M_C + 420M_G & 0 & 0 \\ 54M_T & 13M_T L_T & 0 & 156(M_T + M_F) & 22(M_F L_F + M_T L_T) \\ -13M_T L_T & -3M_T L_T^2 & 0 & 22(M_F L_F - M_T L_T) & 4(M_T L_T^2 + M_F L_F^2) \end{pmatrix},$$

$$[K] = \begin{pmatrix} 2K_T + K_C & 6K_T L_T & -K_C & -12K_T & 6K_T L_T \\ 6K_T L_T & 4K_T L_T^2 & 0 & -6K_F L_T & 2K_T L_T^2 \\ -K_C & 0 & K_C + K_D & -K_D & 0 \\ -12K_T & -6K_T L_T & -K_D & 12K_T + K_D + 12K_F & 6(K_F L_F - K_T L_T) \\ 6K_T L_T & 2K_T L_T^2 & 0 & 6(K_F L_F - K_T L_T) & 4(K_F L_F^2 + K_T L_T^2) \end{pmatrix}, \quad [u] = \begin{pmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \theta_3 \end{pmatrix},$$

ここに、

$$M_C = \rho_c A_C L_C, \quad M_F = \rho_F A_F L_F, \quad M_T = \rho_T A_T L_T, \quad M_G = \rho_G A_G L_G,$$

$$K_T = B_T I_T / L_T^3, \quad K_F = B_F I_F / L_F^3, \quad K_C = \Sigma (B_A \cos^2 \alpha / L)_C,$$

添字C, F, T, G, D は、ケーブル、主橋脚、主塔、主桁、ダンパーを表し、 ρ は単位体積あたりの質量、 α はケーブルと主桁の傾斜角度、 u は変位、 θ は回転角度、 Z は地動加速度である。

また、簡便法として、ハープ形に $K_C = 0.5Bn[(A \cos^2 \alpha / L)_{上段C} + (A \cos^2 \alpha / L)_{下段C}]$ 、ファン形に $K_C = Bn(A \cos^2 \alpha / L)_{中段C}$ としてもよい (n : ケーブルの本数)。

一般化座標 $[q_i]$ を用いれば、式(3.4.1)は次式のように表される。

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -\beta_i \ddot{Z} \quad (i=1, 2, \dots, 5) \quad (3.4.2)$$

ここに、 ξ_i はひずみエネルギー比例減衰の仮定により求める。

iv) 最適ダンパー量の簡易計算法

最適ダンパー量とは、橋梁の各主要応答値を最大限に低減させるダンパー量であり、中間支点のみにダンパーを設置した場合には、その値を以下に示した手順で求める

- ① 斜張橋を提案した3節点系にモデル化する。
- ② ダンパーの一次剛性 K_1 をパラメータにとってパラメータスタディを実施する(他のタイプのダンパーを用いる場合には、そのダンパーの特性値に応じてパラメータを変えればよい)。
- ③ 上記の K_1 に対し、等価線形法の応答スペクトル解析を行う。
- ④ 桁最大変位、主塔基部と主橋脚基部の最大曲げモーメントを算出し、これらの K_1 に対する変化傾向を求める。
- ⑤ 下限値であるケースを見出し、そのダンパー量を最適ダンパー量、 K_1 値を最適 K_1 と設定する。

v) 適用性の検討

本簡易モデルの検討は、最適ダンパー量の設定を目的としている。これはi)に示したように、最適ダンパー量の決定での着目点は、応答値ではなくその変化傾向である。すなわち、簡易モデルとしては、シミュレーションした各主要応答値の変化傾向が詳細モデルと合致することができれば、適用性があると考えられる。

適用性の確認に用いた橋梁モデルは、図-3.4.2～図-3.4.4に示す支間長の異なる3タイプである。いずれのモデルでも、主桁の幅員及びケーブルの間隔は、同一としている。3節点簡易モデルの諸量は、同図の表に示された。

簡易モデルを用いる場合は、主桁のひずみエネルギーを無視し、ケーブルの水平剛性しか考慮していないなどの原因で求めた各次モードの減衰定数が過大であるため、それらに0.5を乗することによって補正することとした。ただし、算出した各次モードの減衰定数が1%を下回る場合には1%とする。

図-3.4.5に示すように、桁変位、主塔基部および橋脚基部モーメントに着目して、フローチング・タイプの応答値に対する比を算出し、詳細モデルでの値と対比した。

提案モデル（簡易モデル）は、全体的に詳細モデルとほぼ同様の变化傾向を示し、十分に最適なダンパー量設定の精度を有していると考えられる。

b) 最適ダンパー配分

i) 検討目的

本検討の目的は、地震動を受けるPC斜張橋の応答値を低減させる支点免震装置配置法の提案である。a)では、中間支点に免震装置を有する2径間連続PC斜張橋に着目し、地震時に橋梁

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.6	23.3	3.25
主塔	3.3×10^6	62.3	401.0	2.72
主橋脚	2.8×10^6	209.5	3003.0	2.39
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c=4296(\text{m}) \quad K_c=115520(\text{tf})$$

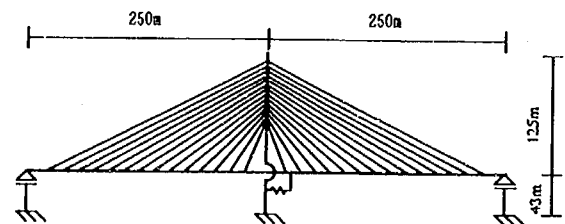


図-3.4.2 スパン250mモデル橋

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.8	23.8	3.31
主塔	3.3×10^6	51.0	275.5	2.48
主橋脚	2.8×10^6	132.9	1817.7	2.57
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c=2112(\text{m}) \quad K_c=121566(\text{tf})$$

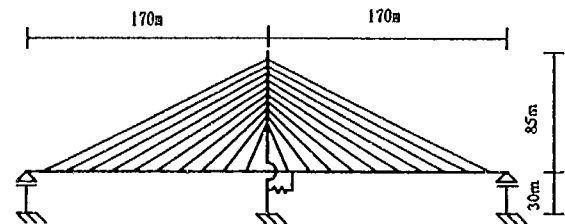


図-3.4.3 スパン170mモデル橋

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.9	24.2	3.39
主塔	3.3×10^6	44.5	180.9	2.49
主橋脚	2.8×10^6	112.4	990.8	2.60
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

$$L_c=1034(\text{m}) \quad K_c=123449(\text{tf})$$

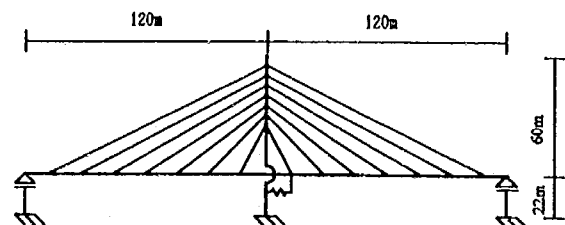
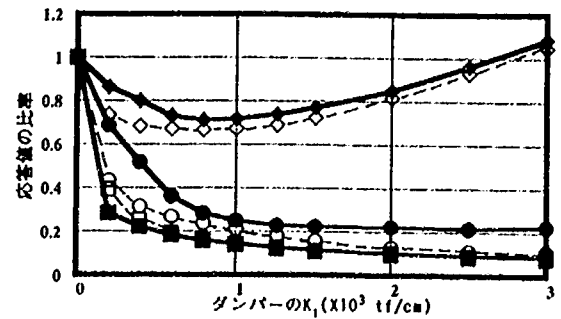
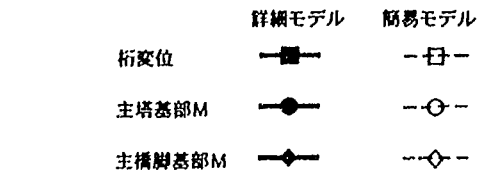
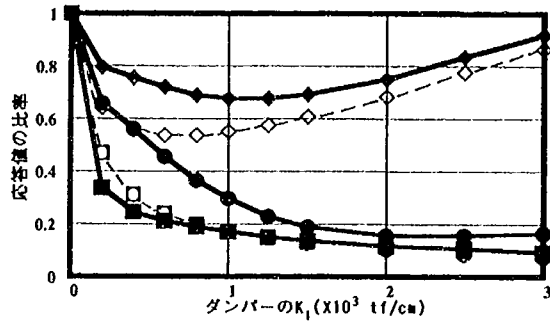


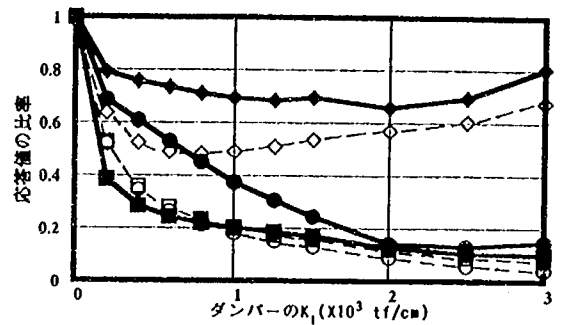
図-3.4.4 スパン120mモデル橋



(a) スパン250m



(b) スパン170m



(c) スパン120m

図-3.4.5 応答値の比率と K_1 の関係

の各主要応答値が最小となるダンパー量の簡便計算法を検討してきたが、ここでは、端支点にダンパーを配置するとき最適総ダンパー量の変化と、各支点毎への配分手法について検討したものである。

ii) 解析条件

a) のii) と同様である。

iii) 検討概要

検討対象解析モデル及び検討方法を以下に示す。

① 検討対象解析モデル：2 径間連続斜張橋

- $E_c I_m$: 主橋脚の剛性
- $E_c I_e$: 端橋脚の剛性
- K_{1m} : 主橋脚天端に設置した
ダンパーの一次剛性
- K_{1e} : 端橋脚天端に設置した
ダンパーの一次剛性

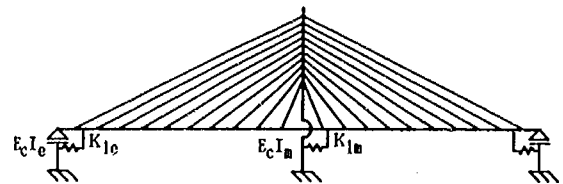


図-3.4.6 検討対象

② 解析モデル

③ 検討方法：検討は、以下に示す手順で行う。

- a 橋梁を詳細モデルにモデル化する。
- b モデルの主橋脚剛性 $E_c I_m$ 、端橋脚剛性と主橋脚剛性の比 $E_c I_e / E_c I_m$ (E_c を同一とすれば、

	$E(\text{tf/m}^2)$	$A(\text{m}^2)$	$I(\text{m}^4)$	$W(\text{tf/m}^3)$
主桁	3.1×10^6	23.6	23.3	3.25
主塔	3.3×10^6	62.3	401.0	2.72
主橋脚	2.8×10^6	209.5	3003.0	2.39
ケーブル	2.0×10^7	0.0499	—	7.94

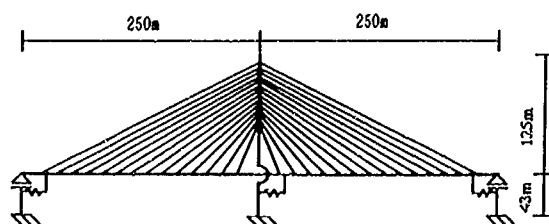


図-3.4.7 解析モデル

I_e/I_m となる)、端橋脚と主橋脚天端に設置したダンパーの配分比 K_{1e}/K_{1m} を変化させる。

- c 上記各ケースに対し各橋脚支点到に配置するダンパーの総量 ΣK_1 ($\Sigma K_1 = K_{1m} + 2 \cdot K_{1e}$)をパラメータにとってパラメータスタディーを実施する。
- d 上記のパラメータ ΣK_1 に対し等価線形法の応答スペクトル解析を行う。
- e 主橋脚基部の最大曲げモーメントを算出し、このフローチング・形式に対する応答低減率を計算し、その値が最小となるように最適 ΣK_1 の値を決める。

iv) 検討結果

検討対象としたケース及びその最適 ΣK_1 値を表-3.4.1に示した。

上記の表より以下のことがわかった。

① 最適総ダンパー量

最適総ダンパー量を表す ΣK_1 の最適値はダンパーの配分比のみに左右されている。すなわち、最適総ダンパー量としては、簡易モデルで中間支点到のみにダンパーを有する場合の最適ダンパー値を配分比によって補正すればよいこととなる。この補正係数 α とダンパーの配分比の関係を図-3.4.8に示し、補正式を下記に示す。

$$(\alpha - 1)^2 = 0.25 \cdot K_{1e}/K_{1m} \quad (3.4.3)$$

或いは

$$\alpha = 1 + K_{1e}/K_{1m} \quad (3.4.4)$$

② ダンパーの配分比

図-3.4.9は、主橋脚剛性と端橋脚剛性比を変えて試算した結果である。この図より剛性比は配分比に影響を与えない事がわかる。

また、図-3.4.10 は、主橋脚剛性と端橋脚剛性比を一定とし、主橋脚剛性を変化させた場合であるが、これも変化傾向は同様であり、橋脚剛性による影響は少ないものと判明した。

v) 配分法

以上の検討から、各支点到にダンパーを設ける場合には、下記に示すような手順で配分を行えば最適の減衰性能が発揮できるものと考えられる。

- ① 簡易モデルを用いて主橋脚天端一点にダンパーを配置する場合の ΣK_1 の最適値を求める。
- ② 端橋脚剛性を考慮し、耐荷力よりダンパーの配分率を決める。
- ③ 上記の配分比より式 (3.4.3) 或いは式 (3.4.4) による補正係数 α を求め、それを①の値に乘以て最適な総 ΣK_1 値を算出し、各支点到に設置するダンパー量を以下の式により算出する

表-3.4.1 解析ケースと最適 ΣK_1 値

Case No	I_e/I_m	$I_m (m^4)$	K_{1e}/K_{1m}	ΣK_1 の最適値	主橋脚基部Mの応答低減率
1	0.50	3119	0.00	800	0.70
2			0.25	1050	0.61
3			0.50	1100	0.57
4			1.00	1200	0.53
5			3.00	1200	0.52
6	0.5	3119	0.00	800	0.65
7			0.25	1000	0.55
8			0.50	1100	0.50
9			1.00	1200	0.47
10			3.00	1200	0.43
11	0.5	3119	0.00	800	0.78
12			0.25	1050	0.71
13			0.50	1100	0.68
14			1.00	1200	0.66
15			3.00	1200	0.64
16	0.25	3119	0.00	800	0.70
17			0.25	1050	0.61
18			0.50	1100	0.58
19			1.00	1200	0.55
20			3.00	1200	0.52
21	0.75	3119	0.00	800	0.70
22			0.25	1050	0.61
23			0.50	1100	0.57
24			1.00	1150	0.54
25			3.00	1200	0.50
26	1.00	3119	0.00	800	0.70
27			0.25	1050	0.61
28			0.50	1100	0.57
29			1.00	1150	0.54
30			3.00	1150	0.51

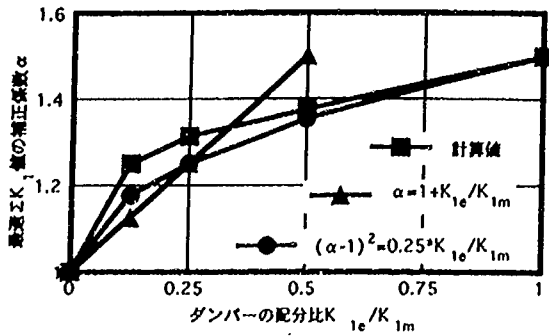


図-3.4.8 最適 ΣK_1 の補正係数 α とダンパー配分比の関係

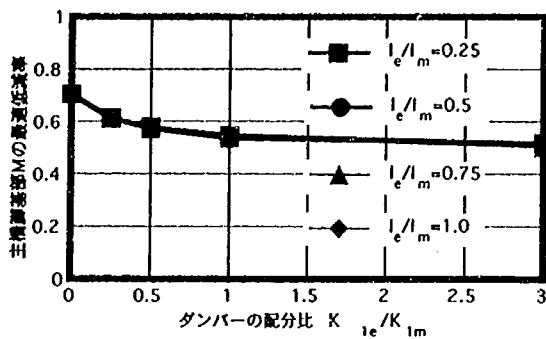


図-3.4.9 ダンパー配分比と橋脚剛性比の関係 ($I_m=3119m^4$)

$$K_{1, \text{端}} = \alpha \cdot \Sigma K_1 / (n+2)$$

$$K_{1, \text{主}} = \alpha \cdot n \Sigma K_1 / (n+2)$$

ここに、 $n = K_{1m}/K_{1e}$ 。

c) 最適支点免震装置の試設計

i) 検討目的

これまでの検討は、ダンパーをバイリニア形と仮定し、その一次剛性 K_1 をパラメータにとってパラメータスタディを実施し、ダンパーの減衰特性を最大程度に発揮させるようにダンパーの特性値を決めることとした。このような理論上で得られた最適ダンパーの特性値が実際の設計に適用可能かどうかの確認を行う。また、既存デバイスと新デバイスをそれぞれ用いた場合について試設計を行い、各々の適用性について把握することとする。

ii) 解析条件

a) の ii) と同様である。

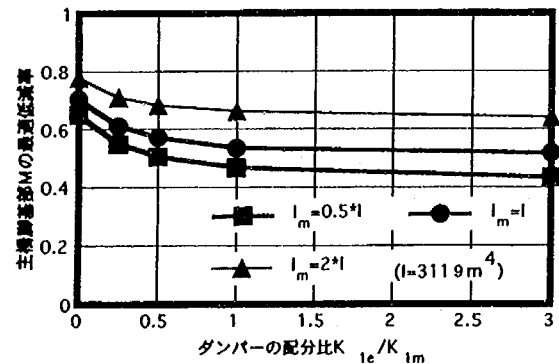


図-3.4.10 ダンパー配分比と主橋脚剛性の関係 ($I_e/I_m=0.5$)

iii) モデル橋梁

図-3.4.2に示したモデル橋梁を用いて、中間支点到免震装置を設置したスパン250mの2径間連続PC斜張橋をモデル橋梁とした。a)で示した方法を用いて求めたダンパーの最適一次剛性 K_1 の値が800tf/cmであり（主橋脚基部曲げモーメントの応答低減率=0.71）、これに対応する等価剛性 K_{Be} 、等価減衰定数 h_{Be} 及びダンパー変位 u_{Be} の値が、以下に示した式(3.4.5)～(3.4.7)の値である。

$$K_{Be} = 22857 \text{ tf/m} \quad (3.4.5)$$

$$h_{Be} = 0.2307 \quad (3.4.6)$$

$$u_{Be} = 6.93 \text{ cm} \quad (3.4.7)$$

iv) 既存デバイスを用いる場合の試設計

既存デバイスとしてよく用いられるのは、下記の四種である¹⁾。

- a 横浜ゴム(株)製高減衰積層ゴム支承
- b 東洋ゴム工業(株)製高減衰積層ゴム支承
- c (株)ブリヂストン製高減衰積層ゴム支承
- d オイレス工業(株)製鉛入り積層ゴム支承(LRB)

前三種の等価減衰定数の最大値が式(3.4.6)の値より小さいのため、ここでは、LRBのみを用いて試設計を行った。

① 支承形状の算定

LRB復元力特性の計算式を以下に示す。

$$h_{Be} = \frac{2Q_d[u_{Be} - Q_d/(5.5K_{2e})]}{\pi u_{Be}(Q_d + u_{Be}K_{2e})} \quad (3.4.8)$$

$$K_{2e} = K_{Be} - Q_d/u_{Be} \quad (3.4.9)$$

$$Q_d = \Sigma A_p \cdot q_0 \quad (3.4.10)$$

$$K_{Be} = \frac{(\Sigma A_R - \Sigma A_p)G\gamma + \Sigma A_p \cdot q}{u_{Be}} \quad (3.4.11)$$

$$\gamma = u_{Be}/\Sigma t_e \quad (3.4.12)$$

$$q_0 = 85.0 (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.4.13)$$

$$q = -283.6\gamma^2 + 183.8\gamma + 85.0 \quad (0 \leq \gamma \leq 0.5) \quad (3.4.14)$$

$$q = 28.3\gamma^2 - 128.1\gamma + 163.0 \quad (0.5 < \gamma \leq 2.0) \quad (3.4.15)$$

$$q = 20.0 \quad (2.0 < \gamma \leq 2.5) \quad (3.4.16)$$

式(3.4.5)～(3.4.7)の値と一致するように、 ΣA_p 、 ΣA_R と Σt_e を設定する。したがって、式(3.4.8)～(3.4.10)、(3.4.13)、(3.4.5)～(3.4.7)より

$$0.2307 = \frac{2 \Sigma A_p \cdot 85 [6.93 - \Sigma A_p \cdot 85 / [5.5(22857 \times 10 - \Sigma A_p \cdot 85 / 6.93)]]}{\pi 6.93 [\Sigma A_p \cdot 85 + 6.93(22857 \times 10 - \Sigma A_p \cdot 85 / 6.93)]}$$

ΣA_p について解くと

$$\Sigma A_p = 7700\text{m}^2 \quad (3.4.17)$$

式 (3.4.5)、(3.4.7) と (3.4.17) を式 (3.4.11) ($G=10\text{kgf/cm}^2$) に代入すると

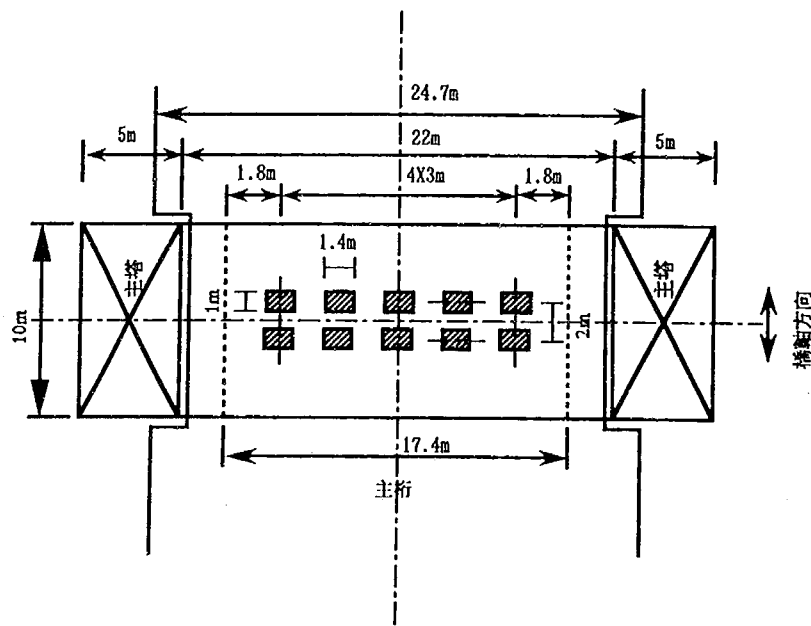
$$22857 \times 10 = [(\Sigma A_R - 7700) \times 10 \times \gamma + 7700 \times q] / 6.93 \quad (3.4.18)$$

式 (3.4.7)、(3.4.12)、(3.4.14) ~ (3.4.16)、(3.4.18) が成立するできるかつ鉛プラグの形状制限条件 (式 (3.4.19)) を満足できる ΣA_R と Σt_e を求めると、 $\Sigma A_R = 140000\text{cm}^2$ 、 $\Sigma t_e = 10\text{cm}$ が得られる。

② デバイスの形状とその配置

上記算定したゴムの総面積、鉛の総面積とゴムの総厚より、デバイスの形状とその配置を設定し、以下に示す。

- デバイスは10基として、一基あたりの平面形状を $100\text{cm} \times 140\text{cm}$ 、鉛を $16 - \phi 78\text{mm}$ とする。
- ゴムは10層として、一層あたりのゴム厚を 1cm とする。
- 支点部のデバイスの配置図



③ 鉛プラグの形状の照査

$$H_p / D_p = \Sigma t_e / \phi = 10 / 7.8 = 1.28$$

したがって、

$$1.25 \leq H_p / D_p \leq 5.0 \quad (3.4.19)$$

④ 水平変位の照査

$$u_0 = 0.0 \leq \gamma_{0a} \cdot \Sigma t_e = 0.7 \times 10 = 7\text{cm}$$

$$u_{Be} = 6.93\text{cm} \leq \gamma_{Ba} \cdot \Sigma t_e = 1.5 \times 10 = 15\text{cm}$$

⑤ 局部せん断ひずみの照査

$$\gamma_c = 0.0$$

$$S = \frac{A_R - A_p}{2(a+b)t_c} = \frac{100 \times 140 - 16 \times \pi \times 7.8^2 / 4}{2(100+140)1.0} = 13.13$$

$$\alpha_c = (1/600)/10 = 1/6000$$

$$\gamma_R = 6S^2 \alpha_c = 6 \times 13.13^2 / 6000 = 0.172$$

$$\gamma_s = u_{De} / \Sigma t_c = 6.93 / 10.0 = 0.693$$

$$\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s = 0 + 0.172 + 0.693 = 0.865 \leq \gamma_u / f_s = 5.0 / 1.8 = 2.8$$

iv) 新デバイスを用いる場合の試設計

新開発したデバイスの中に復元力特性が明確している超塑性ラバーダンパー((株)ブリヂストン製、高硬度材料)を試設計に用いた。

① 支承形状の算定

超塑性ラバーダンパーの復元力特性の計算式を以下に示す。

$$h_{De} = 0.2825 \quad (3.4.20)$$

$$K_{De} = G \Sigma A_R / \Sigma t_c \quad (3.4.21)$$

$$G = 6.92 \gamma^{-0.594} \quad (3.4.22)$$

$$\gamma = u_{De} / \Sigma t_c \quad (3.4.23)$$

超塑性ラバーダンパーは減衰定数が常数であるため、e)と同じように等価剛性 K_{De} 、等価減衰定数 h_{De} とダンパー変位 u_{De} の値が、式 (3.4.5)～(3.4.7) の値と一致するように支承形状を設定することができない。そこで、 ΣA_R と Σt_c をパラメータとして、各断面力の値を最小となるように ΣA_R と Σt_c を設定することにした。

主橋脚基部曲げモーメントのフローティング・形式に対する低減率と ΣA_R 及び γ の関係を図-3.4.11に示す。この図からわかるように、震度法レベル範囲 ($\gamma < 1.5$) では主橋脚基部曲げモーメントを最小となる (応答低減率=0.68) デバイスの各値は、以下に示したものである。

$$\Sigma A_R = 176000 \text{ cm}^2 \approx 180000 \text{ cm}^2, \gamma = 1.4, u_{De} = 7.07 \text{ cm}, \Sigma t_c = 5.0 \text{ cm} \quad (3.4.24)$$

② デバイスの形状とその配置

式 (3.4.24) より、デバイスの形状とその配置を以下に示したように設定する。

- デバイスは8基として、一基あたりの平面形状を150cm×150cmとする。
- ゴムは2層として、一層あたりのゴム厚を2.5cmとする。

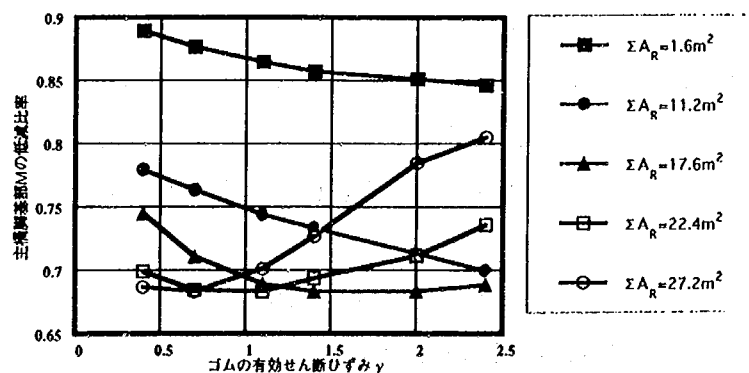
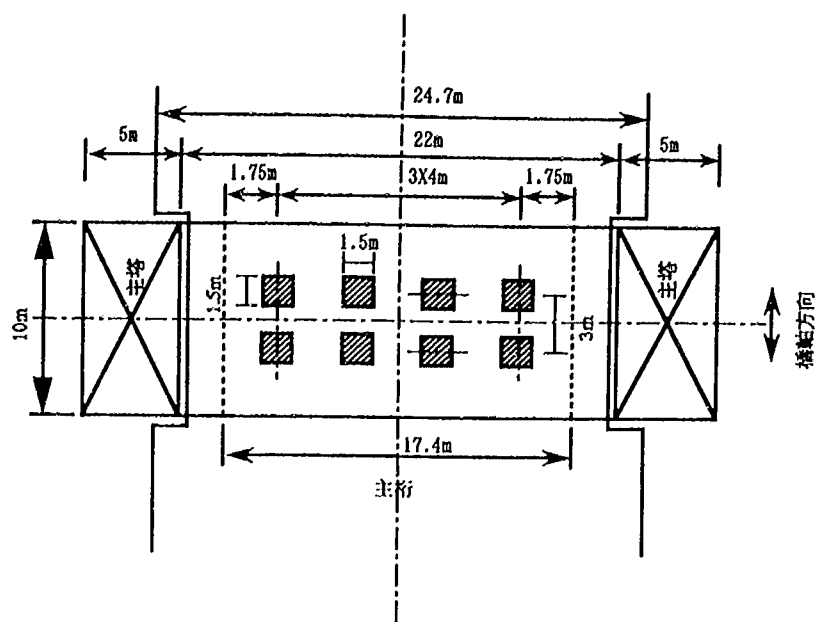


図-3.4.11 応答値の比率と ΣA_R 及び γ の関係

c. 支点部のデバイスの配置図



③ 水平変位の照査

$$u_0 = 0.0 \leq \gamma_{0a} \cdot \Sigma t_e = 0.7 \times 5.0 = 3.5 \text{ cm}$$

$$u_{De} = 7.07 \text{ cm} \leq \gamma_{Da} \cdot \Sigma t_e = 1.5 \times 5.0 = 7.5 \text{ cm}$$

④ 局部せん断ひずみの照査

$$\gamma_c = 0.0$$

$$\beta = b/a = 150/150 = 1.0$$

$$S = \frac{A_R}{2(a+b)t_e} = \frac{150 \times 150}{2(150+150)2.5} = 15.0$$

$$\alpha_e = (1/600)/2 = 1/(6000 \times 2)$$

$$\gamma_R = 2(1+\beta)^2 S^2 \alpha_e / \beta^2 = 2(1+1.0)^2 \times 15.0^2 / (1.0^2 \times 600 \times 2) = 1.5$$

$$\gamma_s = u_{De} / \Sigma t_e = 7.07 / 5.0 = 1.40$$

$$\gamma_c + \gamma_R + \gamma_s = 0 + 1.40 + 1.5 = 2.9 \leq \gamma_u / f_s = 6.0 / 1.8 = 3.3$$

vii) まとめ

本検討結果をまとめると以下の通りとなる。

①、本モデル橋梁に対して、既存デバイスには、LRBを用いれば、a)で示した方法より得られた最適ダンパーの特性値の実際設定が可能である。また、新デバイスの超塑性ラバーダンパーを用いる場合には、減衰定数が大きいのため、応答値をより高い程度で低減させる傾向が見られた。

②、支承形状については、超塑性ラバーダンパーを用いる場合のゴム支圧面積がLRBのとは差がないが、ゴムの厚さが、LRBの1/2である。

2) 支承部ダンパーの橋軸直角方向への適用

a) 橋軸直角方向のモデル橋の設定

モデル橋は、中央スパン 400m の 3 径間連続 P C 斜張橋を簡略化したモデルである。主桁の断面形状は幅員 11m の 2 車線道路を想定したものであり、主塔の形状は H 型、斜材は 2 面吊りである。対称性を利用して、中央スパンの中心から半分をモデル化した。

主桁は各支点において、橋軸直角方向への変位と橋軸回りのねじれを拘束されているが、鉛直軸まわりの回転はフリーとしている。拘束方法は、各橋脚頂部の節点と主桁の節点を十分剛な線形バネでつなぐこととした。このとき、拘束に用いたばね剛性は、主橋脚と端橋脚で同じである。この解析モデルを基本形とし、モデル 1 と呼ぶことにする。モデル 1 の橋軸直角方向の振動モード図を図 3. 4. 12 に示す。

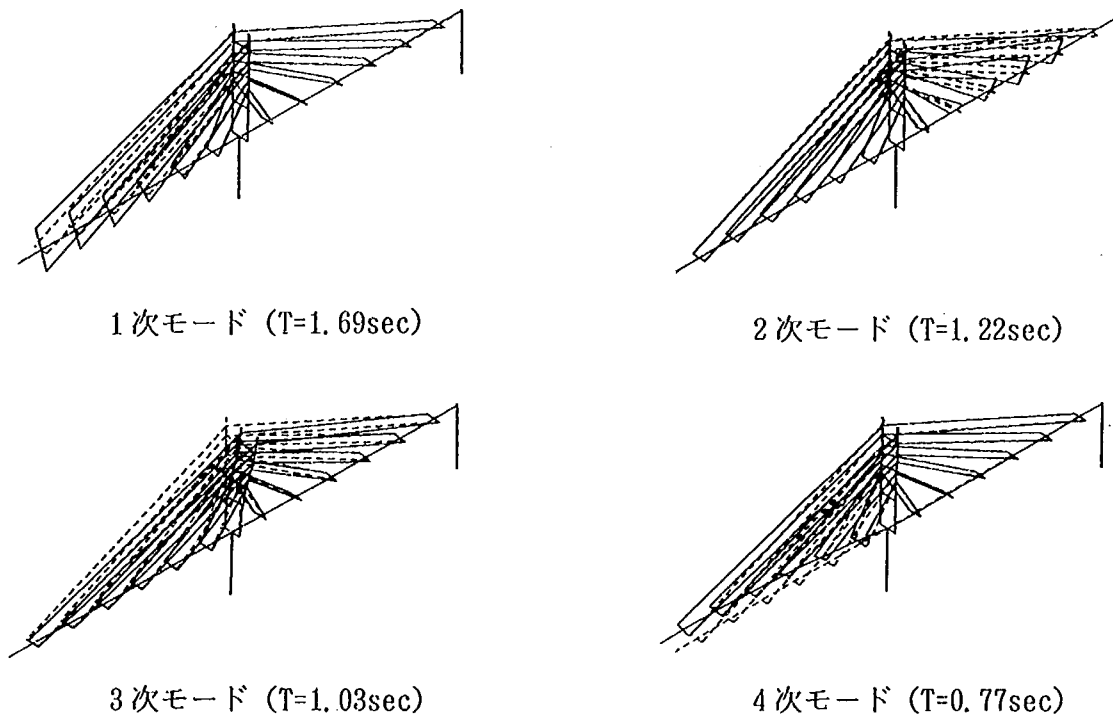


図-3.4.12 P C 斜張橋モデル (モデル 1) の固有振動モード

b) 支承部ダンパーの橋軸直角方向へ適用するための条件

① 耐風性から求められる条件

P C 斜張橋の主桁は、橋軸直角方向に対しては、ウィンドロック脊により固定されている。これは、風により主桁が橋軸直角方向にスウェイするのを防ぐためである。したがって、橋軸直角方向に対して適用するダンパーは、風荷重に対しては固定支承として機能し、それを越える地震力に対して免震化するものでなければならない。そこで、図-3.4.13 に示す主桁断面に対して単位長あたり

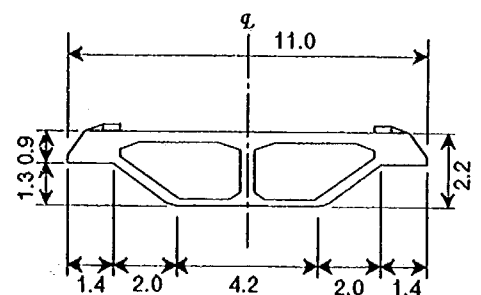


図-3.4.13 主桁断面

の風荷重と地震荷重を比較すると以下ようになる。

主桁単位長あたりに作用する風荷重 F_w :

$$F_w = C_D \left(\frac{1}{2} \rho v^2 D \right) = 1.6 \times \frac{1}{2} \times 0.125 \times 60^2 \times 2.2 = 0.79 \text{ tonf/m}$$

ただし、抗力係数 $C_D = 1.6$

$$(C_D = 2.1 - 0.1(B/D)) ,$$

道路橋耐風設計便覧より)

設計基準風速 $U_d = 60 \text{ m/sec}$

空気密度 $\rho = 0.125 \text{ kgs}^2/\text{m}^4$

主桁高さ $h = 2.2\text{m}$

主桁単位長あたりに作用する地震荷重 F_s :

$$F_s = k_h \cdot w A = 0.2 \times 2.5 \times 7.0 = 3.5 \text{ tonf/m}$$

ただし、水平震度 $k_h = 0.2$

$$\text{主桁重量 } w = 2.5 \text{ ton/m}^3$$

これより、静的な風荷重は水平震度0.05程度の地震力に相当し、震度法レベルの地震荷重に比べてもかなり小さいことがわかる。

② 地震の発生頻度から求められる条件

橋軸直角方向に免震化する場合、桁端部のジョイントの構造が問題となる。桁端部で免震化するためには、橋軸直角方向に移動できるジョイント構造にするか、あるいは地震時にジョイント部を破損させて直角方向に可動とするかという方法が考えられる。橋軸直角方向に移動できるジョイント構造にする場合、かなり高価なものとなり、また、地震時にジョイント構造の破損を許容する場合には復旧に費用が要することを考慮する必要がある。いずれにしても、経済性を考慮するとある程度大規模な地震に対してのみ免震化する方法がよいと考えられる。

c) 時刻歴応答解析結果

橋軸直角方向にダンパーを適用した場合の効果を時刻歴応答解析により検討した。入力に用いた加速度波形は、道路橋示方書のⅠ種地盤の標準加速度波形である。また、構造減衰は、 $h = 1\%$ のレイリー型減衰としている。

解析モデルの主桁の支承部での支持条件は、前述のモデル1の他に、表-3.4.2に示すものとした。

モデル1は前述した従来型のPC斜張橋の主桁の支持条件である。モデル2は、極端なケースとして、主橋脚上の支持条件をフリーとし、端橋脚では固定としたものである。実際、端橋脚では、アプローチ部とのジョイント構造の問題から可動にすることは難しく、固定という条件をそのまま用いたものである。モデル3は、主橋脚、端橋脚ともに粘性型ダンパーを設置したケースである。

表-3.4.2 解析モデルの支点部の条件

解析モデル	主橋脚上での支持条件	端橋脚上での支持条件
モデル1	固定	固定
モデル2	フリー	固定
モデル3	粘性ダンパー	粘性ダンパー

粘性型ダンパーの減衰係数は、主橋脚で200tonf/kine、端橋脚で100tonf/kineとしている。

時刻歴応答解析により求めた主橋脚および端橋脚での橋軸直角方向の曲げモーメント分布を、図-3.4.14に示す。主橋脚の曲げモーメント分布をみると、従来型の2点固定としたモデル1に比べ、粘性型ダンパーを設置した場合の方が小さくなっているが、その割合は橋脚基部において約1割程度である。一方、主橋脚上をフリーとしたモデル2の場合には、モデル1に比べて橋脚の曲げモーメントが約2割低減している。モデル2は、主橋脚頂部で主桁の慣性力が全く伝達されないため、今回の解析モデルでは、モデル2の曲げモーメント分布が、主橋脚の曲げモーメント分布の最低値を表していることになる。したがって、ダンパーを適用することによって、低減できる橋脚の直角方向の曲げモーメントは最大2割程度である。

一方、端橋脚の曲げモーメント分布をみると、主桁を端橋脚でのみ固定としているモデル2がもっとも大きい。これは、主桁の慣性力が端橋脚にすべて作用するためであるが、桁端がアバットに定着されている場合のように、大きな反力がとれるときには、モデル2のような構造にし、主橋脚上に適当なダンパーを設置することで耐震性の向上が期待できる。モデル1とモデル3を比較した場合、基部において曲げモーメントが約2割低減している。

このように、支承部において橋軸直角方向にダンパーを設置することで、橋脚の曲げモーメントを低減できる。

次に、モデル1とモデル2の主橋脚および端橋脚の支承部に作用する最大荷重を表-3.4.3に示す。従来型のモデル1の場合をみると、主橋脚と端橋脚で最大荷重の割合がほぼ3：1になってい

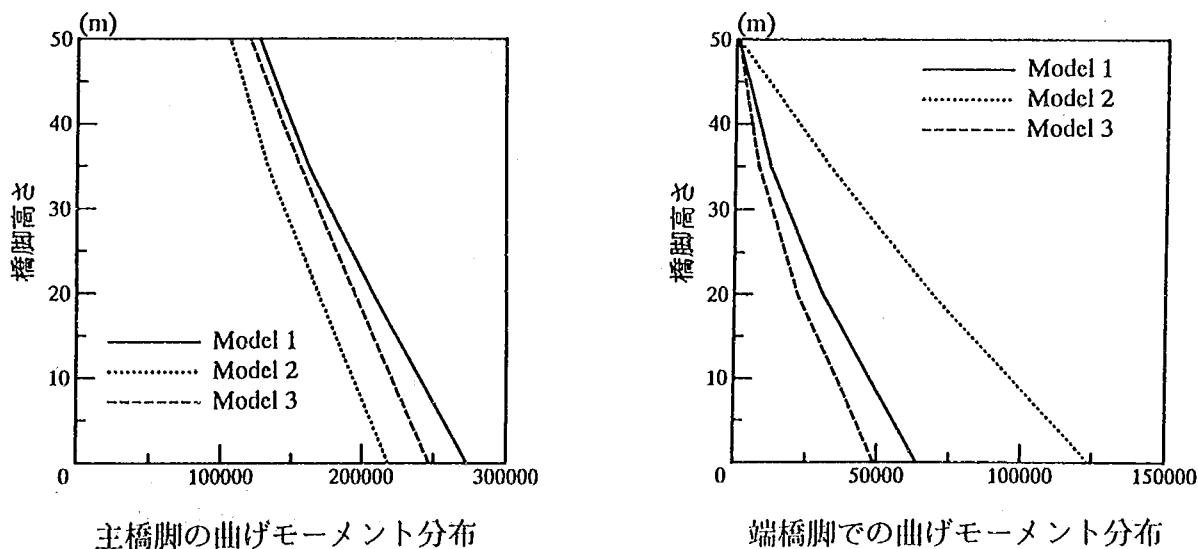


図-3.4.14 主橋脚・端橋脚の直角方向の曲げモーメント分布

ることがわかる。このことは、近似的に、主桁に作用する地震時の慣性力のうち、中央径間側全部と側径間側の半分を主橋脚が負担し、残りの側径間側の半分を端橋脚が負担することによるものと考えられる。したがって、橋軸直角方

表-3.4.3 支承部に作用する最大荷重

解析モデル	主橋脚上	端橋脚上
モデル1	1810 tf・m	682 tf・m
モデル2	0 tf・m	2090 tf・m

向の各ダンパーの剛性を考える場合、各支承が負担する主桁の長さの比で分ける方法が考えられる。

3) 斜材へのデバイスの応用

a) 研究概要

高耐荷型減衰デバイス（3D複合材料）は圧縮繰返し変形を与えると履歴減衰を生じる製品である。「斜材へのデバイスの応用」では、3D複合材料を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める方法の検討を行った。斜張橋の主桁側定着部を写真-3.4.1に示す。

平成5年度報告書では、3D複合材料の減衰を損失係数0.5として、斜張橋のエネルギー減衰量を計算し、減衰定数で1%の減衰性能の改善が得られることを示した。平成6年度は、斜材への利用を想定して3D複合材料の特性試験を行った。特性試験の結果、3D複合材料の履歴減衰エネルギーは応力振幅の2乗に比例して減少し、斜張橋の斜材に許される応力振幅では履歴減衰エネルギーは微小で斜張橋の減衰性能を改善することは困難であることが明らかとなった。すなわち、3D複合材料を平均応力30kgf/cm²、応力振幅20kgf/cm²で使用する場合、斜張橋モデルで減衰定数3%の減衰性能の改善が得られる。しかし、斜材定着部の疲労耐力より斜材に許される応力振幅は20kgf/mm²程度であり、この場合3D複合材料の応力振幅は0.7kgf/cm²程度になってしまう。0.1Hzの繰返し荷重作用時、5cm立方の3D複合材料で消費される履歴減衰エネルギーは応力振幅20kgf/cm²で157kgf・mmであるが、応力振幅1.0kgf/cm²では1kgf・mm以下となり、減衰効果は無くなってしまう。ここでは特性試験の結果を用いた試算結果をまとめておくこととする。

b) 3D複合材料の特性

3D複合材料は3次的に組み合わせたガラス繊維強化プラスチックロッドを可とう性エポキシ樹脂で固めた材料で（写真-3.4.2）、軽重量で高耐荷能力を有し、圧縮繰返し変形で履歴減衰を生じる特徴を有している。なお、強化ロッドの組み方、材質を変えることで特性を調整することが可能である。

3D複合材料の特性値を表-3.4.5に、防振ゴムとの特性値比較を表-3.4.6に、また5cm立方の圧縮荷重と変形の関係を図-3.4.15に示す。

斜材に使用するPC鋼材の許容値は、施工時で破断強度の60%、供用時で破断強度の40%となっ

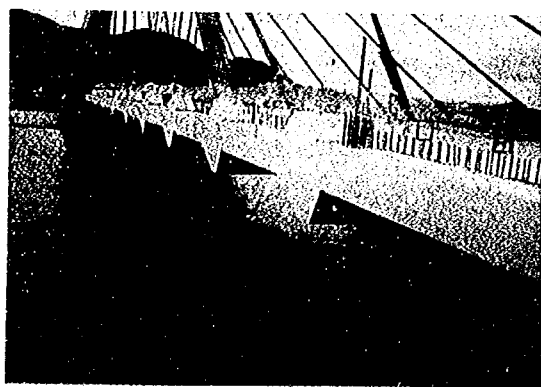


写真-3.4.1 主桁側定着部

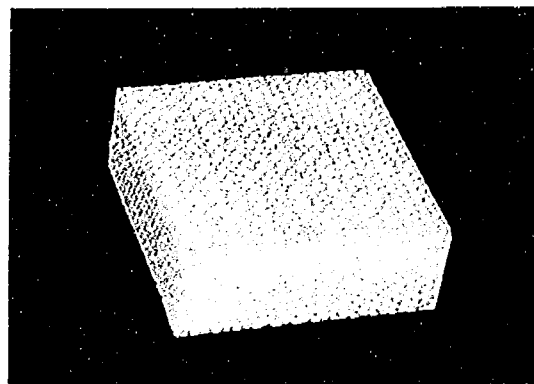


写真-3.4.2 3D複合材料

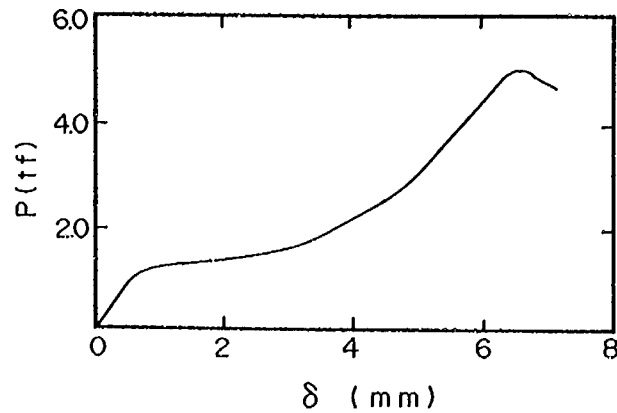
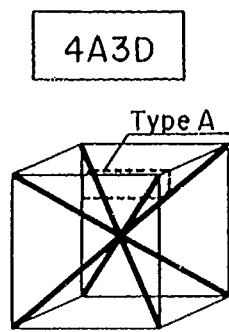


図-3.4.15 5 cm立方 3 D 複合材料の荷重-変形曲線

ている。また、張り出し架設による P C 斜張橋の死荷重作用時の斜材張力実勢値は供用時の許容値の 60~70% 程度である。これを参考に 3 D 複合材料を斜材定着部支圧版背面へ利用する場合の許容値を、施工時で 65kgf/cm²、供用時で 50kgf/cm² と考えた。3 D 複合材料の降伏応力は 55~75kgf/cm² であり、55kgf/cm² 以上の応力を経験すると永久歪みが残る。しかし、施工時の荷重は持続期間が数カ月と短期であり、斜材張力も再度設定するから、施工時には 65kgf/cm² まで応力を作用させても害は無いと考えた。供用時の許容値は、永久歪みが残らないように配慮して 50kgf/cm² とした。また、減衰性能を確保するため、死荷重作用時の応力を 30~35kgf/cm² とする必要があると考えていた。

c) 斜張橋モデル諸元

斜張橋モデルでは実斜材 2 本を仮想の 1 斜材モデルとして扱う。斜材モデルの最大張力を 1700tf、死荷重時の張力を 1000tf とする。主桁側の斜材定着部支圧版背面へ厚さ 20cm、寸法 130cm×130cm の 3 D 複合材料を 2 組使用する。この場合、3 D 複合材料に生じる最大応力は 50kgf/cm² となるが、寸法が大きい故、斜材主桁側のみで使用することとした。

斜張橋モデルの 1 次モードは橋軸振動モードで主桁は橋軸方向に振動すると同時に逆対称たわみ変形する。2 次モードは主桁が逆対称たわみ変形するモードで橋軸方向の変位はない。主桁の重量を 26,000ton とした。1 次振動モードの固有周期は 11.26 秒、応答スペクトル法による橋軸方向応答変位は 0.597m である。1 次振動モードのエネルギーを次の様に計算する。

$$\text{変位速度} \quad V = 0.597 \times 2\pi / 11.26 = 0.333 \text{ m/sec}$$

$$\text{エネルギー} \quad E = 0.5 \times M \times V^2 = 0.5 \times 26,000 \times 0.333^2 \times 10^3 = 1442 \times 10^3 \text{ N-m}$$

d) 斜材モデル

P C 鋼より線 (SWPR 7 B T 1 5, 2) を 90 本束ねたものを 1 斜材モデルとする。1 斜材モデルの断面積は $A_p = 138.7 \times 90 = 1247.4 \text{ mm}^2$ 、ヤング係数は $E_p = 2.0 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ である。斜材モデル本数は 112 本となっている。

応答スペクトル法で求めた 1 次振動モードの応答斜材張力は最大斜材で $\pm 18 \text{ tf}$ 、全モードの最大応答斜材張力は最大斜材で $\pm 81 \text{ tf}$ であった。

e) 3 D 複合材料で消費されるエネルギー

1 斜材モデルに作用する平均張力を 1000tf、張力振幅を 700tf と仮定すると、3 D 複合材料には

平均30kgf/cm²、振幅20kgf/cm²の応力が作用する。周波数0.1Hz、応力振幅20kgf/cm²の載荷試験で測定した、5cm立方の3D複合材料で消費される履歴減衰エネルギーは157 kgf・mmである。この時、1斜材モデルの3D複合材料で消費されるエネルギーは次のようになる。

$$\text{消費エネルギー（1斜材モデル） } B = 157 \times 10^{-3} \times 26 \times 26 \times 4 \times 2 \times 9.8 = 8.3 \times 10^3 \text{ N-m}$$

$$\text{消費エネルギー（56斜材モデル） } B = 8.3 \times 10^3 \times 56 = 464.8 \times 10^3 \text{ N-m}$$

なお、実際の斜材張力振幅は1斜材モデル相当で25tf程度であり、張力振幅700tfは現状ではあり得ない仮定である。

f) 斜張橋の減衰定数

対象斜張橋の斜材総数は112本であるが、その半数の56斜材に係る3D複合材料が減衰に寄与すると考える。1次振動モードの1サイクル当たりのエネルギー損失係数、減衰定数付与分は次のようになる。

$$\text{エネルギー損失係数} = 465/1442 = 0.322 \quad (=0.57^2)$$

$$\text{エネルギー保存率} = 977/1442 = 0.677 \quad (=0.82^2)$$

$$\text{減衰定数付与分} = 1/2 \pi \cdot \ln(1/0.82) = 0.03$$

4) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

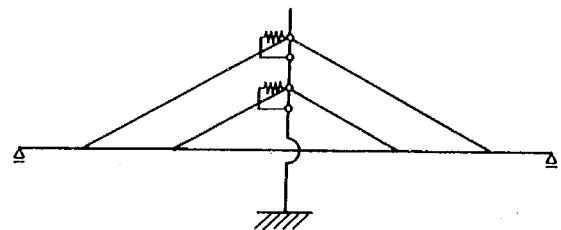
a) 検討概要

主塔サドル部に減衰装置を取り付けた場合の減衰効果を確認するため、2径間の斜張橋モデルを設定し、動的解析を行った。解析はサドル部の支持条件を変化させた3ケース（表-3.4.4）について応答スペクトル解析を行い、各応答値を比較した。その結果、減衰装置を取り付けた場合（解析ケース3）は、付けない場合（解析ケース1）に比べ主塔下端の曲げモーメントは72%に、橋脚下端の曲げモーメントは52%程度に低減でき、その減衰効果が確認できた。

サドル部の構造としては、可動サドル部、固定ブロックおよびダンパー（高減衰ゴム）により構成される装置を考案した。

表-3.4.4 解析ケース

解析ケース	サドル部の支持条件
1	固定
2	バネ支持
3	バネ支持+減衰 (h=20%)



b) モデル橋の設定

モデル橋は図-3.4.16に示す2径間連続PC斜張橋とし、中間支点部の主桁支持条件は、フローティングタイプとした。各部材の剛性については、表-3.4.5に示すとおりである。尚、モデル橋では解析を簡便にするため、2斜材分を1斜材にまとめたモデルとした。

c) 解析結果

解析手法は応答スペクトル解析とし、解析モデルは図-3.4.16に示す全体骨組モデルを用いた。

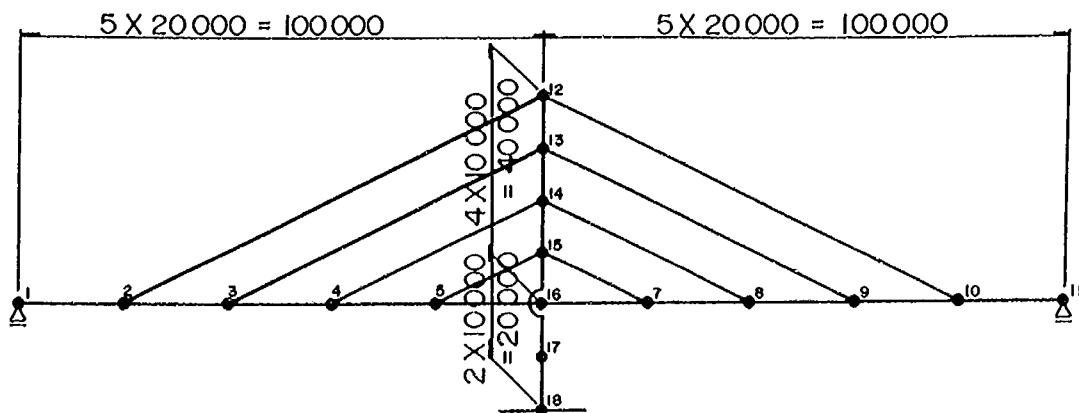


図-3.4.16 モデル橋の骨組図

表-3.4.6 固有値解析結果

部 材	ヤング係数E (tf/m ²)	断 面 積 A (m ²)	断 面 2 次 モーメント I (m ⁴)	減 衰 定 数
主 桁	3.5×10^6	8.4	5.8	3 %
主 塔	3.1×10^6	13.0	13.0	3 %
橋 脚	2.5×10^6	70.0	100.0	5 %
斜 材	2.0×10^7	0.02052	0.0	2 %
サドル部	K = 3000tf/m			20%

入力地震波は道路橋示方書V耐震設計編6.3.1に規定されているⅡ種地盤用の加速度応答スペクトル（震度法レベル）を用いた。解析はサドル部の支持条件を変化させた3ケース（固定、バネ支持、バネ支持+減衰）について行った。

固有値解析の結果を表-3.4.6および図-3.4.17に示す。表より、各ケースとも橋軸方向の主要なモードは1次および2次モードであり、ケース1に比べケース2、3ではサドル部のバネ支持の効果によって固有周期が長周期化している。また、ケース3ではケース1、2に比べサドル部の減衰効果によってモード減衰が4～5%増加している。

次に各応答値の比較を表-3.4.6および図-3.4.17に示す。ケース1に比べケース3では、主桁の応答変位は1.5倍程度に増加するものの、主桁の応答加速度は45%、主塔下端の曲げモーメントは72%、橋脚下端の曲げモーメントは52%、斜材張力は25%に低減されている。

解析の結果、サドル部の減衰定数が $h = 20\%$ 程度確保できればかなりの減衰効果が期待できるとがわかった。

d) サドル部の構造

本装置は、斜張橋の主塔部が地震時にうける橋軸方向の斜材張力変動（エネルギー）を定着ブロックを介して高減衰ゴムダンパーに吸収させることにより主塔および橋脚の地震時断面力を低減させるものである。

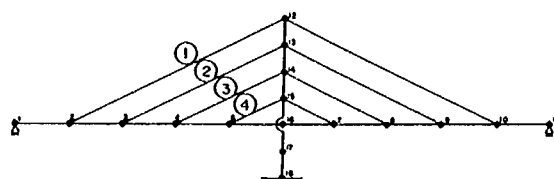
装置の構造は図-3.4.19に示すとおり①可動サドル部、②固定ブロック、③ダンパー（高減衰ゴ

表-3.4.7 応答値の比較

モード次数	ケース1 (固定)				ケース2 (バネ支持)				ケース3 (バネ支持+減衰)			
	固有周期 (SEC)	モード減衰 h(%)	有効質量比		固有周期 (SEC)	モード減衰 h(%)	有効質量比		固有周期 (SEC)	モード減衰 h(%)	有効質量比	
			X方向	Y方向			X方向	Y方向			X方向	Y方向
1	2.361	2.87	0.195	0.000	2.940	2.49	0.447	0.000	2.940	7.11	0.447	0.000
2	1.263	3.48	0.541	0.000	1.796	2.53	0.255	0.000	1.796	7.58	0.255	0.000
3	1.032	2.10	0.000	0.530	1.032	2.10	0.000	0.530	1.032	2.10	0.000	0.530
9	0.195	3.38	0.105	0.000	0.240	3.77	0.145	0.000	0.240	5.19	0.145	0.000
17	0.052	3.56	0.000	0.232	0.052	3.56	0.000	0.232	0.052	3.56	0.000	0.232

表-3.4.7 応答値の比較

項目	ケース1 (固定)	ケース2 (バネ支持)	ケース3 (バネ支持+減衰)
主桁加速度 (gal)	205	127	92
主桁変位 (mm)	110	225	164
主塔下端曲げモーメント (tf・m)	12896	12659	9269
橋脚下端曲げモーメント (tf・m)	40623	28364	20997
斜材張力 (tf) (地震力による変動値)	①	149	38
	②	68	53
	③	178	124
	④	606	206



ム)、④定着ブロックにより構成されている。
各部の構造を以下に示す。

① 可動サドル部

可動サドル部は、斜材を支持し、地震時の主塔における橋軸方向の水平・回転変位に対してサドルの曲率半径Rを維持したまま橋軸方向に移動する。また、下部の固定ブロック

との支圧及び接触面にテフロンプレートを貼り付け、円滑に作動させることによって斜材への振動の波及を低減させるようにした。

② 固定ブロック

可動サドル部を介して伝達される塔頂鉛直反力を垂直に主塔に伝えると共に、ガイドにより可動サドルの滑り方向を一定に保つ。

③ ダンパー部

ダンパー部は、高減衰ゴムと補強鋼板を円環状に積層し加硫接合したものである。定着ブロックと本体は、ねじ込み方式によって結合され、フォロセットスクリューによる廻り止めが設けられている。

④ 定着ブロック

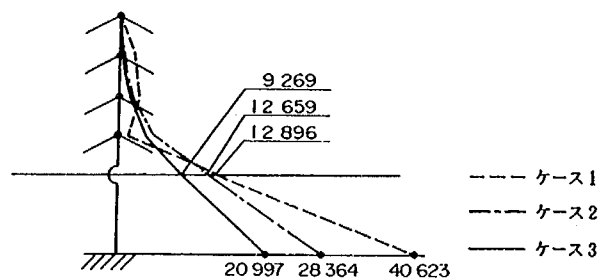


図-3.4.17 主塔・橋脚曲げモーメント図

T:固有周期
 EMRX: X方向有効質量比
 EMRY: Y " "

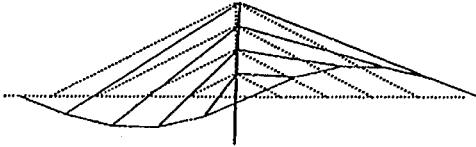
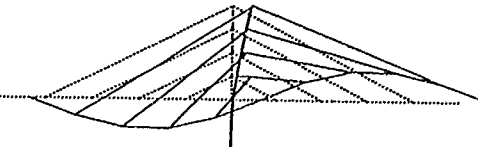
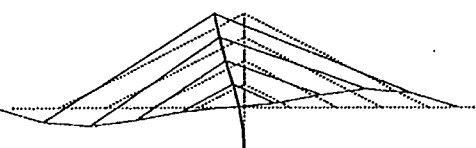
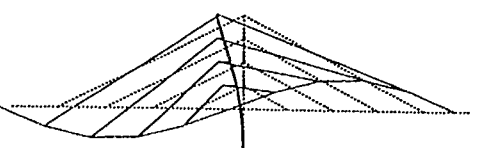
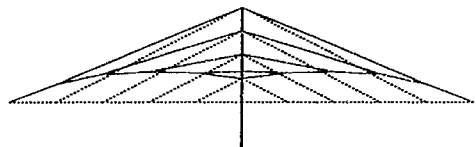
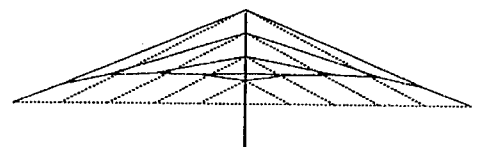
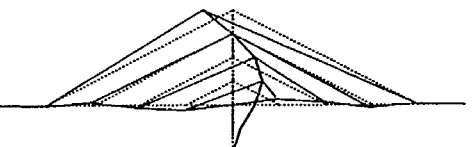
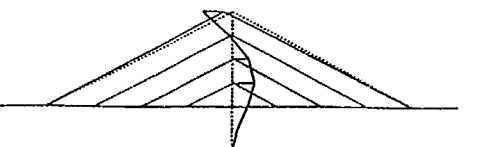
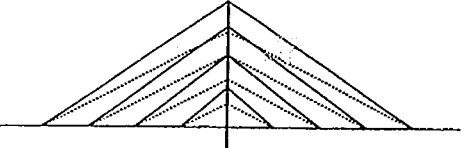
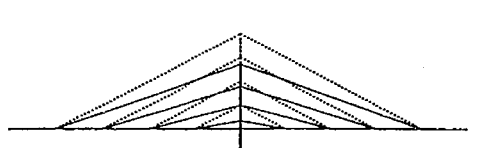
モード次数	ケース 1	ケース 2, 3
1	 T=2.361 sec EMRX=0.195 EMRY=0.000	 T=2.940 sec EMRX=0.447 EMRY=0.000
2	 T=1.263 sec EMRX=0.541 EMRY=0.000	 T=1.796 sec EMRX=0.255 EMRY=0.000
3	 T=1.032 sec EMRX=0.000 EMRY=0.530	 T=1.032 sec EMRX=0.000 EMRY=0.530
9	 T=0.195 sec EMRX=0.105 EMRY=0.000	 T=0.240 sec EMRX=0.145 EMRY=0.000
17	 T=0.052 sec EMRX=0.000 EMRY=0.232	 T=0.052 sec EMRX=0.000 EMRY=0.232

図-3.4.18 モード図

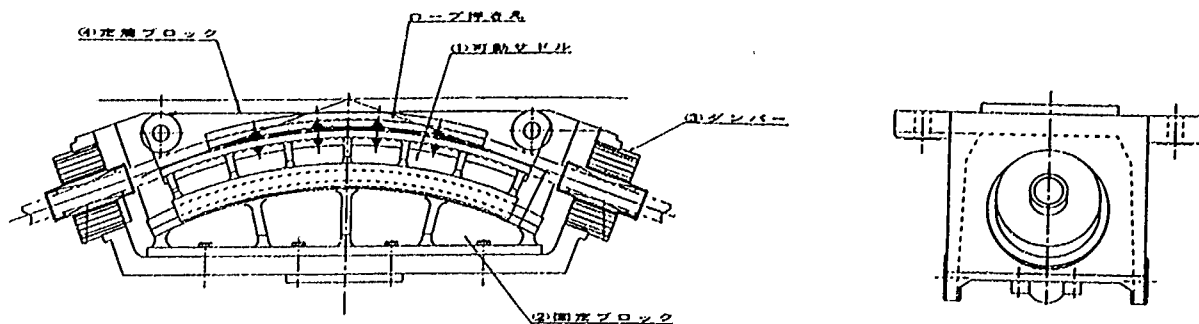


図-3.4.19 サドル部の構造

定着ブロックは、主塔より下部のせん断キーによって伝えられた地震力を斜材軸方向の反力として、ダンパーにそのエネルギーを伝達する。

(4) 平成7年度の研究方針

1) 支点へのデバイスの応用

支点へのデバイスの応用として、既存デバイスを用いた場合の応答特性を検討してきた。これらに加えて、新規開発デバイスを数種選定し、その応答特性を把握した上で、既存デバイスとの比較検討を行い、考案されたデバイスの斜張橋への適応を提案する。

さらに、有効と考えられるデバイスについて L_2 レベルを対象とした非線形時刻歴応答解析を実施し、巨大地震時の挙動を把握する。

2) 支承部ダンパーの橋軸直角方向への適用

ダンパーの橋軸直角方向への適用に関する今後の課題として、以下の点が挙げられる。

- ・ 直角方向の免震化を行う場合、桁端部でのジョイント構造が問題となるため、中小地震に対して、免震化することは得策ではないと考えられる。したがって、ある程度大規模な地震に対して免震化した方がよく、その場合の地震力を決定する必要がある。
- ・ 今回は、3つのモデルに対して、それぞれ1ケースずつの解析にとどまった。今後は、パラメータスタディを行い、直角方向の地震力低減の傾向をより正確に把握し、設計に反映させる必要がある。
- ・ 橋軸直角方向のダンパーは、中小地震に対しては固定支承として機能し、大地震時に対してはダンパーとして作用するような構造を持つものが適していると考えられる。そのような特性を持つダンパーはバイリニア型で表されるものと考えられ、今後はバイリニア型のダンパーの適用も検討する。

3) 斜材へのデバイスの応用

高耐荷型減衰デバイス（3D複合材料）を斜材定着部支圧版背面に挟み、その圧縮変形に伴う履歴減衰で斜張橋の減衰性能を高める方法の検討を行ってきた。しかし、斜材定着部の疲労耐力から斜材の応力振幅が 20kgf/mm^2 程度に制限されている現状では、3D複合材料の特性を十分生かせず、それを使用して斜張橋の減衰性能を改善することは困難と分かった。

これまでの研究で3D複合材料に関する知見を深めることができたので、平成7年度は新たな減

衰構造の開発を行いたいと考えている。

① 3D複合材料を用いた減衰構造の開発試算

② 実斜張橋での性能試験

4) 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

① 円環状の高減衰ゴムダンパーの特性の把握、および試設計を行い、供試体により確認する。

② その他の適用可能なダンパー装置について検討する。

<研究担当> 開発コンサルタント(株)、鹿島建設(株)、住友建設(株)、(株)ピー・エス

参考文献

- 1) Improvements in Earthquake Resistance of PC Cable-Stayed by Hysteresis Dampers :
Yuji NIIHARA, Tetsuo TAKEDA, Toshimichi ICHINOMIYA, Rie SUZUKI, Proceedings of the
3rd U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Jan., 1994.
- 2) (財) 土木研究センター「建設省 道路橋の免震設計法マニュアル(案)」平成4年12月
- 3) (財) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」平成2年2月
- 4) 建設省土木研究所「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書
(その1)」平成6年3月

3.5 吊橋への利用

(1) 研究の背景と目的

長大吊橋は、周期 5 ～ 6 秒以上の長周期構造物であるため、上部構造は、主に風荷重により断面が決定されることが多い。しかし、減衰定数が 1 % 以下と小さい場合には、地震荷重による断面力が風荷重による断面力と同程度以上になることが考えられるため、上部構造の断面は地震荷重で決定されることもある。特に、地震時の長大吊橋の減衰性能は、不確定な要素が多く、制震・免震技術を利用した減衰性能の向上が望まれている¹⁾。

平成 5 年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発²⁾においては、吊橋の耐風・耐震に関する既往資料の収集および整理を行った。既往資料においては、耐風上の制振対策に関するものが極めて多く、耐風対策として多種多様な制振・免振装置が用いられていることが明らかになった。さらに、吊橋は他の橋梁形式とは異なり、吊橋特有の構造部材より構成されているため、各構造部材ごとに耐風上の制振・免振装置が存在し、これらの装置のなかには耐震対策として利用可能なものがあることが明らかになった。

平成 6 年度の高減衰材料を用いた吊橋の免震技術の開発においては、中央径間 2,000m 級の長大吊橋の橋軸方向に対する制震・免震対策として利用可能な装置を選択し、それらの装置の効果的かつ実用的な配置、すなわち、制震・免震対策に効果的かつ実用的な構造系を検討することを目的とする。なお、本研究において、各構造系の制震・免震効果は、地震時の主塔基部の断面力の低減率を比較することにより検討するものとする。

(2) 研究項目と内容

1) モデル橋の設定

明石海峡大橋を参考にし、中央径間 1,960m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋を 2 次元骨組によりモデル化し、このモデルを初期モデルとする。

2) 初期モデルの動的解析

初期モデルの橋軸方向に対して固有値解析および応答解析を実施する。応答解析は応答スペクトル法を用いる。

3) リンクへの装置の適用

制震・免震装置をリンク部に配置した場合の装置の有効性を検討する。そのため、初期モデルのエンドリンクおよびタワーリンクの部材結合条件を剛結とした構造系を作成し、固有値解析および応答解析を実施する。

4) スティケーブルへの装置の適用

制震・免震装置をスティケーブル部に配置した場合の装置の有効性を検討する。そのため、初期モデルのエンドスティケーブルおよびセンタースティケーブルの初期張力を変化させた構造系を作成し、固有値解析および応答解析を実施する。

5) ケーブルシステムへの装置の適用

制震・免震対策としてモデル橋に斜吊ケーブルなどのケーブルシステムを配置した構造系を検討する。そのため、以下のa)～d)に示すケーブルシステムを初期モデルに配置した構造系を作成し、固有値解析および応答解析を実施する。

- a) ハープ型斜吊ケーブル
- b) ファン型斜吊ケーブル
- c) 逆ファン型斜吊ケーブル
- d) 逆斜吊ケーブル

6) 各構造系の制震・免震効果の比較検討

構造系を変化させた各モデルの固有値解析および応答解析の結果を比較することにより、効果的かつ実用的な制震・免震構造系を検討する。吊橋において、制震・免震構造系を評価する際、特に重要であると考えられる部位は主塔基部であり、主塔基部の断面力を低減させる構造系を検討する。

(3) 研究の工程

項 目	平成 5 年度	平成 6 年度	平成 7 年度
既往資料の収集および整理	——		
研究の基本方針策定	——		
モデル橋の設定		——	
初期モデルの動的解析		——	
リンクへの装置の適用		——	
ステイケーブルへの装置の適用		——	
ケーブルシステムへの装置の適用		——	
各構造系の制震・免震効果の比較		——	
中央径間3,000～4,000m級の吊橋 構造系の検討			——
まとめ			——
今後の課題の整理			——

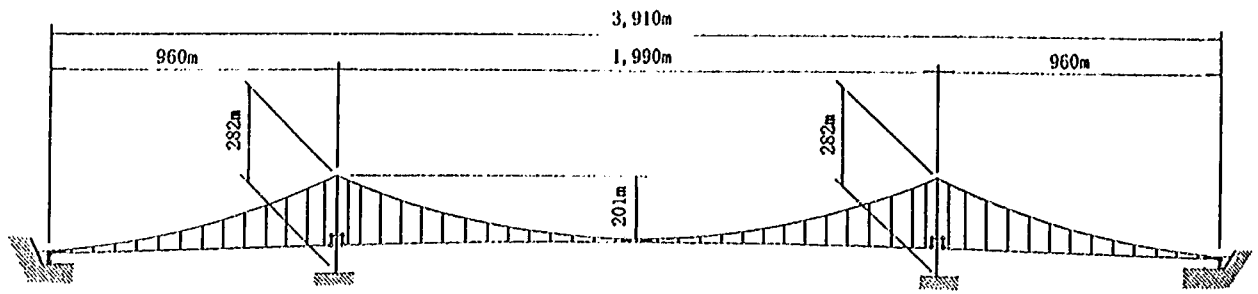
(4) 平成 6 年度の研究成果

1) モデル橋の設定

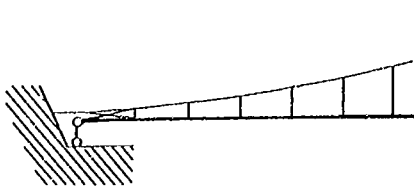
a) 初期モデル

制震・免震装置の有効的な配置を比較検討するために、基本となる初期モデルと構造系を変化させた6種11モデルを作成する。初期モデルは、図-3.5.1に示すように、中央径間 1,960mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋を2次元骨組によりモデル化するものとする。

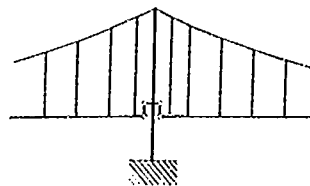
初期モデルのモデル化に際して、諸条件を表-3.5.1のように設定する。また、ハンガーに関しては、基本的に1面につき5本を1本にモデル化し、構造剛性および張力剛性を等価にした軸力部材



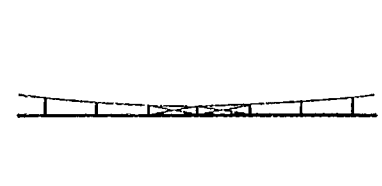
(1) 全体図



(2) エンドリンク部



(3) タワーリンク部



(4) センターステイ部

図-3.5.1 初期モデル

表-3.5.1 初期モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	なし
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値T	付加ケーブル張力	—

とする。基礎に関しては、より簡便に解析を実施するために基礎バネを考慮しないものとし、基礎の部材結合条件を剛結とする。また、部材諸定数は表-3.5.2に示すとおりである。

b) 動的解析手法

動的解析は、固有値解析と応答解析により実施する。

・ 固有値解析

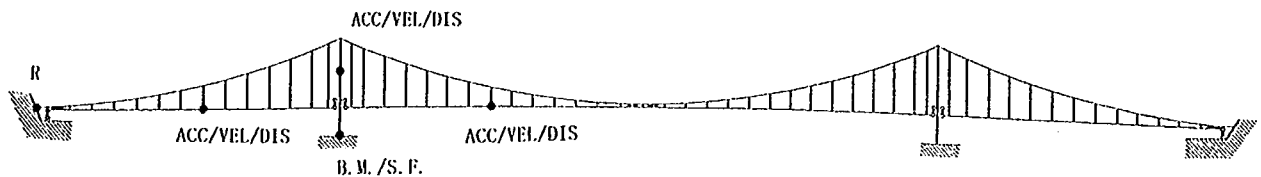
固有値解析においては、サブスペース法を用いて、橋軸方向の固有振動数、固有周期、振動形、刺激係数、減衰定数を推定する。なお、吊橋におけるモード減衰は、不確定な要素が非常に多く正確に推定できない可能性が大きいとため、本研究における各構造部材の減衰定数は一律2%とし、固有値解析結果においては固有振動数および振動形のみに着目し検討することとする。

・ 応答解析

応答解析においては、応答スペクトル法を用いて橋軸方向に対する解析を実施する。着目する応答値は図-3.5.2に示すとおり主塔中点、側径間の $L/2$ 点、中央径間の $L/4$ 点における最大応答加速度、最大応答速度、最大応答変位、ならびに主塔基部の最大応答曲げモーメント、最大応答せん断力、主ケーブル端部の最大水平反力である。本モデル橋は対称構造物であるため、これらの重ね合わせの最大応答値の検討は構造物半分に関して行うものとする。応答スペクトル法における加速度応答スペクトルは道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾に規定されて

表-3.5.2 部材諸定数

部 材	弾性係数 $B(\text{tf/m}^2)$	せん断 弾性係数 $G(\text{tf/m}^2)$	断面積 $A(\text{m}^2)$	断面2次 モーメント $I_y(\text{m}^4)$	初期軸力 $N(\text{tf})$	単位体積 重量 $W(\text{tf/m}^3)$	減衰定数 $h(\%)$
補剛トラス	2.10E+7	0.81E+7	0.41 ~0.50	20.2 ~24.0	—	7.85	2.0
主 塔	2.10E+7	0.81E+7	5.00 ~8.50	50.7 ~172.3	-0.9E+5 ~-1.E+5	7.85	2.0
主ケーブル	2.03E+7	0.78E+7	1.58	—	1.1E+5	7.85	2.0
ハンガー	1.40E+7	0.54E+7	0.02	—	2.1E+3	7.85	2.0
ステイケーブル	1.40E+7	0.54E+7	0.02 ~0.03	—	4.5E+3 ~5.6E+3	7.85	2.0



B. M. : 最大応答曲げモーメント ACC : 最大応答加速度
 S. F. : 最大応答せん断力 VEL : 最大応答速度
 R : 最大応答主ケーブル反力 DIS : 最大応答変位

図-3.5.2 応答解析対象部位

の重ね合わせ手法はCQC法とし、各モードの橋軸方向の有効質量を低次から積算し橋軸方向の全質量の80%になるまでモードの重ね合わせを行うものとする。

構造系を変化させた各モデルの固有値解析の結果を考慮し、各モデルの応答解析の結果を比較することにより制震・免震対策に有効的な構造系の検討を行う。特に、制震・免震の効果は主塔基部の断面力の低減率により評価するものとする。

2) 初期モデルにおける動的解析結果

・ 固有値解析結果

初期モデルにおける固有値解析の結果は、表-3.5.3、図-3.5.3に示すとおりである。

・ 応答解析結果

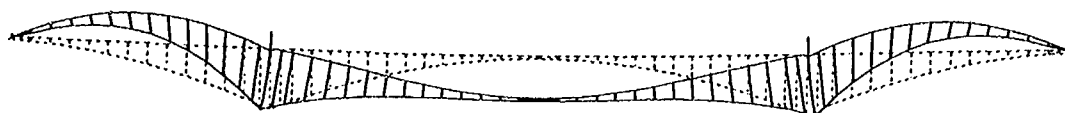
MODEL000 (初期モデル) における応答解析の結果は、表-3.5.4、図-3.5.4に示すとおりである。

3) リンクへの装置の適用

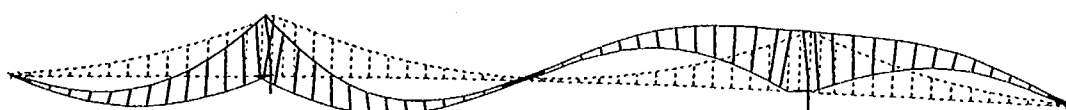
リンク部材の部材結合条件をピン結合とした場合と剛結とした場合とを比較することにより、この部材結合条件がモードおよび応答値に及ぼす影響、さらに、リンク部材に装置を配置した場合の制震・免震効果の可能性が比較的簡便に推定できると考えられるため、リンク部材の部材結合条件

表-3.5.3 固有値解析結果（初期モデル）

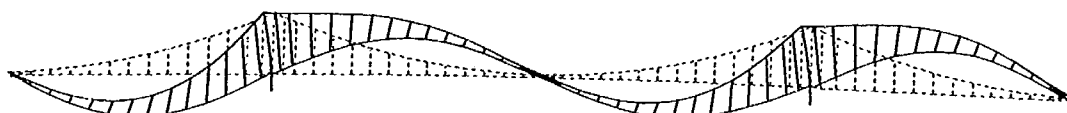
モード	固有振動数 $f(\text{Hz})$	固有周期 $T(\text{sec})$	刺激係数 β	減衰定数 $h(\%)$
1	0.1048	9.5454	2.25	2.0
2	0.1205	8.2959	1279.00	2.0
3	0.1365	7.3239	543.28	2.0
4	0.1676	5.9685	0.00	2.0



(1) 1次モード



(2) 2次モード



(3) 3次モード



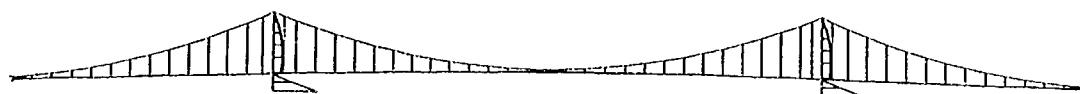
(4) 4次モード

図-3.5.3 固有値解析結果（初期モデル）

表-3.5.4 応答解析結果（初期モデル）

	加速度 (m/sec ²)	速度 (m/sec)	変位 (m)	曲げ モーメント (tf・m)	せん断力 (tf)	主ケーブル 反力 (tf)
主塔中点	4.679	1.938	1.153	—	—	—
主塔基部	—	—	—	1,423,250	25,599	—
側径間 L/2	2.762	1.199	0.924	—	—	—
中央径間 L/4	2.627	0.905	0.897	—	—	—
主ケーブル端部	—	—	—	—	—	4,985

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE 0. 200000000.
(KG·M)



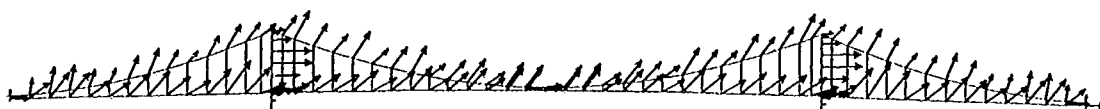
(1) 最大応答曲げモーメント

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE 0. 50000000.
(KG)



(2) 最大応答せん断力

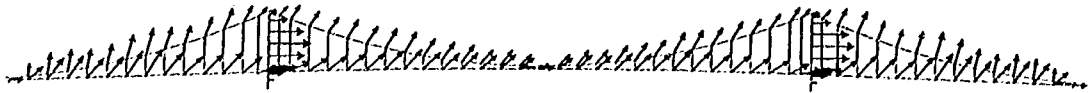
STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE
(M/SEC²) 10.



(3) 最大応答加速度

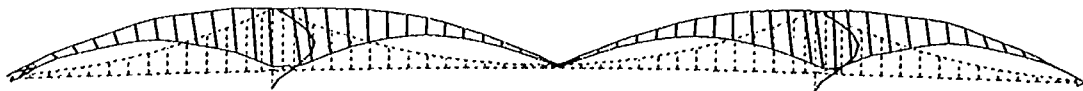
図-3.5.4(1) 応答解析結果（初期モデル）

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(H)
UNIT SCALE
(H/SEC) 2.0



(4) 最大応答速度

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(H)
UNIT SCALE
(H) 2.0



(5) 最大応答変位

図-3.5.4(2) 応答解析結果(初期モデル)

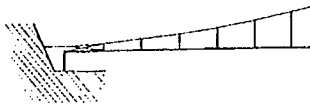
を剛結としたモデル(リンク剛結モデル)を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。リンク剛結モデルのモデル図と諸条件を図-3.5.5と表-3.5.5に示す。

4) ステイクケーブルへの装置の適用

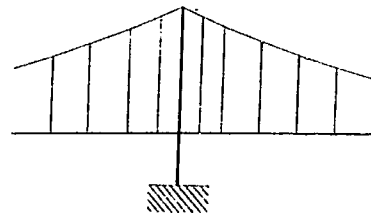
エンドステイクケーブルおよびセンターステイクケーブルへ装置を適用した場合、ステイクケーブルの拘束を増した構造系がモードおよび応答値に及ぼす影響を検討するため、ステイクケーブルの初期張



(1) 全体図



(2) エンドリンク部



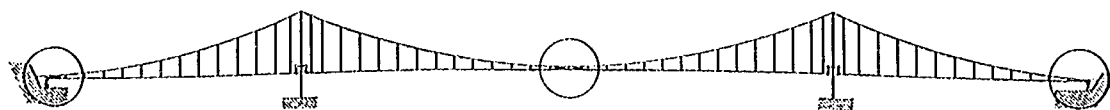
(3) タワーリンク部

図-3.5.5 リンク剛結モデル

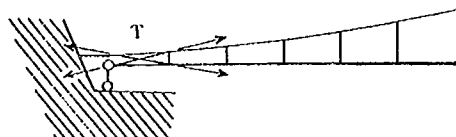
表-3.5.5 リンク剛結モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	剛 結	付 加 ケ ー ブ ル	な し
部材数	213	ステイクケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	—

力を10倍にしたモデル（ステイ張力10倍モデル）と100倍にしたモデル（ステイ張力100倍モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。モデル図と諸条件を図-3.5.6と表-3.5.6、表-3.5.7に示す。



(1) 全体図



(2) エンドステイ部



(3) センターステイ部

図-3.5.6 ステイ張力10倍, 100倍モデル

表-3.5.6 ステイ張力10倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	なし
部材数	213	スリケーブル初期張力	$T \times 10$	付加ケーブル張力	—

表-3.5.7 ステイ張力100倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	なし
部材数	213	スリケーブル初期張力	$T \times 100$	付加ケーブル張力	—

5) ケーブルシステムへの装置の適用

吊橋に斜吊ケーブルなどのケーブルシステムを複合した複合形式橋梁の制震・免震効果を検討するため、以下のa)～d)のケーブルシステムを基本となる初期モデルに付加し、固有値解析および応答解析を実施する。さらに、それぞれのモデルにおいて、ケーブルの初期張力を変化させた2種類のモデルの解析を実施する。なお、斜吊ケーブルは、ハンガーと同様に1面あたり5本を1本にモデル化しているため、モデル化した斜吊ケーブル1本あたりには実際の10本分の初期張力を与えることになる。したがって、斜吊ケーブルの初期張力420tfは、実際のケーブル1本あたり42tfに相当し、初期張力4,200tfは、実際のケーブル1本あたり420tfに相当することになる。

- a) ハープ型斜吊ケーブル : 原型モデル ($T = 420\text{tf}$) : 斜吊ケーブル張力10倍モデル ($T = 4,200\text{tf}$)
- b) ファン型斜吊ケーブル : 原型モデル ($T = 420\text{tf}$) : 斜吊ケーブル張力10倍モデル ($T = 4,200\text{tf}$)
- c) 逆ファン型斜吊ケーブル : 原型モデル ($T = 420\text{tf}$) : 斜吊ケーブル張力10倍モデル ($T = 4,200\text{tf}$)
- d) 逆斜吊ケーブル : 原型モデル ($T = 420\text{tf}$) : 斜吊ケーブル張力10倍モデル ($T = 4,200\text{tf}$)

a) ハープ型斜吊ケーブル

吊橋とハープ型斜吊ケーブルの斜張橋を複合した形式の構造系を検討するため、初期張力を変化させた2種類のモデル（原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。モデル図と諸条件を図-3.5.7と表-3.5.8、表-3.5.9に示す。

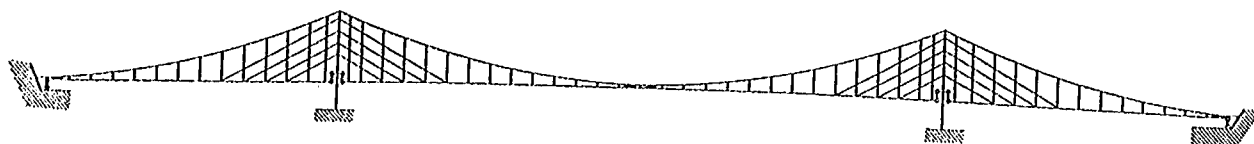


図-3.5.7 原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル

表-3.5.8 原型モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	ハープ型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	420(tf)

表-3.5.9 斜吊ケーブル張力10倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	ハープ型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	4,200(tf)

b) ファン型斜吊ケーブル

吊橋とファン型斜吊ケーブルの斜張橋を複合した形式の構造系を検討するため、初期張力を変化させた2種類のモデル（原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。モデル図と諸条件を図-3.5.8と表-3.5.10、表-3.5.11に示す。

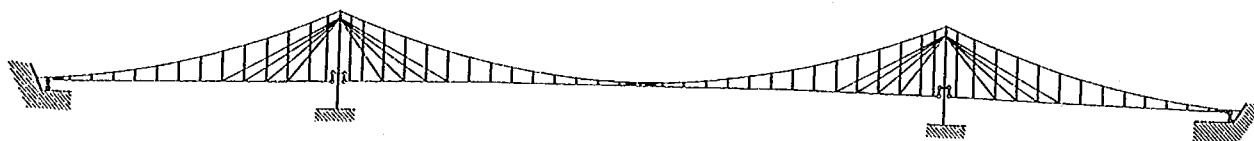


図-3.5.8 原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル

表-3.5.10 原型モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	ファン型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	420(tf)

表-3.5.11 斜吊ケーブル張力10倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	ファン型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	4,200(tf)

c) 逆ファン型斜吊ケーブル

吊橋と逆ファン型斜吊ケーブルの斜張橋を複合した形式の構造系を検討するため、初期張力を変化させた2種類のモデル（原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。モデル図と諸条件を図-3.5.9と表-3.5.12、表-3.5.13に示す。



図-3.5.9 原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル

表-3.5.12 原型モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	逆ファン型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	420(tf)

表-3.5.13 斜吊ケーブル張力10倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	逆ファン型斜吊ケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	4,200(tf)

d) 逆斜吊ケーブル

吊橋と逆斜吊ケーブルの斜張橋を複合した形式の構造系を検討するため、初期張力を変化させた2種類のモデル（原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施する。モデル図と諸条件を図-3.5.10と表-3.5.14、表-3.5.15に示す。

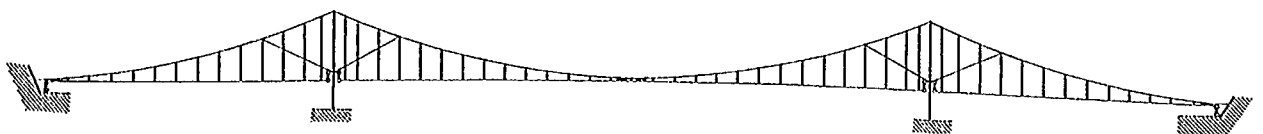


図-3.5.10 原型モデル，斜吊ケーブル張力10倍モデル

表-3.5.14 原型モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	逆斜吊りケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	420(tf)

表-3.5.15 斜吊ケーブル張力10倍モデルのモデル化諸条件

節点数	150	リンク結合条件	ヒンジ	付加ケーブル	逆斜吊りケーブル
部材数	213	ケーブル初期張力	初期値	付加ケーブル張力	4,200(tf)

6) 各構造系の制震・免震効果の比較

・ 固有値解析結果

構造系を変化させた各モデルの固有値解析の結果は、表-3.5.16に示すとおりである。

表-3.5.16 固有値解析結果

モデル	固有振動数(Hz)				刺激係数			
	1次	2次	3次	4次	1次	2次	3次	4次
吊橋初期モデル	0.1048	0.1205	0.1365	0.1676	2.25	1279.00	543.28	0.00
吊橋リンク剛結	0.1146	0.1466	0.1676	0.1751	0.57	86.87	0.00	2428.00
吊橋ステイ張力10倍	0.1075	0.1248	0.1416	0.1787	2.45	1280.00	539.60	0.00
同ステイ張力100倍	0.1133	0.1327	0.1513	0.1836	3.13	1244.00	569.00	0.00
ハープ型斜吊ケーブル原型	0.1070	0.1232	0.1413	0.1676	2.72	1311.00	833.50	0.00
同斜吊ケーブル張力10倍	0.1132	0.1336	0.1533	0.1676	4.34	1482.00	1224.00	0.00
ファン型斜吊ケーブル原型	0.1072	0.1245	0.1419	0.1676	2.57	1294.00	631.00	0.00
同斜吊ケーブル張力10倍	0.1141	0.1352	0.1563	0.1676	3.82	1339.00	878.40	0.00
逆ファン型斜吊ケーブル原型	0.1086	0.1401	0.1460	0.1678	1.77	1399.00	506.00	0.00
同斜吊ケーブル張力10倍	0.1176	0.1588	0.1697	0.1821	2.64	444.20	0.00	0.00
逆斜吊ケーブル原型	0.1061	0.1280	0.1393	0.1676	1.90	1365.50	390.80	0.00
同斜吊ケーブル張力10倍	0.1115	0.1472	0.1560	0.1681	1.91	994.40	1166.00	0.00

・ 応答解析結果

構造系を変化させた各モデルの応答解析の結果は、表-3.5.17に示すとおりである。

表-3.5.17(1) 応答解析結果

モデル	最大応答加速度(m/sec ²)			最大応答変位(m)		
	主塔	側径間	中央径間	主塔	側径間	中央径間
	中点	L/2点	L/4点	中点	L/2点	L/4点
吊橋初期モデル	4.679	2.762	2.627	1.153	0.924	0.897
吊橋リンク剛結	5.119	3.359	2.424	0.988	1.659	1.157
吊橋ステイ張力10倍	4.749	2.792	2.592	1.153	0.907	0.883
同ステイ張力100倍	5.034	2.087	2.122	1.153	0.830	0.862
ハープ型斜吊ケーブル原型	4.697	2.143	2.614	1.036	0.963	0.990
同斜吊ケーブル張力10倍	3.499	2.701	2.681	0.791	1.110	1.100
ファン型斜吊ケーブル原型	4.615	2.489	2.784	1.142	0.904	0.912
同斜吊ケーブル張力10倍	4.673	1.961	3.028	1.116	0.872	0.947
逆ファン型斜吊ケーブル原型	4.640	2.958	2.592	1.138	1.109	0.561
同斜吊ケーブル張力10倍	4.462	2.576	2.805	1.068	0.716	0.967
逆斜吊ケーブル原型	4.678	2.821	2.630	1.152	0.971	0.806
同斜吊ケーブル張力10倍	4.609	2.829	2.610	1.120	0.923	0.826

表-3.5.17(2) 応答解析結果

モデル	最大応答曲げモーメント 主塔基部 (tf・m)	最大応答せん断力 主塔基部 (tf)	最大応答水平反力 主ケーブル端 (tf)
吊橋初期モデル	1, 423, 250	25, 599	4, 985
吊橋リンク剛結	1, 304, 540	23, 368	5, 780
吊橋スチール張力10倍	1, 423, 510	31, 517	4, 985
同スチール張力100倍	1, 423, 770	33, 477	5, 295
ハープ型斜吊ケーブル原型	1, 342, 500	22, 391	4, 942
同斜吊ケーブル張力10倍	1, 109, 070	19, 516	5, 043
ファン型斜吊ケーブル原型	1, 416, 840	23, 777	5, 051
同斜吊ケーブル張力10倍	1, 305, 870	23, 537	5, 151
逆ファン型斜吊ケーブル原型	1, 104, 430	26, 765	5, 188
同斜吊ケーブル張力10倍	1, 297, 420	23, 686	5, 644
逆斜吊ケーブル原型	1, 419, 930	23, 798	5, 082
同斜吊ケーブル張力10倍	1, 374, 420	23, 058	5, 161

固有値解析および応答解析の結果より、1次固有振動数、主塔中点の最大応答加速度および最大応答変位、主塔基部の最大応答曲げモーメントおよび最大応答せん断力、主ケーブル反力に着目し、初期モデルの結果を100として構造系を変化させた各モデルの結果を百分率で表すと表-3.5.18のようになる。

固有値解析の結果より、各モデルの1次固有振動数は、構造系を変化させて拘束を多くしたことにより1～12%増加した。しかし、リンク部材の部材結合条件を剛結にしたモデル（吊橋リンク剛結モデル）においても1次固有振動数は9%しか増加しなかった。したがって、中央径間2,000m級の長大吊橋においては、自重も大きく、それ自体で構造系が完成しているため、多少の拘束を局所的に加えた程度ではモードに影響を及ぼすような効果は期待できないと考えられる。

表-3.5.18 固有値および最大応答値の比較

モデル	固有 振動数	加速度 主塔中点	変位 主塔中点	曲げモーメント 主塔基部	せん断力 主塔基部	反力 主ケーブル端
吊橋初期モデル	100	100	100	100	100	100
吊橋リンク剛結	109	109	85	92	91	116
吊橋スチール張力10倍	103	101	100	100	123	100
同スチール張力100倍	108	108	100	100	131	106
ハープ型斜吊ケーブル原型	102	100	90	94	87	99
同斜吊ケーブル張力10倍	108	75	69	78	76	101
ファン型斜吊ケーブル原型	102	99	99	100	93	101
同斜吊ケーブル張力10倍	109	100	97	92	92	103
逆ファン型斜吊ケーブル原型	104	99	99	92	105	104
同斜吊ケーブル張力10倍	112	95	93	91	93	113
逆斜吊ケーブル原型	101	100	100	100	93	102
同斜吊ケーブル張力10倍	106	99	97	97	90	104

応答解析の結果より、主塔中点の最大応答加速度および最大応答変位は、それぞれ75～108 %、69～100 %変化した。また、主塔基部の最大応答曲げモーメントおよびせん断力、主ケーブルの最大応答反力は、それぞれ91～100 %、76～131 %、99～116 %変化した。リンクの部材結合条件、あるいはステイケーブルの初期張力などにより拘束を増した構造系においては、主塔中点の最大応答加速度および主塔基部の最大応答せん断力は増加することが考えられる。しかし、斜吊ケーブルなどのケーブルシステムを複合した構造系においては、これらの最大応答値は減少する。また、主ケーブル水平反力は、ほとんど全てのモデルにおいて増加することが明らかになった。

以上の固有値解析および応答解析の結果より、比較的、制震・免震効果が期待できる実用的な構造系は、吊橋と斜吊ケーブルとの複合構造であり、特に、その斜吊ケーブルの配置をハープ型にした構造系が望ましいことが明らかになった。また、この構造系は、主塔に集中する断面力を桁に分散させる効果がある構造系であることが確認された。

吊橋にハープ型斜吊ケーブルを配置した構造系（ハープ型斜吊ケーブルモデル、同斜吊ケーブル張力10倍モデル）における斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の最大応答曲げモーメントおよびせん断力の関係を図-3.5.11に示す。図-3.5.11より、主塔基部の最大応答断面力の低減率は、ケーブルの初期張力の増加と共に増加し、本モデル橋は吊橋と斜張橋との複合形式橋梁に近づくと考えられる。曲げモーメントとせん断力の低減率を比較すると、せん断力の低減率は、曲げモーメントの低減率より小さい初期張力から効果を発揮している。本モデル橋は、10本のケーブルを1本にモデル化しているため、これらの斜吊ケーブルに本2次元モデルにおいて2,000tf、また、実構造において200tf程度の初期張力を与えることにより20%程度の断面力の低減が可能であることが明らかになった。さらに、このハープ型斜吊ケーブル1本あたりに同程度の耐荷力を有する低降伏点材料や高減衰材料を用いた制震・免震装置を配置することにより、主塔基部の断面力はさらに効果的に

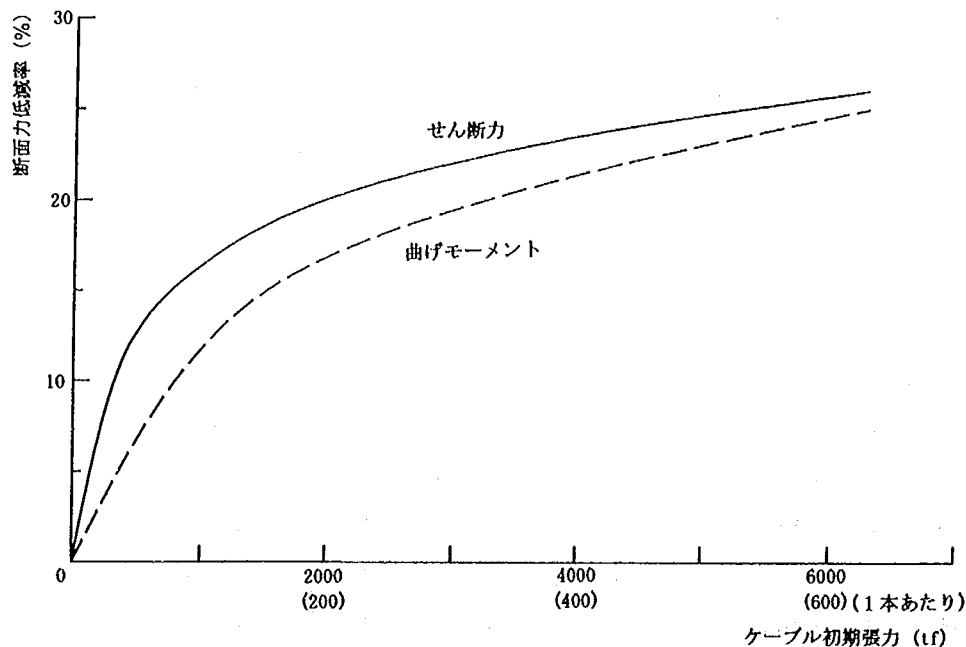


図-3.5.11 ケーブル初期張力と主塔基部断面力の低減率

低減される可能性があると考えられる。

(5) 今後の課題

中央支間3,000～4,000m級の長大吊橋に関しては、主塔基部にさらに大きな断面力が作用するため主塔断面は2,000m級の長大吊橋の主塔断面よりかなり大きくなると考えられる。しかし、橋梁形式を吊橋とハープ型斜吊ケーブルの斜張橋との複合形式橋梁にすることにより、主塔基部の断面力は減少し、主塔断面をより小さくできる可能性があると考えられる。したがって、平成7年度の高減衰材料を用いた長大吊橋の免震技術の開発においては、図-3.5.12に示すように中央径間3,000～4,000 m級の長大吊橋にモデルを設定し、動的解析により、制震・免震対策における有効的かつ実用的な構造系の検討を行うものとする。

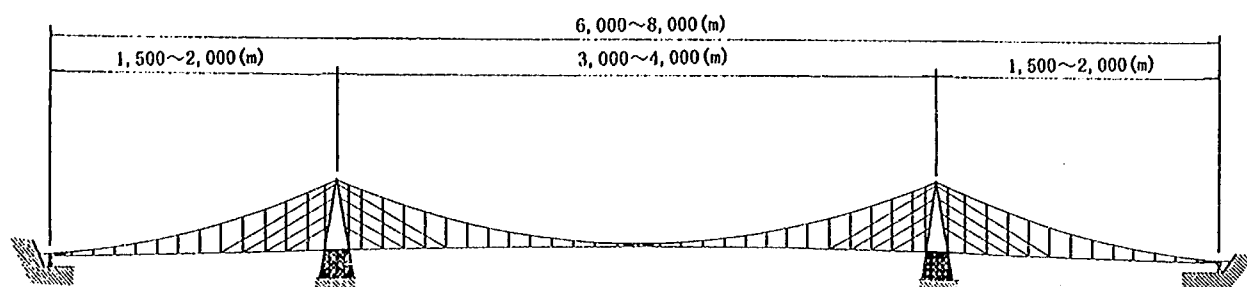


図-3.5.12 中央径間3,000～4,000mの複合形式吊橋

<研究担当> (株)建設技術研究所、オイレス工業(株)、新日本製鐵(株)、
石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)

参考文献

- 1) 川島一彦, 大塚久哲, 運上茂樹, 向 秀毅: 振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答, 土木技術資料, 37-3, 1995
- 2) 建設省土木研究所他: 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術に関する共同研究報告書(その1), 1994.3
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990.2

IV. 平成6年度の研究成果の要約

1. 新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発

平成6年度は、昨年度に引き続き以下の9項目に関する研究を行った。

- ① 超低降伏点金属材料の利用
- ② 超塑性ラバーダンパーの開発
- ③ 超高減衰ゴム支承の開発
- ④ E R 流体ダンパーの開発
- ⑤ 3 D 複合材料の開発
- ⑥ 減衰舗装の開発
- ⑦ 桁端マスダンパーの開発
- ⑧ 桁端ダンパーの利用
- ⑨ T L D の利用

本研究では昨年度より引き続き上記に示した新素材、新構造の免震設計への導入と利用可能性を判断するための基礎的要素実験による基本特性の検討や実橋への適用をふまえたシミュレーションを行った。超低降伏点金属材料の利用として鉛および鉄系材料（3種）、超塑性ラバーダンパー、超高減衰ゴム支承、E R 流体ダンパー（2種）、3 D 複合材料、減衰舗装、桁端マスダンパー、桁端ダンパー、T L D の利用の合計12種類の材料および装置について研究を実施した。

平成6年度に実施した研究内容および成果は以下の通りである。

(1) 超低降伏点金属材料の利用（その1） — <研究担当> オイレス工業(株)

鉛の塑性、主としてせん断塑性を利用した回転揺動型ダンパー（揺動型L E D）について、最大抵抗力が10tonfのダンパーを試作、試験を行ない基本特性を把握した。また揺動型L E Dの復元力特性のモデル化を行った。結果は以下の通りである。

- ① 変位—吸収エネルギーの特性より、L E Dは比較的微小な変位からエネルギー吸収能力を有していることが確認できた。
- ② 抵抗力・等価剛性・吸収エネルギーは0.5Hz～10Hzの間では、振動数・速度の依存性が小さいことが確認できた。
- ③ 耐久試験により抵抗力・等価剛性・吸収エネルギーの繰り返し安定性が良いことが確認できた。
- ④ L E Dの履歴特性のモデル化は微分方程式型とすることにより、試験結果と良く一致することが確認できた。
- ⑤ 今後はL E Dの履歴特性のモデル式を基に振動解析シミュレーションの検討と、50tonf程度を目標とした大容量化を行なう予定である。

(2) 超低降伏点金属材料の利用（その2） — <研究担当> 新日本製鐵(株)・パシフィックコンサルタンツ(株)

超低降伏点鋼LYP100およびLYP235の2種類について実用化のための基礎的試験を行った。また、

実橋への適用をふまえた縮尺模型による試験計画の検討を行った。結果は以下の通りである。

- ① 全歪範囲がLYP235は2%、LYP100は1.2%以下の範囲では吸収エネルギーの繰り返し安定性は良好であった。また、同歪振幅の場合LYP100の吸収エネルギーはLYP235と比較し0.7倍程度と小さいが繰り返し回数の増加とともにその差は小さくなる傾向が見られた。
- ② LYP100, LYP235共に加振開始直後では歪み速度による依存性が見られたが、 $N_f/2$ ではその傾向は減少した。
- ③ 低降伏点鋼のエネルギー吸収特性は歪振幅0.3%以下で極めて優れた特性を有しており、0.3%以下の普通鋼では弾性範囲内においても大きなエネルギー吸収能力を有していることが確認できた。
- ④ 今後は柱状構造物用ダンパーとしてLYP235を用いた場合について、縮尺モデルによる特性試験を行ない、実橋への適用性について検討を行なう予定である。

(3) 超低降伏点金属材料の利用（その3） — <研究担当> (株)竹中土木、新日本製鐵(株)

主桁と主塔または橋台との相対変位を利用する片持梁タイプのダンパーの開発を目的として、超低降伏点鋼の基本特性の把握、基本形状の検討、非線形解析による履歴予測、縮小モデルによる性能確認試験を行った。結果は以下の通りである。

- ① Type-1, 2の試験結果より最大歪0.3%、50回の履歴特性は安定していた。
- ② 片持ち梁型ダンパーの履歴特性はバイリニア型にモデル化することにより推定可能である。また、その減衰性能は小さな変位より高いエネルギー吸収性能を示す。
- ③ 変位拘束用ストッパーに接触しても履歴特性は安定しており、 h_{eq} は0.26と大きかった。またエネルギー吸収能力にストッパーの有無による影響は見られなかった。
- ④ 今後は動的解析、動的載荷試験を行ない特性の把握を行なう予定である。

(4) 超塑性ラバーダンパーの開発 — <研究担当> (株)ブリヂストン

長大橋の減衰性能を向上させることを目的として、昨年度から引き続きゴムのせん断型ダンパーの開発と減衰力、ストロークの大容量化を目的としてゴム材料の塑性流動を利用した流動抵抗型ダンパーの開発を行った。結果は以下の通りである。

- ① せん断型については高硬度ゴム材料の開発を行ない諸特性を把握した。結果はせん断歪5～200%で損失係数0.5以上を示し、せん断弾性係数と損失係数の速度依存性、温度依存性が小さいことが確認できた。
- ② 同様に高硬度ゴム材料を使用することにより昨年と比較しエネルギー吸収能力は3倍程度増大し、疲労特性も大幅に改善された。
- ③ 未加硫ゴムを充填したシリンダタイプの流動抵抗型ダンパーは最大で60kgf/cm²の力を発生させることができた。また、減衰力は速度の0.2または0.3乗に比例していた。
- ④ 今後はせん断型について実機ダンパーの設計・試作・特性試験を行い、流動抵抗型は充填するゴム材料の検討を行ない、再度装置の特性確認試験を行なう予定である。

(5) 超高減衰ゴム支承の開発 — <研究担当> 横浜ゴム(株)

橋梁の上下部構造を高減衰ゴム支承により弾性固定とし減衰性能を向上させることを目的として、高剛性・低剛性タイプの高減衰ゴム材料の開発と基本特性の把握を行った。結果は以下の通りである。

- ① せん断弾性係数・等価減衰定数は、せん断歪が大きくなると低下する傾向が見られるが、低剛性タイプの等価減衰定数は、せん断歪の大小によらずほぼ一定値を示した。
- ② せん断弾性係数・等価減衰定数をせん断歪 γ の高次関数で表し、履歴特性をバイリニアでモデル化することが可能であった。
- ③ 今後は耐久性の評価ならびに大型モデルによる特性の確認を行ない、模型振動実験により実橋における有効性を確認する予定である。

(6) E R 流体ダンパーの開発(その1) — <研究担当> オイレス工業(株)

E R 流体を流量調整弁として使用したダンパーの試作を行ない基本特性の把握を行った。E R 流体ダンパーの電極面積を $2 \times 2 \text{ cm}^2$ 、 $2 \times 4 \text{ cm}^2$ 、電極すき間を1 mm、2 mmの合計4通りについて減衰力の速度依存性について試験を行った。結果は以下の通りである。

- ① 载荷速度の低い範囲ではE R効果により減衰力が若干増加し、载荷速度が高くなると通常のオイルダンパーと同様に2乗型の特性を示した。
- ② 载荷速度の低い範囲では、電極面積が大きいほど、電極すき間が小さいほど減衰力は大きくなる傾向を示した。
- ③ 今後はE R効果のより大きな機構、流体の開発を行なう予定である。

(7) E R 流体ダンパーの開発(その2) — <研究担当> 土木研究所

昨年度開発したシリンダ型E Rダンパーは载荷速度が速くなると粘性減衰力が卓越しバリアブルダンパーとしては有効でないことから、今年度は回転型のバリアブルダンパーの試作・試験を行った。結果は以下の通りである。

- ① ダンパーの直径234 mm、電極面積 422.9 cm^2 、すき間2 mmで印加電圧を0 kVとした場合に $1.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ 、印加電圧を6 kVとした場合には $45.4 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$ の減衰トルクを発生した。
- ② 減衰トルクは回転数に対する依存性が小さく、印加電圧に応じて制御が可能であった。その範囲は設計通りで0~50 $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ であった。

今後は制御性の検討を行ない、設計方法を確立する予定である。

(8) 3 D 複合材料の開発 — <研究担当> (株)ピー・エス

3次元に組合せた強化材と可とう性エポキシ樹脂から成る3 D 複合材料を斜張橋の斜材の支圧面版背面に挟み減衰性能を向上させることを目的として材料の開発を行った。結果は以下の通りである。

- ① 材料の圧縮降伏応力は約 55 kgf/cm^2 、等価減衰定数は23%程度であった。

- ② 圧縮疲労試験により等価減衰定数は緩やかに低下し 500サイクルで19%、その後はやや急激に低下し1000サイクルでは10%を示した。
- ③ 今後は斜材定着部での3D複合材料の有効利用は難しいとの判断より、新規適用方法の検討を行ない減衰構造の開発を行う予定である。

(9) 減衰舗装の開発 — <研究担当> (株)ピー・エス

地震時の橋軸方向の応答低減を目的として、橋体とは縁を切った摩擦スラブの開発を行った。結果は以下の通りである。

- ① 摩擦スラブの静止・動摩擦係数を測定する特性試験計画の検討を行った。
- ② 施工時制振グループの行なう模型振動試験に摩擦スラブ模型を添加し試験を行なう予定である。

(10) 桁端マスダンパーの開発 — <研究担当> (株)熊谷組

橋台と主桁間の相対変位を利用してTMDの制御力を増幅させる桁端マスダンパーについて、模型振動台実験を行った。結果は以下の通りである。

- ① 昨年度に定式化した動力学モデルを検証することができた。
- ② 期待した性能を有する桁端マスダンパーが模型レベルで製作可能であることが確認できた。
- ③ 質量比4.3%、てこのアーム比が2である桁端マスダンパーを用いたとき、主構造物の変位低減効果は地震波により異なるものの、およそ30~60%程度期待できることがわかった。
- ④ 桁端マスダンパーのTMD重錘に要求されるストロークは在来TMD以下で足りることが示された。

(11) 桁端ダンパーの利用 — <研究担当> (株)大林組

大地震時においてもサービスビリティを損なわず、桁の変位吸収機能と振動エネルギー吸収機能を併せ持つ伸縮ジョイントの開発を目的として、4種類の桁端ダンパーの検討を行った。

- ① 摩擦・粘性併用型ダンパーの利用に関して行った検討結果は以下の通りである。
 - ・ 粘性ストッパーのシリンダーを内筒とし、内筒と外筒間に摩擦ダンパーを形成する構造を示した。
 - ・ 緩急2種類の正弦波入力に対する応答解析を行い、長周期入力では粘性ストッパーが変位を吸収し、短周期入力では摩擦ダンパーが有効に作動することが確認できた。
 - ・ 地震応答解析を行い、変位応答が60%に低減される結果を得た。
- ② エネルギー吸収を兼ねた大容量伸縮装置の利用に関して、次のような構成の装置を提案した。
 - ・ 緩衝ブロックを挟んで伸縮装置を直列2連に設置することで伸縮量を大容量化し、緩衝ブロックを高減衰材料等で支持してエネルギー吸収を図る。
- ③ ストッパーバネ付きの桁端ダンパーの利用に関して行った検討は次の通りである。
 - ・ ストッパーのギャップとバネ係数をパラメータに取った地震応答解析を行った結果、小さい

ギャップで小さいバネ係数とする方が適切であることが明らかになった。

④ 免震支承を用いた橋への衝突緩衝装置の利用に関して行った検討は次の通りである。

- ・ 緩衝装置のギャップと減衰倍率をパラメータをパラメータとし、大地震時の地震応答解析を行った結果、減衰倍率を大きくすると変位制限効果が良いが、橋脚の最大せん断力が大きくなること、ギャップが小さい場合に変位制限効果がよいことが分かった。

(12) T L Dの利用 — <研究担当> 鹿島建設(株)

T L DをP C斜張橋の制震装置として利用することを目的とし、モデル橋の設定、TMD-P C斜張橋系の地震応答解析、実橋レベルのT L Dの検討、T L D模型の正弦波加振実験、およびT L D-P C斜張橋系の地震応答解析を行った。結果は以下の通りである。

- ① T L Dの適用を考えるモデル橋梁として、中央スパンが 250m、主桁の支持形式がフローティングタイプ、桁断面が2室箱桁、固有周期が約3秒の3径間連続P C斜張橋を選定した。
- ② TMD-P C斜張橋系の地震応答解析を行った結果、主桁の変位低減効果は入力地震波の影響を強く受けること、TMDの質量比は0.05程度で十分な効果が得られることがわかった。
- ③ 実橋レベルにおけるT L Dは、必要数の箱桁室内にW1.5m×L3.0m×H0.75mの水槽を橋軸方向に2列、上下に2段ずつ配し、40cm程度の水深となる。
- ④ 角柱による減衰付加効果を調べるために、T L Dの縮小模型を用いて正弦波加振実験を行った。その結果、共振振動数は角柱を挿入すると小さくなるとともに、加振振幅の影響も受けること、減衰定数は角柱無しで0.65%であったものが角柱挿入により2%程度に大きくなるが、角柱の本数(9本および13本)による有意な変化は認められないことが分かった。
- ⑤ 実験により得られた減衰定数と最適減衰定数を用いて、T L D-P C斜張橋系の地震応答解析を行った。両者の結果の比較から、実験で得たT L Dの特性では十分な制震効果が得られず、さらに高減衰化を図る必要があることが分かった。

2. 免震設計法の開発

平成6年度は以下の2項目に関する研究を行った。

- ① 全体構造系の減衰評価法の開発
- ② 最適ダンパー配置

本研究は、長大橋における免震設計の方法を開発することが目的である。平成6年度は主に免震装置を用いた場合の全体構造系減衰定数の簡易評価法に関する検討とダンパー総量の最適化、ダンパーの最適配分法、異種ダンパーの組合せ法に関する検討を行った。研究成果の概要は以下の通りである。

(1) 全体構造系の減衰評価法の開発 — <研究担当> パシフィックコンサルタンツ(株)、石川島播磨重工業(株)、(株)大林組、(株)オリエンタルコンサルタンツ、鹿島建設(株)、(株)建設技術研究所、日本

粘性ダンパーや非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う場合には、構造系の減衰をマトリックスの形で評価することが必要であるので、その手法を検討した。P C ラーメン橋の橋軸方向の場合、刺激係数の大きい1次と3次における減衰定数を仮定値と一致するように減衰マトリックスを作成すれば、モーダル法による解析結果とよく一致した。粘性ダンパーを設置した場合の簡易減衰定数評価式を提案し、P C ラーメン高架橋について複素固有値解析や直接積分法による応答解析結果と比較したところ、臨界減衰係数以下の範囲では十分に適用可能であることがわかった。

履歴型ダンパーを用いた場合については、ひずみエネルギーと吸収エネルギーの比から全体系の減衰定数を求めることが可能である。

(2) 最適ダンパー配置 — <研究担当> 石川島播磨重工業㈱、開発コンサルタンツ㈱、川崎重工業㈱、㈱竹中土木、パシフィックコンサルタンツ㈱、八千代エンジニアリング㈱

P C ラーメンの高橋脚橋では、非免震とした場合の固有値解析結果から求められる1自由度モデルにダンパー設置位置の振動モードを考慮した換算減衰係数を付加する方法を簡略検討法とした。最適ダンパー総量は、橋台や橋脚の応答断面力のバランスに配慮し、橋梁全体の耐震性・経済性を考慮して決定すべきである。検討対象橋梁については、桁端ダンパーの粘性係数が20tf・sec/cm程度で最適値になることがわかった。

斜張橋については、主桁を水平移動可能な1質点系に置き換え、主塔と主橋脚に対して梁要素、斜材およびダンパーを水平バネ要素とした簡易モデルで検討した。3種類のスパンの斜張橋について簡易モデルおよび全体系詳細モデルに対する地震応答解析結果を比較することにより、スパンがかなり小さい場合を除けば、簡易モデルは地震時主要応答値をよく模擬できることが確認された。ダンパーの最適配分法をまとめると以下のようになる。

- ① 簡易モデルで主橋脚天端1箇所にダンパーを配置する場合の Σk_l （履歴ダンパーの1次剛性）の最適値を求める。
- ② 端橋脚剛性を考慮し、設置橋脚の耐荷力よりダンパーの配分率を定める。
- ③ 上記の配分比より補正係数 α を求め、最適な Σk_l 値を算出し、次式によって配分する。

$$k_{l端} = \alpha \cdot \Sigma k_l / (n + 2)$$

$$k_{l主} = \alpha \cdot n \cdot \Sigma k_l / (n + 2)$$

ここで、 $n = k_{lm} / k_{le}$ （主橋脚と端橋脚のダンパーの1次剛性の比）

吊橋については、ダンパー設置可能な箇所を整理し、3種類の規模の橋に関する簡易モデルを作成した。異種ダンパーの組み合わせについては、4径間P C橋を対象に、粘性ダンパーと履歴ダンパーを並列に組み合わせて、橋軸方向桁端ダンパーとして用いた場合について、1質点系モデルによって粘性ダンパーの粘性係数と履歴ダンパーの降伏荷重 Q_d をパラメータとして検討した。その結果、①桁最大変位は粘性ダンパー単独より履歴ダンパー併用の方が小さい②橋脚最大荷重についても前項のことが成り立つ③桁最大加速度は履歴ダンパー併用の方が粘性ダンパー単独より大きい、 $Q_d = 100\text{tf}$ 以下であれば両者の差は小さい。

主構造の一部変更をも含む場合のダンパーの最適配置については、構造変更可能箇所を検討し、最適配置インデックスの計算手順を2案提案した。

3. 免震設計法の利用

平成6年度は以下の5項目への利用について研究を行った。

- ① 施工時制震
- ② 下部構造の免震
- ③ 高橋脚橋梁の免震
- ④ 斜張橋への利用
- ⑤ 吊橋への利用

本研究では、新素材・新構造を用いた免震デバイスを、長大橋梁の免震技術に利用することを目的として行われているものである。以下に各テーマの平成6年度の研究成果の要約をまとめる。

(1) 施工時制震 — <研究担当> (株)大林組、オリエンタル建設(株)、八千代エンジニアリング(株)、石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)

P C斜張橋とP C高橋脚橋梁の施工時の制震・免震方法の確立を目的として、各種の制震・免震効果について検討した。まず、P C斜張橋とP C高橋脚橋梁のモデル橋の施工時における耐震性について検討するとともに、施工時安全性のクライテリアについても考察した。そして、可変剛性・可変減衰方式、AMD、TMDなどを用いた制震・免震方法の効果について検討した。

- ① 施工時のP C斜張橋の耐震性に関し、橋軸直角方向と鉛直方向の入力で断面力がクリティカルになることはなく、耐震性で問題となるのは橋軸方向の入力である。一方、施工時のP C高橋脚橋梁では、施工時の断面力が完成時を越えることはなかったが、作業の安全性を考えると免震の必要性も考えられる。
- ② 施工時安全性のクライテリアとしては、橋梁本体のみならず工事作業者の安全性や施工機材等の耐震性が考えられる。工事作業者の安全性に関しては作業足場の倒壊が、また施工機材の耐震性についてはタワークレーン、工事用エレベータ、支保工等について考慮する必要がある。
- ③ 可変剛性方式を適用した場合、主塔・橋脚がバランス良く地震力を負担することになり、耐震性を向上させることができる。また、長周期化による変位の増大もあまり大きくならないことがわかった。
- ④ TMD方式の場合、制震応答が鈍く、入力される地震波の特性によっては逆に加振する場合がある。
- ⑤ 直接速度フィードバック方式のAMDによって、主塔基部の曲げモーメントを低減できることがわかった。最適制御理論を適用すればさらに制震効果を高めることができる。

(2) 下部構造の免震 — <研究担当> (株)オリエンタルコンサルタンツ、開発コンサルタント(株)

下部構造の免震の長大吊橋主塔基礎と斜張橋基礎への適用性に関して、常時の安定性や地震応答の軽減等について検討し、以下の結論を得た。

- ① 長大吊橋主塔基礎にアイソレーションタイプを適用する場合の常時の安定性について検討した結果、常時荷重、基礎の傾斜、暴風時の風荷重などによる移動量は特に対策を施す必要のない範囲と考えられる。
- ② 地震時保有水平耐力法レベルの地震を用いて検討した結果、免震化することにより基礎径の縮小が可能であることが示された。
- ③ ストッパーによって免震基礎の変形を抑制することができるが、剛性や遊間を適切に定めないと基礎の安定上悪影響を及ぼす可能性があることが示された。
- ④ 斜張橋基礎の免震化をはかる場合、風荷重による小水平力に対して残留変位が小さくなるよう基礎水平バネの剛性は2000tf/cm以上とする必要がある。
- ⑤ 基礎の免震化により主塔基部と橋脚基部の曲げモーメントが軽減されるが、支点部に免震装置を配した場合に比べて応答の低減率は小さい。

(3) 高橋脚橋梁の免震 — <研究担当> 日本技術開発(株)、石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)、八千代エンジニアリング(株)

高橋脚橋梁の免震に関して、具体的な免震効果の把握、支点部以外への免震装置の適用可能性と効果の把握、TMD、AMDの適用性についての検討等を行い、以下の結論を得た。

- ① 桁端ダンパー形式の場合、橋軸方向の地震力に対し、粘性ダンパーおよび履歴型ダンパーで断面力を5～6割程度に低減することが可能であり、最適なダンパー配置により経済性を追求できることがわかった。一方、橋軸直角方向に対しては桁端ダンパーの効果は少ない。
- ② 高減衰ゴム支承によって上部構造の免震化をはかると、非免震（多橋脚固定）に比べて約22%の柱下端モーメントの低減が可能である。
- ③ 橋脚の中間部分に免震装置を設置する橋脚内免震においても、地震応答を低減させることができることが確認された。
- ④ TMD方式の場合には、TMD質量比が1%以下では免震装置として効果が認められないが、5%程度にすれば効果を発揮する。5%から10%に増加させても免震効果はほとんど変わらない。
- ⑤ AMD方式の場合には、質量比が5～10%で最大応答値を非制震時に対して70～90%に低減可能である。また、非制震時に長時間継続する後揺れを低減するためには、0.5%～1%程度のAMDでもかなりの効果があることがわかった。

(4) 斜張橋への利用 — <研究担当> 開発コンサルタント(株)、鹿島建設(株)、(株)ピー・エス、住友建設(株)

高減衰材料の斜張橋への利用に関して、支点へのデバイスの応用、橋軸直角方向への適用、斜材へのデバイスの応用、主塔・橋脚部材へのデバイスの応用について研究し、以下の結論を得た。

- ① 2 径間連続斜張橋を 3 節点の簡易モデルで表し、最適ダンパー量の簡易計算法を示した。その結果、ダンパーを適用した場合の簡易モデルの応答の変化傾向は、詳細モデルとほぼ同様であり、簡易モデルの妥当性が示された。
- ② ダンパーの最適配分法を提案し、それに基づき L R B と超塑性ラバーダンパーの最適設計を行った。
- ③ 支承部に橋軸直角方向の粘性ダンパーを適用することにより、橋脚の曲げモーメントを 2 割程度低減できる。
- ④ 3 D 複合材料の斜材への適用に関しては、特性試験の結果を用いて試算を行い、斜張橋の減衰定数を 0.03 増加させることができることが示された。しかし、斜材定着部の疲労耐力より斜材に許容される応力振幅の範囲内では、3 D 複合材料の履歴エネルギーの吸収は少なく、減衰効果はあまり期待できない。
- ⑤ 主塔のサドル部にダンパーを適用することにより、主桁変位は増加するものの、主桁の加速度、主塔基部・橋脚基部の曲げモーメントならびに斜材張力を減少させることができる。

(5) 吊橋への利用 — <研究担当> (株)建設技術研究所、オイレス工業(株)、新日本製鐵(株)、石川島播磨重工業(株)、川崎重工業(株)

吊橋に免震装置を適用する部位として、タワーリンク、ステイケーブル、ケーブルシステムなどを考え、これらの部位の構造系を変化させた場合の地震応答特性について検討した。

- ① 斜吊ケーブルなどのケーブルシステムを複合した構造系が、主塔基部の断面力を低減するのに有効であることがわかった。
- ② 特に斜吊ケーブルの配置をハープ型にした構造系がもっとも有効であり、主塔基部の最大断面力の低減率は斜吊ケーブルの初期張力の増加とともに大きくなる。

付 録

連絡会・幹事会議事録

平成6年度 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究

第1回幹事会 議事録

1. 日 時：平成6年6月15日（木） PM3：00～PM6：00

2. 場 所：鉄鋼会館701号

3. 出席者：大塚 共同研究リーダー

運上、向（土研）、鷹取（土研センター）、下田（オイレス）、水津（BS）、
田中（石川島播磨）、玉木（川重）、後藤（大林）、角本（オリ建）、竹田（鹿島）、
金子（熊谷）、藤原（住友）、平井（竹中）、久保（PS）、田中（オリコン）、
山下（開発コン）、大丸（建技）、森（日技）、林（パシコン）、前原（八千代）

4. 議事次第：1）平成6年度の研究内容について

2）その他

5. 配布資料：幹1-1 超低降伏点金属材料の利用-その1-

幹1-2 超低降伏点鋼を用いた免震装置の開発についての試案

幹1-3 超低降伏点金属材料の利用-その3-

幹1-4 超塑性ラバーダンパー開発

幹1-5 超高減衰ゴム支承の開発

幹1-6 ER流体ダンパー開発-その1-

幹1-7 ER流体ダンパー開発-その2-

幹1-8 インテリジェントノックオフの開発

幹1-9 インテリジェントダンパーの開発 その1

幹1-10 インテリジェントダンパーの開発-その2-

幹1-11 TLDの利用

幹2-1 免震設計法の開発に関する平成6年度研究計画(案)

幹2-3 全体構造系の減衰評価法

幹2-4 最適ダンパー配置

幹3-1 施工時制震

幹3-2 摩擦減衰橋面スラブ

幹3-3 下部構造の免震

幹3-4 高橋脚橋梁の免震

幹3-5 斜張橋への利用

幹3-6 吊橋への利用

6. 議 事：

(1) 平成6年度の研究内容について

1) 超低降伏点金属材料の利用-その1-

- ・ 本年度は、揺動型鉛押しダンパーの大容量化を図ることを主目的とする。なお、ダンパー

を取り付ける位置としてはタワーリンク等を考えている。

2) 超低降伏点鋼を用いた免震装置の開発について試案

- ・ 本年度は、超低降伏点鋼を用いた高減衰デバイスの縮小模型の载荷実験を行い、その結果を基本とした動的解析により効果を確認する。本件に関しては、特許を申請したい。

3) 超低降伏点材料の利用ーその3

- ・ 本年度は、ビーム型ダンパーの縮小モデルでの実験を行い、履歴特性の検証を行う。

4) 超塑性ラバーダンパー開発

- ① 本年度は、装置の利用方法を基本構造の決定を主検討項目としたい。このため、デバイスの利用グループからの意見をいただきたい。
- ② 温度依存性が大きい材料でも、逆にその特性を生かして利用することはできないか。
→ 温度依存性を利用した活用方法について意見をいただきたい。

5) 超高減衰ゴム支承の開発

- ・ 本年度は、昨年度の検討に引き続き高減衰ゴム材料の配合を完成させたい。装置としての実現性は、他のグループからの意見を踏まえて検討していきたい。

6) E R 流体ダンパー開発

- ・ 昨年度の検討から、1 m²でも10tf程度とせん断型のダンパーへの適用は難しいことが明らかになった。このため、シリンダー型のバルブ制御に利用する等、別の観点から見た適用方法を考えたい。

7) E R 流体ダンパー開発ーその2ー

- ・ 昨年度は、小型模型を開発し、载荷実験を行い特性を検討した。その結果、設計通りの特性を有することを確認した。ただし、減衰力の可変範囲が狭いため、その拡大を図るための構造検討を行う。

8) インテリジェントノックオフの開発

- ・ 必ずしも「インテリジェント」ではないので、その呼び名を考えたい。なお、装置としては、桁端部に取り付け、粘性ダンパーと摩擦ダンパーの組合せ方式とする。
→ インテリジェントの呼び名は、幹事会で検討する（より具体的な名称とすることとする）。

9) インテリジェントダンパーの開発 その1

- ・ 今年度は、具体的に3種類のダンパー構造を考え、装置設計によりその実現性を検討する。

10) インテリジェントダンパーの開発ーその2ー

- ① ダンパー装置の公開実験を8月中旬に実施する予定である。
- ② 特許の出願を行いたいと考えている。

11) T L Dの利用

- ・ 本年度は、主桁内部に設置可能なT L Dの仕様、性能の検討を行う。

12) 免震設計法の開発に関する平成6年度研究計画(案)

- ① 実際に長大橋にダンパー等の高減衰材を設置する必要があるのかどうかを明確にする必要が

ある。このため、実橋レベルの減衰特性が重要である。

- ② 長大橋の設計方法を統一的に記述するのは難しい。マニュアルではどのようなダンパーをどこに設置すれば効果的か、また装置を付けた時のモデル化や減衰をどう評価するか等を載せれば、使えるものができるのではないか。
- ③ 第2グループの本年度の研究内容については、研究グループでさらに打合せをして内容を検討したい。

13) 施工時制震

- ・ 斜張橋、PC連続ラーメン橋を対象として、施工時制震方法、制御理論を検討する。

14) 摩擦減衰スラブ

- ① 摩擦減衰橋面スラブの減衰効果を再検討するとともに、施工方法等を検討する。
- ② 摩擦減衰スラブは、免震設計法の利用というよりもデバイスの開発であるので、1Gにしてはどうか。
→ 幹事会で検討する（1Gに移すこととなった）。

15) 下部構造の免震

- ・ 本年度は、感度分析等による地震時挙動の調査と実現性の検討を行う。

16) 高橋脚橋梁の免震

- ・ 施工時地震に対する検討については、施工時制震とのグループと共同で行うのか検討する。
→ 幹事会で検討する（施工時制震の課題で行うこととなった）。

17) 斜張橋への利用

- ① 3D複合材料も新しい材料であり、これを利用したデバイスとして1Gの研究項目にあげてはどうか。
→ 幹事会で検討する（1Gに研究項目としてあげてデバイスの開発を行うこととする）。
- ② 斜張橋に活用するダンパーとしては何を考慮しているか。
→ 履歴型のダンパーを想定している。なお、減衰効果に関しては、履歴ダンパーの1次剛性と2次剛性の比が重要になると考えている。
- ③ 斜張橋の下部構造の免震に関しては、下部構造の免震の課題にまとめてはどうか。
→ 幹事会で検討する（下部構造の免震の課題で行うこととなった）。

18) 吊橋への利用

- ・ 現在、吊橋の検討は建設技術研究所1社であり、橋梁メーカー等の参加など応援をお願いしてはどうか。
→ 幹事会で検討する（オイレス工業、新日鐵、石川島播磨重工業、川崎重工業が本課題に参加することとする）。

(2) その他

- 1) 本共同研究に関して今年度から参加したい、あるいは、参加していただきたい会社等があるが、共同研究は公募が基本であり、本年度は共同研究への参加の再公募は行わないものとする。

2) 研究1 Gが多いのでデバイスの開発をデバイスの利用方法の2つに分けてはどうか。

→ 幹事会で検討する(研究1 Gに副幹事をおくことで対応することとなった。副幹事は、熊谷組細田氏にお願いする)。

3) 次回の連絡会は、熊谷組(株)インテリジェントダンパーの実験に合わせて8月中旬頃に調整して決定することとする。

以 上

平成6年度 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究

第2回幹事会 議事録

1. 日 時：平成6年8月22日（月） PM3：00～PM6：00

2. 場 所：ホテル八重洲龍名館

3. 出席者：大塚 共同研究リーダー

運上、向（土研）、鷹取（センター）、下田（オイレス）、水津（BS）、田中、鈴木（石川島播磨）、玉木（川重）、後藤（大林）、角本（オリ建）、竹田（鹿島）、細田、金子（熊谷）、聖生（新日鐵）、藤原（住友）、平井（竹中）、久保（PS）、田中（オリコン）、山下（開発コン）、後藤、山田、土田（建技）、森（日技）、林、盛本（パシコン）、前原（八千代）、遠藤（横ゴム）

4. 議事次第：1）各研究グループの進捗状況について

2）平成6年度の研究体制について

5. 配布資料：2-1-1 超低降伏点金属材料の利用ーその1ー

2-1-2 超低降伏点鋼を用いた免震装置の開発経過報告

2-1-3 超低降伏点金属材料の利用ーその3ー

2-1-4 超塑性ラバーダンパー開発

2-1-5 超高減衰ゴム支承の開発

2-1-6 ER流体ダンパー開発ーその1ー

2-1-7 ER流体ダンパー開発ーその2ー

2-1-8 桁端ダンパーの利用

2-1-10 桁端マスダンパー開発

2-1-11 TLDの利用

2-1-12 3D複合材料の開発

2-1-13 減衰舗装の利用

2-2-0 動的解析に用いる地震波

2-2-3 「全体構造系の減衰評価法の開発」に関して

2-2-4 「最適ダンパー配置」進捗状況報告

2-3-1(1) 「施工時制震」平成6年度研究内容および中間報告

2-3-1(2) 施工時制震の模型振動実験計画の提案

2-3-3(1) 「下部構造の免震」(1)長大吊橋の基礎の免震

2-3-3(2) 「下部構造の免震」(2)斜張橋の免震

2-3-4 免震設計法の利用 高橋脚橋梁の免震

2-3-5(1) 斜張橋への利用(1)

2-3-5(2) 斜張橋への利用ー斜材へのデバイスの応用

2-3-5(3) 斜張橋への利用 主塔及び橋脚部材へのデバイスの応用

2-3-5 (4) 斜張橋への利用 その4

2-3-6 吊橋への利用

2-4-1 (1) 高減衰材料を用いた長大橋梁の免震技術に関する研究項目
担当機関一覧

2-4-1 (2) 高減衰材料を用いた長大橋梁の免震技術に関する研究項目
担当機関一覧

2-4-2 高減衰材料を用いた長大橋の免震設計法マニュアル(案) 目次案

6. 議 事:

(1) 各研究グループの進捗状況について

1) 第1グループの進捗状況

- ① 揺動型鉛押出ダンパーの設計を行っており、実験は11月～12月に予定している。
- ② ビーム式ダンパーは、ダンパー中央部がある変位以上になると剛性が高くなりストッパーとしての機能が働くものである。また、本ダンパーの実験を来年1～2月に予定している。
- ③ 超塑性ラバーダンパー開発においては、せん断/圧縮型ダンパーでは大きいストロークを得ることが困難なため、新たに流動抵抗型ダンパーの検討も進めていきたい。
- ④ 桁端マスダンパーについては、解析に用いるための橋梁モデルを入手したい。これについては第3グループからモデルを提供することとした。
- ⑤ 3D複合材料の開発においては、材料試験等を行い、基礎データを把握したい。
- ⑥ 減衰舗装の利用では、本年度に模型実験を予定している。

2) 第2グループの進捗状況

- ・「全体構造系の減衰評価法の開発」グループから第1グループへの要望により、解析に用いるモデルを作成するための以下のダンパー特性を早い時期に提案することになった。

1) 等価剛性、等価減衰定数の組み合わせ

2) スケルトンカーブと履歴ルール

3) 第3グループの進捗状況

① 施工時制震からは、以下の点についての議論の提案がなされた。

- 1) 完成系の減衰定数をどこまで上げる必要があるか。
- 2) 完成系での断面の低減を設計上どこまで認めるのか。
- 3) 鉛直方向の地震力は、水平方向の1/2でよいのか。
- 4) 完成系、施工中の、断面の安全率をどう設定するか。
- 5) 制震効果を加速度の低減、変位の低減等、どの指標で評価すればよいのか。

これらについては、研究の中で議論していくことになった。

② 施工時制震グループ及び他のグループも含めて模型振動実験を実施する方向で検討する。

(2) 平成6年度の研究体制について

- ・第1グループへ副幹事として熊谷組の細田氏に依頼することとし、了承された。

(3) その他

- ・ 次回の合同幹事会は、10月中旬～下旬頃に調整して決定する。

第3回幹事会 議事録

1. 日 時：平成6年11月16日（月） PM2：00～PM6：00
2. 場 所：弘済会館
3. 出席者：大塚 共同研究リーダー
運上、向（土研）、鷹取（センター）、下田、持丸（オイレス）、水津、鈴木（BS）、
田中、鈴木（石川島播磨）、榎土（川重）、後藤、樋口（大林）、角本（オリ建）、
竹田、新原（鹿島）、細田、金子（熊谷）、聖生、笹尾（新日鐵）、藤原（住友）、
平井、鈴木（竹中）、久保（PS）、橋（オリコン）、山下、白鳥（開発コン）、
後藤、土田（建技）、堀、森（日技）、北川、盛本（パシコン）、前原、太田（八千代）、
山田、越峠（横ゴム）、山下（三菱電機、オブザーバー）
4. 議事次第：1）各研究グループの進捗状況について
2）平成6年度の研究体制について
5. 配布資料：3-1-1 A Dual Criteria for Optimal Design of Earthquake-Resistant
Structural Systems
3-1-1(1) 制振材料組込み柱部材の曲げ履歴特性模型実験計画書（案）
3-1-1(3) 1.3「超低降伏点金属材料の利用－その3－」中間報告
3-1-2 1.4超塑性ラバーダンパー開発
3-1-3 「超高減衰ゴム支承の開発」進捗状況報告
3-1-4(1) 「ER流体ダンパー開発」平成6年度の研究の進捗状況
3-1-4(2) 「ER流体ダンパー開発」
3-1-5 3D複合材料 斜張橋への利用
3-1-6 減衰舗装の利用
3-1-7 「桁端マスダンパー開発」
3-1-8 1.8「桁端ダンパーの利用」平成6年度中間報告
3-1-9 「TLDの利用」
3-2-1 全体構造系の減衰評価法の開発
3-2-2 「最適ダンパー配置」進捗状況報告
3-3-1 「施工時制震」中間報告及び今後の研究予定
3-3-2(1) 「下部構造の免震」(1)長大吊橋主塔基礎の免震構造
3-3-2(2) 「下部構造の免震」(2)斜張橋主塔基礎の免震構造
3-3-3 免震設計法の利用 ＊ 高橋脚橋梁の免震＊
3-3-4(1) 斜張橋への利用(1)
3-3-4(2) 斜張橋への利用(2)斜材への応用
3-3-4(3) 斜張橋への利用(3)（主塔及び橋脚部材へのデバイスの利用）

3-3-4(4)「斜張橋への利用(4)」

3-3-5 吊橋への利用

その他 斜張橋制震実験用模型(案)

6. 議 事:

(1) 各研究グループの進捗状況について

1) 第1グループの進捗状況

- ① 制振材料組込み柱部材の曲げ履歴特性模型実験において溶接の影響はないのか。
→ 材料としてはでていない。
- ② 超降伏点材料を利用したダンパーの解析においては、スリットを付けたモデルの解析結果からは局所的な応力集中が見られるとの報告があるが、これが全体に与える影響はないのか。
→ 解析結果からは影響は出ていない。
- ③ 超高減衰ゴム支承の開発において、材料単体では減衰定数20%を確保できたが、装置に組み込むと減衰定数20%を確保できないとあるが、目標値を確保できるのか。
→ 再検討を行う。
- ④ 3D複合材料の開発において、特性試験の結果、応力域が60kgf/cm²とあるが、本材料を斜張橋の斜材定着部に適用するならばこの値は小さすぎないか。
→ まだ試験中であるので、今後さらに検討を行いたい。
- ⑤ 桁端マスダンパーやTLDは、第2章において取り入れられていないように思われるが、第2章で記述することはできないか。
→ 記載する方向で第2章内で調整する。

2) 第2グループの進捗状況

- ・ 最適ダンパー配置において、INDEXを検討しているが、重要度を考慮する係数 α_1 、 α_2 、 α_3 はどの程度の値を考えているのか。
→ 断面設計から選択していきたい。

3) 第3グループの進捗状況

- ① 下部構造の免震(斜張橋主塔基礎の免震構造)においては、風荷重が問題となるのではないか。
- ② 吊橋への利用においては、明石海峡大橋をパソコンレベルで計算できるプログラム、モデルを開発している。

(2) 平成6年度の研究体制について

- ・ 施工時制震グループが中心となり、振動実験を予定している。

(3) その他

- ・ 次回の合同幹事会は、調整して決定する。

第4回幹事会 議事録

1. 日 時：平成7年2月17日（金） 13：00～17：00
2. 場 所：建設省土木研究所8F会議室
3. 出席者：大塚 共同研究リーダー
佐藤・大塚（土研）、鷹取（土研センター）、下田・持丸（オイレス）、
水津・鈴木（BS）、山田・遠藤（横浜ゴム）、鈴木・田中（IHI）、
玉木（川重）、聖生（新日鐵）、田中・橋（オリコン）、山下・白鳥（開発コン）、
後藤・土田（建技）、森・川崎（日技）、林・盛本（パシコン）、
太田・御園生（八千代）、後藤・樋口（大林）、角本（オリ建）、新原（鹿島）、
金子・鈴木（熊谷）、藤原・諸橋（住友）、平井・鈴木（竹中）、久保（PS）
4. 議事次第：1）各研究グループの研究の進捗状況について
2）平成6年度の報告書の内容作成について
3）その他
5. 配布資料：幹4-1-1-(1) 「LED揺動型（10tonf）の試験」
幹4-1-1-(2) 「低降伏点鋼材の強度特性、ヒステリシス特性」
「制振材料組み込み柱部材の曲げ履歴特性」
「制振材料使用ビーム式ダンパーの曲げ履歴特性」
幹4-1-1-(3) 「超低降伏点鋼材の利用ーその3」
幹4-1-2 「超塑性ラバーダンパー開発」
幹4-1-3 「超高減衰ゴム支承の開発」
幹4-1-4-(2) 「ER流体ダンパー開発」
幹4-1-5 「3D複合材料」 資料 幹4-3-4-(2)と重複
幹4-1-6 「減衰舗装」
幹4-1-7 「桁端マスダンパー開発」
幹4-1-9 「TLDの利用」
幹4-2-2 「最適ダンパー配置」
幹4-3-1-(1) 「施工時制震」
幹4-3-1-(2) 「アクティブコントロールによる施工時制震模型実験について」
幹4-3-2-(1) 「下部構造の免震・（1）長大吊橋主塔基礎の免震構造」
幹4-3-2-(2) 「下部構造の免震・（2）斜張橋主塔基礎の免震構造」
幹4-3-2-(3) 「下部構造の免震」
幹4-3-3-(1) 「高橋脚橋梁の免震」
幹4-3-3-(2) 「高橋脚橋梁の免震・TMDによる減衰性向上効果の検討」
幹4-3-3-(3) 「高橋脚橋梁の免震・AMD方式による免震化の検討」

幹4-3-4-(1) 「斜張橋への利用(1)」

幹4-3-4-(2) 「斜張橋への利用(2) - 斜材への応用」 資料 幹4-1-5と重複

幹4-3-4-(3) 「斜張橋への利用(3)」

幹4-3-4-(4) 「斜張橋への利用(4)」

幹4-3-5 「吊橋への利用」

6. 議 事:

(1) 各グループの進捗状況について

1) 第1グループの進捗状況

① 保有水平耐力照査レベルの地震に対して、アイソレーション材のせん断ひずみが520%になっているが、適用できるディバイスはあるか?

→ 現在、高減衰ゴム板を想定しているが、400%程度が限度と考えられ、適当なディバイスがない。ストッパーの設置が必要と考えている。

② 履歴ダンパーと粘性ダンパーを並列に組合せた場合、両者が理論通りに働くのか?

→ 働くと考えている。

③ 桁端マスダンパーの開発に関し、開発担当当社から記者発表の意向が示され、土研と調整することになった。

2) 第3グループの進捗状況

① (3-4-(3) に対し) 「同じモデルにおいて、鋼材ダンパーのみ、支点ダンパーのみ、使用した場合についての比較を行い、最適なダンパーの取り付け位置の検討が必要ではないだろうか」。

② 3-3-5について、基礎による逸散減衰は考慮するのか

→ 考慮しない

③ 主要モードのみの1自由度モデルでの検討で評価は可能か

→ ダンパー総量の検討について1自由度モデルを用い、ダンパー配分の検討には、より詳細なモデルを用いる。

④ プレキャストセグメント方式の採用は橋脚の曲げモーメントによる引張力の影響で免震装置の設計に問題があるが、アイデアとしては興味深く、また実現可能となれば免震効果がかなり期待できることから、来年度も引き続き検討を加えることとなった。

(2) 平成6年度の報告書の内容作成について

4月21日に次回の合同幹事会を開催する。それを目途に、平成6年度研究報告書の原稿を作成し持ち寄る。

高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の
開発に関する共同研究報告書(その2)

共同研究報告書
第127号平成7年3月
建設省土木研究所耐震研究室

要旨 本報告書は、建設省土木研究所と財団法人土木研究センターならびに民間19社との共同研究として平成5年度から平成7年度にかけて研究を実施している「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する研究」について、平成6年度に実施した研究成果をとりまとめたものである。
本共同研究では、減衰定数が小さく、揺れやすい構造である長大橋を対象とし、高減衰材料や震動制御装置を用いて減衰性能を向上させることにより地震時の振動を低減し耐震性を向上させるとともに、経済性にも優れた設計を実現するために、長大橋に適用可能な高減衰材料や装置及びこれを取り入れた設計法の開発を図ることを目的としている。

本共同研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発、②免震設計法の開発、③免震設計法の利用、に関する3研究グループに分かれて、全体で17項目の研究を実施した。

キーワード：道路橋、長大橋、耐震設計、免震設計、高減衰材料、免震支承、ダンパー、アクティブ・コントロール、ハイブリッド・コントロール、パッシブ・コントロール



郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
耐震研究室
御中

003
No. _____

003
No. _____

配布先氏名

配布先住所





共同研究報告書第 127 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

共同研究報告第 127 号

