

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4）

平成10年7月

建設省土木研究所耐震研究室
(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 ©(1998) 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4）

建設省土木研究所耐震研究室長	運上 茂樹	新日本製鐵(株)開発推進部部长	聖生 守雄
(財)土木研究センター理事	小林 茂敏	(株)オリエンタルコンサルタンツ	
(株)大林組技術研究所		技術統括部長	田中 努
土木第5研究室長	後藤 洋三	開発コンサルタント(株)常務取締役	山下 幹夫
オリエンタル建設(株)工務部		(株)建設技術研究所道路交通本部	
部長	中村 一樹	技術第4部課長	後藤 和満
鹿島建設(株)技術研究所		日本技術開発(株)理事	
第一研究部部长	竹田 哲夫	環境防災事業部長	佐伯 光昭
(株)熊谷組技術本部		パシフィックコンサルタンツ(株)	
副調査役	細田 信道	総合研究所主席研究員	林 亜紀夫
住友建設(株)技術部		八千代エンジニアリング(株)	
課長	藤原 保久	技術開発本部耐震保全部部長	前原 康夫
(株)竹中土木竹中技術研究所		オイレス工業(株)技術開発部長	下田 郁夫
主任研究員	杉本三千雄	(株)ブリヂストン化工品技術開発本部	
(株)ピー・エス技術研究所		免震・道路資材開発部部长	水津 洋二
主任研究員	久保 明英	横浜ゴム(株)MB開発本部	
石川島播磨重工業(株)技術研究所		開発一部部長	本間 洋一
機械鉄鋼開発部課長	田中 元章		(いずれも代表者のみ記す)
川崎重工業(株)関東技術研究所長	坂井 藤一		

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４）

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た「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高減衰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た。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。

本報告書は、本共同研究の最終成果として、３カ年間実施した研究内容を「共同研究報告書（その４）：高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル(案)」としてまとめたものである。本報告書は、平成７年度の研究内容をまとめた共同研究報告書とは別に、平成７年度末に素案としてとりまとめたところであった。しかしながら、平成７年１月の兵庫県南部地震により多くの土木構造物が被害を受けたことから、その後の共同研究グループによる内容の確認・修正に多くの時間を要したものであり、今回、最終的な成果としてとりまとめるに至ったものである。

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、免震設計法マニュアル(案)

まえがき

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が進められ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た。

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て、平成5年度から3カ年間で研究を行った。本共同研究は、建設省土木研究所と(財)土木研究センター及び19社の民間グループの共同研究であり、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た。

共同研究の期間中の平成7年1月には、兵庫県南部地震が発生し、道路橋をはじめとする多くの構造物に甚大な被害が発生した。長大橋についても阪神高速道路の東神戸大橋では桁端部の支承など多少の被害が発生したところであった。このような長大橋の地震被害を防ぐ1つの方法として、本共同研究で開発した高減衰化装置が有効と考えられる。

本報告書は、本共同研究の最終成果として、3カ年間実施した研究内容を「共同研究報告書（その4）：高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計法マニュアル(案)」としてまとめたものである。本報告書は、平成7年度の研究内容をまとめた共同研究報告書とは別に、共同研究の最終年度である平成7年度末に素案としてとりまとめたところであった。しかしながら、平成7年1月の兵庫県南部地震により多くの土木構造物が被害を受けたことから、その後の共同研究グループによる本マニュアル(案)の内容の確認・修正に多くの時間を要したものであり、このたび最終的な成果としてとりまとめるに至ったものである。

なお、本マニュアル(案)は、研究成果を利用の便を考慮してマニュアルふうにとまとめただけで、道路橋示方書や設計指針等の行政上の技術基準ではないので、このような点に注意した上で参考していただきたい。

建設省土木研究所 耐震研究室長
運上 茂樹

共同研究担当者名簿（平成7年3月当時）

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 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	(株)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 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 主任		○ ○	○ ○
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 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 技術研究所土木第五研究室 研究員 " " "	○ ○	○ ○ ○	○ ○ ○
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 嬋娟	開発コンサルタント(株) 技術本部取締役副本部長 技術本部企画室長 技術本部企画室開発課 主査 技術本部技術部構造室設計2課長代理		○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○
竹田 哲夫 山本 徹 伊東 裕之 新原 雄二 野 憲一 中野 龍児	鹿島建設(株) 術研究所第一研究部次長 土木設計本部第二設計部副主査 土木設計本部第二設計部 技術研究所第一研究部第2研究室研究員 " 第七研究部 " 室長 " " " 研究員	○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○	○ ○ ○

氏 名	所 属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G
坂井 藤一 橋爪 隆 玉木 利裕 榎土 尚宏	川崎重工業(株) 東部橋梁技術部長 " 第2課長 技術部係長 東部橋梁技術部第2課		○ ○ ○	○ ○ ○
細田 信道 鈴木 猛康 金子 誉 吉谷 進治 勝川 藤太	(株)熊谷組 技術研究所土木系研究開発部専任主幹 " " 土木グループ副長 " " " 研究員 " " " " " " " "	○ ○ ○ ○ ○		
後藤 和満 大丸 隆 石川 清広 土田 貴之	(株)建設技術研究所 東京支社道路交通本部技術第4部 課長 " " " 主任 " " " 技師 " " " 技師		○ ○ ○	○ ○ ○
笹尾 英弥 聖生 守雄 安波 博道 富田 幸男	新日本製鐵(株) 厚板営業部 部長代理 ケーブル設計技術 室長 鉄鋼研 主任研究員 " "	○ ○ ○ ○		○ ○ ○ ○
新井 英雄 中井 裕司 藤原 保久 諸橋 明	住友建設(株) 土木設計部P C設計チーム課長 技術研究所主任研究員 土木設計部P C設計チーム課長代理 土木設計部P C設計チーム			○ ○ ○ ○
杉本三千雄 平井 卓 鈴木 一彦 犬飼 伴幸 吉澤 陸博	(株)竹中土木 技術研究所主任研究員 技術研究所担当研究員 技術研究所研究員 技術研究所担当研究員 技術研究所研究員	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	
佐伯 光昭 堀 信司 宮原 哲 川崎 厳 森 敦 増田 真一	日本技術開発(株) 地震防災部部長 " 次長 大阪支社土木部構造課長 名古屋支社技術部課長補佐 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 総合事業部情報技術部システム第四課長 横浜支社第一技術部構造第一課主任	○ ○ ○	○ ○ ○	

氏 名	所 属	第 1 研究G	第 2 研究G	第 3 研究G
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 " 技師	○ ○ ○		○ ○ ○
水津 洋二 須藤 千秋 番場 文夫 鈴木 重信 合田 研吾	(株)ブリヂストン 土木・海洋商品開発部 副部長 " 課長 開発第3部 主任研究員 " 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 " " 技術第三課主任 " " " 大阪支店 技術第一部 技術第一課主幹		○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○
香取 信一 山田 親文 森本 正泰 越峠 雅博 島ノ江 哲	横浜ゴム(株) 工業資材技術二部 部長 " 課長 MB材料技術部 課長 " 課長補佐 工業資材技術二部 部員	○ ○ ○ ○		

高減衰化装置を用いた免震設計法マニュアル(案)

読み合わせ幹事

建設省土木研究所耐震研究室長	運上 茂樹
(株)大林組技術研究所土木第5研究室長	後藤 洋三
鹿島建設(株)技術研究所第一研究部部長	竹田 哲夫
(株)建設技術研究所道路交通本部技術第4部課長	後藤 和満
パシフィックコンサルタンツ(株)総合研究所主席研究員	林 亜紀夫
八千代エンジニアリング(株)技術開発本部耐震保全部長	前原 康夫
オイレス工業(株)技術開発部長	下田 郁夫
(株)ブリヂストン化工品技術開発本部	
免震・道路資材開発部部長	水津 洋二

目 次

1	総則	1
1.1	適用の範囲	1
1.2	用語の定義	1
1.3	記号	2
2	高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計の基本方針	7
3	免震設計	9
3.1	一般	9
3.2	高減衰化装置の構造と特性値	9
3.2.1	高減衰化装置の減衰機構	9
3.2.2	高減衰化装置の履歴モデル	10
3.3	設計の基本方針	13
3.3.1	一般	13
3.3.2	高減衰化装置の動的特性	14
3.3.3	高減衰化装置の静的特性	15
3.4	揺動型鉛押出ダンパーの設計	16
3.4.1	使用材料と構造	16
3.4.2	揺動型鉛押出ダンパーの動的特性	17
3.4.3	揺動型鉛押出ダンパーの静的特性	20
3.5	超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの設計	21
3.5.1	使用材料と構造	21
3.5.2	超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの動的特性	22
3.5.3	超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの静的特性	28
3.6	柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの設計	29
3.6.1	使用材料と構造	29
3.6.2	柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの動的特性	30
3.6.3	柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの静的特性	33
3.7	超塑性ラバーダンパーの設計	34
3.7.1	使用材料と構造	34
3.7.2	超塑性ラバーダンパーの動的特性	35

3.7.3	超塑性ラバーダンパーの静的特性	39
3.8	超高減衰ゴム支承の設計	40
3.8.1	使用材料と構造	40
3.8.2	超高減衰ゴム支承の動的特性	40
3.8.3	超高減衰ゴム支承の静的特性	44
3.8.4	超高減衰ゴム支承の設計変位	44
3.9	3D複合材料ダンパーの設計	45
3.9.1	使用材料と構造	45
3.9.2	3D複合材料ダンパーの動的特性	45
3.9.3	3D複合材料ダンパーの静的特性	47
3.10	減衰舗装の設計	49
3.10.1	使用材料と構造	49
3.10.2	減衰舗装の動的特性	49
3.10.3	減衰舗装の静的特性	51
3.11	パワフルTMDの設計	52
3.11.1	使用材料と構造	52
3.11.2	パワフルTMDの動的特性	54
3.11.3	パワフルTMDの静的特性	56
3.11.4	パワフルTMDを用いた長大橋の動的解析	56
3.12	桁端ダンパーストッパーの設計	57
3.12.1	使用材料と構造	57
3.12.2	桁端ダンパーストッパーの動的特性	57
3.12.3	桁端ダンパーストッパーの静的特性	58
3.13	TLDの設計	59
3.13.1	使用材料と構造	59
3.13.2	TLDの動的特性	59
3.13.3	TLDの静的特性	61
3.13.4	TLDを用いた長大橋の動的解析	61
第4章	高減衰化装置を有する長大橋の免震設計	63
4.1	一般	63
4.2	高減衰化装置の配置	64
4.3	動的解析法	67
4.4	解析モデル	67
4.5	減衰性能の評価方法	70
4.6	動的解析に用いる地震入力	72

4.7 安全性の照査	73
第5章 施工時の制震方法	74
5.1 一般	74
5.2 制震構造と制御理論	74
第6章 基礎構造の免震設計	76
6.1 一般	76
6.2 免震装置	77
6.3 免震装置の減衰定数	78
6.4 移動制限装置	78
【参考資料】	
1. 長大橋の免震設計の手順	83
2. 長大橋の減衰性能に関する検討	85
3. 橋の減衰定数およびダンパーの配置	89
4. 高減衰化装置の設計例	99
5. 高減衰化装置の制震効果に関する検討例	109
6. 施工時制震に関する検討例	152
7. 基礎構造の免震設計に関する検討例	167
8. 高橋脚橋梁の免震設計に関する検討例	182
9. 斜張橋の免震設計に関する検討例	197
10. 吊橋の免震設計に関する検討例	208

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４）

高減衰化装置を用いた長大橋の 免震設計法マニュアル(案)

1. 総 則

1.1 適用の範囲

本マニュアル(案)は、高減衰材料および高減衰化装置を用いた免震設計を長大橋に適用する場合の高減衰化装置および長大橋の耐震設計法を示す。

地震の影響の低減を期待する構造には、上部構造の慣性力を分散させる構造と慣性力の低減を期待する構造の2つがある。慣性力の低減を期待する構造としては、摩擦係数の低い可動支承を用いて上部構造を支持する構造、ゴム支承等を用いて積極的に上部構造の長周期化を図る構造、エネルギー吸収性能を有する装置を用いる構造等、橋梁の特性に応じていろいろな構造およびその組合せが考えられ、このうち、地震時に安定してエネルギーを吸収できる性能を有する構造を用いた場合、もしくは併用した場合には慣性力の低減を期待することができる。

すでに、一般橋クラスを対象とし、地震時の慣性力の低減を期待する構造である免震設計法は道路橋の免震設計法マニュアル(案)としてまとめられるとともに、平成8年に改訂された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編にも規定され、免震橋梁の建設も進みつつある。

道路橋示方書は、支間200m以内の橋梁を対象としており、これを超える長大橋は一般に固有周期が長く、減衰性能が小さいことが知られており、このため、揺れやすく、また、振動がなかなか収まりにくい構造である。上部構造系の減衰定数は、下部構造に伝達する断面力等に大きな影響を及ぼすものであり、慎重に与える必要がある特性である。

本マニュアル(案)は、このように減衰性能が小さい長大橋を対象とし、エネルギー吸収性能を有する装置を用いて長大橋の高減衰化を図り、地震時の上部構造の慣性力等の低減を期待する場合の耐震設計法を示すものである。

高減衰化装置を活用して免震設計した構造物は、非常に広範囲のものを含むが、本マニュアル(案)では高減衰材料を用いたエネルギー吸収装置、あるいは減衰性能を向上させる機構を有する装置を用いた場合を対象としている。また、従来の一般橋クラスを対象とした免震設計では長周期化と減衰性能の向上を図る装置を免震装置としているが、本マニュアル(案)では、減衰性能の向上を図る装置を高減衰化装置または免震装置と定義している。したがって、構造物の固有周期の調整を目的とした装置とは異なる点に留意する必要がある。

本マニュアル(案)では、主として斜張橋や吊橋などの長大橋や橋脚高さが50mを超えるような高橋脚を対象に、各種の高減衰化装置とそのエネルギー吸収特性を示すとともに、これらを用いた長大橋の動的解析法や耐震設計法を示している。さらに、長大橋基礎の免震構造や施工時の制震構造について示している。

1.2 用語の定義

本指針に用いる用語の意味は次の通りとする。

(1) 免震設計

免震装置を用いて橋の固有周期を長くするとともに、減衰性能の増大を図って慣性力の低減を期待する耐震設計

(2) 免震装置

橋の固有周期を長くするとともに、減衰性能の増大を図って慣性力の低減を図るための装置の総称

(3) 高減衰化装置を用いた免震設計

減衰性能の増大を図って地震力の低減を期待する耐震設計

(4) 高減衰化装置（エネルギー吸収装置）

エネルギー吸収性能を有するダンパーの総称であり、エネルギー吸収装置ともいう

(5) ダンパー

履歴減衰、粘性減衰などの原理によりエネルギーを吸収し橋の減衰性能を高める装置

(6) 高減衰化装置の設計変位

免震設計で想定する高減衰化装置の変位量

(7) 高減衰化装置の有効設計変位

高減衰化装置の等価剛性及び等価減衰定数を定める際に用いる高減衰化装置の変位

(8) 高減衰化装置の等価剛性

高減衰化装置の有効設計変位に対応する装置の割線剛性

(9) 高減衰化装置の降伏荷重

高減衰化装置の履歴特性がバイリニア型にモデル化できる場合に、二次剛性を延長した線と荷重軸が交わる点に相当する荷重

(10) 高減衰化装置の等価減衰定数

高減衰化装置のエネルギー吸収量および等価剛性から定まる減衰定数

(11) 制震設計

制震装置を用いて地震時の振動を制御する耐震設計法

(12) 制震装置

構造物の振動を強制的に抑制または低減させる装置

1.3 記号

本マニュアル(案)では、構造物の設計計算に用いる記号を次のように定める。

F : 揺動型鉛押出ダンパーの塑性抵抗力(kgf)

d : 回転軸の基本軸径(cm)

h : 回転軸の突起高さ(cm)

B : 回転軸の突起幅(cm)

L : 加力アーム長(cm)

τ : 鉛の設計せん断応力(kgf/cm²)

D : 鉛の外径(cm)

F(t) : 塑性抵抗力(kgf)

F_0	: 降伏力 (kgf)
K_0	: 初期剛性 (kgf)
K_0	: 降伏後剛性 (kgf/cm ²)
X_0	: 降伏変位 (cm)
α	: 降伏後の剛性勾配を示す無次元量
n	: ループ形状の丸みを決定するパラメータ (正の奇数)
K_B	: 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの梁部の等価剛性 (kgf/cm)
h_B	: 片持ち梁の等価減衰定数
Q_d	: 片持ち梁の降伏荷重 (kgf)
K_1	: 片持ち梁の一次剛性 (kgf/cm)
K_2	: 片持ち梁の二次剛性 (kgf/cm)
u_{Be}	: 片持ち梁の材端相対有効設計変位 (cm)
Q_d	: 片持ち梁の降伏荷重 (kgf)
Q_y	: 片持ち梁の降伏力 (kgf)
Q_{max}	: 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められる片持ち梁の設計変位 u_B に対応する荷重 (kgf)
Z	: 片持ち梁の断面係数 (cm ³)
I	: 片持ち梁の断面二次モーメント (cm ⁴)
L	: 片持ち梁の部材長 (cm)
u_a	: 片持ち梁の許容変位 (cm)
u_B	: 片持ち梁の設計変位 (cm)
u_y	: 片持ち梁の降伏変位 (cm)
E_s	: 超低降伏点鋼の0.1%ひずみに対応する割線剛性 (kgf/cm ²)
σ_y	: 超低降伏点鋼の0.1%ひずみに対する応力 (kgf/cm ²)
M_{max}	: 片持ち梁式ダンパーに作用する最大モーメント (kgf·cm)
Q_{max}	: 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められる設計変位 u_B に対応する梁上端に作用する荷重 (kgf)
L	: 片持ち梁の部材長 (cm)
K_B	: ストッパーが作用する場合の片持ち梁式ダンパーの等価剛性 (kgf/cm ²)
h_B	: ストッパーが作用する場合の片持ち梁式ダンパーの等価減衰定数
Q_{max}	: 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められるストッパー上部の梁部の材端相対設計変位 u_{B0} に対応する荷重 (kgf)
u_B	: 片持ち梁部全体の材端相対設計変位 (cm)
u_{B0}	: ストッパー上部の梁の材端相対設計変位 (cm)
Q_d	: ストッパーが作用しない場合の片持ち梁の降伏荷重 (kgf)
Q_y	: ストッパーが作用しない場合の片持ち梁の降伏力 (kgf)
K_1	: ストッパーが作用しない場合の片持ち梁の一次剛性 (kgf/cm)
K_2	: ストッパーが作用しない場合の片持ち梁の二次剛性 (kgf/cm)
u_0	: 片持ち梁がストッパーに接した瞬間の片持ち梁上端の相対変位 (cm)

d	: ストッパーの遊間(cm)
ξ	: ストッパーの高さ比
L_1	: 片持ち梁のストッパー上部の長さ(cm)
d	: ストッパーの遊間(cm)
K_{s1}	: ストッパーの一次剛性(kgf/cm)
K_{s2}	: ストッパーの二次剛性(kgf/cm)
M_{max}	: 片持ち梁式ダンパーに作用する最大モーメント(kgf·cm)
Q_{max}	: 片持ち梁に作用する最大荷重(kgf)
$K_{\theta\theta}$	: 低降伏点鋼材柱構造物用ダンパーの等価剛性(tf·m/ θ)
$h_{\theta\theta}$	: ダンパーの等価減衰定数
θ_{uc}	: ダンパーの有効設計回転角(rad)で最大回転角の0.7倍とする。
M	: ダンパーの骨格曲線(tf·m)
K_1	: ダンパーの一次剛性(tf·m/rad)
K_2	: ダンパーの二次剛性(tf·m/rad)
M_d	: ダンパーの降伏荷重(tf·m)
μ_{θ}	: ダンパーの塑性率
θ_{uc}	: ダンパーに生じる有効回転角(rad)
θ_y	: ダンパーの降伏変位(rad)
d_x	: ダンパーの寸法(m)
M_y	: ダンパーの降伏モーメント(tf·m)
σ_y	: 低降伏点鋼材の降伏応力(kgf/cm ²)
M_p	: ダンパーの完全塑性モーメント(tf·m)
$G(\gamma)$	: 超塑性ラバーダンパーのせん断弾性係数(kgf/cm ²)
γ	: ゴムのせん断ひずみ
A	: ゴム部の断面積(cm ²)
H	: ゴム部の高さ(cm)
u_D	: 設計変位(cm)
$h(\gamma)$	: ゴム材料により決まる等価減衰定数
c_i	: ゴム材料により定まる定数
V	: 流動抵抗型ダンパーのピストン部速度(cm/s)
D_0	: シリンダ直径(cm)
D_1	: ピストン突起部直径(cm)
D_2	: ピストン軸部直径(cm)
L	: ピストン突起部長さ(cm)
C_n	: ゴム材料により決まる定数
K_s	: 緩速変形時の等価剛性(kgf/cm)
u_s	: 緩速変形時の変位(cm)
α	: 緩速変形における低減率
K_n	: 超高減衰ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)

A_R	: ゴムの支圧面積 (cm^2)
Σt_c	: ゴムの総厚 (cm)
t_c	: ゴム一層の厚さ (cm)
$G(\gamma)$	: ゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
γ	: ゴムの有効せん断ひずみ
h_H	: 超高減衰ゴム支承の等価減衰定数
b_i	: 等価減衰定数のひずみ依存に関する係数
u_{He}	: 超高減衰ゴム支承の有効設計変位 (cm)
K_1	: 超高減衰ゴム支承の一次剛性 (kgf/cm)
K_2	: 超高減衰ゴム支承の二次剛性 (kgf/cm)
Q_d	: 超高減衰ゴム支承の降伏荷重 (kgf)
Q_y	: 超高減衰ゴム支承の降伏力 (kgf)
A_R	: ゴムの支圧面積 (cm^2)
G_1	: 超高減衰ゴム支承の一次剛性に関するゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
γ_M	: 非線形モデルを定義する場合の定常ループにおけるゴムの最大ひずみ
$C(\gamma_M)$	: せん断ひずみによる係数
C_k	: 係数 $C(\gamma_M)$ のせん断ひずみ依存に関する係数
G_2	: 超高減衰ゴム支承の二次剛性に関するゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
τ_y	: 降伏応力度 (kgf/cm^2)
τ_d	: せん断ひずみが零の場合のせん断応力度 (kgf/cm^2)
τ_M	: 等価せん断応力度 (kgf/cm^2)
F_s	: 緩速変形による超高減衰ゴム支承の水平せん断力 (kgf)
K_s	: 緩速変形時の超高減衰ゴム支承の等価剛性 (kgf)
u_s	: クリープ、乾燥収縮および温度変化による変位 (cm)
A_R	: ゴムの支圧面積 (cm^2)
G_s	: 緩速変形時のゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
γ_{Ha}	: 地震時のゴムのせん断ひずみの許容値
E	: 3D複合材料を圧縮変形させる場合の弾性係数 (kgf/cm^2)
ν	: 3D複合材料のポアソン比
A	: 3D複合材料の断面積 (cm^2)
L	: 部材の長さ (cm)
F_r	: 橋体と摩擦スラブ接触面に働く摩擦力 (tf)
μ	: 橋体と摩擦スラブ接触面の摩擦係数
R	: 橋体と摩擦スラブ接触面に垂直に作用する接触二面を圧接する力 (tf)
ν_{opt}	: パワフルTMDと橋梁の制震対象モードの最適振動数比
h_{opt}	: TMDの最適減衰定数
μ	: TMD重錘の質量と橋梁の制震対象モードの一般化質量との比
α	: てこのアーム比
h_{eff}	: 制震対象モードに対するパワフルTMDによる有効減衰定数

c_h	:	地震動の非定常性に基づく減衰定数の補正係数 (0.6とする)
ν	:	TMDと橋梁の制震対象モードの振動数比
f_i	:	TLDの制震の対象となる主構造物の i 次モードの振動数 (Hz)
μ	:	質量比 ($=M_{eff} / M_i$)
M_{eff}	:	TLDの有効質量 (kgf)
M_i	:	TLD設置位置における主構造物の i 次モードの有効質量 (kgf)
M_0	:	TLDの液体の全質量 (kgf)
L	:	TLD容器の振動方向の長さ (m)
H	:	TLDの液体の深さ (m)
f	:	TLDの固有振動数 (Hz)

2. 高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計の基本方針

- (1) 免震設計の採用にあたっては、エネルギー吸収性能を増大させる効果を常時、地震時の両面から検討しなければならない。
- (2) 免震設計を用いる場合には、高減衰化装置が上部構造の固有周期特性を変化させることにより、橋の機能に悪影響を与えないようにしなければならない。
- (3) 高減衰化装置としては、簡単な機構で機能するものを選定すると同時に、力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。

(1) 長大橋梁の耐震設計では、上部構造系の減衰性能に大きな不確定性が存在する。長大橋梁は、柔構造であり、一般に揺れやすく、また、なかなか振動が収まりにくい減衰性能の小さい構造物であることが知られている。長大橋梁の設計では、風荷重が支配的となる場合が多く、耐震設計によって決定される部材は少ないが、減衰性能が小さい場合には、耐震設計で部材断面が決定される場合も生じ得る。このため、長大橋梁上部構造の減衰性能を高める高減衰化装置等を付加することにより、地震時の応答を効果的に低減させることが必要になると考えられる。

長大橋の振動実験等から得られる減衰定数は、橋の種類や規模によって異なるが、数%程度以下となることがある。このような減衰定数を十分大きな値まで向上させるためには、かなり大規模な高減衰化装置が要求されることも考えられるが、長大橋の場合には、一般に地震時の応答に寄与する主要な振動モードの減衰定数を5%程度以上まで向上できれば地震時の応答を低減できることが知られており、必要な減衰性能の向上に合わせて高減衰化装置の規模とその効果を検討すればよい。なお、橋の規模、構造条件、地盤条件によっては、さらに減衰性能の向上が必要とされる場合もあることに注意しなければならない。また、高減衰化装置の配置方法によって減衰性能を向上できるモードが異なることに注意しなければならない。

このような目的のために、高減衰化装置を用いた免震設計を採用する場合には、エネルギー吸収性能を増大させる効果を地震時のみならず、常時や暴風時等についても検討の上判断しなければならない。

また、設計地震力や安全率といった設計対象とする長大橋の設計クライテリアについては、個々の長大橋の設計条件に基づいて行われるため、本マニュアル(案)では、これらについては言及していないが、高減衰化装置に関しても、設計で考慮する地震力の範囲で確実に機能できるように設計しなければならない。

(2) エネルギー吸収装置の中には、エネルギー吸収性能のみならず、剛性を有するものもあり、こうしたエネルギー吸収装置の特性が上部構造系の固有周期を変化させる等、常時や台風時その他の状態における橋の機能に悪影響を与えないようにすることが重要である。

(3) 高減衰化装置の選定基準を示したものである。高減衰化装置は以下の条件を満足するものでなければならない。

- 1) 簡単な機構で、確実に機能すること。また、力学的な挙動が明確な範囲で使用すること。
- 2) 地震動の継続期間中に安定して機能すること。

3. 免震設計

3.1 一般

- (1) 高減衰化装置は、設計対象とする長大橋の設計方針に従って想定する設計地震動に対して所要の減衰性能を確保するように設計しなければならない。
- (2) 高減衰化装置を用いた長大橋は、設計対象とする長大橋の設計方針に従って想定する設計地震動に対して所要の安全性を有するように設計するものとする。
- (3) 高減衰化装置を有する長大橋は、原則として動的解析により設計しなければならない。

(1) 高減衰化装置としては、設計対象とする長大橋の設計条件に応じて、必要とされる減衰性能を確保できるように設計すべきことを規定したものである。長大橋の耐震設計で最も重要な条件となるのが設計地震動であるが、高減衰化装置による減衰性能を考慮する場合には、長大橋の耐震設計で考慮している地震力の範囲において確実に減衰性能を発揮できるように設計しなければならない。

高減衰化装置の設計で付与すべき安全率等は、個々の高減衰化装置の機能、機構等によって異なると考えられるが、設計地震動の範囲では確実に、設計地震動を超える範囲においても有効に機能できるようにすることが望ましい。

(2) 高減衰化装置を付与した長大橋の設計方針を示したものである。長大橋本体の設計は当該長大橋の設計条件を満足しなければならないが、地震時の動的応答を求める際には、(1)に準拠して設計した高減衰化装置を考慮するものとする。

(3) 高減衰化装置を有する長大橋は、原則として動的解析で設計すべきことを規定したものである。これは、高減衰化装置の減衰機構には速度依存型、履歴型等各種のものがあり、中には非線形特性を有するものが多い。したがって、これらを適切に長大橋の設計に反映させるために、動的解析によって考慮する必要がある。

3.2 高減衰化装置の構造と特性値

3.2.1 高減衰化装置の減衰機構

高減衰化装置は、橋梁の基本的構造を大きく変えることなく橋梁主構造の振動エネルギーを分担または吸収する機構を有するものをいう。高減衰化装置の代表的機構として以下の形式がある。

- (1) 履歴減衰型
- (2) 粘性減衰型
- (3) 複合型（履歴減衰型、粘性減衰型の複合機構）
- (4) 質量効果機構型

高減衰化装置の減衰機構を分類したものである。それぞれの減衰機構は具体的には以下のように分類される。

1) 履歴減衰型

エネルギー吸収機構は、材料の応力～ひずみ関係のヒステリシスを利用したものや摩擦によるものでありエネルギー吸収能力は変位に依存する。構造は、単純なものが多く一般にメンテナンスに優れている。

2) 粘性減衰型

エネルギー吸収機構は、流体等の速度に依存したエネルギー吸収を利用している。長大橋は、温度膨張、収縮やクリープ変形等の緩速変形が大きくなるがこのような変形に対して粘性ダンパーは、抵抗力が作用せず常時の断面力を増加させない。

3) 複合型

エネルギー吸収機構は、履歴減衰型と粘性減衰型両者の機能を有する材料・構造を利用しており両者の利点を兼ね備える。

4) 質量効果機構型

構造としては、構造物の内部に別の振動系を組み込む形式であり、橋梁に入力されるエネルギーの一部をこの別の振動系の運動エネルギーへ分担させ橋梁主構造へのエネルギー分担を軽減させる機構である。

以上の高減衰化装置の減衰機構に対して、本マニュアル(案)の中で検討した長大橋に適した高減衰化装置を分類すると、図-解3.2.1のようになる。

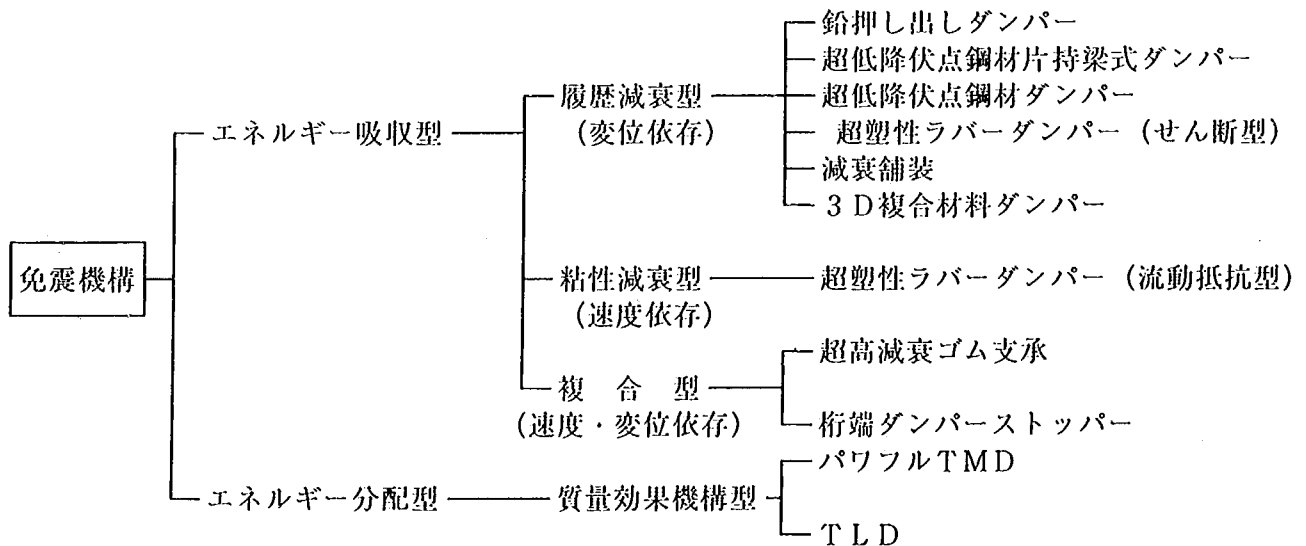


図-解3.2.1 長大橋に適用可能な免震機構

3.2.2 高減衰化装置の履歴モデル

(1) 高減衰化装置の履歴モデル

減衰力を発生させる代表的な履歴モデルとしては、以下の2つに分類される。

1) 速度依存型

速度依存型の免震装置の履歴モデルは、一般に式(3.2.1)のように表される。

$$F_d = C_n \cdot u_n^n \quad (3.2.1)$$

ここに、

- F_d : 速度依存型の高減衰化装置で発生される減衰力
- C_n : 減衰係数
- u_n : 高減衰化装置の変位
- n : べき乗係数

速度依存型の高減衰化装置の履歴特性は、一般に図-3.2.1のように示される。

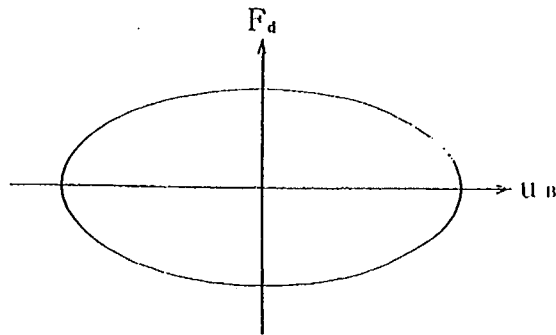
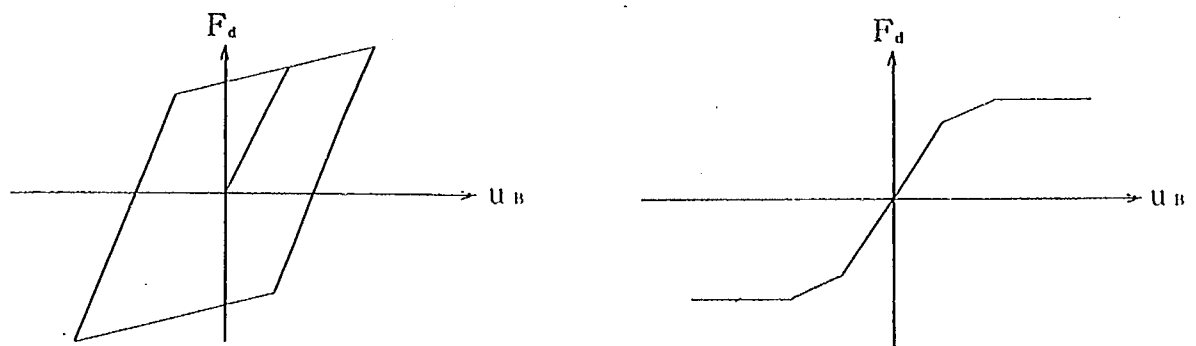


図-3.2.1 速度依存型の高減衰化装置の履歴モデル

2) 変位依存型

変位依存型の減衰力としては、一般に図-3.2.2に示されるようなバイリニア型やトリリニア型に分類される。



(a) バイリニア型

(b) トリリニア型

図-3.2.2 変位依存型の高減衰化装置の履歴モデル

(2) 高減衰化装置の設計変位

高減衰化装置の有効設計変位 u_{Be} は、式(3.2.2)により算出するものとする。

$$u_{Be} = C_B \cdot u_B \quad (3.2.2)$$

ここに、

u_B : 高減衰化装置の設計変位(m)

u_{Be} : 高減衰化装置の有効設計変位(m)

c_B : 慣性力の非定常性を表わす補正係数 (0.7とする)

(3) 高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数

高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数は、原則として式(3.2.3)および式(3.2.4)により算出するものとする。

$$K_B = \frac{F(u_{Be}) - F(-u_{Be})}{2u_{Be}} \quad (3.2.3)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad (3.2.4)$$

ここに、

K_B : 高減衰化装置の等価剛性(tf/m)

h_B : 高減衰化装置の等価減衰定数

u_{Be} : 3.2.2(2)に規定する高減衰化装置の有効設計変位

$F(u)$: 高減衰化装置に変位 u を与えるのに必要な力(tf)

W : 高減衰化装置の弾性エネルギーで、図-3.2.3に示す三角形の面積(tf・m)

ΔW : 高減衰化装置が吸収するエネルギーの合計で、図-3.2.3に示す変位と荷重の履歴曲線の面積(tf・m)

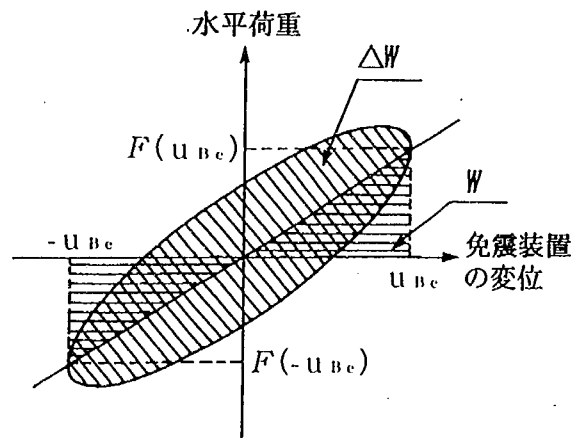


図-3.2.3 高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数

(1) エネルギー吸収性能を発揮する理想的な履歴モデルとして、速度依存型および変位依存型の履歴モデルを示したものである。速度依存型は、粘性ダンパーなどが該当し、履歴特性としては、一般に速度のべき乗に比例する特性を有する。一方、変位依存型の履歴モデルとしては、各種の装置が考えられるが、ここでは、一般にバイリニア型やトリリニア型にモデル化できるものを示した。

(2) 高減衰化装置は、一般に非線形な履歴特性を有するため、これを等価線形化法に置き直して

設計するためには、高減衰化装置に生じる変位を想定しなければならない。高減衰化装置の設計に用いる変位は、設計対象とする長大橋に応じて求める必要がある。

地震時に高減衰化装置に生じる変位の時間的な変化は、地震動の特性によって代わるが、高減衰化装置の等価剛性 K_{H} や等価減衰定数 h_{H} を定めるためには、高減衰化装置に生じる最大変位に相当する値よりも、変位の実効値（有効値）に相当する値の方が重要である。ここでは、道路橋の免震設計法マニュアル(案)に従って、これを高減衰化装置の有効設計変位 u_{He} と呼び、式(3.2.2)のように規定した。慣性力の非定常性を表わす補正係数 c_{H} を0.7としたのは、橋の地震応答の70%程度の応答変位に相当する高減衰化装置の等価剛性 K_{H} や等価減衰定数 h_{H} を用いることが適当なためである。

等価線形化法による場合は、最初に高減衰化装置の設計変位を想定し、これを用いて算出した高減衰化装置に生じる変位が異なる場合には、もう一度高減衰化装置の設計変位を設定しなおしてくり返し計算を行わなければならない。免震設計により求められた高減衰化装置に生じる変位は高減衰化装置の設計変位となるべく近いことが望ましいが、このためにむやみにくり返し計算することは合理的ではない。一般的には、免震設計により算出された高減衰化装置に生じる変位は高減衰化装置の設計変位の±10%以内に収まるようにするのがよい。

(3) 高減衰化装置による地震力の低減は、ダンパーによるエネルギー吸収性能によって行われるため、履歴型高減衰化装置については、その剛性および減衰定数を正しく定めなければならない。履歴型高減衰化装置の荷重～変位の関係は、一般に非線形となるが、免震装置の設計変位に応じた高減衰化装置の剛性および減衰定数を等価線形化法によって表わす場合の標準的な方法を定めたものである。

3.3 設計の基本方針

3.3.1 一般

- (1) 高減衰化装置は、必要な免震効果が得られるように適切な剛性およびエネルギー吸収能力を有するように設計しなければならない。
- (2) 高減衰化装置は試験によって特性を確認することを原則とするとともに、特性が確認されている範囲で設計しなければならない。
- (3) 高減衰化装置は取り替えが可能な構造とすることを原則とする。

(1) 免震設計では、所要の免震効果が確実に得られるようにダンパーを設計することが重要である。免震設計は、高減衰化装置の力学的挙動が確かかつ明確な範囲で行うべきであり、過度な免震効果を期待して高減衰化装置を設計してはならない。

(2) 高減衰化装置の特性は、実物大装置を用いた試験により確認しておくのがよい。また、特性が確認されていない範囲で設計する場合には、実物大装置を用いた試験によりその特性を確認しなければならない。

(3) 高減衰化装置は、材質、機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。しかしながら、長期にわたる使用の間には、高減衰化装置に劣化、損傷が生じる事も考えられる。したがって、このような事態が発生した場合には、設計時と同等の特性を有する高減衰化装置と取り替えることができる構造にしておく必要がある。ただし、高減衰化装置の中には、取り替えが困難な箇所に設置する場合も想定されるので、こうした場合には、構造物の耐用年数の期間にわたって有効に機能するように高減衰化装置の設計においてこうした点を配慮した設計をしなければならない。

3.3.2 高減衰化装置の動的特性

- (1) 高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数等の平均値は設計値に対して±10%以内にななければならない。ここで、高減衰化装置の等価剛性及び等価減衰定数とは、高減衰化装置の有効設計変位 u_{ne} による10回の正負くり返し載荷から求められた平均的な等価剛性および等価減衰定数をいう。
- (2) 高減衰化装置は、正負連続くり返し載荷に対して、安定でなければならない。
- (3) 高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数は、常時荷重の変動、温度変化等の環境条件に対して安定していなければならない。

(1) 免震装置の動的な特性値を規定する指標としては、高減衰化装置のタイプに応じて、等価剛性、等価減衰定数、降伏荷重、摩擦力、粘性係数等が挙げられる。最終的には免震効果は高減衰化装置の等価剛性及び等価減衰定数によって定まることから、ここでは、高減衰化装置の有効設計変位 u_{ne} に対応する高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まるように高減衰化装置を設計、製作するものとした。ここで、高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数の平均値とは、橋に用いる装置の全数、もしくはここから任意に抽出した装置に対して求めた等価剛性及び等価減衰定数の平均値のことである。

高減衰化装置の等価剛性及び等価減衰定数の平均値が設計値に対して±10%以内に収まっていれば、上部構造の加速度、変位応答等の変動幅が設計上特に問題になることはない。

特性値のバラツキが大きく、安定した履歴曲線が得られない高減衰化装置は使用してはならない。

(2) 高減衰化装置の繰返しに対する安定性について規定したものである。載荷の繰返し回数に関しては、設計対象とする地震動の特性を考慮して定めるものとするが、一般には、プレート境界型の大規模地震に対してはくり返し載荷回数を50回、直下型地震に対してはくり返し載荷回数を15回としてもよい。これは、プレート境界型地震に対しては、1回の大地震による主要動のくり返し回数を30回と見込み、これに余裕を見てその1.5倍をとったものである。また、直下型地震に対しては、1回の地震による主要動のくり返し回数を10回と見込み、これを1.5倍したものである。

ダンパーでは、吸収エネルギーの累積に伴う温度上昇、吸収能力の低下、破断によるエネルギー吸収能力の損失などが生じる場合がある。高減衰化装置のエネルギー吸収能力が、地震によるエネルギー入力に対して十分な余裕があるように規定したものである。

(3) 高減衰化装置は、常時荷重の変動、温度変化等環境の変化もしくは地震時のくり返し载荷等の影響に対して等価剛性及び等価減衰定数が安定したものでなければならない。安定性に関して検討すべき事項として以下のものが考えられる。

- 1) 温度変化による桁の伸縮や活荷重による振動のくり返し
- 2) 履歴経験
- 3) 鉛直荷重の変化
- 4) 振動数および振動速度の変化
- 5) クリープや乾燥収縮等による静的与変位
- 6) 振動方向
- 7) 温度変化の影響

3.3.3 高減衰化装置の静的特性

高減衰化装置は、材料、機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。また、温度変化に伴う橋の伸縮の影響を受けるので、これによるくり返し変位に対して安定でなければならない。

橋梁用の高減衰化装置は、風、雨、温度、太陽光線などの各種の厳しい自然条件下で使用されるものであり、長期間の使用に耐えるものでなければならない。したがって、高減衰化装置の設計にあたっては、材料、機構、維持管理の面から安定したものを選定する必要がある。

3.4 揺動型鉛押出ダンパーの設計

3.4.1 使用材料と構造

揺動型鉛押出ダンパーは、図-3.4.1に示すように封入容器内の鉛を回転軸上の突起により塑性変形させ、鉛の塑性変形により減衰力を発生する構造とする。

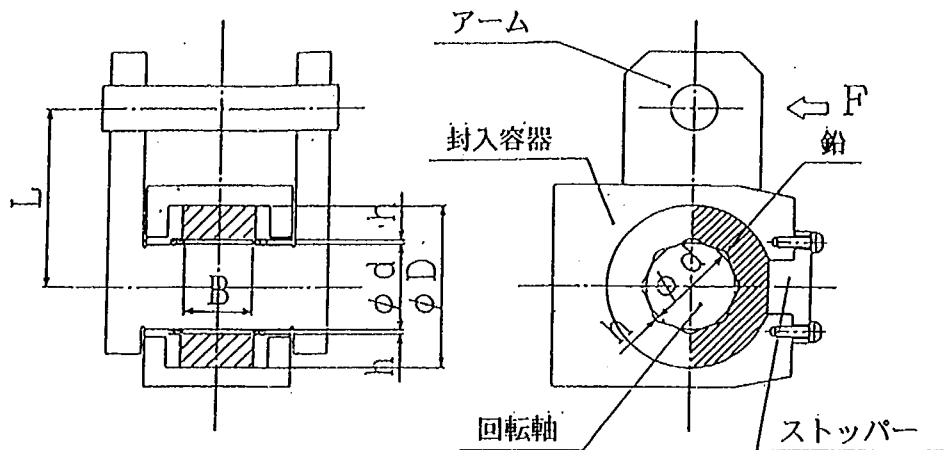


図-3.4.1 揺動型鉛押出ダンパー

揺動型鉛押出ダンパーは、封入容器、突起付回転軸、およびその間に封入された鉛より構成される構造であり、揺動型鉛押出ダンパーの相対変位が回転軸から延びたアームに加わると、回転軸上の突起により鉛の塑性変形が生じる構造である。

設計に際しては、アームの最大回転角は中立位置に対し ± 25 度程度とする。このため、アーム長に比例して変形限界は拡大するが、減衰力は逆比例的に減少する。減衰力を増大させるには、回転軸の径、幅および突起高さを拡大することにより可能となる。

図-解3.4.1及び表-解3.4.1は、減衰力35tfの揺動型鉛押出ダンパーの構造を示したものである。なお、使用する鉛は、JIS H 2105特殊としている。

表-解3.4.1 減衰力35tfの揺動型鉛押出ダンパーの諸元

構造寸法等	設計値
抵抗力 F	34.9 (kgf)
回転軸の基本軸径 d	20 (cm)
回転軸の突起高さ h	0.5 (cm)
回転軸の突起幅 B	16.8 (cm)
加力アーム長 L	50 (cm)
設計せん断応力 τ	150 (kgf/cm ²)

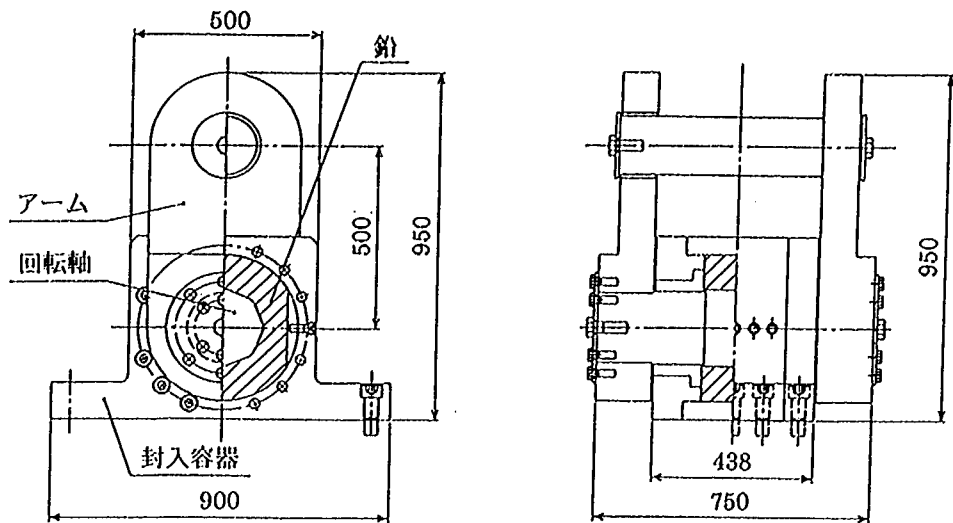


図-解3.4.1 揺動型鉛押出ダンパー（容量35tf）構造例

3.4.2 揺動型鉛押出ダンパーの動的特性

(1) 塑性抵抗力

揺動型鉛押出ダンパーの荷重～変位関係は、完全弾塑性型にモデル化することができる。揺動型鉛押出ダンパーの塑性抵抗力は式(3.4.1)により算出する。

$$F = \tau \cdot \pi \cdot (d + 2h) \cdot B \cdot \frac{(d + 2h) / 2}{L} \quad (3.4.1)$$

ここに、

F：塑性抵抗力(kgf)

d：回転軸の基本軸径(cm)

h：回転軸の突起高さ(cm)

B：回転軸の突起幅(cm)

L：加力アーム長(cm)

τ ：設計せん断応力で使用する鉛がJIS H 2105特殊の場合には150(kgf/cm²)とする。

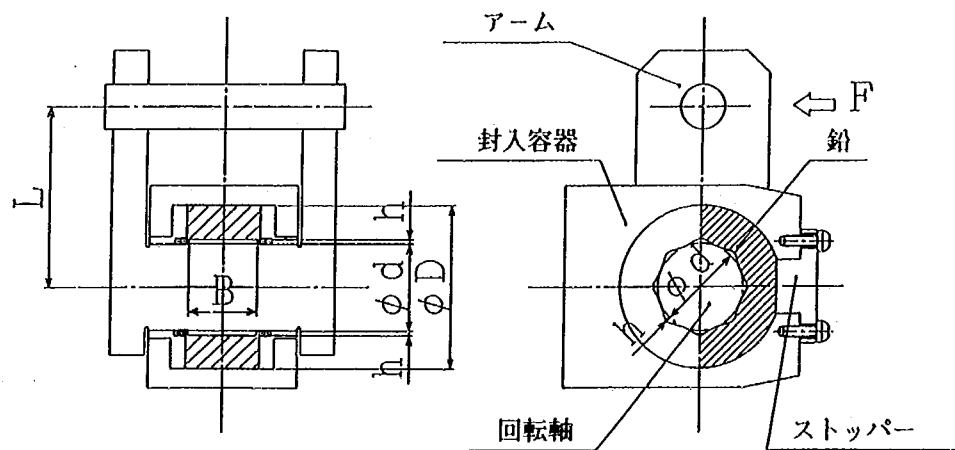


図-3.4.2 揺動型鉛押出ダンパーの構造と記号

(2) 履歴モデル

揺動型鉛押出ダンパーの履歴特性は、図-3.4.3に示すようにバイリニアモデルで近似する。ここで、初期剛性、降伏荷重、降伏後剛性は、それぞれ、式(3.4.2)～式(3.4.4)により表す。

$$K_0 = \frac{F}{0.005 \cdot (D - d - 2h) / 2 \cdot \frac{L}{(d + 2h) / 2}} \quad (3.4.2)$$

$$F_0 = F \quad (3.4.3)$$

$$K_0 = 0 \quad (3.4.4)$$

ここに、

D：鉛の外径 (cm)

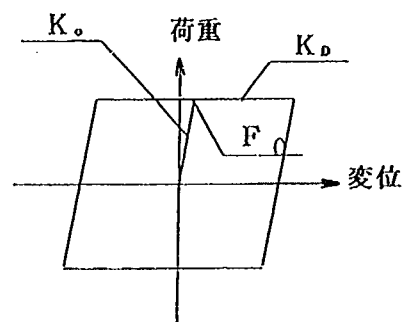


図-3.4.2 揺動型鉛押出ダンパーの履歴曲線

(1) 揺動型鉛押出ダンパーの塑性抵抗力は、回転軸突起部における鉛のせん断抵抗力を、回転軸心（支点）から突起頂部（力点）およびアーム加力位置（作用点）までの距離で換算することにより求められる。式(3.4.1)により算出される塑性抵抗力は、履歴特性曲線の変位中立点（変位0）における抵抗力の値である。

(2) 長大橋の振動解析に際し、簡便なモデル化として、揺動型鉛押出ダンパーの履歴曲線をバイリニアモデルに近似し、動的解析に用いることができる。

鉛は常温において再結晶現象を有し、通常の金属にみられるような疲労が発生しない。そのため、揺動型鉛押出ダンパーは、繰返し载荷に対する耐久性に優れた特性を示す（図-解3.4.3参照）。

また、履歴特性は、以下の微分方程式モデルによる詳細なモデル化も可能である。

$$\left. \begin{aligned} \dot{F}(t) &= K_0 \cdot \dot{X} \{ 1 - |\dot{X}| \cdot |F(t) / F_0 - S(t)|^n \} \\ S(t) &= \alpha |X / X_0 - F(t) / F_0| \\ K_0 &= F_0 / X_0 \\ K_0 &= K_0 \cdot \alpha / (1 + \alpha) \end{aligned} \right\} \quad (解3.4.1)$$

ここに、

F(t)：抵抗力

- F_0 : 降伏力
 K_0 : 初期剛性
 K_1 : 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 : ループ形状の丸みを決定するパラメータ (正の奇数)
 $\dot{X}$: 時間に関する微分

図-解3.4.2 に、実験値と微分方程式モデルによる履歴曲線を示す。

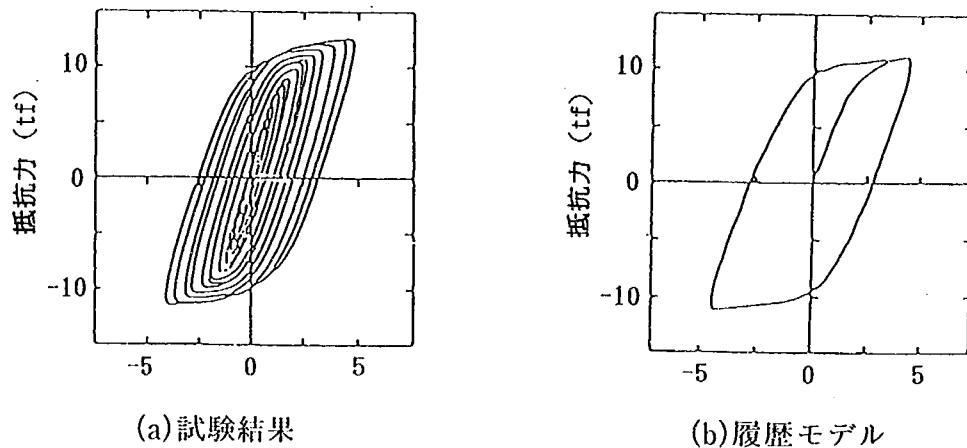


図-解3.4.2 揺動型鉛押出ダンパーの代表的な履歴曲線と微分方程式型モデルにより表した履歴曲線

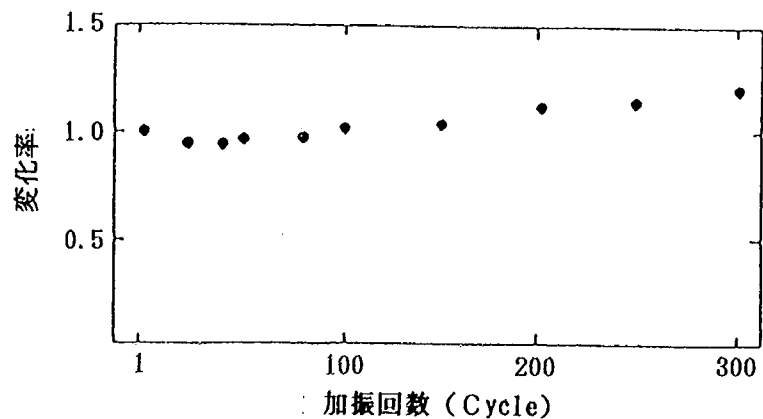


図-解3.4.3 揺動型鉛押出ダンパーの繰返し耐久性 (消散エネルギーの変化)

3.4.3 揺動型鉛押出ダンパーの静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化などにより、揺動型鉛押出ダンパーに生じる抵抗力を考慮し、設計しなければならない。

温度変化などにもともない発生する上下部構造間の相対速度は、一般に $0.0001 \sim 0.0005 \text{ mm/sec}$ であり、これによって生じる鉛押出ダンパーの抵抗力は地震時に比較し小さい。

図-解3.4.4は、揺動型鉛押出ダンパーのクリープ特性を示したものである。これによれば、抵抗力は時間とともに減少し、あるレベルに漸近する。このため、こうした点を考慮すると、常時の設計においては抵抗力の30%程度を考慮する必要がある。

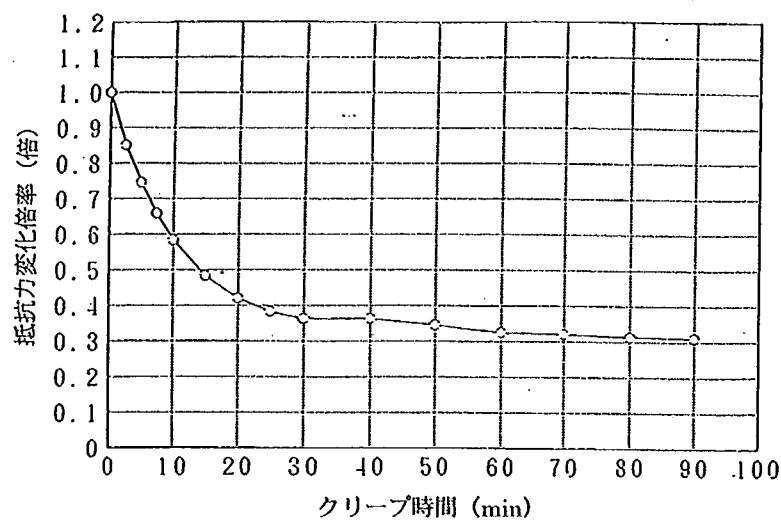


図-解3.4.4 揺動型鉛押出ダンパーのクリープ特性

3.5 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの設計

3.5.1 使用材料と構造

(1) 使用材料

使用材料としては、降伏点が 1000kgf/cm^2 程度と一般鋼材に比べて低く、伸び性能が50%程度と大きい超低降伏点鋼材を用いるものとする。

(2) 構造

超低降伏点鋼を用いた片持ち梁式ダンパーの構造は、図-3.5.1に示すように超低降伏点鋼を用いた片持ち梁部分と片持ち梁の変位を抑制するためのストッパーで構成する。

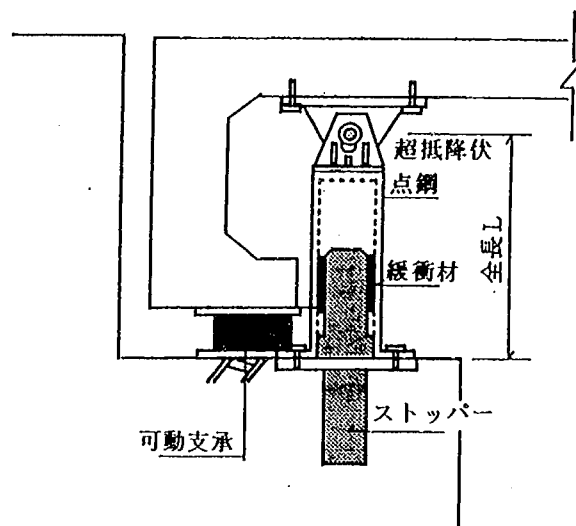


図-3.5.1 超低降伏点鋼を用いた片持ち梁式ダンパーの構造

(1) 本装置で対象とした代表的な超低降伏点鋼材の化学的性質および機械的性質は、それぞれ、表-解3.5.1および表-解3.5.2に示すとおりである。また、このような性質を有する鋼材の応力～ひずみ関係は、図-解3.5.1に示すようになる。

表-解3.5.1 超低降伏点鋼の化学成分の例 (単位:%)

C	Si	Mn	P	S
0.02	0.02	0.16	0.012	0.012

表-解3.5.2 超低降伏点鋼の機械的性能の例

0.2%耐力(kgf/cm^2)	引張強度(kgf/cm^2)	伸び(%)
900 ~ 1300	2000 ~ 3000	≥ 50

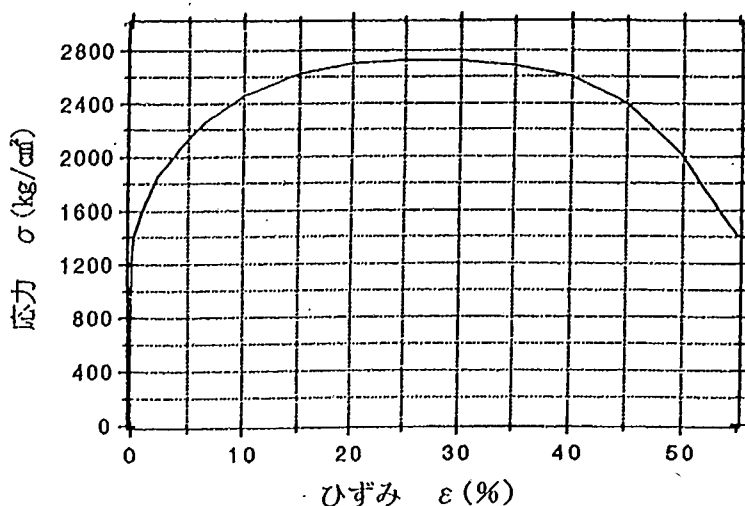


図-解3.5.1 超低降伏点鋼材の応力～ひずみ関係

(2) 超低降伏点鋼を用いた片持ち梁の剛性は、梁上端の変位が大きくなるにつれて低下する傾向を示すので大地震時に荷重が作用すれば変位が過大となることも生じてくる。そこで片持ち梁の途中にストッパーを設けることにより過大な変位を抑制するとともに超低降伏点鋼の塑性化部分の面積を増やし、履歴特性が安定するひずみ範囲で所定のエネルギー吸収を図ることを可能としたものである。

3.5.2 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの動的特性

[1] ストッパーを考慮しない場合

(1) 等価線形モデル

片持ち梁式ダンパーの梁部を等価線形モデルとする場合の等価剛性および等価減衰定数は、それぞれ、式(3.5.1)および式(3.5.2)により算出するものとする

$$K_B = \frac{Q_d}{u_B} + K_2 \quad (3.5.1)$$

$$h_B = \frac{2 Q_d \{ u_B + Q_d / (K_2 - K_1) \}}{\pi u_B (Q_d + K_2 u_B)} \quad (3.5.2)$$

ここに、

K_B : 図-3.5.2に示す梁部の等価剛性(kgf/cm)

h_B : 梁部の等価減衰定数

Q_d : 図-3.5.2に示す梁部の降伏荷重(kgf)で、式(3.5.3)により算出する。

K_1 : 図-3.5.2に示す梁部の一次剛性(kgf/cm)で、式(3.5.4)により算出する。

K_2 : 図-3.5.2に示す梁部の二次剛性(kgf/cm)で、式(3.5.5)により算出する。

u_{Be} : 梁部の材端相対設計変位(cm)

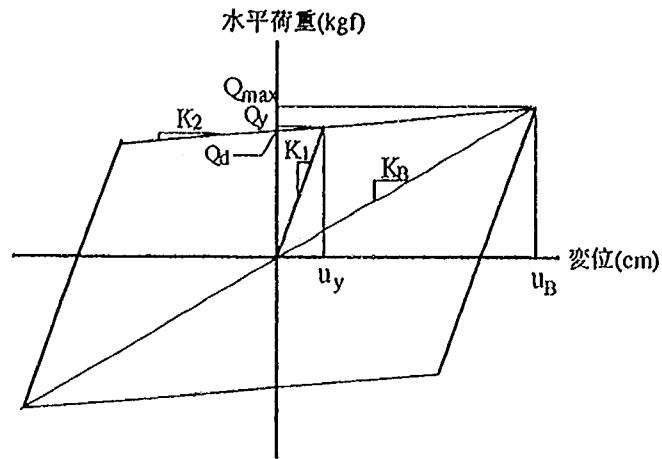


図-3.5.2 片持ち梁式ダンパーの梁部における履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の梁部分の降伏荷重、一次剛性および二次剛性は、それぞれ、式(3.5.3)～式(3.5.7)により算出するものとする。

$$Q_d = Q_y (1 - K_2 / K_1) \quad (3.5.3)$$

$$Q_y = Z \sigma_y / L \quad (3.5.4)$$

$$K_1 = 3 E_1 I / (L^3) \quad (3.5.5)$$

$$K_2 = (Q_{max} - Q_y) / (u_a - u_y) \quad (3.5.6)$$

$$u_y = Q_y L^3 / (3 E_1 I) \quad (3.5.7)$$

ここに、

Q_d : 図-3.5.2に示す片持ち梁の降伏荷重(kgf)

Q_y : 図-3.5.2に示す片持ち梁の降伏力(kgf)

Q_{max} : 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められる片持ち梁の設計変位 u_b に対応する荷重(kgf)

K_1 : 図-3.5.2に示す片持ち梁の一次剛性(kgf/cm)

K_2 : 図-3.5.2に示す片持ち梁の二次剛性(kgf/cm)

Z : 片持ち梁の断面係数(cm^3)

I : 片持ち梁の断面二次モーメント(cm^4)

L : 片持ち梁の部材長(cm)

u_a : 片持ち梁の許容変位(cm)

u_b : 片持ち梁の設計変位(cm)

u_y : 片持ち梁の降伏変位(cm)

E_1 : 超低降伏点鋼の0.1%ひずみに対応する割線剛性(kgf/cm²)

σ_y : 超低降伏点鋼の0.1%ひずみに対する応力(kgf/cm²)

(3) 片持ち梁基部のモーメント

片持ち梁式ダンパーにおいては、ダンパー基部にモーメントが作用する。このモーメントの最大値は、式(3.5.8)により算出される。

$$M_{max} = Q_{max} L$$

(3.5.8)

ここに、

M_{max} : 片持ち梁式ダンパーに作用する最大モーメント (kgfcm)

Q_{max} : 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められる設計変位 u_B に対応する梁上端に作用する荷重 (kgf)

L : 片持ち梁の部材長 (cm)

(1) 片持ち梁式ダンパーにおいてストッパーが作用しない場合の等価線形ばねモデルをダンパーの水平力－水平変位関係が(2)項に示す特性値からなるバイリニアモデルで近似されるときとして規定したものである。

(2) 片持ち梁式ダンパーに用いる超低降伏点鋼の応力－ひずみ関係は、図-解3.5.1に示したように明確な降伏点が表れないが、図-解3.5.2のように各ひずみに対する接線剛性をみるとひずみが0.1%付近で勾配が急激に変化し特性の変化が見られる。そこで図-解3.5.1の応力－ひずみ曲線において0.1%ひずみに対応する点を降伏点としこの点とひずみ1.0%に対応する点を結ぶ直線勾配を二次剛性とする図-解3.5.3のようなバイリニア型の応力ひずみ関係を設計用に仮定するものとする。図-解3.5.6に示すようなダンパーの荷重変位関係は、この設計用応力ひずみ関係から式(解3.5.1)、式(解3.5.2)を用いて求めた図-解3.5.5に示す曲げモーメント－曲率関係を用い、図-解3.5.4の分割モデルを適用して式(解3.5.3)により求めるものとする。

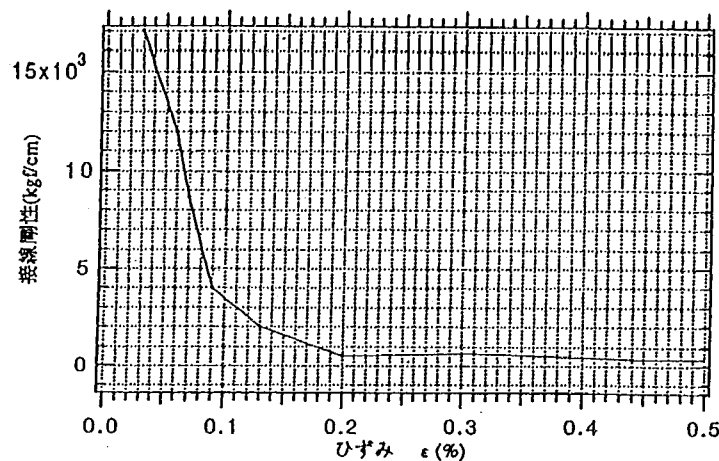


図-解3.5.2 接線剛性－ひずみ関係

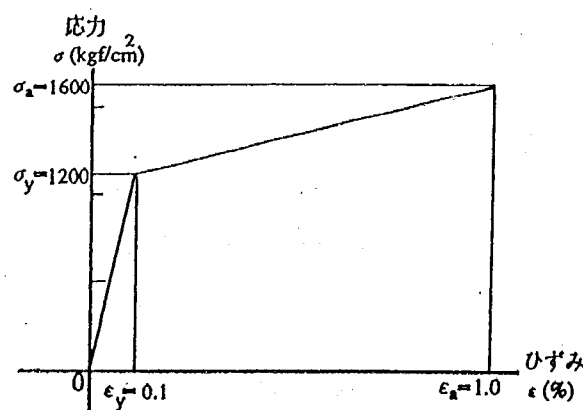


図-解3.5.3 応力－ひずみ関係の仮定

Q_{max} は、図-解3.5.6より、片持ち梁の設計変位 u_B に相当する水平力として求められる。

$$M = Z \sigma \quad (\text{解3.5.1})$$

$$\phi = \epsilon / X_0 \quad (\text{解3.5.2})$$

$$\delta = \sum_{i=1}^m (\phi_i y_i + \phi_{i+1} y_{i+1}) \Delta y_i \quad (\text{解3.5.3})$$

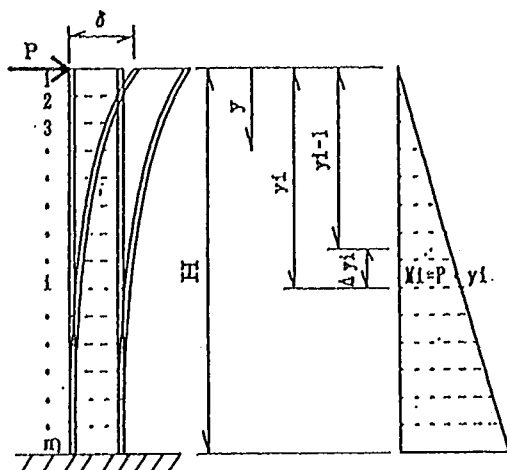


図-解3.5.4 梁の分割モデル

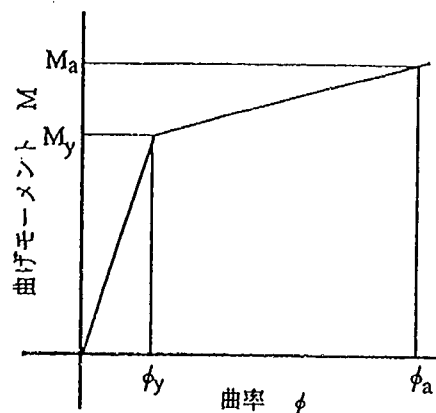


図-解3.5.5 梁のM~phi関係

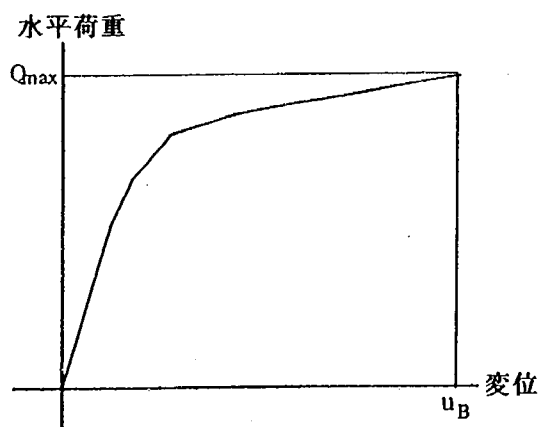


図-解3.5.6 片持ち梁の水平力-水平変位関係

(3) 片持ち梁式ダンパーは、固定部よりモーメントが橋梁下部構造に作用する。ここでは、このモーメントの最大値を規定している。もしも作用するモーメントの時刻歴が必要な場合は、図-解3.5.5に示した曲げモーメント-曲率関係を有する梁要素を用いて曲げモーメントの応答を求める必要がある。

[2] ストッパーを考慮する場合

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合のストッパーの作用を考慮したばねモデルの等価剛性および等価減衰定数は、それぞれ、式(3.5.9)および式(3.5.10)により算出するものとする。

$$K_B = Q_{max} / u_B \quad (3.5.9)$$

$$h_B = \frac{2 Q_d \{ u_B + Q_d / (K_2 - K_1) \}}{\pi u_B (Q_d + K_2 u_B)} \quad (3.5.10)$$

ここに、

K_B : ストッパーが作用する場合の片持ち梁式ダンパーの等価剛性(kgf/cm²)

h_B : ストッパーが作用する場合の片持ち梁式ダンパーの等価減衰定数

Q_{max} : 超低降伏点鋼の応力ひずみ関係より求められるストッパー上部の梁部の材端相對設計変位 u_{B0} に対応する荷重(kgf)

u_B : 片持ち梁部全体の材端相對設計変位(cm)

u_{B0} : 式(3.5.11)に示すストッパー上部の梁の材端相對設計変位(cm)

$$u_{B0} = u_B - u_0 \quad (3.5.11)$$

$$u_0 = 2d / (3\xi^2 - \xi^3) \quad (3.5.12)$$

$$\xi = 1 - L_1 / L \quad (3.5.13)$$

Q_d : 図-3.5.2に示すストッパーが作用しない場合の片持ち梁の降伏荷重(kgf)

Q_y : 図-3.5.2に示すストッパーが作用しない場合の片持ち梁の降伏力(kgf)

K_1 : 図-3.5.2に示すストッパーが作用しない場合の片持ち梁の一次剛性(kgf/cm)

K_2 : 図-3.5.2に示すストッパーが作用しない場合の片持ち梁の二次剛性(kgf/cm)

u_0 : 図-3.5.3に示す片持ち梁がストッパーに接した瞬間の片持ち梁上端の相對変位(cm)

d : 図-3.5.3に示すストッパーの遊間(cm)

ξ : ストッパーの高さ比

L : 図-3.5.3に示す片持ち梁の全長(cm)

L_1 : 図-3.5.3に示す片持ち梁のストッパー上部の長さ(cm)

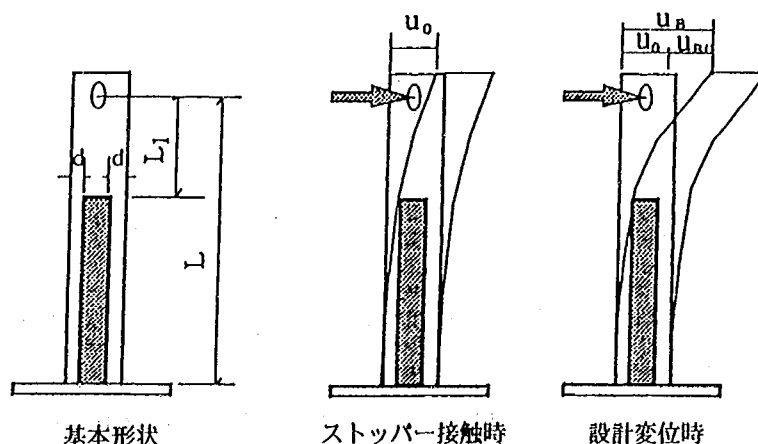


図-3.5.3 片持ち梁式ダンパーの形状

(2) 非線形モデル

非線形モデルにおいては、片持ち梁を梁要素、ストッパーをばね要素として組み合わせた図-3.5.4に示すモデルを用いるものとする。梁要素は、図-解3.5.5に示す曲げモーメント-ひずみ関係を有する非線形モデルとしストッパーは図-3.5.5に示す非線形弾性モデルとする。

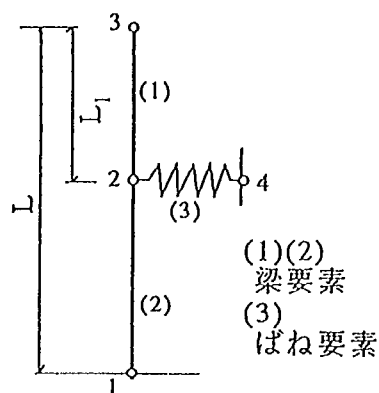


図-3.5.4 非線形モデル

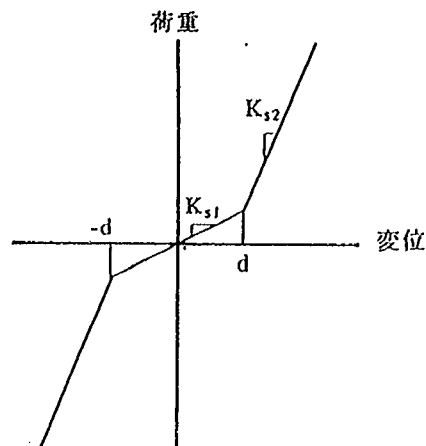


図-3.5.5 ストッパーばね特性

ここに、

d :図-3.5.3に示すストッパーの遊間(cm)

K_{s1} :ストッパーの一次剛性(kgf/cm)

K_{s2} :ストッパーの二次剛性(kgf/cm)

(3) 片持ち梁基部のモーメント

片持ち梁式ダンパーにおいては、ダンパー基部にモーメントが作用する。このモーメントの最大値は、式(3.5.14)により算出される。

$$M_{max} = Q_{max} L \quad (3.5.14)$$

ここに、

M_{max} :片持ち梁式ダンパーに作用する最大モーメント(kgf・cm)

Q_{max} :片持ち梁に作用する最大荷重(kgf)

L :片持ち梁の全長(cm)

(1) 等価線形モデルにおいては、ストッパーの作用により等価剛性のみが増加するものとした。縮小モデル実験によりストッパーが作用する場合の等価減衰は、ストッパーがない場合のモデルにおける同一の変位の場合とほぼ等しいことがわかっている。したがって等価減衰に関しては、[1]と同様に求めるものとした。等価剛性の評価においては、ストッパー接触後は、ストッパー上部の曲げ変形が主体となると考えて求めるものとした。 Q_{max} を算出するにあたっては、ストッパー上部の長さ L_1 としてこの長さを有する片持ち梁の水平力変位関係を[1]の解説(2)項に従ってもとめストッパー上部の材端相對設計変位 u_{no} に相当する荷重を求めるものとする。この場

合におけるストッパーが接触した瞬間の上端変位 u_0 としては、塑性化した片持ち梁を等価な弾性梁と考えて求めるものとした。

(2) 非線形モデルにおいては、ばねモデルで評価することが困難となるために片持ち梁を表す梁要素とストッパーを表すばねモデルを組み合わせたモデルとした。ストッパーの一次剛性と二次剛性は、遊間に用いる緩衝材等の材料特性、ストッパーの力学特性を考慮して決める必要がある。

(3) 片持ち梁式ダンパーは、固定部よりモーメントが橋梁下部構造に作用する。ここではこのモーメントの最大値を規定している。もしも作用するモーメントの時刻歴が必要な場合は、図-解3.5.5に示した曲げモーメント曲率関係を有する梁要素を用いて曲げモーメントの応答を求める必要がある。

3.5.3 超低降伏点鋼材片持梁式ダンパーの静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化などの緩速変形時におけるダンパーの水平力は、3.5.2の規定と同じ値を用い、片持ち梁の最大ひずみは、疲労特性等を考慮した限界ひずみを超えないものとする。

超低降伏点鋼を用いた片持ち梁式ダンパーは、履歴特性に速度依存性がほとんどない。従って静的特性と動的特性を同等に扱ってよい。ダンパーは、温度変化による桁の膨張収縮によりなど耐用年間に数多くの繰り返しを受ける場合がある。図-解3.5.7は、超低降伏点鋼の低サイクル疲労試験結果を示した図であるが、図よりダンパーの耐用年数を30年程度と考えれば静的なひずみを0.5%以下、耐用年数50年程度の場合には、0.3%以下とするのが望ましい。

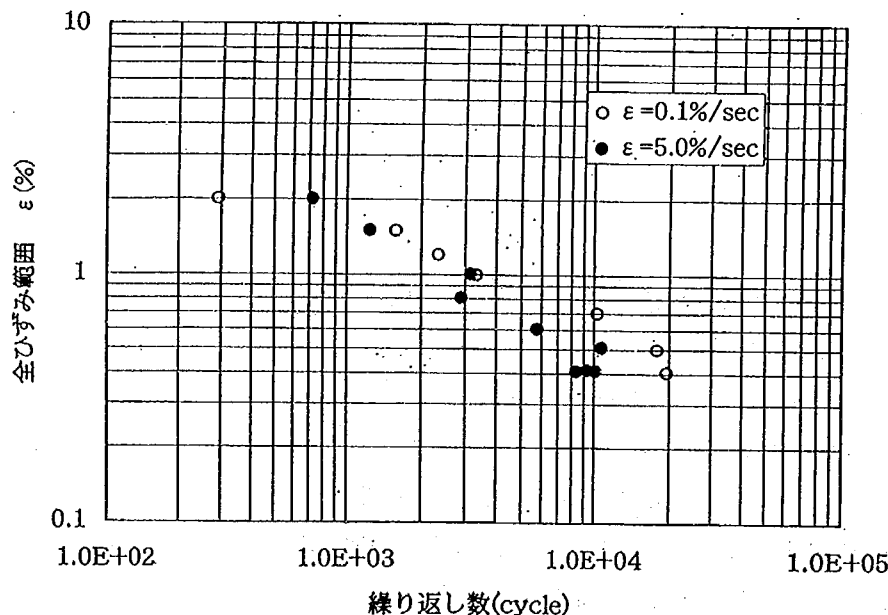


図-解3.5.7 超低降伏点鋼材の疲労特性の一例

3.6 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの設計

3.6.1 使用材料と構造

柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーは、降伏点が低く伸び性能の優れた低降伏点鋼材の特性を利用し、図-3.6.1に示すように不静定構造物の地震時曲げ変形の大きな位置に設置することにより地震時の振動エネルギーを吸収する構造とする。

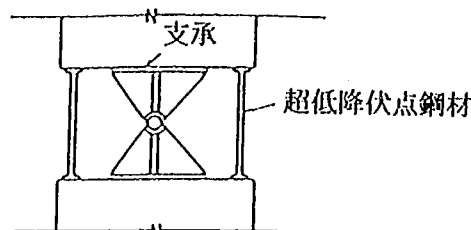


図-3.6.1 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパー

柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーは、図-3.6.1に示すように軸力を伝達する中央部の支承などの部材と、周辺部に設置された低降伏点鋼材ダンパーとで構成される。この位置において地震時に曲げ振動を生じると、低降伏点鋼材に圧縮力と引張力が作用し、その際の塑性変形により振動エネルギーを吸収するものである。

低降伏点鋼材としては、表-解3.6.1に一例を示すように一般構造用鋼材に比べ降伏後の強度の増加は少なく、伸び性能の優れた鋼材を使用する。

表-解3.6.1 低降伏点鋼材の強度特性の一例

鋼材の種類	降伏点(kgf/cm ²)	引張強さ(kgf/cm ²)	伸び(%)	備考
低降伏点鋼材	2,720	3,330	38.7	測定値
一般構造用鋼材(SS400) 板厚16~40	2,400 以上	4,100 以上 5,200 以下	21以上	JIS 規格

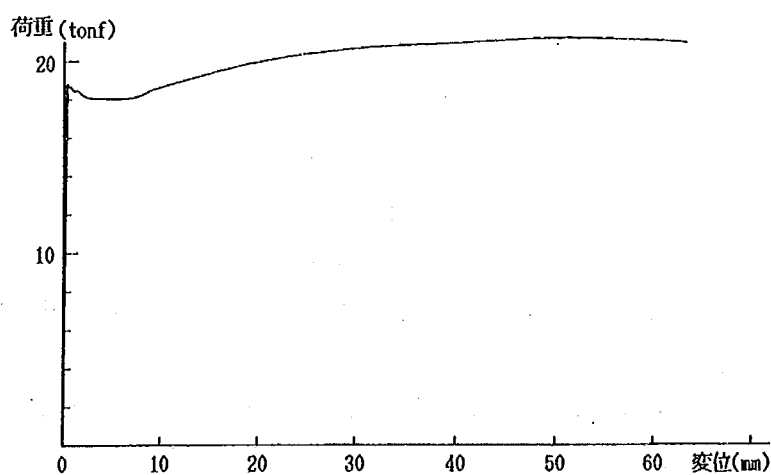


図-解3.6.1 低降伏点鋼材の応力-ひずみ曲線

また、このような鋼材のエネルギー吸収性能としては低サイクル疲労特性が重要であるが、低降伏点鋼材の材料としての低サイクル疲労試験結果を図-解3.6.1に示す。降伏ひずみは0.13%程度であり、降伏ひずみの10倍程度のひずみ範囲で使用的した場合、全ひずみは2.6%であり700回程度の繰返しに耐えることになる。

ダンパーとして設計する場合には、応力集中や大変形時の二次応力などを考慮して十分な余裕を持って設計することが必要である。

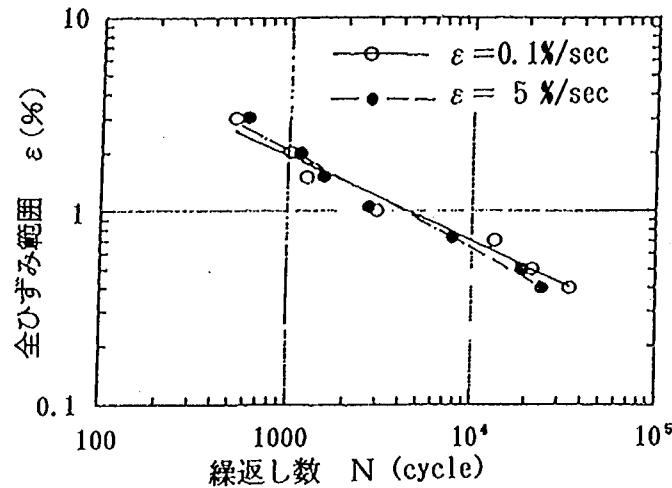


図-解3.6.2 全ひずみ範囲と破断繰返し回数

3.6.2 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の高減衰化装置の等価剛性および等価減衰定数は、それぞれ、式(3.6.1)および式(3.6.2)により算出するものとする。

$$K_{no} = \frac{M}{\theta_{nc}} \quad (3.6.1)$$

$$h_{no} = \frac{2 M_d [\theta_{nc} + M_d / (K_2 - K_1)]}{\pi \theta_{nc} M} \quad (3.6.2)$$

ここに、

K_{no} : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の等価剛性 (tf·m/rad)

h_{no} : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の等価減衰定数

θ_{nc} : 高減衰化装置の有効設計回転角(rad)で最大回転角の0.7倍とする。

M : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の骨格曲線(tf·m)で式(3.6.3)により算出する。

K_1 : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の一次剛性(tf·m/rad)で式(3.6.4)により算出する。

K_2 : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の二次剛性(tfm/rad)で式(3.6.4)により算出する。

M_d : 図-3.6.1に示す高減衰化装置の降伏荷重(tf·m)で式(3.6.5)により算出する。

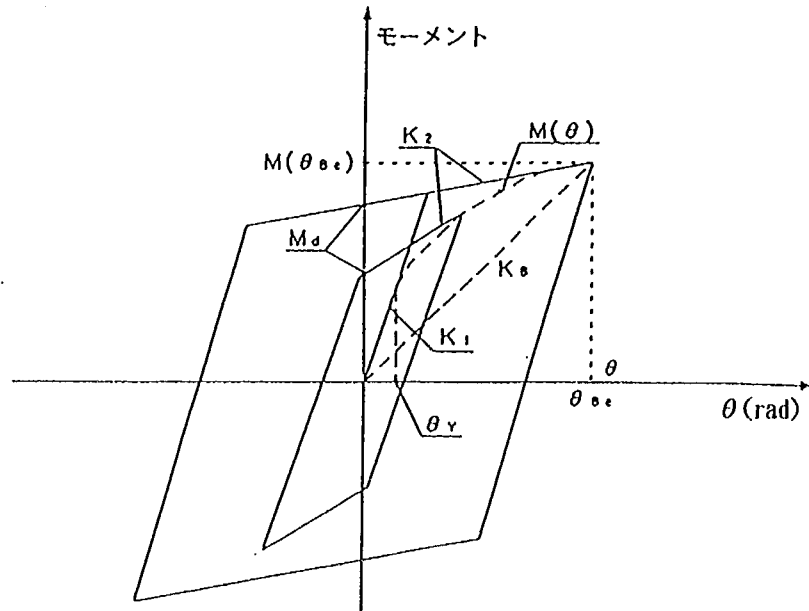


図-3.6.1 低降伏点鋼材ダンパーの履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の低降伏点鋼材ダンパーの骨格曲線、一次剛性、二次剛性、降伏荷重は式 (3.6.3)～式(3.6.8)により算出する。

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{M_y}{\mu \theta} & (0 < \theta_{uc} \leq \theta_y) \\
 M &= M_y - \frac{(\mu \theta^2 + \frac{2\alpha\beta^3}{\mu\theta} - 3\alpha\beta^2)M_y}{2(1-\alpha\beta^3)} & (\theta_y \leq \theta_{uc} \leq \frac{1}{\beta}\theta_y) \\
 M &= M_y - \frac{(1-\alpha)\mu\theta^2 M_y}{2(1-\alpha\beta^3)} & (\frac{1}{\beta}\theta_y \leq \theta)
 \end{aligned} \quad (3.6.3)$$

$$\begin{aligned}
 K_1 &= \frac{M_y}{\theta_y} & (0 < \theta_{uc} \leq \theta_y) \\
 K_2 &= \frac{(\mu\theta^3 - \alpha\beta^3)M_y}{\theta_y(1-\alpha\beta^3)} & (\theta_y \leq \theta_{uc} \leq \frac{1}{\beta}\theta_y) \\
 K_3 &= \frac{\mu\theta^2(1-\alpha)M_y}{\theta_{uc}(1-\alpha\beta^3)} & (\frac{1}{\beta}\theta_y \leq \theta_{uc})
 \end{aligned} \quad (3.6.4)$$

$$M_d = -K_3 \theta_{uc} + M \quad (3.6.5)$$

ここに、

α, β : 図-3.6.2 に示す高減衰化装置の寸法から算出する係数で式(3.6.6)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{b_w}{b} \\ \beta &= \frac{d_f}{d} \end{aligned} \right\} \quad (3.6.6)$$

μ_θ : 高減衰化装置の塑性率で式(3.6.7)により算出する。

$$\mu_\theta = \frac{\theta_y}{\theta_{nc}} \quad (3.6.7)$$

θ_{nc} : 図-3.6.2 に示す高減衰化装置に生じる有効設計変位 (rad)。

θ_y : 高減衰化装置の降伏変位 (rad) で式(3.6.8)により算出する。

$$\theta_y = d_x \times \frac{M_y}{EI} \quad (3.6.8)$$

d_x : 図-3.6.2 に示す高減衰化装置の寸法

M_y : 高減衰化装置の降伏モーメントで式 (3.6.9)により算出する。

$$M_y = \sigma_y \left(\frac{b d^2}{6} - \frac{b_w d_f^3}{6 d} \right) \quad (3.6.9)$$

σ_y : 低降伏点鋼材の降伏応力

M_p : 高減衰化装置の完全塑性モーメントで式 (3.6.10)により算出する。

$$M_p = \sigma_y \left(\frac{b d^2}{4} - \frac{b_w d_f^2}{4} \right) \quad (3.6.10)$$

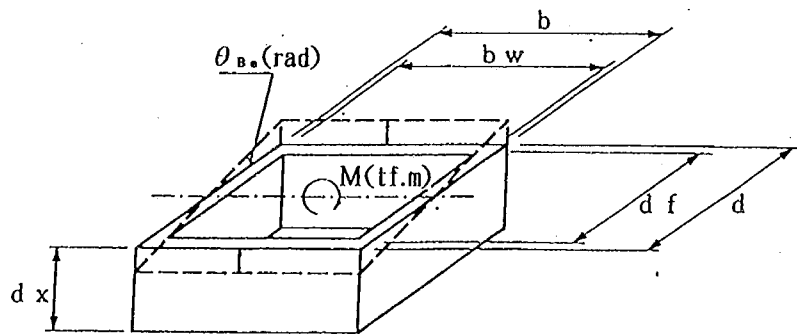


図-3.6.2 高減衰化装置の形状寸法

(1) 低降伏点鋼材ダンパーのヒステリシスは、実験結果によればバイリニアモデルで近似できるので、低降伏点鋼材ダンパーの1次および2次剛性 K_1 、 K_2 を規定したものである。

(2) 実験によれば、2次剛性 K_2 の値が低降伏点鋼材ダンパーの骨格曲線の接線に近いことから、この骨格曲線を任意形状を有するダンパーの形状諸元を用いて求めた。 K_2 は、その式を微分することにより算出した。

(3) リブ材の取り扱いについては、これを設けた場合の理論式を算出することは可能であるが、あまりに繁雑な式となる。ここでは簡単のためフランジ、ウェブに設置されるリブの断面二次モーメントはそれぞれ等価なフランジ、ウェブの板厚に換算し、 bwd 値を定めて良い。

3.6.3 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパーの静的特性

温度変化などの緩速変形時における免震装置に生ずる曲げモーメントは、3.6.2の規定と同じ値を用いる。

低降伏点鋼を用いた片持ち梁式ダンパーは、履歴特性に速度依存性がほとんどない。したがって、静的特性と動的特性を同等に扱ってよい。

3.7 超塑性ラバーダンパーの設計

3.7.1 使用材料と構造

超塑性ラバーダンパーはゴム材料の特性を利用したダンパーであり、図-3.7.1に示す2つの形態に分類する。

(1) せん断型ダンパー

減衰性の非常に高いゴム材料に取付用金具を加硫接着した構造で、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ダンパーである。

(2) 流動抵抗型ダンパー

密閉容器内に充填されたゴム材料（流動性ゴム）を突起を持つ軸を介して流動させる構造で、ゴム材料の塑性流動によるエネルギー吸収を利用したダンパーである。

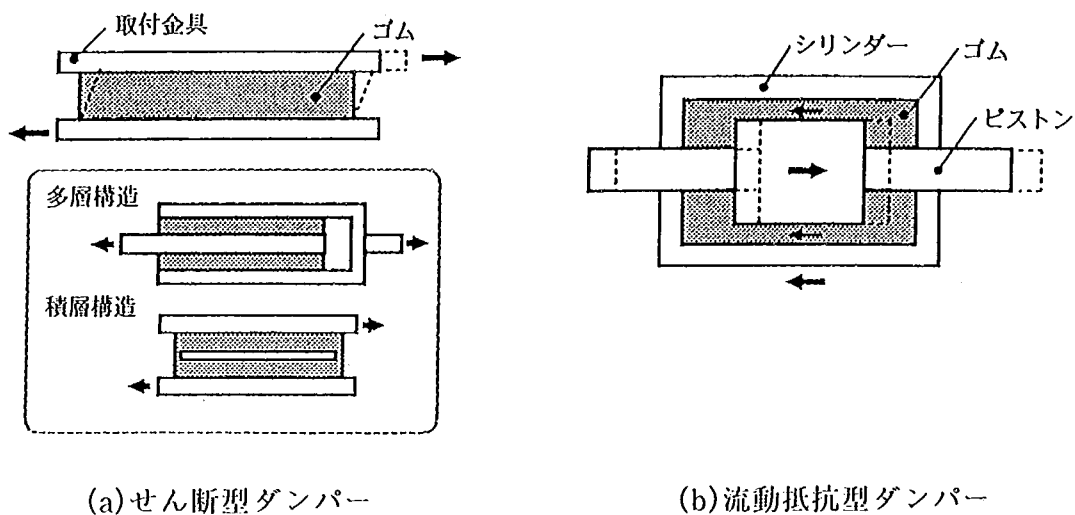


図-3.7.1 超塑性ラバーダンパーの基本構造

(1) ゴム材料のせん断変形によるエネルギー吸収を利用したせん断型ダンパーは、図-3.7.1に示すように多層構造や積層構造とすることも可能である。使用しているゴム材料は合成ゴム系材料であり損失係数0.6程度の高い減衰性を持つ。

せん断型ダンパーの減衰特性は弾塑性的な履歴減衰に近い特性を示し、変形性能はゴムのせん断ひずみ（変形量をゴム高さで除した値）で規定される。本マニュアル(案)で扱うゴム材料の場合、せん断ひずみ200%に相当する変形量が許容変形量となる。

(2) 流動抵抗型ダンパーは、密閉容器（シリンダー）と突起を有する軸（ピストン）を相対的に移動させることでゴム材料を流動させ、流動の際の抵抗力によりエネルギーを吸収するダンパーである。使用しているゴム材料は未加硫ゴム状態の合成ゴム系材料で、弾完全塑性体（非硬化型）に近い性状を示す。

流動抵抗型ダンパーに生じる力は、シリンダーとピストン間の隙間の幅や長さを変えることにより変化させることができる。また、変形性能はシリンダーの長さを変えることで自由に調整できる。

3.7.2 超塑性ラバーダンパーの動的特性

(1) セン断型ダンパー

セン断型ダンパーは弾塑性型に近い特性を有し、等価線形モデルで表現する場合には、等価剛性 K_B および等価減衰定数 h_B は式(3.7.1)および式(3.7.2)より算出する。

$$K_B = \frac{G(\gamma)A}{H} \quad (3.7.1)$$

$$h_B = h(\gamma) \quad (3.7.2)$$

ここに、

$G(\gamma)$: ゴムのセン断弾性係数 (セン断ひずみの関数)

γ : ゴムのセン断ひずみで式(3.7.3)より算出する。

$$\gamma = \frac{u_D}{H} \quad (3.7.3)$$

A : ゴム部の断面積

H : ゴム部の高さ

u_D : 設計変位

$h(\gamma)$: ゴム材料により決まる等価減衰定数 (セン断ひずみの関数)

また、バイリニアモデルで近似する場合、1次剛性 K_1 、2次剛性 K_2 、および降伏変位 u_Y は、式(3.7.4)～式(3.7.6)により算出する (図-3.7.2)。

$$K_1 = c_1 K_B \quad (3.7.4)$$

$$K_2 = c_2 K_B \quad (3.7.5)$$

$$u_Y = c_3 u_D \quad (3.7.6)$$

ここに、

c_i : ゴム材料により定まる定数

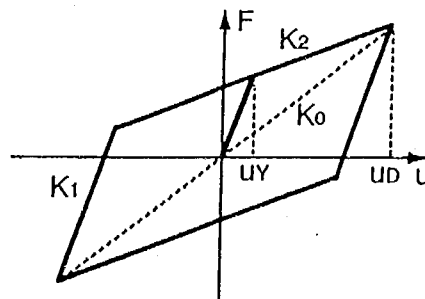


図-3.7.2 セン断型ダンパーのバイリニアモデル

(2) 流動抵抗型ダンパー：

流動抵抗型ダンパーは速度の n ($0 < n < 1$) 乗にはほぼ比例する減衰力が得られ、減衰力 F_D は式(3.7.7)で与えられる (ただし、図-3.7.3において $D_0, D_1 \gg D_2$ が成り立つ場合とする)。

$$F_D = \frac{C' \pi D_0 D_1 L}{D_0 - D_1} V^n \quad (3.7.7)$$

$$C' = C \left[\frac{4 (D_0 + D_1)}{(D_0 - D_1)^2} \right]^n \quad (3.7.8)$$

ここに、

- V : ピストン部速度
- D_0 : シリンダ直径
- D_1 : ピストン突起部直径
- D_2 : ピストン軸部直径
- L : ピストン突起部長さ
- C, n : ゴム材料により決まる定数

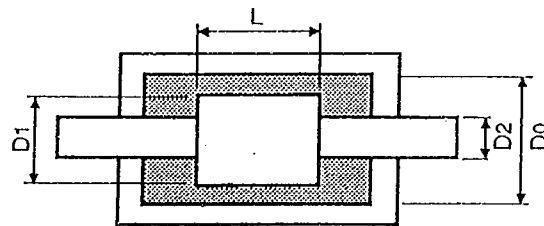


図-3.7.3 流動抵抗型ダンパーの寸法の定義

(1) セン断型ダンパーの荷重-変位特性の速度依存性は比較的小さく、地震応答を考える上では履歴減衰として近似することが可能である。ただし、材料の非線形性が大きいため、せん断弾性係数をせん断ひずみの関数で表現する必要がある (図-解3.7.1参照)。

式(3.7.1)、式(3.7.2)、および式(3.7.4)～式(3.7.6)の特性値の算出に必要な諸定数については、本マニュアル(案)で扱うゴム材料を使用する場合、せん断ひずみが $0.1 \leq \gamma \leq 2.0$ の範囲では以下の値を使用する。

$$\left. \begin{aligned} G(\gamma) &= 6.92 \gamma^{-0.594} \text{ kgf/cm}^2 \\ h(\gamma) &= 0.283 \\ C_1 &= 10.1 \\ C_2 &= 0.463 \\ C_3 &= 0.173 \end{aligned} \right\} (0.1 \leq \gamma \leq 2.0) \quad (\text{解3.7.1})$$

また、温度変動が大きい場合のなどは、前記せん断弾性係数(温度 20°C の値)の温度による変化を考慮する必要がある。本マニュアル(案)で扱うゴム材料の場合、温度によるせん断弾性係数の変動比 α_G (温度 20°C を基準1.0とした値) は、温度 $-10^\circ\text{C} \leq T \leq 40^\circ\text{C}$ の範囲で式(解3.7.2)で算出す

る。

$$\alpha = 2.05 e^{(-2.718)^{-0.036T}} \quad : -10 \leq T \leq 40^{\circ}\text{C} \quad (\text{解3.7.2})$$

式(解3.7.1)および式(解3.7.2)より得られるせん断弾性係数、等価減衰定数とせん断ひずみの関係を実験値と併せて図-解3.7.2に示す。

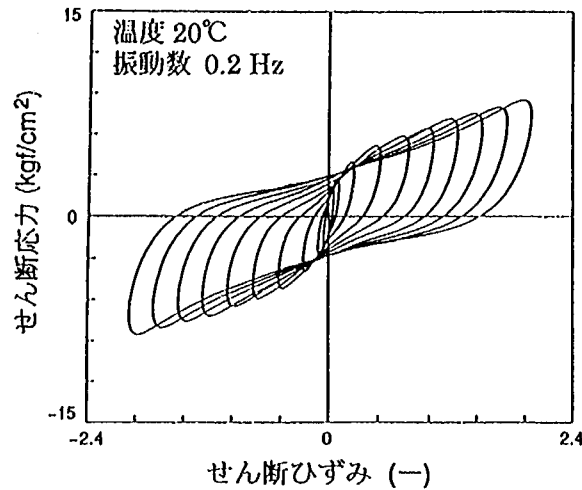


図-解3.7.1 せん断型ダンパーの代表的な履歴特性

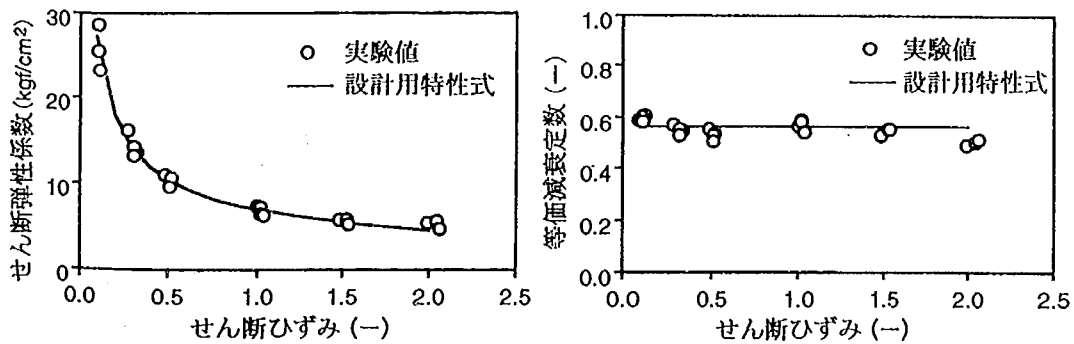


図-解3.7.2 せん断弾性係数、等価減衰定数とせん断ひずみの関係

(2) 流動抵抗型ダンパーは摩擦ダンパーとオイルダンパーの中間的な特性を有し(図-解3.7.3)、減衰力は速度の n ($0 < n < 1$) 乗に比例するものとして扱うことができる。得られる力は隙間部の間隔や長さにより大きく変化し、隙間部の間隔を小さくするほど、また、長さを長くするほど力が増大する。

式(3.7.7)、式(3.7.8)は、内部に充填するゴム材料のずりせん断応力とずりひずみ速度の関係を式(解3.7.3)で表現して導出したものである。

$$\tau^* = C (\dot{\gamma}^*)^n \quad (\text{解3.7.3})$$

本マニュアル(案)で扱うゴム材料を用いる場合、ずりせん断ひずみ速度が $0.2 \leq \dot{\gamma}^* \leq 200 \text{ s}^{-1}$ の範囲で、式(解3.7.3)は式(解3.7.4)で具体的に表現され、これを用いれば減衰力と速度の関係は式(3.7.7)、(3.7.8)より図-解3.7.4の通りとなる。

$$\tau^* = 0.95 (\dot{\gamma}^*)^{0.28} \text{ kgf/cm}^2 \quad : 0.2 \leq \dot{\gamma}^* \leq 200 \text{ s}^{-1} \quad (\text{解3.7.4})$$

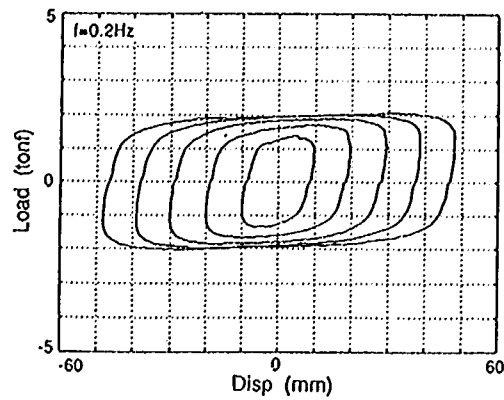


図-解3.7.3 流動抵抗型ダンパーの代表的な履歴特性

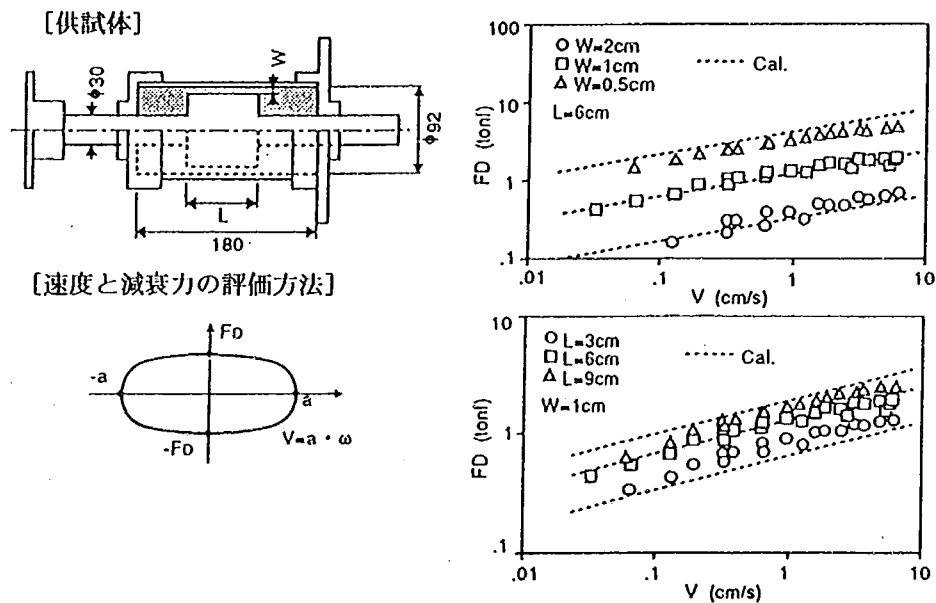


図-解3.7.4 各絞り部寸法に対する速度と減衰力の関係

また、温度依存性、繰返し変形に対する安定性は充填する材料により大きく異なる。本マニュアル(案)で扱うゴム材料を用いる場合、図-解3.7.5に示すように温度依存性は小さく、繰返し変形に対しても安定している。

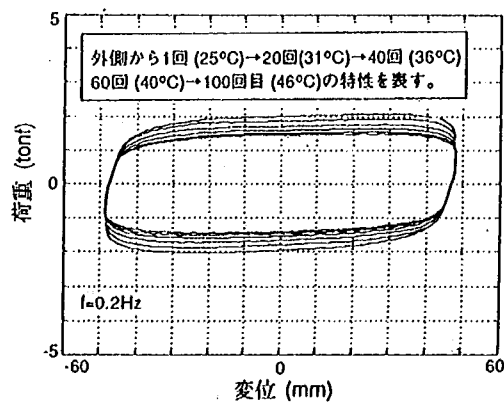


図-解3.7.5 繰返し変形に対する温度上昇と荷重－変位特性の変化

3.7.3 超塑性ラバーダンパーの静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化などの影響により生じるダンパーの力 F_s は、以下のよう
に算出する。

(1) セン断型ダンパー

$$F_s = K_s u_s \quad (3.7.9)$$

ここに、

K_s : 緩速変形時の等価剛性で次式により算出する。

$$K_s = \alpha \frac{G(\gamma) A}{H} \quad (3.7.10)$$

$G(\gamma)$: ゴムのせん断弾性係数 (せん断ひずみの関数)

γ : ゴムのせん断ひずみの式(3.7.4)より算出する。

$$\gamma = \frac{u_s}{H} \quad (3.7.11)$$

A : ゴム部の断面積

H : ゴム部の高さ

u_s : 緩速変形時の変位

α : 緩速変形における低減率

(2) 流動抵抗型ダンパー

式(3.7.7)および式(3.7.8)より緩速変形時の速度を用いて減衰力を算出する。

(1) セン断型ダンパーにおける式(3.7.9)によるせん断弾性係数は、式(3.7.1)に用いる関数と同一の関数を用いる。また、低減率 α は性能試験により定めなければならない。

(2) 流動抵抗型ダンパーの緩速変形時の減衰力算出に必要となる低ずりせん断ひずみ速度域の材料特性式(解3.7.3)は性能試験により定めなければならない。

3.8 超高減衰ゴム支承の設計

3.8.1 使用材料と構造

- (1) 超高減衰ゴム支承は地震時の上下部構造の相対変位によりせん断変形し、それにより復元力と減衰性能を発生する構造とする。
- (2) 超高減衰ゴム支承に用いるゴム材料は十分な減衰性能を有し、力学的特性および耐久性が確認されたものを選定しなければならない。

(1) 超高減衰ゴム支承はゴム支承本体およびそれを上下部構造と連結するための取付金具より構成される。装置の水平ばね機能および減衰機能はゴム支承本体がせん断変形することにより発現されるため、取付金具は上下部構造の相対変位を確実に支承本体に伝える構造とする必要がある。

また、適用する長大橋が吊橋や斜張橋等の場合には必ずしも鉛直力を支持する必要がないため、支承本体の構造はゴムと鋼板の積層構造のほかに内部鋼板を用いない単層構造とすることもできる。

(2) 超高減衰ゴム支承の水平変位～水平荷重の関係は、ゴムに生じるせん断ひずみに依存する。このためせん断ひずみと等価剛性および等価減衰定数の関係を把握し、数式化しておかなければならない。

また、実橋に取り付けた後は容易に交換することができないため、使用条件および供用期間に対して耐久性を有していることが要求される。

超高減衰ゴムは一般のゴム材料と異なり減衰性を付与するために特殊な配合設計がなされているため、一律に物性規格を規定することは適当ではないが、装置の使用条件や構造等に基づき適切な材料を選定する必要がある。

3.8.2 超高減衰ゴム支承の動的特性

(1) 等価線形モデル

等価線形モデルを用いる場合の超高減衰ゴム支承の等価剛性および等価減衰定数は、それぞれ、式(3.8.1)および(3.8.2)により算出する。

$$K_B = \frac{A_R \cdot G(\gamma)}{\sum t_e} \quad (3.8.1)$$

$$h_B = b_0 + b_1 \gamma + b_2 \gamma^2 + \dots + b_i \gamma^i \quad (3.8.2)$$

ここに、

K_B : 図-3.8.1に示す超高減衰ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)

A_R : ゴムの支圧面積(cm²)

$\sum t_e$: ゴムの総厚(cm)

t_e : ゴム一層の厚さ(cm)

$G(\gamma)$: ゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)で式(3.8.3)により算出する。

$$G(\gamma) = a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 + \dots + a_i \gamma^i \quad (3.8.3)$$

a_i : せん断弾性係数のせん断ひずみ依存に関する係数

γ : ゴムの有効せん断ひずみで、式(3.8.4)により算出する。

$$\gamma = \frac{u_{ne}}{\sum t_e} \quad (3.8.4)$$

h_n : 超高減衰ゴム支承の等価減衰定数

b_i : 等価減衰定数のひずみ依存に関する係数

u_{ne} : 超高減衰ゴム支承の有効設計変位(cm)で、3.2.2の規定による

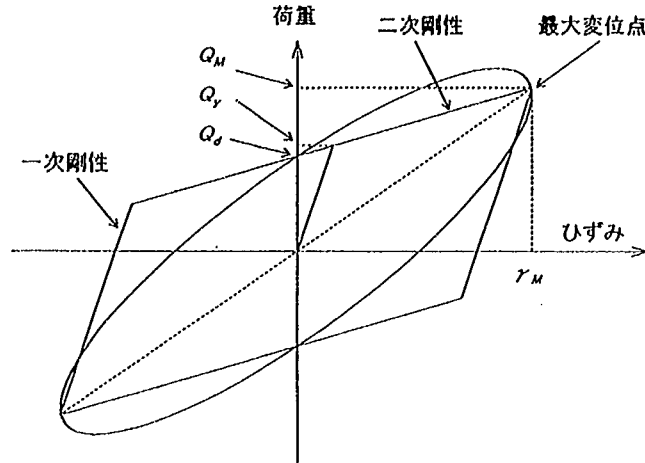


図-3.8.1 超高減衰ゴム支承の履歴特性

(2) 非線形モデル

バイリニアモデルを用いる場合の超高減衰ゴム支承の一次剛性、二次剛性、降伏荷重はそれぞれ式(3.8.5)～式(3.8.7)により算出する。

$$K_1 = A_R \cdot G_1 / \sum t_e \quad (3.8.5)$$

$$K_2 = A_R \cdot G_2 / \sum t_e \quad (3.8.6)$$

$$Q_d = A_R \cdot \tau_d \quad (3.8.7)$$

$$Q_y = A_R \cdot \tau_y \quad (3.8.8)$$

ここに、

K_1 : 図-3.8.1に示す超高減衰ゴム支承の一次剛性(kgf/cm)

K_2 : 図-3.8.1に示す超高減衰ゴム支承の二次剛性(kgf/cm)

Q_d : 図-3.8.1に示す超高減衰ゴム支承の降伏荷重(kgf)

Q_y : 図-3.8.1に示す超高減衰ゴム支承の降伏力(kgf)

A_R : ゴムの支圧面積(cm²)

G_1 : 超高減衰ゴム支承の一次剛性に関するゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

で、式(3.8.9)により算出する。

$$G_1 = \frac{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_n + C(\gamma_M) \cdot \pi/2 \cdot h_n}{C(\gamma_M) - \pi/2 \cdot h_n} G(\gamma_M) \quad (3.8.9)$$

$$C(\gamma_M) = c_0 + c_1 \gamma_M + c_2 \gamma_M^2 + \dots + c_k \gamma_M^k \quad (3.8.10)$$

γ_M : 非線形モデルを定義する場合の定常ループにおけるゴムの最大ひずみ

$C(\gamma_M)$: せん断ひずみによる係数で、式(3.8.10)により算出する。

C_k	: 係数 $C(\gamma_M)$ のせん断ひずみ依存に関する係数
G_z	: 超高減衰ゴム支承の二次剛性に関するゴムのせん断弾性係数 (kgf/cm ²) で、式(3.8.11)により算出する。
	$G_z = (1 - C(\gamma_M)) \cdot G(\gamma_M) \quad (3.8.11)$
τ_y	: 降伏応力度で、式(3.8.12)により算出する。
	$\tau_y = \frac{G_1}{G_1 - G_z} \cdot \tau_d \quad (3.8.12)$
τ_d	: せん断ひずみが零の場合のせん断応力度 (kgf/cm ²) で式(3.8.13)により算出する。
	$\tau_d = \gamma_M \cdot C(\gamma_M) \quad (3.8.13)$
τ_M	: 等価せん断応力度 (kgf/cm ²) で、式(3.8.14)により算出する。
	$\tau_M = G(\gamma_M) \cdot \gamma_M \quad (3.8.14)$
Σt_c	: ゴムの総厚 (cm)
t_c	: ゴム一層の厚さ (cm)

(1) 等価剛性の算出に用いるゴムのせん断弾性係数および等価減衰定数は、せん断ひずみ依存性を持つ非線形な特性を示すため、式(3.8.2)および式(3.8.3)のようにせん断ひずみ γ による回帰式として表すこととした。

また、せん断弾性係数および等価減衰定数は、荷重履歴に対する依存性を持っている。せん断弾性係数の荷重履歴に対する依存性とは、過去に経験した最大のせん断ひずみの大きさにより、同じひずみにおいても発現されるせん断弾性係数が異なることをいう。一例として、初めて100%のせん断ひずみを受けた場合の超高減衰ゴムのせん断弾性係数と、一度200%のせん断ひずみを経験した後に100%のせん断ひずみを受けた場合のせん断弾性係数の比較を図-解3.8.1に示す。荷重履歴によって超高減衰ゴムのせん断弾性係数が小さくなることを示している。また、事前に経験した最大ひずみの影響は、最大ひずみを経験した後の時間経過とともに元に復する傾向を持っている。このようなことから、ここでは、図-解3.8.1に示すように200%のせん断ひずみを経験する前の超高減衰ゴムのせん断弾性係数と、200%のせん断ひずみを経験した後のせん断弾性係数の平均値を設計に用いる超高減衰ゴムのせん断弾性係数とした。

超高減衰ゴムでは等価減衰定数も荷重履歴に対する依存性を持つ。式(3.8.2)はせん断弾性係数と同様に200%のせん断ひずみを経験する前と後の等価減衰定数の平均値を与えるものである。式(3.8.2)、式(3.8.3)の係数 a_i 、 b_i は超高減衰ゴムの種類によって異なるため、超高減衰ゴムの種類ごとに試験によって定めなければならない。

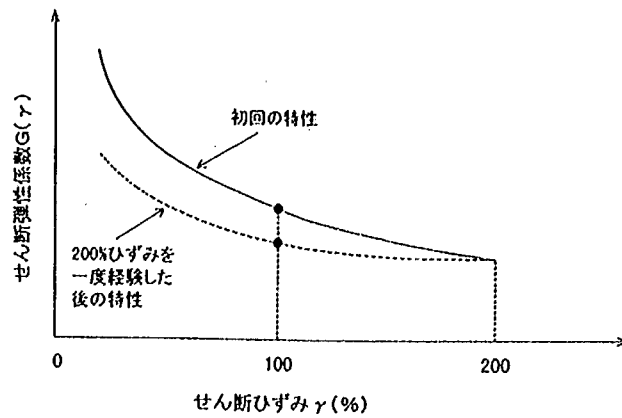


図-解3.8.1 セン断弾性係数の荷重履歴依存性

(2) 非線形モデルを表す各式は、以下の条件により定義した。

- ①パイリニアモデルにおける割線剛性は、実際に得られる履歴曲線の等価剛性と等しくなる。
- ②二次剛性 G_2 は、実際に得られる履歴曲線の降伏荷重点 (Q_d) と最大変位点を結ぶ直線で示される剛性を基準とする。
- ③パイリニアモデルにおける減衰定数が、実際に得られる履歴曲線における減衰定数と等しくなるように一次剛性 G_1 を定める。

式(3.8.10)に示す $C(\gamma_M)$ は、次式における最大変位荷重 (Q_M) と降伏荷重 (Q_d) の比であり、係数 c_k は各ひずみにおける値から回帰式として求めるものとした。

$$C(\gamma_M) = Q_d / Q_M \quad (\text{解3.8.1})$$

これにより、

$$Q_M = G(\gamma_M) \cdot \gamma_M \quad (\text{解3.8.2})$$

また、上記の仮定②より

$$G_2 \cdot \gamma_M = Q_M - Q_d \quad (\text{解3.8.3})$$

上記の式(解3.8.2)および(解3.8.3)より式(3.8.11)が導出される。同様に式(3.8.9)は、仮定③より導出される。

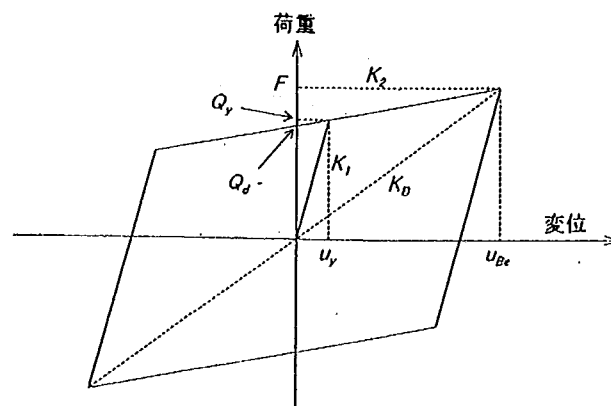


図-解3.8.2 非線形モデル

3.8.3 超高減衰ゴム支承の静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化などの影響によって生じる超高減衰ゴム支承の水平力は、式(3.8.15)により算出するものとする。

$$F_s = K_s \cdot u_s \quad (3.8.15)$$

ここに、

F_s : 緩速変形による超高減衰ゴム支承の水平せん断力(kgf)

K_s : 緩速変形時の超高減衰ゴム支承の等価剛性(kgf/cm)で、式(3.8.16)により算出する。

$$K_s = A_R \cdot G_s / \Sigma t_e \quad (3.8.16)$$

u_s : クリープ、乾燥収縮および温度変化による変位(cm)

A_R : ゴムの支圧面積(cm²)

G_s : 緩速変形時のゴムのせん断弾性係数(kgf/cm²)

Σt_e : ゴムの総厚(cm)

t_e : ゴム一層の厚さ(cm)

超高減衰ゴム支承の等価剛性は変形速度に依存した特性を示し、緩速載荷時には式(3.8.1)よりも一般に小さい等価剛性を与える。緩速載荷時の超高減衰ゴムのせん断弾性係数 G_s は、ゴムの種類によって変化するため、緩速載荷時のゴムのせん断弾性係数を測定し、ひずみ γ の回帰式として定めなければならない。

3.8.4 超高減衰ゴム支承の設計変位

超高減衰ゴム支承の設計変位 U_n 想定した設計地震動に対し式(3.8.17)を満足するように設計することを原則とする。

$$U_n \leq \gamma_{na} \cdot \Sigma t_e \quad (3.8.17)$$

ここに、

γ_{na} : 地震時のゴムのせん断ひずみの許容値 (2.5とする)

個々の長大橋の設計方針に従って想定する設計地震動によりゴムに生ずるせん断ひずみの許容値を250%とした。

3.9 3D複合材料ダンパーの設計

3.9.1 使用材料と構造

3D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）で固めた複合材料で、圧縮繰り返し変形で履歴減衰を生じる構造であり、必要な減衰性能を発揮できるように強化ロッドの組み方および材質を選定しなければならない。

3D複合材料ダンパーは、強化ロッドの組み方を変えるとその特性が変化する。3通りの強化材の組み方で製作した3D複合材料ダンパーの静的特性の概要を図-解3.9.1に示す。3通りの強化材の組み方の中では4A3D型が最も減衰が大きく、本マニュアル(案)では、4A3D型を基本に3D複合材料ダンパーと呼ぶこととした。

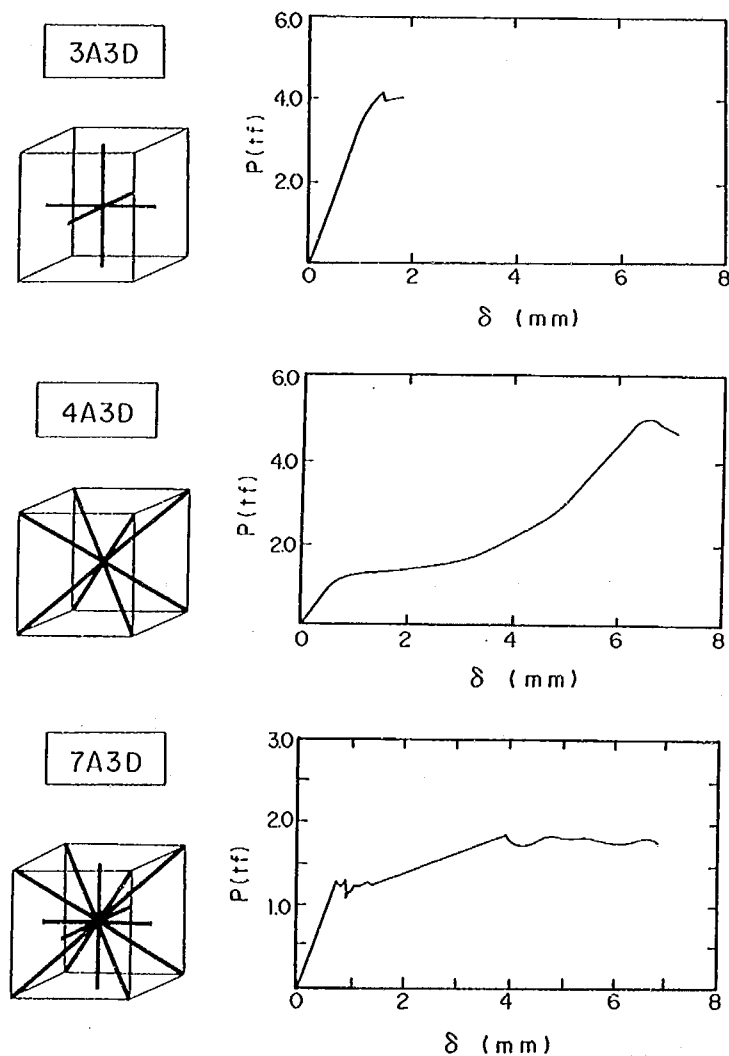


図-解3.9.1 3D複合材料の組成と荷重～変位関係

3.9.2 3D複合材料ダンパーの動的特性

3D複合材料を用いたダンパーの動的力学特性は実験により定めなければならない。

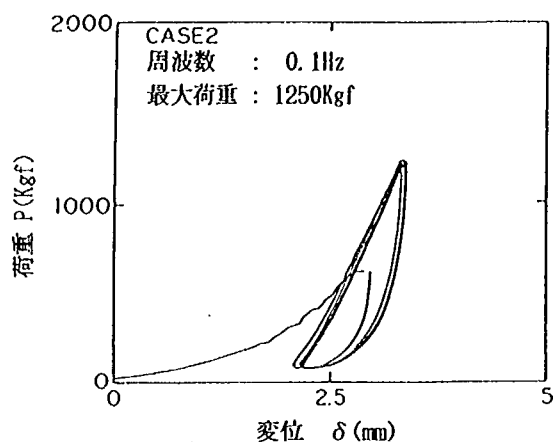
3 D複合材料を用いたダンパーの剛性および減衰性能に関しては、まだモデル化できるほどのデータが蓄積されていないので、ここでは、3 D複合材料を用いたダンパーの構造に応じてその特性を実験により求めることとしたものである。

本マニュアル(案)で扱う3 D複合材料ダンパーの動的特性の一例は以下の通りである。

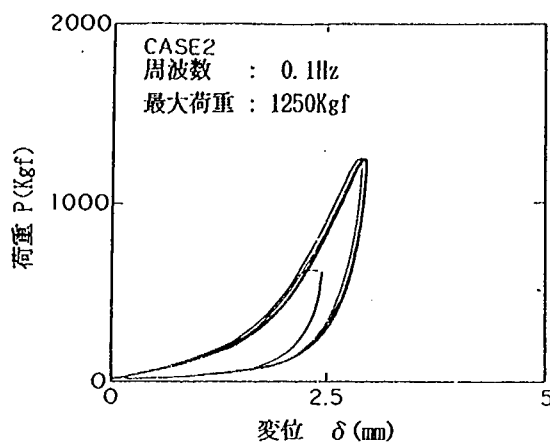
(1) 履歴特性

3 D複合材料の圧縮荷重に対する履歴曲線は、図-解3.9.2のようになる。ここでは、5 c m立方の3 D複合材料供試体に载荷周波数1.0Hz, 0.2Hz, 0.1Hzで荷重を増減させ、荷重-変位関係を求めたものである。ここで、(a)は一定の持続圧縮荷重を加えた供試体に、最大応力が60kgf/cm²を超えない範囲の振幅でさらに荷重を加えた場合であり、(b)は負荷・除荷を繰り返し行った場合の荷重-変位曲線である。

本マニュアル(案)で扱う3 D複合材料の場合には、圧縮応力が降伏応力(=65kgf/cm²)を超えると塑性化する特性を有する。



(a) 持続荷重载荷



(b) 繰返し载荷

図-解3.9.2 3 D複合材料の履歴ループ

(2) 等価減衰定数

圧縮持続荷重を応力30kgf/cm²で作用させた5 c m立方の3 D複合材料供試体に、応力振幅25kgf/cm²の正弦载荷を周波数0.2Hzで行い、これから求められた等価減衰定数と载荷回数との関係を図-解3.9.3に示す。

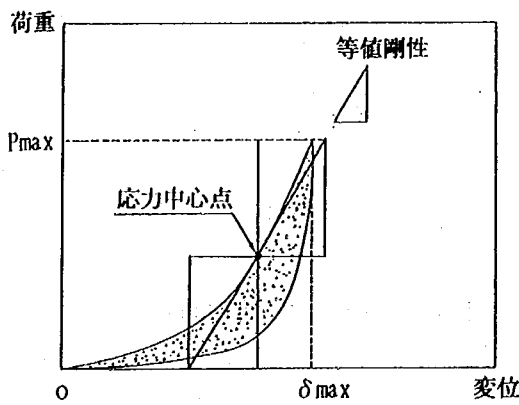
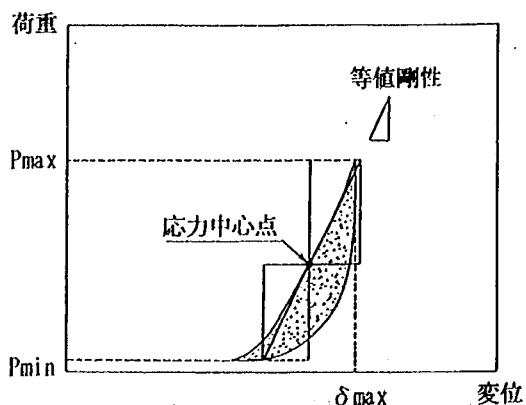


図-解3.9.3 圧縮疲労に伴う等価減衰定数の変化

$$\text{等価減衰定数 } h = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{影の面積}}{\text{□の面積}}$$

3.9.3 3D複合材料ダンパーの静的特性

3D複合材料を用いたダンパーの静的力学特性は、実験により定めなければならない。

3D複合材料を用いたダンパーの静的特性に関しては、まだ十分に検討されていない点も多いため、ここでは、動的力学特性と同様に、3D複合材料を用いたダンパーの構造に応じて、その特性を実験により求めることとしたものである。

本マニュアル(案)で扱う3D複合材料ダンパーの静的特性は以下の通りである。

(1) 基本特性

受圧面 $12.5\text{mm} \times 12.5\text{mm}$ 、高さ 25mm の3D複合材料直方形供試体に、荷重増加速度 $500\text{N}/\text{min}$ で載荷を行い、破壊に至るまでの圧縮荷重－変形曲線を計測した1例を図-解3.9.4に示す。また、試験で得られた3D複合材料の平均特性を表-解3.9.3に示す。

表-解3.9.3 3D複合材料の基本特性

項 目		数 値
弾性係数 ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)	面圧 $20\text{kg f}/\text{cm}^2$	434
	面圧 $30\text{kg f}/\text{cm}^2$	553
	面圧 $50\text{kg f}/\text{cm}^2$	735
圧縮強度 ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)	降伏応力	65
	破壊強度	2000
せん断強度 ($\text{kg f}/\text{cm}^2$)	降伏応力	51
	破壊強度	408
単位体積重量($\text{t f}/\text{m}^3$)		1.7

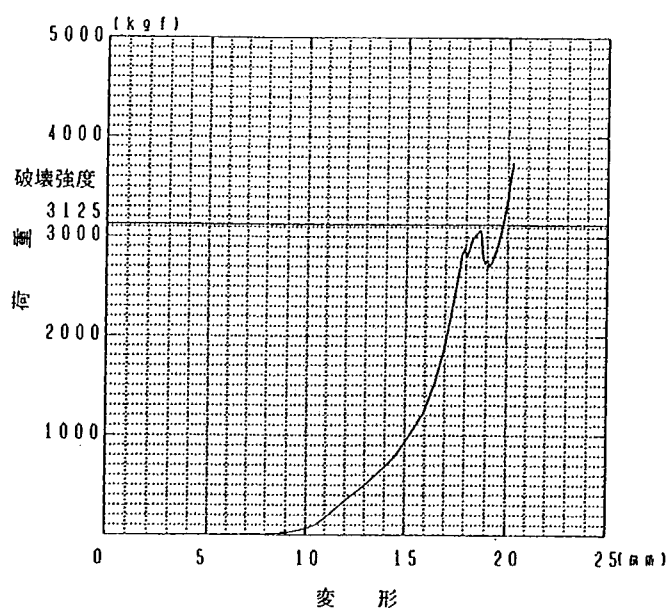


図-解3.9.4 圧縮荷重－変形曲線

(2) クリープ特性

外径40mm, 内径7mm, 長さ13mmの円筒形供試体に, 圧縮応力 30kgf/cm^2 を持続的に作用させクリープ試験を行った結果を図-解3.9.5に示す。約10年後 (10^5 h) のクリープ変形量を外挿で算出すると約3%となる。

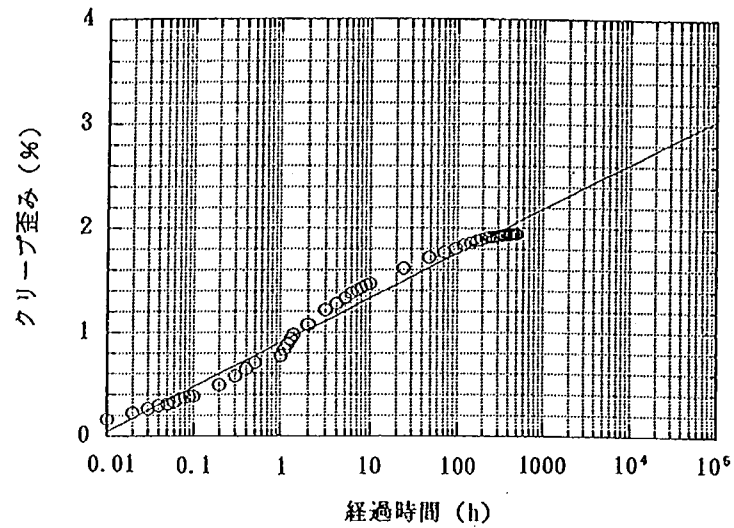


図-解3.9.5 クリープ特性

3.10 減衰舗装の設計

3.10.1 使用材料と構造

減衰舗装は、対象橋梁の橋体上に摩擦スラブを設置し、摩擦スラブと橋体間の滑動によって地震動エネルギーを消費し減衰性能の向上を図る構造である。

減衰舗装は、ある強度以上の地震に対して摩擦スラブと橋体間に滑動が生じ、摩擦力を伴った摺動によって地震動エネルギーを消費し減衰性能を得る免震構造である。

摩擦スラブを橋梁延長上の路盤に固定する方式の場合、静止摩擦力が大きいと摩擦スラブと橋体間に滑動は起こらず、摩擦スラブー橋体と橋脚下端が地表と共に動くこととなり、橋脚に作用する荷重は小さくなる。摩擦スラブと橋体間に滑動が生じる場合、摩擦スラブから橋梁に制振力として動摩擦力が作用する。摩擦スラブの重量を大きくすることで静止摩擦力と動摩擦力を共に大きくすることができる。しかし、摩擦スラブの重量を大きくすることは死荷重増加を伴い経済性を損じることとなり、かつ地震時に摩擦スラブに大きい引っ張り力が作用することになるため、摩擦力が必要最小限の値となるよう設計する必要がある。

摩擦スラブを橋梁延長先の路盤に固定する図-解3.10.1(a)に示す使用態様と複数の隣接橋梁群の上に跨って置く図-解3.10.1(b)に示す使用方法がある。摩擦スラブは前者では地表と共に動き、後者では橋梁群の相互作用の応答として動く。

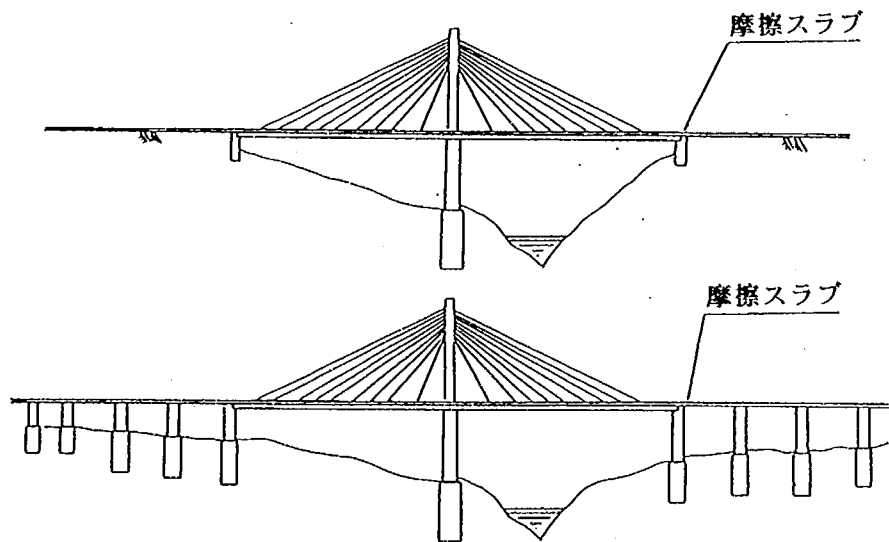


図-解3.10.1 減衰舗装の使用方法

3.10.2 減衰舗装の動的特性

(1) 摩擦力のモデル化

摩擦スラブと橋体が滑動していない状態では、摩擦スラブに作用する地震時慣性力および重力を対象橋梁の荷重として扱う必要がある。滑動した状態では、摩擦スラブに作用する地震時慣性力および重力の滑動面に垂直な成分は対象橋梁にそのまま作用させ、滑動面に平行な方向

には垂直成分に比例する摩擦力としてモデル化する。減衰舗装を用いた免震橋梁の設計では、摩擦スラブと橋梁間に働く摩擦力の効果を考慮して橋体の耐震計算を行う。

1) 滑動していない状態

- ① 摩擦スラブ重量は橋面死荷重として扱う。
- ② 摩擦スラブに作用する地震時慣性力は、橋体に作用する地震時慣性力として扱う。
- ③ 摩擦力は作用しない。したがって、摺動による地震動エネルギーの消費もない。

2) 滑動した状態

- ① 滑動面に垂直に作用する摩擦スラブ重量は、橋体に作用する橋面死荷重として扱う。
- ② 摩擦スラブに作用する地震時慣性力の滑動面に垂直な成分は、地震時慣性力として橋体に作用させる。
- ③ 摩擦スラブと接触する橋体上面には、滑動面と平行な方向に、橋体に対する摩擦スラブの滑動方向と逆向きの摩擦力が作用する。摩擦力は式(3.10.1)で算出するものとする。

$$F_r = \mu \cdot R \quad (3.10.1)$$

ここに、

F_r : 橋体と摩擦スラブ接触面に働く摩擦力(tf)

μ : 橋体と摩擦スラブ接触面の摩擦係数

R : 橋体と摩擦スラブ接触面に垂直に作用する力(tf)

(2) 地震後の残留相対変位

摩擦スラブと橋体の間に許容を超えた相対変位が生じた場合、速やかな供用に支障とならない程度まで減少させることとする。

減衰舗装を実施する場合、基準状態から計った橋体の移動量を随時確認できるマークの付設を行うこととする。また、橋体と摩擦スラブの相対変位の変化を随時確認できるマークの付設を行うこととする。

(1) 接触面に作用する摩擦力が静止摩擦力に達すると橋体と摩擦スラブは滑動を始める。緩速で一方向に運動する場合、橋体と摩擦スラブが滑動を始め相対速度が生じている状態で、滑動面には動摩擦力が作用する。地震動で振動させた場合減衰舗装模型実験で、理論的に予想される矩形パルス状摩擦力が観察されている。しかし、運動方向が短周期で逆転する振動で作用する摩擦力は、動摩擦力ではなく平均的には静止摩擦力に近い値となる。したがって、橋梁の応答計算を行う場合、摩擦力として静止摩擦力を用いることとする。減衰舗装で免震された橋梁が一定周期で振動する場合の摩擦力の模式図を図-解3.10.2に示す。また、橋体及び摩擦スラブの強度設計を行う場合は式(3.10.1)の μ を静止摩擦係数を用いることとする。静止摩擦係数および動摩擦係数は、接触する構造物の接触面の状態によって異なるため、使用材料、採用敷設方法で試験によって計測することが望ましい。

橋体と摩擦スラブ接触面に作用する鉛直荷重(R)として、橋梁の応答計算を行う場合は、小さい摩擦力を用いる方が安全側設計となるため、摩擦スラブ重量のみを考慮することとする。ただし、摩擦スラブの強度設計を行う場合、鉛直荷重として摩擦スラブ重量および常時の半載の活荷重を考慮する。

摩擦スラブの標準的敷設方法を次のように考えている。橋体完成後に摩擦スラブを敷設する。橋体上の摩擦スラブ両側縁が載る部分にテフロン版等を置き、摩擦スラブが載る全域に縁切り材としてビニールシート等を敷き、その上にコンクリートを打設して摩擦スラブを敷設する。コンクリー

トブロックの上にテフロンシートを敷き、摩擦スラブに見立てたコンクリート版を載せた模型で行った振動実験で、摩擦係数0.34が、またコンクリートブロックと摩擦スラブの間にテフロンシートを挟んだ模型で行った振動実験で摩擦係数0.25が測定されており参考とすることができる。

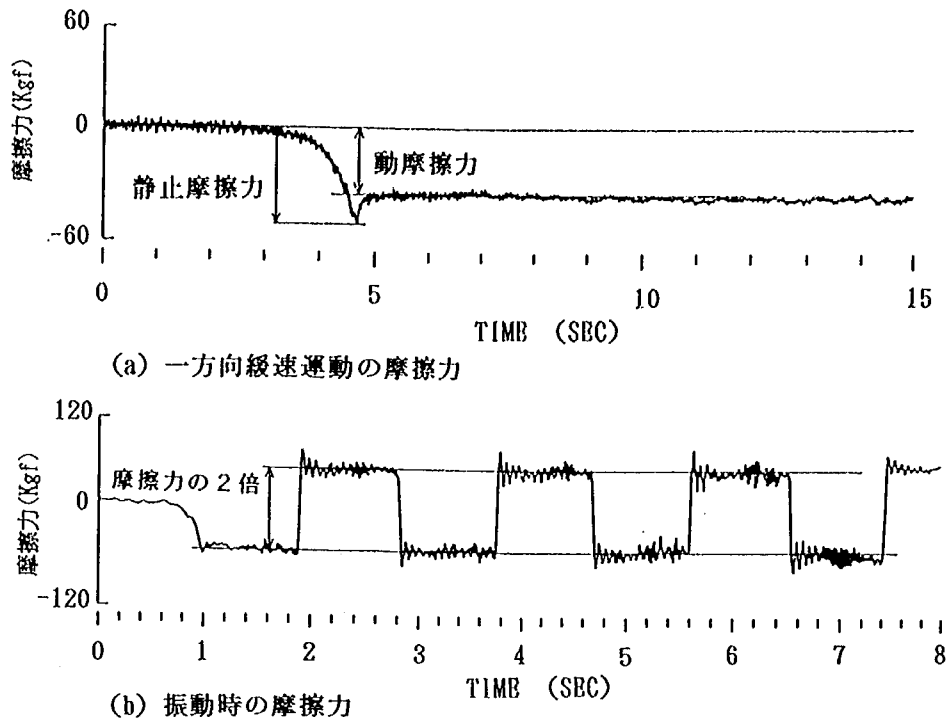


図-解3.10.2 摩擦力の模式図

(2) 地震が襲来し滑動が生じた場合、摩擦スラブと橋体は弾性復元力と摩擦力が釣り合った状態で運動を停止し、滑動前の状態まで復帰しない。停止状態は摩擦力が持続的に作用している状態であり、持続力が橋梁に有害となる場合は、無害な程度まで減少させる必要がある。また、残留相対変位のため落橋防止構造、移動制限装置、支承および伸縮装置等の機能が不十分となり供用に支障となる場合は、機能が確保されるまで残留相対変位を減少させる必要がある。

3.10.3 減衰舗装の静的特性

減衰舗装を用いた場合には、クリープ、乾燥収縮および温度変化によって、摩擦スラブと橋体の間に摩擦力が発生する。この摩擦力は、クリープ、乾燥収縮および温度変化に起因する力を合成したとしても静止摩擦力が上限であり、また、接触面にランダムに分布し、時間の経過によって増減するものであるため、摩擦スラブおよび橋体の設計にこれを考慮しなくてもよい。ただし、持続的に作用することが予想される摩擦力については、摩擦スラブおよび橋体の設計に考慮する。

クリープ、乾燥収縮および温度変化に起因する橋体また摩擦スラブの伸縮は、地震による運動速度に比較して極めて緩速で、摩擦が無い場合には橋軸方向に一様に生じる。伸縮量は橋体と摩擦スラブで異なるのが一般的で、伸縮量の異なるもの同士の接触面には摩擦力が生じる。橋体と摩擦スラブの伸縮・移動は、この摩擦力によって抑制される。しかし、摩擦力は静止摩擦力に達すると接触面で滑動が起こり、これと同時に静止摩擦力以下まで低下するため、静止摩擦力を超える摩擦力を考慮しなくてもよい。

3.11 パワフルTMDの設計

3.11.1 使用材料と構造

- (1) パワフルTMDは、制御力を生じさせるTMDとその制御力を増幅するてこで構成する。TMDは質量、復元機構および減衰機構を有するものとし、橋軸方向に移動可能な反力フレームに水平反力をとる。てこは、反力フレームを力点、橋桁を荷重点、橋台を支点とする2元てことして配置する。
- (2) パワフルTMDは、免震設計で必要とされる減衰効果を与えるように、TMDの質量、固有周期、減衰定数およびこのアーム比を設定し、常時および地震時の力、変位に対して安全性を有するように設計するものとする。また、パワフルTMDの反力をとる橋台の耐震設計は、その反力を荷重として考慮しなければならない。

(1) パワフルTMDは、構造物の固有振動数に同調させた付加振動系により減衰を得ようとするTMD (Tuned Mass Damper) をベースとし、これに橋台からの反力を利用してTMDを効果的に振動させる機構を導入することで、より大きな制震効果を与えるものである。TMDを効果的に振動させるために、てこの原理を応用しており、その動作原理は図-解3.11.1に示すとおりである。すなわち、てこの一端を橋台に、他端を反力フレームに、中間部を橋桁に接続して2元てこを形成する。ここで、荷重点から支点および力点までのアーム長の比を $1 : \alpha$ とすると、

1) 橋桁が振幅 u_s で振動するとき、反力フレームは振幅 $(1 + \alpha) u_s$ で強制的に振動させられる。

2) TMDから制御力 P がてこに伝わると、橋台から反力 αP が得られ、これらを合計した $(1 + \alpha) P$ が制御力として橋桁に作用する。

ことにより、より効果的な制震を実現する。

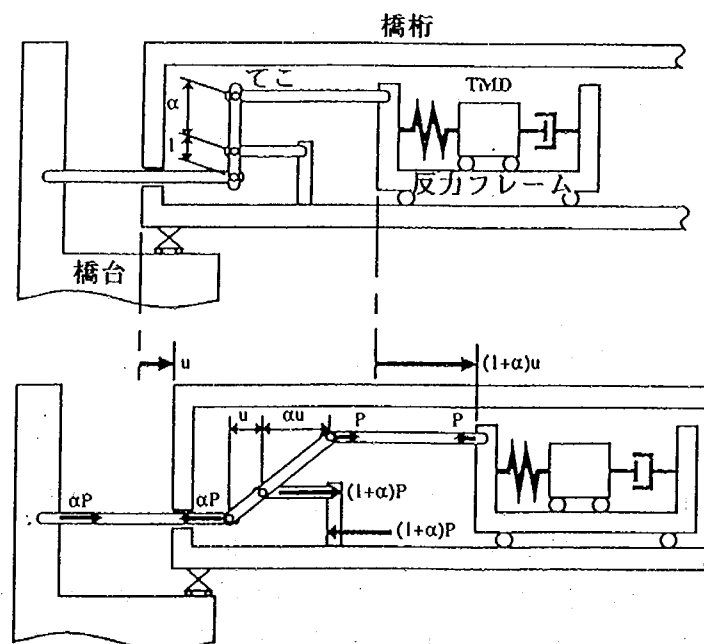


図-解3.11.1 パワフルTMDの動作原理

図-解3.11.2に代表的なTMD部の形式を示す。これらの中から、装置に求められる減衰性能、ストロークや設置スペース等を勘案して選択するとよい。また、図-解3.11.3に制震力増幅機構部の応用例を示す。(a)のてこを利用するものと同様なものとして、(b)に示すように大小2つの歯車を利用するものが考えられる。さらに、(c)に示すように橋台側に装置を設置することも可能である。このように、桁や橋台の形式に応じて様々な器械構成とすることができる。

なお、パワフルTMDは、材質、機構などの面から長期的に安定して使用できるものでなければならない。しかしながら、長期にわたる使用の間には、一部の器械部品に劣化が生じることも考えられる。このため、設計時の機能を維持するためには、劣化しにくい材質の器械部品を採用すること、維持管理が容易な構造とすること、劣化した器械部品の取り替えが可能な構造とする必要がある。

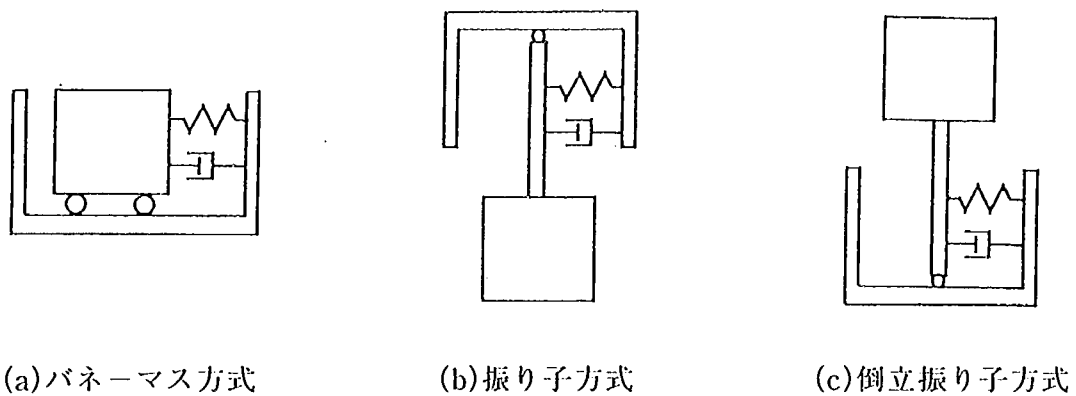


図-解3.11.2 TMD部の代表的な形式

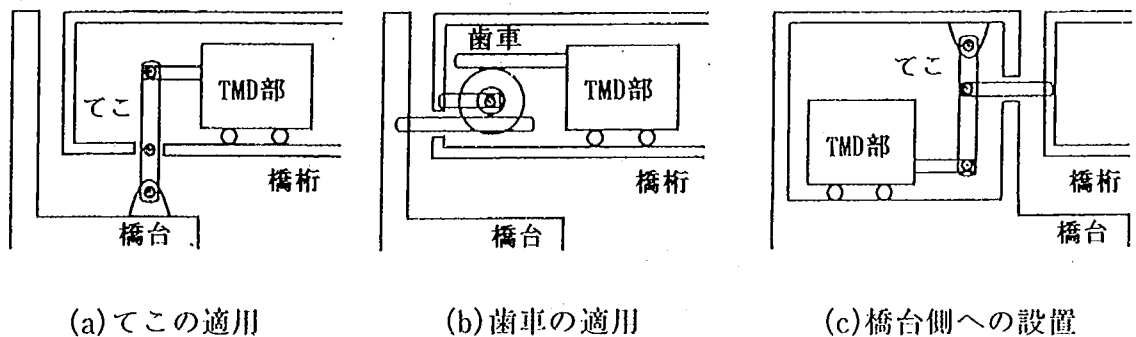


図-解3.11.3 制震力増幅機構部の応用例

(2) パワフルTMDの設計法は、基本的には在来のTMDの設計法を踏襲するものとした。すなわち、長大橋の地震応答において支配的なモードに対して、てこのアーム比とTMD重錘の質量を設定し、TMD部の振動数と減衰定数を最適調整したときに得られる減衰が、所要の減衰を満たしていることを確認することである。

また、パワフルTMDは橋台に反力をとる構造であるから、地震時に装置が所期の性能を発揮するためには、橋台の耐震設計において、パワフルTMDの反力を含めた荷重に対して安全である必要がある。

3.11.2 パワフルTMDの動的特性

パワフルTMDは、長大橋の地震時の応答において支配的なモードに対して、以下のように設計するものとする。

(1) パワフルTMDの最適調整

パワフルTMDは、式(3.11.1)の最適同調条件および式(3.11.2)の最適減衰条件を満足するように設計することを基本とする。

$$\nu_{opt} = \frac{1}{1 + (1 + \alpha)^2 \mu} \quad (3.11.1)$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3(1 + \alpha)^2 \mu}{8 \{1 + (1 + \alpha)^2 \mu\}}} \quad (3.11.2)$$

ここに、

ν_{opt} : TMDと橋梁の制震対象モードの最適振動数比

h_{opt} : TMDの最適減衰定数

μ : TMD重錘の質量と橋梁の制震対象モードの一般化質量との比

α : てこのアーム比

(2) 制震対象モードに対して、パワフルTMDにより付加される有効減衰定数は式(3.11.3)および式(3.11.4)により求めてよい。

$$h_{eff} = -c_h \cdot (1 + \alpha) \mu \Gamma / 2 \quad (3.11.3)$$

$$\Gamma = \frac{-2h_T(1 + \alpha)\nu}{(\nu^2 - 1)^2 + (2h_T\nu)^2} \quad (3.11.4)$$

ここに、

h_{eff} : 制震対象モードに対するパワフルTMDによる有効減衰定数

c_h : 地震動の非定常性に基づく減衰定数の補正係数 (0.6とする)

ν : TMDと橋梁の制震対象モードの振動数比で、式(3.11.1)で与えられる最適値を標準とする

h_T : TMDの減衰定数で、式(3.11.2)で与えられる最適値を標準とする

(3) TMD重錘および反力フレームは、それぞれ所要のストロークを確保しなければならない。

橋を1自由度振動系とした場合、パワフルTMDを取り付けた系の力学モデルは図-解3.11.4のように表わされる。てこにより、反力フレームの変位 u_T は橋桁の変位 u_S を用いて、

$$u_T = (1 + \alpha) u_S \quad (\text{解3.11.1})$$

とかけるので、地震時の系の運動方程式は式(解3.11.2)に示すように、橋桁とTMD重錘に関する2自由度振動系について与えられる。

ところで、一般に橋は多自由度振動系として取り扱われる。一方、パワフルTMDは、同調質量ダンパーであるから、ある1つの次数の橋の振動モードのみを対象として設計できる。したがって、まずパワフルTMDを取り付けていない状態における橋のモード解析を行い、橋の応答に支配的な

モードを抽出し、それを制震対象モードに選択することから設計が始まる。

$$\begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_T \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_T \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_s + (1+\alpha)^2 c_T & -(1+\alpha) c_T \\ -(1+\alpha) c_T & c_T \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_T \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_s + (1+\alpha)^2 k_T & -(1+\alpha) k_T \\ -(1+\alpha) k_T & k_T \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_T \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_T \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \ddot{u}_G \quad (\text{解3.11.2})$$

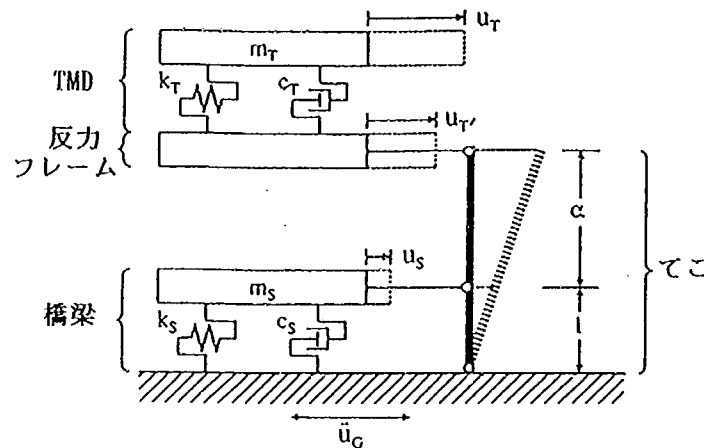


図-解3.11.4 パワフルTMDを取付けた系の力学モデル

橋のモード解析では、制震対象モードのモードベクトル ϕ_i はパワフルTMDの取付け点 k における値 ϕ_{ki} を1とする基準化を行い、そのときの一般化質量 m_{si} 、一般化剛性 k_{si} 、一般化減衰定数 h_{si} を求める。ここで、一般に行われるモード解析では、モードベクトル ϕ^*_i の最大値を1とする基準化が行われるが、それから得られる一般化質量 m^*_{si} 、一般化剛性 k^*_{si} 、一般化減衰定数 h^*_{si} は、式(解3.11.3)を用いて求める各値に変換することができる。

$$m_{si} = m^*_{si} / \phi^*_{ki}, \quad k_{si} = k^*_{si} / \phi^*_{ki}, \quad h_{si} = h^*_{si} / \phi^*_{ki} \quad (\text{解3.11.3})$$

(1) 構造物へ調和振動外力が作用する場合に対する最適調整方法を示している。このような外力下では、橋桁の共振曲線はTMD部の減衰定数 h_T の大きさにかかわらず必ず通る固定点が2点存在することが知られており、その2点の応答倍率を等しくすることから式(3.11.1)の最適同調条件を固定点で最大値をとることから式(3.11.2)の最適減衰条件を与えた。

(2) パワフルTMDの制震効果は動的解析を行うことにより確認できるが、設計の初期段階では概略の効果が簡便に求まることが望ましく、減衰定数がみかけ上増加するものとして扱うと橋の応答が容易に推定できることから、これを有効減衰定数として与えることとした。

式(解3.11.2)において右辺の外力項を調和振動外力 $\{f_s, 0\}^T = \{F_s e^{i\omega t}, 0\}^T$ とし、定常応答解を仮定して連成項を消去すると、橋の運動方程式として式(解3.11.4)が得られる。

$$\ddot{u}_s + 2(h_s - (1+\alpha)\mu\lambda\Gamma/2)\omega_s \dot{u}_s + \omega_s^2 \{1 - (1+\alpha)(1+\alpha+\Lambda)\mu\lambda^2\} u_s = f_s/m_s \quad (\text{解3.11.4})$$

$$\Lambda = \frac{(1+\alpha)(\nu^2 - \lambda^2)\lambda^2}{(\nu^2 - \lambda^2)^2 + (2h_T\nu\lambda)^2}, \quad \Gamma = \frac{-2h_T(1+\alpha)\nu\lambda^3}{(\nu^2 - \lambda^2)^2 + (2h_T\nu\lambda)^2} \quad (\text{解3.11.5})$$

$$\lambda = \omega/\omega_s \quad (\text{解3.11.6})$$

ここに、 ω 、 ω_s はそれぞれ、外力の円振動数、橋の固有円振動数である。式(解3.11.4)の左辺第2項の係数のうち、 $-(1+\alpha)\mu\lambda\Gamma/2$ がパワフルTMDにより付加されるみかけの減衰定数である。これは、振動数比 λ の関数の形をしているが、 $\lambda=1$ のときの値で代表させることとした。さらに、入力地震動の非定常性が最大応答値の低減効果を阻害することを補正係数で考慮することとし、最終的に式(3.11.3)のような形でパワフルTMDによる有効減衰定数を与えることとした。

(3) パワフルTMDが地震時に有効に作動するためには、可動部分のTMD重錘と反力フレームのストロークが確保されている必要があり、動的解析を行うなどして照査しなければならない。

3.11.3 パワフルTMDの静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化など橋桁の緩速変形に対して、TMD重錘および反力フレームは、橋桁との相対距離として緩速変形のアーム比(α)倍の移動距離を確保しなければならない。

クリープ、乾燥収縮および温度変化などの橋桁の緩速変形に対して、TMD重錘と反力フレームが規定された距離だけ移動できなければ、橋桁の伸縮に対して抵抗力が発生してしまう。ここでは、そのような事態を避けるために移動量を確保しなければならないこととした。なお、規定された移動距離が確保されていれば、パワフルTMDの内部にも力は生じない。

3.11.4 パワフルTMDを用いた長大橋の動的解析

パワフルTMDを用いた長大橋の動的解析においては、装置の動特性を正確に表現できるモデルを用いなければならない。

パワフルTMDは、線形の力学特性をもつ器械で構成されるので、そのモデル化は以下に示すとおり、線形要素を用いて正確に表現できる。

- ①反力フレームの節点変位と装置取付け位置の主桁の節点変位が式(解3.11.1)の関係となるようにモデル化する。
- ②反力フレームの節点にTMDを表現するバネ-マス系を付ける。減衰は、解析手法に応じて、TMD部のバネ要素に減衰定数を与える、あるいはそれに相当する減衰係数を与えたダッシュポット要素を用いればよい。

また、TMD重錘の慣性力の計算結果を α 倍すると橋台反力、 $(1+\alpha)$ 倍すると橋桁への制御力を求めることができる。

3.12 桁端ダンパーストッパーの設計

3.12.1 使用材料と構造

桁端ダンパーストッパーは、エネルギー吸収性能と衝突緩衝機能を持ち、桁と橋台あるいは橋脚の間に設置されて、大地震時の桁の過大な応答変位を抑制し、桁の衝突による橋台、橋脚の損傷を軽減するものとする。

長大橋は一般に長周期であり減衰も小さいことから大地震時に大きな振幅で応答しやすい。橋台や橋脚に大きな反力がとれる場合には、桁端にダンパーストッパーを設け、衝突の影響を軽減しつつ過大な応答変位を抑制した方が合理的と考えられる。ただし、大規模な橋梁の場合には、桁端ダンパーストッパーの終局強度を橋台や橋脚より大きく設定し、橋台や橋脚の部分的な損傷によるエネルギー吸収を期待するのがよい。また、他の免震装置により橋梁全体の高減衰化を図ることも必要である。

桁端ダンパーストッパーは、粘性体のダンパーと弾性体のストッパーよりなるものとする（図-解3.12.1参照）。ストッパーは桁の衝突を緩衝するとともに、衝突により変形したダンパーを速やかに押し戻し、エネルギー吸収機能を回復させる機能を有する。また、長期にわたる維持管理を容易にするため、単純な構造とすることが望ましい。

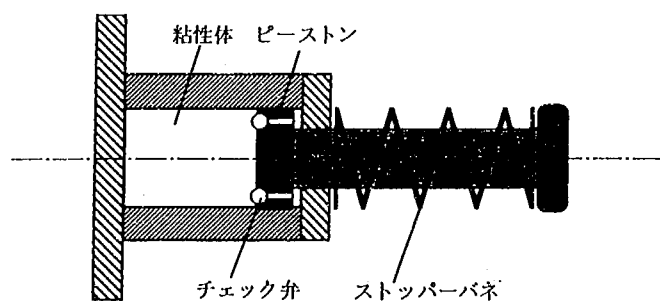


図-解3.12.1 桁端ダンパーストッパーの構造

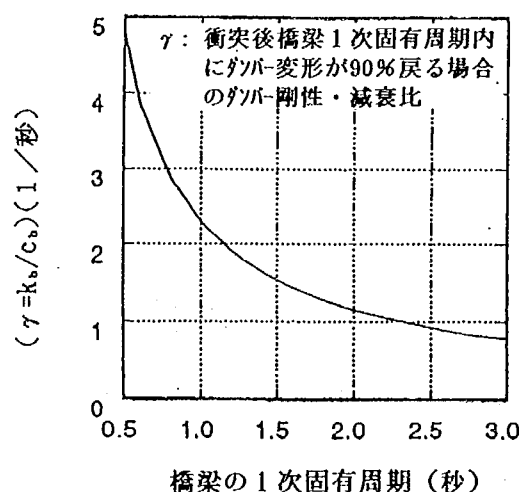


図-解3.12.2 ダンパーストッパーのバネ減衰特性

3.12.2 桁端ダンパーストッパーの動的特性

桁端ダンパーストッパーの動的特性は、ストッパーのバネ定数、ダンパーの粘性係数桁とダンパー間の遊間を最適な値に組み合わせたものとする。桁端ダンパーストッパーの特性は、反力を伝える橋台や橋脚の強度を考慮して設計する。

桁端ダンパーストッパーの動的特性は、レベル-2に相当する地震を入力し、橋脚または橋台のエ

エネルギー吸収能力を考慮した動的解析を行って、特性値の最適な組み合わせを選定するのが望ましい。ただし、桁を単一質点に置き換えてモデル化できる橋梁の場合は、図-解3.12.2、3.12.3、3.12.4を用いてもよい。

ストッパーのバネ定数が大きくなると、応答変位は抑制され、ダンパーの押し戻しも早くなるが、反力が大きくなる。ダンパーの粘性係数を過度に大きくすると、反力が大きくなり、エネルギー吸収機能が逆に失われる。遊間を小さくするとダンパーとストッパーのストロークを大きくとることができるので有利であるが、クリープ、乾燥収縮、温度変化による桁の伸縮を考慮して設定する必要がある。

さらに、ダンパーの粘性係数は温度変化の影響を受けやすい。そのため、もっとも不利な温度条件で設計を行っておく必要がある。

一般に、桁端ダンパーストッパーのみで大地震時の桁の振動エネルギーを吸収するのは困難であり、橋脚あるいは橋台の部分的な損傷によりエネルギー吸収を補う必要がある。そのためには、ダンパーストッパーの特性と橋脚の非線形復元力特性をモデル化して時刻歴の地震応答解析を行い、その結果に基づいて設計することが望ましい。その際、図-解3.12.2、3.12.3、3.12.4は初期値の設定に利用できる。

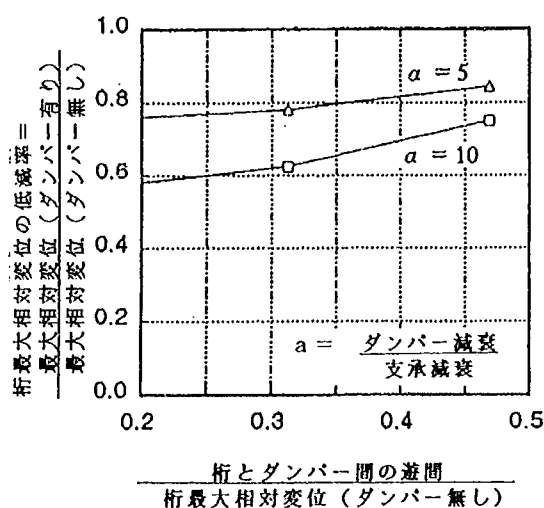


図-解3.12.3 桁最大相対変位の低減率

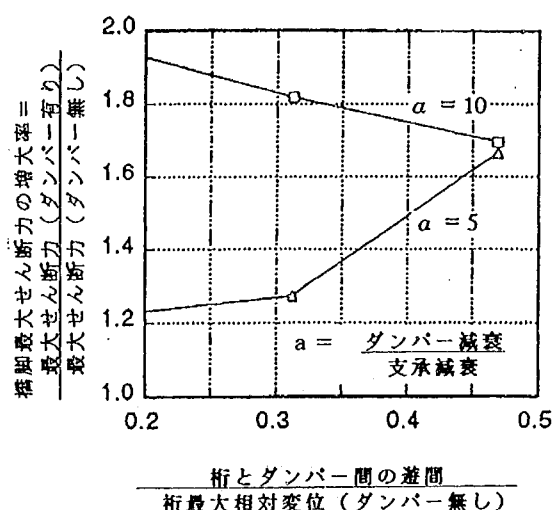


図-解3.12.4 橋脚最大せん断力の増大率

3.12.3 桁端ダンパーストッパーの静的特性

桁とストッパーの遊間は、桁のクリープ、乾燥収縮、および温度変化などの影響を考慮して設計するものとする。また、特性の経時劣化が少ないダンパーを用いる必要がある。

粘性材料として液体を用いるダンパーの場合は、特性の経時劣化が少ない液体とシール材を用いる必要がある。

3.13 TLDの設計

3.13.1 使用材料と構造

- (1) TLDは、容器内に液体を封入し、地震時の橋の振動によって液体のスロッシングが発生する構造とする。また、容器内にネットや棒などの液体に抵抗を与える減衰機構を設け、液体のスロッシングに適切な減衰を与えることが望ましい。
- (2) TLDは、免震設計に必要な減衰効果を与えるように、有効質量、固有振動数、減衰定数を設定し、TLD容器の寸法と個数を決定する。また、地震時の液体のスロッシングに対して安全なものでなければならない。
- (3) 容器は、長期使用に伴う液体の蒸発や容器の腐食を防ぎ、また内部の液体の取り替えが可能な構造とする。

(1) TLDは、容器内に納められた液体のスロッシングによって地震動エネルギーを消費することにより減衰性能を得るものである。

TLDは、封入容器、液体および減衰付加機構（ネット、棒など）から構成される。液体は、長期間にわたり品質が安定しているものを用いる必要があり、水の使用が一般的である。減衰付加機構を設けるのは、液体のみではスロッシングの減衰が小さい場合に、減衰を大きくしてTLDの効果を増大させるためである。

(2) TLDは、地震時の応答において支配的な振動モードの固有振動数に対して、TLDのスロッシングの振動数ならびに減衰定数を最適に調整することが必要であり、そのために、設計ではTMDによるモデル化を行う。TLD容器の寸法と個数は、免震設計に必要な減衰効果を与えることができるように決定するが、最終的には長大橋における設置スペースや設置可能な総重量などを考慮して決定しなければならない。

(3) 長大橋への適用に際し、材料、機構、維持管理の面において長期安定性を有する必要がある。

3.13.2 TLDの動的特性

(1) TLDの調整

TLDの特性は、以下のTMDの最適同調を用いて調整する。

1) TLDの最適振動数

$$f_{\text{opt}} = \frac{f_i}{1 + \mu} \quad (3.13.1)$$

2) TLDの最適減衰定数

$$h_{\text{opt}} = \frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3} \quad (3.13.2)$$

ここに、

f_i : 制震の対象となる主構造物の i 次モードの振動数(Hz)

μ : 質量比 ($=M_{\text{eff}}/M_i$)

M_{eff} : T L Dの有効質量 (kgf)

M_i : T L D設置位置における主構造物の i 次モードの有効質量(kgf)

(2) T L DのTMDとしてのモデル化

T L Dは、応答計算を行う上では、TMDとしてモデル化する。TMDとしてモデル化した場合のT L Dの有効質量、減衰定数、固有振動数は、以下のように求める。

1) T L Dの有効質量

T L Dの有効質量は式(3.13.3)により求める。

$$M_{\text{eff}} = M_0 \frac{8 L}{\pi^3 H} \tanh \left(\frac{\pi H}{L} \right) \quad (3.13.3)$$

ここに、

M_0 : T L Dの液体の全質量(kgf)

L : T L D容器の振動方向の長さ (m)

H : T L Dの液体の深さ(m)

2) T L Dの減衰定数

T L Dの減衰定数は、実験から求める。

3) T L Dの固有振動数

T L Dの固有振動数は、次式により求める。

$$f = \frac{1}{2 \pi} \sqrt{\frac{\pi g}{L} \tanh \left(\frac{\pi h}{L} \right)} \quad (3.13.4)$$

ここに、

f : T L D固有振動数(Hz)

(1) T L Dの固有振動数の調整は、TMDの最適同調を用いて調整する。すなわち、式(3.13.1)の固有振動数と減衰定数が得られるように、式(3.13.3)、式(3.13.4)を用いて、T L Dを設計する。

T L Dの減衰定数は、式(3.13.2)に示される最適減衰定数か、もしくはそれ以上の減衰定数にしておくことが望ましい。これは、T L Dの減衰が小さい場合には、T L Dの振動数と免震の対象となる主構造物の振動モードの振動数との同調のずれによる免震効果の損失が大きいため、T L Dの減衰を大きくすることによりロバスト性を高めることができると考えられるからである。実器のT L Dにおいて、式(3.13.2)に示される最適減衰定数が得られない場合には、実験で得られた減衰定数を用いてもよい。

T L Dの質量については、実橋において設置可能なスペースや総重量から決定する必要がある。

(2) T L Dのスロッシングは非線形性の強い現象であるため、実器の設計に際しては、T L Dの動的特性(固有振動数、減衰定数、有効質量)を、実器の振動実験から求めることが望ましい。しかし、設計においては、上記に示した方法で求めてもよい。

T L Dの有効質量は、Housnerの自由液質量と固定液質量の考え方により、1次モードの自由液質量をT L Dの有効質量と考える。

TLDの減衰定数は、挿入する減衰付加材の形状や、振動振幅によって変化するため、一概に与えることは難しい。そこで、実器もしくは縮小模型による振動実験で求めることが望ましい。なお、減衰定数の参考値を表-解3.13.1に示す

設計に用いるTLDの固有振動数は式(3.13.3)で求めることとする。ただし、TLDの固有振動数は、その水深によって大きく異なる場合があるので、実橋に適用する際には、実橋の振動数を適切に把握した上で、実器のTLDの振動実験から求めることが望ましい。

表-解3.13.1 TLDの減衰の参考値

減衰付加材の形状	減衰定数
ネット	0.10~0.20
棒	0.05~0.10
なし	0.01以下

3.13.3 TLDの静的特性

クリープ、乾燥収縮および温度変化などの影響による緩速変形によるTLDへの影響はないと考えてよい。

TLDは、クリープ、乾燥収縮および温度変化などの緩速変形に対しては、全く影響を与えない。したがって、設計においてはこれらを考慮する必要はないと考えられる。

3.13.4 TLDを用いた長大橋の動的解析

(1) 動的解析法

動的解析は、応答スペクトル法を基本とする。ただし、部材の非線形を考慮するような場合には、時刻歴応答解析法により行う。

(2) 解析モデル

応答スペクトル法では、TLDを同調させた振動モードの減衰定数の増加を考慮する。TLDを同調させた振動モードの減衰定数は、式(3.11.5)により求める。

$$h = \frac{1}{2} \frac{\mu}{2 + \mu} \quad (3.11.5)$$

時刻歴応答解析法では、TLDの有効質量、減衰定数、バネ定数を主桁上の節点に付加した骨組モデルを用いる。

(1) TLDを設置した長大橋の動的応答解析では、線形域の解析では応答スペクトルに、非線形までお考慮する場合には時刻歴応答解析法により行うものとした。

(2) 応答スペクトル法では、まずTLDがない場合の長大橋の固有値解析を行い、各固有振動モードの有効質量、減衰定数、固有振動数を求める。各振動モードの減衰定数は、ひずみエネルギーに比例させて求めることができる。

次に、免震設計の対象とする振動モードに、TMDモデルで表したTLDを付加した場合の減衰定数を求める。TLDの減衰定数が、式(3.11.2)で表される最適減衰で与えられていて、主構造物の免震対象モードの減衰定数がないとすれば、この振動モードの減衰定数は、式(3.11.5)で表される。

TLDを付加した振動モードについては、TLDによる減衰定数の増加を考慮し、その他のモードについてはひずみエネルギーに比例させた減衰を与えて、応答スペクトル法により動的応答を求める。

時刻歴応答解析では、長大橋の解析モデルの節点に、TLDの有効質量、減衰定数、バネ定数を表わす振動系を付加して、時刻歴応答解析により動的解析を行う。

4. 高減衰化装置を有する長大橋の免震設計

4.1 一般

長大橋の免震設計は、原則として動的解析法によって行うものとする。

地震時の長大橋の応答を低減し、耐震性を向上させるために高減衰化装置を用いて免震設計を行う場合には、動的解析によることを基本としたものである。

図-解4.1.1に動的解析による免震装置を有する長大橋の設計の流れを示す。

本マニュアル(案)で対象としている免震設計は、主構造を変えないことを前提としているが、主構造の一部に剛性を低下させた部位を設け、そこに高減衰化装置を設置することで減衰性能の向上を効果的に発揮させる方法も考えられる。

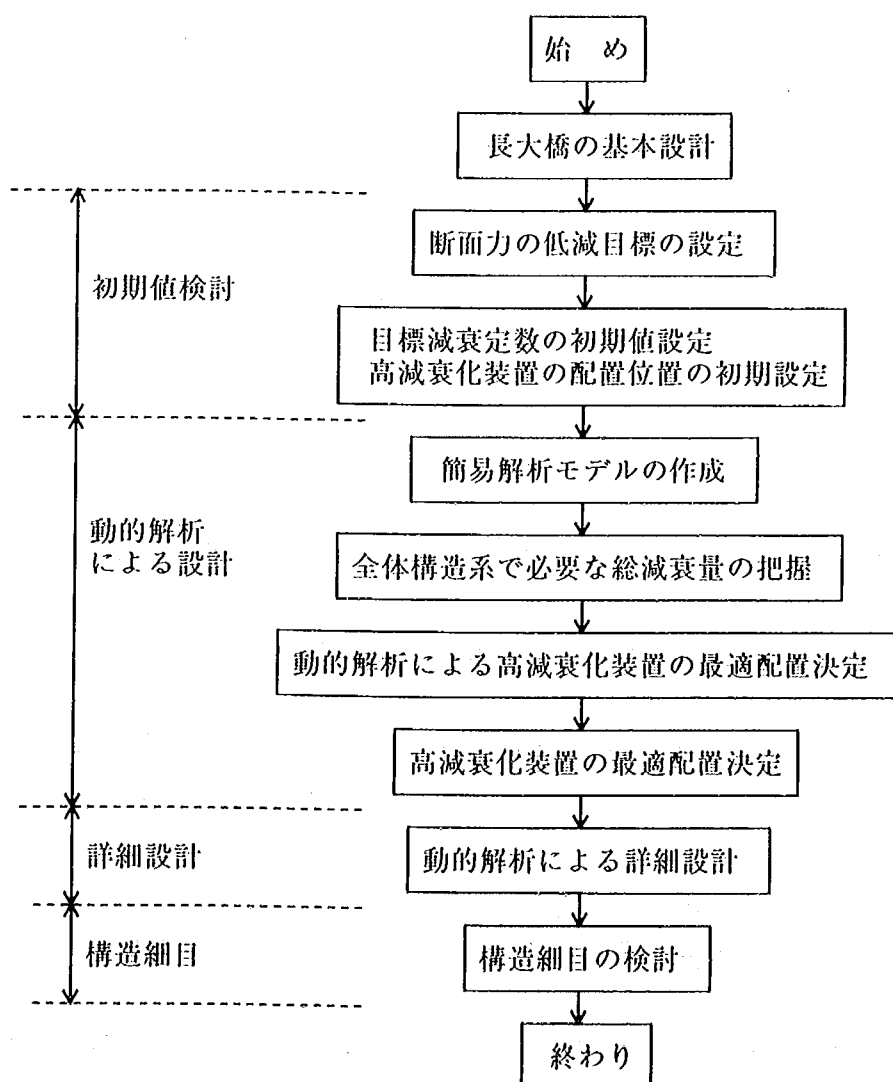


図-解4.1.1 高減衰化装置を有する長大橋の設計の流れ

4.2 高減衰化装置の配置

- (1) 高減衰化装置の設置箇所は、装置の効果を十分発揮できる位置とすることを原則とする。
また、この際には、据付けの施工性や維持管理性なども考慮しなければならない。
- (2) 高減衰化装置の減衰係数は、系全体に必要とされる減衰係数に応じて、各装置に必要とされる減衰係数を求めるものとする。
- (3) 免震設計を採用する際には、高減衰化装置の設置による全体構造の剛性変化に留意して所要の減衰係数および配置位置を決定しなければならない。

(1) 本マニュアル(案)では、代表的な長大橋の構造形式として①高橋脚橋、②斜張橋、③吊橋を対象としている。高減衰化装置の設置位置としては、原則として相対変位の大きな部位とするのが望ましい。このため、上記の3形式の長大橋について高減衰化装置を設置できる位置として以下があげられる。

1) 高橋脚橋 (図-解4.2.1)

- ①桁端部
- ②橋脚天端と主桁との間

2) 斜張橋 (図-解4.2.2)

- ①橋脚天端と主桁との間
- ②主塔と桁の間
- ③斜材およびその定着部付近
- ④主塔の一部
- ⑤基礎

3) 吊橋 (図-解4.2.3)

- ①主塔と桁との間
- ②斜吊ケーブルおよびその定着部 (斜吊ケーブルとの複合吊り構造形式の場合)

(2) 図-解4.2.4に配置法の流れを示す。各橋梁形式の高減衰化装置の配置法については参考資料-3に例を示している。

ここで、最適な総減衰量あるいは配分比を評価する指標として、例えば以下が考えられる。

- ①経済性指標 (高減衰化装置の設置によるコストアップ、断面力の低減によるコストダウン)の最小化

- ②耐震性指標 (高減衰化装置による断面力の低減)の最大化

配置位置を検討するための動的解析に用いるモデルとしては、上記の3種の各形式橋について簡易解析モデルを用いてよい。

なお、履歴減衰型ダンパーと粘性減衰型ダンパーという異種のダンパーを組み合わせる方法も考えられる。例えば、図-解4.2.5のような斜張橋においては、温度収縮膨張などの緩速変位による影響が小さい主塔基部に対して履歴減衰型ダンパー、緩速変位による影響が大きくなる桁端部に対して維持管理性が容易な粘性減衰型ダンパーを設置することで、機構の異なる装置を有効に組み合わせる方法も考えられる。

(3) 高減衰化装置の設置による全体構造の剛性変化に関して留意すべきことを示したものである。

- ①高減衰化装置の剛性の寄与による全体剛性の変化に伴う減衰比の変化
- ②高減衰化装置の剛性の寄与による各部材が負担する地震力の割合の変化

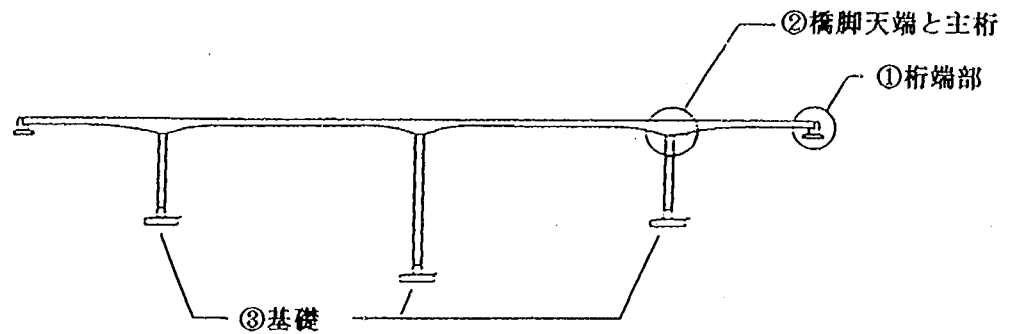


図-解4.2.1 高橋脚橋における高減衰化装置の設置位置

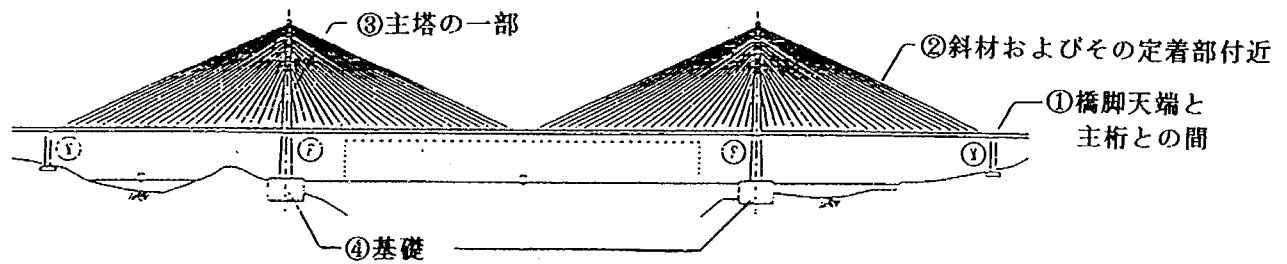


図-解4.2.2 斜張橋における高減衰化装置の設置位置

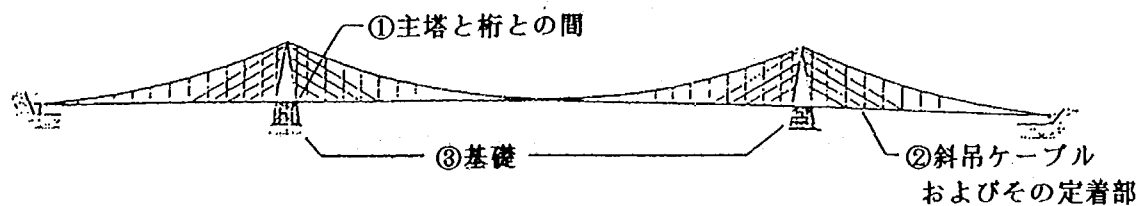


図-解4.2.3 吊橋についての高減衰化装置の設置位置

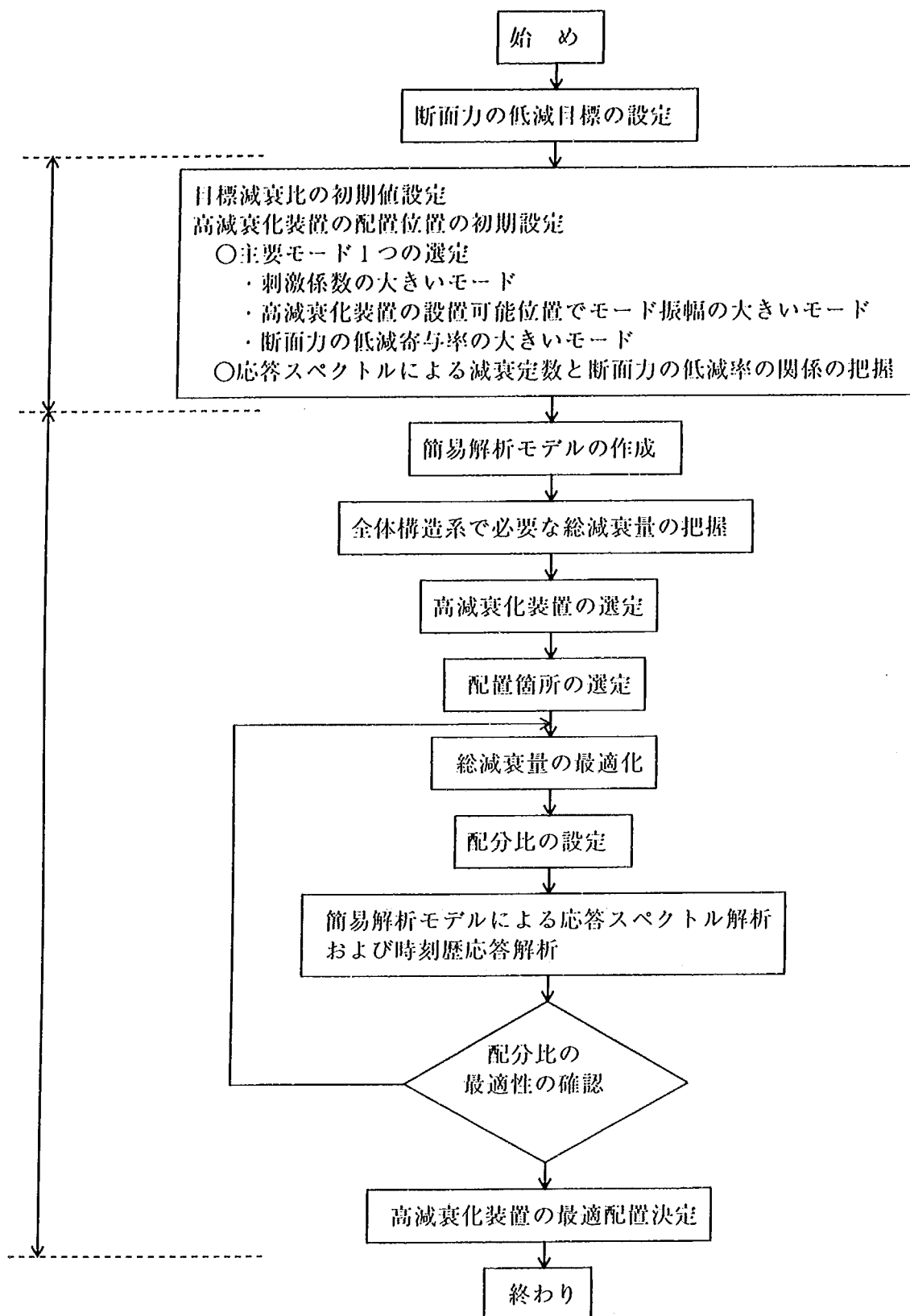


図-解4.2.4 高減衰化装置の配置方法

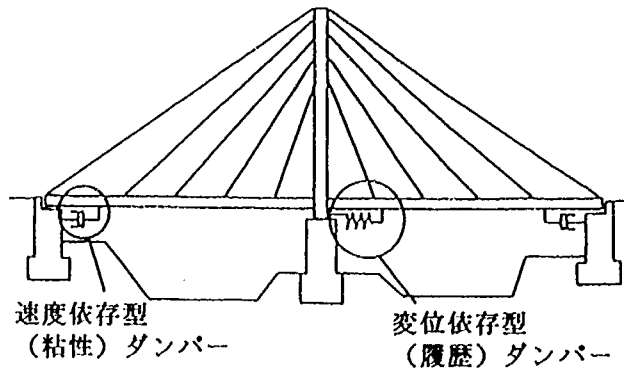


図-解4.2.5 異種ダンパーの組合せの概念

4.3 動的解析法

動的解析は高減衰化装置や地盤・下部構造の振動特性や設計地震動の入力レベルを考慮して次の解析手法から、適切な方法を選定して行うものとする。

- ①応答スペクトル法 (モード解析)
- ②時刻歴応答解析法 (モード解析)
- ③時刻歴応答解析法 (直接積分法)
- ④非線形動的解析法 (直接積分法)

動的解析では、対象橋の動的特性を考慮して高減衰化装置の仕様および配置位置を定めるので、固有周期、減衰性能など、橋の動的特性を十分表現できる解析モデルを用いる必要がある。

高減衰化装置の種類によって用いる解析手法は異なる。

代表的な高減衰化装置に対する解析手法は以下があげられる。

a) 粘性減衰型ダンパー

解析手法①～④

b) 履歴減衰型ダンパー

解析手法①～④

c) TMD (AMDおよびTLDを含む)

解析手法②～④。これはTMDと橋の応答との位相差を考慮しなければならないため、応答スペクトル法は適用が困難。

4.4 解析モデル

(1) 長大橋の免震設計に用いる動的解析モデルは、構造物・地盤や高減衰化装置の振動特性および着目部位の応答特性を適切に表現できるモデルを用いるものとする。

(2) 動的解析では、入力地震動のレベルと設計の詳細度に応じて適切な解析モデルを用いるものとする。一般に用いられるモデルとしては以下があげられる。

- ①高減衰化装置を等価剛性と等価減衰定数を有する線形ばねにモデル化、または、速度依存型の場合には等価な粘性減衰係数を有するダッシュポットによってモデル化した線形解析モデル

- ②高減衰化装置を非線形復元力を有するばねによって表した非線形解析モデル
- ③高減衰化装置と部材をともに非線形復元力を有するばねによって表した非線形解析モデル
- (3) 高減衰化装置の概略仕様および最適配置の解析による検討においては簡易解析モデルを用いてよい。

(1) 動的解析モデルは、なるべく詳細なモデルが振動特性を表わすには理想的である。一方、過度に複雑な解析モデルは、解析の実行のみならず、結果の評価にも時間を要し、实际的ではない。したがって、設計の段階による解析モデルの使い分けが必要である。

高減衰化装置の仕様および配置の決定後の詳細設計時の動的解析は設計の際に評価された性能をさらに詳細に確認するものであり、できる限り高精度で行う必要があるため、詳細解析を実施する。

(2) 初期検討に用いるなど応答の概略値を求めることが必要な場合には、免震装置の復元力特性を等価線形化してモデル化することが有効である。

一方、以下の場合には高減衰化装置を非線形ばねにモデル化することが必要である。

- ①免震装置の減衰係数が過大で過減衰となる場合
- ②粘性が非常に高いうえにばね定数の低い場合、あるいはクーロン摩擦モデルに近い特性のため、等価剛性の設定が困難な場合
- ③復元力特性が特殊な曲線の場合や載荷時と除荷時で復元力特性が複雑に変化する場合
非線形モデルでは、ばね特性を適切に定めれば高減衰化装置の減衰効果をばねの履歴減衰として考慮されることになる。その場合、高減衰化装置は、一般にバイリニアモデルに置換される場合が多い。

(3) 各橋梁形式に対する簡易モデルを以下に示す。

①高橋脚橋

一質点モデル (図-解4.4.1)

②斜張橋

主橋脚および主塔を梁、斜材および免震装置をばねとしたモデル (図-解4.4.2)

③吊橋

主桁、主塔、ケーブル、ハンガーを含めた2次元モデルまたは3次元モデル (図-解4.4.3)

各形式において上記の解析モデルを採用した理由は以下のとおりである。

①高橋脚橋

桁の剛体水平移動モードである一次モードが卓越するため、一質点モデル化が可能である。

②斜張橋

地震時に主塔、主橋脚、斜材および主桁の各部分はそれぞれ異なる振動をするため、独立な要素または節点として設ける必要がある。また、主橋脚と主塔は曲げ変形が卓越しているので梁要素としてモデル化する。

主桁は、水平振動が主要振動であるため、鉛直方向の自由度が無視でき、水平方向に剛体的に移動可能な1質点系で評価できる。

③吊橋

複数のモードが地震応答に寄与し、それぞれのモードの影響を含めて考慮する必要がある。

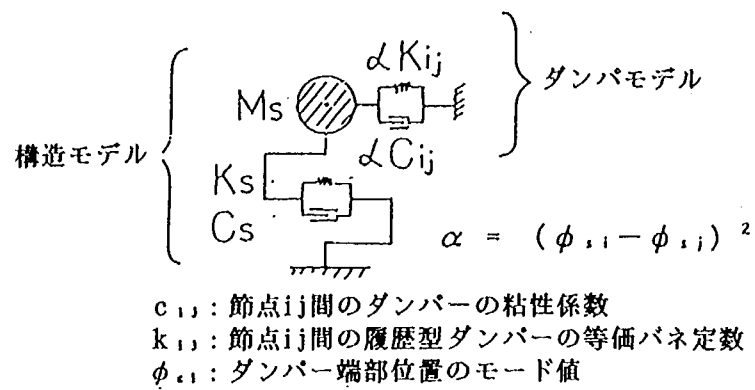


図-解4.4.1 高橋脚橋に対する簡易解析モデル

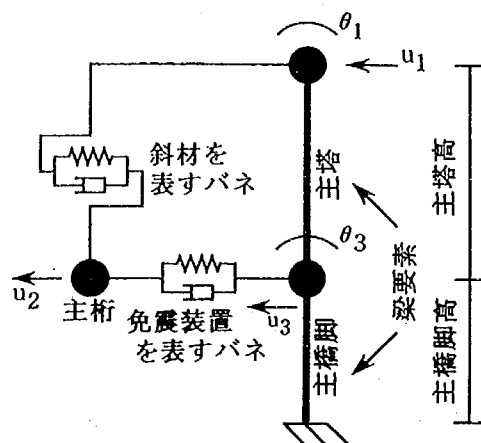


図-解4.4.2 斜張橋に対する簡易簡易モデル

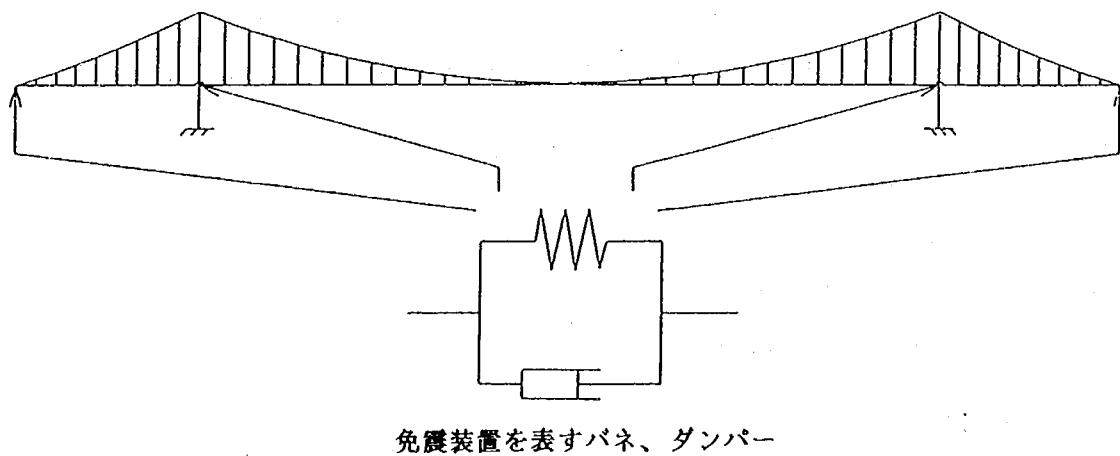


図-解4.4.3 吊橋に対する解析モデル

4.5 減衰性能の評価方法

- (1) 高減衰化装置に非線形の復元力特性を与えて動的解析を行う場合には、原則として3章に規定する高減衰化装置の復元力特性を用いて行うものとする。
- (2) 免震装置の復元力特性を等価線形化して動的解析を行う場合には、橋の減衰定数は式(4.5.1)により算出するものとする。

$$h_i = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\sum_j \Delta E_{ij} + \sum_k \Delta E_{ik}}{\sum_j E_{ij} + \sum_k E_{ik}} \quad (4.5.1)$$

ここに、

- h_i : i 次振動モードに対応する減衰定数
- ΔE_{ij} : i 次振動モードによる構造部材部分 j の吸収エネルギー
- $\sum_j \Delta E_{ij}$: i 次振動モードによる構造部材の吸収エネルギー合計
- ΔE_{ik} : i 次振動モードによるダンパー k の履歴吸収エネルギー
- $\sum_k \Delta E_{ik}$: i 次振動モードによるダンパーの吸収エネルギー合計
- E_{ij} : i 次振動モードによる構造部材部分 j のひずみエネルギー
- $\sum_j E_{ij}$: i 次振動モードによる、構造部材のひずみエネルギー合計
- E_{ik} : i 次振動モードによる、ダンパー k のひずみエネルギー
- $\sum_k E_{ik}$: i 次振動モードによる、ダンパーのひずみエネルギー合計

(1) 高減衰化装置の減衰係数が剛性に比較して非常に大きい過減衰の場合には、等価線形化の仮定を適用することが適切でないとされており、非常に粘性が高くバネ剛性の低い高減衰化装置やクーロン摩擦モデルに近似される復元力特性を有していて等価剛性を設定し難い場合などがこれに相当する。また、復元力履歴曲線が特殊な形状となったり、変位増加時と除荷時の軌跡が複雑に変化する高減衰化装置を用いる場合も、等価線形化の仮定を適用することが適切でないと考えられる。これらの場合には、運動方程式中の復元力項に非線形の復元力特性を与え、履歴減衰の効果を適切に評価することが必要である。3章に規定する各高減衰化装置の動的特性では、復元力履歴曲線の与え方と履歴則を規定しており、これを式(解4.5.1)に示す運動方程式中の復元力項 $\{F\}$ に直接に与えて時刻歴応答解析を行うことによって履歴減衰の効果を評価することができる。

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} + \{F\} = - [M] \{\ddot{U}_g\} \quad (\text{解4.5.1})$$

ここに、

- $[M]$: 質量マトリックス
- $[C]$: 粘性減衰マトリックス
- $[K]$: 構造部材要素の剛性マトリックス
- $\{\ddot{U}\}$: 加速度ベクトル
- $\{\dot{U}\}$: 速度ベクトル
- $\{U\}$: 変位ベクトル

[F] : 4.1.2に規定する履歴曲線と履歴則による高減衰化装置の復元力ベクトル

$\ddot{U}_g$: 地盤の加速度ベクトル

ここで、粘性減衰マトリックス [C] は、高減衰化装置部分を除く構造部材要素の減衰性能を表現するものであり、構造物の特性に応じて適切に与える必要がある。

(2) 動的解析は、非線形の復元力特性を与える動的解析を行うのが理想であるが、設計の初期段階において、多数のケースを検討する場合や、モデル化に当たって応答の概略値を求めることが必要な場合には、高減衰化装置の復元力特性を等価線形化して動的解析を行うことも有効である。このような場合に、式(4.5.1)を用いて橋の等価減衰定数を求めることとした。ただし、等価線形法による解析は、あくまで応答の概略値を求めるものであり、これに続く非線形の復元力特性を与える動的解析による照査が必要である。

高減衰化装置の復元力特性が次の条件に合致する場合には、式(4.5.1)から誘導される式(解4.5.2)を用いて橋の等価減衰定数を求めることができる。

①高減衰化装置の復元力履歴曲線が、滑らかで、傾斜した楕円に近い場合

②等価減衰定数がより十分に小さい場合

$$h = \frac{\sum_{j=1}^n \Phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot K_j \cdot \Phi_{ij}}{\Phi_i^T \cdot K \cdot \Phi_i} \quad (\text{解4.5.2})$$

ここに、

Φ_{ij} : i 次振動モードの要素 j のモードベクトル

h_j : 要素 j の減衰定数

K_j : 要素 j の剛性マトリックス

Φ_i : i 次振動モードのモードベクトル

K : 構造全体の剛性マトリックス

なお、式(解4.5.2)により、橋の減衰定数を算出する場合の各要素の減衰定数としては、表-解4.5.1の値を参考にするのがよい。表-解4.5.1では、長大橋における減衰定数の測定結果などを参考にして設定される値を示しており、設計対象とする構造系が特殊な場合や、設計地震動が大きく部材の非線形域までを考慮しなければならない場合などには別途に十分な検討を必要とする。

表-解4.5.1 各構造要素の減衰定数の参考値

	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.01~0.03	0.01~0.05
高減衰化装置	高減衰化装置の等価減衰定数	
下部構造	0.01~0.05	0.01~0.1
基礎構造	0.1~0.3	

上記の①および②に合致しない場合としては、非常に粘性が高くバネ剛性の低い高減衰化装置やクーロン摩擦モデルに近似される復元力特性を有していて等価剛性を設定し難い場合や、ひずみ硬化などの影響によって復元力履歴曲線が特殊な形状となったり、変位増加時と除荷時の軌跡が複雑に変化する免震装置を用いる場合がこれに相当する。このような場合には、式(4.5.1)による減衰定数 h_i を用いるものとする。その場合に i 次振動モードによるダンパー k のひずみエネルギー E_{ik} は、履歴減衰による効果との重複を避けるためにゼロとする。

設計の初期段階において、多数のケースを検討する場合で、高減衰化装置を除く構造部分の減衰性能が無視し得る程度に小さい場合には、式(解4.5.3)によって橋の等価減衰定数を求めることができる。

$$h_i = \frac{c_{im}(\Phi_{ii} - \Phi_{im})^2}{2\omega_i M_i} \quad (\text{解4.5.3})$$

ここに、

h_i : 粘性ダンパーによる i 次振動の減衰定数

c_{im} : 節点 l, m 間のダンパーの減数係数

ω_i : 固有円振動数

M_i : i 次の換算質量

Φ_{ii} : i 次の節点 l の振動モード値

Φ_{im} : i 次の節点 m の振動モード値

4.6 動的解析に用いる地震入力

- (1) 動的解析に用いる地震入力は、当該橋梁の設計方法に準拠して適切な地震入力を定めなければならない。
- (2) 時刻歴応答解析法に用いる地震入力としては、地盤条件や橋の動的特性等を考慮して、既往の強震記録の中から設計スペクトルに近い特性を有する強震記録を選定するものとする。

(1) 動的解析に用いる地震入力としては、当該橋梁地点において供用期間中に想定される地震動を設定する必要がある。長大橋のような重要構造物の場合には、地盤調査や地震条件などについて十分に調査を行う場合が多く、こうした調査結果に基づいて個々の橋梁条件に応じて設計地震動が設定される場合が多い。このため、本マニュアル(案)は、高減衰化装置を用いた場合の設計方法を示すことを主眼としていることから具体的な設計地震動については個々の橋梁の設計方針に従うこととした。

(2) 設計地震動は、一般に応答スペクトルの形で与える場合が多い。応答スペクトルはそのまま応答スペクトル法に基づく動的解析に用いることができる。線形モデルを用いた動的解析では、応答スペクトルを用いればよいが、非線形履歴特性を有する高減衰化装置や部材の非線形性を考慮する場合には、時刻歴応答解析法により解析を行う必要がある。このように時刻歴応答解析法により動的解析を行う場合には、地震動波形が必要になるが、これについては、実際の地震動の特性を考慮した入力地震動を用いる方がよいことから、設計で考慮する応答スペクトルに近い特性を有する強震記録を選定して入力地震動とすることとした。また、既往の強震記録を目標とする設計スペクトルに調整した波形を用いることもできる。

4.7 安全性の照査

動的解析の結果得られた最大応力度、最大変位等をもとに、以下により免震設計された橋の安全性を照査する。

- (1) 橋の各部に生じる最大応力度、最大変位、最大断面力および最大塑性率等を当該長大橋で許容できる応力度、変位、耐力および許容塑性率等と比較することにより橋の安全性を照査する。
- (2) 高減衰化装置に生じる最大変位が高減衰化装置の設計変位 u_d 程度以下に収まっていることを照査する。
- (3) 桁と橋台や桁と桁どうしの最大遊間が橋の機能上問題ないことを照査する。

免震設計を採用した長大橋の安全性の照査の考え方を示したものである。

(1) 長大橋の各部材に生じる応力や変位等を橋や部材が許容できる変位や応力度等と比較して安全性を照査するものである。長大橋の弾性域の照査を行う場合には、部材に生じる応力度や変位を許容応力度や許容変位と比較するものである。また、長大橋の非線形域の照査を行う場合には、部材に生じる最大断面力や塑性率とそれらの許容値を比較して安全性を照査するものである。

(2) 高減衰化装置本体に照査については、高減衰化装置に生じる最大変位が設計変位程度以下に収まっていることとし、過度な変位が生じないことを照査するものとした。

(3) 長大橋は、一般に長周期構造物であり、地震時には桁に生じる変位が大きくなり、橋台と衝突したり、隣接する橋の桁と衝突して相互に影響を及ぼし合うことが考えられる。このため、一般に桁に生じる最大変位と桁と橋台や桁どうしの最大遊間量を比較して衝突が生じないように最大遊間量を設定することが望ましいが、これが課題になる場合には常時の維持管理上悪影響が及ぼす場合もある。このため、最大遊間量が橋の機能上悪影響を及ぼさないことを照査するものとした。

5. 施工時の制震方法

5.1 一般

長大橋では、施工時の地震力に対して安全性が確保されない場合は、施工方法や部材断面等を変更するか、もしくは制震対策を行う必要がある。制震対策を行う場合には、施工時の構造系・振動特性およびその変化、制震装置の規模・設置位置・経済性、制震レベル等を勘案し、適切な方法を選定しなければならない。

長大橋では、施工期間が長く、かつ完成時と比べると安定性の劣る構造系となっていることから、施工時において地震に対する対策が必要となってくる場合がある。特に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決定されるようになり、完成時の高減衰化により可能となった経済的な設計断面が損なわれることとなる。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、一般に付帯施設等も橋体完成後に設置されることから、完成時に用いられる免震・制震方法の適用は困難となる。一方、制震装置の収納性、長期的信頼性等に関しては完成時に比べて制約条件が少ないことから、施工時独自の効率的な免震・制震方法を用いることが可能である。

施工時の制震方法には、以下のようなものが考えられる。

①剛性付加方式

- ・制震索
- ・仮支柱

②免震方式

③パッシブ制震方式

- ・スライディングブロック（非同調質量付加方式）
- ・TMD、TLD（同調質量付加方式）

④アクティブ制震方式

- ・可変剛性・減衰装置
- ・アクティブ・マス・ダンパー

長大橋では施工時の構造系が順次変化することから、地震時に問題となる固有振動特性が変化する。よって、制震方法は振動特性の変化を考慮して選定しなければならない。

施工時における設計地震力および確保すべき耐震性は、個々の橋梁に対して、橋梁の架設位置や重要度、施工期間の長さ、架設地点周辺の交通・建造物および生活者に対する影響、架設機材や工事作業者の安全性等を考慮して設定する必要がある。

5.2 制震構造と制御理論

施工時の制震方法に用いる制震構造および制御理論は、以下に示す項目を考慮して選定する。

- (1) 長大橋の施工時は構造系が順次変化することから、制震構造は予想される振動特性の変化に追従できるものでなければならない。
- (2) 制震装置は、施工時の振動特性を考慮し、効率的に制震力を与えられる位置に設置するのが望ましい。
- (3) 動力源を必要とする制震装置を用いる場合は、動力源が地震時においても安定して供給されるものでなければならない。
- (4) 使用する制御理論は、地震波の特性や構造振動特性に対して安定した制震効果を確保し、耐震上重要な固有振動モードに対して効率的に制震力を与えられるものを選定する。
- (5) 制震方法として、地震時の振動応答を観測し対応する制震力を作用させる方法を用いる場合は、地震時の振動応答を精度良く観測することが可能なシステムを用いなければならない。

(1) 長大橋の施工時は構造系が順次変化することから、耐震性上重要な固有振動数、固有振動モードが変化する。よって、制震装置は、振動数・振動モードの変化への追従性を考慮したものでなければならない。

(2) 地震時には、外部からの動力源は遮断される可能性がある。よって、動力源が必要な制震装置を用いる場合は、緊急時に瞬時に作動する動力源の確保が必須条件であり、また、必要な動力レベルが小さい制震装置であることが望ましい。

(3) 制御理論としては、パッシブ系の制震装置においては振動数比や減衰比等のパラメータの最適化基準、アクティブ系の制震装置においては最適LQ制御や H_∞ 制御などの制御則を選定しなければならない。制御パラメータや制御則によっては、同一の制震装置を用いても、耐震性上問題とならない固有振動モードに制御エネルギーが消費され制震効果が得られない場合や、逆にスピルオーバーが生じる場合などがあり、制御理論の選定には注意を要する。特に、長大橋では、最低次の固有振動モードが必ずしも地震時の卓越振動モードとならないことに注意を要する。

(4) アクティブ系の制震装置は、地震時の振動応答を観測するセンサー、制御力を算出するコントローラおよび制御力を作用させるアクチュエータからなる。制震装置の作動はセンサーからの観測波形に依存することから、観測システムは地震時の応答を精度良く観測するものでなければならない。

6. 基礎構造の免震設計

6.1 一般

基礎構造の免震設計に際しては、次の点について検討し、橋梁全体系として合理的な免震構造となるように配慮しなければならない。

- ①免震装置の設置位置
- ②全体構造の安定性の確保
- ③基礎構造規模の縮小の可能性（免震効果）
- ④橋脚天端の変位および上部構造ジョイント部の相対変位

基礎構造の免震設計では、免震装置を設置し、その間に生じる相対変位によりエネルギーを吸収することが基本となる。したがって、立体ラーメン構造のように不静定次数が高い構造の場合には、橋脚部の中間や下端に免震装置を設置する方法もあるが、短柱や壁式橋脚の場合は、安定性を確保するために、図-解7.1に示すように基礎下に免震装置を設ける方法がよい。

基礎構造の免震設計が特に有利な場合は、基礎構造の諸元が地震荷重で決定されており、常時の荷重に対して必要とされる規模よりかなり大きな基礎としなければならない場合や、建設地点の地盤の支持力が小さく基礎の接地面積をかなり大きくしなければならない場合などが考えられる。

一般に構造物を免震装置により免震化すると、変位が増加する傾向があるため、基礎構造を免震化する設計は、橋脚天端の変位および上部構造のジョイント部の相対変位を大きくする可能性がある。また、下部構造または基礎構造に免震装置を設ける場合は、作用する死荷重が大きいため、支承部に設ける場合に比べて免震装置が大型になったり、維持管理や取替が困難になる場合がある。したがって、基礎構造への免震設計の採用は常に有利とはならないため、設計に当たっては構造計画時点で免震設計の採用の妥当性を検討する必要がある。

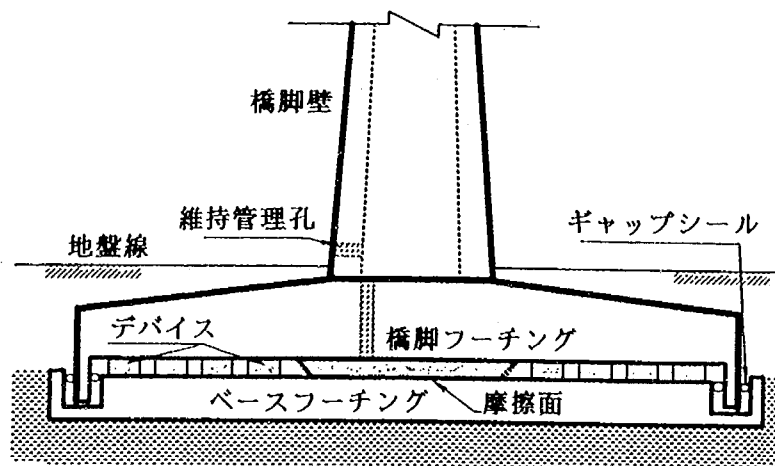


図-解7.1 基礎の免震構造の概念

6.2 免震装置

基礎構造に用いる免震装置としては、取り替えが可能な構造とすることが望ましいが、立地条件や構造条件上取り替えが困難な場合には、十分な耐久性が確保できるように設計上および構造上の対策を講じなければならない。

免震装置は十分な耐久性を有することが前提であるが、万一の事態に備えて、取替可能な構造とするのが望ましい。また、材料特性に経年変化がある場合は、劣化した状態に対する検討を行い、その場合でも免震効果が期待できる構造としなければならない。なお、装置の取替が困難な場合は、必ず実験等により材料の耐久性の確認を行い、土中や水中に直接暴露しないような保護対策を十分に講じ、性能の維持に務めなければならない。

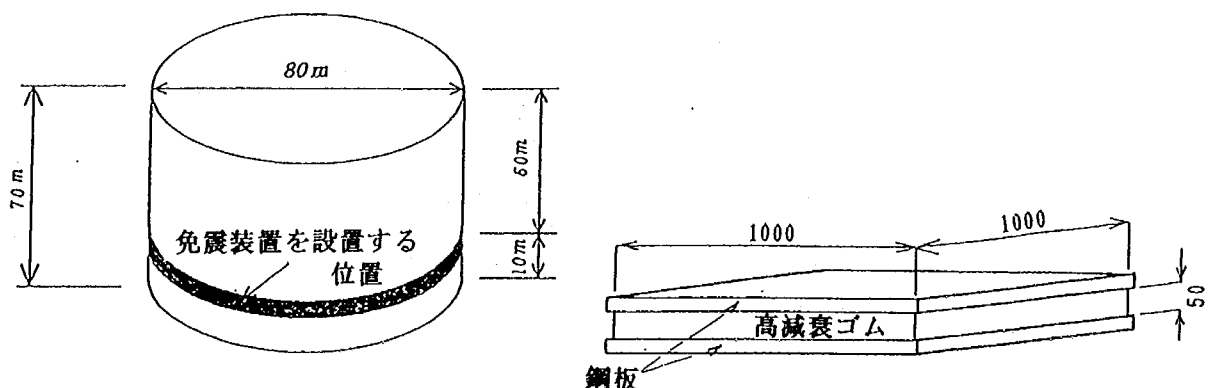
免震装置の構造としては、次の2通りが考えられる。

(1) 取替を前提とした構造

陸上の橋脚基礎のフーチングを、底部と本体部の上下に分割し、一般的な橋梁の免震支承を多数並べてアイソレートする構造である。これは、建築物の免震構造と同様で、装置の交換が出来るよう人の入れる空間とジャッキを挿入できるスペースを確保する必要がある。

(2) 取替を行わない構造

比較的深い水中部の大型基礎は、このタイプの構造になると考えられる。上記(1)と同じように基礎部を上下に分割し、この間に免震装置を設置する。大型基礎に免震設計を適用する場合、死荷重が大きいことから、免震装置を多数配置することになるが、一般的な積層ゴムの免震支承を適用すると、免震装置の費用が全体工費に占める割合が大きくなりすぎる可能性がある。明石海峡大橋の主塔基礎クラスの基礎に免震構造を採用した場合について試算してみると、図-解7.2のような単層の高減衰ゴムなどを鋼板でサンドイッチにしたフラットタイプの免震装置を約500枚用いることにより、必要とされる免震効果が得られる。



(a) 適用例

(b) 免震装置の形状

図-解7.2 フラットタイプの免震装置の例

6.3 免震装置の減衰定数

免震装置の減衰定数は、免震効果に応じて定めなければならない。

基礎構造に免震設計を採用した場合、剛体基礎のように剛性が大きい場合には、主として長周期化により免震効果が表れる。一方、地盤や橋脚の剛性が比較的軟らかい場合には、免震効果は主として減衰の付加として表れる。

したがって、前者のケースでかつ応答変位があまり大きくない場合には、免震装置の減衰定数の増加に力を置く必要はないが、応答変位が大きい場合や後者のケースの場合には、合理的な範囲で減衰定数を高めておく必要がある。

基礎構造の免震設計に適用できる免震装置は、6.2の規定に従うように種々のものが考えられるため、その減衰定数の設定に際しては、装置の特性を十分に検討し、評価する必要がある。

6.4 移動制限装置

基礎構造に免震設計を採用することにより地震以外の長時間作用する荷重により生じる変形が大きくなる場合には、移動制限装置を設けるものとする。

基礎構造に免震設計を採用する場合には、地震時はもちろん地震時以外の荷重に対しても過度の変形が生じないように十分注意する必要がある。これらの荷重により大きな変形が生じる可能性がある場合には、免震装置の剛性を高めることが基本であるが、装置の特性や免震効果に与える影響から合理的と判断される場合には、移動制限装置を設けるものとする。

地震以外に注意すべき荷重には、次のものがある。

- ①常時の水平力（上部構造反力の偏心＋潮流力＋波力）
- ②基礎の傾斜（施工誤差、地盤沈下）
- ③暴風時の荷重（上部構造反力の偏心＋潮流力＋波力＋風荷重）

吊橋や斜張橋のような大規模な基礎の場合には、上記の荷重の影響は一般に大きくなく問題とならないと考えられる。しかし、下部構造が小規模な場合や地盤沈下が想定される場合には、相対的に影響が大きくなるため十分な注意が必要となる。

移動制限装置は、種々の構造形式が考えられるが、緩衝材を設けるなどの工夫により、作動時に衝撃的な反力が生じないよう配慮する必要がある。また、装置が作動すると強い非線形性を示し応答が複雑になるとともに、免震効果が減少するため、適切な遊間量の設定が重要となる。

参 考 資 料

目 次

1. 長大橋の免震設計の手順	83
2. 長大橋の減衰性能に関する検討	85
2.1 長大橋の減衰定数	85
2.2 吊橋の減衰定数の実測例	85
2.3 斜張橋の減衰定数の実測例	86
2.4 高橋脚橋梁の減衰定数の実測例	87
3. 長大橋の減衰定数およびダンパーの配置	89
3.1 減衰定数の評価法	89
3.2 ダンパーの最適配置法	95
4. 高減衰化装置の設計例	99
4.1 揺動型鉛押出ダンパー	99
4.2 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパー	101
4.3 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパー	106
5. 高減衰化装置の制震効果に関する検討例	109
5.1 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパー	109
5.2 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパー	113
5.3 パワフルTMD	117
5.4 桁端ダンパーストッパー	130
5.5 E R 流体ダンパー	137
5.6 T L D	141
6. 施工時制震に関する検討例	152
6.1 検討概要	152
6.2 モデル橋梁および検討に用いた地震入力	152
6.3 張出し施工時の振動特性および耐震性	153
6.4 AMDの適用性の検討	155
6.5 A V Sの適用性の検討	160
7. 基礎構造の免震設計に関する検討例	167
7.1 吊橋主塔基礎に対する免震設計の検討例	167
7.2 斜張橋主塔基礎に対する免震設計の検討例	176
8. 高橋脚橋梁の免震設計に関する検討例	182
8.1 検討概要と検討条件	182
8.2 桁端ダンパー	186
8.3 床版免震	189
8.4 TMD	192
8.5 AMD	194

9. 斜張橋の免震設計に関する検討例	197
9.1 検討概要	197
9.2 免震装置を有しない斜張橋の動的解析	199
9.3 免震装置の設計	201
9.4 ダンパー総量の決定	202
9.5 免震装置を有する橋梁全体系の地震応答解析	205
10. 吊橋の免震設計に関する検討例	208
10.1 検討概要	208
10.2 モデル橋の設定	208
10.3 吊橋に対する制震・免震装置の適用性	212

参考資料－１ 長大橋の免震設計の手順

マニュアル(案)では、高減衰化装置を有する長大橋の耐震設計は、動的解析により行うことを原則としている。図-参1.1は、高減衰化装置および長大橋の設計の大きな流れを示したものであり、それぞれの内容について以下に示す。

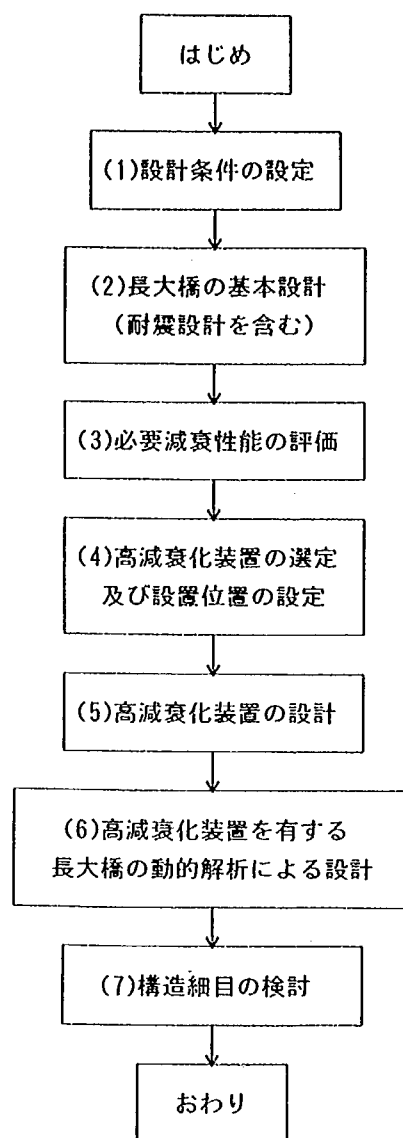


図-参1.1 高減衰化装置を有する長大橋の設計フロー

(1) 設計条件の設定

長大橋の構造形式、支間長等の設計条件は、架橋地点の立地条件、地盤条件等により定められる。

(2) 長大橋の基本設計

ここでは、長大橋で考慮すべき活荷重、風荷重等の荷重条件に従って長大橋の基本構造の設計を行う。当然、ここでは高減衰化装置を考慮しない条件で設計対象となる長大橋で考慮しなければならない設計地震力に対して耐震設計が行われる。

(3) 必要減衰性能の評価

上記(2)の設計結果を基本に、耐震設計上支配的となる部材の断面力や変位を必要なレベルまで低減するために必要とされる減衰性能を評価する。このような評価に際しては、簡易な解析モデルを用いたり、卓越振動モードを対象にその効果を評価することもできる。

(4) 高減衰化装置の選定および設置位置の設定

上記(3)で評価した必要とされる減衰性能を基本に、高減衰化装置の種類を選定するとともに、高減衰化装置の設置位置および設置個数を設定する。高減衰化装置には、粘性減衰型のように減衰性能のみを有する機構のものと、履歴減衰型のように剛性と履歴特性に伴う減衰性能を有する機構のものがある。このため、各高減衰化装置の特性を十分把握した上でその特性に合致した装置の設定を行うとともに、設置位置等について検討する必要がある。

また、高減衰化装置を設計に見込むためには、高減衰化装置が地震時に確実に機能する必要がある。このため、耐久性に配慮するとともに、維持管理性にも留意する必要がある。

(5) 高減衰化装置の設計

上記(3)で評価した必要とされる減衰性能を確保するための高減衰化装置の設計を行う。非線形性を有する高減衰化装置の場合には、装置に生じる相対変位によりその特性が変化するので、地震時に想定する相対変位が生じるように高減衰化装置の設計を行う必要がある。

(6) 高減衰化装置を有する長大橋の動的解析による設計

高減衰化装置を有する長大橋の全体系の動的解析により、長大橋全体系および高減衰化装置本体の設計を行う。

(7) 構造細目の検討

高減衰化装置には、エネルギー吸収に伴い、減衰力が作用する。このため、単に高減衰化装置を付加するだけではなく、その設置位置についても高減衰化装置が十分機能できる構造とする必要がある。

参考資料-2 長大橋の減衰性能に関する検討

2.1 長大橋の減衰定数

橋梁の減衰特性は、減衰の発生原因によって、材料自身の減衰、構造系内でのエネルギー消費、および構造系外へのエネルギー消散に分けられる。これらの各種要因が橋梁全体の減衰に及ぼす影響を分離して評価することは一般に困難であるため、橋梁の減衰特性は一般に各要因を包含した減衰定数として評価されることが多い。

橋梁の減衰定数の測定方法には、起振機などにより振動実験を行う方法と対象橋梁に設置した地震計により地震時の応答を観測する地震観測などがある。

ここでは、長大橋の減衰定数の実測例を吊橋、斜張橋、および高橋脚橋梁について以下に示す。

2.2 吊橋の減衰定数の実測例

吊橋の減衰定数の実測値を図-参2.2.1に示す¹⁾。これらはいずれも起振機による振動実験から得られた減衰定数である。耐震設計では橋軸方向および橋軸直角方向の減衰定数が重要であるが、既往の振動実験は耐風安定性の検討を目的に行われたものがほとんどで、鉛直曲げ振動およびねじり振動を対称としたものである。

鉛直曲げ振動では、実測例の①～③、⑪を除き、1%以下となっている。①と②および⑪はダブルデッキ構造であり、減衰定数が若干大きいのはこの影響も考えられる。ねじり振動は、耐震設計上一般にその影響が小さいが、減衰定数は2%以下となっている。

データ数は十分ではなく、また、ばらつきも大きい、平均減衰定数と中央支間長の関係の1次回帰式も図中に示されている。これは、鉛直曲げ振動については①～③、⑪の4橋を除いて求められたものである。また、斜張橋の振動実験から求められた回帰式も示している²⁾。

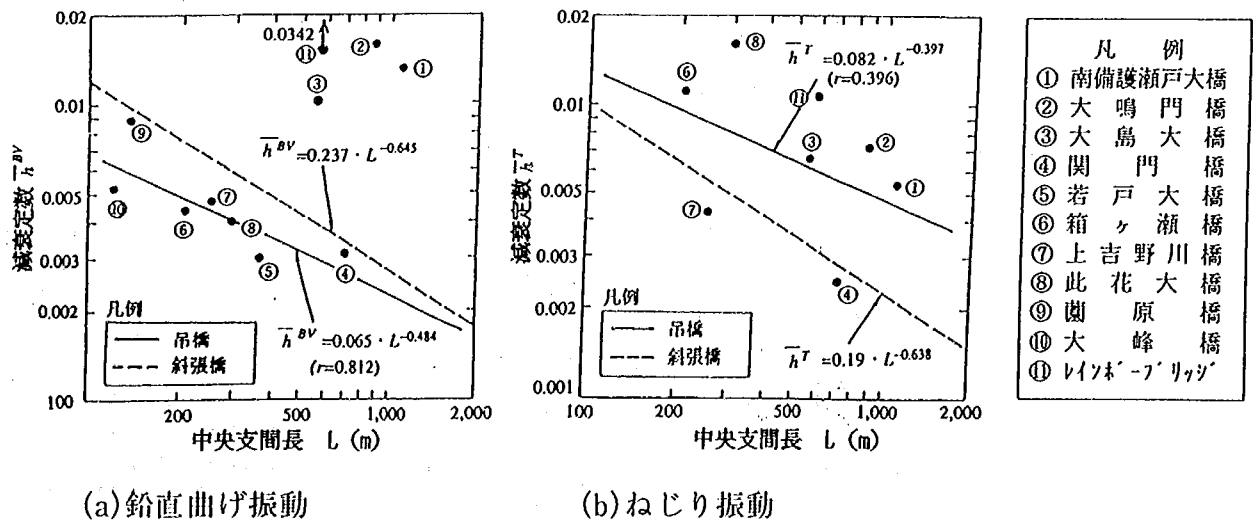


図-参2.2.1 吊橋の加振方向別の平均減衰定数と中央支間長の関係

2.3 斜張橋の減衰定数の実測値

斜張橋の減衰定数の実測例を図-参2.3.1および図-参2.3.2に示す²⁾。これは、文献2)に示されるデータおよびその他の斜張橋のデータを含めてまとめられたものである。

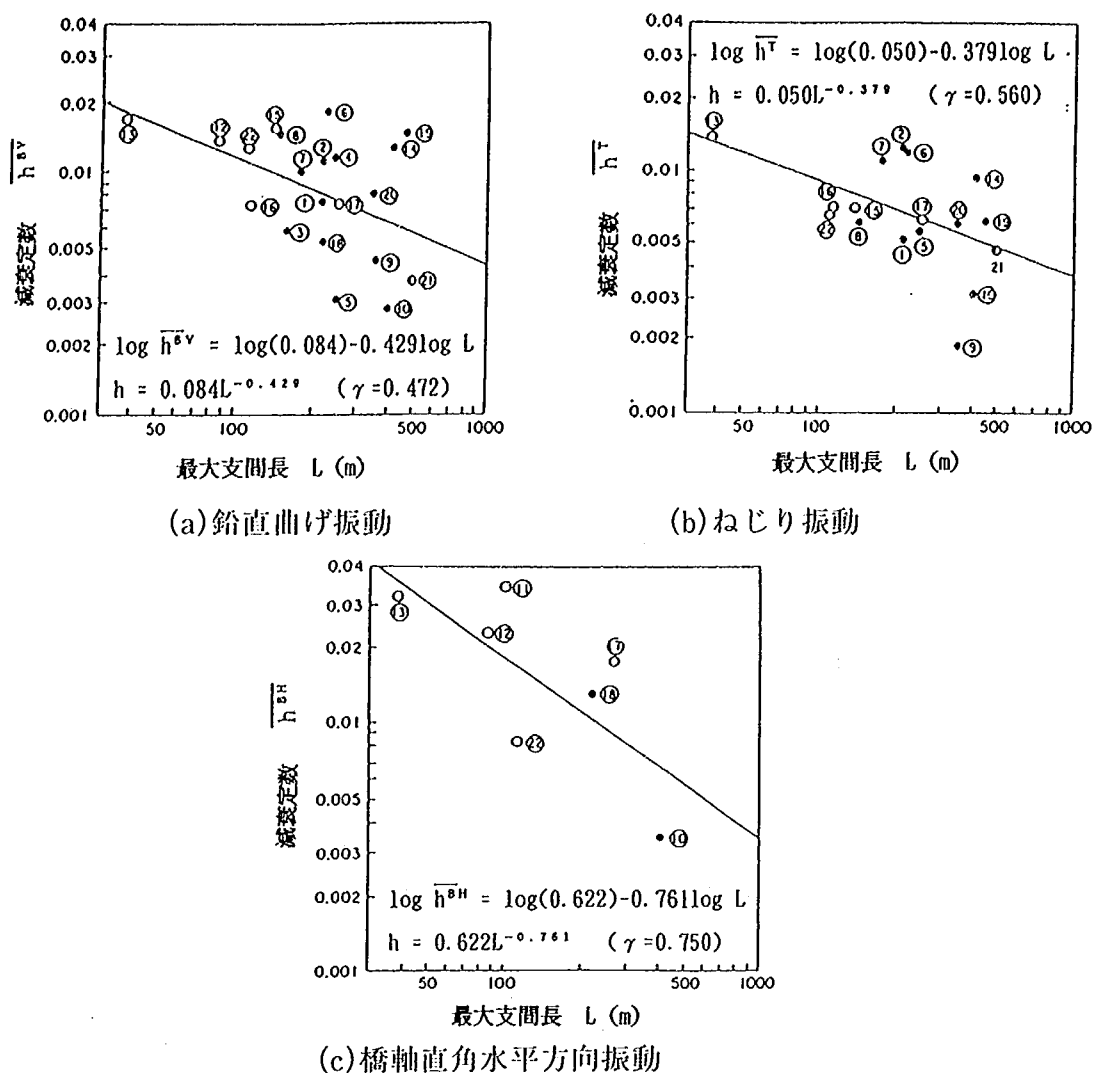
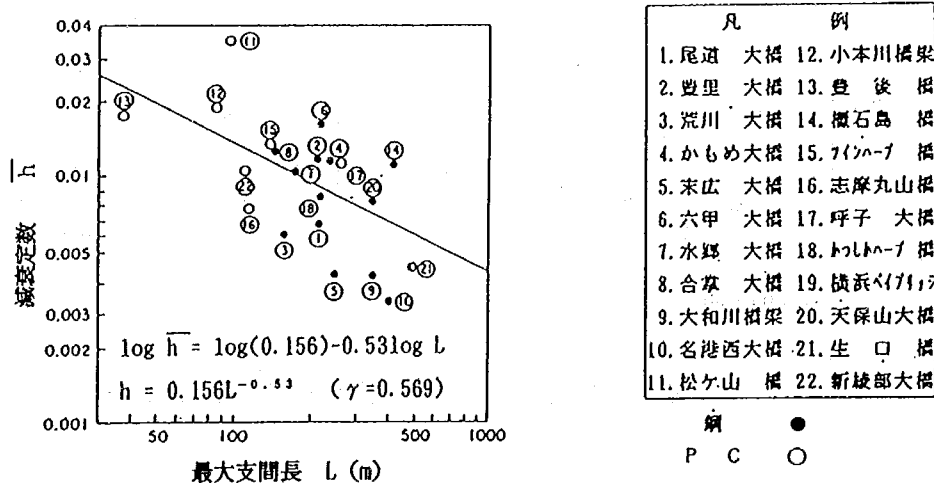


図-参2.3.1 加振方向別の平均減衰定数と最大支間長の関係



2.4 高橋脚橋梁の減衰定数の実測例

参考文献3) をもとに、橋脚高さ40～70mの高橋脚橋梁に対する振動試験結果を整理した。実験は、上部構造施工前の橋脚単独系と上部構造完成後の橋梁全体系について行われている。両構造系における固有周期と減衰定数の関係を表-参2.4.1および図-参2.4.1に示す。

橋脚単独系では、固有周期0.4～0.6秒で減衰定数が多いが、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、橋脚躯体の振動が卓越する場合については減衰定数は1%以下となっている。また、橋梁全体系では、橋軸直角方向について減衰定数が3.5～4%程度と多少大きい橋梁があるが、これはセンターヒンジ形式の橋梁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も考えられる。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2～3%程度と多少大きい、これについても可動部の摩擦による減衰が付加されている可能性が考えられる。

表-参2.4.2は、参考文献4) に示されている減衰定数であり、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%が与えられている。

表-参2.4.1 橋梁の減衰定数の標準値⁴⁾

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 ($H\geq 25\text{m}$) の水平方向振動および 上部構造の鉛直振動	平均値 $h=0.013$ 95%信頼帯 $h=0.012\sim0.014$ 上限 $h=0.03$ 下限 $h=0.005$	T に関係 しない

表-参2.4.2 高橋脚橋梁の固有周期と減衰定数の実測値

橋 梁 名	橋脚高 (m)	橋脚単独系				全 体 系				備 考
		橋 軸		橋軸直角		橋 軸		橋軸直角		
		T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)	T1(s)	h1(%)	
日 川 橋	41.0							0.93	3.9	5 径間連続PC (中央ヒンジ)
横 吹 橋	45.0	1.40	1.0	0.42	2.2			1.15	1.2	3 径間連続トラス
浦戸大橋	48.2	0.40	3.2	0.40	3.5	1.03	2.9	1.67	3.5	8 径間連続PC (中央ヒンジ)
底 沢 橋	48.5	1.30	0.6	0.42	2 以下			0.65	1.3	2径間連続トラス+3径間連続トラス
鶴 川 橋	48.4							0.76	1.2	2 径間連続トラス 2 連
薄根川橋	61.7					0.56	2.9	0.96	1.3	2 径間連続T型ラーメン
						0.80	14.4	(可動部の影響大)		
酒匂川橋	64.5	0.90	0.9					1.23	3.4	3 径間連続トラス
片品川橋	69.4	1.52	0.8	0.58	3.0	1.12	2.3	1.12	0.7	3 径間連続トラス 3 連

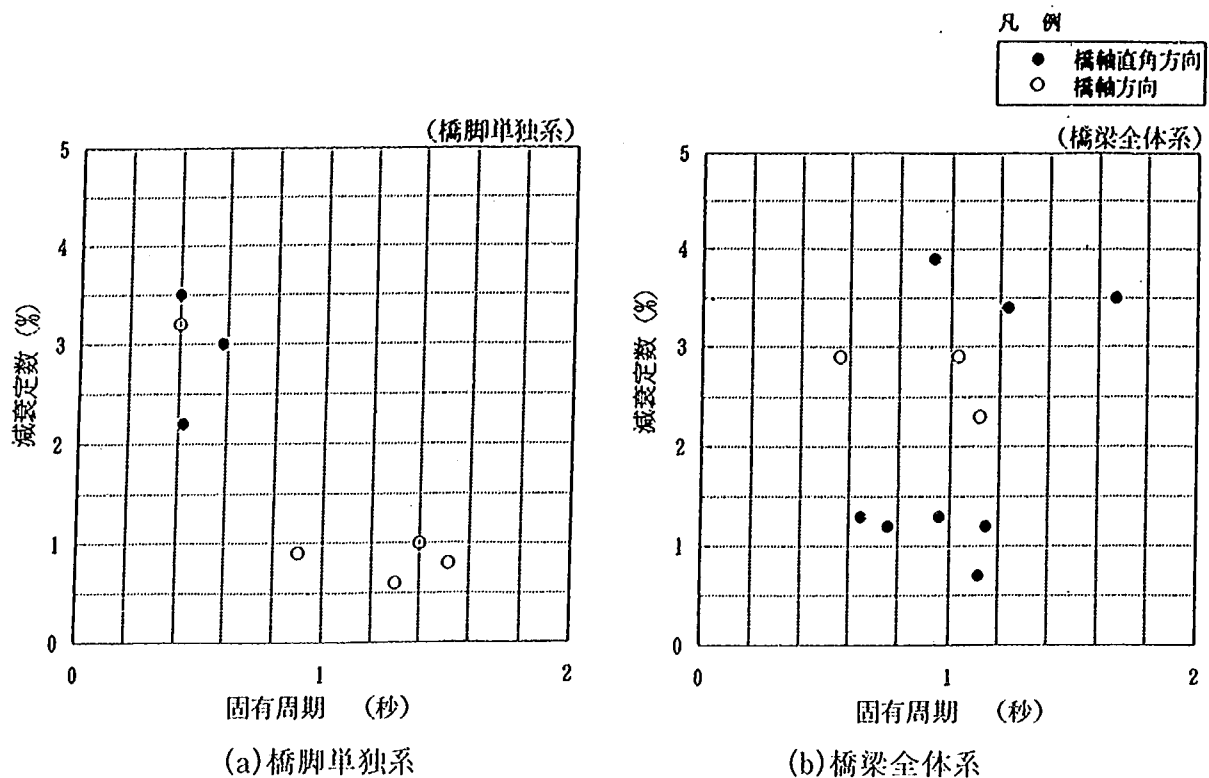


図-参2.4.1 高橋脚橋梁の固有周期と減衰定数の関係

【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年3月
- 2) 川島一彦、運上茂樹、吾田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究（その1）振動実験から見た斜張橋の振動特性、土木研究所資料、第2388号、1986年6月
- 3) 日本道路公団：橋梁振動実験及び振動解析報告書、試験所技術資料、第603号、昭和54年3月
- 4) 栗林栄一、岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ）、土木研究所報告、第139号、昭和46年2月

参考資料－3 長大橋の減衰定数およびダンパーの配置

3.1 減衰定数の評価法

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易法による検討が有効となる。ここでは、粘性ダンパーを用いた場合の減衰定数の評価法を提案し、P C ラーメン橋の桁端に粘性ダンパーを設けた場合を対象にその適用性を検討した。

(1) 検討の概要

図-参3.1.1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るので、減衰マトリックスを具体的に設定することが必要になる。減衰マトリックスは、減衰を考慮しない固有振動解析結果に基づいて設定する場合が多いので、ここでは、まずその評価法を検討した。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地震応答解析を行い、簡易法による結果と比較して、その適用性を検討した。検討対象とした橋梁は、後述する「参考資料－8 高橋脚橋梁の免震に関する検討例」で対象としている4径間連続P C ラーメン橋である。

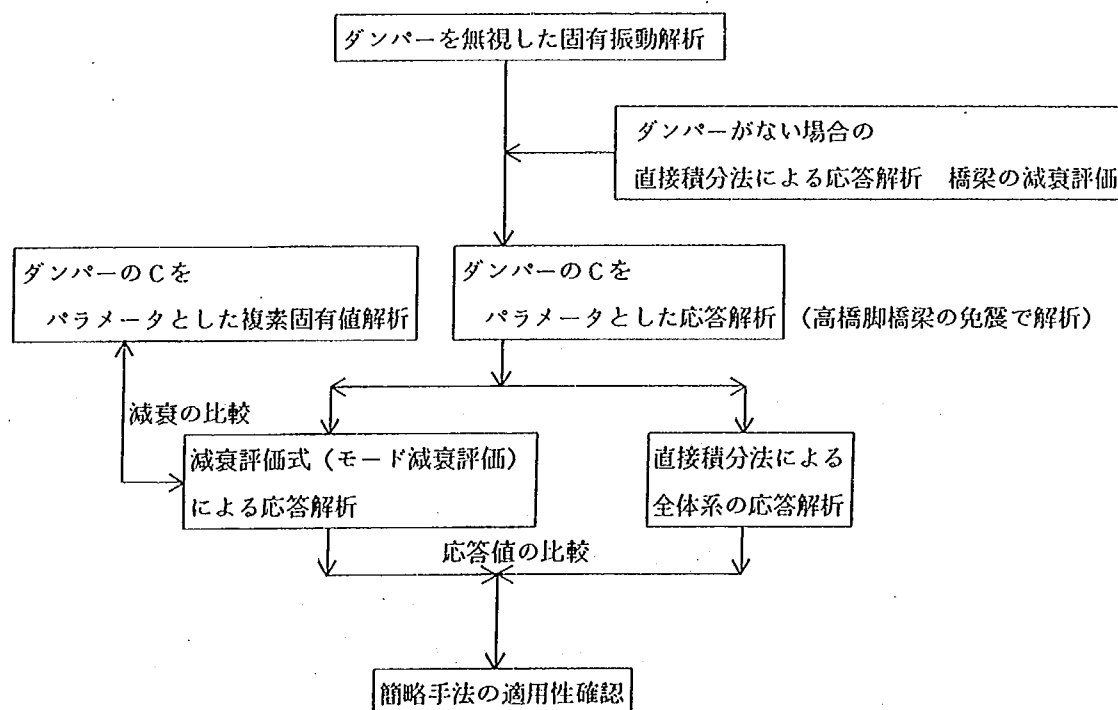


図-参3.1.1 粘性ダンパーを用いた場合の比較検討手順

1) 直接積分法における橋梁の減衰評価

減衰マトリックスとして次式で定義されるRayleigh減衰を用いた場合の検討例を以下に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (\text{参3.1.1})$$

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、 α 、 β : Rayleigh減衰の係数、である。

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。

$$h_i = \frac{T_i}{4\pi} \alpha + \frac{\pi}{T_i} \beta \quad (\text{参3.1.2})$$

α と β を調整することにより、2つの固有周期に対し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%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-参3.1.2である。

- ① ケース1：橋台支承部が可動で、1次振動モード（3.224sec）と3次振動モード（0.733sec）で α 、 β を設定した場合
- ② ケース2：橋台支承部が可動で、1次振動モード（3.224sec）と2次振動モード（1.658sec）で α 、 β を設定した場合
- ③ ケース3：橋台支承部が固定で、2次振動モード（0.739sec）と3次振動モード（0.622sec）で α 、 β を設定した場合

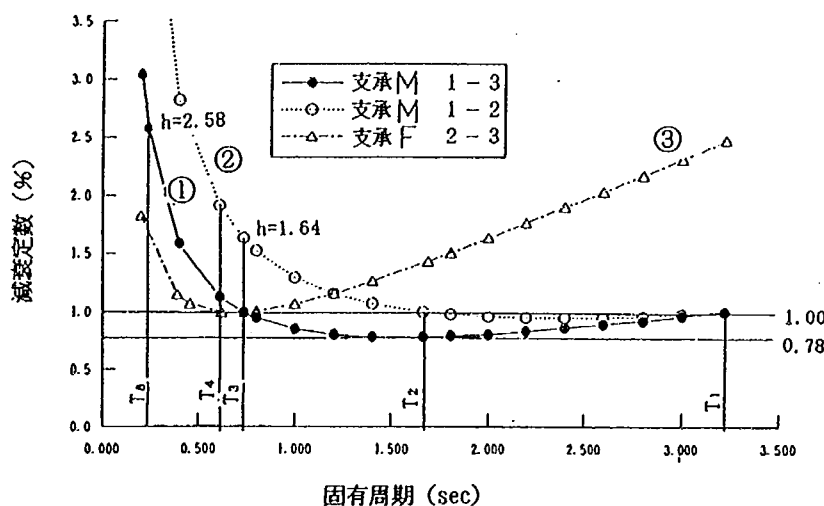


図-参3.1.2 直接積分法の減衰マトリックスの周期による変化

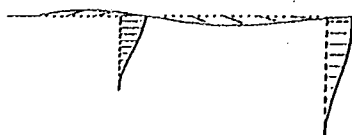
ケース1のように1次振動モードと3次振動モードの減衰定数を1%とした場合には、2次振動モードの減衰定数は0.78%となり、この周期で減衰定数が最小となっている。ケース2のように1次振動モードと2次振動モードを用いると3次振動モードの減衰定数は1.64%と大きくなり、応答値が過小に評価される。また、ケースのように2つの接近した周期で減衰を一致させた場合には、他の周期領域では減衰定数が仮定値とかなり異なってくることがわかる。

図-参3.1.3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を示す）である。1次振動モードは桁・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地震応答に最も寄与する。2次振動モードは桁の鉛直振動であり、橋脚の地震応答にはほとんど寄与せず、3次振動モードの方が橋脚の地震応答には寄与する。これより高次の固有振動は地震応答にほとんど影響しない。

2次振動モードは橋脚の地震応答にほとんど寄与しないので、ケースのように1次と3次振動モードの減衰定数を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-参3.1.1に示す。応答スペクトル法による地震応答

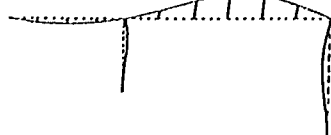
解析は、標準加速度応答スペクトルを用いた場合と時刻歴応答解析に用いる適合波形の応答スペクトルを用いた場合で行い、減衰定数は各次1%としている。ここで、時刻歴応答解析法と直接積分法の応答値が違ふのは減衰定数の評価法が異なるためである。変位および断面力の両者の相違は1~5%であり、最も相違が大きいのは、高さが100mのP2橋脚下端のせん断力である。比較的高次振動の影響を受ける応答値については、短周期成分における減衰定数の評価の違いが影響したと思われるが、誤差としては5%程度と小さい。

MODE 1 F(HZ)= 0.31
T(SEC)= 3.2243
P. F. = 1.0373



(a) 1次振動モード

MODE 2 F(HZ)= 0.60
T(SEC)= 1.6576
P. F. = 0.3433



(b) 2次振動モード

MODE 3 F(HZ)= 1.37
T(SEC)= 0.7326
P. F. = 0.4049



(c) 3次振動モード

図-参3.1.3 ダンパーがない場合の固有振動モード

表-参3.1.1 PCラーメン橋の応答値の比較

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)	
			P2位置桁	P2位置桁	P1下端	P2下端	P1下端	P2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

以上の検討結果から、PCラーメン橋の橋軸方向に対する直接積分法による地震応答解析では、減衰マトリックスを作成する際の2つの周期を適切に設定すれば、Rayleigh減衰を用いても数%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-参3.1.4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。減衰定数別補正係数は減衰定数5%では1.0であり、減衰定数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、減衰定数が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。適合波の減衰定数1%の応答加速度スペクトルは標準加速度

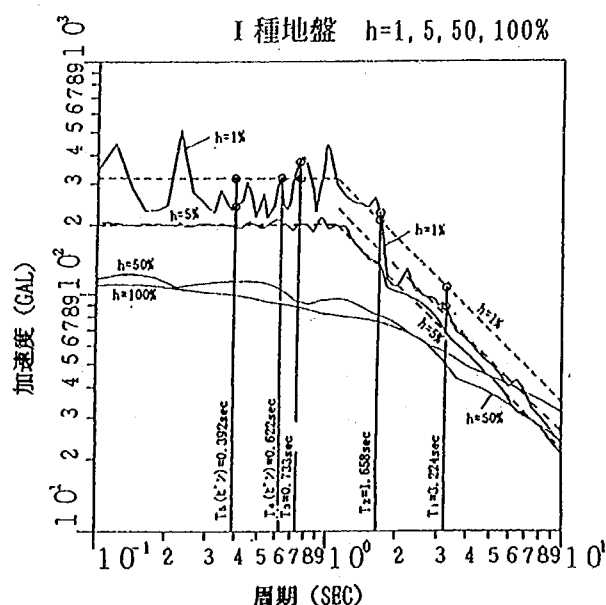


図-参3.1.4 加速度応答スペクトルの比較

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。前述の地震応答解析は減衰定数1%で行っており、標準加速度応答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。

2) 簡易減衰評価法

ここでは、ダンパーを考慮しない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検討した。

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大きくなく、モード間の連成を無視できると仮定すれば、次式により減衰定数を算定することができる。

$$h_s^D = \frac{C_{ij} (\phi_{si} - \phi_{sj})^2}{2\omega_s M_s} \quad (\text{参3.1.3})$$

ここに、

h_s^D : 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

ω_s : S 次の固有円振動数

M_s : S 次の換算質量

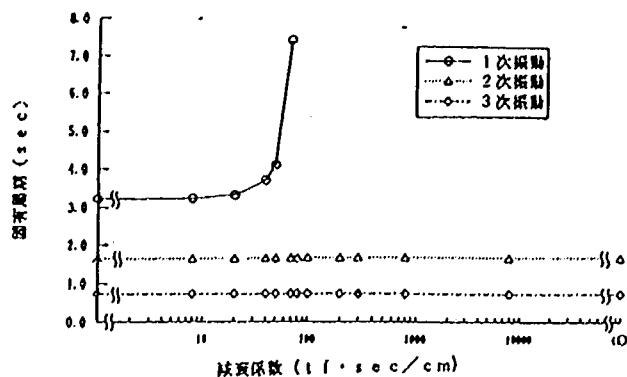
ϕ_{si} : S 次の節点 i の振動モード値

ϕ_{sj} : S 次の節点 j の振動モード値

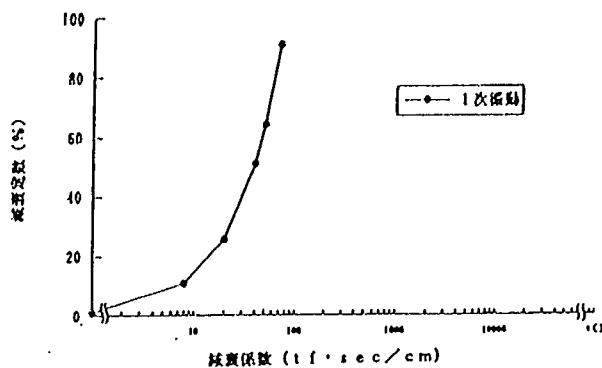
式(参3.1.3)は、粘性ダンパーの減衰係数が大きくなると、算定式の誘導の際の仮定と反することになるので、ここでは複素固有値解析の結果等と比較して適用範囲を検討した。

橋梁自体の減衰マトリックスは1)で示したようにRayleigh減衰で評価し、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-参3.1.5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、81.3tf・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次および3次振動モードは、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次振動モードは減衰係数50tf・cm/secで最大の減衰1.54%となり、3次振動モードは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。

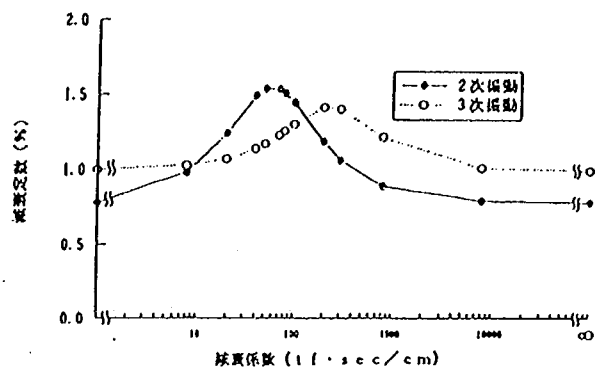
図-参3.1.6は、橋梁の減衰を0とし、桁端ダンパーの粘性係数が0から臨界減衰係数以下の範囲で複素固有値解析を行った結果と簡易減衰評価式による減衰定数を比較したものである。簡易減衰評価式は、粘性減衰係数に比例する。そのため、1次と3次振動モードのように、この減衰係数の範囲では減衰定数が直線的に変化する場合は良く一致しているが、2次振動モードの場合は減衰係数が大きくなるに従って、相違が大きくなっている。



(a) 固有周期の変化

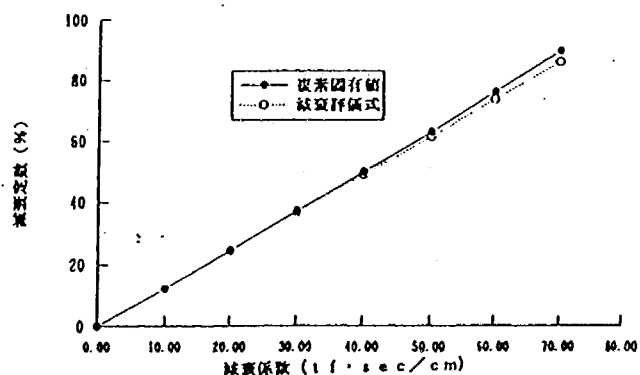


(b) 減衰定数の変化 (1次振動モード)

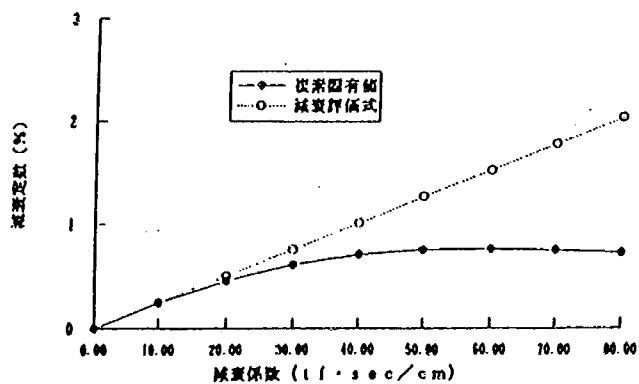


(c) 減衰定数の変化 (2次、3次振動モード)

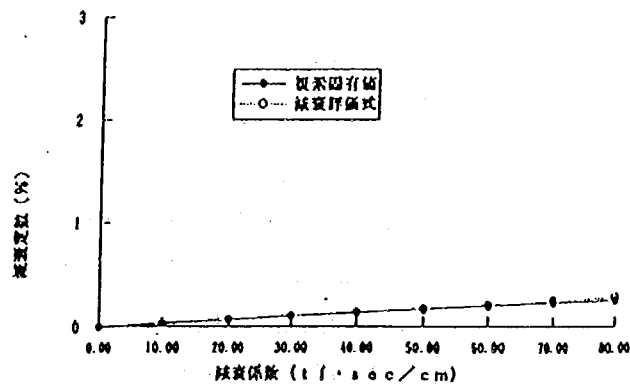
図-参3.1.5 複素固有値解析結果



(a) 1次振動モード



(b) 2次振動モード



(c) 3次振動モード

表-参3.1.6 複素固有値解析結果と減衰評価式の比較 (橋の減衰定数を0にした場合)

表-参3.1.2は、桁端に減衰係数50tf・cm/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次振動モード62.5%、2次振動モード2.28%、3次振動モード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、曲げモーメントについては5%以下、せん断力については10%以下の相違であった。この相違のうち、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%含まれていることも考慮すれば、簡易減衰評価式を用いたモーダル法の適用は有効と考えられる。

表-参3.1.2 PCラーメン橋の応答値の比較（桁端ダンパー：C=50tf・cm/secの場合）

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 ₁ 位置桁	P ₂ 位置桁	P ₁ 下端	P ₂ 下端	P ₁ 天端	橋台天端
モーダル法	モード1	適合波	52.79	7.198	16030	8726	483.0	196.6	1061
	モード2	"	53.34	7.213	16560	12070	519.9	395.8	1065
	モード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

モード1: 1次振動のみ モード2: 1～3次振動を考慮

モード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定数の簡易評価が可能である。履歴型ダンパーは、そのひずみレベルで等価剛性と等価減衰定数に変化するため、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。

$$\omega_s' = \sqrt{\frac{K_s'}{M_s}} \quad (\text{参3.1.4})$$

$$h_s' = h_s \frac{K_s}{K_s'} + h_{ij} \frac{k_{ij}(\phi_{si} - \phi_{sj})^2}{K_s'} \quad (\text{参3.1.5})$$

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による減衰定数

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

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

ϕ_{si} : S次の節点iの振動モード

ϕ_{sj} : S次の節点jの振動モード

K_s : S次の換算バネ定数

3.2 ダンパーの最適配置法

(1) ダンパーの最適配置法

高減衰化装置を用いた長大橋の免震設計においては、できるだけ最小のコストで減衰性能を最大化することが望ましい。このためには、最小の減衰係数で必要な減衰定数を得られるように高減衰化装置の配置を設計することが必要とされる。

ダンパーの配置に関しては、これまで各種の研究があるが、長大橋に対するダンパーの配置方法も同様であり、以下のようにまとめられる。

- ①モード解析によって対象橋梁の振動モード形を求める。
- ②地震動による応答スペクトル値と刺激係数の積が大きい卓越振動モードを選定する。
- ③質量効果機構型のダンパーについては、卓越振動モードのモード変位の大きな場所に設置する。
- ④相対変位（速度）型のダンパーについては、卓越振動モードのモードの腹と節等、モードの相対変位が大きくなる場所に設置する。
- ⑤ひずみ型のダンパーについては、卓越振動モードのモードのひずみが大きな場所に設置する。

ここでは、高橋脚橋について、ダンパーの最適パラメータの設定法について検討した結果を示す。

(2) 高橋脚橋に対するダンパーの最適パラメータ

1) ダンパーの最適減衰係数の設定法

ここでは、相対変位・速度に応じたダンパーを設置する場合について検討を行った。対象橋梁は、図-参3.2.1に示す4径間連続PCラーメン橋である。PCラーメン橋ではマスダンパーや構造系の変更を行った場合を除けば、ダンパーの設置可能位置は桁端にはほぼ限定される。したがって、ここでは桁端と橋台間にダンパーを設けた場合の最適パラメータの設定手法について検討した。

図-参3.2.2に示すような簡易モデルを用いた。これは、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

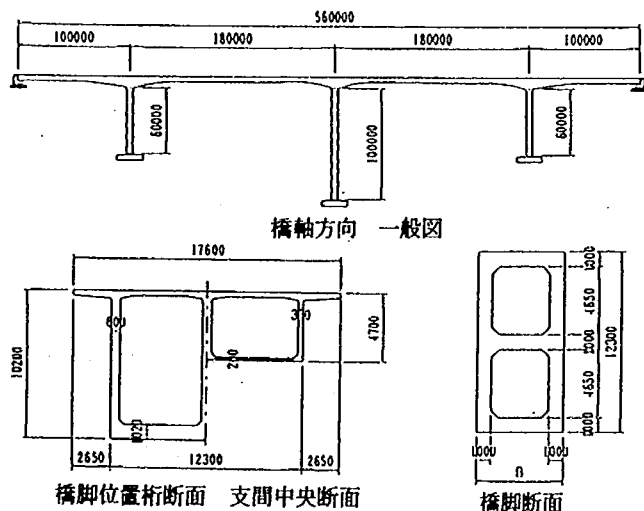
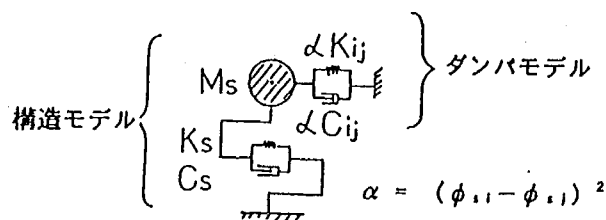


図-参3.2.1 検討対象橋梁



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_{i1} : ダンパー端部位置のモード値

図-参3.2.2 簡易モデル

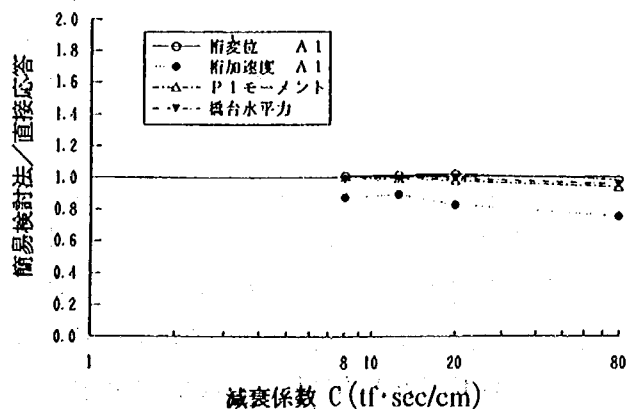


図-参3.2.3 簡易解析と詳細解析との比較

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 が大きいほど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設置した場合、全体系モデルによる詳細な動的解析と簡易モデルを用いた応答スペクトル解析を比較した結果を表-参3.2.1に示す。また桁端と橋台間に粘性ダンパーを設けた場合の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のが図-参3.2.3である。図-参3.2.3は簡易モデルによる解析結果を全体系モデルを用いた解析結果で除したものであり、1に近いほど精度がよいことを意味する。ダンパーの減衰係数をパラメータとして臨界減衰比程度まで変化させた。

これによれば、簡易モデルは加速度以外の変位や断面力については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有効であることがわかる。ただし、加速度のように1次振動のみ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。

表-参3.2.1 履歴型ダンパーの検討結果

履歴ダンパー	J 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

前述のようにP Cラーメン橋の場合にはダンパーの設置は桁端に限定される。その場合でもダンパーの粘性係数の増加により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。このため、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ることが重要である。

ここでは、ダンパーの粘性係数の最適化を検討するための指標として、式(参3.2.1)に示す f_0 を定義し、これを最小化することを考えた。ここで断面力としては橋台の水平力と橋脚下端の曲げモーメントを用いたが、着目応答値の個数や内容は橋梁ごとに任意に設定できる。

$$f_0 = f_1(R_1) + f_2(R_2) \quad (\text{参3.2.1})$$

ここに、

R_1 : 橋台の水平力

R_2 : 橋脚の下端の曲げモーメント

f_1 : 横合およびダンパーの工費
(あるいは耐震性)

f_2 : 橋脚の工費(あるいは耐震性)

検討対象としたP Cラーメン橋では、図-参3.2.4に示すように応答加速度が最小となる減衰係数は $20\text{tf}\cdot\text{sec/cm}$ となる。図-参3.2.5は各下部工天端に作用する水平力を示したものである。

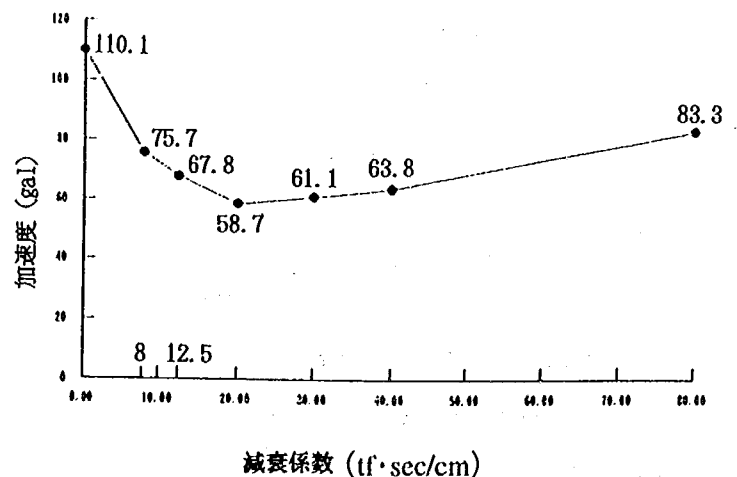


図-参3.2.4 ダンパーの減衰係数と桁加速度の関係

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-参3.2.6に橋脚下端の曲げモーメントの変化を示す。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、それ以上の減衰係数ではP2橋脚の曲げモーメントが増加する。

橋脚は施工上の寸法制限や最小鉄筋量などが関係するため、ある一定以上に断面力を低減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設計の目標値とすれば、その時の減衰係数は $20\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ となる。

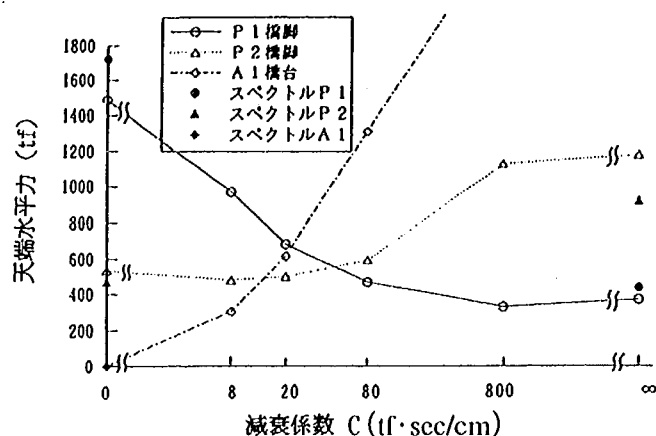


図-参3.2.5 作用水平力とダンパーの減衰係数の関係

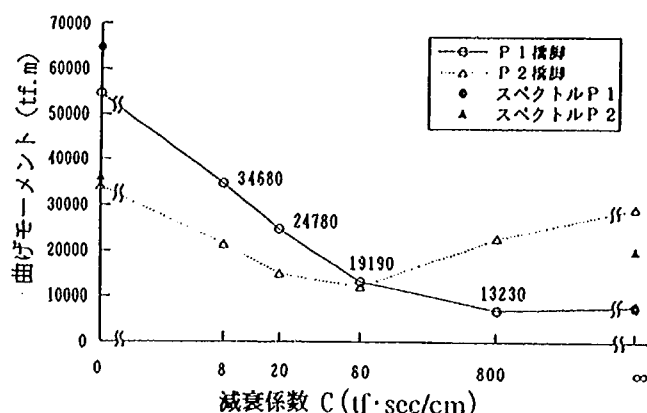


図-参3.2.6 橋脚下端モーメントとダンパーの減衰係数の関係

減衰係数 $8\sim 20\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ に対して、 R_1 と R_2 から橋台のコンクリート体積増加量と橋脚の鉄筋量を算定した結果を表-参3.2.2に示す。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が増加している。これらから橋台と橋脚の工費 f_1 、 f_2 を算定し、その総和として下部構造の工費 f_0 を求めることにより、経済性から評価した最適減衰が決定することができる。

表-参3.2.2 最適減衰係数の決定

減衰係数 $\text{t}\cdot\text{sec}/\text{cm}$	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 3283.7cm^2
12.5	435.3	$+14.1\text{m}^3 \times 2$ 基	24780	D32-3段 1929.9cm^2
20.0	617.0	$+28.2\text{m}^3 \times 2$ 基	19190	D32-2段 1286.6cm^2

2) 異種のダンパーを組合せた場合

温度膨張収縮等の緩速変形に対し有利な粘性ダンパーとメンテナンスや水平力分散に有利な履歴ダンパーを組合せた場合の検討例を示す。

対象橋梁としては、図-参3.2.1に示した高橋脚橋を取り、図-参3.2.7に示すように桁端に粘性ダンパーと履歴ダンパーを並列に配置した場合を検討した。この橋を図-参3.2.8に示すように桁端変位に着目した卓越振動モード（1次モード）に対応する簡易モデルに単純化し、粘性ダンパーを表すダッシュポットの粘性係数 C_v と履歴ダンパーの降伏荷重 Q_v に関するパラメータ解析を実施した。

履歴ダンパーの初期剛性を $K_1=7699\text{tf/m}$ 、二次剛性を $K_2=K_1/10$ とした。

レベル1地震動に対する簡易モデルの時刻歴応答解析を行った。桁端最大変位、橋脚最大作用荷重、桁最大加速度についての上記各パラメータによる変化を図-参3.2.9～図-参3.2.11に示す。各図には粘性ダンパーのみを用いた場合の粘性係数 C の変化に対する応答値（横軸に平行な実線）も示している。

これらから、粘性ダンパーと履歴ダンパーの併用によって桁端最大変位の抑制と橋脚作用荷重の桁端への分散効果が得られることがわかる。また、桁の最大加速度は、履歴型併用の場合には $Q_d < 100\text{tf}$ で低減することがわかった。

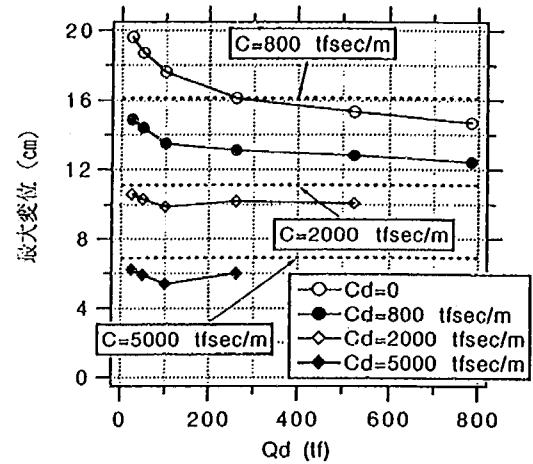
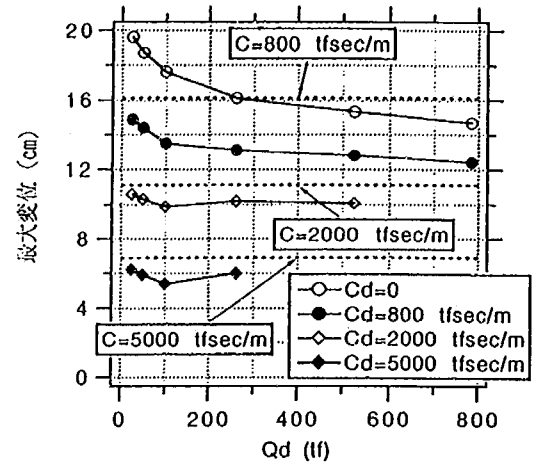
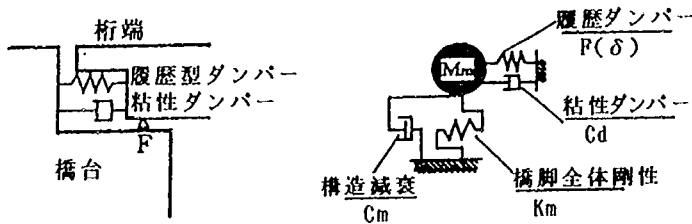


図-参3.2.7 ダンパー配置

図-参3.2.8 簡易モデル

図-参3.2.9 桁端最大変位の変化

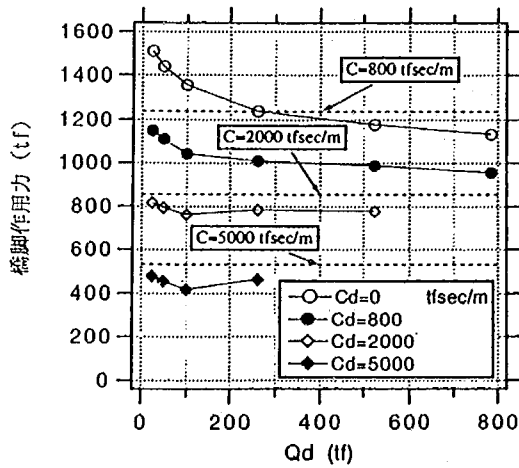


図-参3.2.10 橋脚最大荷重の変化

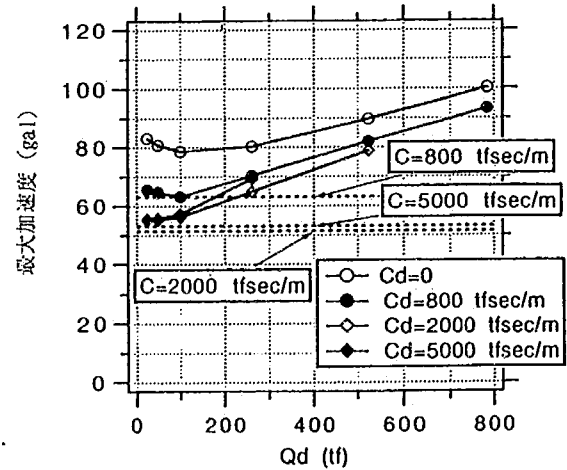


図-参3.2.11 桁最大加速度の変化

参考資料－4 高減衰化装置の設計例

4.1 揺動型鉛押出ダンパー

(1) 設計条件

1) 对象桥梁

図-参4.1.1に示す多径間（10径間）連続桁橋をモデルとした。なお、支承条件としては、1点固定構造とした。

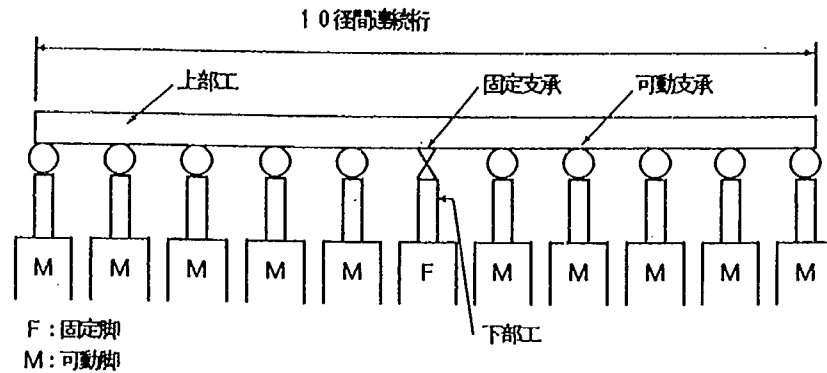


図-参4.1.1 橋梁モデル

2) モデル諸元

可動支承部の上下部構造間にダンパーを設置する構造とした。解析モデルを図-参4.1.2および表-参4.1.1に示す。

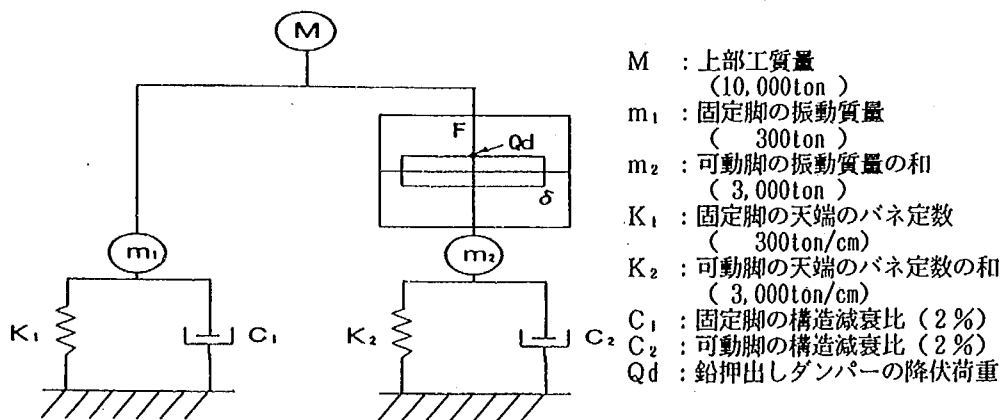


図-参4.1.2 解析モデル

表-参4.1.1 解析モデル諸元

項 目	諸元
M : 上部構造質量	10,000tf
m1 : 固定橋脚の振動質量	300tf
m2 : 可動橋脚の振動質量の和	3,000tf
K1 : 固定橋脚の天端のバネ定数	300tf/cm
K2 : 可動橋脚の天端のバネ定数の和	3,000tf/cm
C1 : 固定橋脚の構造減衰比	2 %
C2 : 可動橋脚の構造減衰比	2 %
Qd : 鉛押しダンパーの降伏荷重	

(3) ダンパーの設計

図-参4.1.3は、図-参4.1.2に示したモデルを用いた地震応答解析から、橋脚に作用する水平力とダンパーの降伏荷重の関係を示したものである。これによれば、 Qd/W （降伏荷重／上部構造重量）＝0.1以上にすると固定橋脚の水平力が低減する。一方、過度に降伏荷重を大きくすると、多径間連続桁の温度伸縮による上下部構造の断面力増加につながるため、 $Qd/W=0.1$ 程度を選定した。

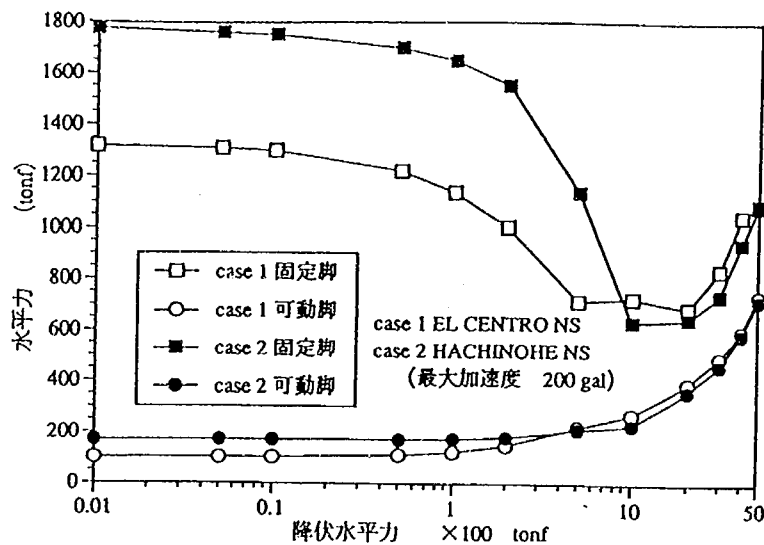


図-参4.1.3 降伏荷重と水平力

このようにすると1橋脚当たり100tf程度の降伏荷重を有するダンパーとなる。ダンパーの基本構造は、表-参4.1.2、図-参4.1.4のように設定した。

表-参4.1.2 ダンパーの基本構造諸元

項 目	諸元
d : 回転軸の基本軸径	34 (cm)
h : 回転軸の突起高さ	0.8 (cm)
B : 回転軸の突起幅	33 (cm)
L : 加力アーム長	100 (cm)
τ : 設計せん断応力	150 (kgf/cm ²)
D : 鉛の外径	60 (cm)

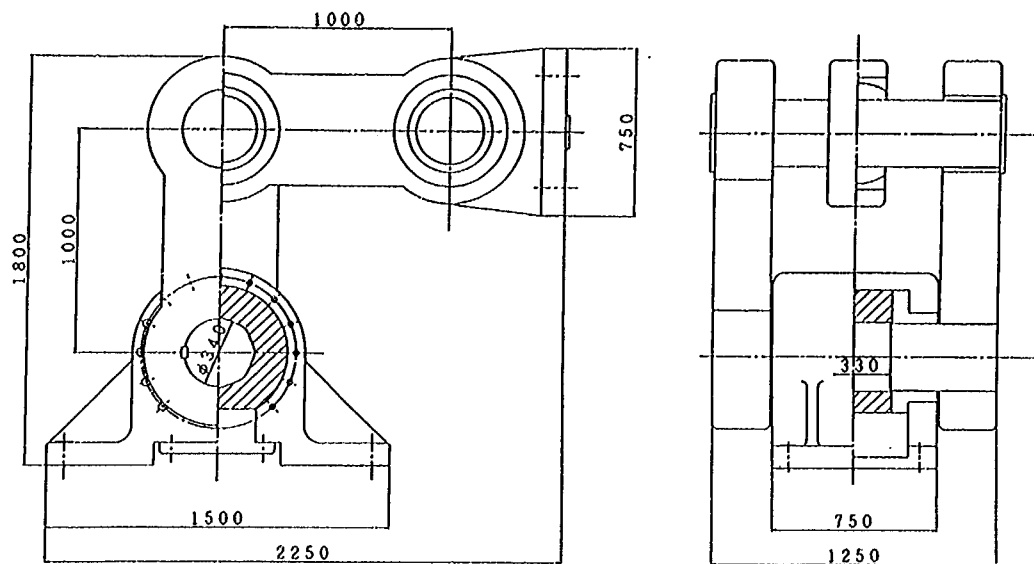


図-参4.1.4 鉛押出ダンパー（容量 100tonf）の設計例

揺動型鉛押出ダンパーの抵抗力は、次式のように求められる。

$$F = \tau \cdot \pi \cdot (d + 2h) \cdot B \cdot \frac{(d + 2h) / 2}{L} = 98.5 \text{tf}$$

また、ダンパーの履歴特性は以下のバイリニアモデルで近似される。

①初期剛性

$$K_0 = \frac{F}{0.005 \cdot (D - d - 2h) / 2 \cdot \frac{L}{(d + 2h) / 2}} \approx 500 \text{tf/cm}$$

②降伏荷重

$$F_0 = 98.5 \text{tonf}$$

③降伏後剛性

$$K_n \approx 0$$

4.2 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパー

(1) 設計条件

対象橋梁は、図-参4.2.1に示す4径間連続PCラーメン橋とした。

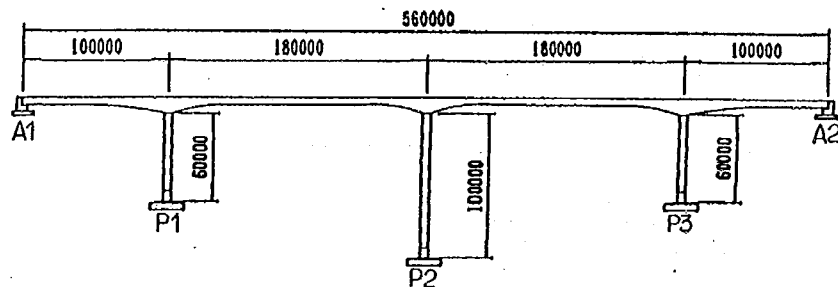


図-参4.2.1 検討対象とした橋梁

(2) 片持梁式ダンパーの設計基本方針

超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパーのレベル1地震動に対する設計例を以下に示す。片持梁式ダンパーは、レベル1地震動に対してはストッパー機能を有しないものとした。

超低降伏点鋼材を用いた片持梁式ダンパーの基本設計を行うにあたっては、橋の機能や美観を損なうことなく、ダンパーが地震時のエネルギー吸収を十分に発揮するような設計を行う。また、設置場所に関してもダンパーの保守点検や施工法等を十分に考慮して設計を行う必要がある。

1) 片持梁式ダンパーの基本設計法

図-参4.2.1に示すレベル1地震動における片持梁式ダンパーの設計フローチャートに従い、設計条件に対してダンパーの本数や形状サイズを決定した。

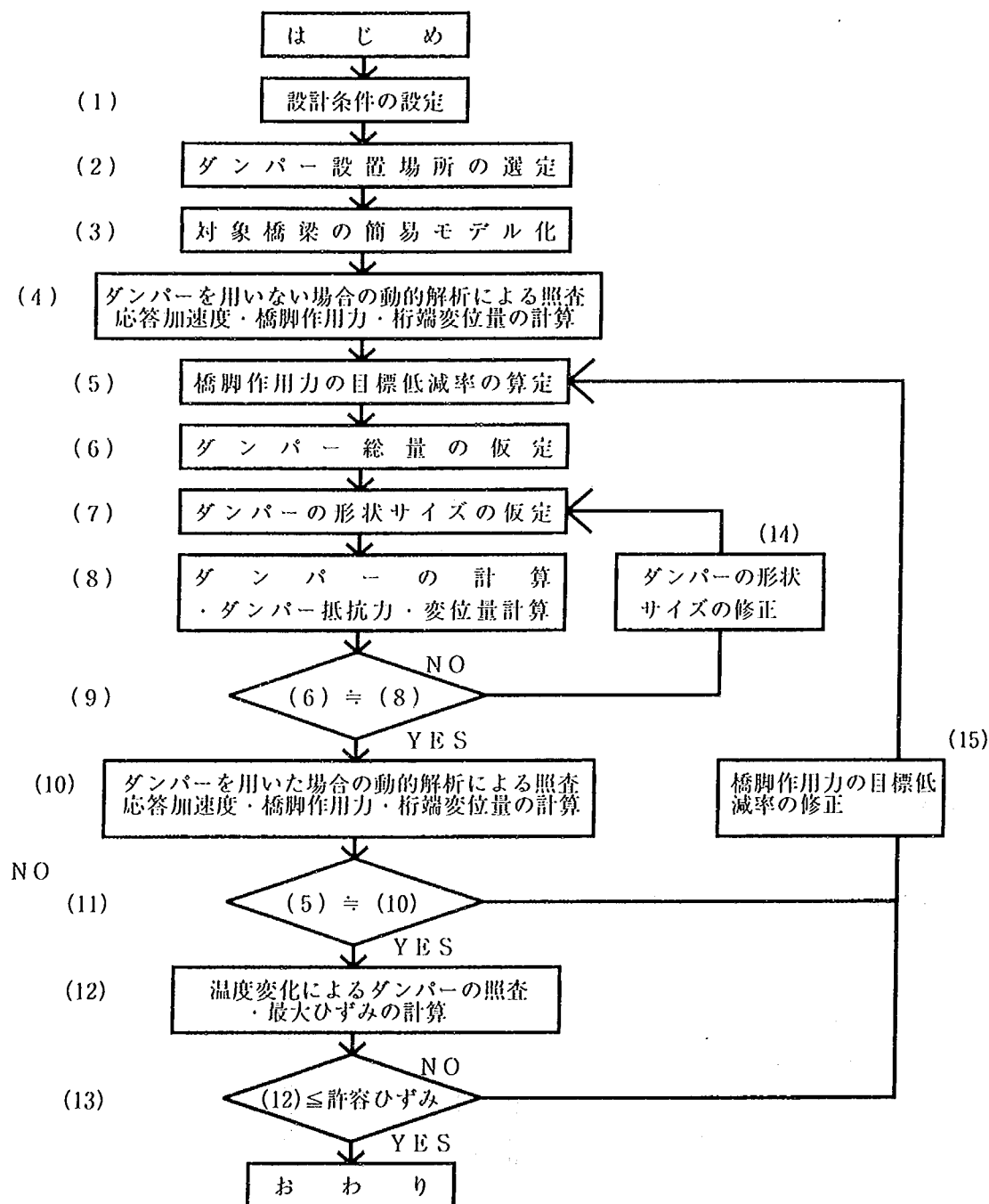


図-参4.2.1 設計フローチャート

2) 片持梁式ダンパーの基本形状と設置場所

片持梁式ダンパーの設置場所はA 1、A 2橋台部とし、図-参4.2.2にダンパーの基本形状と設置部の詳細を示す。

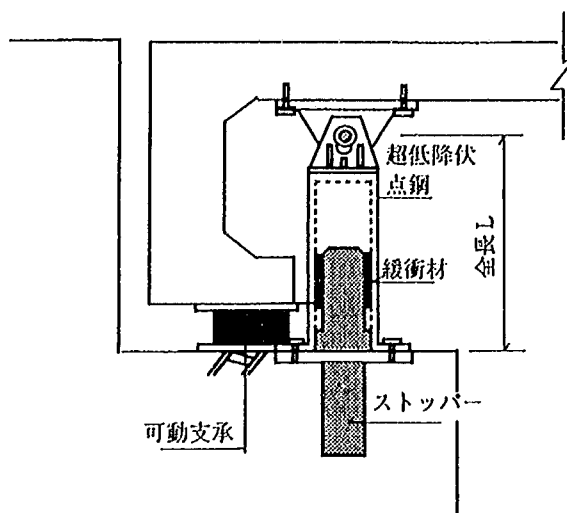


図-参4.2.2 ダンパーの基本形状と設置詳細図

3) 対象橋梁の簡易モデル化

片持梁式ダンパーの総量を求めるため、対象橋梁は図-参4.2.3に示す等価な1質点系の簡易モデルとした。表-参4.2.1にモデル諸元を示す。

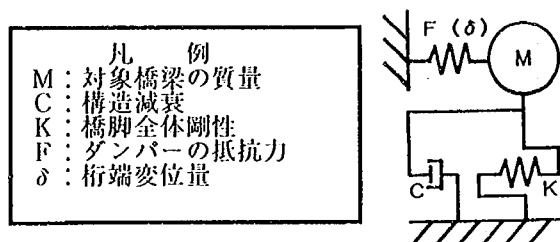


図-参4.2.3 簡易モデル

表-参4.2.1 簡易モデル諸元

1次固有周期	$T = 3.23\text{sec}$
1次刺激係数	$\beta = 1.04$
橋桁全体質量	$M = 4054\text{tfsec}^2/\text{m}$
橋脚全体剛性	$K = 15398\text{tf/m}$

4) 対象橋梁の動的特性

図-参4.2.3に示した簡易モデルにおいて、片持梁式ダンパーを設けない場合の動的解析を行った。表-参4.2.2、図-参4.2.4に解析結果を示す。入力地震波は、I種地盤のレベル1地震動（最大加速度104gal）を用いた。

表-参4.2.2 解析結果

最大応答加速度	90.7gal
桁端最大変位量	$\delta_{\text{max}} = 23.9\text{cm}$
橋脚最大作用力	$P_{\text{max}} = 3676\text{tf}$

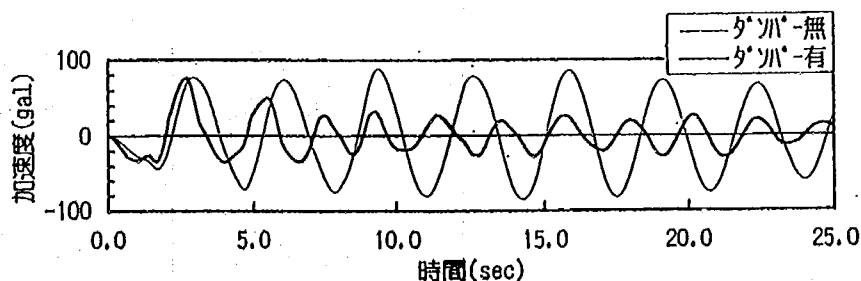


図-参4.2.4 桁の時刻歴応答加速度

5) 橋脚作用力の低減

表-参4.2.2の結果から橋脚断面の基本設計を行い、片持梁式ダンパーを用いた場合の橋脚作用力の低減率を設定する。ここでは、レベル1地震動による最大橋脚作用力を20%低減するように、片持梁式ダンパーの設計を行うものとした。

6) 片持梁式ダンパーを用いた場合の仮想橋脚剛性

式(参4.2.1)から片持梁式ダンパーを用いた場合の仮想橋脚剛性を求め、以下のように片持梁式ダンパーの全体抵抗力和上端変位量を仮定する。

$$\cdot \text{仮想橋脚剛性} \quad k_0 = P_0 / \delta_0 \quad (\text{参4.2.1})$$

$$\cdot \text{片持梁式ダンパー全体抵抗力} \quad f = P_0 + (\alpha - 1) \cdot P_0 / (1 - \beta) \quad (\text{参4.2.2})$$

$$\cdot \text{片持梁式ダンパー上端変位量} \quad \delta' = (1 - \alpha) \cdot P_0 / k_0 \quad (\text{参4.2.3})$$

α : 橋脚作用力の低減率 ($\alpha = 0.2$)

β : 補正係数 ($\beta = 0.13$)

以下に解析結果を示す。

$$\cdot \text{片持梁式ダンパー全体抵抗力} \quad f = 295 \text{tf}$$

$$\cdot \text{片持梁式ダンパー上端変位量} \quad \delta' = 19.1 \text{cm}$$

7) 片持梁式ダンパーの基本形状

片持梁式ダンパーの最大上端変位量と最大作用力の関係を以下に示す。

$$\cdot \text{最大上端変位量} \quad \delta_{\max} = (\epsilon \cdot L^2) / (3 \cdot X_0) \quad (\text{参4.2.4})$$

$$\cdot \text{最大抵抗力} \quad F_{\max} = (n \cdot \sigma_s \cdot I) / (L \cdot X_0) \quad (\text{参4.2.5})$$

ϵ : 超低降伏点鋼材のひずみ

σ_s : 超低降伏点鋼材の応力度 (kgf/cm^2)

L : 片持梁式ダンパーの有効長 (cm)

X_0 : 片持梁式ダンパーの中立軸からの縁距離 (cm)

n : 片持梁式ダンパーの設置本数

8) 設計条件

レベル1地震動に対する片持梁式ダンパーの設計条件を表-参4.2.3に示す。

表-参4.2.3 ダンパーの設計条件

ダンパーの最大歪み	$\epsilon a \leq 1.0\%$
許容応力度	$\sigma a \leq 1730 \text{kg/cm}^2$
矩形断面	$30 \text{cm} \leq B \leq 60 \text{cm}$
板厚	$t \leq 5 \text{cm}$
有効長	$L \leq 600 \text{cm}$
使用本数	8本以下

9) ダンパー形状サイズと使用本数の算定

上記7)、8) から片持梁式ダンパーの形状サイズや使用本数の算定を行う。算定結果を以下に示す。

・ 矩形断面：□43*43*5*5cm 有効長：L=400cm 使用本数：8本

10) 動的解析

設計したダンパーを用いた場合の動的解析を行い、橋脚の断面力の低減、桁端変位量、応答加速度等を照査する。表-参4.2.5および図-参4.2.5に解析結果を示す。

表-参4.2.4 動的解析に用いた諸元

ダンパー全体の最大抵抗力	$F = 296.0 \text{ tf}$
〃 降伏荷重	$Q_d = 88.1 \text{ tf}$
〃 降伏力	$Q_v = 103.9 \text{ tf}$
〃 降伏変位	$u_v = 1.5 \text{ cm}$
〃 有効設計変位	$u_n = 19.7 \text{ cm}$
〃 1次剛性	$K_1 = 6076 \text{ tf/m}$
〃 2次剛性	$K_2 = 133 \text{ tf/m}$
〃 等価剛性	$K_n = 1506 \text{ tf/m}$
〃 等価減衰定数	$h_n = 0.18$

表-参4.2.5 解析結果

最大応答加速度	79.5gal
最大桁端変位量	19.1cm
最大橋脚作用力	2932tf
〃 低減率	20.2%
ダンパー最大抵抗力	289tf
〃 最大歪み	0.98%

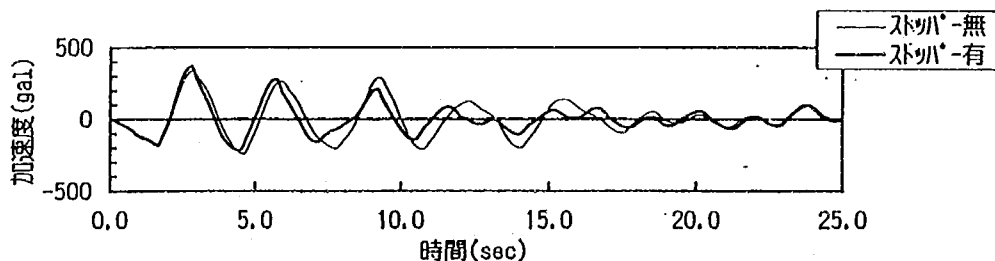


図-参4.2.5 桁の時刻歴応答加速度

表-参4.2.5に示した解析結果から、片持梁式ダンパー(□43*43*5*5cm, L=400cm, n=8本)を用いた場合、橋脚の最大断面力は約20%低減し、目標とした低減率(20%)を満足する。

(3) 温度変化に対する検討

対象橋梁の温度変化±10℃に対する桁端伸縮変位量は $\Delta\delta = \pm 3 \text{ cm}$ である。片持梁式ダンパーの温度変化に対する安定性の検討は次式を用いて、超低降伏点鋼材の歪みが0.5%以下であることを確認した。

$$\epsilon = 3 \cdot \Delta\delta \cdot X_0 / L^2 = 0.0012 \leq 0.005 \quad (\text{参4.2.6})$$

このため、片持梁式ダンパー(□43*43*5*5cm, L=400cm, n=8本)を用いた場合、温度変化に対しても安定している。

(1) 設計条件

Technical drawing of the bridge deck cross-section showing the arrangement of stay cables and dimensions. The drawing includes labels for "ダンパー (超低降伏点鋼材)" (Dampers (ultra-low yield point steel)) and various dimensions in millimeters (mm).

(2) 設計の基本方針

1) 低降伏点鋼材の設計上の取扱い

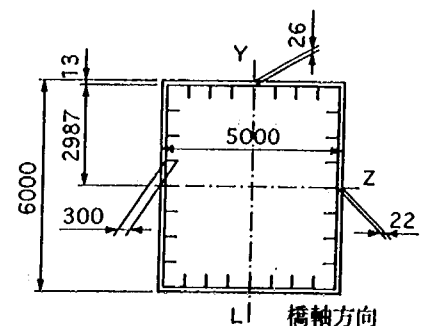
2) 常時の許容応力度

3) ダンパー部材の交換の可能

4) 荷重分担

(3) ダンパーの設計

一方、ダンパーの高さ（ d_x ）については、必要減衰性能により異なってくるが、過度にこれを大きくすると、地震時に斜張橋の主塔の頂部の変位が大きくなる可能性がある。

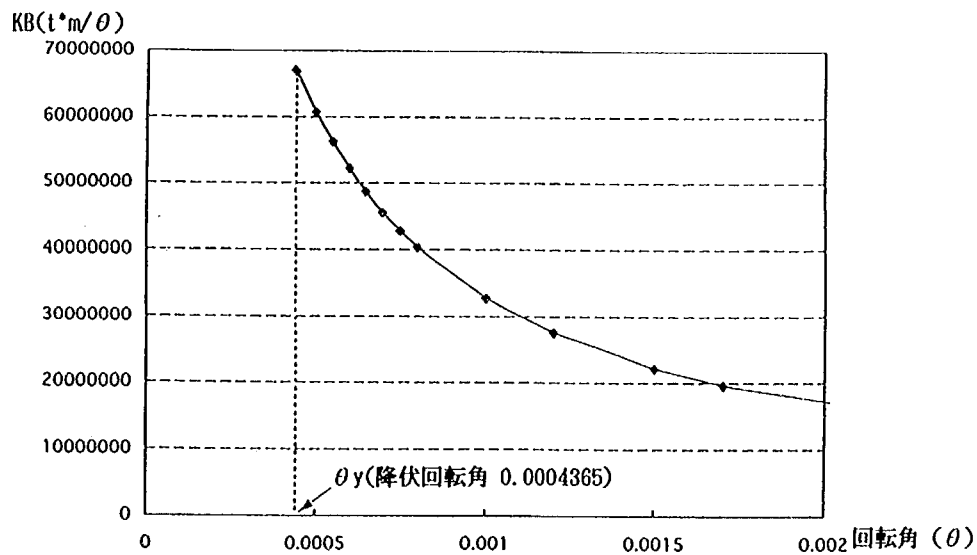
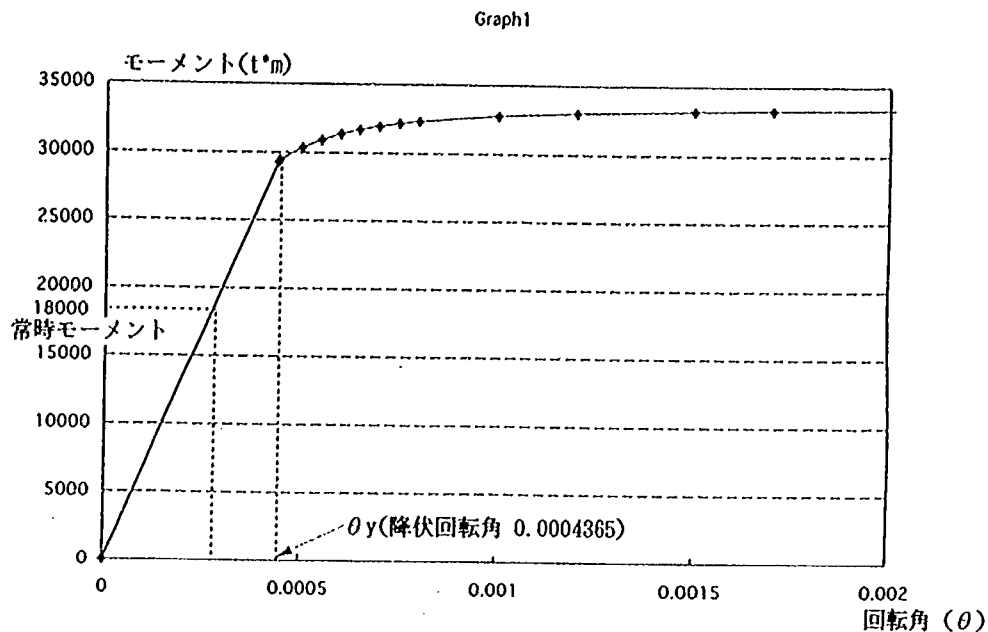


- 106 -

るためここでは1 mとした。

(4) ダンパーの特性

ダンパーの回転角—モーメント関係、回転角—等価剛性関係、および回転角—減衰定数関係を、それぞれ、図-参4.3.3～図-参4.3.5に示す。



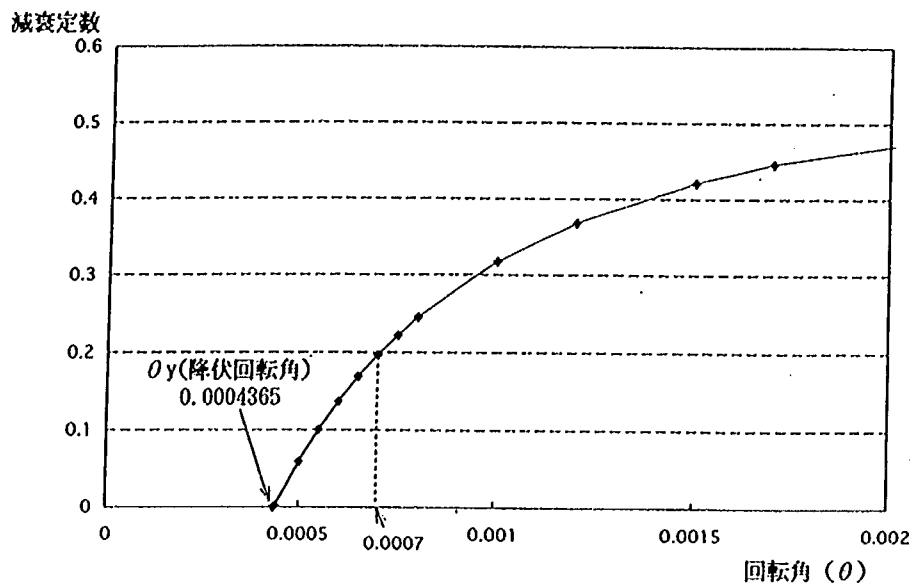


図-参4.3.5 回転角－減衰定数

図-参4.3.5によると降伏回転角(0.0004365)の1.6倍の回転変位(0.0007)で減衰定数0.2を得られる。このときの回転角によって生じる主塔頂部の変位は $0.0007 \times 170\text{m} = 0.12\text{m}$ となり、影響は小さいと考えられる。

参考資料－5 高減衰化装置の制震効果に関する検討例

5.1 超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパー

(1) 検討概要

超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーは、超低降伏点鋼材の履歴にともなうエネルギー吸収を利用し、橋梁の減衰性能を高め制震効果を得るものである。履歴減衰型ダンパーは、一般に等価減衰定数に変位とともに増加し、等価剛性が減少する傾向にある。したがって、ダンパーの制震効果は、等価減衰定数による減衰性能の増大と等価剛性の変化にともなう橋梁の振動特性変化によって決まることになる。ここでは、超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの縮小モデルを用いた繰り返し載荷実験によりダンパーの履歴特性と等価剛性、等価減衰特性の変化に関して検討した結果を示す。

(2) 模型載荷実験

1) 実験概要

超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーに用いる超低降伏点鋼材は、部材レベルでの履歴特性におけるひずみ依存性が小さいので、主として静的繰返し載荷実験により制震効果を検討した。ただし、動的な履歴の安定性を確認するために別途動的繰返し載荷実験も行った。

図-参5.1.1は、静的繰返し載荷実験装置の概略を示したものである。試験体は、H-300×300×16×16で長さ2.0mの超低降伏点鋼材である。載荷は、試験体上端の治具を介して最大荷重50tfの静的アクチュエータによって正負交番で行うものとした。図-参5.1.2は、図-参5.1.1において試験体中央部に設置したストッパーの詳細を示したものである。ストッパーは、大地震時に桁の変位が過大になるのを防止するとともに片持ち梁の基部に塑性ひずみが集中しないようにするためのものである。

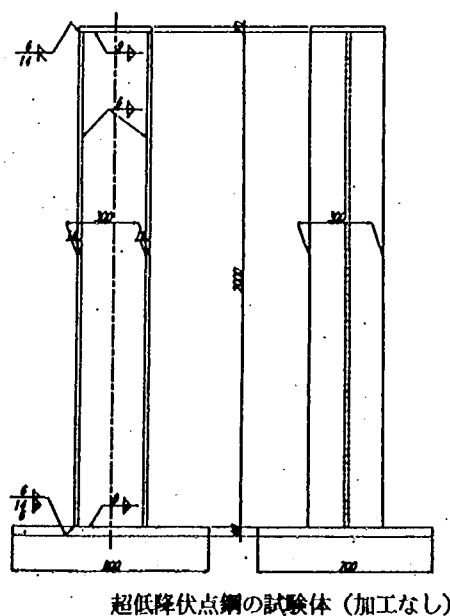
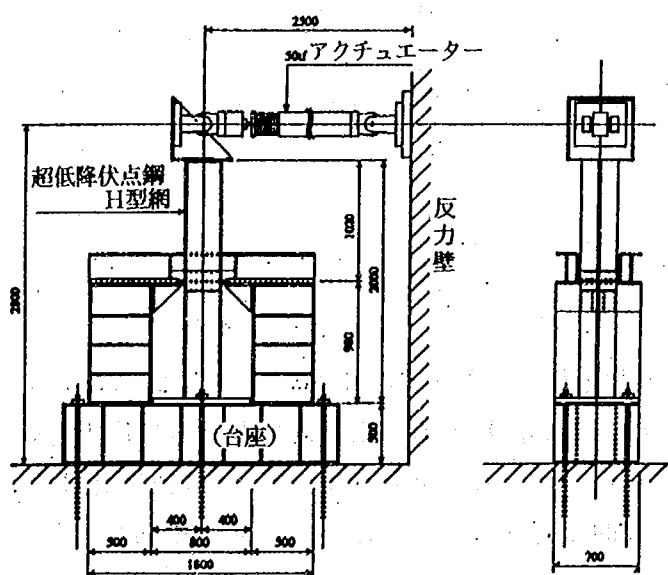


図-参5.1.1 静的載荷実験装置

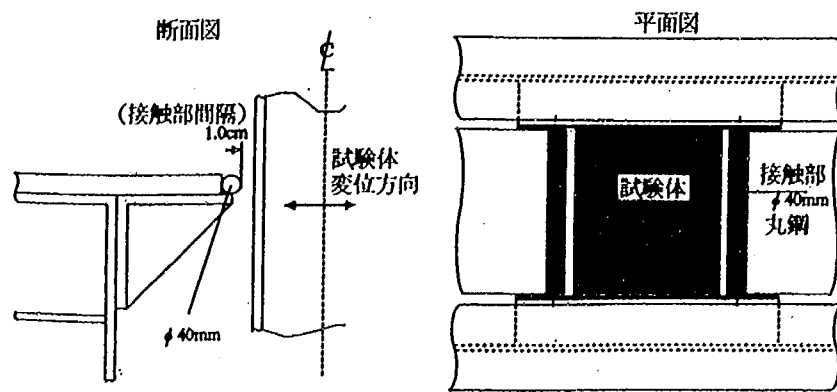


図-参5.1.2 ストッパーの詳細

一方、動的載荷試験は、図-参5.1.3に示すような装置を用いて行った。動的載荷試験においては、試験体を箱型断面とし、断面寸法□-250×250×16×16で長さ1.25mの超低降伏点鋼材を用いた。また、ストッパーは内装型とし、載荷は、動的アクチュエータ（最大荷重33tf、最大可能周波数10Hz）を用いて行った。

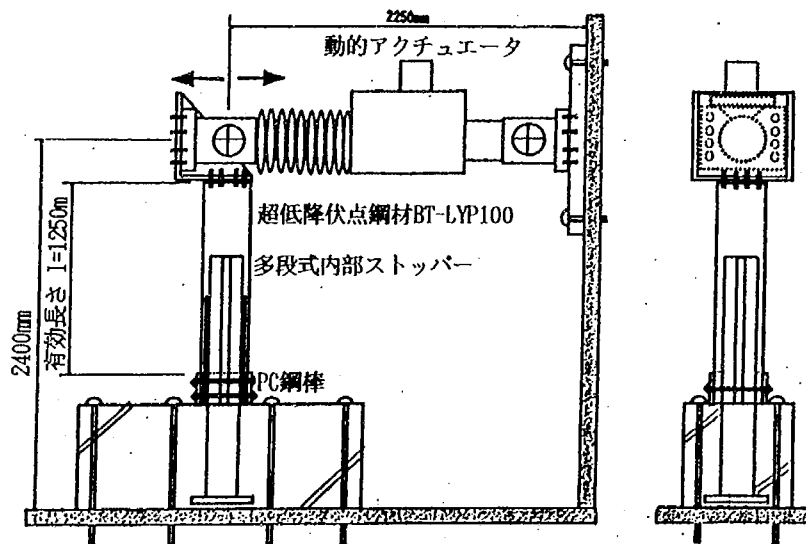
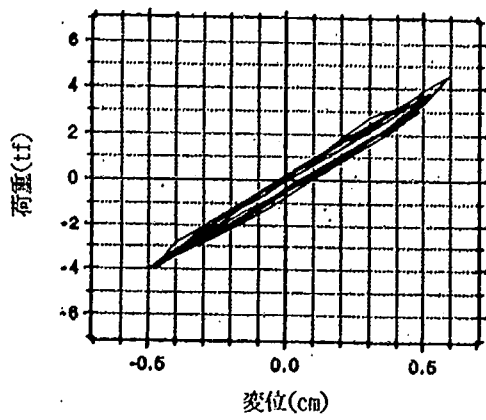


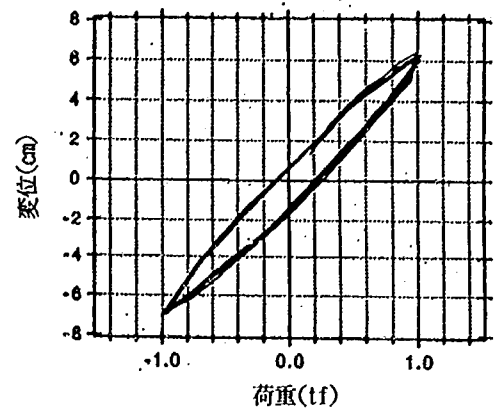
図-参5.1.3 動的載荷試験装置

2) 実験結果

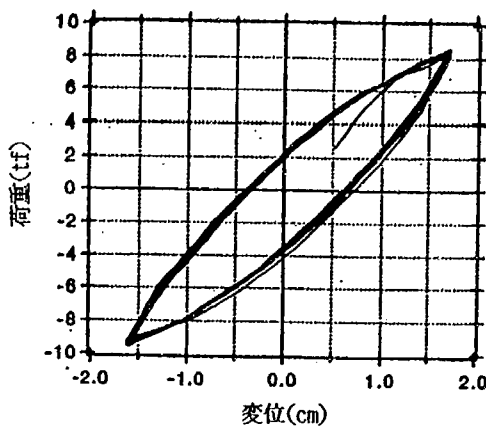
図-参5.1.4は、静的載荷実験より得られた試験体上端に対する各変位レベルにおける 50回載荷における荷重変位履歴である。ただし、図中の±50mmに対する結果は、ストッパー作用時の履歴である。また、図-参5.1.5は、動的載荷実験より得られた各変位レベルに対する10回載荷における周波数別の荷重変位履歴を示したものである。動的載荷試験においては、変位±40mmでストッパーが作用している。



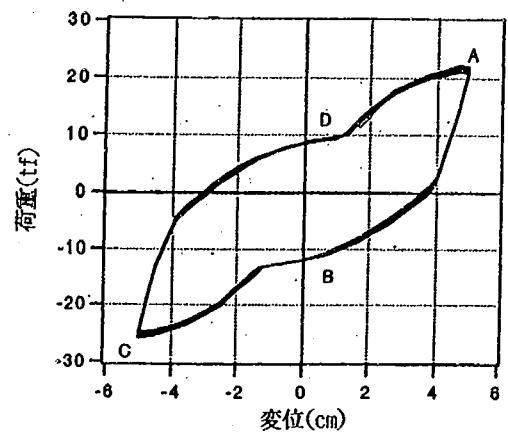
(a) $\delta = \pm 5 \text{ mm}$



(b) $\delta = \pm 20 \text{ mm}$

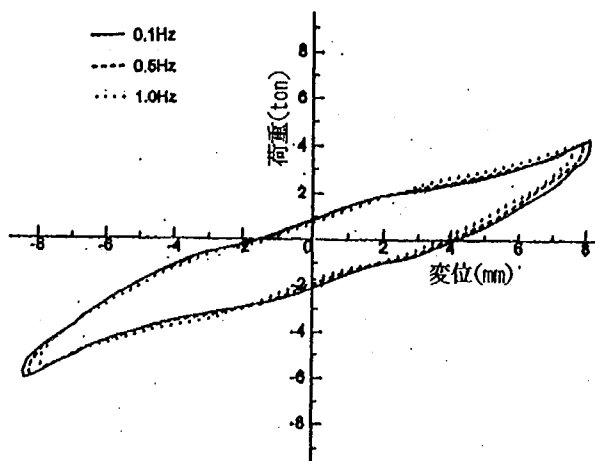


(c) $\delta = \pm 20 \text{ mm}$

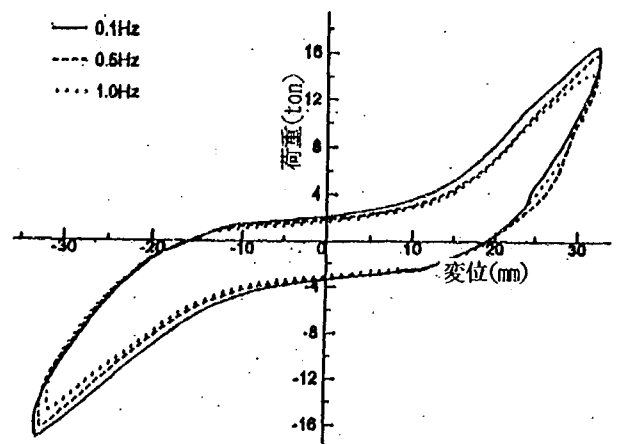


(d) $\delta = \pm 50 \text{ mm}$

图-参5.1.4 静的载荷实验结果



(a) $\delta = \pm 10 \text{ mm}$



(b) $\delta = \pm 40 \text{ mm}$

图-参5.1.5 动的载荷实验结果

3) 制震効果

以上の実験結果より、超低降伏点鋼材片持ち梁式ダンパーの制震効果に関して以下のことが明らかとなった。

- ①図-参5.1.4より、各変位レベルに対して50回の静的載荷試験に対する履歴は安定しており、ストッパーが作用しても安定した制震効果が得られた。
- ②図-参5.1.5より、10回の動的載荷試験に対して、履歴特性は周波数の変化によってほとんど変わらず、したがって制震効果も周波数に依存しない。
- ③図-参5.1.6は、図-参5.1.4より求めた試験体の上端変位に対する等価減衰定数である。また、図中には、変位 5 cm に対してストッパーが作用しない場合の等価減衰定数の計算値も示している。これより、等価減衰定数は、変位の増加に従って増大することが分かる。また、ストッパー接触後の減衰定数は、ストッパーが作用しない場合の同じ変位に対する減衰定数とほぼ等しい。
- ④図-参5.1.7は、図-参5.1.4より求めた試験体の上端変位に対する等価剛性である。また、図中には、ストッパーが作用しない場合の計算値も示している。これより、等価剛性は変位が増加するに従って低減することがわかる。また、ストッパー接触後の等価剛性は、ストッパーが作用しない場合の同じ変位に対する等価剛性の 2 倍程度であり、ストッパーによって変位抑制効果があることがわかる。

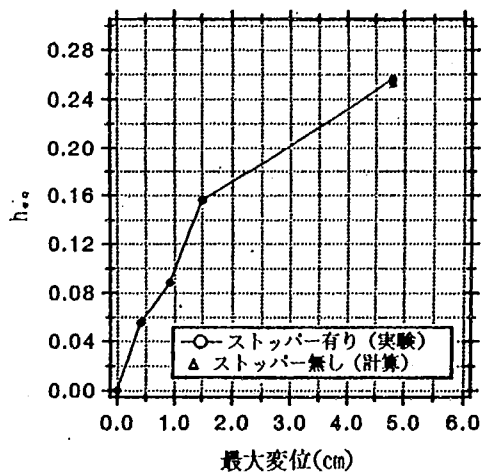


図-参5.1.6 上端変位に対する等価減衰定数

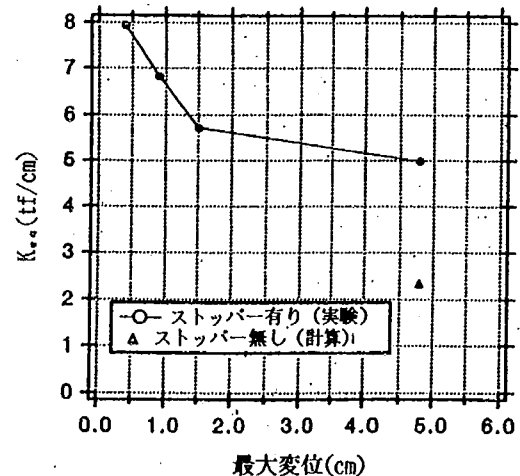


図-参5.1.7 上端変位に対する等価剛性

5.2 柱構造物用低降伏点鋼材ダンパー

(1) 検討概要

低降伏点鋼材柱構造式ダンパーの履歴特性、エネルギー吸収性能を確認するため、縮小模型を用いた繰返し曲げ試験を行った。

(2) 模型載荷実験

実験状況を図-参5.2.1に、供試体の形状、寸法を図-参5.2.2に示す。供試体には低降伏点鋼を使用し、厚さ16mmの鋼板をフランジ幅400mm ウェブ高400mm、長さ200mmの箱形断面に溶接により組み立て、その両側に50mmのダイヤフラムを挿んで厚さ22mmの一般鋼材を継ぎ足し、全長5,300mmとしたものである。

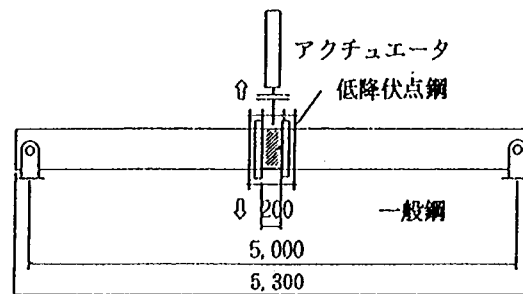


図-参5.2.1 繰返し曲げ試験の概要

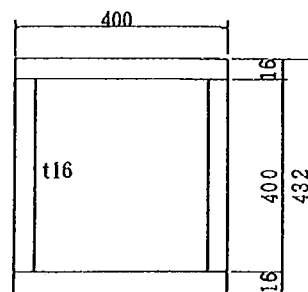


図-参5.2.2 低降伏点鋼供試体断面

(3) 載荷方法

1) 静的載荷

載荷は、変位制御で履歴曲線が描けるように、正負の繰返し載荷を行い、座屈現象や破断が確認できるまで順次変位を増加させた。載荷方法は、図-参5.2.3に示すように同じ変位を5回ずつ載荷し、順次漸増させた。

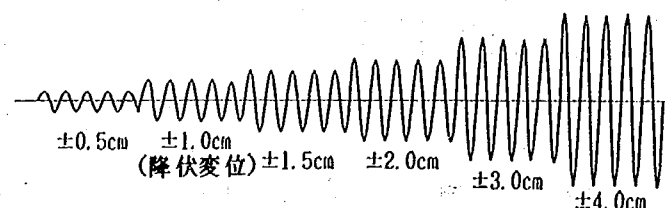


図-参5.2.3 載荷変位 (変位制御)

2) 動的載荷

静的載荷と同じ載荷を0.3Hzの載荷速度で行い、制御は中央部での変位制御とした。

(4) 載荷試験結果

試験結果をダンパー部の回転角と曲げモーメントとの関係で整理した。図-参5.2.4は静的載荷試験結果を回転角と曲げモーメントとの関係で示したものであり、図-参5.2.5はこれをもとに塑性率の関係で表したものである。減衰定数の変化を図-参5.2.6に、等価剛性の変化を図-参5.2.7に示す。また、動的載荷時のモーメントと回転角の関係を図-参5.2.8～図-参5.2.9に示す。

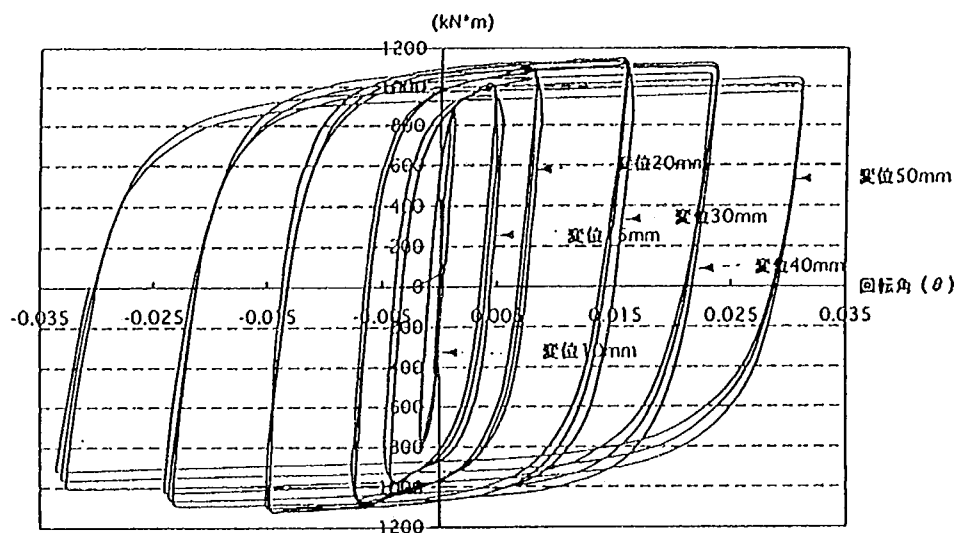


図-参5.2.4 回転角と曲げモーメント (静的載荷試験)

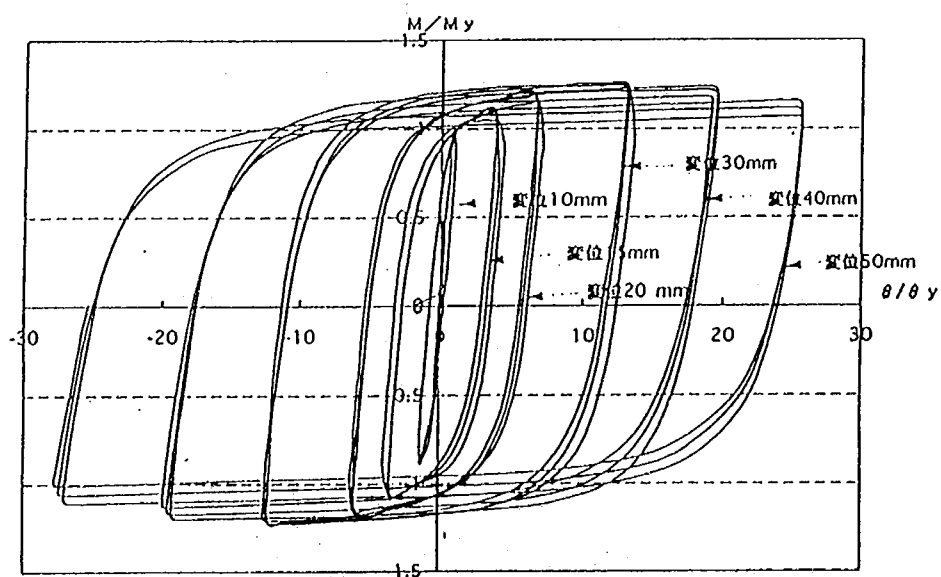


図-参5.2.5 モーメント塑性率と回転角塑性率 (静的載荷試験)

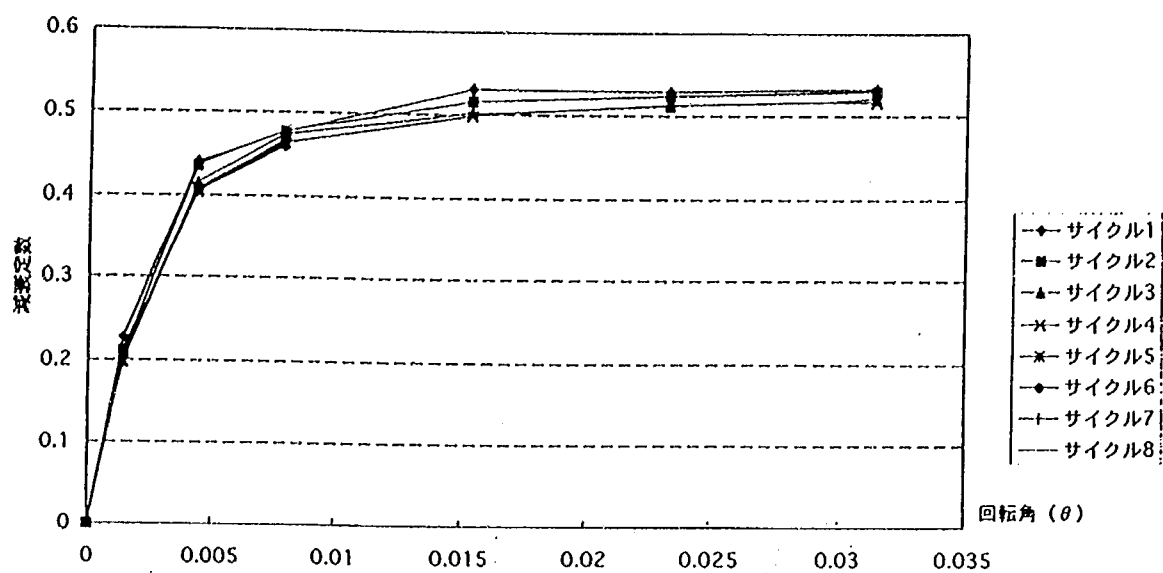


図-参5.2.6 減衰定数の変化 (静的載荷試験)

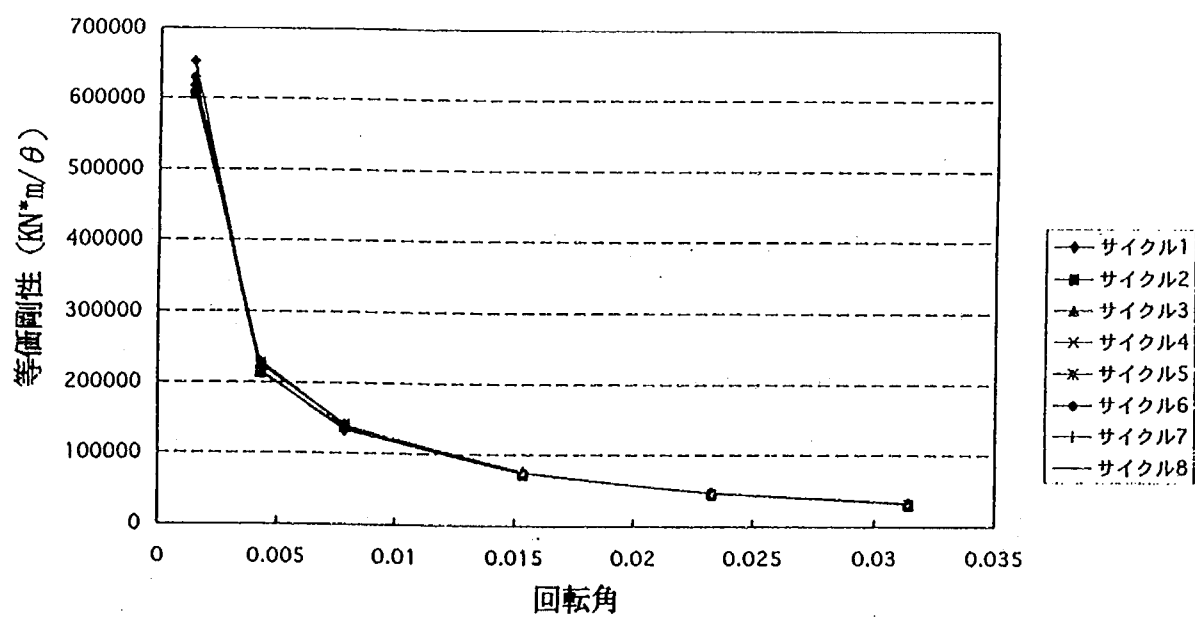


図-参5.2.7 等価剛性の変化 (静的載荷試験)

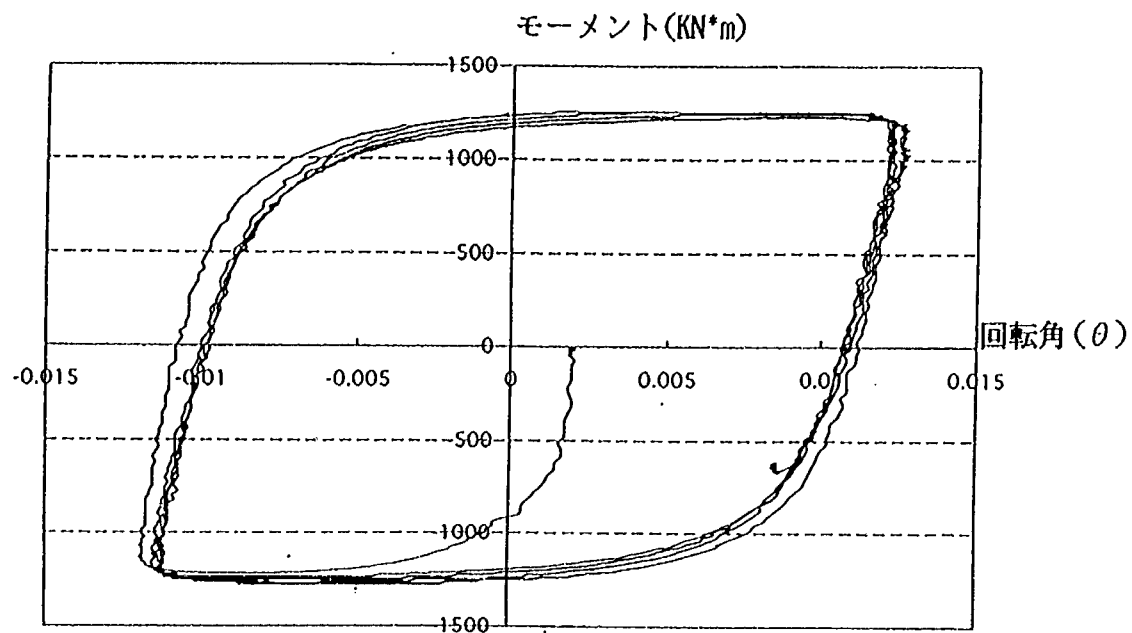


図-参5.2.8 モーメントと回転角（動的載荷試験： $\pm 30\text{mm}$ ）

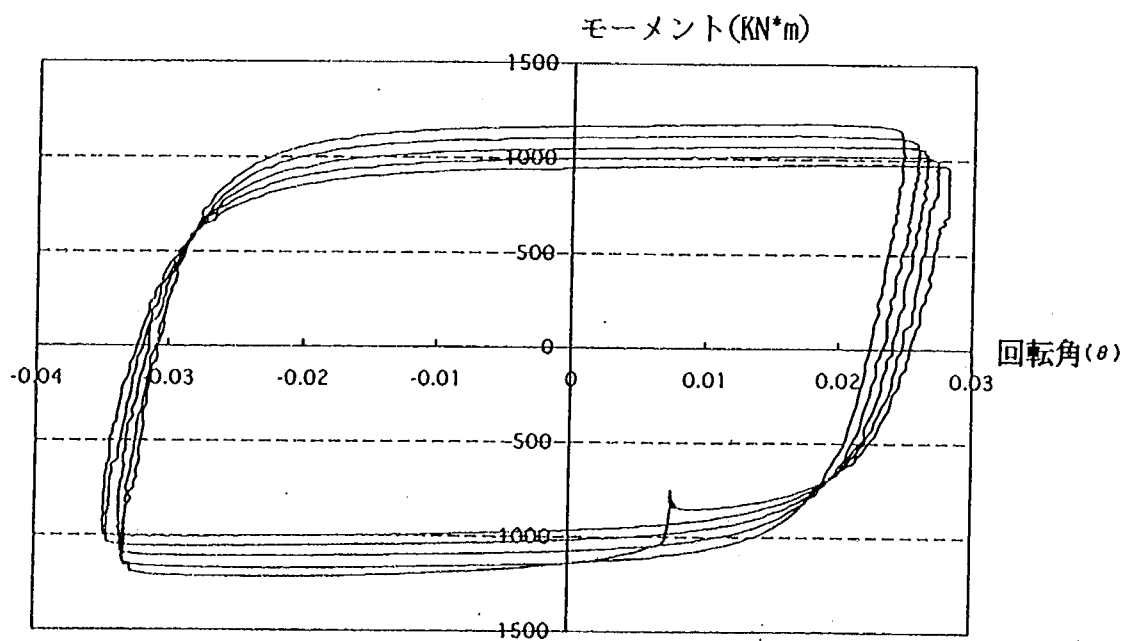


図-参5.2.9 モーメントと回転角（動的載荷試験： $\pm 50\text{mm}$ ）

5.3 パワフルTMD

(1) 制震効果に関するパラメトリックスタディー

1) 解析条件

大地震時におけるパワフルTMDの制震効果を確認するために、地震応答解析によるパラメトリックスタディーを行った。表-参5.3.1にパラメトリックスタディーの概要を示す。ここで取り上げたパラメータは、橋梁の固有周期、制震方法および入力地震波である。

まず、橋梁は1自由度振動系とし、減衰は固有周期に応じて表中の式によって定めた。次に、制震方法については、無制震、在来TMDによる制震およびパワフルTMDによる制震の3ケースとし、TMDの質量比は一定とし $\mu = 0.03$ 、パワフルTMDにてこ比は $r_L = 2, 3$ の2ケースとした。なお、在来TMDはてこ比 $r_L = 1$ のパワフルTMDに相当する。在来TMDおよびパワフルTMDには、式(参5.3.1)および式(参5.3.2)により最適調整値を求め、それに相当するバネ値と減衰を与えた。

$$\nu_{opt} = \frac{1}{1 + r_L^2 \mu} \quad (\text{参5.3.1})$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3 r_L^2 \mu}{8 \{1 + r_L^2 \mu\}}} \quad (\text{参5.3.2})$$

入力地震波としては、平成2年道路橋示方書の地震時保有水平耐力の照査で想定する地震レベル2 (L2) の標準波2波 (I種地盤およびIII種地盤) と1995年兵庫県南部地震において記録された2波 (I種地盤およびIII種地盤) とした。図-参5.3.1に入力地震動の加速度波形を示す。

表-参5.3.1 パラメトリックスタディーの概要

橋 梁	固有周期	$T_s = 0.1 \sim 5 \text{ sec}$		
	減衰定数	$h_s = 0.02 / T_s$, ただし $0.01 \leq h_s \leq 0.05$		
制震方法		無制震	在来TMD	パワフルTMD
	質 量 比	_____	$\mu = 0.03$	$\mu = 0.03$
	て こ 比	_____	($r_L = 1$)	$r_L = 2, 3$
入力地震波		・ I 種地盤標準波 (L2) ・ III 種地盤標準波 (L2) ・ 神戸海洋気象台 (NS) ・ 東神戸大橋 (橋軸直角)		

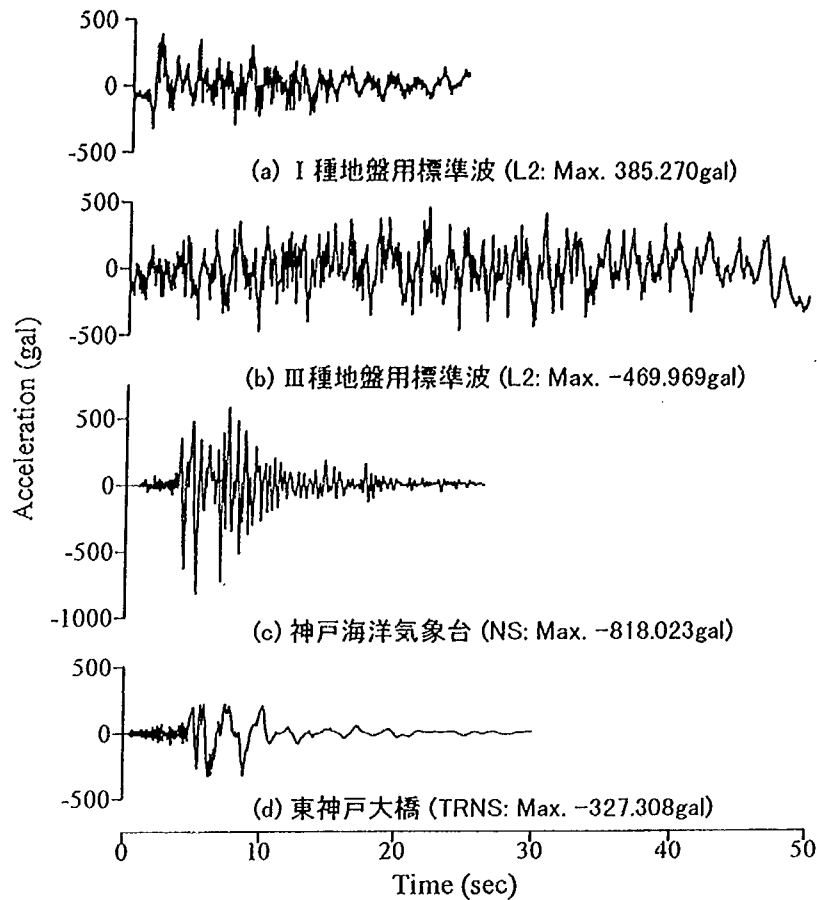


図-参5.3.1 パラメトリックスタディーに用いた入力地震動

2) 解析結果

図-参5.3.2は、橋の最大応答変位を、無制震、在来TMDによる制震($r_L=1$)、パワフルTMDによる制震($r_L=2, 3$)のケースで比較してスペクトル表示したものである。てこ比 r_L が大きいほど変位の低減効果が大きく、特に無制震のケースで応答が卓越している周期において顕著である。その結果、てこ比 r_L が大きいほどスペクトル形状が滑らかになっており、同調質量ダンパーとして橋に付加する減衰が大きくなったものとして理解できる。ここで、最大応答変位が大きく低減したケースを具体的にみていく。(a) I種地盤標準波では、橋の固有周期 $T_s=2.0\text{sec}$ 、てこ比 $r_L=1, 2, 3$ のときに、最大応答変位が無制震時のそれぞれ66, 64, 60%に低減している。同様に、他の地震入力について変位低減効果を示すと、(b) III種地盤標準波では固有周期 $T_s=2.0\text{sec}$ の場合にそれぞれ57, 35, 29%に、(c)神戸海洋気象台では固有周期 $T_s=1.5\text{sec}$ の場合にそれぞれ74, 53, 40%に、(d)東神戸大橋では固有周期 $T_s=2.5\text{sec}$ の場合にそれぞれ85, 58, 43%に低減している。このように、変位低減率でみると入力地震動と橋の応答特性の関係に応じて様々な値を取りうるが、先に述べたように、応答スペクトルとしてみると、スペクトル形状を滑らかにし、スペクトル全体を下げる効果があるといえる。

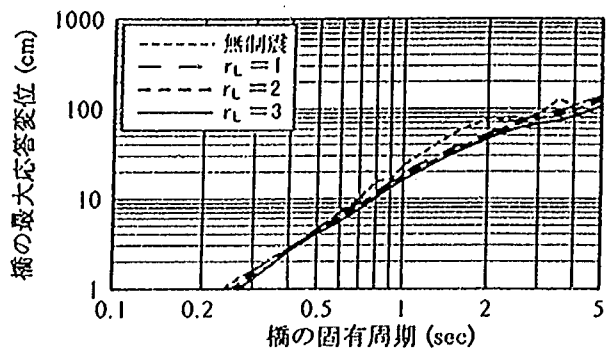
図-参5.3.3は、橋の最大応答加速度を制震方法で比較してスペクトル表示したものである。加速

度と変位の違いから図-参5.3.2とはスペクトルの基本形状が異なるものの、各制震方法による最大応答値の低減効果は変位とほぼ同じ結果となっている。

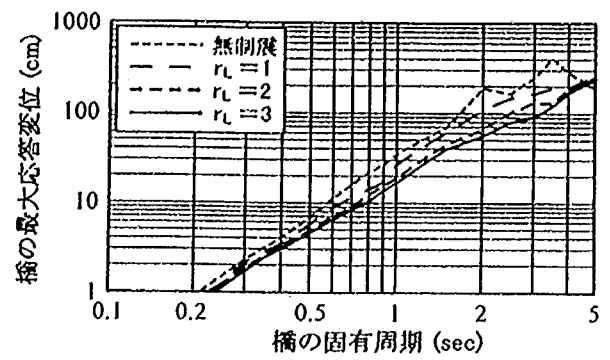
図-参5.3.4は、在来TMDおよびパワフルTMDの重錘と橋桁との最大相対変位を示したものである。(a)Ⅰ種地盤標準波では全ての固有周期において、てこ比 r_L が大きくなるほど相対変位が大きくなっている。しかし、(b)Ⅲ種地盤標準波、(c)神戸海洋気象台および(d)東神戸大橋では、それぞれ固有周期 $T_s=1.0, 1.0, 2.0\text{sec}$ 程度を境として、これより短周期側ではてこ比 r_L が大きくなるほど相対変位は大きくなり、逆に長周期側ではてこ比 r_L が大きいほど相対変位は小さくなる。また、神戸海洋気象台以外の地震入力では、約2sec以上の周期の橋では相対変位が200cm以上となり、それに応じた移動量をこれら大地震時にも確保するのは難しいと考えられる。その対応としては、最適減衰以上の減衰をTMDに与えたり、緩衝機能を備えたTMD重錘のストッパーを配置することなどが考えられるが、制震効果を制限することにつながるのでこの場合には別途詳細な検討が必要となる。

図-参5.3.5は、パワフルTMDを用いた場合に橋台に作用する最大反力を示したものである。てこ比 $r_L=3$ の場合の反力は $r_L=2$ の場合のほぼ2倍となっている。これは、TMD重錘に生じる慣性力はてこ比によらず一定であり、てこを介することによって慣性力の (r_L-1) 倍の反力が要求された結果と考えられる。また、反力の大きさは、入力地震動と橋の固有周期に応じて異なる。てこ比 $r_L=3$ の場合について橋桁重量 W_s を基準としてみると、(a)Ⅰ種地盤標準波では周期 $0.4 \leq T_s \leq 2\text{sec}$ の範囲で約 $0.11W_s$ 、(b)Ⅲ種地盤標準波では周期 $0.3 \leq T_s \leq 2\text{sec}$ の範囲で約 $0.14W_s$ 、(c)神戸海洋気象台では周期 $0.3 \leq T_s \leq 0.8\text{sec}$ の範囲で約 $0.25 \sim 0.31W_s$ 、(d)東神戸大橋では周期 $0.4 \leq T_s \leq 2.5\text{sec}$ の範囲で約 $0.10 \sim 0.13W_s$ となっている。

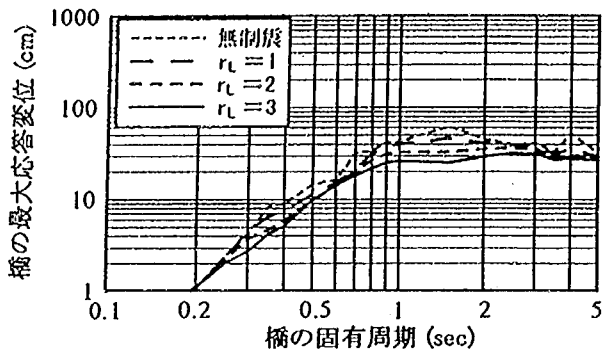
以上の結果から、パワフルTMDによる制震効果は最大変位スペクトルや最大加速度スペクトルの平滑化と低減として理解でき、TMD重錘の相対変位や橋台反力は入力地震動の影響を強く受けることがわかった。



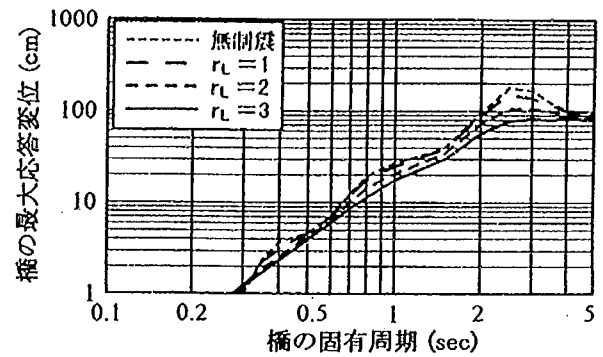
(a) I 種地盤標準波(L2)



(b) III種地盤標準波(L2)

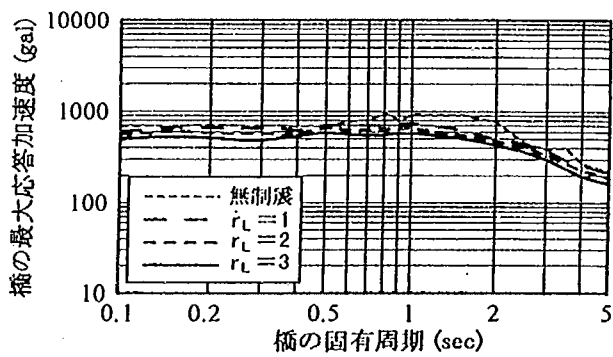


(c) 神戸海洋気象台

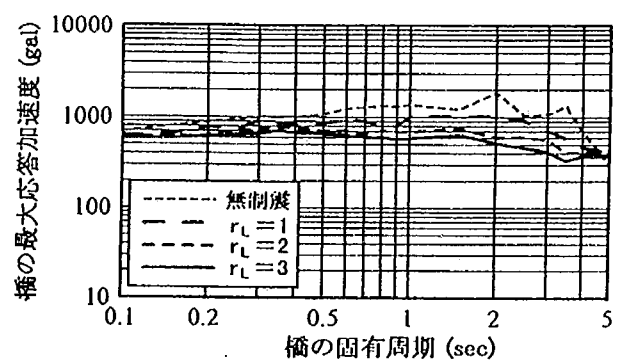


(d) 東神戸大橋

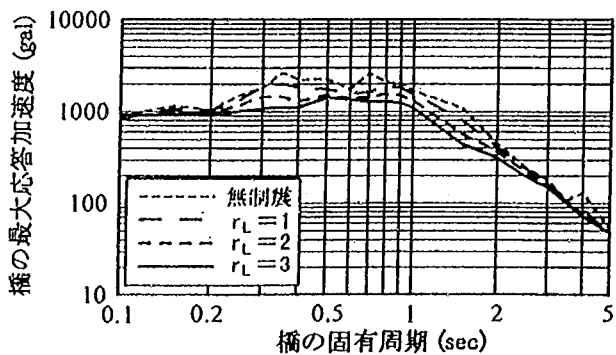
図-参5.3.2 橋の最大応答変位 (質量比 $\mu = 0.03$)



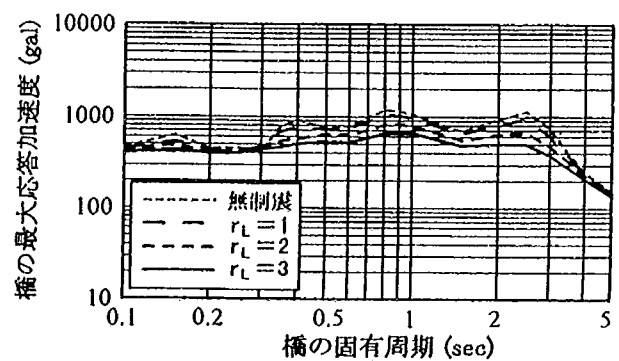
(a) I 種地盤標準波(L2)



(b) III種地盤標準波(L2)

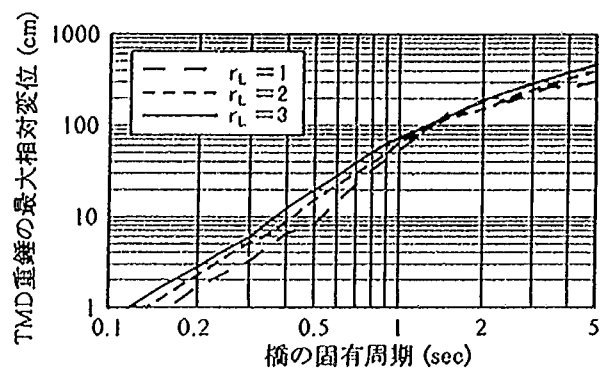


(c) 神戸海洋気象台

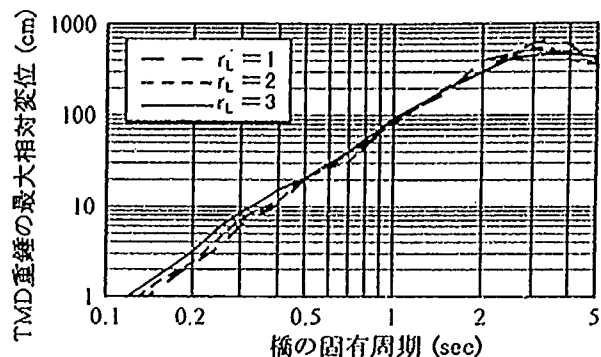


(d) 東神戸大橋

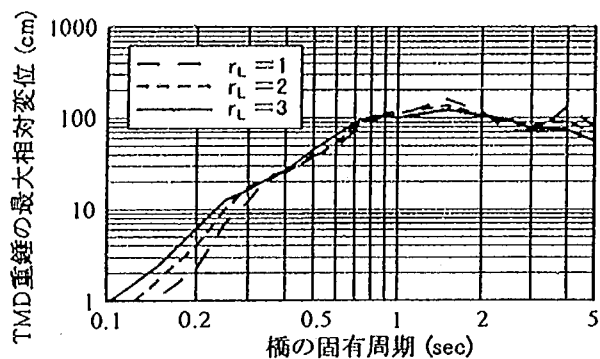
図-参5.3.3 橋の最大応答加速度 (質量比 $\mu = 0.03$)



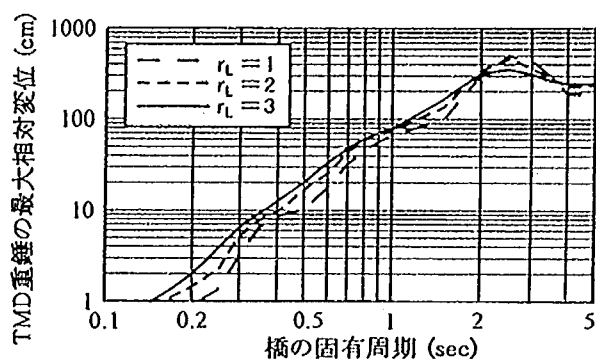
(a) I種地盤標準波(L2)



(b) III種地盤標準波(L2)

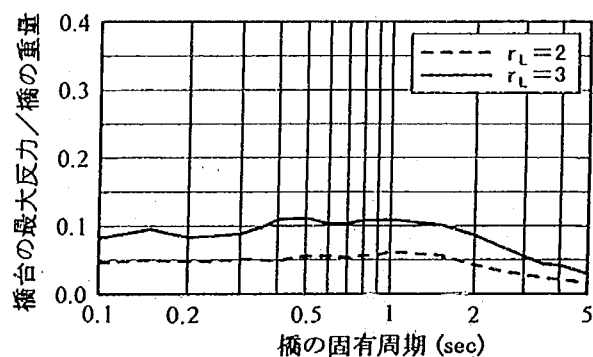


(c) 神戸海洋気象台

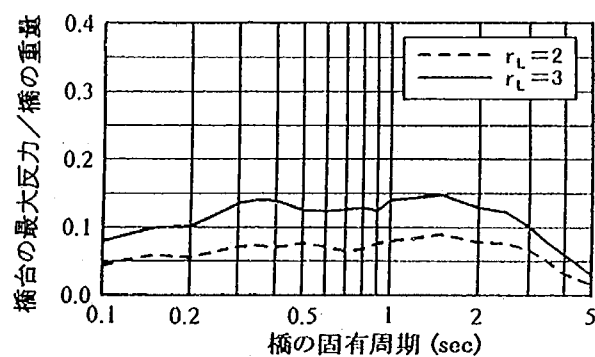


(d) 東神戸大橋

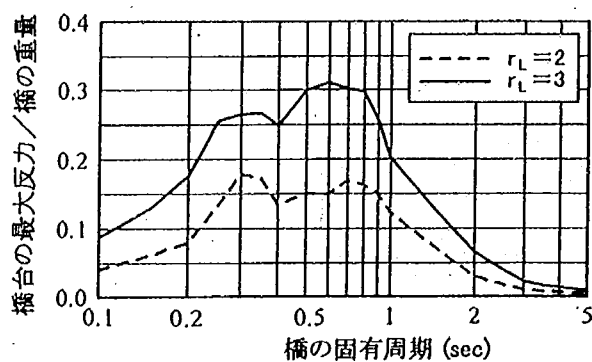
図-参5.3.4 TMD重錘の最大相対変位 (質量比 $\mu = 0.03$)



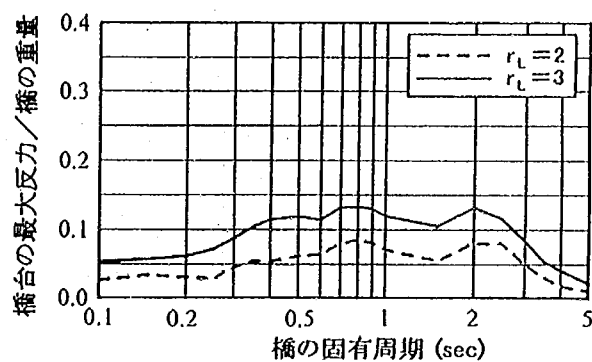
(a) I種地盤標準波(L2)



(b) III種地盤標準波(L2)



(c) 神戸海洋気象台



(d) 東神戸大橋

図-参5.3.5 橋台の最大反力 (質量比 $\mu = 0.03$)

(2) 多質点系モデルを用いた制震効果の検討

1) 検討概要

橋梁にパワフルTMDを取り付けた場合の制震効果を断面力レベルで確認するために、多質点系モデルを用いた地震応答解析を行い、無制震時とパワフルTMDを取付けた時の応答を比較した。解析対象モデルは参考資料-4に示された高橋脚PCラーメン橋を用いた。本橋は対称構造であることから、解析は半分の橋梁モデルを用いて行った。パワフルTMDはA1橋台部に取付けるものとし、質量比を $\mu=0.03$ 、てこ比を $r_L=4$ とした。なお、入力地震波には、I種地盤用標準波(L1)を用いた。

2) モード解析結果

解析対称モデルのモード解析結果を表-参5.3.2に示す。1次モードの有効質量比が大きいことから、制震対象モードを1次モードとしてパワフルTMDを設計する。

表-参5.3.2に示した一般化質量 m_i^* 、一般化剛性 k_i^* および一般化減衰定数 h_i^* はモードベクトル ϕ_i^* の最大値を1とするように基準化したときのものである。制震対象の1次モードについて、パワフルTMDの取付点 k で $\phi_{k1}=1$ とするように基準化し直すと、一般化質量 m_s 、一般化剛性 k_s および一般化減衰定数 h_s は式(参5.3.3)により求められ、表-参5.3.3に示すとおりとなる。

$$m_s = m_1^* / (\phi_{k1}^*)^2, \quad k_s = k_1^* / (\phi_{k1}^*)^2, \quad h_s = h_1^* \quad (\text{参5.3.3})$$

表-参5.3.2 PCラーメン橋のモード解析結果

Mode i	固有周期 T_i (sec)	刺激係数 β_{xi}	有効質量 m_{xi} (tf·s ² /m)	有効質量比 $m_{xi} / \sum m_{xi}$	一般化質量 m_i^* (tf·s ² /m)	一般化剛性 k_i^* (tf/m)	一般化減衰定数 h_i^*	モードベクトル (取付点k) ϕ_{ki}^*
1	3.2239	1.0372	2180.6	0.8460	2026.9	7699	0.0100	0.985519
2	1.6571	0.3437	48.1	0.0190	407.0	5851	0.0100	0.088875
3	0.7321	0.4042	78.4	0.0300	480.0	35353	0.0100	-0.053993
4	0.6082	0.1784	9.7	0.0040	303.7	32409	0.0100	-0.067793
5	0.4579	-0.0822	3.8	0.0010	567.0	106737	0.0100	0.019407
6	0.2828	-0.2690	48.2	0.0190	666.2	328899	0.0100	-0.045735
7	0.2410	0.1211	5.8	0.0020	397.6	270375	0.0100	-0.154299
8	0.2365	0.2353	41.1	0.0160	743.1	524462	0.0100	0.187825
9	0.1887	0.1118	12.2	0.0050	977.9	1084168	0.0100	-0.758557
10	0.1808	-0.1648	8.3	0.0030	304.1	367395	0.0100	0.135165
全モード			2490.8	1.0000				

表-参5.3.3 パワフルTMD取付け点での基準化

Mode i	一般化質量 m_i (tf·s ² /m)	一般化剛性 k_i (tf/m)	一般化減衰定数 h_i	モードベクトル (取付点k) ϕ_{ki}
1	2086.9	7926	0.0100	1.000000

3) 最適調整

式(参5.3.1)および式(参5.3.2)を用いて、TMDと橋梁の最適振動数比 ν_{opt} およびTMDの最適減衰定数 h_{opt} を求め、デバイスの諸元を決定した。表-参5.3.4にパワフルTMDの諸元を示す。

$$\nu_{opt} = \frac{1}{1 + (1 + \alpha)^2 \mu} \quad (\text{参5.3.1})$$

$$h_{opt} = \sqrt{\frac{3(1 + \alpha)^2 \mu}{8[1 + (1 + \alpha)^2 \mu]}} \quad (\text{参5.3.2})$$

表-参5.3.4 パワフルTMDの諸元

橋 梁			て こ	TMD					
重量 w_s (tf)	剛性 k_s (tf/m)	減衰係数 c_s (tf·s/m)	てこ比 r_L	質量比 μ	振動数比 ν_{opt}	減衰定数 h_{opt}	重量 w_T (tf)	剛性 k_T (tf/m)	減衰係数 c_T (tf·s/m)
20452	7927	81.34	4.0	0.03	0.6757	0.3487	613.5	108.6	57.50

4) 地震応答解析結果

表-参5.3.5に主桁の最大加速度・変位、表-参5.3.6に橋脚の最大断面力および橋台の最大反力を示す。最大加速度、変位、断面力はいずれも5割程度低減されている。また、橋台反力はP1、P2橋脚基部せん断力のそれぞれ1/5、1/2程度である。

図-参5.3.6は応答加速度波形を示したものであり、制震対象の1次モードに対応する長周期成分が支配的で、その長周期成分に対しては制震効果を発揮していることがわかる。しかし、制震対象外の高次モードに対応する短周期成分では、パワフルTMDを取り付けたことの影響は現われていない。図-参5.3.7は応答変位波形を示したもので長周期成分のみからなる。無制震の場合は継続時間にわたりほぼ一定の応答となるが、パワフルTMDを取り付けた場合には、1波目は無制震とほぼ同じ応答であるが、2波目以降は応答が大きく低減されている。

図-参5.3.8は曲げモーメント波形を示したものであり、P1橋脚基部では変位応答波形と同じ傾向を示しており、P2橋脚基部では長周期成分が低減されて短周期成分だけが残っている。図-参5.3.9はせん断力波形を示したもので、曲げモーメント波形と同じ傾向を示している。また、橋台反力の位相は橋脚せん断力から約1/4波長遅れており、橋台反力が橋に付加される減衰の一部として機能していることがわかる。

以上、ここで取り上げた橋梁では、加速度、変位、断面力のいずれの応答も、制震対象の1次モードが支配的で、1波目のほぼ同時刻に最大値をとっている。このため、表-参5.3.5および表-参5.3.6に示したように、パワフルTMDによる最大断面力の低減率が最大加速度や最大変位の低減率とほぼ一致する結果となったと考えられる。

表-参5.3.5 主桁の最大応答加速度および最大応答変位

ケース	加速度				変位			
	主桁(A1橋台上)		主桁(P2橋脚上)		主桁(A1橋台上)		主桁(P2橋脚上)	
無制震	157.0 gal	1.000	143.9 gal	1.000	-23.45 cm	1.000	-23.54 cm	1.000
パワフルTMD	76.2 gal	0.485	74.2 gal	0.516	-13.41 cm	0.572	-13.46 cm	0.572

表-参5.3.6 橋脚基部の最大曲げモーメント，最大せん断力および橋台の最大反力

ケース	曲げモーメント						せん断力				反力		
	P1橋脚基部			P2橋脚基部			P1橋脚基部		P2橋脚基部				
無制震	-52379	tf-m	1.000	-34662	tf-m	1.000	1658	tf	1.000	-1058	tf	1.000	
パワフルTMD	-29588	tf-m	0.565	-19638	tf-m	0.567	-932	tf	0.562	-590	tf	0.557	328

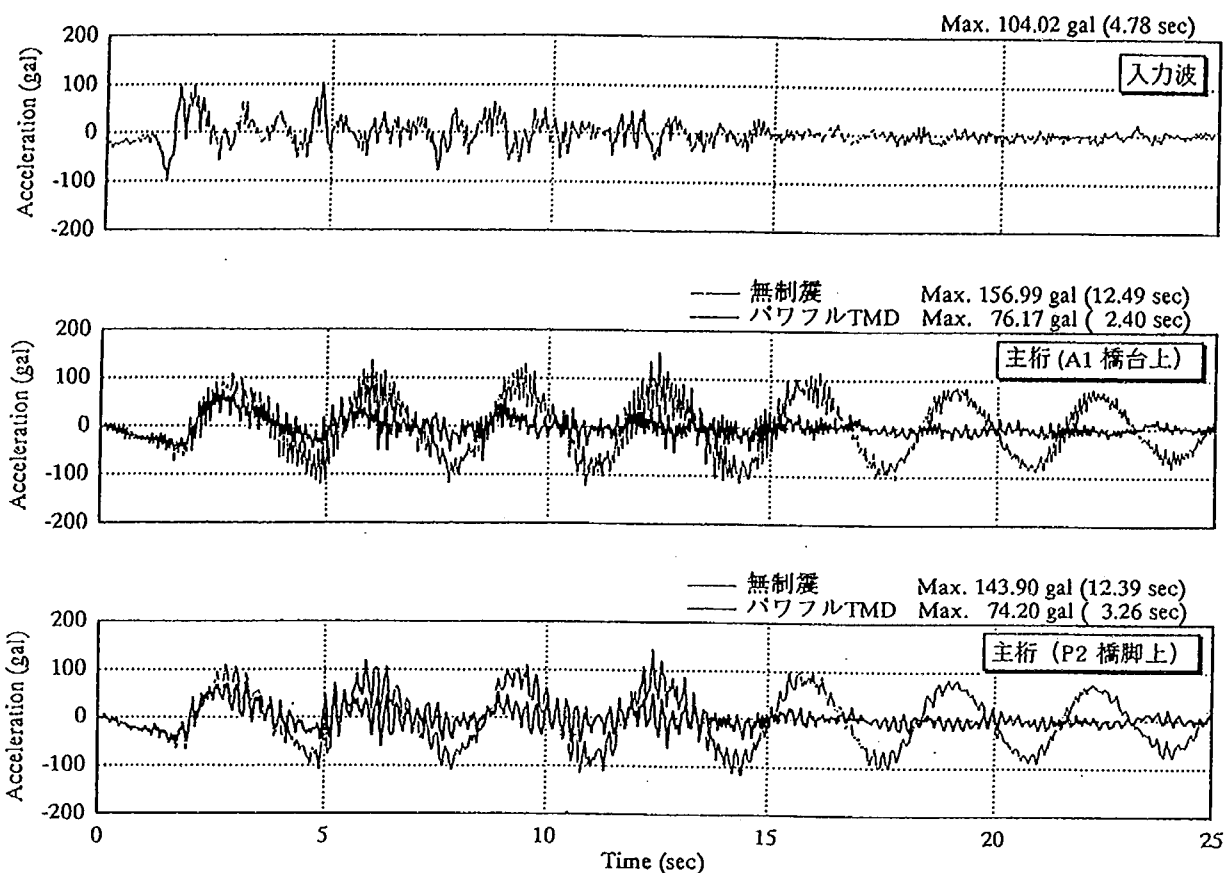


図-参5.3.6 入力加速度および主桁の応答加速度波形

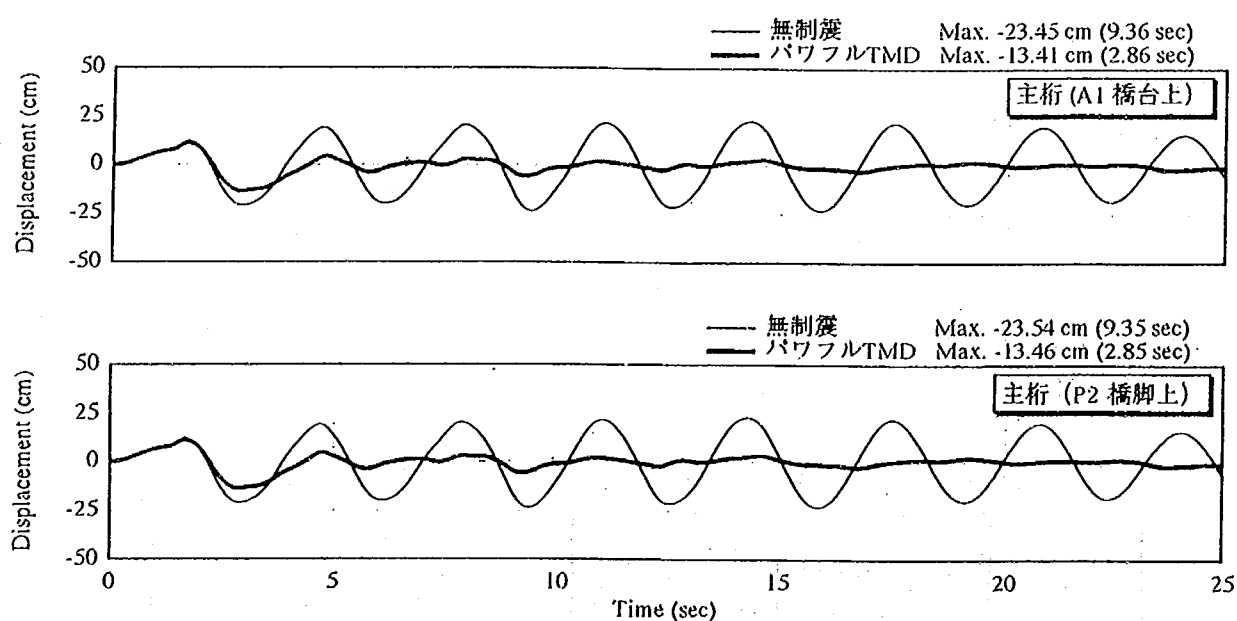


図-参5.3.7 主桁の応答変位波形

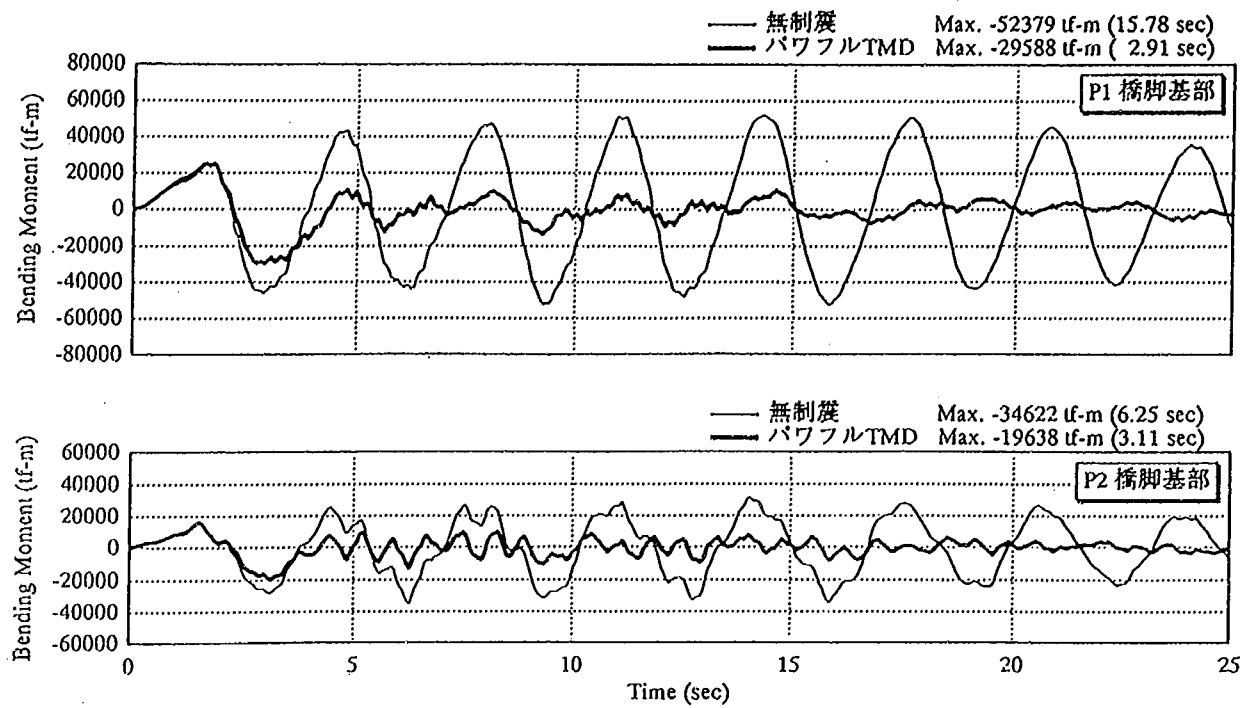


図-参5.3.8 橋脚基部の曲げモーメント波形

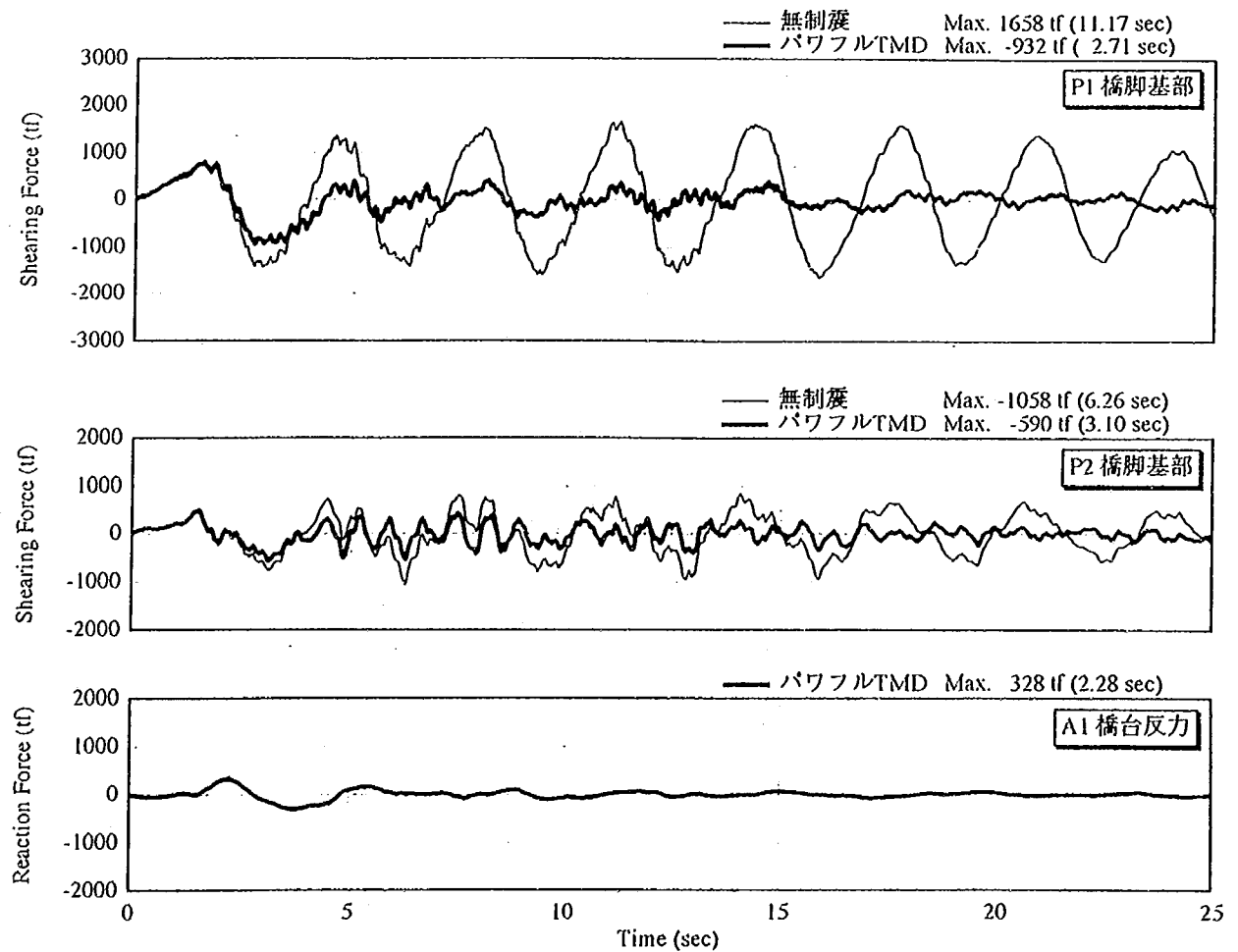


図-参5.3.9 橋脚基部のせん断力および橋台反力波形

(3) 振動台実験による制震効果の検証

1) 実験概要

パワフルTMDの制震効果の確認を目的として模型振動台実験を行った。実験模型を図-参5.3.10および写真-参5.3.1に示す。実験の相似率は重量1/1300, 剛性1/600, 時間2/3とした。パワフルTMDは, 質量比を $\mu=0.043$, てこ比を $r_L=3$ とし, 最適調整になるように設計した。表-参5.3.7に模型の設計値を示す。加振はパワフルTMDが有効な水平1方向に行い, 加振波には, Taft(NS), El Centro(EW), 神戸大学(NS)および神戸海洋気象台(NS)の強震記録4波を用いた。実験ケースは, 地震波毎にパワフルTMDによる制震と無制震の2ケースとした。計測は加速度4点と相対変位3ヶ所であり, 計測器の配置は図-参5.3.10に示したとおりである。

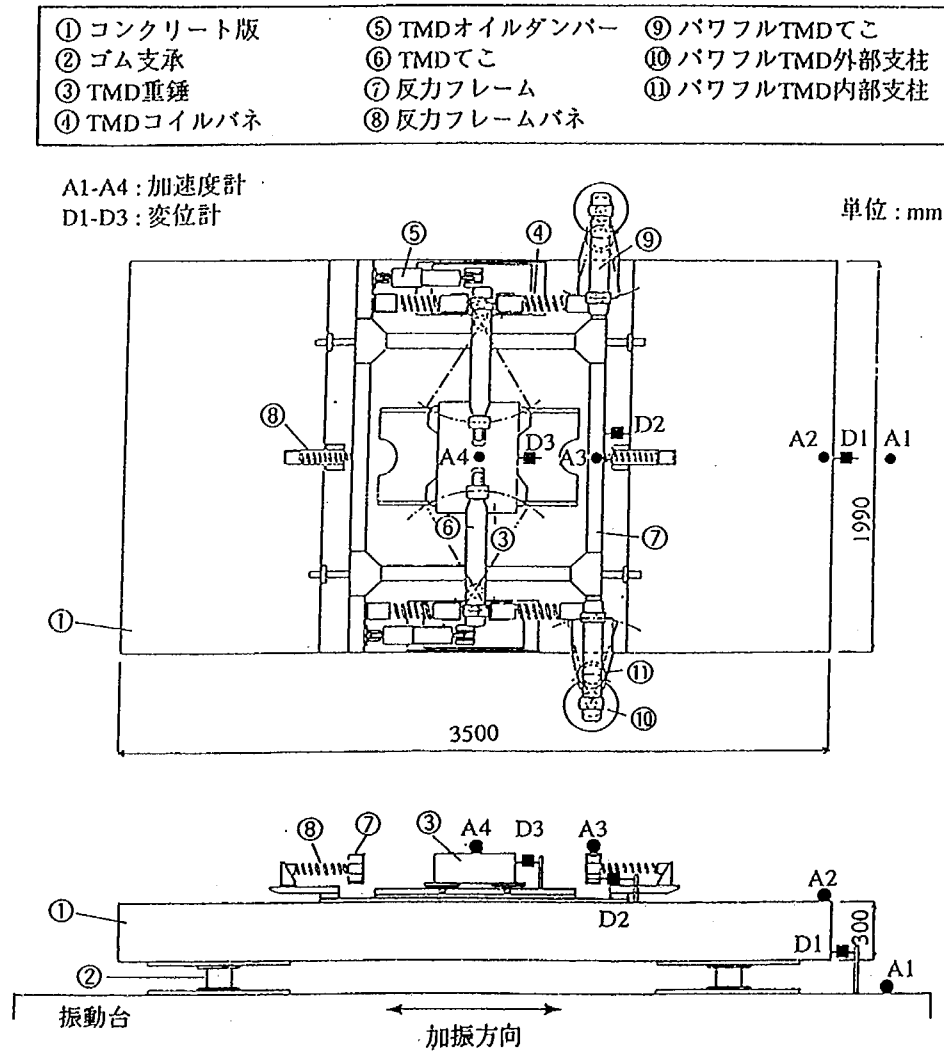


図-参5.3.10 実験模型および計測器配置

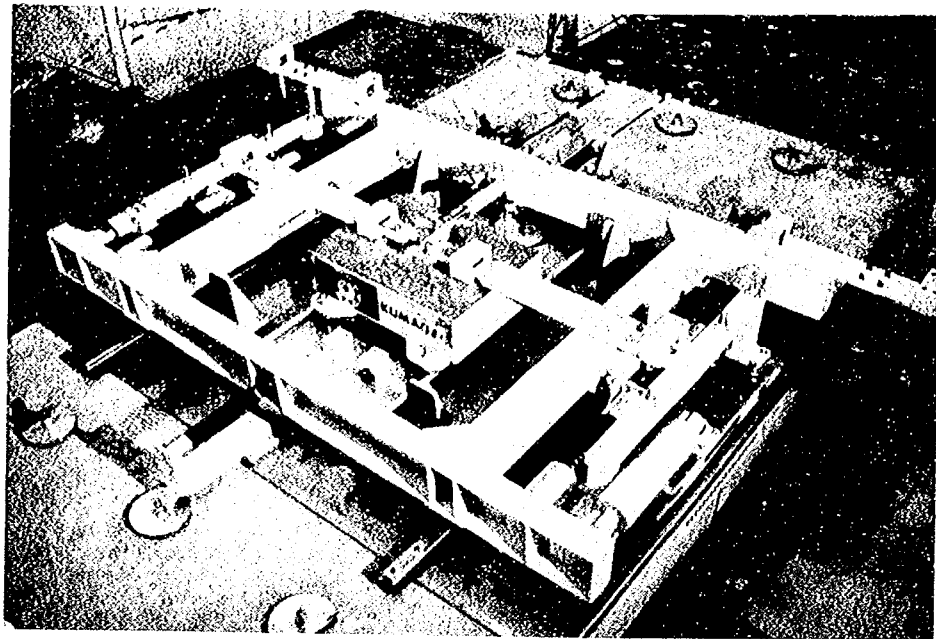


写真-参5.3.1 実験模型

表-参5.3.7 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	$K_s = 2.72 \text{ tf/m}$ (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	$\alpha = 2$			

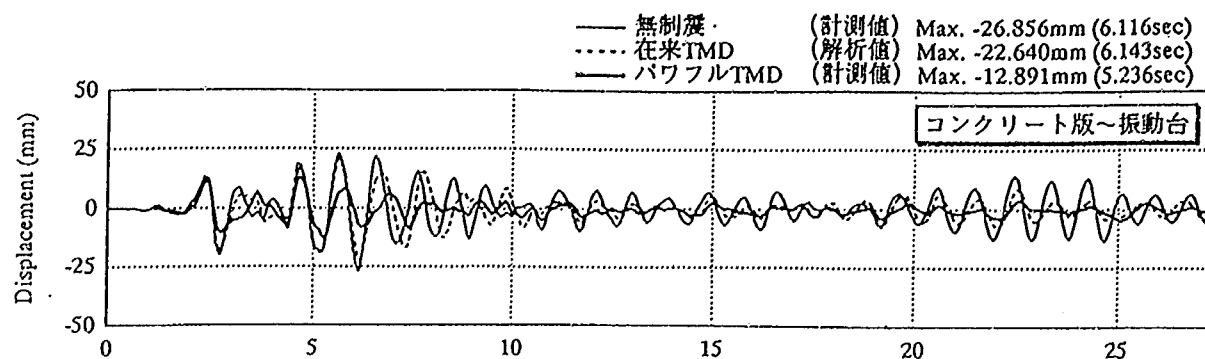
2) 実験結果

図-参5.3.11は、無制震のケースと在来TMDおよびパワフルTMDによる制震のケースの主構造モデル(コンクリート版)の変位を比較して示したものである。ここで、無制震とパワフルTMDのケースは実験値であるが、在来TMDは同じ質量比を想定して行った解析値である。

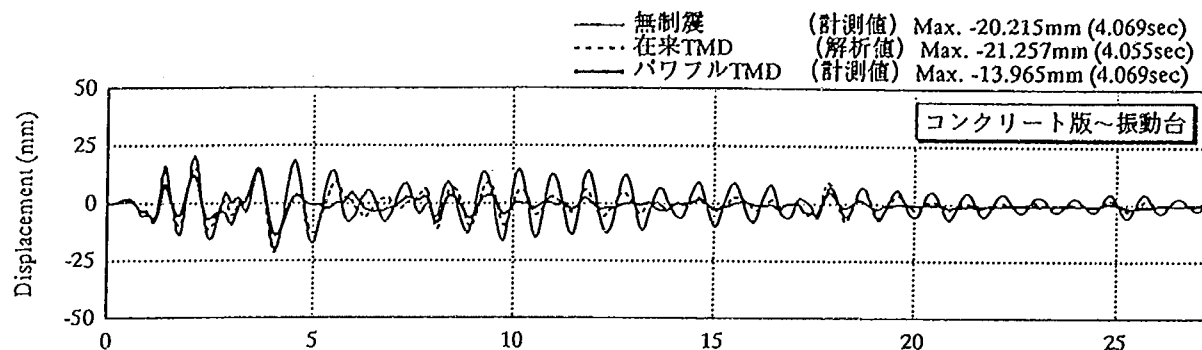
まず、(a)Taft(EW)のケースについてみると、最大変位が無制震のケースと比較して、在来TMDで12%減、パワフルTMDで50%減となった。変位応答は、在来TMDでは6 sec程度まで漸増しているのに対して、パワフルTMDでは3 sec程度ではほぼ最大値に達している。このことから、パワフルTMDは在来TMDと比べてより早い時刻から効果を発揮していることが分かる。次に、(b)El Centro(NS)についてみると、最大変位が在来TMDでは5%増と制震効果が見られないのに対し、パワフルTMDでは30%減の制震効果が得られている。変位応答は、在来TMDでは5 sec程度まで無制震のケースと変わらないのに対し、パワフルTMDでは最大応答を示す4 sec付近から制震効果が得られている。(c)神戸大学(NS)については、最大変位が在来TMDで30%減、パワ

フルTMDで54%減である。変位応答は、無制震、在来TMDおよびパワフルTMDのケースの振幅比は、最大値をとる6 sec程度まではほぼ一定である。最後に、(d)神戸海洋気象台(NS)については、最大変位が在来TMDで33%減、パワフルTMDで54%減であり、変位応答は、在来TMDが5 sec程度まで増大しているのに対して、パワフルTMDでは4 sec程度で最大値に達している。

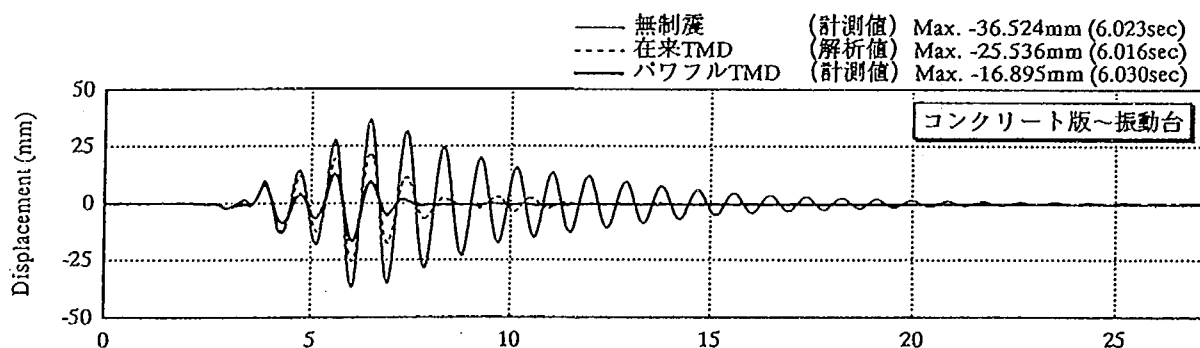
以上、強震記録4波を加振波に用いた振動台実験の結果をまとめると、質量比4.3%、てこ比3のパワフルTMDを用いたときの主構造物の変位低減効果は30~60%程度となり、同じ質量比の在来TMDが0~30%であることと比較して大きな制震効果が確認できた。



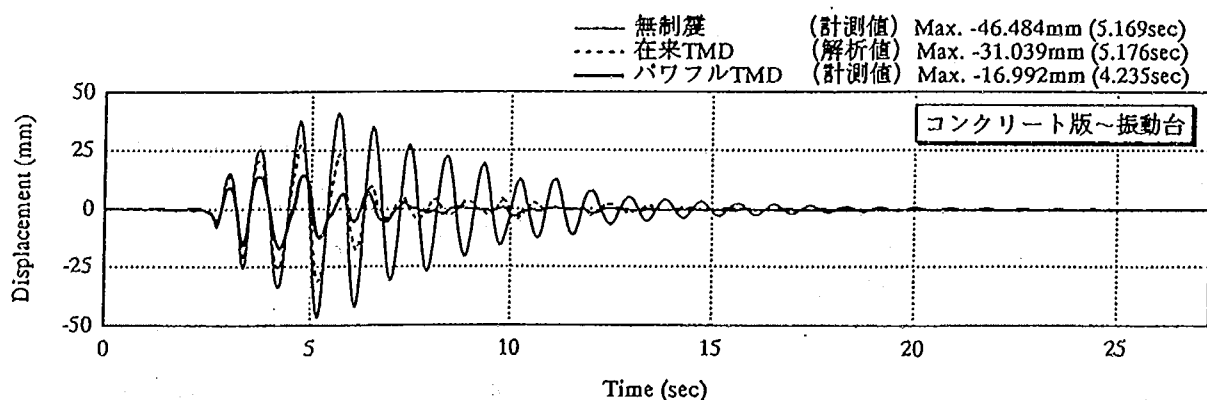
(a) Taft EW (150 gal)



(b) El Centro NS (150 gal)



(c) 神戸大学 NS (50 gal)



(d) 神戸海洋気象台 NS (150 gal)

図-参5.3.11 制震方法による変位応答の比較

5.4 桁端ダンパーストッパー

(1) 解析モデル

図-参5.4.1に示す高さ約15mの一般的な免震高架橋梁の1スパンを解析対象として選定した。2つのダンパーストッパーを橋脚天端部に装着して橋桁の橋軸方向の変位を制御する。モデル橋は図-参5.4.2のように2自由度系にモデル化し、桁の質量 $m_1=750\text{tf}$ 、橋脚の質量 $m_2=200\text{tf}$ と仮定した。橋の固有周期は固定支承の場合には0.5secであり、免震支承の場合には2.0secに長周期化されると仮定して、支承と橋脚のばね係数 k_1 、 k_2 を決めた。

橋脚には、図-参5.4.3に示す弾塑性モデルを用いた。橋脚の降伏せん断力（弾性の場合には許容力）は 300tf と仮定した。また、免震支承の減衰定数 $h_1=c_1/(2(m_1 \cdot k_1)^{1/2})=10\%$ 、橋脚の減衰定数 $h_2=c_2/(2(m_2 \cdot k_2)^{1/2})=5\%$ と仮定した。

桁端ダンパーストッパーは、図-参5.4.4に示すようにバネと粘性ダンパーを組み合わせたタイプを用いた。 x_l 、 x_r はそれぞれ左と右のダンパーストッパーの橋脚天端変位に対する相対変位を表す。 k_b 、 c_b はダンパーストッパーのバネ定数と減衰定数で、 d は初期状態での桁とダンパーストッパー間の遊間である。

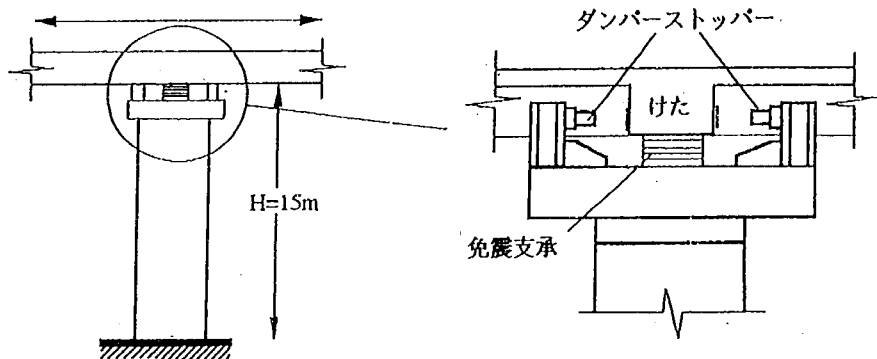


図-参5.4.1 検討対象橋梁

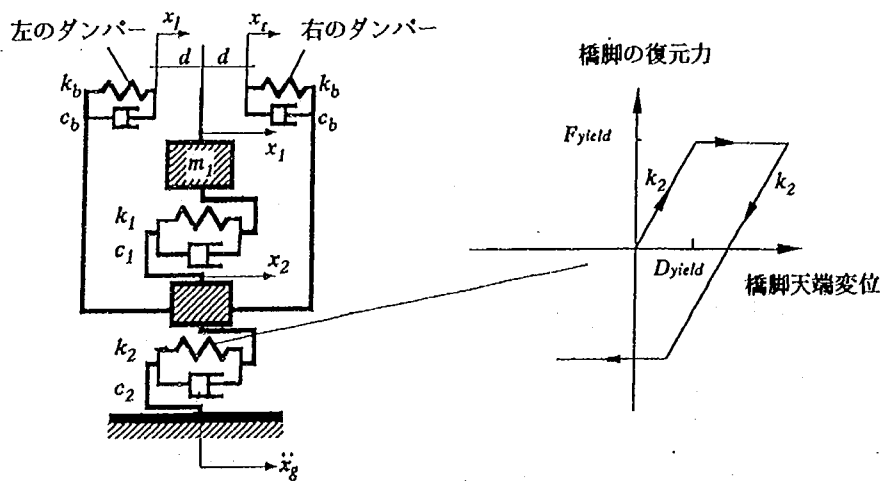


図-参5.4.2 解析用2自由度モデル

図-参5.4.3 橋脚の弾塑性モデル

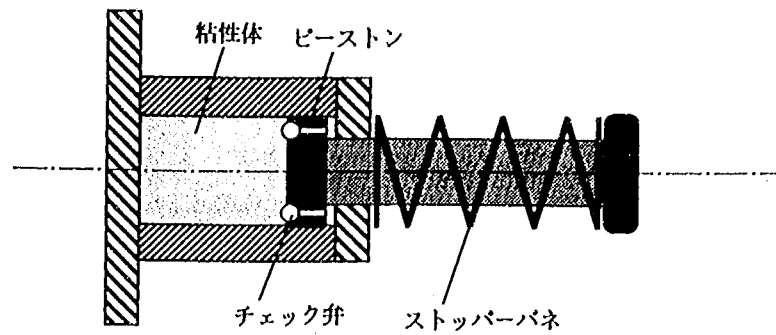


図-参5.4.4 ダンパーストッパーの構造

(2) 解析条件

1) 入力地震波

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（図-参5.4.5）を入力地震波として、橋の弾塑性地震応答を計算した。入力地震波としては最大加速度の異なる3つの入力レベルを用いた。

2) ダンパーストッパーの設計条件

ダンパーストッパーを設計は、ここでは以下のように設定した。

①レベル1地震動（最大加速度=300gal）

レベル1地震動の場合には、橋脚の応答が弾性である。橋桁の最大相対変位はある臨界値D1を超えないようにする。この限界値以下であれば、桁とダンパーは衝突しない。ダンパーストッパーの初期遊間dは通常D1より大きく設定する。

②レベル2地震動（最大加速度=500gal）

レベル2地震動の場合には、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じる可能性がある。この衝突によって、橋桁の最大相対変位をある臨界値D2以下に制限する。橋桁の最大相対変位がD2を超えなければ、桁同士の衝突、免震支承の損傷および上部構造の落下などの被害がまぬがれる。橋脚の応答は弾性範囲内である。すなわち、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じて、橋脚の地震応答は塑性段階まで発展しない。橋自身は構造的な損傷を受けない。

③レベル3地震動（最大加速度=818gal）

レベル3地震動の場合には、橋梁は損傷を受けると想定する。橋桁の最大相対変位はレベル2地震動の場合と同じ臨界値D2以内に制限する。ただし、橋脚の応答は強度が著しく低下しない限り、塑性段階まで考慮する。

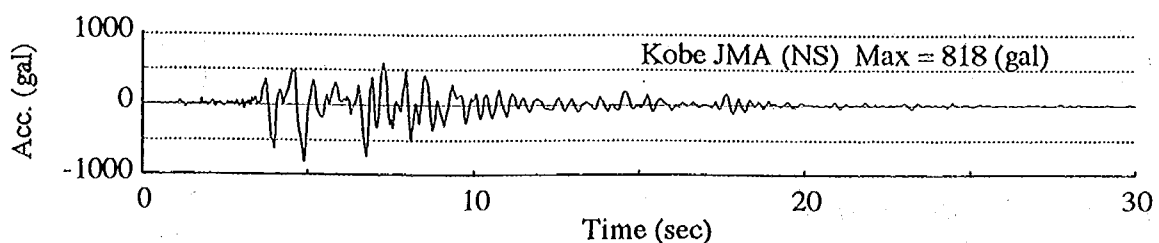


図-参5.4.5 入力地震波

3) 動的解析法

ダンパーストッパーを用いた橋梁の弾塑性地震応答解析の方法を図-参5.4.6に示す。比較するために、ダンパーストッパーを装着していない場合の免震橋、固定支承を用いた一般橋梁の地震応答解析も行った。解析では、橋桁がダンパーストッパーに衝突していない状態（状態（0））、左のダンパーストッパーに衝突する状態（状態（-1））、右のダンパーストッパーに衝突する状態（状態（+1））の三つの状態に応じて図-参5.4.6に示した式で橋の応答と衝突装置の変位を計算する。各計算時間ステップでは、前ステップの情報により状態を決め、必要な場合には運動方程式を切り換えて計算する。

各状態の運動方程式を図-参5.4.6に示す。ここで、

$$\langle x \rangle = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix}, \quad \langle \dot{x} \rangle = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \end{Bmatrix}, \quad \langle \ddot{x} \rangle = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \quad [C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 \\ -c_1 & c_1 + c_2 \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_1 & k_1 + k_2 \end{bmatrix} \quad (2) \quad (\text{参5.4.1})$$

$$[C_b] = \begin{bmatrix} c_b & -c_b \\ -c_b & c_b \end{bmatrix}, \quad [K_b] = \begin{bmatrix} k_b & -k_b \\ -k_b & k_b \end{bmatrix} \quad (3)$$

である。

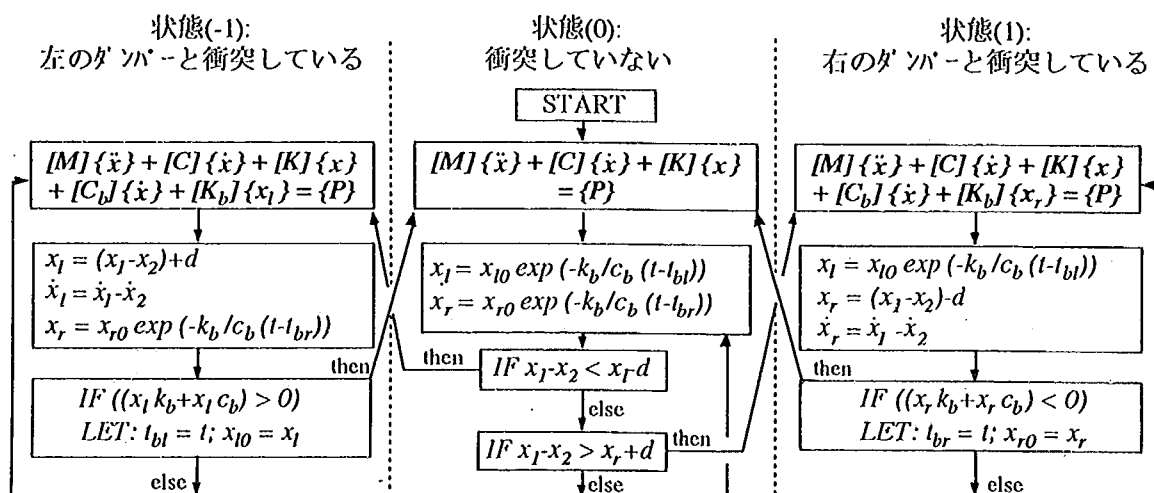


図-参5.4.6 解析フローチャート

ダンパーストッパーが桁と衝突した後、変位が初期位置に戻る前に、桁と離れることが考えられる。その場合、ダンパーストッパーの運動方程式は次のようになる。

$$C_h \dot{x}_l + k_h x_l = 0 \quad (4a)$$

$$C_p \dot{x}_r + k_p x_r = 0 \quad (4b) \quad (\text{參} 5.4.2)$$

したがって、

$$x_I = x_{I0} \exp(-k_p/c_p(t - t_{pl})) \quad (5a)$$

$$x_t = x_{t_0} \exp(-k_b/c_b(t-t_0)) \quad (5b) \quad (\text{参} 5.4.3)$$

となる。

ここで、 t_{bl} (t_{br}) は橋桁と左 (右) のダンパーストッパーが分離する時の時間であり、 x_{l0} (x_{r0}) はこの時刻での左 (右) のダンパーストッパーの残留変位を示す。ダンパーストッパーの可動部の質量は桁の質量に比べると非常に小さいため、ここで考慮しない。

運動方程式の解法には線形加速度法を用いた。

式 (参5.4.3) に示すように、 k_b/c_b の値はダンパーストッパーの変位復元の速さを左右する。ここでは、衝突した桁が離れる時点でのダンパーストッパーの残留変位が橋の固有周期に相当する2.0sec後に10%までに減少すると仮定し、それに従って k_b 、 c_b を決めた。桁とダンパーストッパー間の遊間を $d=15.0\text{cm}$ 、ダンパーストッパーの減衰倍率 $\alpha (=c_b/c_l)=20.0$ の値を用いた。臨界値 $D1$ は15.0cm、 $D2$ は20cmとした。

(3) 解析結果

1) レベル1地震動の場合

免震橋と固定支承を用いた一般橋梁の二つの橋梁の地震応答解析を行った結果を図-参5.4.7に示す。免震橋の橋桁の最大変位は12.0cmに達した。一般橋梁の最大変位7.0cmの2倍弱である。一方、一般橋梁の橋脚の応答は、図-参5.4.8に示すように塑性段階まで達した。それに対して、免震橋の最大せん断力は122.2tfであり、設計降伏せん断力の300.0tfより小さく、橋脚の応答は弾性範囲内にあることが分かる。

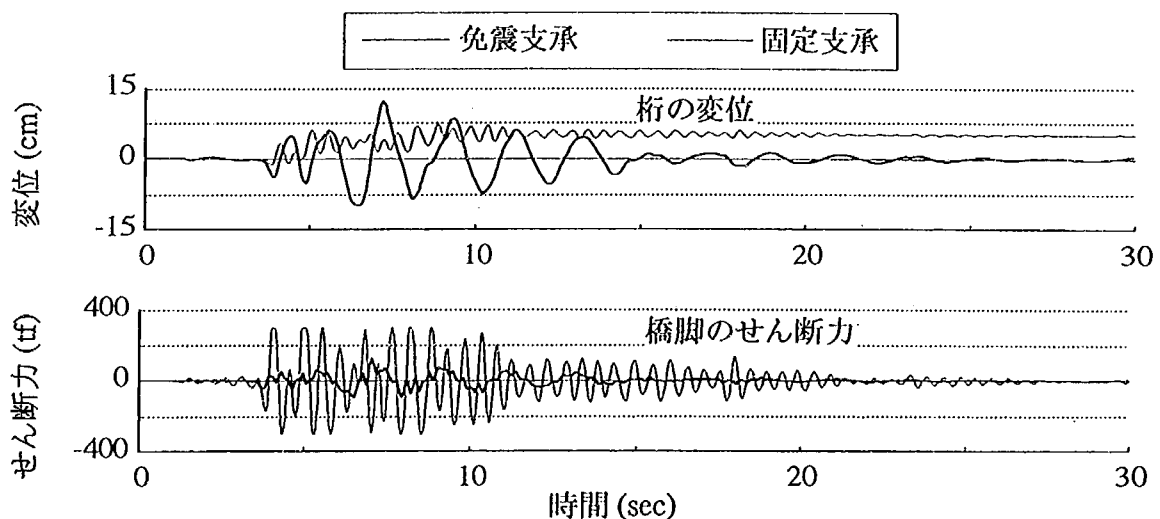


図-参5.4.7 モデル橋の地震応答 (レベル1地震動)

2) レベル 2 地震動の場合

図-参5.4.9にダンパーストッパーが装着した免震橋の地震応答を示す。橋桁の最大相対変位は18.0cmである。それは臨界値D1(=15.0 cm)より大きく、D2(=20.0 cm)より小さい。橋桁とダンパーストッパーは衝突したことが分かる。橋の振動エネルギーの一部はこの衝突によって吸収され、橋桁の最大相対変位がD2(=20.0 cm)以内に低減された。しかも、橋脚の最大せん断力は226.3tfであり、橋脚の応答は弾性範囲内にある。

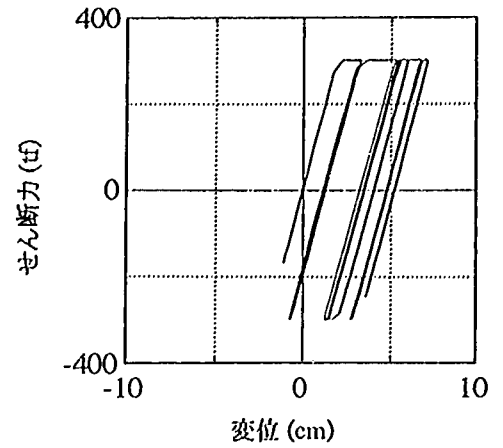


図-参5.4.8 橋脚の履歴曲線
(レベル 1 地震動)

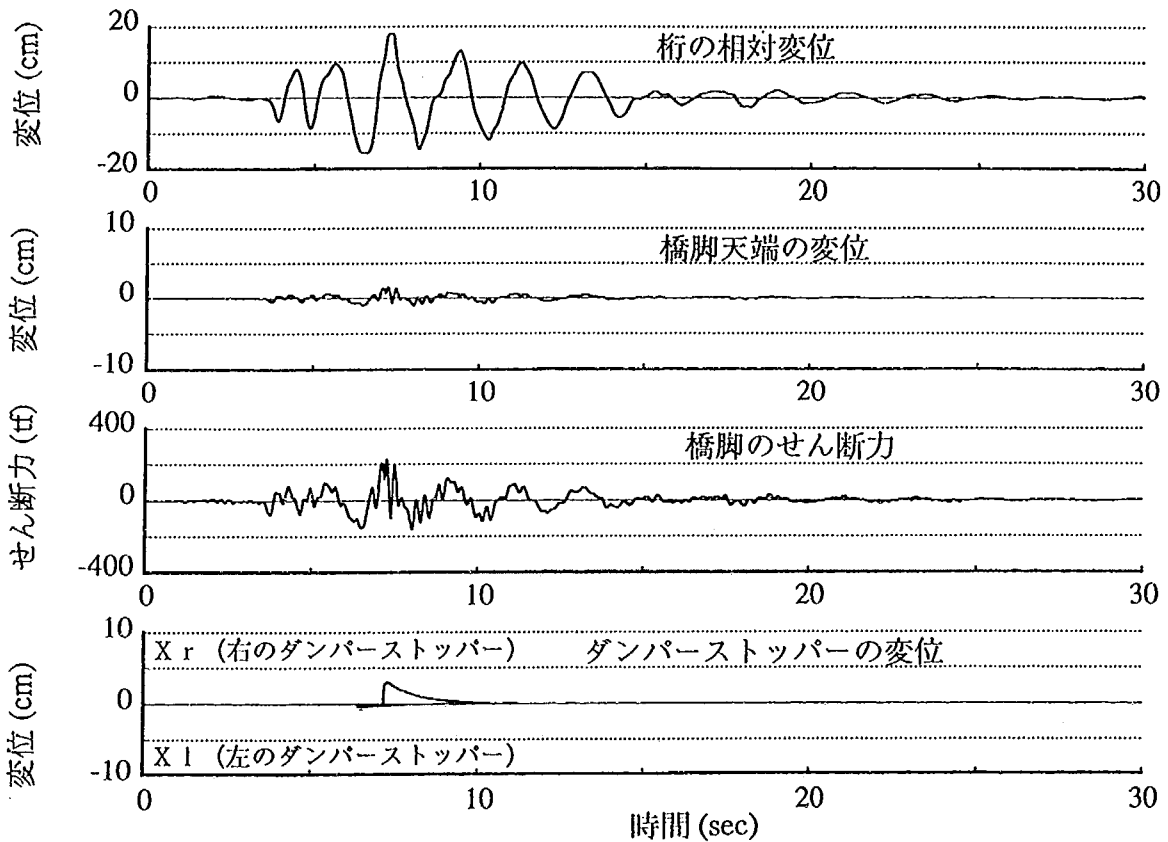


図-参5.4.9 モデル橋の地震応答 (レベル 2 地震動)

3) レベル 3 地震動の場合

橋桁の最大相対変位は 20.0cmに達した。この値はD2に等しい。図-参5.4.10に示すように、橋桁は両側のダンパーストッパーに数回衝突した。橋脚天端の最大変位は5.7cmであり、地震終了後に、3.7cmの塑性残留変位がある。橋脚は図-参5.4.11に示すように塑性段階に達した。

橋脚降伏時天端の変位は約2.0cmである。すなわち、橋脚の塑性応答率は2.9に達した。3.0以上の塑性率を持つように橋脚が設計されていれば、レベル 3 の地震を受けでも、橋脚が上部構造を支持する機能を持つことが分かる。

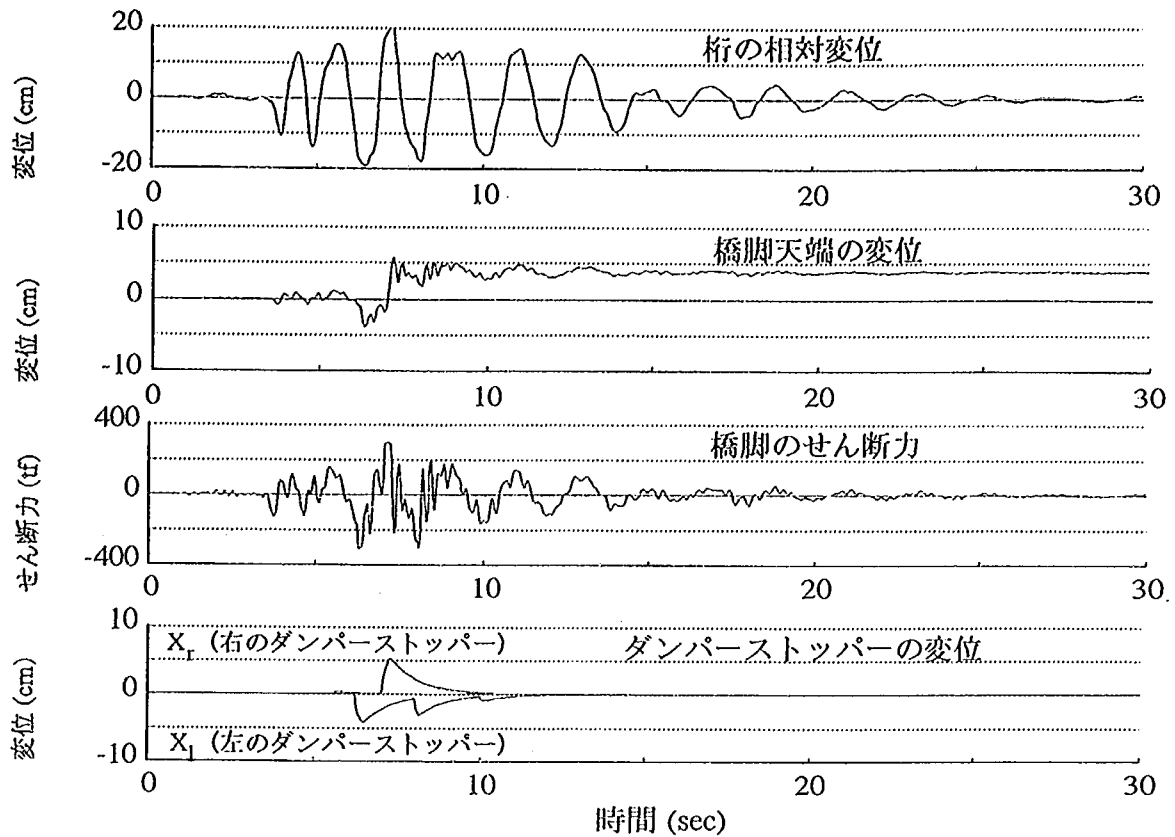


図-参5.4.10 モデル橋の地震応答 (レベル3地震動)

4) α と d の影響

ダンパーストッパーの減衰倍率 α 、ダンパーと橋桁の間の遊間 d のダンパーストッパーの性能への影響をレベル3地震動の地震応答の数値解析によって検討した。橋桁の最大相対変位、橋脚天端の最大変位、橋脚の塑性率及び橋脚の塑性変形による振動エネルギーの吸収量を計算した。

表-参5.4.1は α の影響を示したものである。計算した全てのケースにおいては、 $d=15.0\text{cm}$ である。 α は5から30の間に变化させた。 α の増大によって橋桁の最大相対変位が減少する。 $\alpha=5$ の場合は26.0cm、 $\alpha=30$ の場合は19.4cmの最大相対変位が得られた。大きな減衰係数を持つダンパーストッパーの方がより効果的である。全てのケースにおいて、橋脚が塑性段階に達した。橋脚の最大塑性変形は5.2cmから6.1cmの間にあり、塑性率は2.6から3.1までそれほど変化していない。一方、橋脚の塑性変形により吸収されたエネルギーの量を見てみると、 α の増大により増加することが分かる。大きな塑性エネルギーは橋脚の損傷程度に比例すると考えられる。

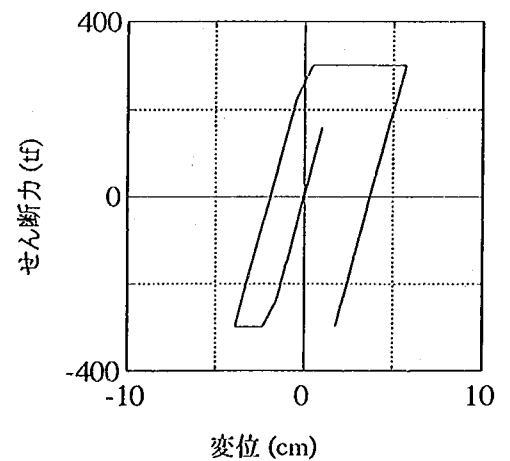


図-参5.4.11 橋脚の履歴曲線 (レベル3地震動)

表-参5.4.1 ダンパーストッパーの減衰倍率 α の影響

α	桁の最大相対変位 (cm)	橋脚天端最大変位 (cm)	橋脚の塑性率	橋脚の塑性変形により吸収 されたエネルギー(tf-cm)
5.0	26.0	5.2	2.6	1881.2
10.0	22.8	6.1	3.1	2726.7
15.0	21.4	6.1	3.0	3018.6
20.0	20.0	5.7	2.9	3477.2
25.0	19.8	5.6	2.8	3683.9
30.0	19.6	5.5	2.7	3844.0

*最大入力加速度：818 gal；ダンパーの遊間 d：15 cm

表-参5.4.2はダンパーストッパーと橋桁の間の遊間 d の影響を示したものである。全ての計算ケースに対して、 α は20とし、d を5から25cmまで変化させて計算した。桁の最大変位は15.0cm から24.6cmまで、橋脚の塑性率は2.3から3.1までに増大した。小さい遊間 d を持つダンパーストッパーは衝突してからより長い有効ストロークをとれるため、より効果的であることが解析結果から分かる。同じく、小さい遊間を持つダンパーストッパーの場合は橋脚の塑性変形により吸収されるエネルギーが大きい。

表-参5.4.2 遊間 d の影響

遊間 d (cm)	桁の最大相対変位 (cm)	橋脚天端最大変位 (cm)	橋脚の塑性率	橋脚の塑性変形により吸収 されたエネルギー(tf-cm)
5.0	15.0	4.6	2.3	5929.3
10.0	18.6	5.5	2.8	4026.7
15.0	20.0	5.7	2.9	3477.1
20.0	24.6	6.2	3.1	2415.2

*最大入力加速度：818 gal；ダンパーの減衰倍率 α ：20

表-参5.4.3および表-5.4.4は遊間 d を5～20 cm の間に、減衰倍率 α を5～30倍の間に变化させて計算した桁の最大相対変位と橋脚の塑性エネルギーを示した。桁の最大相対変位の値は橋脚の塑性エネルギーに概ね反比例することが分かる。すなわち、桁の最大相対変位が大きい場合は、橋脚の塑性エネルギーは小さくなる。

ダンパーストッパーを設計する際、入力地震度の大きさ、橋脚の強度、前述した相対変位値を考慮し、適切な減衰倍率と遊間を設定する必要がある。例えば、本文の計算例では、桁の最大相対変位を20 cm 以下に制限したい場合、ダンパーストッパーの遊間 d と減衰倍率 α を5 cm、10倍；10 cm、15倍；15 cm、20倍などに設計できる。

表-参5.4.3 桁の最大相対変位 (cm)

d \ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	23.8	19.7	18.1	14.9	12.8	13.4
10(cm)	25.2	21.8	19.7	18.6	17.8	17.3
15(cm)	26.0	22.8	21.4	20.0	19.8	19.4
20(cm)	29.2	26.2	25.2	24.6	24.2	23.9
25(cm)	30.5	29.8	29.2	28.9	28.4	28.4

*最大入力加速度：818 gal

表-参5.4.4 橋脚の塑性変形による吸収エネルギー (tf・cm)

d \ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	2136.9	3483.2	4595.6	5929.3	6777.8	7610.7
10(cm)	2481.8	3257.9	3631.6	4026.7	4157.3	4337.3
15(cm)	1881.2	2726.7	3018.5	3477.1	3683.8	3844.0
20(cm)	1078.9	1887.0	2204.3	2415.1	2567.7	2706.5
25(cm)	767.2	879.2	1007.6	1105.3	1176.1	1240.2

*最大入力加速度：818 gal

5.5 E R 流体ダンパー

(1) 検討概要

E R 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。E R 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 E R 流体が開発されるようになってきたことから、主に精密機械工学の分野で実用化されつつある^{1)~4)}。E R 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応用が期待されている。

ここでは、構造物の振動性状に応じて減衰特性を変化させることが可能なバリアブルダンパー⁵⁾への E R 流体の適用性を検討した。E R 効果による減衰力を大きくすることを目的として開発試作した回転型バリアブルダンパー (RERVD) について示すとともに、試作したダンパー単体の载荷実験によりその動的特性を検討した結果を示す。

(2) RERVDによる発生減衰力

図-参5.5.1(a)に示すような回転型のバリアブルダンパーを対象に検討した。回転型としたのは、E R 効果による減衰力を得るのに必要な面積を確保しやすいとともに、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 (図-参5.5.1(b)) ことにより、ダンパー単体の E R 効果による減衰力の可変範囲をさらに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、理想的に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 E R 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。

$$T = T_v + T_E \quad (\text{参5.5.1})$$

$$T_v = \frac{\pi \cdot \omega}{2h} \eta \cdot (R_2^4 - R_1^4) \quad (\text{参5.5.2})$$

$$T_E = R_m \cdot S \cdot \tau_v(E) \quad (\text{参5.5.3})$$

$$R_m = \frac{2(R_2^3 - R_1^3)}{3(R_2^2 - R_1^2)} \quad (\text{参5.5.4})$$

ここで、 ω ：角振動数(1/sec)、 h ：電極間距離(m)、 η ：E R 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(m²)、 $\tau_v(E)$ ：E R 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。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、载荷速度および载荷変位に依存せず、印加電圧強度Eのみで制御される。

ER効果によるせん断応力度 $\tau_v(E)$ は、印加電圧強度の関数として一般に次式で表すことができる。

$$\tau_v(E) = \alpha \cdot E^\beta \quad (\text{参5.5.5})$$

ここで、 α 、 β は、ER流体及び電極形状等に応じて与えられる定数である。

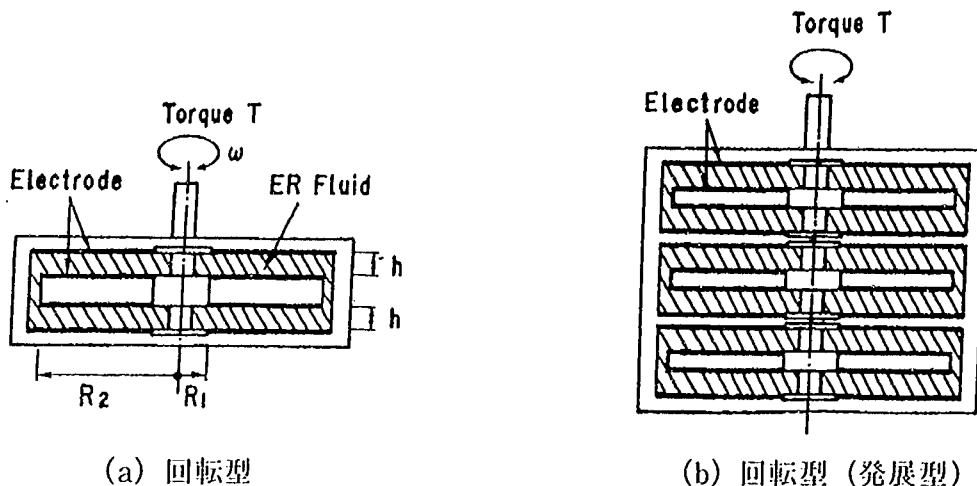


図-参5.5.1 RERVD

(3) RERVDの特性

1) 小型模型の概要

RERVDの実用性を検討するために、写真-参5.5.1に示すような小型モデルを試作した。設計では、ER効果による減衰トルクは最大で500N・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、ER流体に電圧を印加する電極板の外半径および内半径は、それぞれ、9cmおよび3.7cmとした。電極板の全面積は422.9cm²、電極間距離は2mmとした。ER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を用いた。なお、本ER流体の初期粘度は、0.15Pa・sec、2kV/mm時の τ_v は660Paである。電極間に印加する電圧としては、DC 0～10kVとした。

2) RERVDの動的特性

試作したRERVDの小型模型の载荷実験を行い、その動的特性を検討した。実験では、RERVDの回転軸に直流モーターを取り付け、モーターにより一定速度の回転を与えた。図-参5.5.2は、印加負荷電圧を0kVおよび6kVとした場合にRERVDによる減衰トルクの発生状況を示したものである。ここでは、载荷回転数を50rpmとした場合について示している。印加電圧が0kVの場合の減衰トルクは12.8N・cmであり、これは粘性減衰トルクである。減衰トルクは、時間によらずほぼ一定で安定している。なお、一定のところわずかに振動しているが、これは直流モーターとRERVDの中心軸の微少なずれによるものと考えられる。電圧を6kVにすると、減衰トルクは445N・cmになり、この増加分がER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、载荷に対する安定性はよい。

図-参5.5.3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-参5.5.4は、载荷回転数が50rpmおよび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、上記の式(参5.5.1)による計算値も示している。ここで、式(参5.5.5)に示したせん断応力度の算定に用いる定数としては、実験から求めた $\alpha = 2.82 \times 10^{-3}$ および $\beta = 1.6$ を用いた。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500N・cmまで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载荷回転数の影響はほとんどなく、計算式とよく一致する。

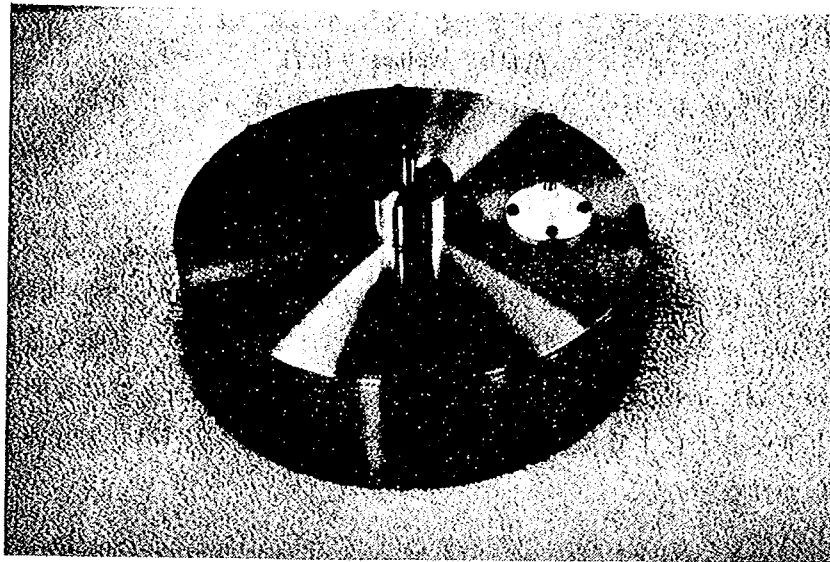
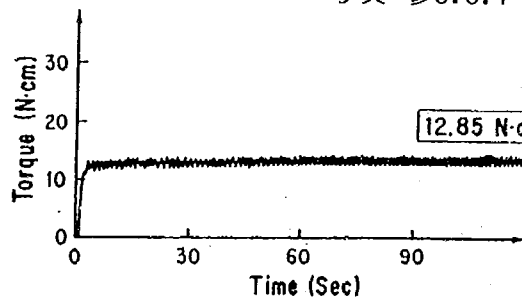
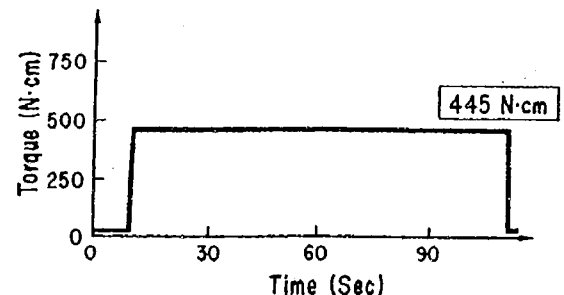


写真-参5.5.1 試作したRERV D



(a) 印加電圧 0 kV



(b) 印加電圧 6 kV

図-参5.5.2 RERV Dによる減衰トルク (回転数50rpm)

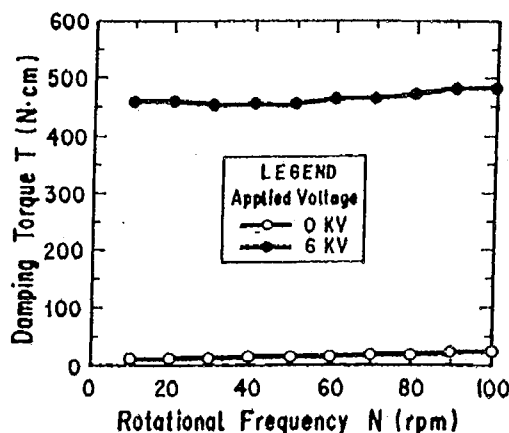


図-参5.5.3 RERV Dの減衰トルクの回転数依存性

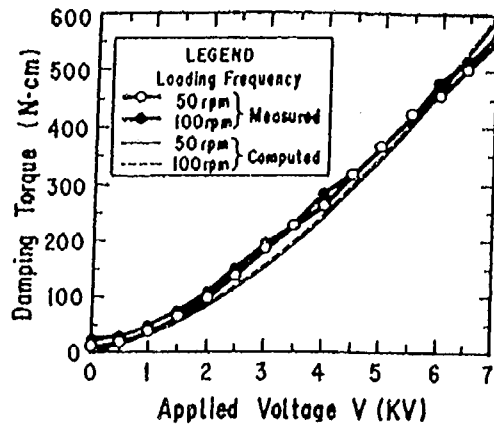


図-参5.5.4 R E R V D の減衰トルクの印加電圧依存性

(4) まとめ

E R 流体を用いたバリアブルダンパーの実用可能性を検討するために、回転型のバリアブルダンパーの小型モデルを開発試作し、模型単体の載荷実験によりその動的特性を示した。開発したRERVD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500N・cmまで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。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 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
- 3) Ushijima, T, Takano, K. and Noguchi, T. : Rheological Characteristics of ER Fluids and their Application to Anti Vibration Devices with Control Mechanism for Automobiles, SAE paper #881787, 1988
- 4) Duclos, T., G. : Design of Devices Using Electrorheological Fluids, SAE Technical Paper #881134, 1988
- 5) Kawashima, K. and Unjoh, S. : Seismic Response Control of Bridges by Variable Dampers, J. of Structural Engineering, Vol.120, No.9, ASCE, Sep. 1994

(1) 検討概要

不等径間のP C斜張橋では、側径間側のアップリフト対策のための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。このような場合に、コンクリートの代わりにT L Dを設置すれば、アップリフト対策だけでなく地震時における制震効果も期待できる。ここでは、P C斜張橋の側径間にT L Dを設置した場合の制震効果について、縮小模型による振動台実験により検討した結果について示す。

(2) P C斜張橋模型の振動台実験

1) 実験概要

T L Dによる制震効果を確認するため、振動台実験を実施した。対象としたのは、中央径間400mのP C斜張橋で、半分のスパンをモデル化したものである。自由振動実験、スウィープ実験ならびに地震波加振実験からT L Dによる制震効果を確認するとともに、解析結果と比較することにより、応答スペクトル法と時刻歴解析法を用いた動的解析法の妥当性について検討した。

振動台実験は図-参5.6.1に示すように、P C斜張橋模型の主桁の端部にT L Dの水槽を載せ、制震対象モードに同調するように水を入れた場合と水を入れない場合とで応答を比較した。実験では、図に示すように、主桁の絶対変位と加速度、主塔の加速度、振動台の変位と加速度を測定した。

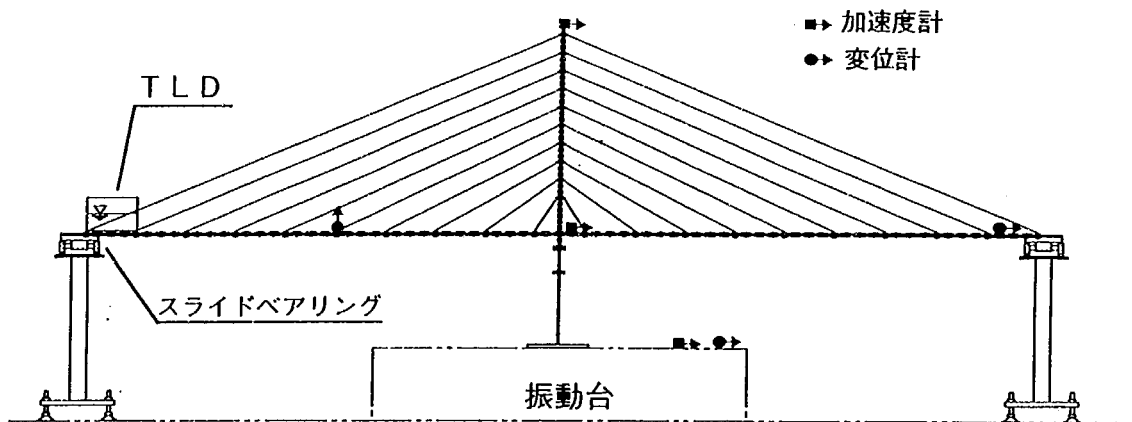


図-参5.6.1 振動台実験の概要

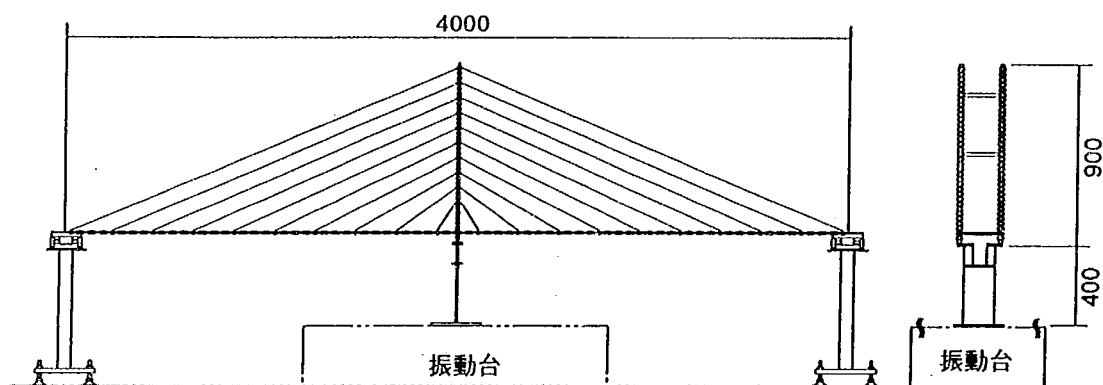
2) P C斜張橋模型および水槽

P C斜張橋模型は、スパン長400mの3径間連続P C斜張橋の1/100模型であり、対称性により半橋をモデル化したものである。この模型は、主塔側の斜材定着部の位置を変えることにより、セミハープ形式とセミファン形式の斜張橋にすることができる。

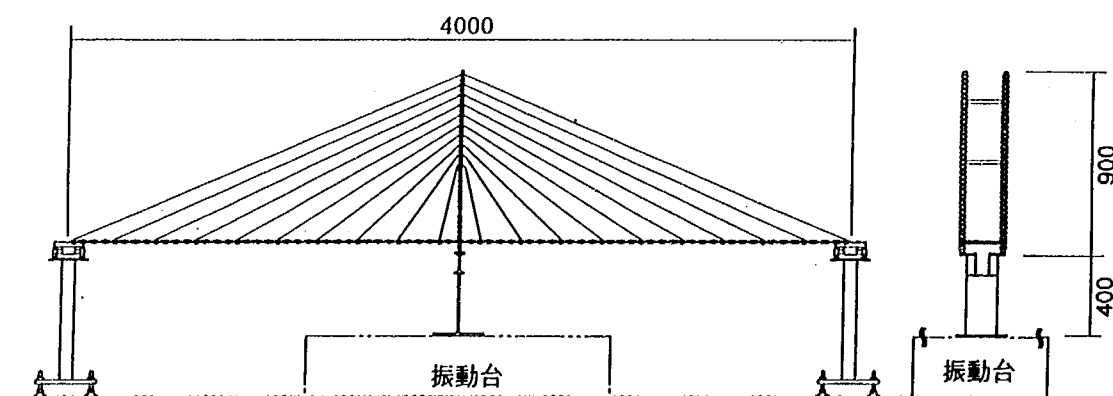
主桁はアルミ製、主塔・橋脚は鋼製で、面内の曲げ剛性がモデル橋に相似するように設計されている。不足する重量は、鋼製の付加マスにより補った。

主桁の端部は、スライドベアリングで支持されており、橋軸方向にスムーズに動くことができる。また、主塔基部において主桁は橋軸方向に拘束されておらず、いわゆるフローティング形式となっている。P C斜張橋模型を、図-参5.6.2と写真-参5.6.1に示す。

T L D水槽は斜張橋模型の主桁の端部にに取り付けた。斜張橋模型の主桁に載せた水槽の振動方向の長さは、セミハープ形式用の水槽では20cm、セミファン形式用の水槽では30cmである。両方の水槽とも幅5cmの水槽を3基合わせた構造である（総幅員15cm）。水槽には、スロッシングの減衰を付加する機構としてネット（ $\phi 0.32\text{mm}$ ，開口率50%）が最大9枚取り付けられるようになっている。水槽の設置状況を写真-参5.6.2に示す。



(a) セミハープ形式



(b) セミファン形式

(単位：mm)

図-参5.6.2 P C斜張橋模型の一般図

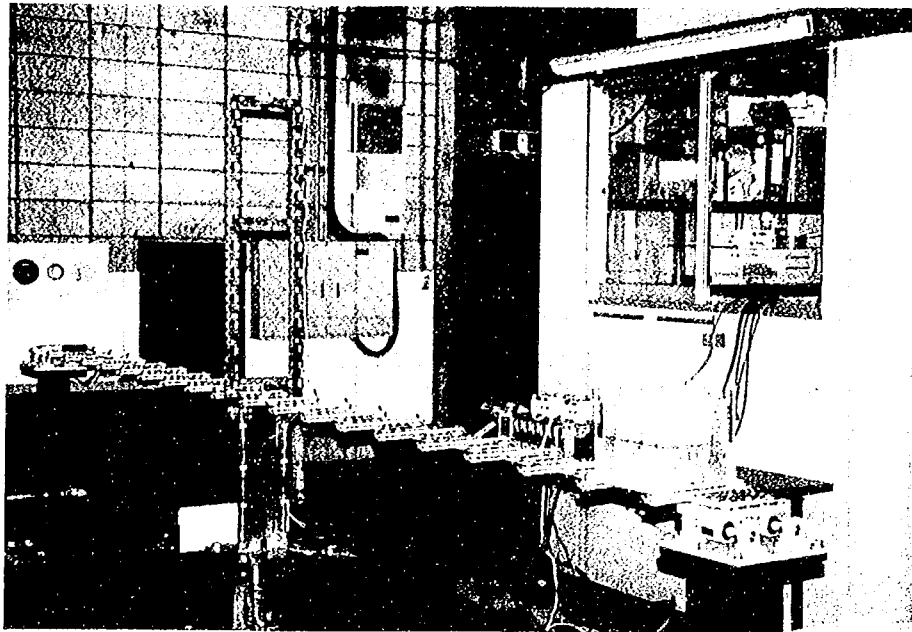


写真-参5.6.1 斜張橋模型

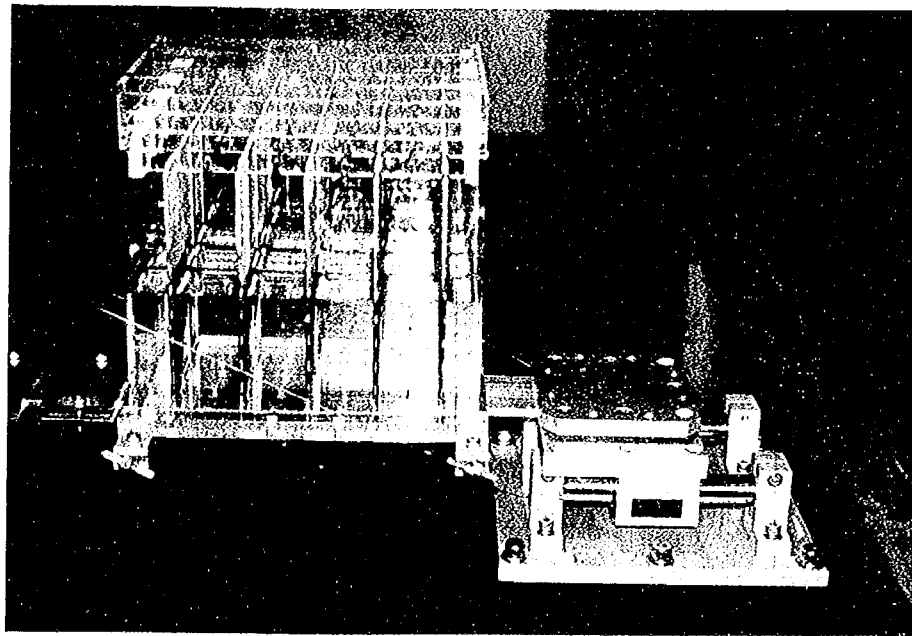


写真-参5.6.2 T L D設置状況

3) 実験ケース

実験ケースを表-参5.6.1に示す。加振方法は、自由振動実験、スワイプ加振実験、地震波加振実験の3種類とした。

表-参5.6.1 実験ケース

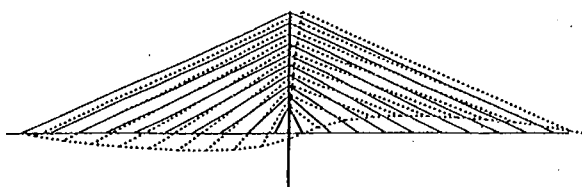
斜材形式	水槽の数	ネット枚数
セミハープ形式	0	—
	1	2
		5
		9
	3	2
		5
		9
セミファン形式	0	—
	1	2
		5
		9
	2	2
		5
		9

4) 斜張橋模型の固有振動特性

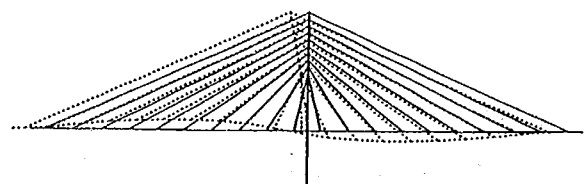
実験に用いたP C斜張橋模型の制震対象モード（1次モード）の固有振動特性を，実験と固有値解析から求めた結果を表-参5.6.2に示す．また，固有値解析から得られた1次モードの振動モード図を図-参5.6.3に示す．これらによれば，解析モデルがほぼ妥当であるといえる．

表-参5.6.2 斜張橋模型の固有振動特性

	固有振動数 (実験値) (解析値)		減衰定数 (実験値)	有効質量 (解析値)
セミハープ形式	1.73Hz	1.70Hz	0.0341 (加振振幅5mm) 0.0280 (加振振幅10mm) 0.0247 (加振振幅15mm)	29.06kg
セミファン形式	1.33Hz	1.32Hz	0.0326 (加振振幅10mm) 0.0309 (加振振幅15mm) 0.0241 (加振振幅20mm)	22.79kg



(a) セミハープ形式 (f=1.70Hz)



(b) セミファン形式 (f=1.32Hz)

図-参5.6.3 解析による振動モード

5) 実験に用いた T L D の特性

T L D の水深は、斜張橋の固有振動数に同調するように設定した。セミハープ形式では水深 6.0cm、セミファン形式では 8.0cm であった。この場合、1 次モードに対する有効質量比は表-参5.6.3 のようになる。

上記の水深にした場合の T L D の減衰定数をスイープ加振で得られた共振曲線から求めた結果を表-参5.6.4 に示す。T L D の減衰定数は、振動振幅に依存する非線形性を有するが、ここでは加振振幅 3mm の場合を示している。また、T L D に対する最適減衰定数を算定した結果を表-参5.6.5 に示す。

表-参5.6.3 T L D の有効質量比

	水槽の数	有効質量	有効質量比
セミハープ形式	1	0.382kg	1.31%
	3	1.147kg	3.95%
セミファン形式	1	0.790kg	3.46%
	2	1.580kg	6.93%

表-参5.6.4 T L D の減衰定数 (加振振幅 3mm)

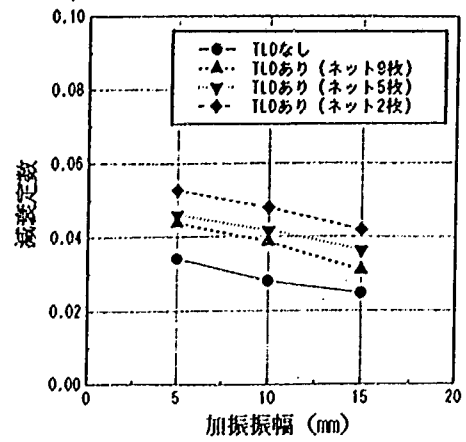
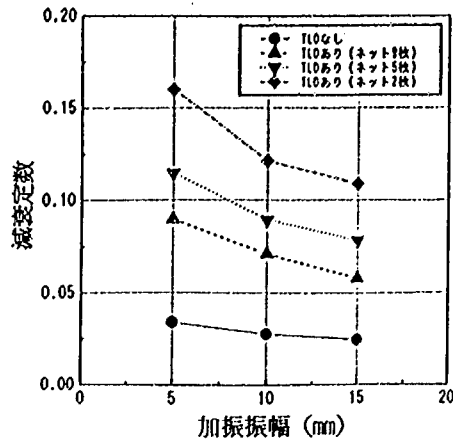
ネット枚数	2 枚	5 枚	9 枚
T L D の減衰定数	0.08	0.12	0.19

表-参5.6.5 T L D の最適減衰定数

	水槽の数	最適減衰定数
セミハープ形式	1	0.069
	3	0.115
セミファン形式	1	0.108
	2	0.145

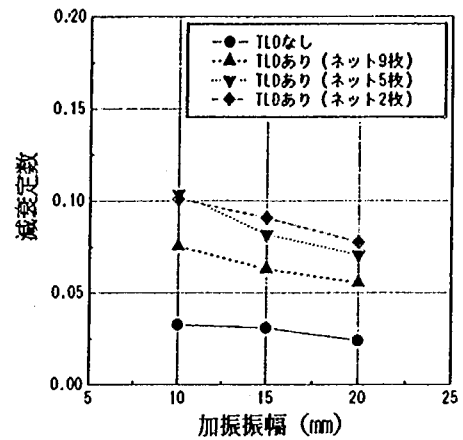
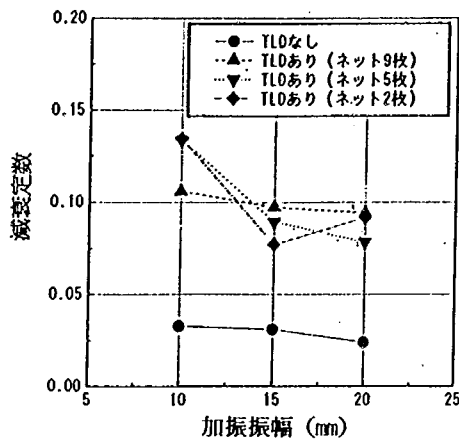
6) 自由振動実験による T L D の効果

T L D を斜張橋模型の主桁端部に載せた場合と載せない場合とで、1 次モードの自由振動実験を行い減衰定数を測定した。横軸に加振振幅をとった場合の減衰定数を図-参5.6.4 に示す。T L D を載せない場合の減衰定数は、セミハープ形式で 2.47%、セミファン形式で 3.09% (加振振幅 15mm) であった。T L D を載せた場合の減衰定数は、加振振幅やネットの枚数に依存するものの、有効質量比が 3% 以上であれば、おおむね 10% 程度の減衰定数が得られており、制震効果が期待できる。



(a) セミハープ形式 (TLDの有効質量比3.95%)

(b) セミハープ形式 (TLDの有効質量比1.31%)



(c) セミファン形式 (TLDの有効質量比6.93%)

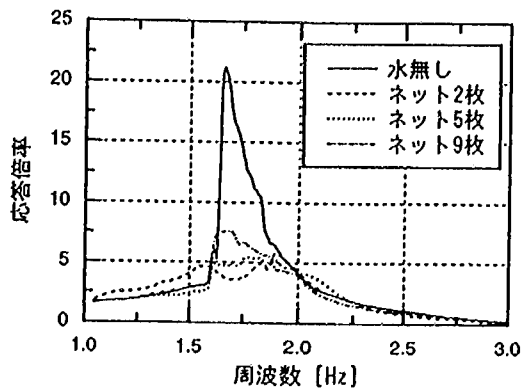
(d) セミファン形式 (TLDの有効質量比3.46%)

図-参5.6.4 自由振動実験から求めたTLD-斜張橋系の減衰定数

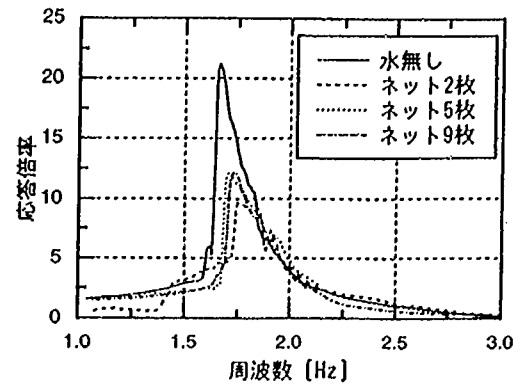
7) スイープ加振実験

TLDを斜張橋模型の主桁端部に載せた場合と載せない場合とで、スイープ加振実験を行い、主桁変位の振動台変位に対する共振曲線を求めた。得られた共振曲線を図-参5.6.5に示す。図より、TLDが無い場合に20倍程度であった応答倍率が、TLDを設置することによって大幅に低減されていることがわかる。

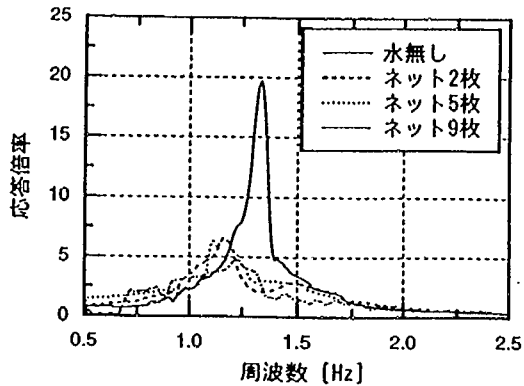
また、応答倍率が小さく、かつピークを1つしか持たない場合のネットの枚数を読みとるとセミハープ形式の有効質量比3.95%では5枚、1.31%では2枚、セミファン形式の有効質量比6.93%では9枚、3.46%では5枚となる。これは、表-参5.6.5に示した最適減衰定数とはほぼ一致している。ネットの枚数がこれらより少ない場合には共振曲線のピークが2つ現れて2自由度に近くなり、逆に多い場合には応答倍率が大きくなっていずれの場合にも制震効果が損なわれてしまうことがわかる。



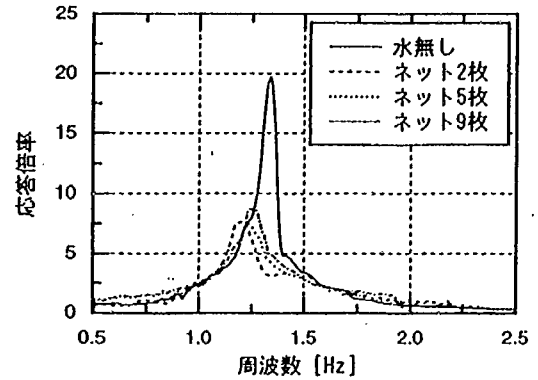
(a) セミハープ形式 (TLDの有効質量比3.95%)



(b) セミハープ形式 (TLDの有効質量比1.31%)



(c) セミファン形式 (TLDの有効質量比6.93%)

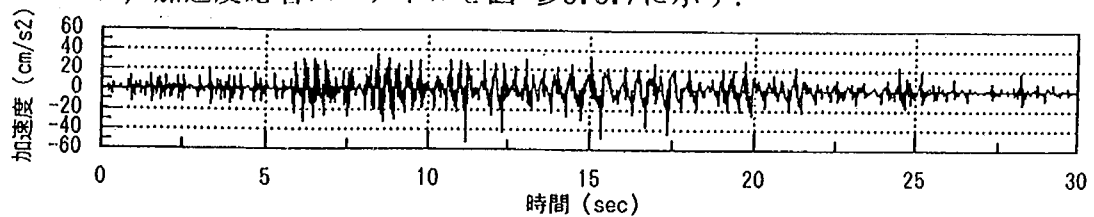


(d) セミファン形式 (TLDの有効質量比3.46%)

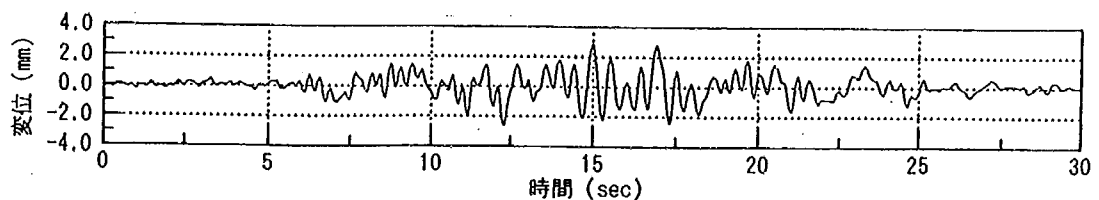
図-参5.6.5 主桁変位の共振曲線

8) 地震波加振実験

地震波加振実験では、釧路気象台の地震波形を用いた。実験に用いた振動台実験装置が変位制御であるため、釧路気象台の加速度波形を2回積分して変位波形にしてから入力した。本来ならば、模型の縮尺が1/100であるため、振動台実験での時間軸は実時間を1/10にしたものでなければならない。しかし、今回の実験では、TLDの制震効果がわかりやすいように模型を加振するという目的から、地震波を実時間で入力し、最大変位振幅を3mmにした。入力した変位波形および加速度波形を図-参5.6.6に、加速度応答スペクトルを図-参5.6.7に示す。



(a) 加速度波形



(b) 変位波形

図-参5.6.6 入力した波形

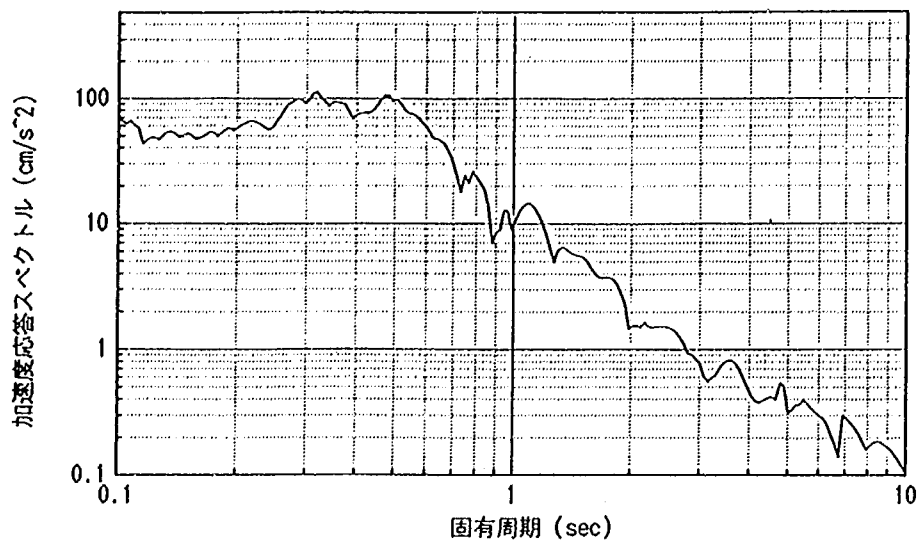
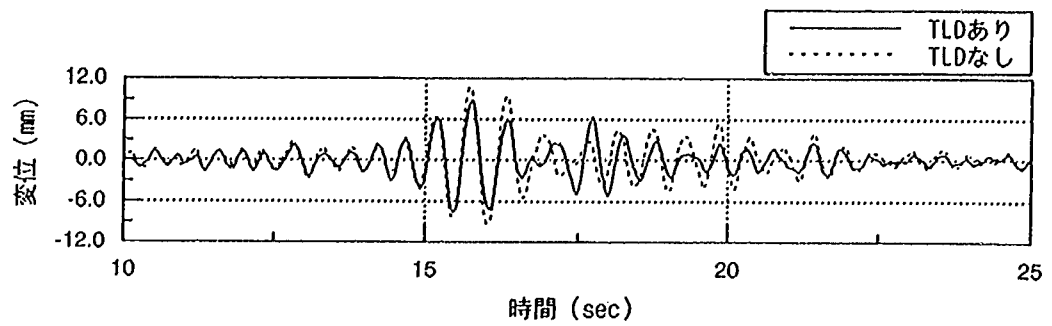
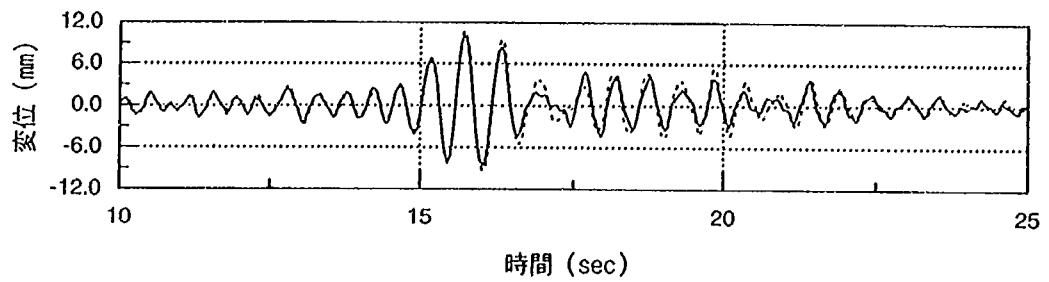


図-参5.6.7 加速度応答スペクトル

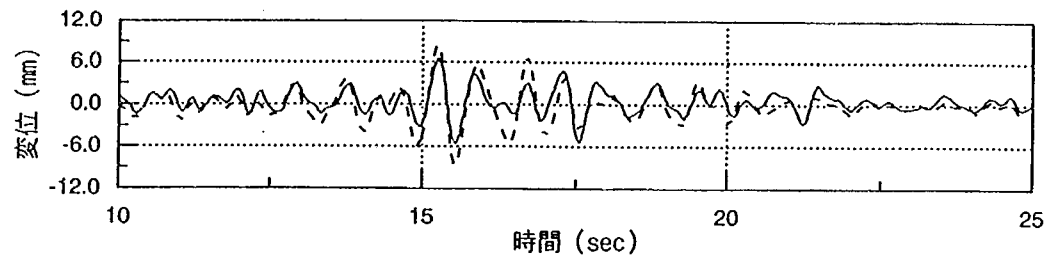
地震波加振実験によって得られた主桁の相対変位波形を図-参5.6.8に示す。また、TLDを載せた場合の、TLDを載せない場合に対する主桁の最大相対変位の低減率を表-参5.6.8に示す。これらの図および表から、セミハープ形式にTLDを1槽載せた場合（有効質量比1.31%）には制震効果が少ないが、有効質量比が3%を越えているケースでは制震効果が確認できる。



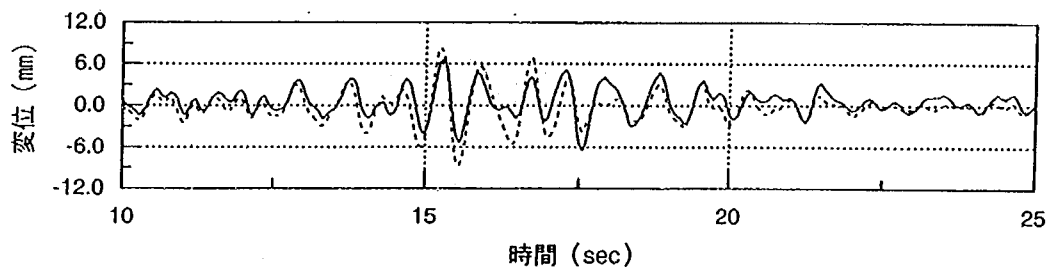
セミハーブ形式 (有効質量比3.95%, ネット5枚)



セミハーブ形式 (有効質量比1.31%, ネット2枚)



セミファン形式 (有効質量比6.93%, ネット9枚)



セミファン形式 (有効質量比3.46%, ネット5枚)

図-参5.6.8 主桁の相対変位波形

表-参5.6.6 主桁の最大相対変位の低減率

(a) セミハープ形式

水槽の数	有効質量比	ネットの枚数	低減率*
1	1.31%	2	0.943
		5	0.955
		9	0.988
3	3.95%	2	0.791
		5	0.833
		9	0.815

*TLD無しの場合を1とした値

(b) セミファン形式

水槽の数	有効質量比	ネットの枚数	低減率*
1	3.46%	2	0.774
		5	0.812
		2	0.841
2	6.93%	9	0.768
		5	0.743
		9	0.696

*TLD無しの場合を1とした値

9) 2自由度モデルを用いたシミュレーション

斜張橋模型とTLDをそれぞれの1次モードに注目して2自由度モデルで表現し、実験結果に対するシミュレーションを行った。なお、TLDはTMDとしてモデル化した。図-参5.6.9に2自由度モデルを用いたシミュレーションのフローを示す。

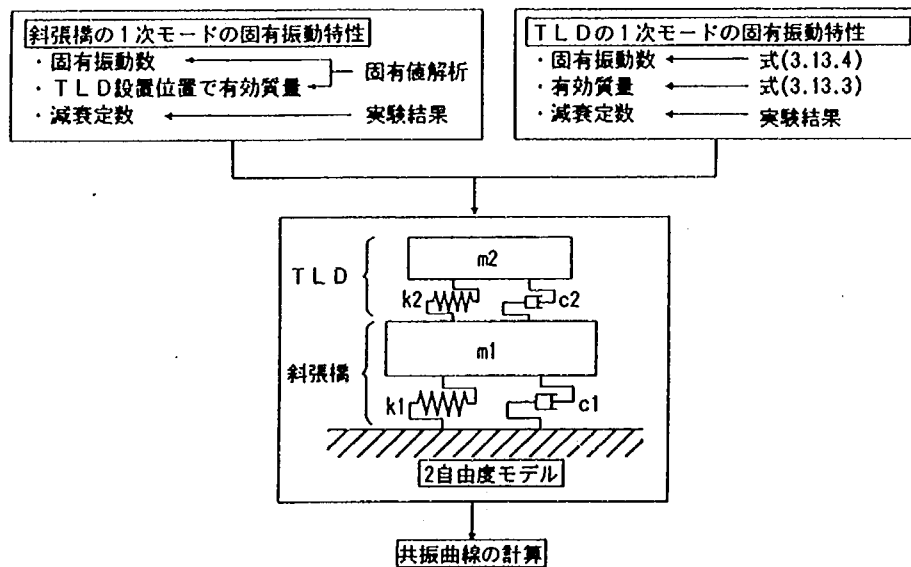
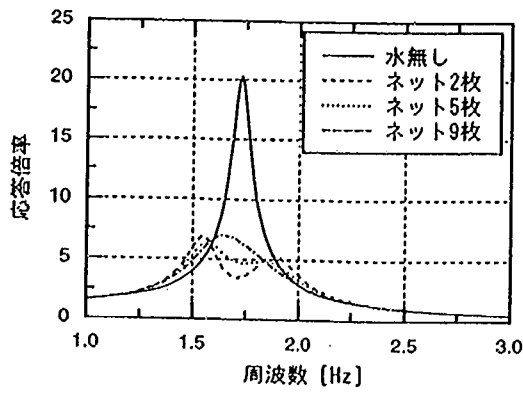


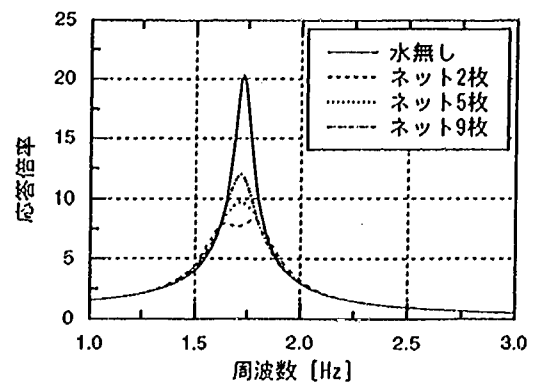
図-参5.6.9 2自由度モデルを用いたシミュレーション・フロー

図-参5.6.9のフローに従って行った各実験ケースに対応する共振曲線の解析結果を図-参5.6.10に示す。斜張橋模型とTLDの固有振動特性は表-参5.6.2～表-参5.6.4に示した値を用いた。

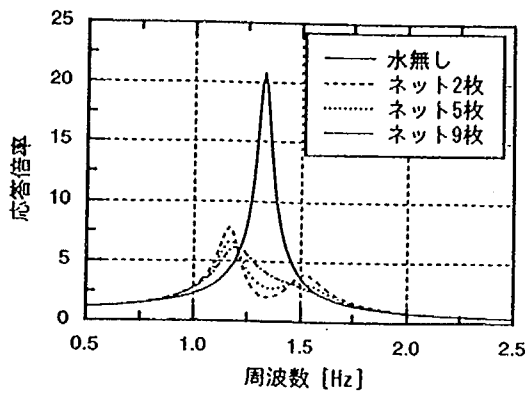
シミュレーションの結果は図-参5.6.5の実験結果とほぼ一致しており、2自由度モデルを用いたシミュレーションで、TLDを設置した場合の斜張橋の応答特性を予測できることが分かった。



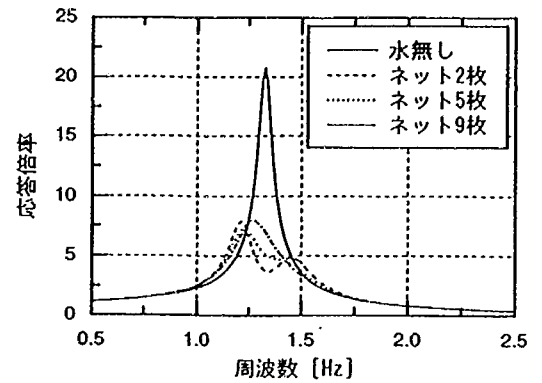
(a) セミハーブ形式 (TLDの有効質量比3.95%)
セミハーブ形式 (TLDの有効質量比3.95%)



(a) セミハーブ形式 (TLDの有効質量比1.31%)
セミハーブ形式 (TLDの有効質量比1.31%)



(c) セミファン形式 (TLDの有効質量比6.93%)



(d) セミファン形式 (TLDの有効質量比3.46%)

図-参5.6.10 主桁変位の共振曲線 (解析結果)

参考資料— 6 施工時制震に関する検討例

6.1 検討概要

長大PC斜張橋の施工方法としては、張出し架設工法が一般的に用いられている。この工法はPC斜張橋の構造形式を有効に利用しており、また、桁下空間の条件に制約されないことから長大支間の場合に適した工法である。しかしながら、主桁架設中は単一の主塔・橋脚のみによって支持された安定性の劣る構造であることから、施工中の地震に対して対策が必要となる場合がある。特に、完成時においてダンパー等により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よりクリティカルとなることから、施工時の制震対策が必要となる。

ここでは、モデル橋梁の橋軸方向地震時を対象とし、

- ①張出し施工中の振動特性および耐震性
- ②アクティブ・マス・ダンパー（以下、AMD）の適用性
- ③可変剛性型制震システム（以下、AVS）の適用性

に関するシミュレーション解析および模型制震実験による検討例を示す。

6.2 モデル橋梁および検討に用いた地震入力

検討に用いたモデル橋梁を図-参6.2.1に示す。モデル橋梁は、中央支間400mの3径間連続P C斜張橋とし、主桁支持形式をフローティング形式とした。

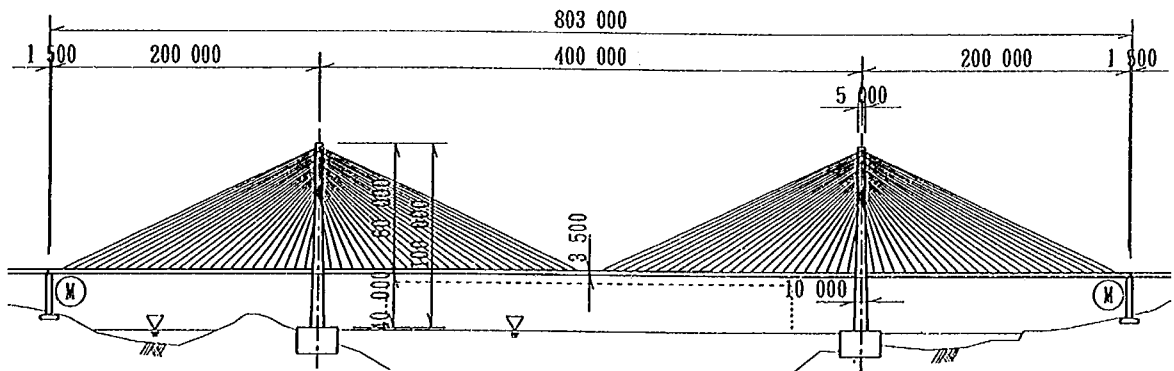


図-参6.2.1 検討モデルP C斜張橋

張出し架設工法による施工概要を図-参6.2.2に示す。施工中は主桁と橋脚を仮固定するものとし、架設機材重量として主桁先端の移動式作業車140tf、主塔頂部のタワークレーン80tfを考慮した。また、解析における減衰定数は1.0%とした。

解析および実験に用いる地震入力には、道路橋示方書に規定される震度法レベルの加速度応答スペクトルおよび標準入力波を用いた。施工時の耐震性およびAMD、AVSの適用性の検討にはI種地盤用標準加速度応答スペクトルおよび標準波の振幅をそれぞれ1/2に低減したものを、模型制震実験にはI種およびIII種地盤用標準波の最大加速度および時間軸を調整したものを使用した。図-6.2.3に検討に用いた地震入力を示す。

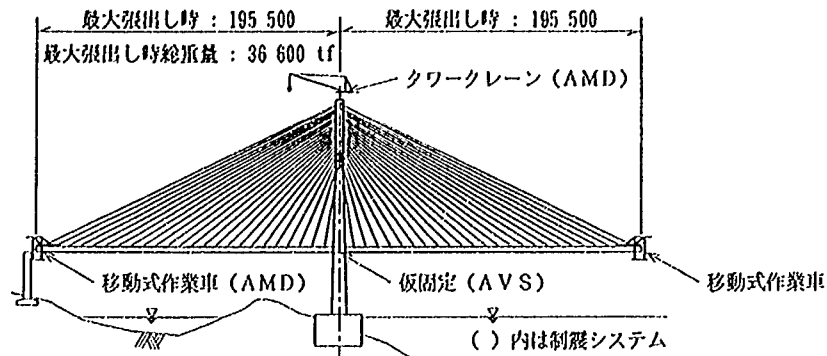
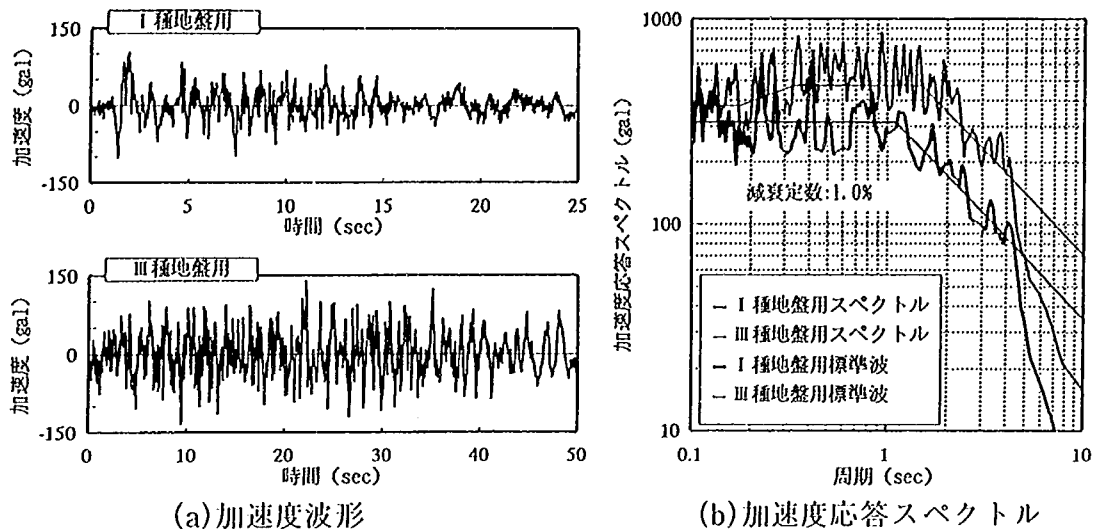


図-参6.2.2 張出し架設工法の概要



(a) 加速度波形

(b) 加速度応答スペクトル

図-参6.2.3 検討用地震入力

6.3 張出し施工時の振動特性および耐震性

張出し施工時の振動特性および耐震性について、張出し率25～100%の範囲で、固有振動解析および応答スペクトル法による動的解析により検討した結果を示す。

張出し率50%および100%に対する振動モードを図-参6.3.1に、張出し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-参6.3.2に示す。固有周期は張出し進捗に伴い長周期化するが、増加率は高次モードほど小さく、張出し率25%と100%で比較すると1次モードで約3倍、3次モードで1.5倍となる。有効質量率は、張出し率25%程度では1次および3次、50%付近では2次、75%を越えると3次モードが大きくなり、張出し進捗に伴い卓越モードも順次変化している。

張出し進捗に伴う地震時応答断面力の変化として、主塔および橋脚基部における最大曲げモーメントを図-参6.3.3に示す。主塔基部の最大曲げモーメントは1次モードが支配的であり、張出し進捗に伴い応答値が低下している。一方、橋脚基部の最大曲げモーメントは張出し進捗に伴い増加する傾向にあるが、応答値に対して支配的な振動モードは張出し率により異なり、有効質量率が卓越する振動モードと一致する。図中に、完成時の応答断面力を付記する。橋脚基部の最大曲げモーメントは、張出し率100%付近で完成時の最大曲げモーメントとほぼ同一となる。よって、完成時に高減衰化が図られ地震応答が低減した場合、施工時にも同程度の制震レベルが必要になる。

張出し進捗に伴う地震時応答変位の変化として、各振動モードに対する主塔頂部の最大水平変位および主桁先端の最大鉛直変位を図-参6.3.4に示す。張出し率50%以下では主塔頂部の最大水平変

位が主桁先端の最大鉛直変位に比べて大きい傾向にあるが、張出し率50%を越えると逆に主桁先端の最大鉛直変位が大きくなる。

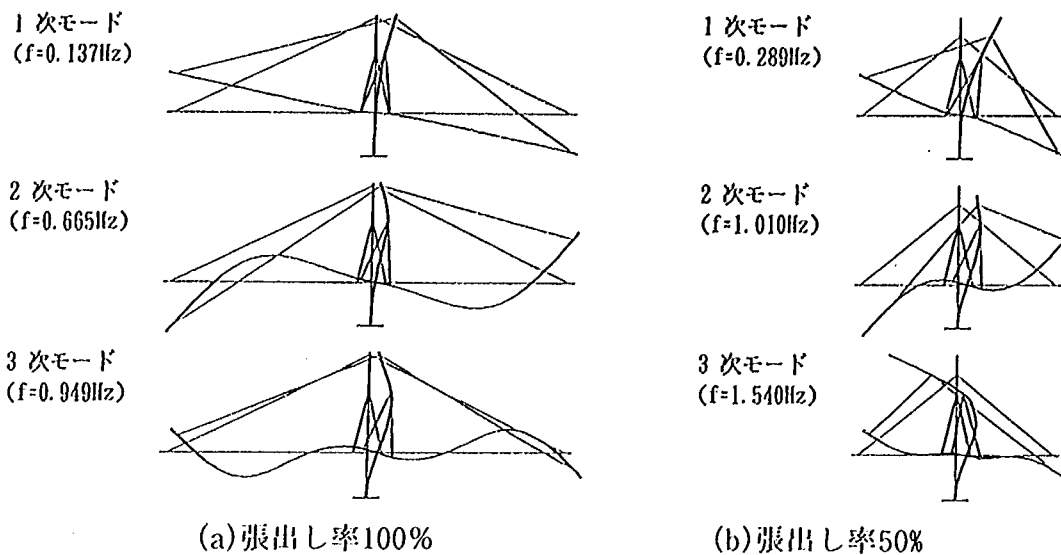


図-参6.3.1 橋軸方向振動モード

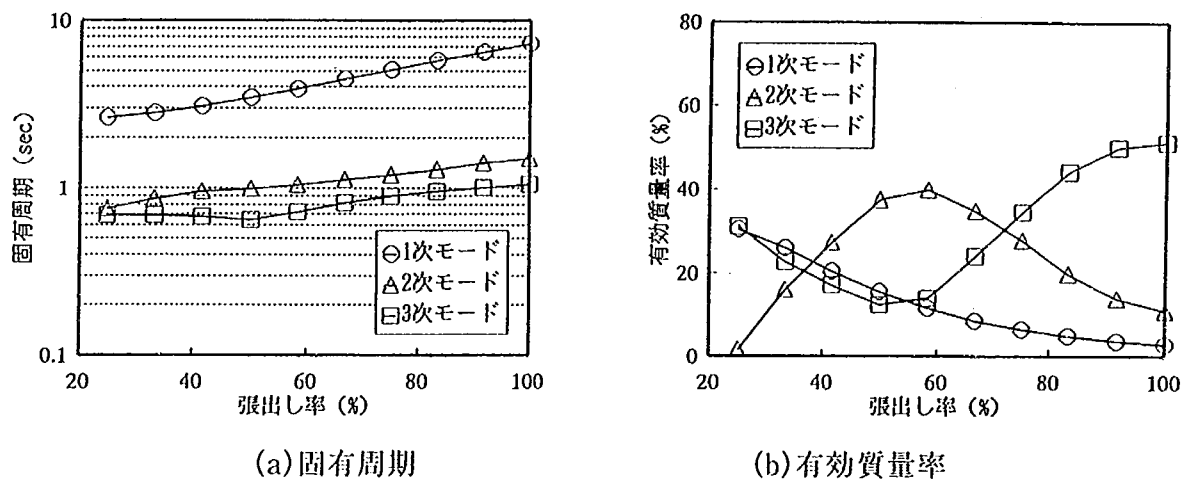


図-参6.3.2 施工時における固有振動特性の変化

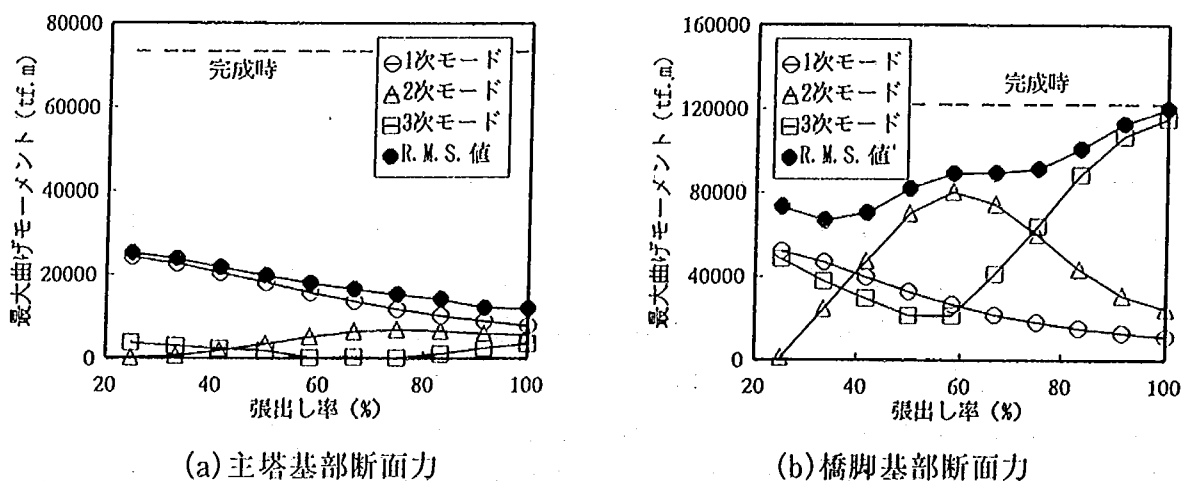
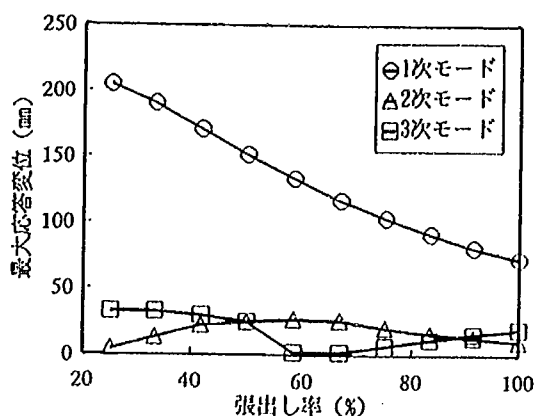
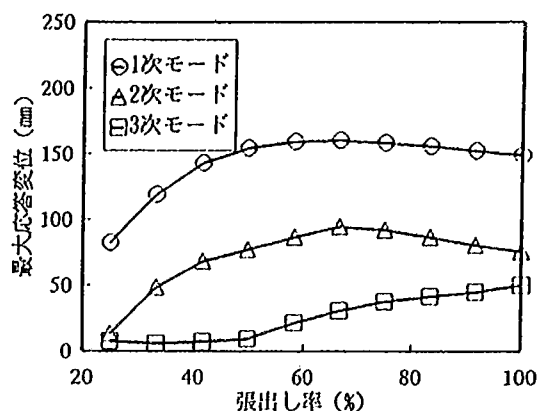


図-参6.3.3 施工時における応答断面力の変化



(a)主塔頂部水平変位



(b)主桁先端鉛直変位

図-参6.3.4 施工時における応答変位の変化

6.4 AMDの適用性の検討

(1) シミュレーション解析による設置位置の検討

制震システムとしてAMDを選定し、設置位置および制御力作用方向をシミュレーション解析により検討した結果を示す。検討は張出し率100%を対象とし、図-参6.4.1に示すように、AMDが主塔頂部で水平方向に作動するケースおよび主桁先端で鉛直方向に作動するケースを検討した。AMDの制御には、設置位置の速度応答から制御力を算定する直接速度フィードバック法を用い、最大制御力が350tf程度（橋体総重量の1%程度）になるようにゲインを調整した。制御は、橋脚基部の断面力に対して支配的な3次モードを対象とした。

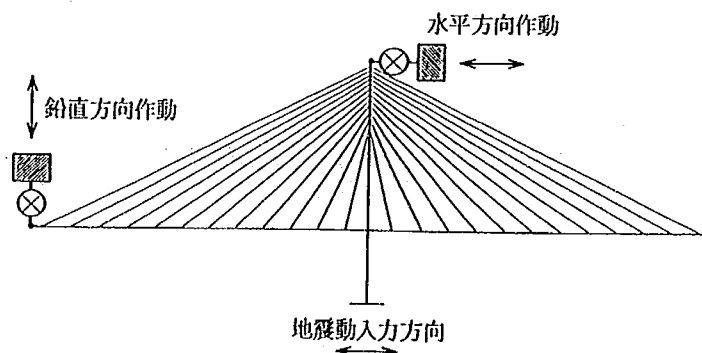
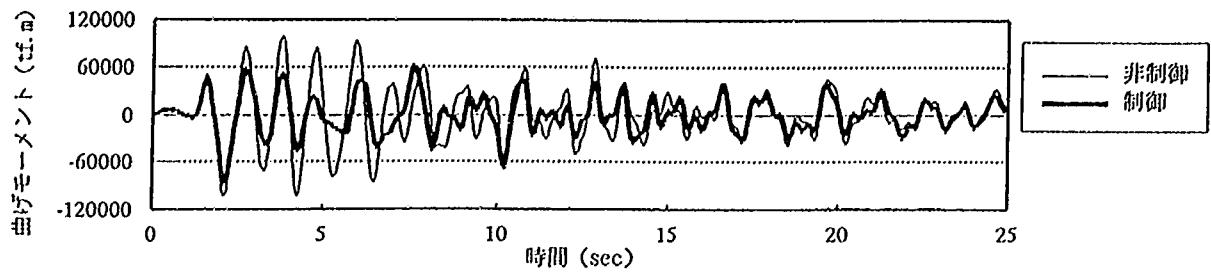
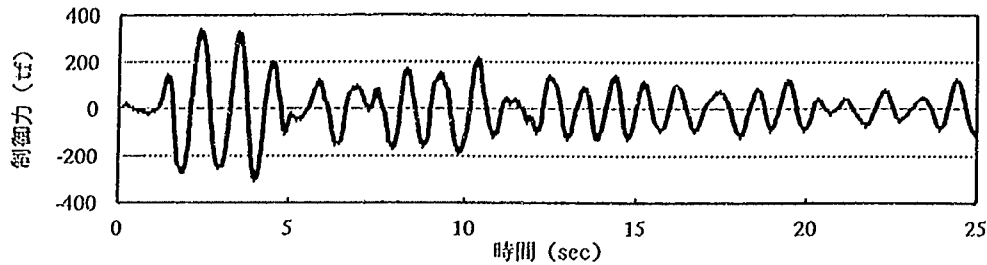


図-参6.4.1 AMDの設置位置および作動方向

図-参6.4.2および図-参6.4.3に主塔頂部にAMDを設置した場合および主桁先端にAMDを設置した場合における橋脚基部の応答曲げモーメント、AMDの制御力を示す。主塔頂部に設置した場合には、橋脚基部の最大曲げモーメントは15%程度減少している。一方、主桁先端に設置した場合には橋脚基部の最大曲げモーメントは35%程度低減しており、主塔頂部にAMDを設置した場合に比べて制御効率が良い結果となる。これは、図-参6.3.4に示したように、張出し率100%では主桁先端の鉛直応答変位が主塔頂部の水平応答変位より大きいことから、同程度の制御力でも主桁先端で鉛直方向に作動する方が制御効果が高いためである。

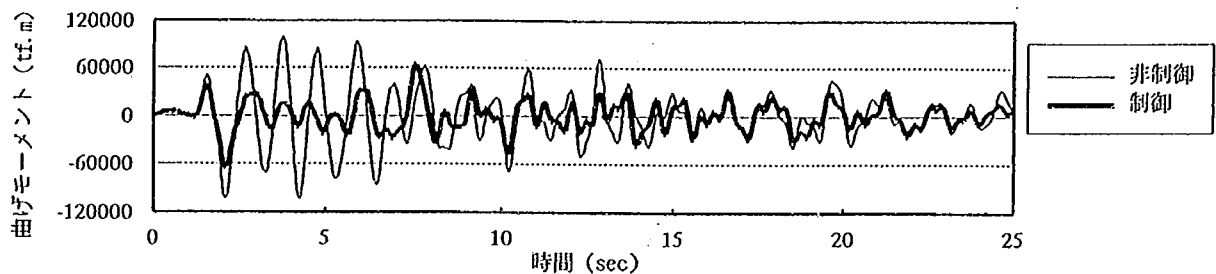


(a) 橋脚基部曲げモーメント

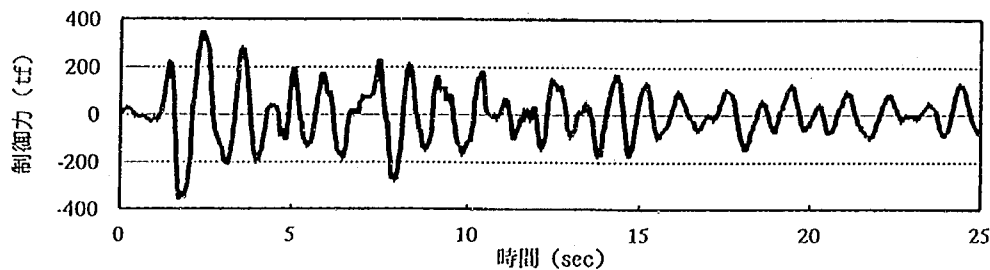


(b) AMD制御力

図-参6.4.2 AMDを主塔頂部に設置した場合



(a) 橋脚基部曲げモーメント



(b) AMD制御力

図-参6.4.3 AMDを主桁先端に設置した場合

(2) 模型制震実験によるAMDの検討

1) 実験概要

模型橋梁を用いた振動台実験により、AMDの制震システムとしての適用性を検討した結果を示す。

模型橋梁はモデル斜張橋の主桁の最大張出し施工状態に対して、橋軸方向の相似率を空間縮尺1/56，時間縮尺1/10の目標値で設計した。なお，模型橋梁は，モデル斜張橋の固有振動特性をほぼ相似できる範囲でケーブル段数を減らしている。

図-参6.4.4に実験概要を，図-参6.4.5に模型橋梁の振動モードを示す。実験は，大型振動台を用

いて地震波加振し、測定した応答速度をもとに直接速度フィードバック法により制御力を作用させている。AMDの設置位置はシミュレーション解析の結果より張出し主桁の先端とし、制御力の作用方向は鉛直方向とした。実験に使用したAMDは、重錘重量50kgf、最大ストローク 80 mmであり、周波数1Hz で最大15kgf の制御力が発生可能である。

表-参6.4.1に実験ケースを示す。実験パラメータとして、地震波形、入力レベルおよび制御ゲインを選定した。

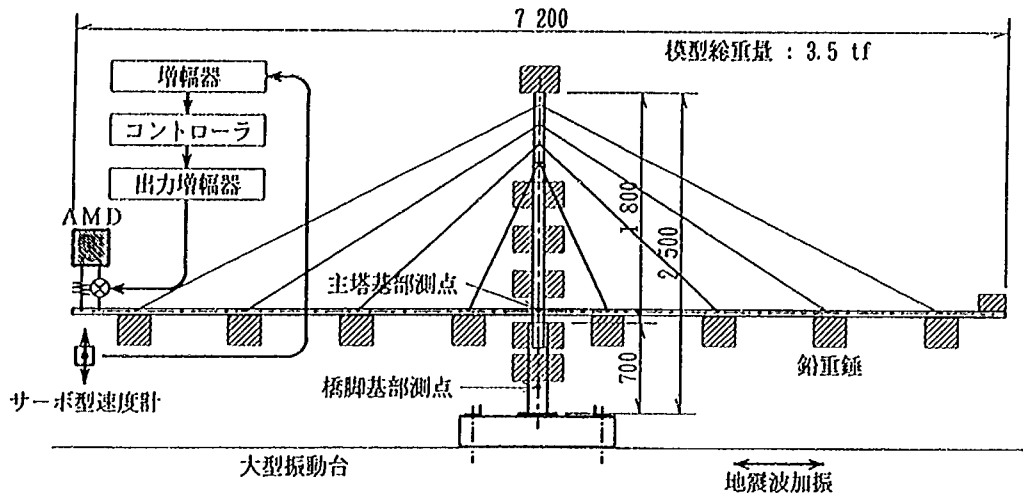


図-参6.4.4 模型橋梁および実験概要

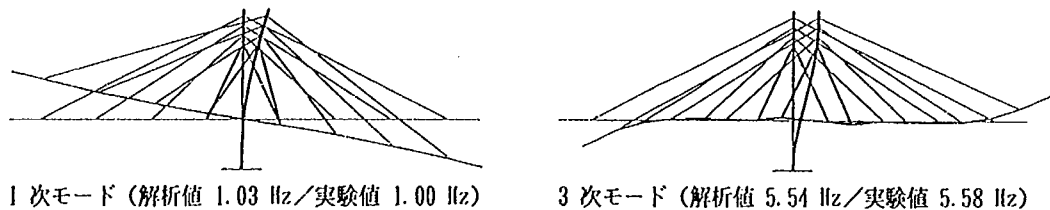


図-参6.4.5 模型橋梁の振動モード

表-参6.4.1 実験ケース

地震波形	最大加速度 (gal)	ケース	制御ゲイン			
			非制	100	200	500
I 種地盤用 時間軸 1/2	50	①	○	○	○	○
	100	②	○	○	○	—
	150	③	○	○	○	—
III 種地盤用 時間軸 1/2	50	④	○	○	○	○
	100	⑤	○	○	○	—
I 種地盤用 時間軸 1/10	200	⑥	○	—	○	○
III 種地盤用 時間軸 1/10	150	⑦	○	—	○	○
1 次モード減衰定数実測値 (%)			1.1	2.5	3.7	4.6

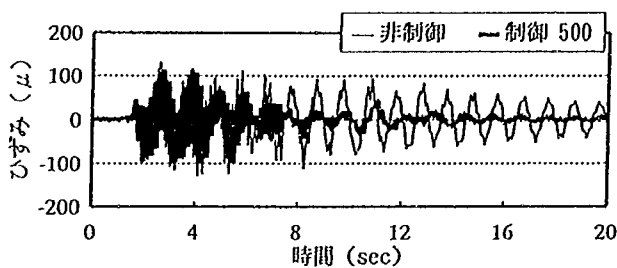
2) 実験結果

実験結果として、ケース①および④に対する時刻歴応答波形を図-参6.4.6に示す。橋脚基部の応答ひずみ波形は、短周期成分が卓越する間は振幅がほとんど低減しないが、長周期成分が卓越する部分になると制震効果が発揮され、ゲインが大きいほど振幅が低減する。主塔基部の応答ひずみ波形は、初期の数波には制震効果が現れていないが、ゲインが大きいほど早くから振幅が低減される

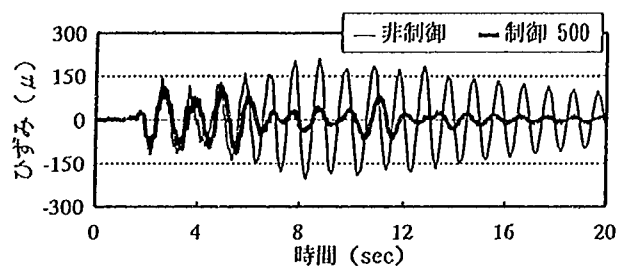
傾向にあり、また、応答が若干長周期化する傾向にある。

図-参6.4.7に、橋脚基部および主塔基部の応答ひずみ波形に対するフーリエスペクトルを示す。2つの卓越モードのうち、1次モードは制震効果が顕著に現れているのに対して、2次モードは振動が低減されていない。これは、直接速度フィードバック法を制御則に用いたことに加え、AMD本体がロッキング振動を起こすなど、2次モードの振動数にAMDが十分追従できなかったことに原因があると考えられる。

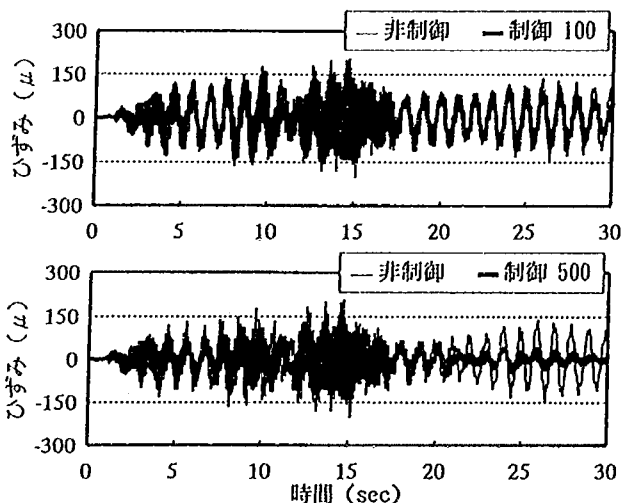
時間軸1/2の実験ケースにおける非制震時に対する制震時の最大応答値の比率を、図-参6.4.8に示す。橋脚基部の最大応答ひずみはI種地盤標準波で5~10%、III種地盤標準波で15~25%低減しているが、主塔基部の最大応答ひずみは地震波によらず20~40%程度低減している。この低減率の差は、主塔基部の応答ひずみは制震効果が顕著な1次モードのみ卓越しているのに対して、橋脚基部の応答ひずみは1次および2次モードの両方が卓越し、2次モードに対する制震効果が低いためである。



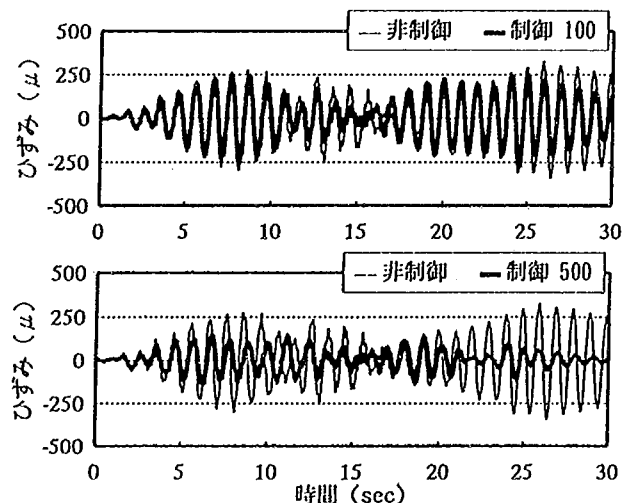
(a) 橋脚基部応答ひずみ (ケース①)



(b) 主塔基部応答ひずみ (ケース①)

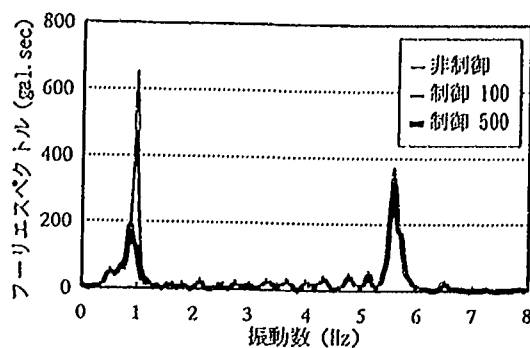


(c) 橋脚基部応答ひずみ (ケース④)

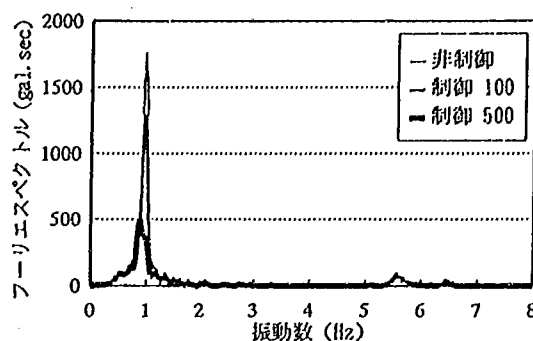


(d) 主塔基部応答ひずみ (ケース④)

図-参6.4.6 時刻歴応答波形

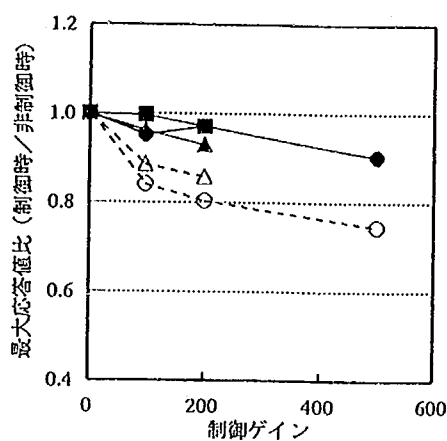


(a) 橋脚基部応答ひずみ

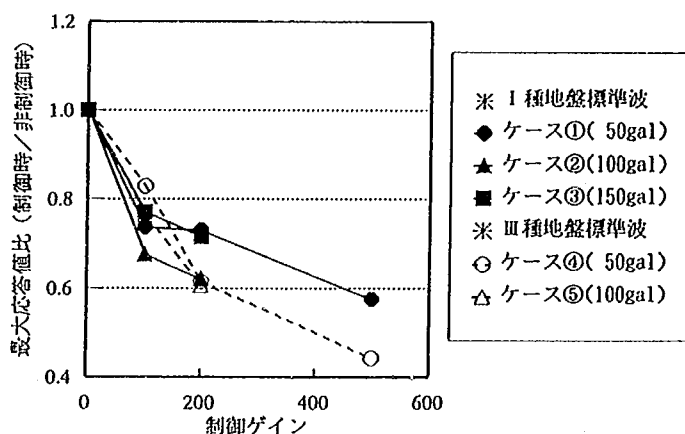


(b) 主塔基部応答ひずみ

図-参6.4.7 応答ひずみ波形のフーリエスペクトル



(a) 橋脚基部応答ひずみ



(b) 主塔基部応答ひずみ

図-参6.4.8 制震時の最大応答値の比率

3) シミュレーション解析

制震実験に対するシミュレーション解析結果の一例として、図-参6.4.9に実験ケース④に対する橋脚基部の応答ひずみ波形を示す。また、図-参6.4.10に、非制震時に対する制震時の最大応答値の比率を示す。シミュレーション解析結果は実測波形の特徴をほぼ表しており、また、制御ゲインの増加に伴う最大応答値の低減率は、地震波形、着目点等によらず解析値と実験値でよく一致していることから、解析手法の妥当性が確認された。

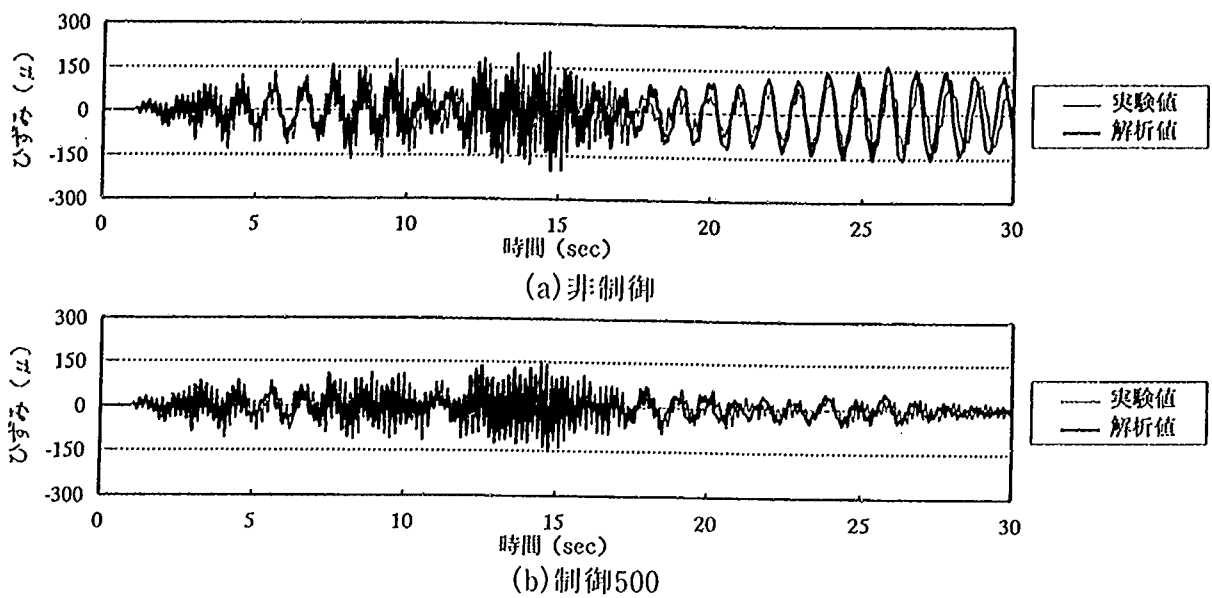


図-参6.4.9 シミュレーション解析結果(ケース④, 橋脚基部)

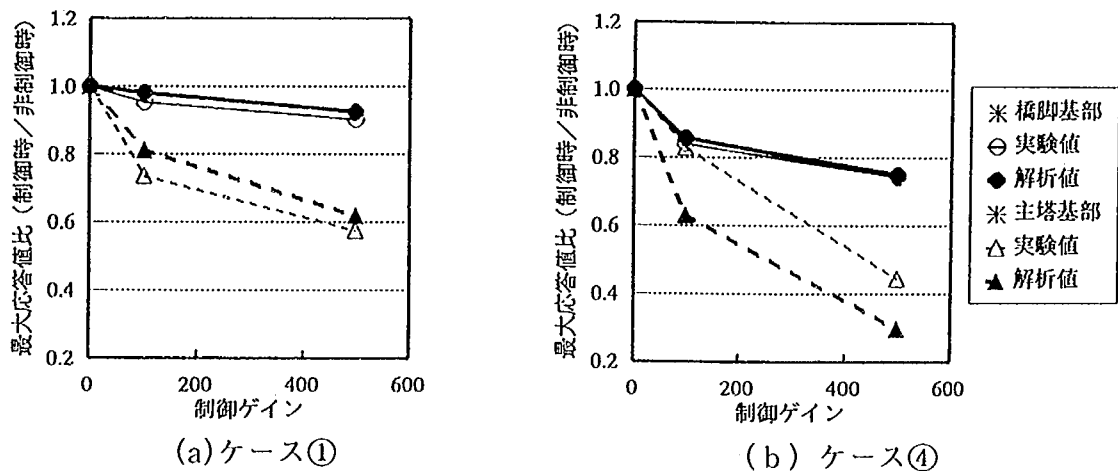


図-参6.4.10 制震時の最大応答値の比率

6.5 AVSの適用性の検討

張出し架設工法の場合、完成時の主桁支持形式がフローティング形式であっても、施工時には安定性を確保するために主桁を橋脚に仮固定している。一方、完成時の耐震性向上策として、主桁と橋脚をダンパー等の減衰装置で結合する方式が考えられる。ここでは、このような減衰装置を施工時においても有効に利用し、主桁に作用する地震力を能動的に免震するAVSの適用性について検討した結果を示す。図-参6.5.1に、施工時制震におけるAVSの概要を示す。

(1) シミュレーション解析による検討

1) 弾性拘束による主桁の免震効果

主桁と橋脚を完全固定状態から橋軸方向バネにより弾性拘束状態とすることで、主桁を免震化する効果を検討した結果を示す。

各バネ値に対する固有周期および有効質量率を図-参6.5.2に示す。固有周期はバネ値が小さいほど長周期化するが、1次モードはバネ値 $10^2 \sim 10^4$ tf/mの範囲で、2次モードはバネ値 $10^3 \sim 10^5$ tf/mの範囲で大きく変化する。有効質量率は、バネ値が 10^4 tf/m以下で2次モードが、 10^5 tf/m以上で

3次モードが卓越している。よって、バネ値が小さくなると、構造系の長周期化のみならず卓越モードが低次に移行することで、地震力の一層の低減が見込まれる。

各バネ値に対する地震時応答断面力を図-参6.5.3に示す。バネ値が小さいほど橋脚基部の最大曲げモーメントは減少し、主塔基部の最大曲げモーメントは増加するが、特に、バネ値 $10^3 \sim 10^5 \text{ tf/m}$ において応答値の変動が大きくなる。橋脚基部と主塔基部では、完成時に対する施工時の最大曲げモーメントの比率が異なることから、バネ値の適切な調整により、地震時断面力のバランスを改善することが可能となる。

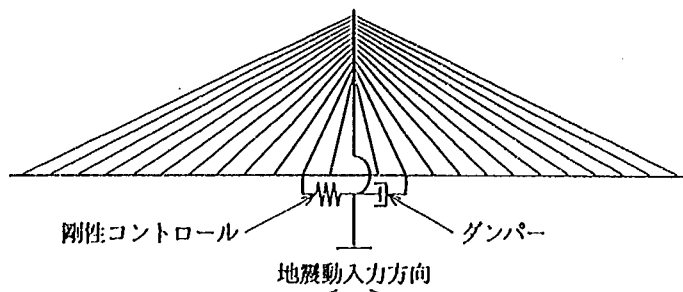


図-参6.5.1 施工時制震におけるAVSの設置

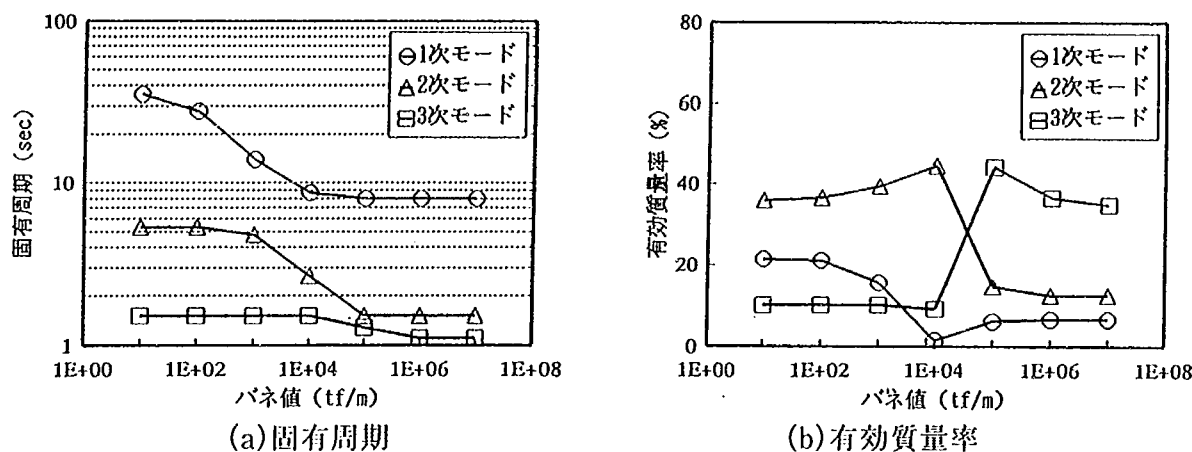


図-参6.5.2 バネ値に対する固有振動特性

2) ダンパーによる減衰性能の向上

主桁と橋脚を弾性拘束することで、同位置に減衰装置の設置が可能となる。ここでは、主桁と橋脚間に粘性減衰を仮定したダンパーを設置した場合の減衰特性を示す。橋脚断面力が改善されるバネ値 10^3 tf/m および 10^4 tf/m の場合に対して、各減衰係数に対するモード減衰を複素固有値解析により算出した結果を図-参6.5.4に示す。卓越モードである2次モードに対しては、両バネ値とも $2000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 程度の粘性減衰係数で約20%のモード減衰となり、大幅な減衰性能の向上が図れる。

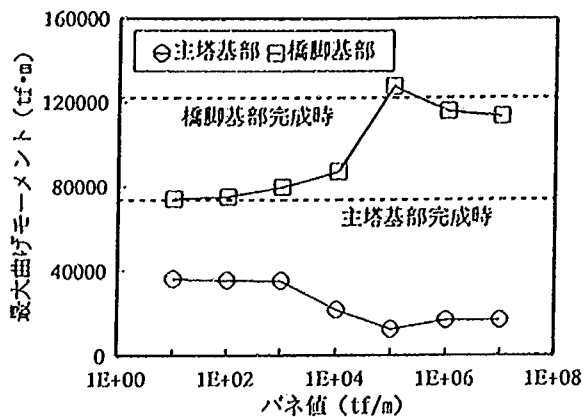


図-参6.5.3 バネ値に対する応答断面力

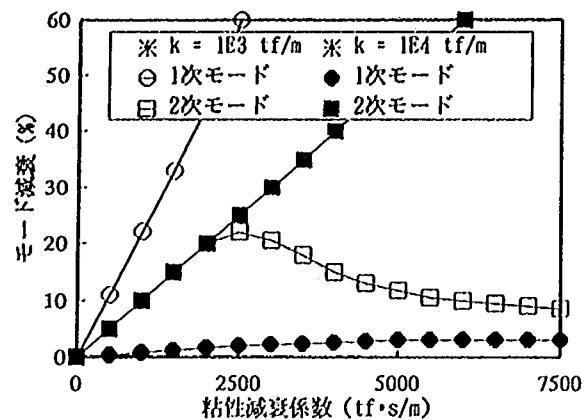


図-参6.5.4 ダンパーによるモード減衰

3) A V S による制震シミュレーション

A V S 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非共振化を図り、構造物に入力される地震動のエネルギーを小さくする制震方法である。ここでは、A V S により主桁と橋脚間のバネ値をコントロールした場合の制震効果を、シミュレーション解析により検討した結果を示す。

A V S において、構造物の応答をリアルタイムに評価し適切な剛性（バネ値）を選択するために、次式に示す評価値 $E_i(t)$ を設定した。

$$E_i(t) = \sqrt{\frac{\sum N_i (A_i(t - \Delta t \cdot N_i + \Delta t))^2}{N_i}} \quad (\text{参6.5.1})$$

ここに、

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

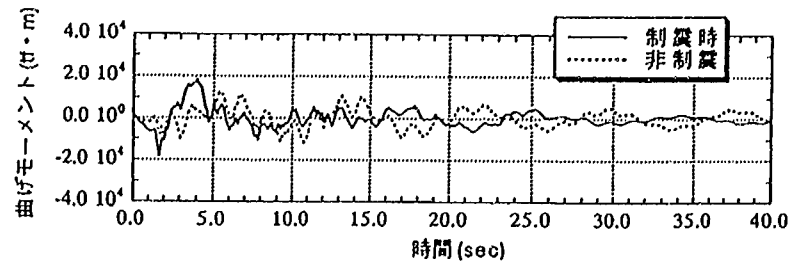
N_i : 剛性タイプ i のフィルターの半周期時間内の出力サンプリング個数

評価値 $E_i(t)$ の最も小さい剛性タイプが、選択される剛性タイプとなる。解析で選択される剛性タイプおよびフィルター特性を表-参6.5.1に示す。各フィルターは、主桁と橋脚間を固定またはバネ値 10^4 tf/m および 10^3 tf/m で拘束した場合の卓越モードの振動特性を模擬している。

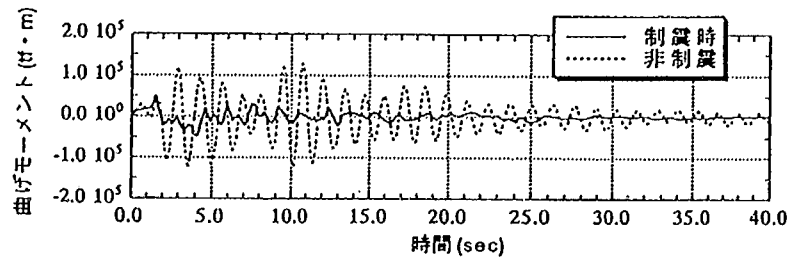
解析結果として、図-参6.5.5に主塔および橋脚基部の応答曲げモーメント、選択剛性タイプを示す。主桁を橋脚に固定（非制震時）した場合と比較して、橋脚基部の応答断面力が大幅に低減されるとともに、完成時に比べて余裕のある主塔基部に応答断面力が適当に分配され、構造全体として地震力をバランスよく負担している。表-参6.5.2に各応答値の最大値を示す。応答加速度が減少するとともに、長周期化により懸念される変位の増大も抑制されている。

表-参6.5.1 剛性選択フィルター特性

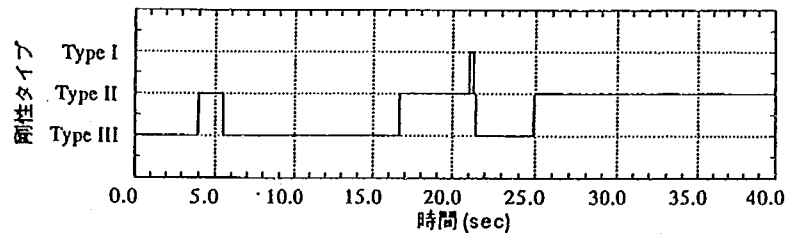
Type I		Type II		Type III	
T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)
1.29	5	2.71	20	4.81	20



(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-参6.5.5 A V Sによる制震シミュレーション

表-参6.5.2 最大応答値

	非制震	制震	制震/非制震
主桁先端橋軸方向加速度 (gal)	106	44	0.42
主桁先端鉛直方向加速度 (gal)	170	94	0.55
主桁先端橋軸方向変位 (mm)	45	78	1.73
主桁先端鉛直方向変位 (mm)	163	177	1.09
主塔基部曲げモーメント (tf・m)	12200	18000	1.48
橋脚基部曲げモーメント (tf・m)	128000	47400	0.37

(2) 模型制震実験によるA V Sの検討

1) 実験概要

模型橋梁を用いた振動台実験により、A V Sの制震システムとしての適用性を検討した結果を示す。

図-参6.5.6に実験概要を示す。A V Sは入力地震振動を計測する計測部，その性質を分析し最適な剛性を判断する制御ソフトウェア部，実際に剛性を与える制御ハードウェア部から構成される。制御ハードウェア部は主桁と橋脚間に設置し，その剛性を制御することで構造系の動特性を変化させ，応答値の低減を図る。なお，実験に用いた模型橋梁は，AMDの検討に用いたものと同じである。

図-参6.5.7に，実験で用いた制御ハードウェア部の概要を示す。制御ハードウェア部は剛性調整バネと可変ダンパーより構成される。可変ダンパーは制御電圧により減衰性能をコントロールする装置であるが，本実験で使用したダンパーはピストンの動きを止めるような制御ができるため，可変ダンパーのピストンを可動状態またはロック状態とすることで剛性の制御を行う。よって，本実験では，選択可能な剛性は2段階に限定される。

制御ソフトウェアのアルゴリズムおよびデータ処理過程を図-参6.5.8に示す。剛性選択には，シミュレーション解析と同一の評価値を用いている。制御パラメーターとなる各制御状態の動特性（卓越モードの固有振動数と減衰定数）は，模型橋梁の共振実験により同定した。同定した制御パラメータを表-参6.5.3に示す。

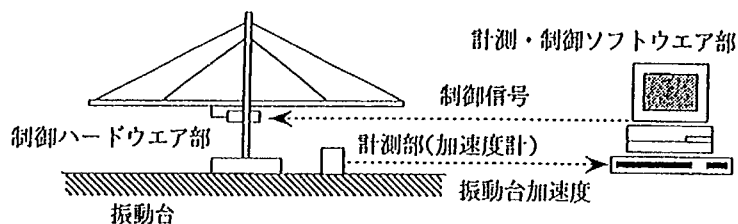


図-参6.5.6 実験概要

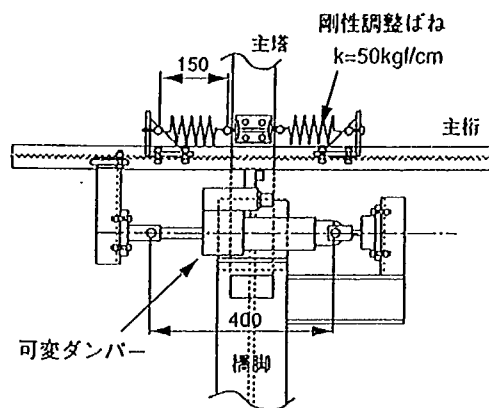


図-参6.5.7 制御ハードウェア部

表-参6.5.3 剛性選択フィルター特性

	T (sec)	h (%)
低剛性	0.667	30
高剛性	0.111	2
固定時	0.101	7002

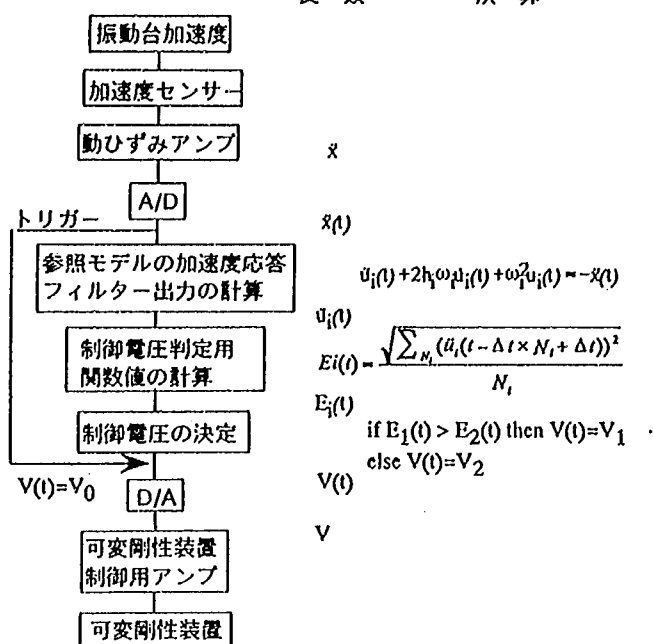


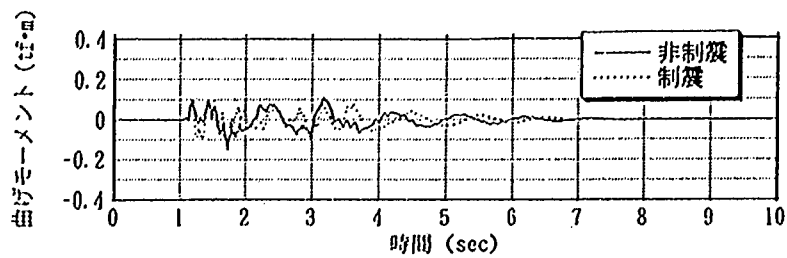
図-参6.5.8 制御ソフトウェアのアルゴリズム

2) 実験結果

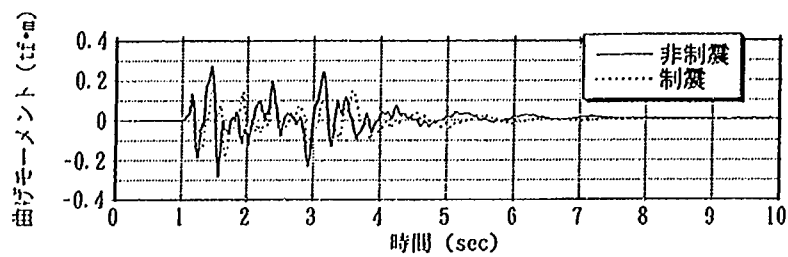
実験結果として、I種地盤用標準波（時間軸1/10，最大加速度222galに調整）に対する時刻歴応答波形を図-参6.5.9に，加速度応答の最大値を表-参6.5.4に示す。

主塔基部の曲げモーメントは，制振時は短周期成分が卓越する傾向にあり，最大値は非制震時より小さいものの，大きな曲げモーメントが生じる回数は多くなっている。一方，橋脚基部の曲げモーメントは，制震時は長周期化しており，振幅も約35%減少している。A V Sの制御電圧は，加振中は「低剛性」に，加振後は「高剛性」に常に選択されている。A V Sによる制震の特徴は入力地震動の性質に応じて構造物の剛性をコントロールすることにあることから，より制震性を向上させるには，多段階に剛性選択が可能となるよう可変ダンパーの制御性を改善する必要がある。

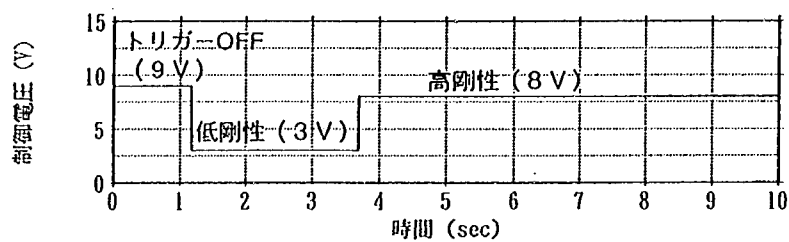
加速度応答の最大値は，主桁端部橋軸方向は低減されているものの，その他は有意な差が生じていない。加速度応答の最大値はシミュレーション解析に比べて制震効果はかなり小さい結果となったが，これは，高周波振動成分が計測値に混入したためと考えられる。



(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) 制御電圧

図-参6.5.9 模型制震実験における時刻歴応答波形

表-参6.5.4 加速度応答の最大値

	非制震	制震	制震／非制震
主桁先端橋軸方向加速度 (gal)	227	192	0.85
主桁先端鉛直方向加速度 (gal)	276	295	1.07
主塔頂部橋軸方向加速度 (gal)	449	458	1.02

参考資料－ 7 基礎構造の免震設計に関する検討例

7.1 吊橋主塔基礎に対する免震設計の検討例

(1) 検討概要

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、ここでは、長大吊橋の主塔基礎を対象に高減衰材料を用いて減衰性能を高める構造形式を検討した。

(2) 対象橋梁

長大橋梁として、ここでは図-参7.1.1に示す最大規模の吊橋である明石海峡大橋の主塔基礎を想定して検討を行った。

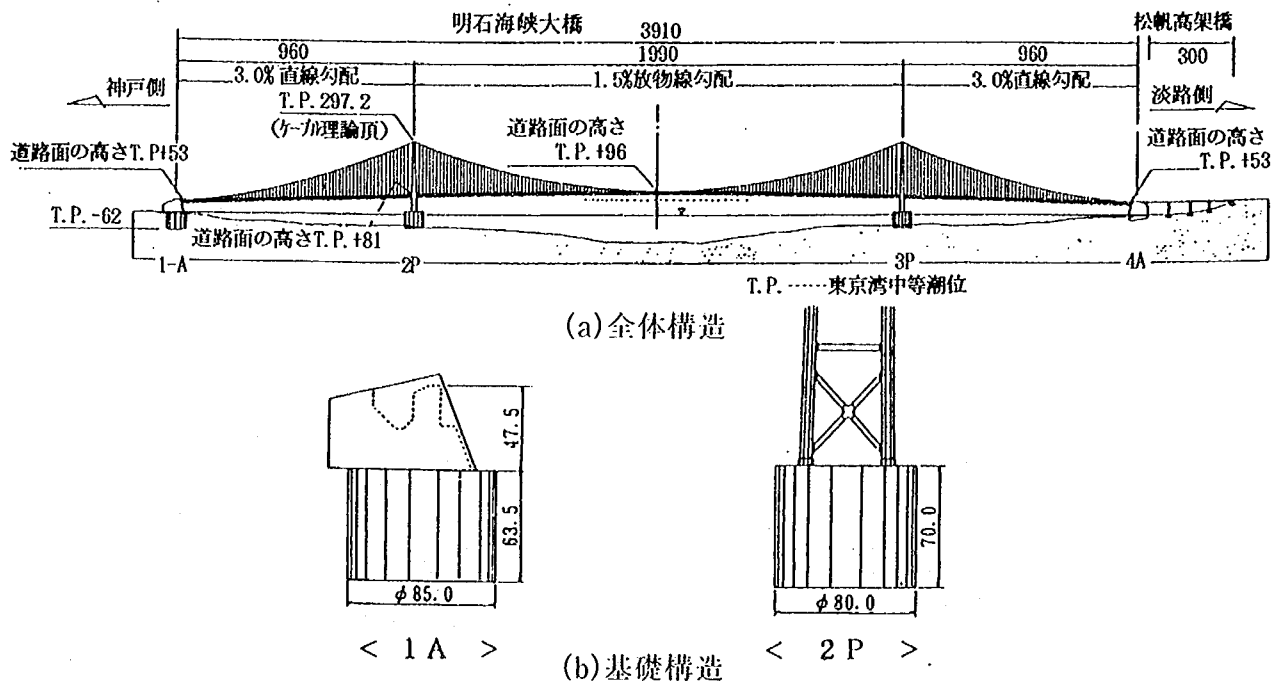


図-参7.1.1 明石海峡大橋の構造概要¹⁾

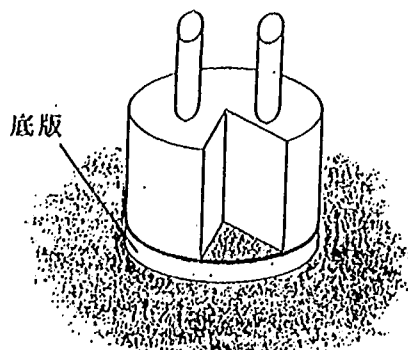
(3) 基本構造形式

1) 基礎と地盤の縁を切り減衰材または減衰装置を設置するタイプ (アイソレーションタイプ)

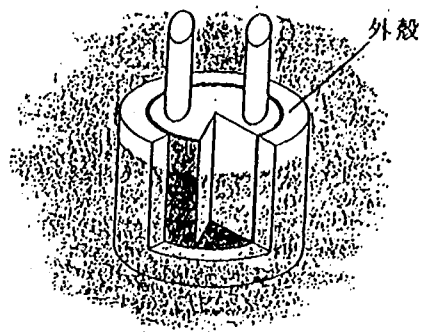
本構造は、図-参7.1.2に示すように基礎を2重構造として、地盤と接する底版または外殻と基礎本体との境界に高減衰材料を設置し、基礎と地盤の縁を切るとともに、底版または外殻と基礎本体の相對運動に伴う減衰を期待する構造である。

減衰材料の使用方法は、次のいずれか、または併用が考えられる。減衰材料・装置は、高減衰ゴム材等によるダンパー一体型、あるいは、摩擦型のダンパー機構を併用する方法が考えられる。

- 底面に設置 — a. せん断変形による減衰性能
- 側面に設置 — b. せん断変形による減衰性能
- c. 圧縮変形による減衰性能



(a) 根入れがない場合



(b) 根入れがある場合

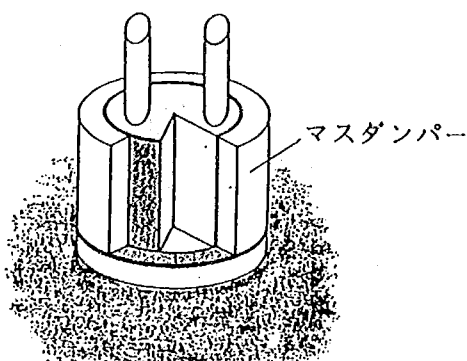
図-参7.1.2 アイソレーションタイプの構造案

2) 基礎系の内部に減衰機構を構築するタイプ (マスダンパータイプ)

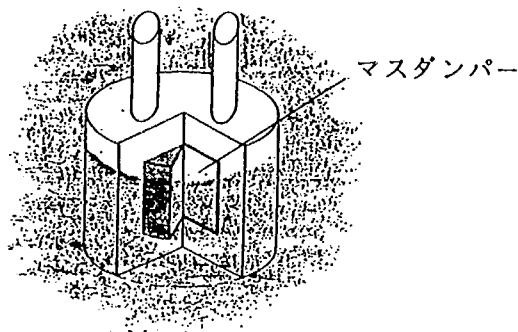
本構造は、剛体基礎の断面は応力で決まっていなかったため、応力伝達を必要としない範囲の質量を利用して、図-参7.1.3に示すようなTMDに似た減衰機構を作る。ただし、実地震動に対し有効となるように、必ずしも同調型の高減衰なダンパーを目指すのではなく、所要の減衰性能があり、かつ、有効な周期帯が広いダンパーとする必要がある。

減衰材料の設置方法は、次のいずれか、または併用が考えられる。減衰材料・装置は、ゴム材等によるダンパー一体型、あるいは、摩擦型のダンパー機構を併用する方法が考えられる。

- 上部に設置 — a. せん断変形による減衰性能
- 内部に設置 — b. せん断変形による減衰性能
- c. 圧縮変形による減衰性能



(a) 根入れがない場合



(b) 根入れがある場合

図-参7.1.3 マスダンパータイプの構造案

(4) 地震応答解析による免震効果の検討

1) 基本構造形式の免震効果の比較

2つの基本構造形式を対象に、震度法レベルの地震動（平成2年道路橋示方書に示されるI種地盤用標準波形）を入力して応答を求め、その免震効果を検討・比較した。

解析モデルは剛体2自由度系を基本とし、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した²⁾。

減衰材料として、既存の高減衰ゴムを1000×1000×50mmの板状のものに加工し、縁を切る境界あ

るいはマスダンパーの下に所要の枚数を敷き並べるものとした。高減衰ゴムの剛性および減衰定数は、道路橋の免震設計法マニュアル(案)に示される方法で算定した。

検討ケースを表-参7.1.1に示す。

表-参7.1.1 検討ケース

	根入れなし		根入れあり	
	Vsb=450m/s	Vsb=600m/s	Vsb=450m/s	Vsb=600m/s
原 型	○	○	○	○
アイソレーションタイプ*	○	○	○	○
マスダンパータイプ*	○	○	○	○

注) Vsbは基盤(支持地盤)のせん断弾性波速度

表-参7.1.2に解析結果の一覧を示す。また、図-参7.1.4および図-参7.1.5に基礎の加速度の低減率を示す。結果のまとめを以下に示す。

①アイソレーションタイプ

- ・アイソレーションタイプは、並進加速度を根入れなしの場合で原型の約60%，根入れありの場合で80%に低減できる。また、回転加速度は原型の40～20%と大幅に低減できる。
- ・並進変位は原型よりも大きくなる傾向にあるが、基礎の回転角は原型よりも小さくなる。基礎の水平変位が上部構造に与える影響は、入力地震動や橋梁の支間長によっても異なるが、今回検討した値程度であれば、十分対応可能なレベルと考えられる。
- ・震度法レベルの入力地震動に対し、高減衰材料のせん断ひずみは最大130%となっており、ゴム系の材料であれば許容可能な範囲である。

②マスダンパータイプ

- ・マスダンパータイプは、応答値の低減はあまり顕著でないが、加速度、変位とも低減することができる。適切な剛性と減衰性能の材料を用いることでより効果を高められる可能性もある。
- ・震度法レベルの入力地震動に対し、高減衰材料のせん断ひずみは最大100%となっており、ゴム系の材料であれば許容可能な範囲である。

表-参7.1.2 基礎重心位置での最大応答値

			固有周期 (sec)	水平変位 (cm)	回転角 (rad)	加速度 (gal)	回転加速度 (rad/s ²)
根 入 れ な し	基 盤 Vsb=450	原 型	0.98	3.4	5.2×10^{-4}	157	2.2×10^{-2}
		アイソレーションタイプ*	1.92	8.2	3.2×10^{-4}	90	8.1×10^{-3}
		マスダンパー - 本 体	1.06	3.1	4.9×10^{-4}	143	2.1×10^{-2}
		タイプ* - タンパー -		7.3	5.3×10^{-4}	240	2.2×10^{-2}
	基 盤 Vsb=600	原 型	0.74	1.9	2.9×10^{-4}	157	2.3×10^{-2}
		アイソレーションタイプ*	1.82	7.7	2.1×10^{-4}	96	5.9×10^{-3}
		マスダンパー - 本 体	0.93	1.7	2.5×10^{-4}	141	2.0×10^{-2}
		タイプ* - タンパー -	0.66 ※	5.9	2.8×10^{-4}	257	2.1×10^{-2}
根 入 れ あ り	基 盤 Vsb=450	原 型	0.65	1.1	2.0×10^{-4}	117	2.0×10^{-2}
		アイソレーションタイプ*	1.79	7.5	1.7×10^{-4}	96	4.6×10^{-3}
		マスダンパー - 本 体	0.91	1.0	1.6×10^{-4}	102	1.8×10^{-2}
		タイプ* - タンパー -	0.60 ※	4.9	1.8×10^{-4}	222	1.9×10^{-2}
	基 盤 Vsb=600	原 型	0.57	0.9	1.6×10^{-4}	125	2.2×10^{-2}
		アイソレーションタイプ*	1.77	7.4	1.4×10^{-4}	98	3.8×10^{-3}
		マスダンパー - 本 体	0.90	0.7	1.3×10^{-4}	117	1.9×10^{-2}
		タイプ* - タンパー -	0.53 ※	4.4	1.4×10^{-4}	208	2.0×10^{-2}

注) 固有周期に関しては1次の値を示すが、2次モードが卓越する場合は2次の値(※)も示す。

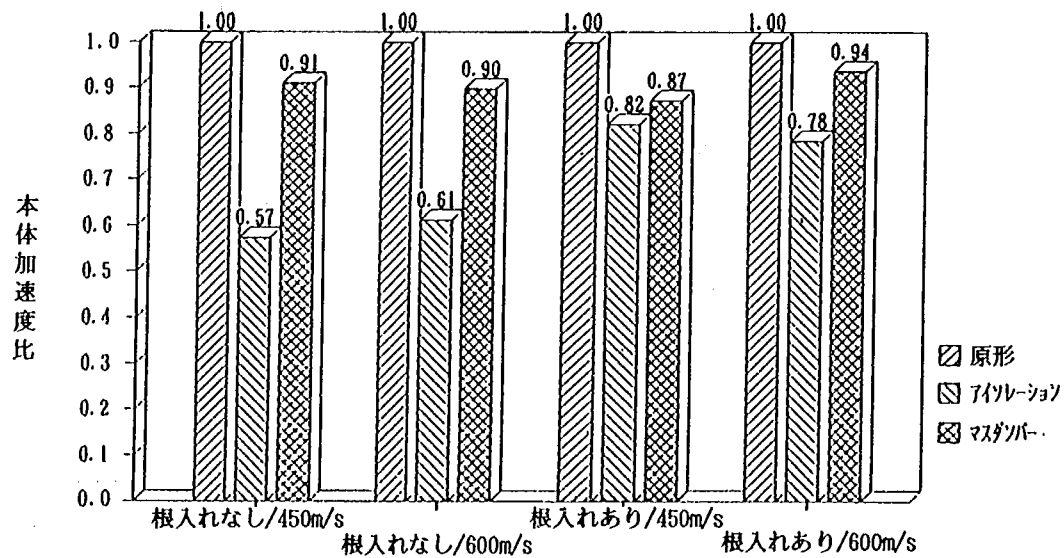


図-参7.1.4 基礎の応答並進加速度の低減

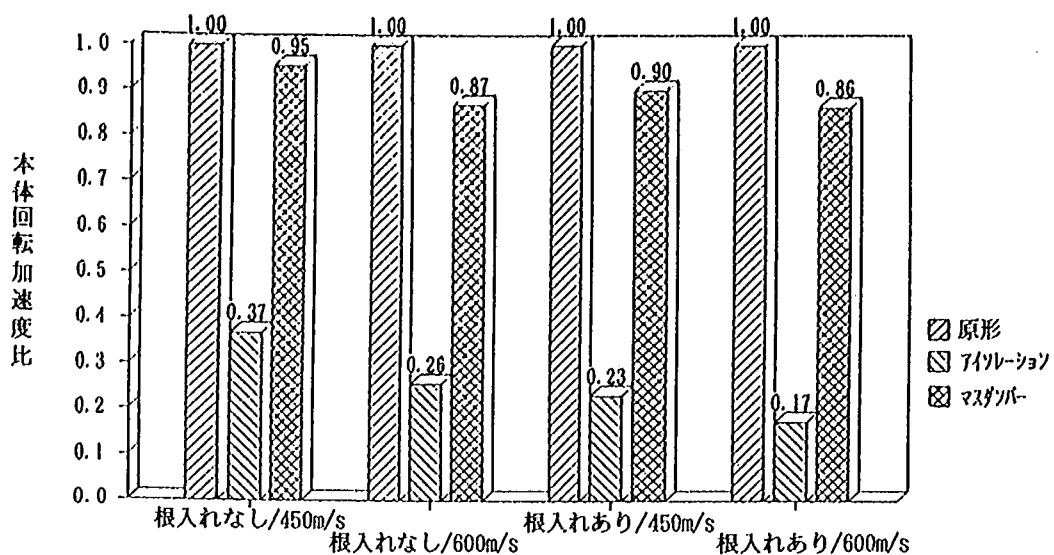


図-参7.1.5 基礎の応答回転加速度の低減

2) 基礎サイズの縮小の可能性の検討

根入れが無い場合のアイソレーションタイプを対象に、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、基礎サイズの縮小が可能か検討した。

表-参7.1.3に解析結果を示す。解析結果によれば、耐震設計の観点からのみ見た場合には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。

表-参7.1.3 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	せん断
非免震	80	567	6.7	9.71×10^{-4}	—	50.4	9.3
免震	80	463	31.9	7.18×10^{-4}	26.7	40.7	6.6
	70	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。

2) 高減衰ゴム (1000×1000×50mmの板状) の使用個数は、基礎径80mでは500枚、基礎径70mでは400枚とした。設置したを使用することとした。

3) 高減衰材料の剛性に対する感度分析

免震効果と高減衰材料のばね定数の関連を調べるために、高減衰材料のばねの硬さを5ケース設定し、地盤反力や躯体の応答値を算定した。また、基礎躯体の慣性力を低減させる構造の一つである図-参7.1.6に示す躯体の軽量化を狙ったツインタワー基礎⁵⁾の免震構造化も含め検討した。

図-参7.1.7～図-参7.1.12に解析結果を示す。ここで、図中のK0 は初期剛性を表すもので、同じ初期剛性を用いた計算であっても、基礎形式により免震装置に生じるせん断ひずみが異なるため、剛性や減衰が同一にはなっていない。また、ツインタワー基礎では、洪積地盤を支持層とした場合の計算結果も示してあるが、これに関しては後述する。図-参7.1.7および図-参7.1.8の地盤反

力の算定結果によれば、ツインタワー基礎（岩盤）の方が剛体基礎に比べて地盤反力は小さいが、免震効果は剛体基礎の方が大きくなっている。

また、図-参7.1.9および図-参7.1.10によれば、免震化することによる加速度低減の割合は剛体基礎の方が大きく、増加する変位の割合は逆にツインタワー基礎の方が大きい。地震による地盤反力の増加分や躯体の応答値だけを考えれば、剛体基礎を免震化することで、軽量化を図ったツインタワー基礎やさらにそれを免震化した基礎と同程度の効果（例えば基礎サイズの縮小）が得られることになる。

次に、免震効果の判断材料の一つとして、免震化によりどの程度の長周期化が図られたかを検討する。今回の解析では、免震装置の剛性をひずみに依存した履歴型の非線形特性を考慮したため、一般的な意味での固有周期は存在しないが、最大変形時の免震装置の剛性と免震装置が支えている並進質量のみに着目して固有周期を算定した。図-参7.1.11は、このようにして得られた固有周期を非免震の固有周期（基礎躯体の質量と地盤ばねによる）で正規化したものである。ツインタワー基礎では、躯体質量が剛体基礎よりも小さいため、剛性が大きい範囲では同じ免震装置を用いても、長周期化が顕著には生じていないことがわかる。このことが、剛性が大きい範囲で地盤反力がほとんど低減されない一因と考えられる。

また、図-参7.1.12は、デバイスのせん断変形量に着目して整理した結果であるが、全体的に剛体基礎の方が変形量が大きく、免震化の効果が大きい裏付けとなっている。しかしながら、免震装置の変形量が大きいことは免震装置自体の設計・製作が難しくなることにもつながる。そこで、地盤反力の低減率と免震装置の変形量の関係を調べた。図-参7.1.13および図-参7.1.14は、地盤反力の非免震の場合に対する比率に対する免震装置の変形量の関係を示すものであるが、同程度の地盤反力の低減を期待する場合、必要とされる免震装置の変形量は、基礎形式にかかわらず、同程度となることがわかる。ただし、同一の免震装置の変形量であっても、地盤反力値そのものは剛体基礎の方が大きくなるのは、図-参7.1.7および図-参7.1.8に示したとおりである。

4) 洪積地盤への適用性の検討

ツインタワー基礎に関しては、中実の剛体基礎に比べて大幅に死荷重が軽減されるため、比較的堅固な洪積地盤を支持層とし、基礎の根入れを浅くすることが可能と考えられる。そこで、 $V_s = 300\text{m/s}$ 程度の洪積地盤に適用した場合についても同様に検討を行った。結果は、図-参7.1.7～図-参7.1.14に併記したとおりで、地盤反力や基礎の応答値に関しては、岩盤上に構築した場合と大差ない結果となった。ただし、岩盤に比べれば洪積地盤の地盤耐力はかなり小さいと考えられるため、非免震では根入れを深くしなければならないものが、免震化することによって根入れを浅くできるケースが生じる可能性があると考えられる。

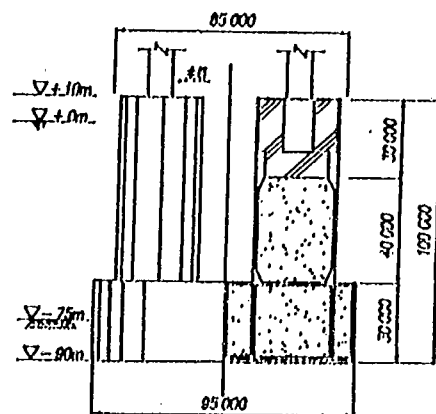


図-参7.1.6 ツインタワー基礎の概念図⁶⁾

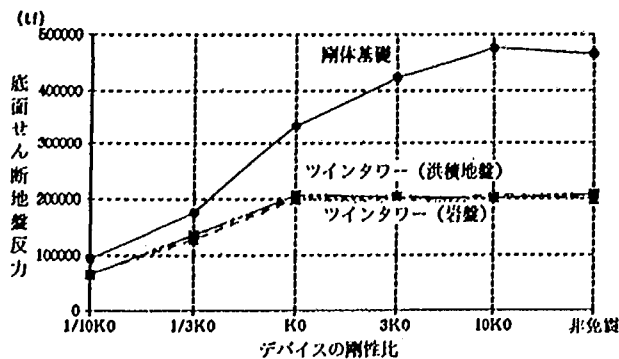


図-参7.1.7 底面地盤のせん断地盤反力

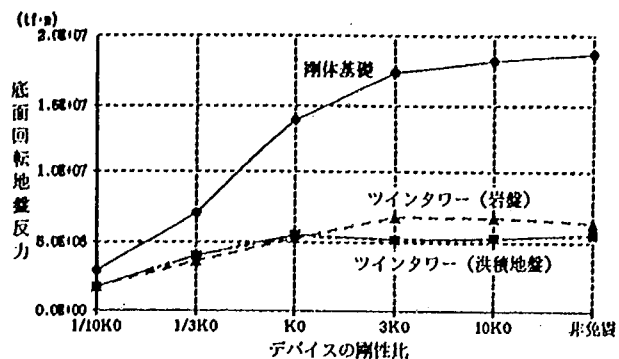


図-参7.1.8 回転地盤のせん断地盤反力

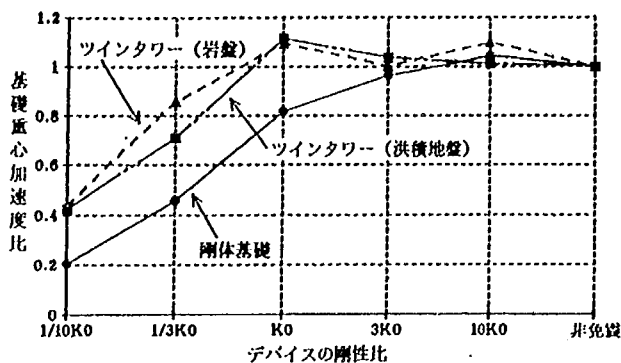


図-参7.1.9 非免震基礎に対する加速度比率

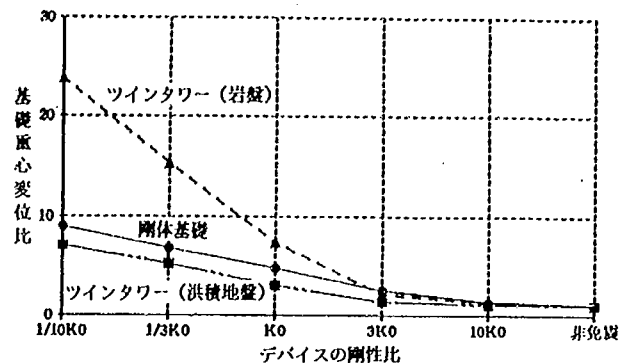


図-参7.1.10 非免震基礎に対する変位比率

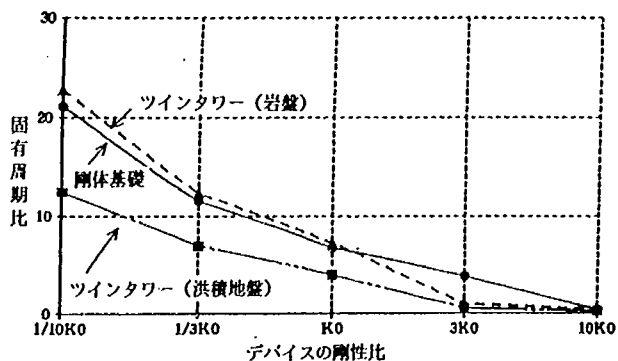


図-参7.1.11 非免震基礎に対する固有周期の比率

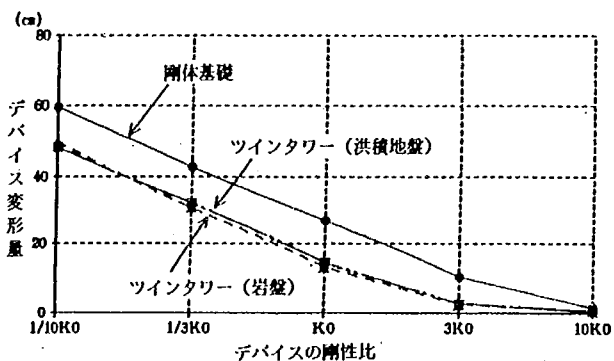


図-参7.1.12 免震装置のせん断変形量

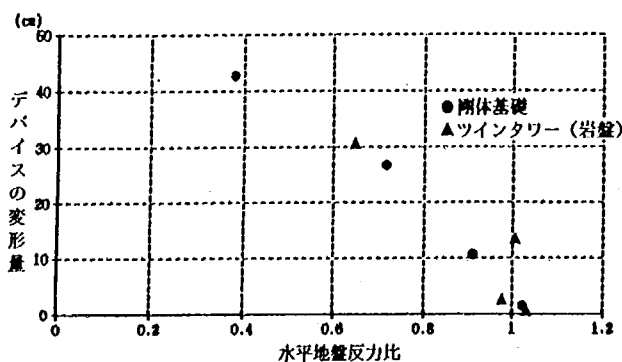


図-参7.1.13 水平地盤反力と免震装置の変形量

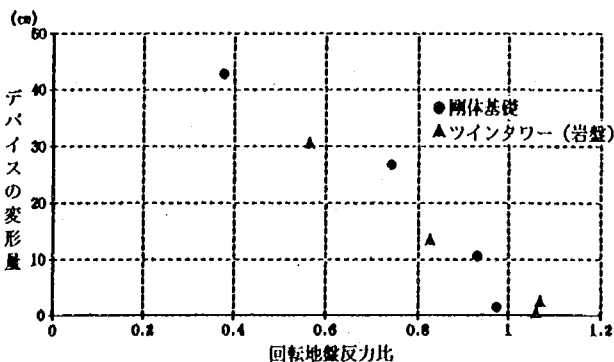


図-参7.1.14 回転地盤反力と免震装置の変形量

(5) 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必要がある。

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-参7.1.4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、解析では高減衰材料（高減衰ゴム）のせん断剛性としては、緩速載荷試験に基づく値（ $G = 9 \text{ kgf/cm}^2$ ）を用いた。

表-参7.1.4 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.	

(6) 免震装置の検討

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。この検討例で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。このため、せん断ひずみを小さくするために、以下の方法を検討した。

- ①ケース1：変位を抑制するストッパーを設置する（図-参7.1.15）。
- ②ケース2：ゴム厚を2倍にする。
- ③ケース3：ゴム厚を2倍にし、ストッパーを設置する。
- ④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。



図-参7.1.16 ストッパーの概念

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（図-参7.1.16）の圧縮特性を参考に、図-参7.1.17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-参7.1.6に解析結果を示す。解析結果をまとめると以下の通りである。

- 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。
- 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。

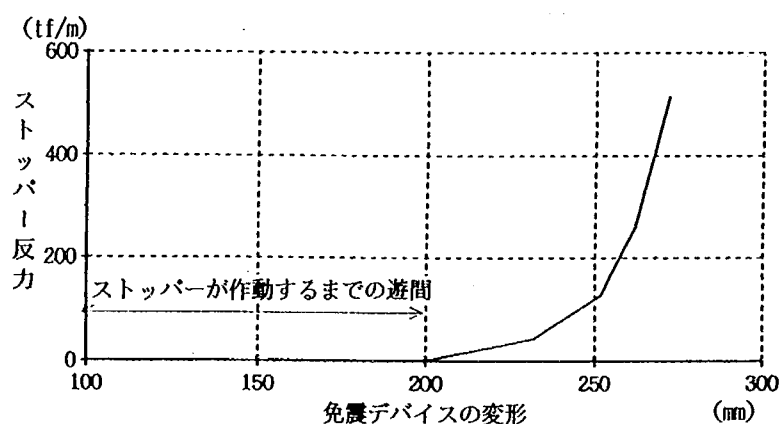


図-参7.1.16 圧縮特性のモデル
としたゴムガスケット

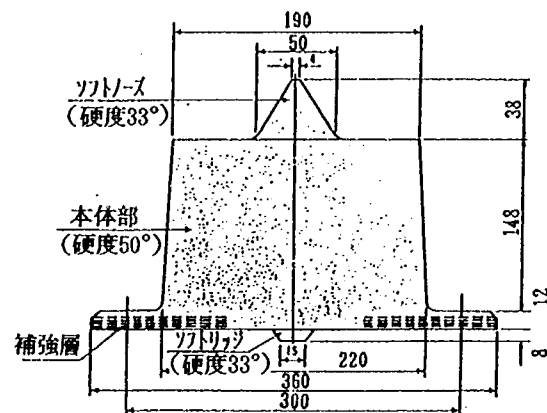


図-参7.1.17 ストッパーの圧縮特性

表-参7.1.5 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

【参考文献】

- 1) 本州四国連絡橋公団 第一建設局 垂水工事事務所：本州四国連絡道路／神戸・鳴門ルート明石海峡大橋（パンフレット）
- 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) (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
- 4) (社)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
- 5) 山縣，田中：超長大橋梁の基礎に求められる耐震構造，土木学会論文集No.522/Ⅵ-28、成7年9月
- 6) 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、平成2年3月

7.2 斜張橋主橋脚基礎に対する免震設計の検討例

(1) 検討概要

斜張橋主橋脚基礎に免震構造を用いることにより、地震時の地盤振動の伝達を抑制し、各部材の断面力の低減を図ることができると考えられる。ここでは、斜張橋主橋脚基礎を対象に、フーチング下面を免震構造とする構造について、地震応答特性を解析するとともに、その有効性を検討した。

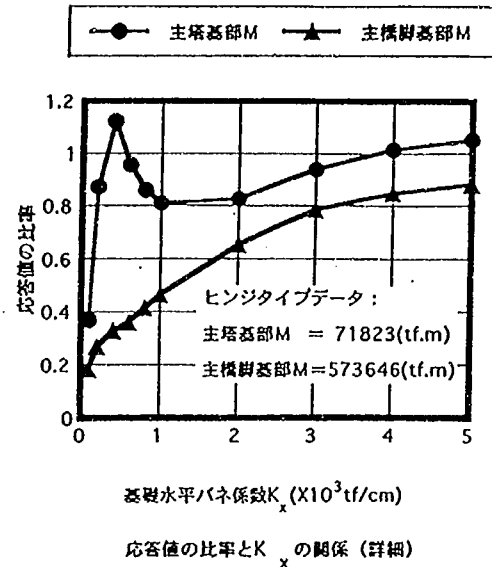
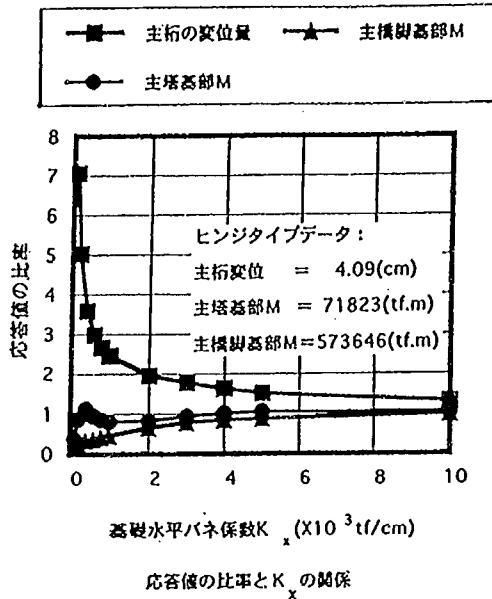
(2) 検討対象橋梁

対象橋梁は、橋長500m（250m＋250m）の2径間連続PC斜張橋とした。対象橋梁の全体一般図を図-参7.2.1に示す。また、橋梁の諸元を以下に示す。

- a) 橋梁形式：PC2径間連続斜張橋
- b) 橋 長：500m（250m＋250m）
- c) 幅 員：20.5m
- d) 基礎構造：直接基礎
- e) 橋脚形状：2室中空断面， $H=50\text{m}$
- f) 主塔形状：H型， $H=125\text{m}$
- g) 主桁断面：逆台形5室箱桁断面， $H=2.5\text{m}$
- h) 斜材ケーブル：ファン型2面吊り

表-参7.2.1 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
	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-参7.2.4 応答値の比率と K_x の関係

(5) レベル1地震動に対する免震基礎の有効性の検討

上記 (4) の結果に基づき、斜張橋の主橋脚フーチング下面に $K_x = 2000$ tf/cmの水平バネを与えた場合について、震度法レベルの地震動（平成2年道路橋示方書のI種地盤用標準波形）を用いて応答を求め、非免震の場合との比較検討を行った。

主橋脚フーチング下面に、 $K_x = 2000$ 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と比較した結果を表-参7.2.2に示す。また、非免震時および支点免震時 ($K_1 = 800$ tf/cm) と各部応答値を比較した結果を図-参7.2.5および表-参7.2.3に示す。

表-参7.2.2 主橋脚断面形状およびフーチング形状

	非免震時 (ヒンジ・タイプ)	基礎免震 ($K_x = 2000$ 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

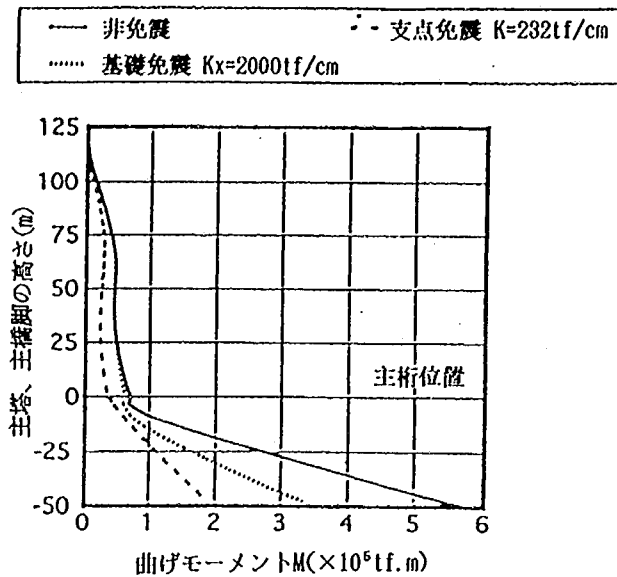


図-参7.2.5 非免震，支点部での免震，免震基礎の場合の主塔，主橋脚の曲げモーメント

表-参7.2.3 各部の応答値の比較

最大値	非免震	免震基礎 $K_x=2000 \text{ tf/cm}$	支点部での免震 $K_x=800 \text{ tf/m}$ ($K_x=232 \text{ tf/cm}$)
主桁変位 (cm)	4.09	8.22	12.26
基礎変位 (cm)	0.00	4.73	—
主塔基部モーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$)	71,800	63,100	36,300
主橋脚基部モーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$)	573,600	352,600	195,800

上記の比較結果によれば、斜張橋に対する免震基礎の適用性について以下のようにまとめられる。

- ①地震時の主塔基部の曲げモーメントおよび主橋脚基部の曲げモーメントは、支点部に免震装置を配置した場合に比べればその軽減率は小さいものの、非免震の場合に比べて主橋脚断面およびフーチング形状を小さくすることができる。
- ②免震基礎には相当量の免震装置を用いる必要があり、経済性において支点部での免震に比べてその有効性は小さい。

斜張橋の主橋脚基礎に免震装置を用いることより、非免震の場合に比べ、断面力の低減と断面形状の縮小が可能となる結果が得られた。しかし、レベル1地震動に対しては、本検討の場合には支点部に免震装置を用いた構造に比べ、各応答値の非免震の場合に対する低減率は必ずしも大きくなかった。

(6) 大規模地震に対する免震基礎の有効性の検討

大規模地震時における免震基礎の有効性を検討した。解析条件は以下の通りとした。

1) 解析手法：応答スペクトル法，線形直接積分法，非線形直接積分法

(部材の非線形性は主橋脚部を考慮)

2) 入力地震動：神戸海洋気象台観測記録（I種地盤用）

3) 免震構造

免震装置としては、超塑性ラバーダンパーを用いるものとした。ラバーダンパーの特性は以下のとおりとした。

・厚さ： $t_e=10\text{cm}$

・せん断弾性係数： $G=6.92 \times 1.0724^{-0.594} = 6.639\text{kgf/cm}^2 = 66.39\text{tf/m}^2$

・断面積： $A=KH/G=200000 \times 0.1/66.39=301\text{m}^2$

解析結果を表-参7.2.4および図-参7.2.6に示す。これによれば、いずれの解析結果においても免震基礎により主塔基部のモーメントおよび主橋脚基部のモーメントが大きく低減することがわかる。このため、地震動のレベルが大きくなれば免震基礎の有効性は大きくなった。

表-参7.2.4 免震時の各部応答値

	主桁変位 (cm)	主塔基部モーメント (tf・m)	主橋脚基部モーメント (tf・m)	基礎変位 (cm)
応答スペクトル法	25.3 (1.00)	174,000 (0.40)	1,013,000 (0.33)	18.57
線形直接積分法	26.7 (0.91)	248,000 (0.42)	1,018,000 (0.26)	19.51
非線形直接積分法	21.9 (0.99)	217,000 (0.42)	644,000 (0.75)	15.32

注) () は、非免震との比を表す (免震/非免震)。

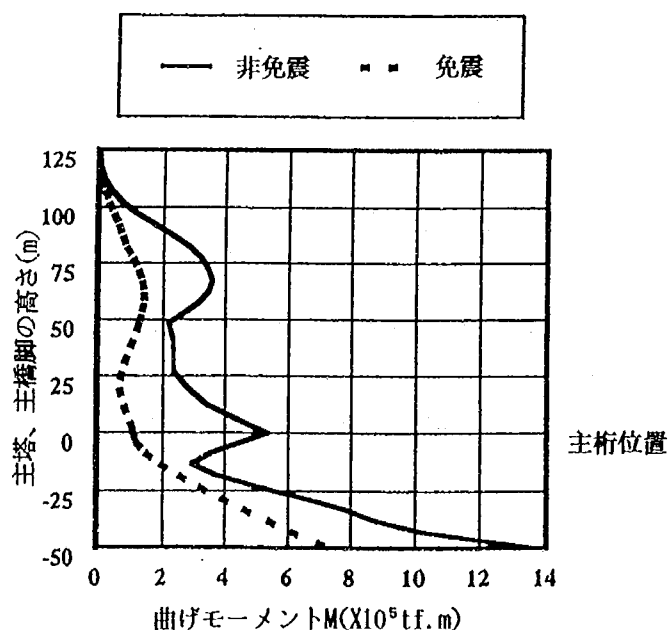


図-参7.2.6 免震時の橋脚の曲げモーメント分布

【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) (財)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、平成6年2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、土木研究センター、民間19社：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）、平成6年3月
- 5) 建設省土木研究所、土木研究センター、民間19社：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2）、平成7年3月
- 6) 建設省土木研究所、土木研究センター、民間19社：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3）、平成8年3月

参考資料－ 8 高橋脚橋梁の免震設計に関する検討例

8.1 検討概要と検討条件

高橋脚橋梁を対象に、免震装置および高減衰材料を用いた免震構造を検討した。検討対象とした橋梁は、図-参8.1.1に示す4径間連続PCラーメン橋と図-参8.1.2に示す4径間連続非合成箱桁橋の2橋である。入力地震動としては道路橋示方書に示される震度法レベル（レベル1）の地震動を基本にするとともに、大規模地震に対する検討としてはレベル2地震動および平成7年兵庫県南部地震により実際に観測された地震波も用いた。

高橋脚橋梁に免震装置を適用した場合、橋脚の剛性が見かけ上低くなることから、橋脚上に免震装置を設置するだけではその装置の有する剛性との相対的關係から、一般に大きな減衰効果は期待できない。

これに対し、高橋脚橋梁の桁端部では、橋台との間に大きな相対変位の発生が予想されることから、ここに免震装置を設置することにより減衰効果を期待できる可能性がある。

表-参8.1.1は、上述した免震装置の設置方法以外について、その設置場所やその期待効果等の利点や課題、問題点等を整理したものである。ここでは、実施可能性が高いと考えられる桁端ダンパー、床版免震、TMDおよびAMDの高橋脚橋梁への適用性について検討した。

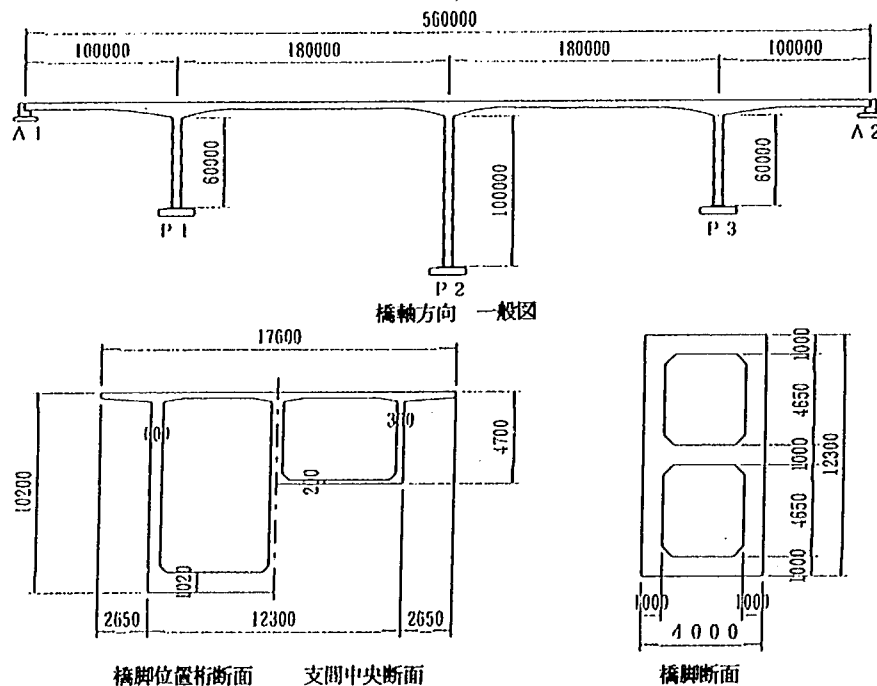


図-参8.1.1 4径間連続PCラーメン橋

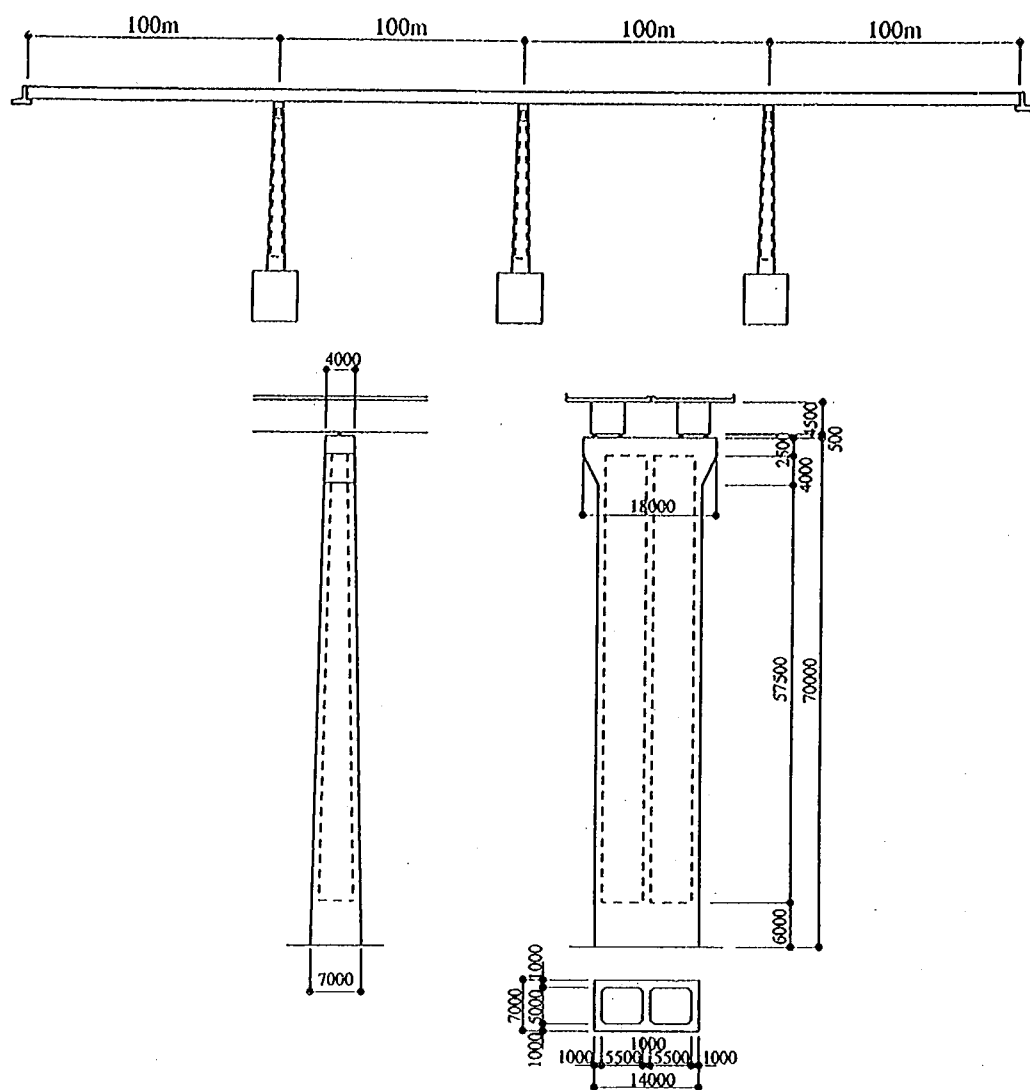


圖-參8.1.2 4 徑間連續非合成箱桁橋

表-参8.1.1(a) 高橋脚橋梁に適用可能な免震構造

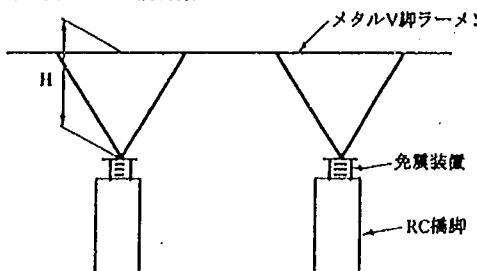
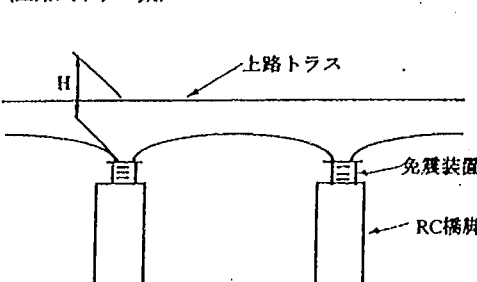
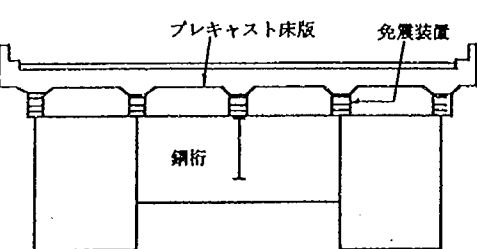
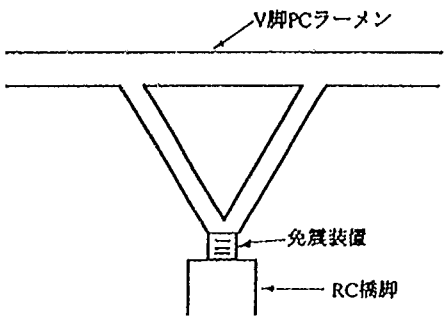
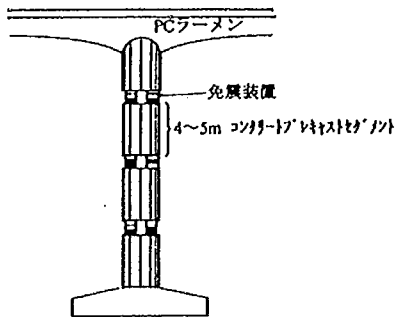
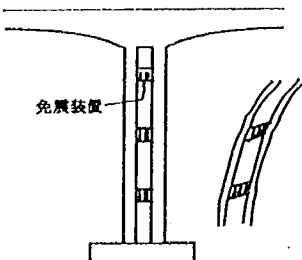
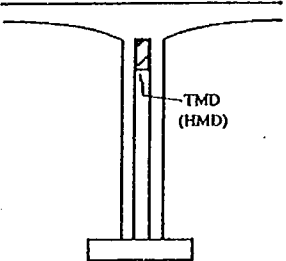
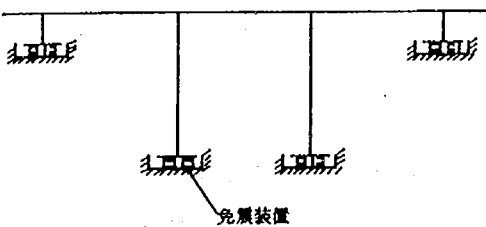
全体概要図		構造形式の特徴	評 価
(V脚ラーメン橋脚案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	メタルV脚ラーメン部のヒンジ部に免震装置を設け、橋脚基礎への慣性力を低減する。 ・RC橋脚の全高が低く抑えられることから柱下端の曲げモーメントを小さく出来る。 ・RC橋脚が軽量となることから、慣性力を小さく出来る。 ・不経済となる可能性がある。 ・架設の難易度が増す。 目新しさが無い。	
(上路式トラス案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	変断面トラス桁橋のヒンジ部に免震装置を設け、橋脚基礎への慣性力を低減する。 ・RC橋脚の全高が低く抑えられることから柱下端の曲げモーメントを小さく出来る。 ・RC橋脚が軽量となることから、慣性力を小さく出来る。 ・長支間化が可能になる 目新しさが無い。	
(床版と鋼桁間への免震材挿入案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	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装置で吸収する。 ・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。 ・トラス橋、箱桁橋、ラーメン橋等で採用が可能である。 ・床版のプレキャスト化に対して有効である（施工が簡単）。 橋脚自重および鋼桁自重に対する免震効果が少ない。	

表-参8.1.1(b) 高橋脚橋梁に適用可能な免震構造

全 体 概 要 図		構造形式の特徴	評 価
(PCV脚ラーメン橋脚案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	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。 ・RC橋脚の全高が低く抑えられることから往下端の曲げモーメントを小さく出来る。 ・上部工に曲げモーメントがほとんど作用しない。 ・長支間化が可能となる。 ・V脚の施工が大規模になる。 ・大反力の免震装置が必要となる。 従来の構造形式とあまり変わらない。	
(プレキャストセグメント橋脚案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	RCプレキャストセグメント (4~5m程度) を免震装置を介して数段積み上げる。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が可能となる。 ・架設時の仮固定が問題となる。 ・水平変位増大の可能性がある。 ・セグメントが大重量となり、施工困難となる。 活荷重偏載荷時の安定性に疑問がある。	
(二枚壁橋脚案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	RC 2枚壁の間に免震装置を設け、壁同士相対的ずれを利用し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。 ・橋脚の見かけの減衰が大きくなる。 ・装置の設置方法が問題となる。 二枚壁の相対的ずれがどの程度生じるか疑問がある。	
	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	RC 2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。 ・全体系の減衰が向上する。 ・施工が煩雑となる。	
(基礎絶縁案) 	免震化の考え方 利 点 想定される問題点 そ の 他	基礎底面に超低せん断剛性ゴム支承を設置し、橋梁全体構造 (上部工、下部工) を地盤から切り離すことによって構造系に働く慣性作用を低減させる。 ・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ず、常時のみの設計でよくなる。 ・施工時仮固定が問題となる。 ・水平変位の吸収が必要となる。 ・メンテナンスが必要となる。 ・交通振動および風による振動が起きる可能性がある。 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?) 地盤と縁続きとならざるを得ず、そこに相対水平変位が全部集中する。	

8.2 桁端ダンパー

(1) PCラーメン橋の試設計

免震構造の検討に先立ち、表-参8.2.1に示す5ケースについて試設計を行った。(a)と(b)は、震度法による耐震設計条件を示したものであり、両者では施工時の設計震度の下限値が異なる。(a)は下限値を0.1とした場合であり、(b)は下限値を0.05とした場合である。

(c)～(e)は、動的解析による耐震設計条件を示したものであり、3者では減衰定数の設定が異なる。減衰定数を1%とした場合、減衰定数を2%とした場合、減衰定数を上部構造3%、橋脚5%とした場合の3ケースである。なお、施工時の地震動は完成時の1/2とした。この場合、完成時および施工時ともにスペクトル値の下限値は設けていない。動的解析による設計(c)～(e)は、断面はいずれも施工時ではなく、完成時で決まる。

表-参8.2.1 PCラーメン橋の設計条件

(a) 震度法 (施工時の震度下限値 $kh=0.10$)

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	〃

(b) 震度法 (施工時の震度下限値 $kh=0.05$)

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	

(c) 動的解析 (減衰定数；上部1% 橋脚1%)

・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。

(d) 動的解析 (減衰定数；上部2% 橋脚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	2.735	107.3	11.798	12.50	5.00	4.00	5.00	
直角	2.726	107.6			12.30	12.30	12.30	

(e) 動的解析 (減衰定数；上部3% 橋脚5%)

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 $h=4.50\%$

高橋脚橋梁の振動実験結果によるとその減衰定数は1%以下となることもある。減衰定数を1%として設計を試みると、以下ようになる。

図-参8.2.1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を示したものである。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%としたケース(c)の場合には、減衰定数を上部3%、橋脚5%とした場合(1次振動の減衰定数：4.14～4.56%)の約1.5倍の応答加速度となり、設計が厳しくなる。

図-参8.2.2は減衰定数1%の場合で、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、P1橋脚下端のコンクリートと鉄筋の応力を求めると、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、断面設計が困難となる。

以上のように、減衰定数を1%とするとPCラーメン橋としての設計が困難となる。したがって、免震構造の採用により橋梁の減衰定数を5%程度にするものとして橋梁の断面を決定した。その時の橋軸方向柱幅は4mであり、以下ではこの橋梁を対象として免震構造の有効性の検討を行った。

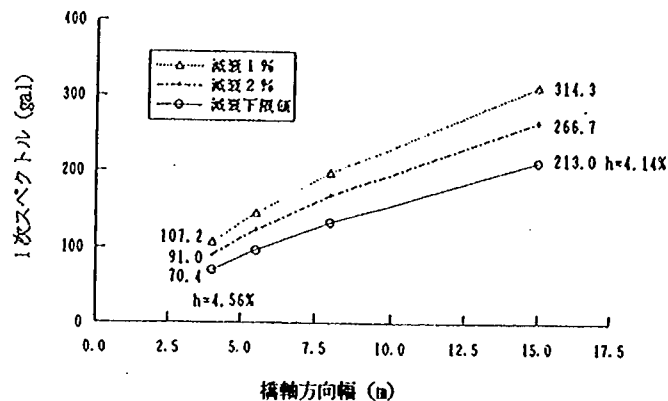


図-参8.2.1 減衰の違いによる
加速度スペクトル値

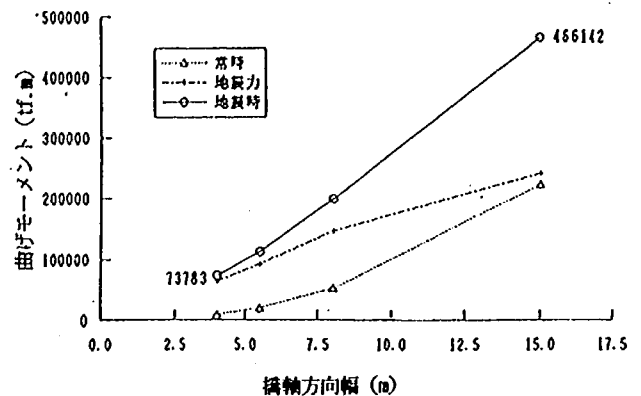


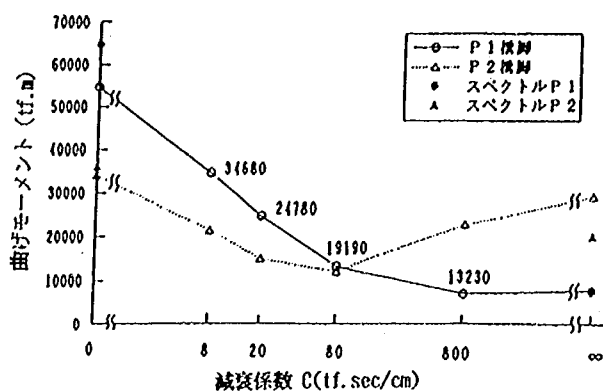
図-参8.2.2 P1橋脚下端曲げ
モーメント (減衰定数1%)

(2) 橋軸方向に対する適用性

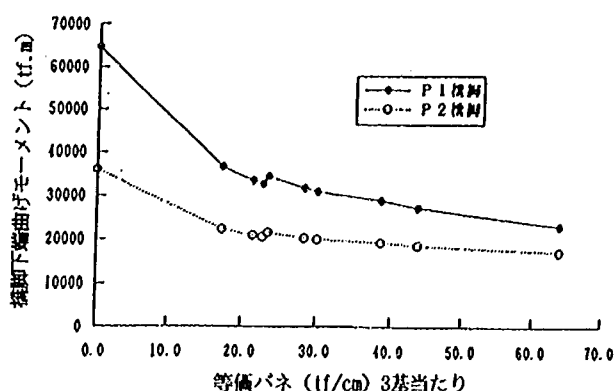
桁端に粘性ダンパーを設けた場合と橋台の支承に履歴型ダンパーである鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた場合の免震効果について検討した。粘性ダンパーの場合には、1次振動の減衰定数を目標値の5%にするためには、ダンパーの減衰係数を $4\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ とすればよい。また、履歴型ダンパーの場合には、等価バネ定数を $17.20\sim 63.95\text{tf}/\text{cm}$ とすると、ダンパーの等価減衰定数は22~27%であり、これを用いた橋梁全体系の1次振動の減衰定数は5.1~11.2%となる。

図-参8.2.3は、減衰係数と等価バネ定数をパラメータとした場合の橋脚下端のモーメントの変化を示したものである。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が、P2橋脚については減衰係数が $80\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ 以上では逆に増加に転じている。減衰係数 $80\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ 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 $20\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ 程度とすればよいことがわかる。

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%程度にすることは可能であり、最適なダンパーを設置することにより、さらに経済性を追求できる可能性がある。本橋に対する、ダンパーの配置法については参考資料-3に示している。



(a) 粘性ダンパー



(b) 履歴型ダンパー

図-参8.2.3 ダンパーによる橋脚下端モーメントの変化

(3) 橋軸直角方向に対する適用性

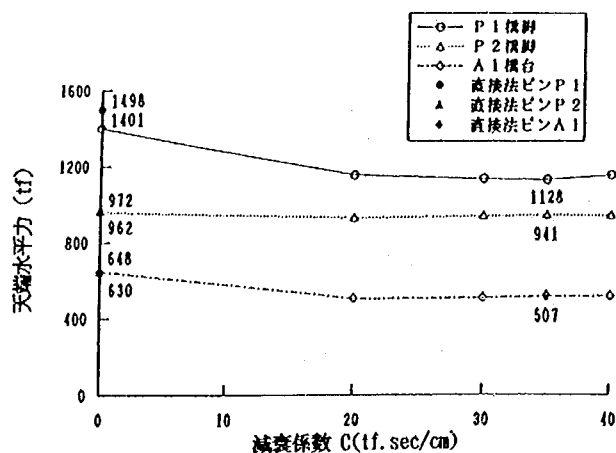
桁端ダンパーによる橋軸直角方向振動に対する有効性を次の2つのケースにより検討した。

① 桁端の橋軸直角方向変位を完全拘束とし、桁端回転変位に対してダンパーを作動させる場合

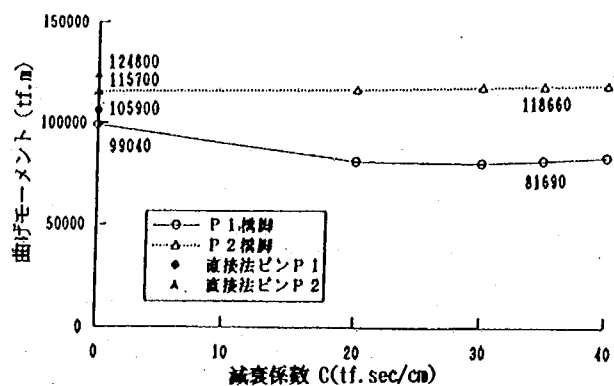
② 桁端の橋軸直角方向変位（速度）に対し、ダンパーを作動させる場合

ケース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。また、ケース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）を併用した場合であり、履歴型ダンパーは一定として粘性係数をパラメータとした検討を行った。

ケース①の場合には、橋軸方向に最適なダンパー（数10tf・sec/cm）を設けても橋軸直角方向には効果が認められなかった。P1（P3）橋脚の曲げモーメントに対して最も免震効果（約60%）が現れる減衰係数（2500tf・sec/cm）では、橋台に大きなねじれモーメントが作用し、橋台の設計が困難となる。ケース②では、図-参8.2.4に示すようにP1（P3）橋脚の曲げモーメントに対して約80%の免震効果（35tf・sec/cm）が認められたが、中央のP2橋脚の免震効果はほとんどみられなかった。



(a) 下部構造に作用する水平力



(b) 橋脚下端モーメント

図-参8.2.4 桁端ダンパーによる橋軸直角方向に対する免震効果（ケース②）

(4) 大規模地震に対する免震効果

橋梁の免震化により減衰定数が5%であるとして決定した配筋を用いて、大規模地震が橋軸方向に作用した場合を検討した。本橋梁の弾性時の1次固有周期は約3secであり、弾性時においてもかなり長周期である。加速度応答スペクトルから判断すると、このような長周期では、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測地震動よりもレベル2地震動（道路橋示方書地震時保有耐力の照査に用いる地震動）の方が応答が大きくなる。したがって、ここではレベル2地震動に対する検討を行った。

表-参8.2.2は、非免震の場合と桁端に $C=8.0\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ の粘性ダンパーを設けた場合の検討結果を示したものである。非免震の場合について入力地震動による相違を比較すると、神戸海洋気象台入力よりレベル2地震動の方が大きな応答値が生じている。ただし、橋脚のせん断力については、神戸海洋気象台入力が大きくなっている。また、桁端にダンパーを設置した場合には、加速度、変位、橋脚の曲率塑性率とも非免震より応答値が低下しており、免震による効果が見られる。

表-参8.2.2 大規模地震に対する検討

入力地震動	非免震		桁端ダンパー $C=8.0\text{tf}\cdot\text{sec}/\text{cm}$
	神戸海洋気象台 $\alpha_{\max}=818.8\text{gal}$	L-2 I種地盤 $\alpha_{\max}=385.7\text{gal}$	L-2 I種地盤 $\alpha_{\max}=385.7\text{gal}$
上部工加速度	227.1gal	161.1gal	156.0gal
上部工変位	46.5cm	131.4cm	83.8cm
P1橋脚の塑性率 上	4.02	11.16	6.33
ϕ/ϕ_y 下	2.85	8.65	6.72
P1橋脚下端 せん断力	4566tf	2800tf	2621tf

8.3 床版免震

(1) 検討概要

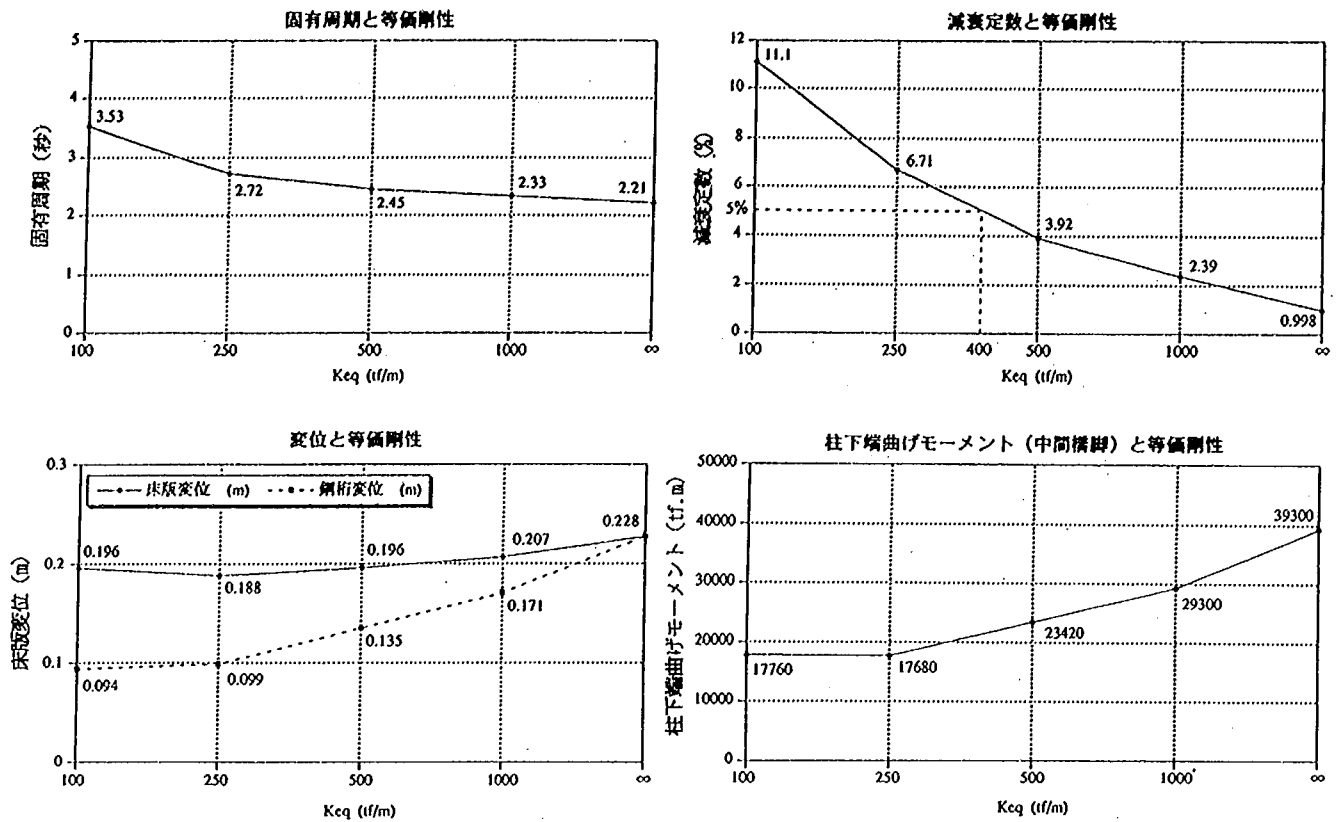
床版位置に免震装置を設置して橋梁の高減衰化を図る方法について動的解析により検討した結果を以下に示す。

検討対象とした橋梁は図-参8.1.2に示したRC中空橋脚を有する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、応答スペクトル法による動的解析際には等価剛性と等価減衰定数を用いた。橋軸方向と橋軸直角方向の両方向について検討した。入力地震動は震度法レベル（レベル1）の地震動（I種地盤）を用いた。

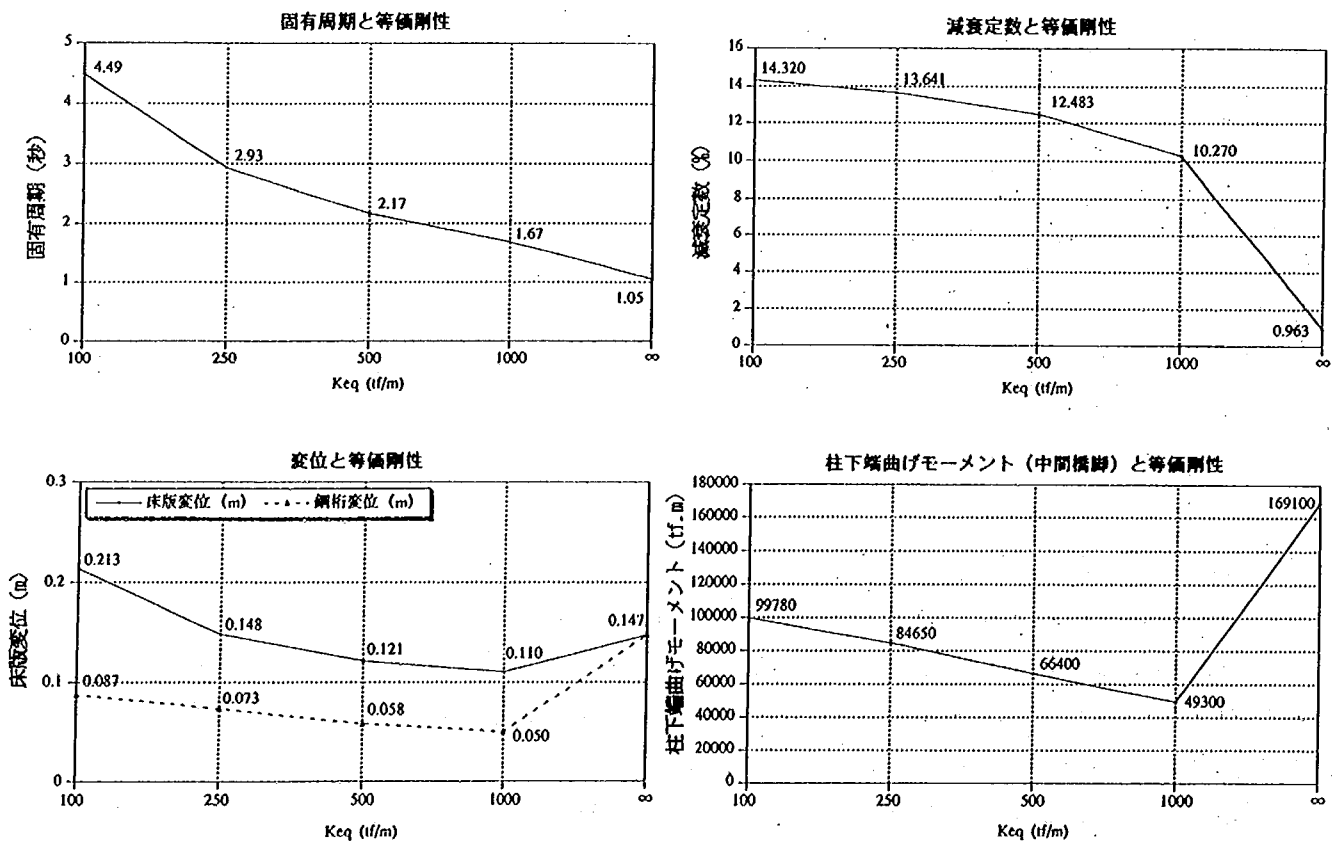
(2) 動的解析による感度分析

免震装置の等価剛性を変化させたパラメータ解析を行った。対象橋は、上下線が分離構造であることから、橋軸方向については橋梁全幅員の半幅モデルとした。なお、免震装置の等価剛性 Keq は、対象橋の支承の等価剛性である。また、免震装置の等価減衰定数は15%とし、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%とした。

図-参8.3.1は、橋軸方向と橋軸直角方向それぞれに対する等価剛性をパラメータとした感度分析結果を示したものである。これより、橋軸方向と橋軸直角方向に対する免震効果としては、橋軸直角方向の方がより顕著となっている。橋軸方向と橋軸直角方向に対しては、固有周期の変動レンジに違いが見られるとともに、柱下端の曲げモーメントについても両方で違いが見られる。これは、



(a) 橋軸方向 (橋梁全幅員の半幅モデル)



(b) 橋軸直角方向

図-参8.3.1 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

免震支承のせん断剛性と橋脚の剛性の相対関係が大きく影響している。例えば、橋軸直角方向では、等価剛性 $K_{eq}=1000\text{tf/m}$ の場合に柱下端曲げモーメントで最小値をとるのに対し、これより柔らかい等価剛性になると橋脚自体の振動モードの全体応答における寄与率が大きくなるためと考えられる。

橋軸方向の免震装置の1次モードに対応する減衰定数を5%以上確保することを前提とすると、免震装置の等価剛性を $K_{eq}=400\text{tf/m}$ 以下にすることが必要となる。上部構造水平変位と柱下端曲げモーメントは、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ない。非免震の場合に比較し、50%以上応答値を低減することが可能となる。

(3) 免震装置の設計

(2)のパラメータ解析によれば床版免震により高減衰化が期待できるので、ここでは、免震装置の設計を行ってみた。図-参8.3.2に免震装置の設置位置を示す。

1) 免震装置

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なった。

- ①等価剛性を目標値 ($K_{eq}=400\text{tf/m}$) 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なったところ、免震支承のサイズは $200\times 200\times 50\text{mm}$ で、幅員方向に2個、橋軸方向に3m間隔程度の配置が必要となった。試設計結果の免震装置の等価剛性を算出すると 1419tf/m 程度に相当し、目標の等価剛性よりもかなり大きい値となった。したがって、床版免震による高減衰化では、さらに柔らかい材料を用いた装置の開発が必要とされる。

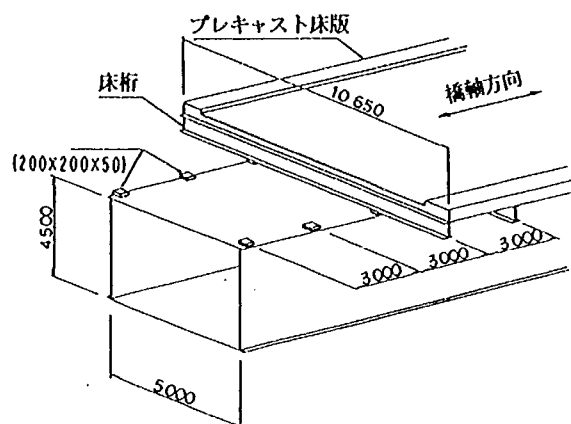


図-参8.3.2 非合成箱桁橋の床版下面に設置された免震装置

2) 試設計結果を用いた動的解析

表-参8.3.1に橋軸方向に対する動的解析結果を示す。これによれば、目標の減衰定数は得られなかったものの、非免震の場合に比較して約22%柱下端曲げモーメントが低減された。この場合には、柱下端の鉄筋量は約25%の低減が可能となり、 $D51\times 2$ 段配筋から $D51\times 1.5$ 段配筋となる。

表-参8.3.1 床版免震と非免震の動的解析結果（橋軸方向）

	$K_{eq}=1419\text{tf/m}$	$K_{eq}=\infty$ （非免震）
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

8.4 TMD

（1）検討概要

高橋脚橋を対象にTMDを免震装置として用いた場合の高減衰化の効果を検討した。図-参8.1.1に示した高橋脚PCラーメン橋を検討対象とした。減衰定数は1%とした。

TMDとしては、制震効果を十分発揮させるため、重錘質量を表-参8.4.1に示す対象橋の1次モードの等価質量の5%および10%とした。表-参8.4.2にTMDの諸元を示す。TMDの固有周期は、対象橋の固有周期に一致させた。また、TMDの減衰定数としては、重錘の振幅を抑え、残留振動を急減させるために最適減衰比より大きく設定した。

表-参8.4.1 PC4径間連続ラーメン橋の振動特性

検討方向	重錘質量比（ μ ）			
	5%		10%	
	重錘質量 （t）	減衰比 （%）	重錘質量 （t）	減衰比 （%）
橋軸	2100	6	4200	8
橋軸直角	1400	6	2800	8

解析では、図-参8.4.1に示すように橋梁は1次モードで代表させた1自由度モデル、TMDは自由度モデルとしてモデル化した。

入力地震波としては、図-参8.4.2に示す震度法レベル（レベル1）の地震波（I種地盤、最大加速度104gal）を用いた。

表-参8.4.2 TMDの諸元

検討方向	TMD 重錘の 質量比 （%）	最大応答加速度			TMD 重錘の 最大変位 （cm）
		免震	非免震	免震 非免震	
		（Gal）	（Gal）		
橋軸	5	75	91	0.82	47
	10	70	91	0.77	36
橋軸直角	5	123	38	0.89	59
	10	116	38	0.84	42

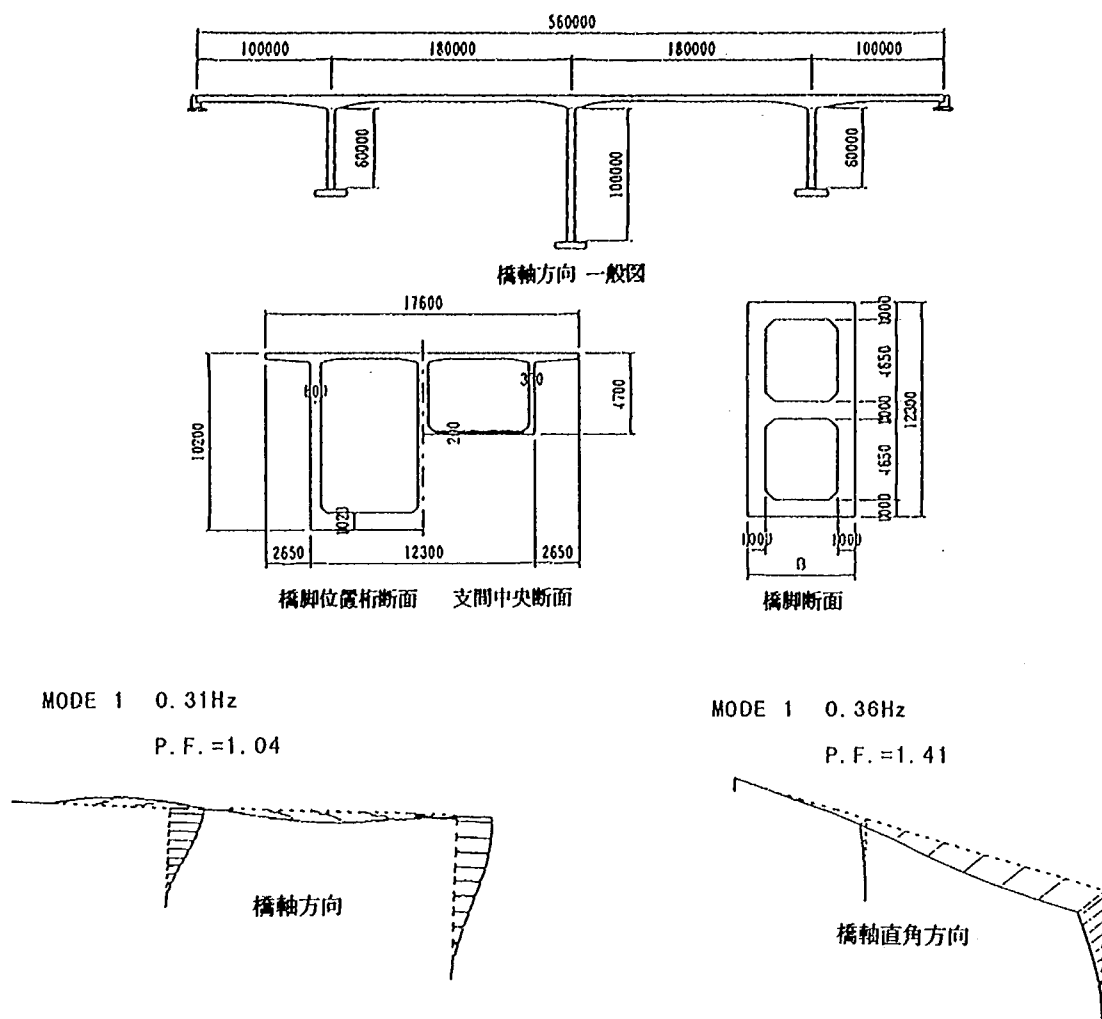


図-参8.4.1 解析モデル

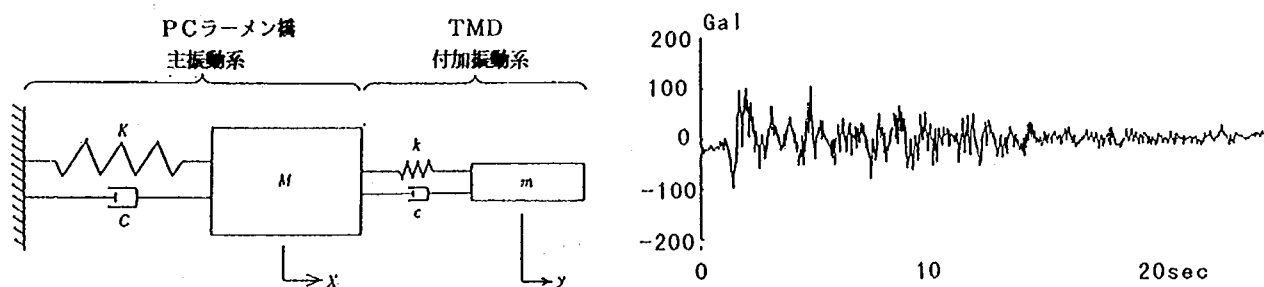


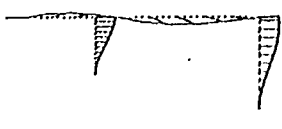
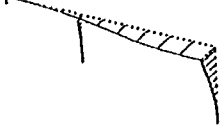
図-参8.4.2 入力地震波

(2) 検討結果

表-参8.4.3は、免震効果を解析した結果を示したものである。これによれば、重錘と橋梁の質量比 μ を5%程度にすれば、TMDによる免震効果が見られること、質量比 μ 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わかった。

実際にTMDを設置することを考えると、 $\mu = 5\%$ でも重錘質量が2000tfと大きいため、TMDの設計および設置方法には十分検討する必要がある。

表-参8.4.3 TMDの免震効果

	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		

8.5 AMD

(1) 検討概要

図-参8.1.1に示した4径間連続PC高橋脚ラーメン橋梁を対象に、AMDの免震効果を検討した。本橋梁の振動特性は表-参8.4.1に示したとおりである。減衰定数は1%とした。

AMDは、図-参8.5.1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、アクチュエータで垂錘を駆動し、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には種々のものがあるが、本検討では図-参8.5.2に示すようなサーボモータとボールネジにより垂錘を直線駆動する方式を想定して検討を行った。

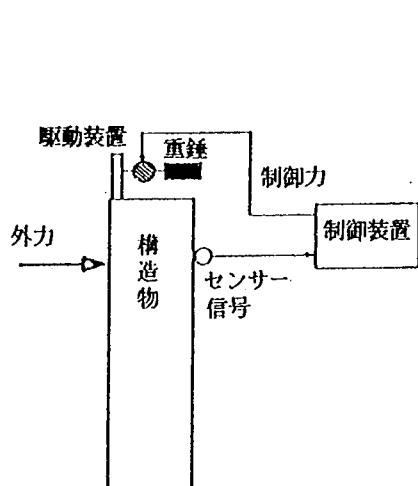


図-参8.5.1 AMD

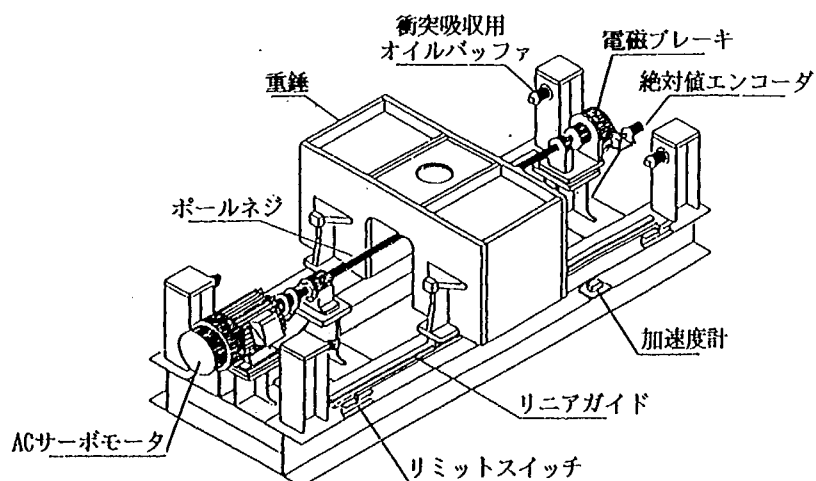


図-参8.5.2 重錘の駆動方法

解析では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、1次モードの諸元をもとに1自由度系とし、これにAMDを設置したモデルにより検討した。制御方法としては、フィードバック制御を採用し、構造物の振動特性の変動を考慮できる H_∞ 制御理論に基づき制御器を設計した。

(2) 免震効果の検討

1) 検討条件

構造物-AMDモデルを対象として、以下の条件で地震応答解析を行い、非免震時の結果との比較によりAMDの効果を検討した。

①入力地震波：震度法レベル（レベル1），I種地盤

②AMD質量：重錘質量は、表-参8.5.1に示すように、一般化質量の0.5%，1%，2.5%，5%，10%の5ケースとした。AMDは1基あたりの重錘質量を10tfのものを想定し、モーター、ボールネジなどの回転慣性の影響も考慮した。

表-参8.5.1 AMD重錘質量(tf)

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

2) 検討結果

図-参8.5.3および図-参8.5.5にAMDを作動させた場合の時刻歴応答を示す。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-参8.5.6のようにまとめられる。これによれば、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、制震効果は大きい。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、橋軸方向に比較すると制震効果が小さい。これは、本橋は、橋軸直角方向の刺激係数か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ためと考えられる。

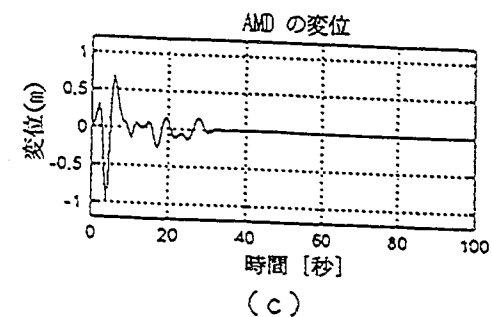
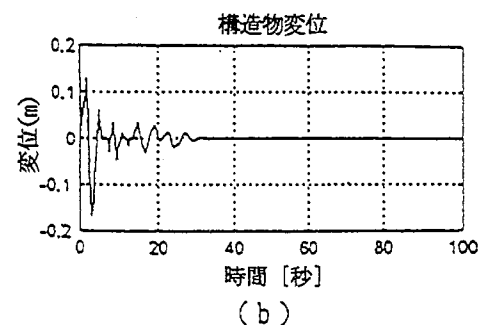
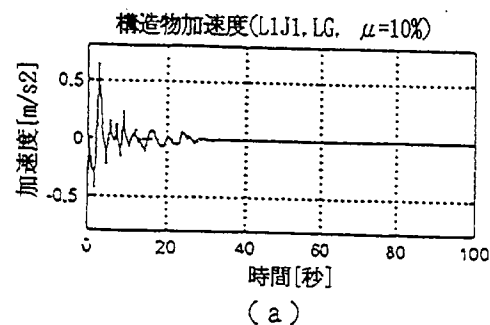


図-参8.5.3 A.M.Dによる免震効果(橋軸方向、 $\mu=10.0$)

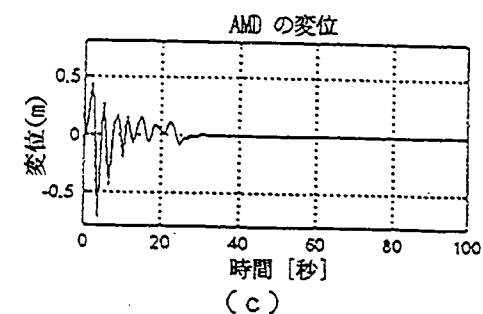
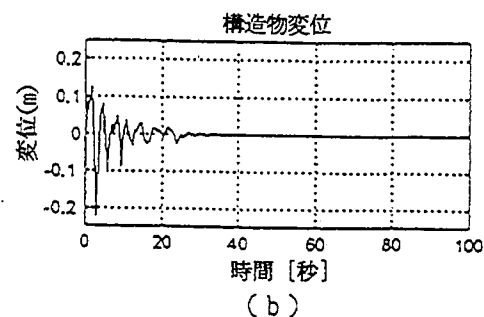
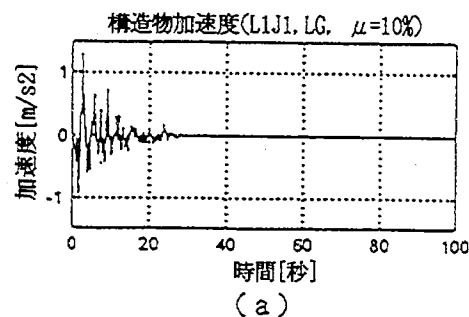


図-参8.5.4 A.M.Dによる免震効果(橋軸直角方向、 $\mu=10.0$)

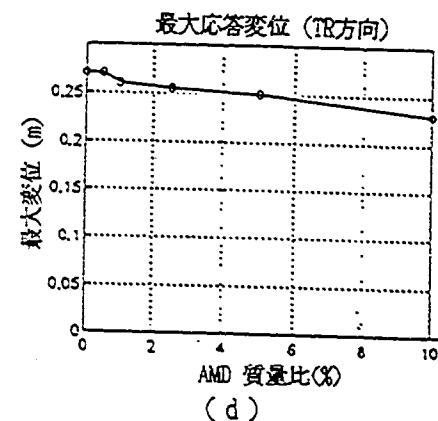
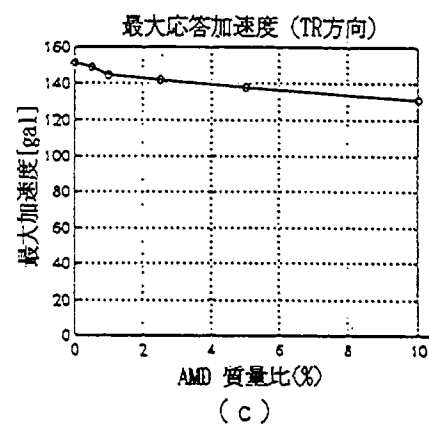
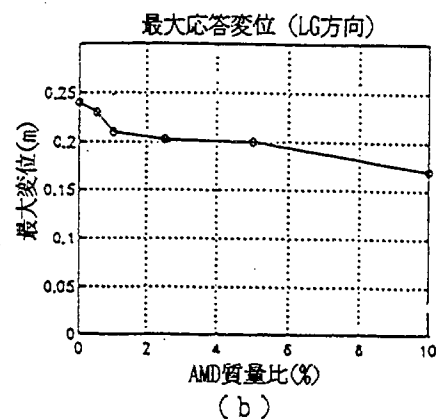
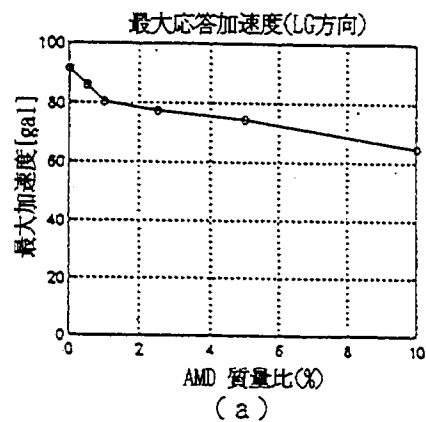


図-参8.5.5 質量比と最大応答値の関係

参考資料－9 斜張橋の免震設計に関する検討例

9.1 検討概要

斜張橋の支承部に免震装置を適用した場合の免震効果について検討した結果を以下に示す。

検討対象とした斜張橋は、図-参9.1.1に示す橋長500mの2径間PC連続斜張橋であり、その諸元は以下のとおりである。

- ・ 橋 長：500m (250m+250m)
- ・ 幅 員：20.5m
- ・ 基礎構造：直接基礎
- ・ 橋脚形状：2室中空断面、H=50m
- ・ 主塔形状：H型、H=125m
- ・ 斜 材：ファン型2面吊り
- ・ 主桁断面：逆台形5室PC箱桁断面、H=2.5m

免震装置としては、ここでは超塑性ラバーダンパーを採用した。なお、同様の特性を持つ履歴型の鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)、高減衰ゴム支承(HDR)等の使用も可能である。また、免震方向は、橋軸方向とした。

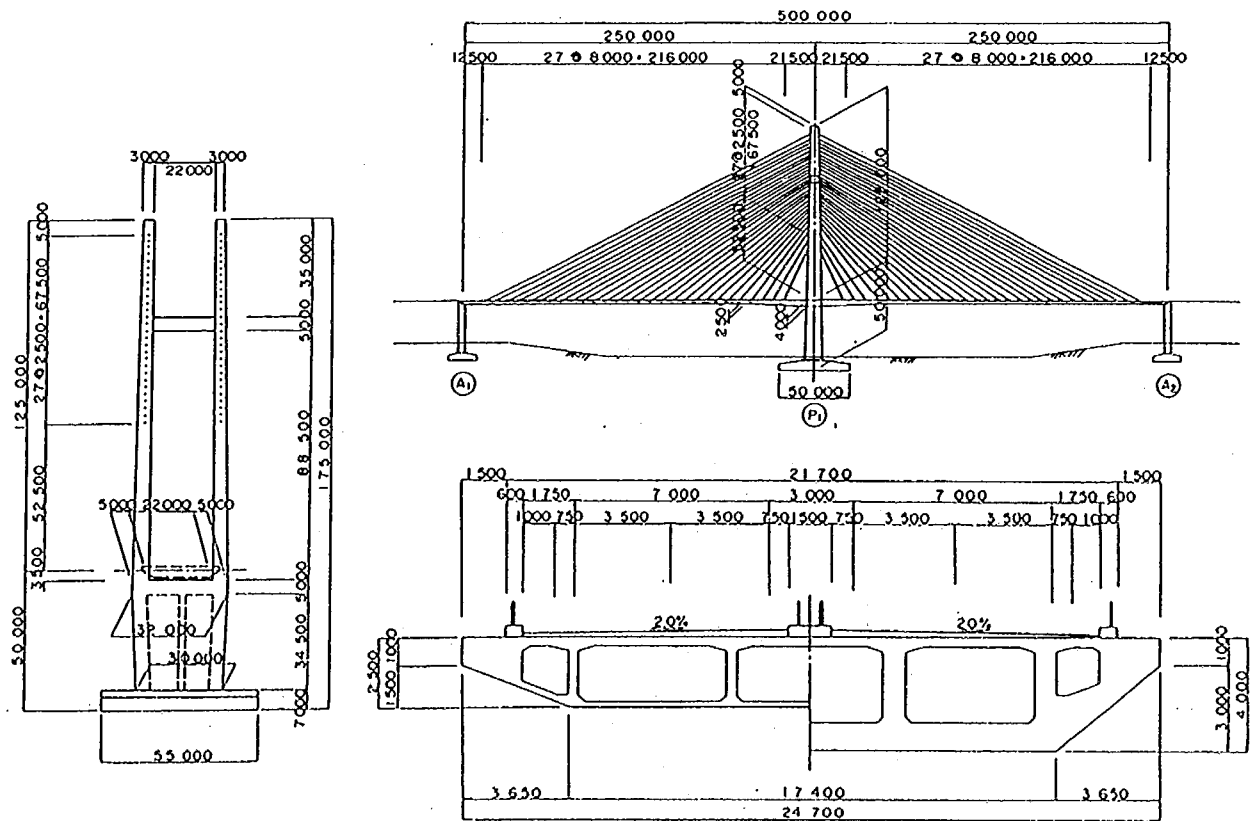


図-参9.1.1 モデル橋全体

対象橋を図-参9.1.2に示すように離散型の骨組構造にモデル化した。主桁、主塔、橋脚は梁要素で、斜材は棒要素とした。基礎底面は地盤に剛結されるものとした。免震装置は等価剛性 K_n と部材減衰 h_n を有する水平バネとしてモデル化し、主桁と主塔基部または橋脚天端とを連結した。

解析に用いる入力地震動としては、図-参9.1.3に示す兵庫県南部地震で観測された神戸海峡気象台記録とした。

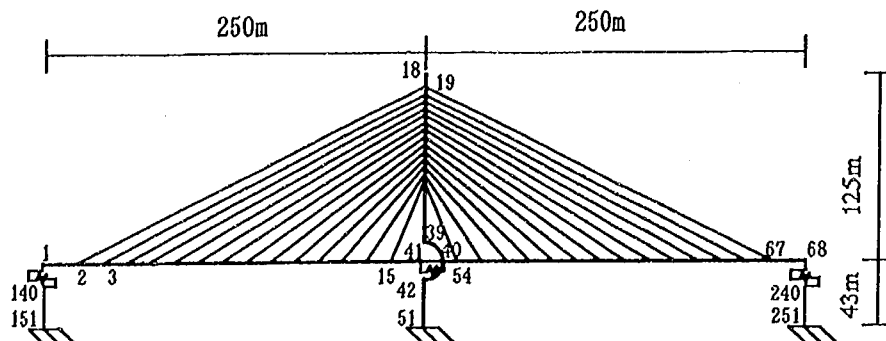


図-参9.1.2 解析モデル

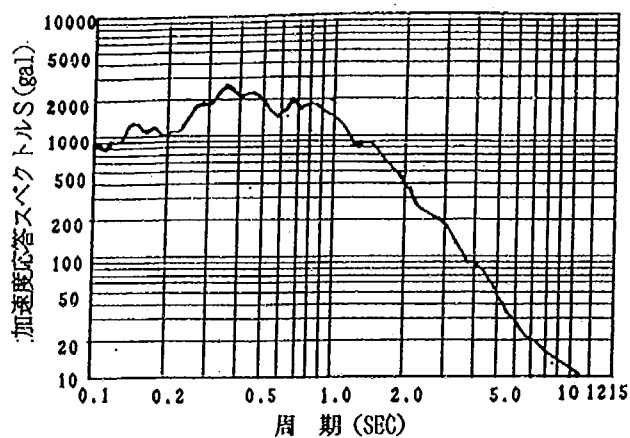
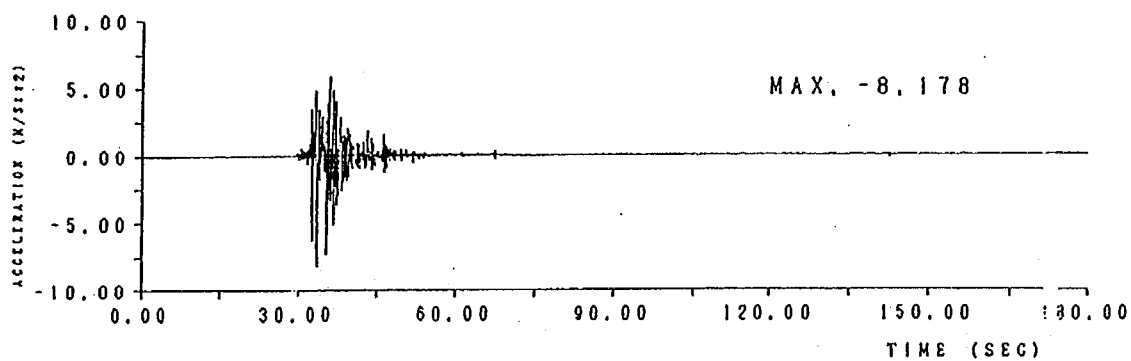


図-参9.1.3 入力地震動

9.2 免震装置を有しない斜張橋の動的解析

橋脚の配筋および免震装置による断面力の低減の程度の把握するために、免震設計を採用しない場合の動的解析を行った。

(1) 橋脚の配筋

橋脚の断面力が配筋量により変化するので、断面力が地震時保有水平耐力を超えないように配筋量を調整する必要がある。調整した橋脚の配筋を図-参9.2.1に示す。ここで、コンクリートの横拘束筋は、有効長80cm、D25-etc150とした。主橋脚のM- Φ 関係を表-参9.2.1に示す。なお、端橋脚のM- Φ 関係は主橋脚の半分と仮定した。

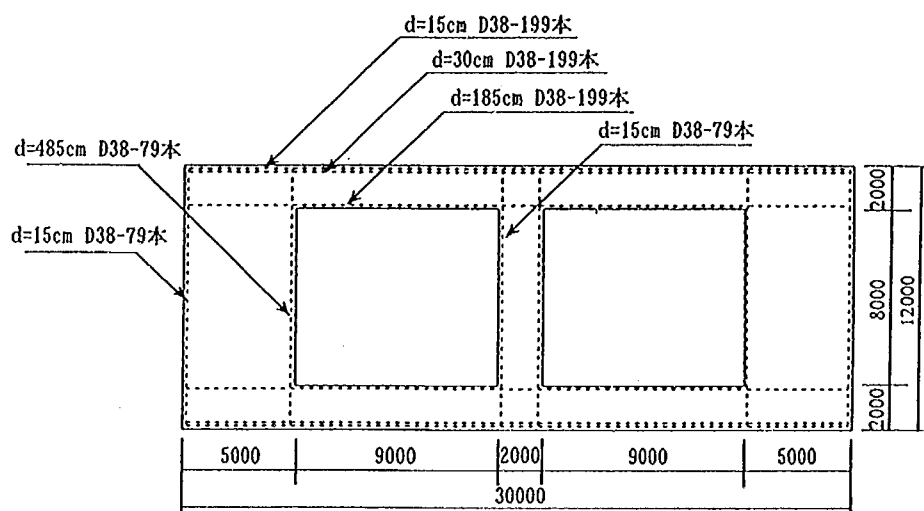


図-参9.2.1 非免震時の橋脚の配筋

表-参9.2.1 主橋脚のM- Φ 関係（免震設計を採用しない場合）

要素 番号	M_c (tf.m)	Φ_c ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)	M_y (tf.m)	Φ_y ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)	M_u (tf.m)	Φ_u ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)
59	300574	4.1037	463358	23.9222	574196	650.3659
60	316019	4.0556	482506	23.4002	598786	634.4124
61	331883	4.0094	503965	22.9926	624032	618.9793
62	348171	3.9652	526037	22.6052	649941	604.0405
63	364887	3.9227	548598	22.2404	676526	589.5707
64	382032	3.8819	575567	21.8939	703713	576.6699
65	399613	3.8426	599506	21.5621	731630	563.6187

(2) 解析結果

橋脚の各断面に作用する曲げモーメントを図-参9.2.2に示す。また、主要な応答値の最大値と照査結果を表-参9.2.2に示す。照査に用いた曲げ耐力およびせん断耐力は、表-9.2.3に示す断面の地震時保有水平耐力である。また、主鉄筋の段落しがないので、橋脚基部の断面で照査した。これにじよれば、いずれの最大応答値も許容値以下となり、照査を満足する。

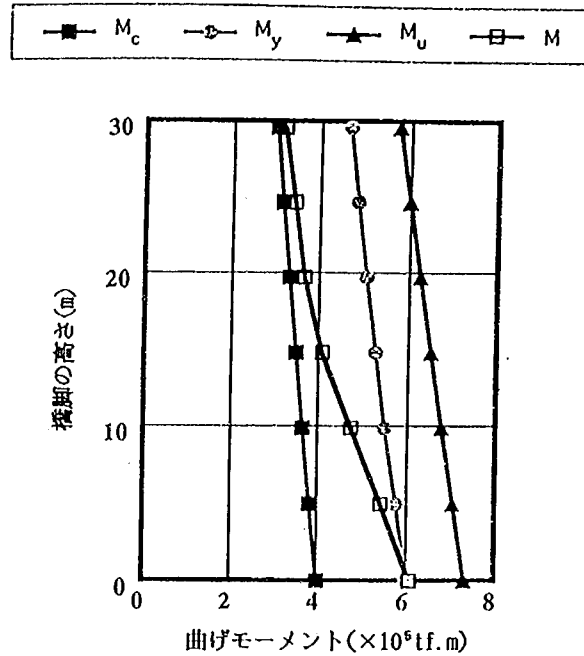


図-参9.2.2 非免震時の主橋脚の曲げモーメント分布

表-参9.2.2 動的解析により求められた最大応答値と照査結果 (非免震)

上部構造 の慣性力 作用位置	加速度 (cm/s ²)	1187.2
	変位 (cm)	解析値① 10.1
		許容値② 56.6
橋脚基部		照 査②/① 5.61 (OK)
	曲げ 耐力 (tf)	解析値④ 606,697tf.m/39.5m=15,359
		許容値⑤ 17,403
		照 査⑤/④ 1.13 (OK)
	せん断 耐力 (tf)	解析値⑦ 19,556
		許容値⑧ 19,798
		照 査⑧/⑦ 1.01 (OK)

表-参9.2.3 橋脚の地震時保有水平耐力 (非免震)

重量 (tf)	上部構造	W_u	61,173
	下部構造	W_p	21,726
	等 価	W	72,036
せん断耐力		P_s (tf)	19,798
曲げ耐力	ひびわれ時	P_s (tf)	10,418
		δ_c (cm)	2.25
	降伏時	P_y (tf)	15,488
		δ_y (cm)	8.09
	終局時	P_u (tf)	18,945
		δ_u (cm)	110.3
地震時保有水平耐力		P_a (tf)	17,403
許容塑性率		μ	9.4→8.0

9.3 免震装置の設計

(1) 設計目標

耐震余裕度とダンパーの設置スペースを考慮して、免震装置の設計目標を以下のように定めた。

- ①主橋脚基部曲げモーメントを10%以上低減する。
- ②ダンパーの設置可能なスペースを考慮し、対象橋梁の主橋脚天端におけるダンパーの断面積を60m²以下にする。

(2) 主要モード

橋梁全体系の非免震応答スペクトル解析を行い、主橋脚基部曲げモーメントの各主要モードに対する寄与率を表-参9.3.1に示す。

表-参9.3.1 主橋脚基部曲げモーメントの各主要モードの寄与率

モード次数	2	4	12	19
T _i (sec)	4.113	1.470	0.527	0.285
寄与率	26%	34%	61%	53%

(3) 減衰定数とダンパーのK_Dおよびh_Dの関係

i 次モードの減衰定数h_iは、ひずみエネルギー比例減衰とすると、式(参9.3.1)のように表される。

$$h_i = \frac{\sum C_j x_i' k_j x_i}{x_i' K x_i} \quad (\text{参9.3.1})$$

ここに、

- k_j : 各要素の剛性マトリックス
- C_j : 各要素の減衰定数
- K : 構造全体の剛性マトリックス
- x_i : i 次のモード

さらに、x_i' M x_i = 1 を満足するように x_i を調整すれば、式(参9.3.1)は、式(参9.3.2)のように書き直すことができる。

$$h_i = \frac{\sum C_j x_i' k_j x_i}{\omega_i^2} \quad (\text{参9.3.2})$$

ここに、

- ω_i : 固有円振動数
- M : 構造全体の質量マトリックス

また、ダンパーの等価剛性が小さい場合には、式(参9.3.2)は近似的に式(参9.3.3)のように表すことができる。

$$h_i = \frac{h_D K_D (x_{i1} - x_{im})^2 + 0.01 \omega_i^2}{\omega_i^2 + K_D (x_{i1} - x_{im})^2} \quad (\text{参9.3.3})$$

ここに、x_{i1}、x_{im}はダンパー端部位置のモード値であり、各部材の減衰定数を1%と仮定した。超塑性ラバードンパーの場合、等価減衰定数がh_D=0.2825となるので、これを式(参9.1.3)に代入すると、

$$h_i = \frac{0.2825 K_B (x_{i1} - x_{im})^2 + 0.01 \omega_i^2}{\omega_i^2 + K_B (x_{i1} - x_{im})^2} \quad (\text{参9.3.4})$$

となる。これより

$$K_B = \frac{(h_i - 0.01) \omega_i^2}{(0.2825 - h_i) (x_{i1} - x_{im})^2} \quad (\text{参9.3.5})$$

対象橋梁の主要モードは、2次、4次、12次と19次である。そのうち、12次と19次の寄与率は最も大きく支配モードと考えられるが、ダンパーを設置すると2次モードの固有周期が短くなり、その寄与率が大きくなる傾向があるので、2次モードを最主要モードと選択した。表-参9.3.2には、 h_2 の設定値に対して、 K_B の算定値を示す。

表-参9.3.2 2次モードの減衰定数とダンパーの等価剛性

h_i (%)	5	7.5	10	12.5
K_B (tf/m)	15,963	29,065	45,756	67,745

(4) 断面力の低減率と主要モードの減衰定数

表-参9.3.2に示すダンパーの等価剛性を用い、橋梁全体系の免震応答スペクトル解析を行った。主橋脚基部の曲げモーメントの低減率と減衰定数の関係を図-参9.3.1に示す。これによれば、設計目標①で設定した断面力の低減比0.9以下を確保できる減衰定数 h_i の範囲は5%~11%程度となる。表-参9.1.5から等価剛性を求めると、 K_B の範囲は16,000~50,000tf/mとなる。

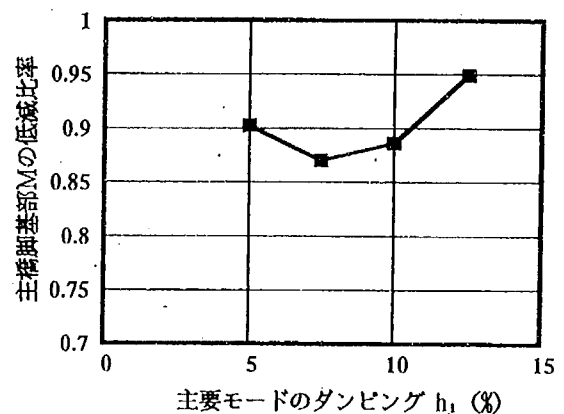


図-参9.3.1 断面力の低減率と主要モードの減衰定数

9.4 ダンパー総量の決定

3節点簡略モデルを用い、応答スペクトル解析によりダンパー総量を求めた。対象とした橋梁は中間支点のみにダンパーを設置した2径間斜張橋であるが、簡易モデルとしては、図-参9.4.1に示すように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にして考慮することとした。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。

$$[M] \ddot{\{u\}} + [C] \dot{\{u\}} + [K] \{u\} = -[M] \ddot{\{1\}} \ddot{Z} \quad (\text{参9.4.1})$$

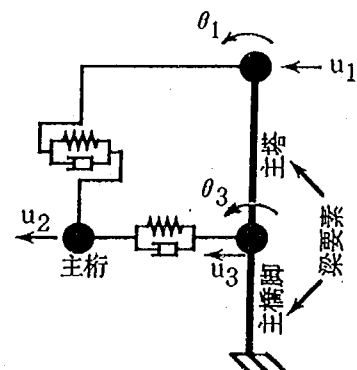


図-参9.4.1 簡易モデル

ここに、

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 156M_T+140M_C & 22M_T L_T & 70M_C & 54M_T & -13M_T L_T \\ & 22M_T L_T & 4M_T L_T^2 & 0 & 13M_T L_T & -3M_T L_T^2 \\ & 70M_C & 0 & 140M_C+420M_G & 0 & 0 \\ 420 & 54M_T & 13M_T L_T & 0 & 156(M_T+M_F) & 22(M_F L_F+M_T L_T) \\ & -13M_T L_T & -3M_T L_T^2 & 0 & 22(M_F L_F-M_T L_T) & 4(M_T L_T^2+M_F L_F^2) \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 2K_T+K_C & 6K_T L_T & -K_C & -12K_T & 6K_T L_T & \\ 6K_T L_T & 4K_T L_T^2 & 0 & -6K_F L_T & 2K_T L_T^2 & \\ -K_C & 0 & K_C+K_D & -K_D & 0 & \\ -12K_T & -6K_T L_T & -K_D & 12K_T+K_D+12K_F & 6(K_F L_F-K_T L_T) & \\ 6K_T L_T & 2K_T L_T^2 & 0 & 6(K_F L_F-K_T L_T) & 4(K_F L_F^2+K_T L_T^2) & \end{bmatrix} \quad \{u\} = \begin{bmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \theta_3 \end{bmatrix}$$

$$M_C = \rho c A_C L_C$$

$$M_F = \rho f A_F L_F$$

$$M_T = \rho t A_T L_T$$

$$M_G = \rho g A_G L_G$$

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

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

$$K_C = \sum (E A \cos^2 \alpha / L)_C$$

ρ : 単位体積あたりの質量

α : ケーブルと主桁の傾斜角度

u : 変位

θ : 回転角度

Z : 地動加速度

ここで、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。なお、ケーブルの剛性 K_C の計算式としては、ハープ形に対しては式(参9.4.1)を、ファン形に対しては式(参9.4.2)を用いることができる。

$$K_C = 0.5 E n [(A \cos^2 \alpha / L)_{HRC} + (A \cos^2 \alpha / L)_{FRC}] \quad (\text{参9.4.1})$$

$$K_C = E n (A \cos^2 \alpha / L)_{HRC} \quad (\text{参9.4.2})$$

ここで、 n はケーブルの本数である。

モデル橋梁を3節点簡易モデルの諸元は表-参9.4.1に示す。

表-参9.4.1 簡易モデル諸元

	E (tf/m ²)	W (tf)	I 平均 (m ⁴)	L (m)
主 桁	3.1×10^6	38,329	23.3	—
主 塔	3.3×10^6	21,141	401.0	125
主橋脚	2.8×10^6	65,750	3165.0	43
斜 材	2.0×10^7	1,703	—	—

注 $K_C = 115,520$ (tf/m)

簡易モデルを用いて、免震装置のゴム断面積と厚さをパラメーターにとって応答スペクトル解析

を行った。図-参9.4.2に主橋脚基部の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ゴム断面積 A およびゴムの有効せん断ひずみ γ の関係を示す。

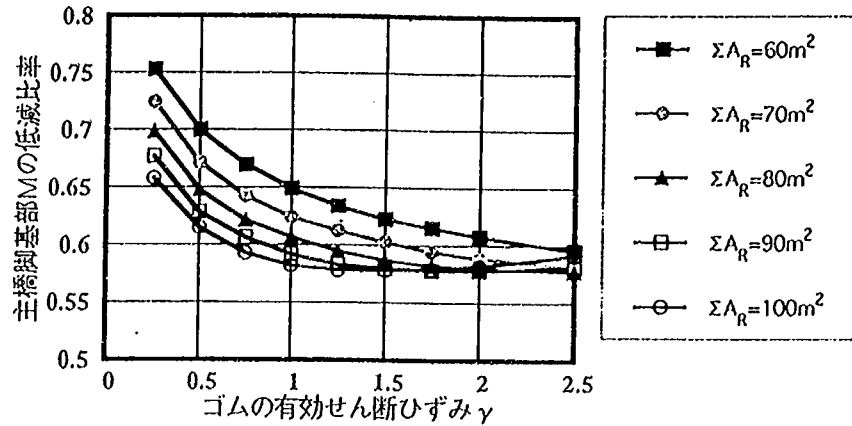


図-参9.4.2 応答値の比率と A および γ の関係

K_B の適用範囲を考慮して、図-参9.4.2を書き直すと図-参9.4.3のようになる。

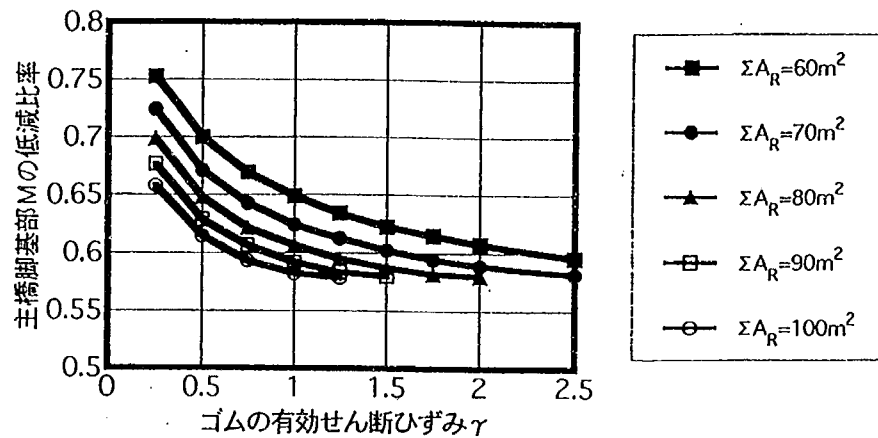


図-参9.4.3 応答値の比率と A および γ の関係 (K_B の適用範囲を考慮した場合)

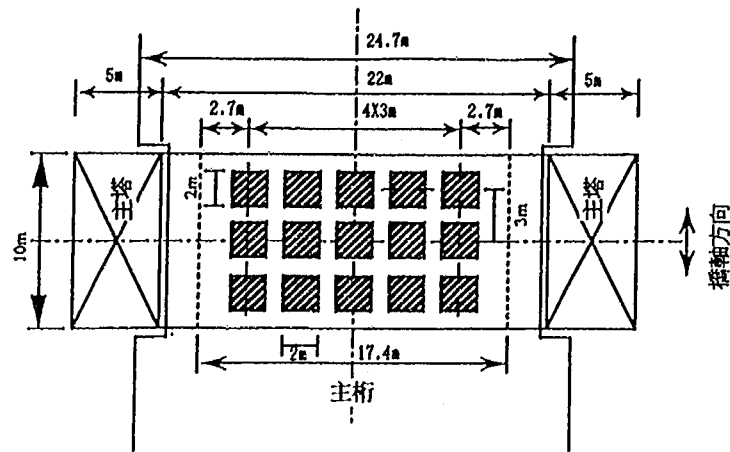
実際の橋脚天端におけるダンパーの設置スペースの制約などから以下のように免震装置のサイズを設定した。

$$A = 60\text{m}^2 \quad t = 7\text{cm} \quad (\gamma = 2.0) \quad (\text{参9.4.3})$$

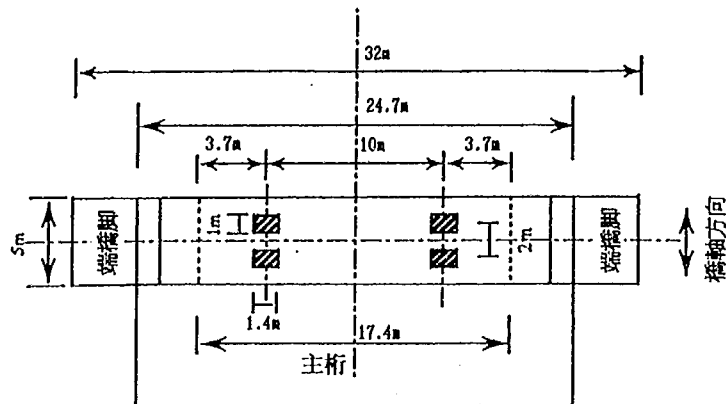
この際

$$u_B = 0.208\text{m} \quad K_B = 38037\text{tf/m} \quad (\text{参9.4.4})$$

免震装置の配置を図-参9.4.4に示す。



主橋脚天端におけるダンパー配置図



端橋脚天端におけるダンパー配置図

図-参9.4.4 免震装置の配置

9.5 免震装置を有する橋梁全体系の地震応答解析

(1) 橋脚の配筋

免震装置を用いることにより、橋脚に作用する曲げモーメントが変化するので、橋脚の配筋を修正した。図-参9.5.1に主橋脚の配筋図を、表-参9.5.1にM- Φ 関係を示す。

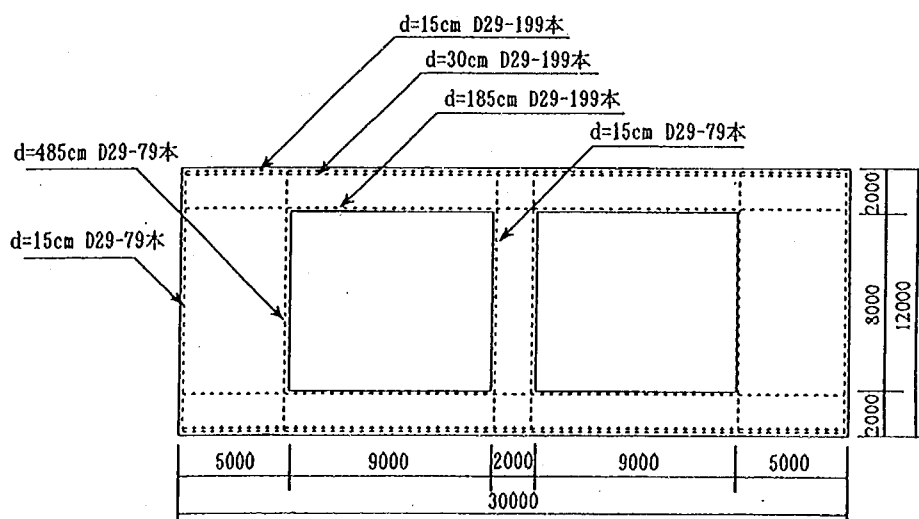


図-参9.5.1 免震時の橋脚の配筋

表-参9.5.1 免震時主橋脚のM- Φ 関係

要素 番号	M_c (tf.m)	Φ_c ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)	M_y (tf.m)	Φ_y ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)	M_u (tf.m)	Φ_u ($\times 10^{-5} \text{m}^{-1}$)
59	295014	4.1616	380065	23.4330	462909	743.7836
60	310247	4.1126	399140	23.0344	484937	721.9453
61	325895	4.0655	418835	22.6558	507563	700.9382
62	341964	4.0204	439153	22.2961	531391	685.4807
63	358456	3.9771	457775	21.8556	554934	667.7460
64	375375	3.9354	481132	21.5302	579648	649.7020
65	392725	3.8954	503106	21.2192	605065	632.1660

(2) 動的解析

設計した免震装置を用いて橋梁全体系の動的解析を行った。橋脚の曲げモーメント分布を、図-参9.5.2に示す。主要な応答値の最大値と照査結果は表-参9.5.2に示す通りであり、照査を満足する。なお、目標とする作用力まで低下しない場合には、ダンパーの配分率を修正する必要がある。

表-参9.5.4は免震と非免震の応答解析結果の比較を示したものである。免震装置を設置することにより、主塔基部および主橋脚基部の断面力が基本構造より約16%~34%程度低減されることがわかる。

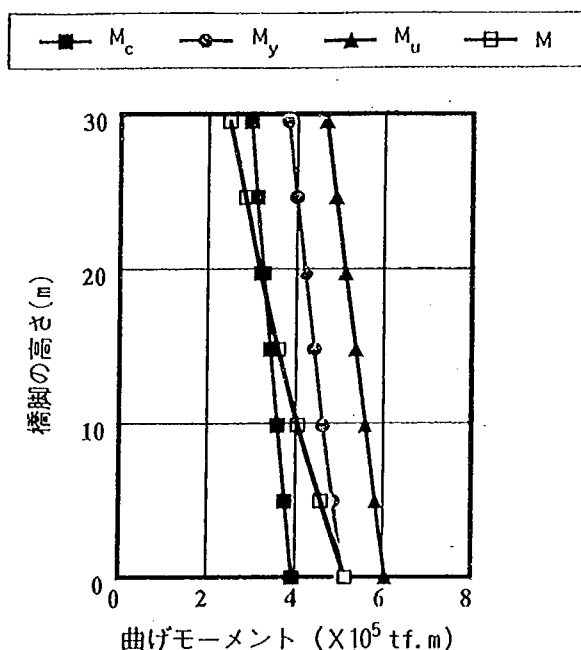


図-参9.5.2 免震時の主橋脚の曲げモーメント分布

表-参9.5.2 動的解析により求められた最大応答値と照査結果 (免震)

上部構造 の慣性力 作用位置	加速度(cm/s^2)		747.5
	変位 (cm)	解析値①	8.0
		許容値②	52.0
		照査②/①	6.5 (OK)
橋脚基部	曲げ 耐力 (tf)	解析値④	508,674tf.m/39.5m=12,878
		許容値⑤	14,137
		照査⑤/④	1.10 (OK)
	せん断 耐力 (tf)	解析値⑦	16,457
		許容値⑧	19,798
		照査⑧/⑦	1.20 (OK)

表-参9.5.3 橋脚の地震時保有水平耐力 (免震)

重量 (tf)	上部構造	W_u	61,173
	下部構造	W_p	21,726
	等 価	W	72,036
せん断耐力	P_s (tf)		19,798
曲げ耐力	ひびわれ時	P_s (tf)	10,222
		δ_c (cm)	2.28
	降伏時	P_y (tf)	13,062
		δ_y (cm)	6.50
	終局時	P_u (tf)	15,705
		δ_u (cm)	118.4
地震時保有水平耐力	P_a (tf)		14,444
許容塑性率	μ		12.5→8.0

表-参9.5.4 非線形応答解析結果

	非免震	免震 支点ダンパー	低減率(%)
入力地震動加速度(gal)	818.8	818.8	—
主桁変位(cm)	23.2	21.8	6
主塔基部M(tf.m)	240,777	158,259	34
主橋脚基部M(tf.m)	606,697	508,674	16
主塔基部せん断力(tf)	9,575	6,633	30
主橋脚基部せん断力(tf)	19,556	16,457	16

参考資料-10 吊橋の免震設計に関する検討例

10.1 検討概要

長大吊橋は、基本固有周期が5～6秒以上の長周期構造物であり、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必要とされる。

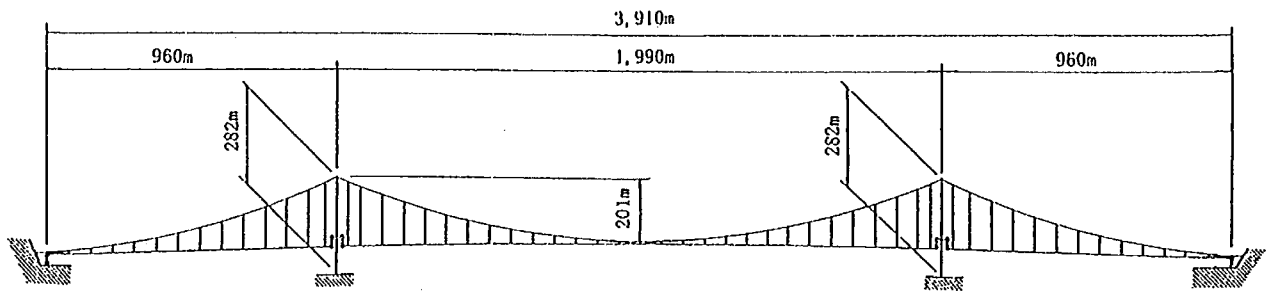
吊橋は他の橋梁形式とは異なり、吊橋特有の構造部材より構成されているため、各構造部材ごとに耐風上の制振・免振装置が存在し、これらの装置の中には耐震対策として利用可能なものがある。

本検討においては、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を検討することを目的とする。

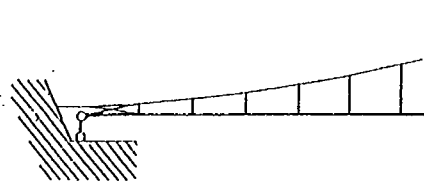
10.2 モデル橋の設定

(1) 基本モデル

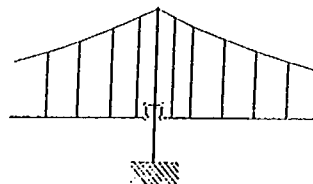
制震・免震装置の有効的な配置を比較検討するために、基本モデルとこの構造系を変化させたモデルを作成した。基本モデルは、図-参10.2.1に示すように、中央径間1,990mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋を2次元骨組によりモデル化した。基本モデルの部材の諸定数は表-参10.2.1に示すとおりである。



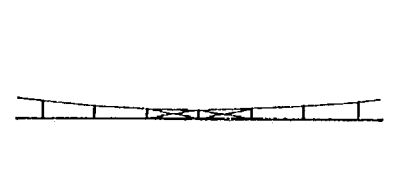
(1) 全体図



(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-参10.2.1 基本モデル

表-参10.2.1 基本モデルの部材諸定数

部 材	弾性係数 $E(\text{tf/m}^2)$	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	$2.10\text{E}+7$	$0.81\text{E}+7$	0.41 ~ 0.50	20.2 ~ 24.0	—	7.85	2.0
主 塔	$2.10\text{E}+7$	$0.81\text{E}+7$	5.00 ~ 8.50	50.7 ~ 172.3	$-0.9\text{E}+5$ ~ $-1.\text{E}+5$	7.85	2.0
主ケーブル	$2.03\text{E}+7$	$0.78\text{E}+7$	1.58	—	$1.1\text{E}+5$	7.85	2.0
ハンガー	$1.40\text{E}+7$	$0.54\text{E}+7$	0.02	—	$2.1\text{E}+3$	7.85	2.0
ステイケーブル	$1.40\text{E}+7$	$0.54\text{E}+7$	0.02 ~ 0.03	—	$4.5\text{E}+3$ ~ $5.6\text{E}+3$	7.85	2.0

(2) 動的解析

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した。着目した応答は図-参10.2.2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とした。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⁾に規定されている標準加速度応答スペクトル（震度法レベル、Ⅲ種地盤）を用いた。なお、モード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%になるまで考慮した。

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、各モデルの最大応答値を比較することにより制震・免震対策に有効な構造系の検討を行った。

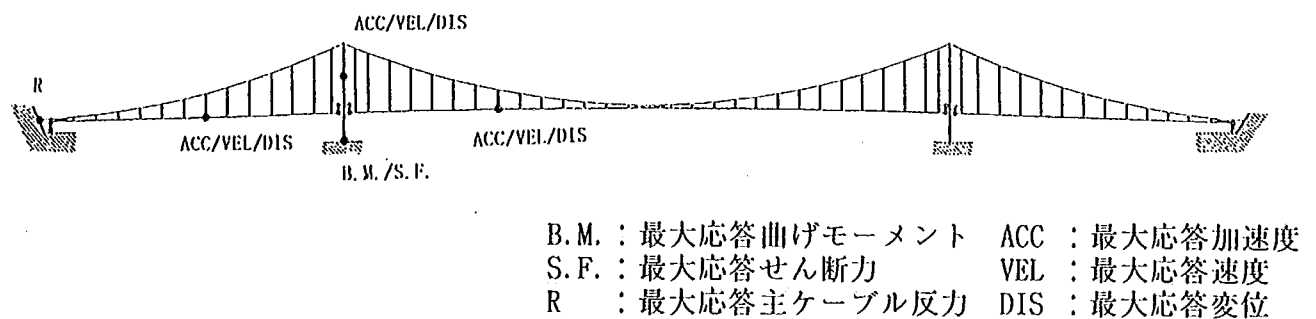


図-参10.2.2 最大応答値の検討位置

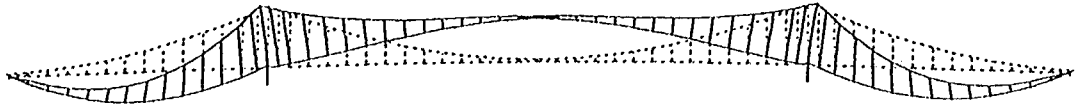
(3) 基本モデルの動的解析結果

1) 固有値解析結果

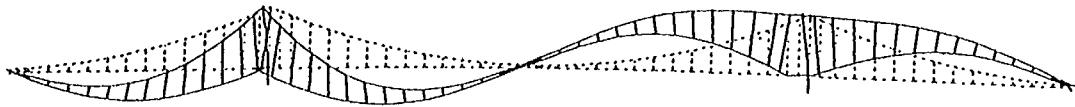
初期モデルにおける固有値解析の結果は、表-参10.2.2、図-参10.2.3に示すとおりである。本橋は、1次固有周期が10秒程度の長周期構造であり、逆対称の曲げモードは2次および3次モードであり、刺激係数も比較的大きい。

表-参10.2.2 固有値解析結果（基本モデル）

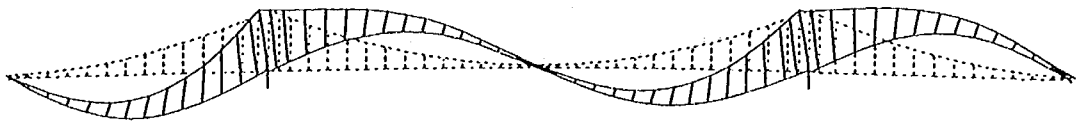
モード	固有振動数 $f(\text{Hz})$	固有周期 $T(\text{sec})$	刺激係数 β	減衰定数 $h(\%)$
1	0.1048	9.5454	2.25	2.0
2	0.1205	8.2959	1279.00	2.0
3	0.1365	7.3239	543.28	2.0
4	0.1676	5.9685	0.00	2.0



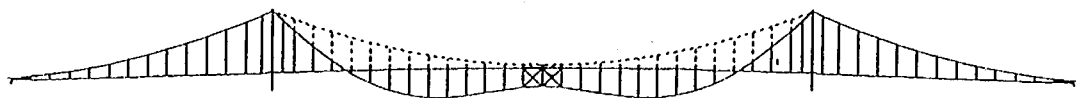
(1) 1次モード



(2) 2次モード



(3) 3次モード



(4) 4次モード

図-参10.2.3 固有値解析結果（基本モデル）

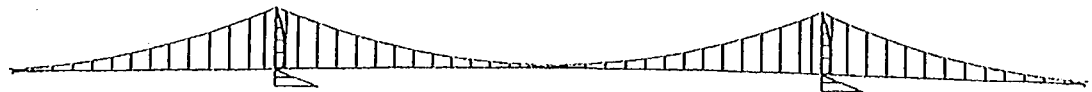
2) 応答解析結果

基本モデルにおける応答解析の結果は、表-参10.2.3、図-参10.2.4に示すとおりである。最大応答曲げモーメントおよび最大応答せん断力は主塔基部で発生し、最大応答加速度、最大応答速度および最大応答変位は主塔中点で発生している。

表-参10.2.3 最大応答値の解析結果 (基本モデル)

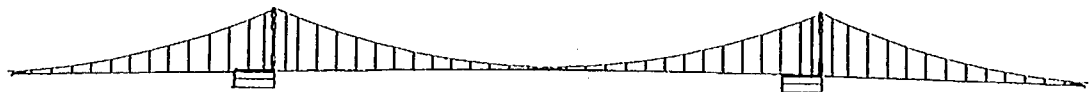
	加 速 度 (m/sec ²)	速 度 (m/sec)	変 位 (m)	曲 げ モーメント (tf・m)	せん断力 (tf)	主ケーブル 反 力 (tf)
主塔 中点	4.679	1.938	1.153	—	—	—
主塔 基部	—	—	—	1,423,250	25,599	—
側径間 1/2	2.762	1.199	0.924	—	—	—
中央径間 1/4	2.627	0.905	0.897	—	—	—
主ケーブル端部	—	—	—	—	—	4,985

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE 0. 200000000.
(KG, N)



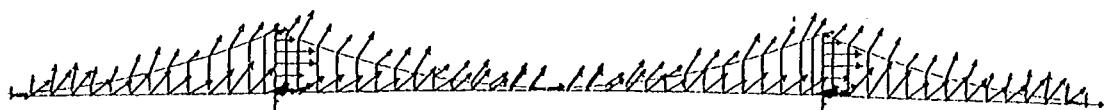
(1) 最大応答曲げモーメント

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE 0. 50000000.
(KG)



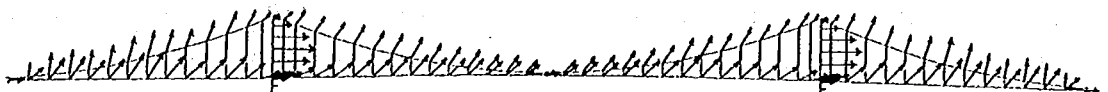
(2) 最大応答せん断力

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE
(M/SEC²) → 10.



(3) 最大応答加速度

STRUCTURE SCALE 0. 200.
(M)
UNIT SCALE
(M/SEC) → 2.0



(4) 最大応答速度

図-参10.2.4 (1) 応答解析結果 (基本モデル)



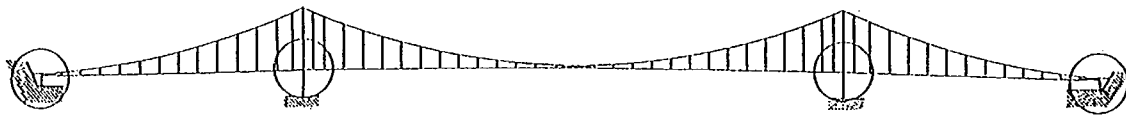
(5) 最大応答変位

図-参10.2.4 (2) 応答解析結果 (基本モデル)

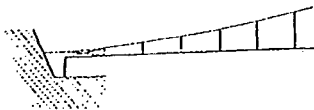
10.3 吊橋に対する制震・免震装置の適用性

(1) リンクへの制震・免震装置の適用

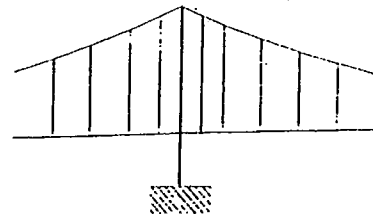
リンク部材に制震・免震装置を配置した場合の制震・免震効果の可能性を推定するため、リンク部材の部材結合条件を剛結としたモデル（リンク剛結モデル）を作成し、固有値解析と応答解析を実施した。モデル図を図-参10.3.1に示す。



(1) 全体図



(2) エンドリンク部

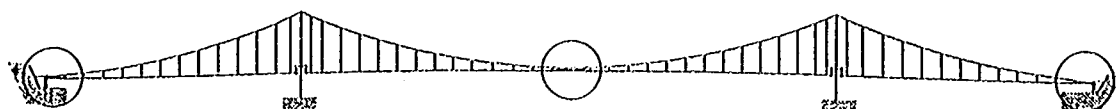


(3) タワーリンク部

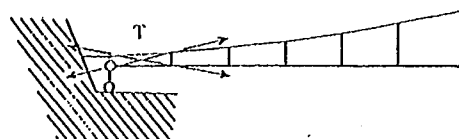
図-参10.3.1 リンク剛結モデル

(2) ステイケーブルへの制震・免震装置の適用

エンドステイケーブルおよびセンターステイケーブルへ装置を適用した場合、ステイケーブルの拘束を増した構造系が固有値および応答値に及ぼす影響を検討するため、ステイケーブルの初期張力 T 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した。モデル図を図-参10.3.2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-参10.3.2 ステイ張力10倍モデル、ステイ張力100倍モデル

(3) 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組み込んだ複合吊り形式橋梁の制震・免震効果を検討するため、以下の①～④のケーブルシステムを初期モデルに付加し、固有値解析および応答解析を実施した。斜吊ケーブルの初期張力はハンガーと同程度の420tfとした。さらに、それぞれのモデルにおいて、斜吊ケーブルの初期張力を10倍に変化させたモデルを作成し、固有値解析および応答解析を実施した。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程度に相当し、初期張力4,200tfは、実際のケーブル1本あたり420tf程度に相当することになる。

- ①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 ($T = 4,200\text{tf}$)
- ②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 ($T = 4,200\text{tf}$)
- ③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 ($T = 4,200\text{tf}$)
- ④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 ($T = 4,200\text{tf}$)

1) ハープ型斜吊ケーブル

吊橋とハープ型斜吊ケーブルと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した。モデル図を図-参10.3.3に示す。

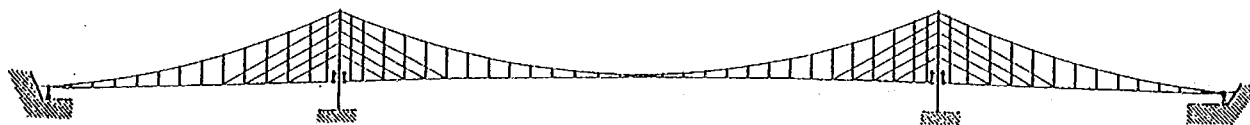


図-参10.3.3 原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル

2) ファン型斜吊ケーブル

吊橋とファン型斜吊ケーブルと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した。モデル図を図-参10.3.4に示す。

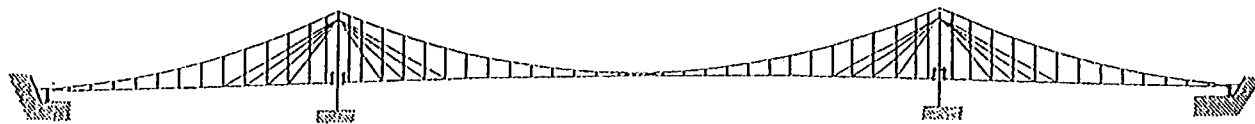


図-参10.3.4 原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル

3) 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と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した。モデル図を図-参10.3.5に示す。

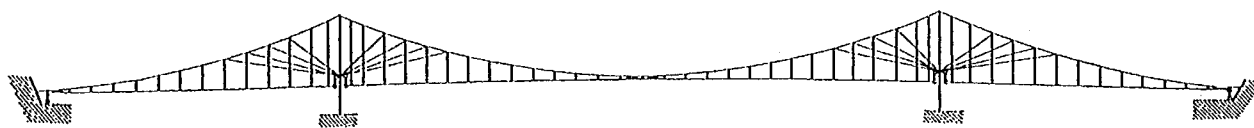


図-参10.3.5 原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル

4) 逆斜吊ケーブル

吊橋と逆斜吊ケーブルと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した。モデル図を図-参10.3.6に示す。

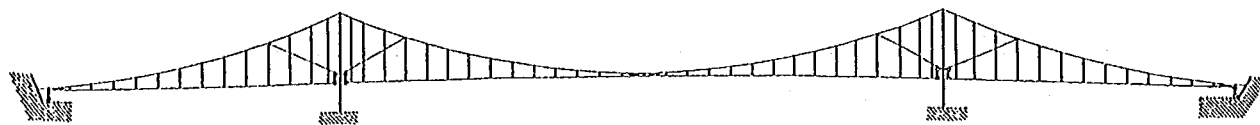


図-参10.3.6 原型モデル、斜吊ケーブル張力10倍モデル

(4) 各構造系の制震・免震効果の比較

1) 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-参10.3.1に示すとおりである。

表-参10.3.1 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
000	0.1048	0.1205	0.1365	0.1676	2.25	1279.00	543.28	0.00
011	0.1146	0.1466	0.1676	0.1751	0.57	86.87	0.00	2428.00
021	0.1075	0.1248	0.1416	0.1787	2.45	1280.00	539.60	0.00
022	0.1133	0.1327	0.1513	0.1836	3.13	1244.00	569.00	0.00
031	0.1070	0.1232	0.1413	0.1676	2.72	1311.00	833.50	0.00
032	0.1132	0.1336	0.1533	0.1676	4.34	1482.00	1224.00	0.00
041	0.1072	0.1245	0.1419	0.1676	2.57	1294.00	631.00	0.00
042	0.1141	0.1352	0.1563	0.1676	3.82	1339.00	878.40	0.00
051	0.1086	0.1401	0.1460	0.1678	1.77	1399.00	506.00	0.00
052	0.1176	0.1588	0.1697	0.1821	2.64	444.20	0.00	0.00
061	0.1061	0.1280	0.1393	0.1676	1.90	1365.50	390.80	0.00
062	0.1115	0.1472	0.1560	0.1681	1.91	994.40	1166.00	0.00

2) 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-参10.3.2に示すとおりである。

表-参10.3.2(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)		
	主塔点	側径間 L/2点	中央径間 L/4点	主塔点	側径間 L/2点	中央径間 L/4点
MODEL000	4.679	2.762	2.627	1.153	0.924	0.897
MODEL011	5.119	3.359	2.424	0.988	1.659	1.157
MODEL021	4.749	2.792	2.592	1.153	0.907	0.883
MODEL022	5.034	2.087	2.122	1.153	0.830	0.862
MODEL031	4.697	2.143	2.614	1.036	0.963	0.990
MODEL032	3.499	2.701	2.681	0.791	1.110	1.100
MODEL041	4.615	2.489	2.784	1.142	0.904	0.912
MODEL042	4.673	1.961	3.028	1.116	0.872	0.947
MODEL051	4.640	2.958	2.592	1.138	1.109	0.561
MODEL052	4.462	2.576	2.805	1.068	0.716	0.967
MODEL061	4.678	2.821	2.630	1.152	0.971	0.806
MODEL062	4.609	2.829	2.610	1.120	0.923	0.826

表-参10.3.2(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)
MODEL000	1,423,250	25,599	4,985
MODEL011	1,304,540	23,368	5,780
MODEL021	1,423,510	31,517	4,985
MODEL022	1,423,770	33,477	5,295
MODEL031	1,342,500	22,391	4,942
MODEL032	1,109,070	19,516	5,043
MODEL041	1,416,840	23,777	5,051
MODEL042	1,305,870	23,537	5,151
MODEL051	1,104,430	26,765	5,188
MODEL052	1,297,420	23,686	5,644
MODEL061	1,419,930	23,798	5,082
MODEL062	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示すと表-参10.3.3のとおりである。

表-参10.3.3 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
MODEL000	100	100	100	100	100	100
MODEL011	109	109	85	92	91	116
MODEL021	103	101	100	100	123	100
MODEL022	108	108	100	100	131	106
MODEL031	102	100	90	94	87	99
MODEL032	108	75	69	78	76	101
MODEL041	102	99	99	100	93	101
MODEL042	109	100	97	92	92	103
MODEL051	104	99	99	92	105	104
MODEL052	112	95	93	91	93	113
MODEL061	101	100	100	100	93	102
MODEL062	106	99	97	97	90	104

固有値解析の結果、構造系を変化させて拘束を多くすることにより固有振動数は100～112%に変化することが明らかになった。しかし、リンク部材の部材結合条件を剛結にしたモデル（リンク剛結モデル）においても固有振動数は9%しか増加しなかった。

応答解析の結果、構造系を変化させることに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%に変化した。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%に変化した。リンクの部材結合条件を剛結にしたモデル（リンク剛結モデル）では、主塔基部の曲げモーメントは8%低下した。ステイケーブルの張力を変化させたモデル（吊橋ステイ張力10倍モデル）では、主塔基部の曲げモーメントは変化しないものの、せん断力は増加する傾向があった。各種の斜吊ケーブルを配置したモデルのなかでは、ハープ型斜吊ケーブルの低減率が最も大きく、斜吊ケーブルの初期張力により主塔基部の断面力低減効果に差があることが明らかになった。

中央径間1,000m程度までの中規模吊橋においては、桁端部に免震装置を設置することにより比較的大きな免震効果が得られると考えられるが、中央径間2,000m級の長大吊橋においては、多少の拘束を局所的に加えた程度では大きな免震効果は期待できず、また、桁端部に設置する免震装置の規模も膨大になる可能性が大きいと考えられる。

以上の固有値解析および応答解析の結果より、本検討で作成したモデル橋のうち、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吊り構造であり、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。斜吊ケーブルで主塔と補剛桁を繋ぐことにより主塔、補剛桁、斜吊ケーブルのトラスが形成され主塔基部に集中する断面力を補剛桁に分散させることが可能であり、さらに、斜吊ケーブルの配置をハープ型にすることにより、作用力のアーム長が短くなり効果的に主塔基部の断面力を分散させることが可能で

あると考えられる。

(5) ハープ型斜吊ケーブルの初期張力と主塔基部の最大応答断面力の関係

吊橋にハープ型斜吊ケーブルを配置したモデル（ハープ型斜吊ケーブルモデル）の初期張力をさらに詳細に6,000tfまで変化させて、最大応答断面力の低減率で整理すると表-参10.3.7のとおりである。

なお、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2次元モデルでは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。

図-参10.3.7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する。これは、斜吊ケーブルの初期張力による影響である。張力は、すなわち見かけ上の剛性であり、幾何剛性あるいは初期応力剛性は張力に比例して増大するためである⁴⁾。

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低減される可能性があると考えられる。

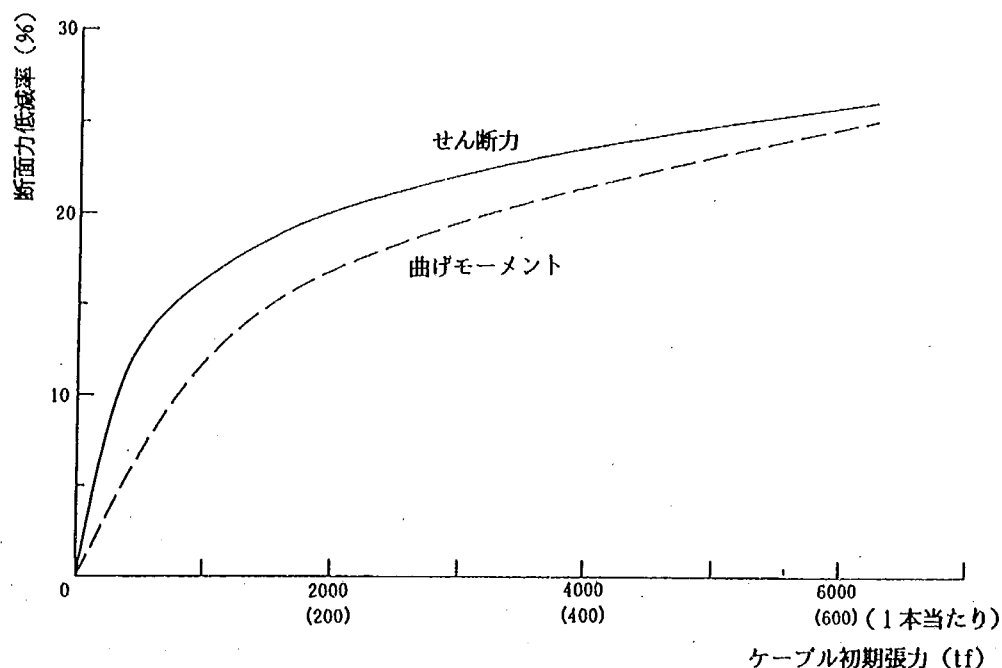


図-参10.3.7 ケーブル初期張力と主塔基部断面力の低減率

(6) 斜吊ケーブルに要素減衰を考慮したときの主塔基部の最大応答断面力の低減効果

中央径間2,000m級の長大吊橋の主塔基部の最大応答断面力を低減させるためには、吊橋の構造系をハープ型斜吊ケーブルとの複合構造形式にすることが有効であり、さらに、この斜吊ケーブルにある程度の初期張力を与えることにより大きな免震効果が得られることが明らかになった。

ここでは、さらに、この斜吊ケーブルの端部に免震装置を設置しケーブル自体を高減衰化した場合を仮定し、斜吊ケーブルの要素減衰を変化させて吊橋全体系での免震効果を検討した。斜吊ケー

ブルを配置しないモデルと斜吊ケーブルの初期張力を2,100tfとし要素減衰をそれぞれ2.0、5.0、10.0、20.0%としたモデルを作成した。これらのモデルに対して、固有値解析および応答解析を実施し、主塔基部の最大応答断面力の低減率を比較した。モデル図と諸条件を図-参10.3.8および表-参10.3.5に示す。

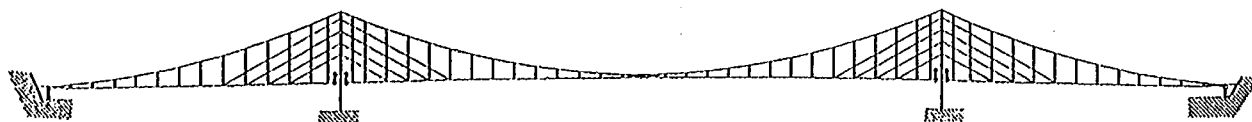


図-参10.3.8 斜吊ケーブルの要素減衰を変化させた解析モデル

表-参10.3.5 モデル諸条件

解 析 モ デ ル	斜 吊 ケ ー ブ ル	
	初期張力 T(tf)	要素減衰 hc(%)
初期モデル	斜吊ケーブルなし	
斜吊ケーブル2%減衰モデル	210.0	2.0
斜吊ケーブル5%減衰モデル	210.0	5.0
斜吊ケーブル10%減衰モデル	210.0	10.0
斜吊ケーブル20%減衰モデル	210.0	20.0

(初期張力はケーブル1本当たりの値)

斜吊ケーブルの要素減衰を変化させた各モデルの固有値解析の結果を表-参10.3.6、応答解析結果を表-参10.3.7に示す。表-参10.3.6に示す固有値解析の結果より、斜吊ケーブルに20%の要素減衰を与えても、刺激係数の大きい2、3次モードの減衰定数は3.5~3.6%程度であった。表-参10.3.7に示す応答解析の結果より、斜吊ケーブルの要素減衰を大きくするに従い応答加速度、変位、断面力は低減することが明らかになった。しかし、斜吊ケーブルの要素減衰を2.0%とした斜吊ケーブル2%減衰モデルと20%をした20%減衰モデルとを比較しても、その低減率は、主塔基部の最大応答曲げモーメントで6%程度であった。ただし、斜吊ケーブルを配置しないモデル（初期モデル）と比較すると斜吊ケーブル20%減衰モデルの主塔基部での曲げモーメントの低減率は23%程度であり、せん断力では25%程度であった。以上の結果より、吊橋の免震化に際しては、ハープ型に配置した斜吊ケーブルに適切な初期張力と要素減衰を与えることにより、主塔基部の最大応答断面力はさらに低減できると考える。

表-参10.3.6 固有値解析結果

次数	固有振動数 f(Hz)	固有周期 T(sec)	刺激係数 β	減 衰 定 数 hc(%)			
				ケーブル2% hc= 2.0%	ケーブル5% hc= 5.0%	ケーブル10% hc=10.0%	ケーブル20% hc=20.0%
1	0.111	9.01	-4.	2.000	2.171	2.457	3.029
2	0.129	7.75	-1394.	2.000	2.270	2.721	3.621
3	0.149	6.71	-1161.	2.000	2.247	2.658	3.481
4	0.168	5.97	0.	2.000	2.000	2.000	2.000

表-参10.3.7 応答解析結果

モ デ ル	斜吊ケーブル 要素減衰 (%)	加 速 度 (gal) (主塔中点)	変 位 (cm) (主塔中点)	曲げモーメント (tf・m) (主塔基部)	せん断力 (tf) (主塔基部)	反 力 (tf) (主ケーブル)
①初期モデル	未 配 置	468.	115.3	1,423,000	25,600	5,000
②斜吊ケーブル2%減衰	2.0	457.	84.8	1,161,000	20,300	4,900
③斜吊ケーブル5%減衰	5.0	437.	83.7	1,148,000	20,000	4,800
④斜吊ケーブル10%減衰	10.0	410.	82.1	1,128,000	19,700	4,700
⑤斜吊ケーブル20%減衰	20.0	372.	79.3	1,092,000	19,100	4,500
③/②(%)	—	96 (4)	99 (1)	99 (1)	99 (1)	98 (2)
④/②(%)	—	90 (10)	97 (3)	97 (3)	97 (3)	96 (4)
⑤/②(%)	—	81 (19)	93 (7)	94 (6)	94 (6)	92 (8)
⑤/①(%)	—	79 (21)	69 (31)	77 (23)	75 (25)	90 (10)

()内の値は低減率(%)

(7) ケーブルシステムの高減衰化

吊橋などのケーブルシステムに依存する構造系においては、ケーブルの初期張力すなわち剛性と減衰を適切に設定することにより、構造物全体の減衰効果が向上すると考えられる。また、ケーブルシステムによる減衰性能の向上は、吊橋ばかりでなく他の様々な形式の構造物にも適用できる可能性がある。

ここでは、参考としてケーブルに減衰効果を向上させる免震装置の実現性を検討する。

ケーブル自体の減衰機構として、ケーブルの内部摩擦などによるものが考えられる。しかし、ケーブルの内部摩擦により減衰効果を向上させるという方策は、ケーブルの耐久性を低下させるという点から考えると非常に困難である。

そこで、斜吊ケーブルの高減衰化の方策として、図-参10.3.9に示すように斜吊ケーブル端部に免震装置を配置したものを検討する。モデル図を図-参10.3.10に示す。ケーブルのバネ定数を k_1 、ケーブル端部の免震装置のバネ定数を k_2 、減衰係数を c_2 とし、バネ・ダッシュポットにモデル化して付加する免震装置のバネ定数と減衰係数のパラメータスタディを行った。

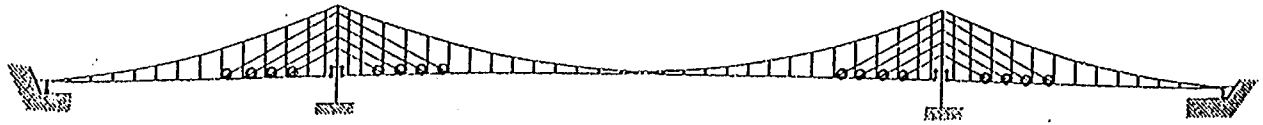


図-参10.3.9 免震装置の配置

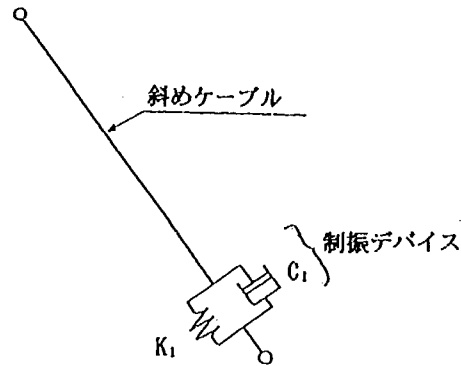


図-参10.3.10 ケーブルの高減衰化方策

1) 問題の定式化

ケーブルに図-参10.3.11に示すようにバネ・ダッシュポットでモデル化した免震装置をケーブル端部に配置して、ケーブル全体の減衰性能を向上することが可能か検討する。

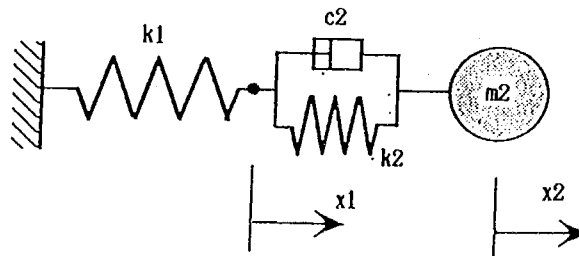


図-参10.3.11 ケーブルと減衰機構のモデル図

図-参10.3.11の構造系の運動方程式は式(参10.3.1)のように表される。

$$\begin{cases} m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) = f \\ k_1 x_1 = c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) \end{cases} \quad (\text{参10.3.1})$$

構造物の応答の記述は、運動方程式をたてることから始まるが、その振動系をさらに一般的に記述する目的で数学や制御工学の分野ではしばしば状態方程式が用いられる⁶⁾。式(参10.3.1)を状態変数表現にすると式(参10.3.2)のとおりである。

$$\frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} \dot{x}_2 \\ x_2 \\ x_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 & 0 & -\frac{k_1}{m_2} \\ 1 & 0 & 0 \\ 1 & \frac{k_2}{c_2} & -\frac{k_1+k_2}{c_2} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_2 \\ x_2 \\ x_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f \\ m_2 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{参10.3.2})$$

この系の固有振動数は、 $\det (\lambda I - A)$ で表される式(参10.3.3)の固有方程式を解くことにより求められる。

$$\det \left(\lambda I - \begin{Bmatrix} 0 & 0 & -\frac{k_1}{m_2} \\ 1 & 0 & 0 \\ 1 & \frac{k_2}{c_2} & -\frac{k_1+k_2}{c_2} \end{Bmatrix} \right) = \det \begin{Bmatrix} \lambda & 0 & \frac{k_1}{m_2} \\ -1 & \lambda & 0 \\ -1 & -\frac{k_2}{c_2} & \lambda + \frac{k_1+k_2}{c_2} \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{参10.3.3})$$

行列Aの固有値によって制御系の安定性が決まり、すべての固有値の実部が負となっていれば、この制御系は安定である⁷⁾。この系の固有値の一例を図-参10.3.12に示す。

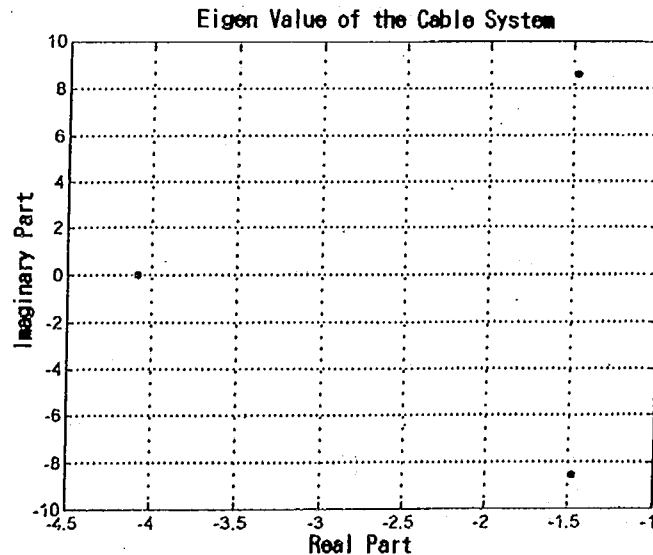


図-参10.3.12 ケーブルとバネ・ダッシュポット系の固有振動数

このようにして得られた複素固有値から、減衰定数 h と減衰固有周期 T を式(参10.3.4)で求める。

$$\begin{cases} h = -\operatorname{Re}(\lambda) / \Omega \\ T = 2\pi / \Omega \sqrt{1 - h^2} \end{cases} \quad (\text{参10.3.4})$$

ここに、 Ω は非減衰固有円振動数である。

このようにして、ケーブルに付加する装置のバネ定数 K_2 と減衰係数 c_2 を変化させることにより、この系の減衰を増大させる効果的な組み合わせを検討する。検討結果は図-参10.3.13のとおりである。

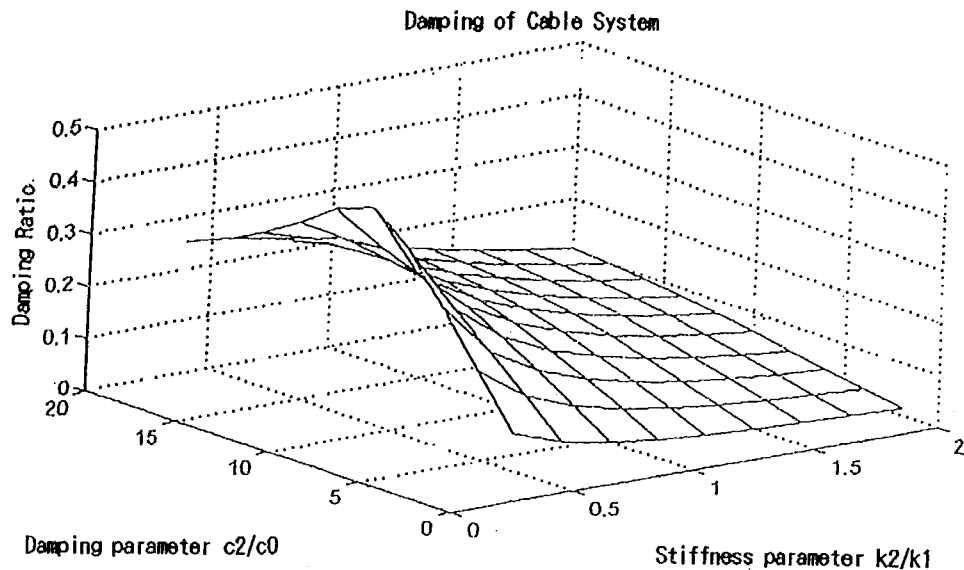


図-参10.3.13 ケーブルシステムの減衰

検討の結果、ケーブル端部に配置する高減衰化装置としては、ケーブルのバネ定数と同等あるいはバネ定数が小さい装置に高減衰化機構を付加させたものが望ましく、このような装置を付加することにより、ケーブルの高減衰化が効率的に実施できると考える。

【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年
- 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年3月
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990年2月
- 4) 山田嘉昭: 塑性・粘弾性, 1972年5月
- 5) 土多貴之, 後藤和満: 長大吊橋の制震・免震構造に関する研究, 土木学会第50回年次学術講演会, 1995年9月
- 6) 小堀錦二: 制震構造—理論と実際—, 鹿島出版会, 1993年9月
- 7) 嘉納秀明: 動的システムの解析と制御, コロナ社, 1993年4月

