建設省土木研究所
2.7.23
図書館

035
共同研究報告書
整理番号第44号

道路橋の免震構造システムの開発に関する

共同研究報告書(その1)

平成2年3月

建設省土木研究所耐震研究室
鹿島建設株式会社
清水建設株式会社
株式会社大林組
株式会社熊谷組
株式会社竹中土木
株式会社竹中工務店
株式会社間組
西松建設株式会社
住友建設株式会社
三井建設株式会社
五洋建設株式会社
株式会社奥村組
大成建設株式会社
東京ファブリック工業株式会社
日本鋳造株式会社
石川島播磨重工業株式会社
日本鋼管株式会社
株式会社神戸製鋼所
株式会社日本製鋼所
オイレス工業株式会社
横浜ゴム株式会社
東洋ゴム工業株式会社
株式会社ブリヂストン
株式会社ビー・ビー・エム
西武ポリマ化工株式会社
昭和電線電纜株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
日本技術開発株式会社
新構造技術株式会社

Copyright © (1990) 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。

共同研究報告書
第 44 号1990年 3 月

共同研究報告書

道路橋の免震構造システムの開発に関する研究

（その１）

建設省土木研究所耐震研究室長	川島一彦	日本鋳造㈱鋼構造事業部設計部次長	君島昭男
鹿島建設㈱土木設計本部設計技術部長	久保田翼	石川島播磨重工業㈱橋梁設計部課長	杉崎守
清水建設㈱土木本部設計部主任	出羽克之	日本鋼管㈱鋼構造建設部橋梁設計室長	高久達将
㈱大林組技術研究所土木第五研究室長	後藤洋三	㈱神戸製鋼所機械研究所主任研究員	頭井洋
㈱熊谷組技術研究所土木構造研究部長	池田弘	㈱日本製鋼所室蘭製作所鉄構橋梁部	加勢川正治
㈱竹中土木技術開発本部専門係長	田中芳行	オイレス工業㈱技術二部主任技師	牧口豊
㈱竹中工務店技術研究所主席研究員	鈴木善雄	横浜ゴム㈱ＦＢ第２プロジェクト部長	浅見道郎
㈱間組技術研究所副所長	山口靖紀	東洋ゴム工業㈱化工品開発技術副部長	河合孝夫
西松建設㈱技術研究部原子力室副課長	阿世賀宏	㈱ブリヂストン研究開発第２本部主査	水津洋二
住友建設㈱土木部設計第二課長代理	新井英雄	㈱ビービーエム製造部生産技術部長	井口篁
三井建設㈱技術研究所主席研究員	平井正雄	西武ポリマ化工㈱技術部次長	山口重周
五洋建設㈱技術研究所主任研究員	三藤正明	昭和電線電纜㈱特品部次長	清水一弥
㈱奥村組技術開発部土木技術課長	竹内幹雄	パシフィックコンサルタンツ㈱	林亜紀夫
大成建設㈱土木本部土木設計部主任	平林隆	日本技術開発㈱土木本部地震防災室長	佐伯光昭
東京ファブリック工業㈱技術部技師補	松本史郎	新構造技術㈱専務取締役	横岡武之

（いずれも代表者のみ記す）

要旨：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書　（その１）

本報告書は建設省土木研究所と表記29社との共同研究として平成元年度から平成３年度までの予定で研究を進めている「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について，平成元年度実施分の研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は，道路橋に免震設計を適用して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出来るようにするため，道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つから構成されている。

平成元年度は，①橋梁用免震装置に関する研究，②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究，③免震設計方法の開発に関する研究，④免震設計の適用に関する研究の４グループに分かれて，全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，鋼製ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，ＰＣ橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強

道路橋の免震構造システムの開発に関する研究
総　目　次

まえがき …… 1

共同研究参加者名簿 …… 3

Ⅰ．研究目的 …… 7

Ⅱ．研究開発の全体計画および平成元年度の研究体制 …… 11

Ⅲ．平成元年度の研究成果 …… 17

1．橋梁用免震装置の開発に関する研究 …… 19

1.1　高減衰ゴム支承の開発 …… 24

1.2　摩擦（すべり）型ダンパーの開発 …… 32

1.3　鋼製ダンパーの開発 …… 37

1.4　ローラー型免震支承の開発 …… 40

1.5　リンク支承の開発 …… 42

1.6　粘性ダンパーの開発 …… 44

1.7　実証試験方法の開発 …… 47

2．免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究 …… 59

2.1　免震橋用の伸縮装置の開発 …… 63

2.2　免震橋用の落橋防止構造の開発 …… 66

3．免震設計法の開発に関する研究 …… 69

3.1　免震設計の基本方針に関する研究 …… 79

3.2　動的解析法の開発に関する研究 …… 91

3.3　免震装置の設計法に関する研究 …… 106

3.4　簡易計算法の開発に関する研究 …… 128

3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究 …… 145

3.6　模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究 …… 164

4．免震設計の適用に関する研究 …… 171

4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究 …… 180

4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究 …… 198

4.3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究 …… 215

4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究 …… 236

5. むすび …… 263

付　　録 …… 269

議事録 …… 271

第1回連絡会　議事録（要旨） …… 273

第2回連絡会　〃　（〃） …… 275

準備幹事会　〃　（〃） …… 278

第1回合同幹事会　〃　（〃） …… 280

第2回合同幹事会　〃　（〃） …… 282

第3回合同幹事会　〃　（〃） …… 285

第4回合同幹事会　〃　（〃） …… 287

参考文献 …… 289

まえがき

我国は，世界第１級の地震国であり，諸施設の設計に当たっては耐震性に対する十分な配慮が必要とされている。特に，道路は震後の復旧・救援活動を円滑に進めるために，十分な安全性が要求されており，なかでも，道路橋はいったん被災した場合の影響が大きく，復旧に多大な日数を要することから，適切な耐震性を有することが求められている。

近年，「耐震設計」に代わり，主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。免震設計とは，アイソレーターで柔らかく構造物を支持し，長周期化を図るとともに，ダンパーによりエネルギー吸収性能を上げ，構造物の地震時振動を低減しようという設計法である。すでに，ニュージーランド，米国等の諸外国では，道路橋に対して免震設計を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり，既存橋の耐震補強に利用されている。さらに，免震設計を用いることにより，非常に大きな地震が生じたとしても，橋にはほとんど損傷を生じさせないような設計も可能となると期待されている。

我国においても，今後橋に対する免震設計の利用が進んでくると考えられるが，我国では，ニュージーランド，米国に比較して一回り大きな地震が生じ得ること，また，建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから，道路橋に免震設計を採用するためには，我国の道路橋のおかれた特性に適した免震設計法の開発が必要とされている。そこで，我国の道路橋に適した免震設計手法及び橋梁用の免震装置の開発を官民が協力して行うことを目的として，平成元年より３ケ年計画で本研究に着手したものである。

本共同研究は，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の２つから構成されている。今年度は，前者については土木研究所と12の民間グループ（合計14社）が，また，後者については土木研究所と26の民間グループ（合計29社）が緊密な連携を取りながら，橋梁用の免震装置に関する研究，免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置に関する研究，免震設計法の開発に関する研究，免震設計の適用に関する研究の４グループに分かれ，それぞれ，分担を決めて研究を行った。

本報告書は，初年度に当たる平成元年度に実施した２つの共同研究の成果をあわせて取りまとめたものである。

建設省土木研究所　耐震研究室室長
川　島　一　彦

共同研究参加者名簿

氏名	所属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
川島一彦	建設省土木研究所 耐震研究室 室長	○	○	○	○
長谷川金二	〃 〃 研究員	○	○	○	○
長島博之	〃 〃 建設技官	○	○	○	○
久保田翼	鹿島建設㈱ 土木設計本部 設計技術部 部長			○	○
山本正明	〃 〃 〃 課長			○	○
竹田哲夫	〃 技術研究所 第一研究部第三研究室 主任研究員			○	○
日紫喜剛啓	〃 土木設計本部 第二設計部			○	○
岡本裕昭	〃 〃 〃			○	○
斎藤一郎	清水建設㈱ 土木本部設計部 副部長			○	
吉澤耿介	〃 〃 課長			○	
和田孝史	〃 技術本部 土木技術開発第3部 課長			○	
出羽克之	〃 土木本部設計部 主任			○	
古川禎一	〃 〃			○	
後藤洋三	㈱大林組 技術開発本部 技術研究所 室長		○	○	○
澤野耕二	〃 〃 土木技術第二部 課長		○	○	○
古賀政二郎	〃 土木本部 設計部 課長		○	○	○
菊地敏男	〃 技術開発本部 技術研究所 副主任研究員		○	○	○
中村嶽	〃 〃 〃 副主任研究員		○	○	○
川東修一	〃 土木本部 設計部		○	○	○
池田弘	㈱熊谷組 技術研究所 土木構造研究部 部長			○	
細田信道	〃 〃 〃 主任研究員			○	
金子誉	〃 〃 〃 研究員			○	
宇波邦宣	〃 〃 〃 研究員			○	
田中芳行	㈱竹中土木 技術開発部本部 技術開発部 専門係長			○	
瀬尾正志	〃 東京本店技術部 技術課 技術係長			○	
平井卓	〃 竹中技術研究所 研究員			○	
鈴木善雄	㈱竹中工務店 技術研究所 主席研究員			○	
杉本三千雄	〃 〃 主任研究員			○	
恒川裕史	〃 〃 研究員			○	
山口靖紀	㈱間組 技術研究所 副所長			○	
脇田和試	〃 〃 研究第一部第三課 課長			○	
松原勝己	〃 〃 〃 係長			○	
小出敏弘	〃 〃 研究第二部第二課 研究員			○	
平沢賢治	〃 〃 研究第一部第三課 研究員			○	

氏　名	所　属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
神谷　宏	西松建設㈱　技術研究部　技術研究所　副所長	○		○	
阿世賀　宏	〃　〃　原子力室　副課長	○		○	
戸松征夫	〃　〃　技術研究所　副所長	○		○	
高木　清	〃　土木設計部　設計課　主任技術者	○		○	
小林孝至	〃　技術研究部　原子力室　研究員	○		○	
武井正孝	〃　〃　土木技術課　研究員	○		○	
則久芳行	住友建設㈱　土木部設計第二課　課長				○
坂井栄次	〃　〃　副課長				○
新井英雄	〃　〃　課長代理				○
益子博志	〃　〃　主任				○
藤原保久	〃　〃				○
内田誠二	〃　〃				○
平井正雄	三井建設㈱　技術開発本部技術研究所　第一研究開発室　主席研究員				○
菊池道夫	〃　土木本部　土木設計部設計第二課　課長				○
樋口　昇	〃　〃　〃　主任				○
田村多佳志	〃　〃　〃				○
三藤正明	五洋建設㈱　技術研究所　土木技術開発室　主任研究員			○	
田村　保	〃　〃　〃　主任研究員			○	
竹内幹雄	㈱奥村組　技術開発部　土木技術課　課長			○	
高橋一成	〃　〃　主任			○	
佐藤　晋	〃　〃			○	
有井孝典	〃　筑波研究所　構造研究室			○	
平林　隆	大成建設㈱　土木本部　土木設計部　主任	○	○	○	○
横山正義	〃　技術研究所　主任研究員	○	○	○	○
久野雅祥	〃　〃　主任研究員	○	○	○	○
松本史郎	東京ファブリック工業㈱　技術部　技師補	○	○	○	○
君島昭男	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　次長	○	○	○	○
原田孝志	〃　〃　部員	○		○	○
杉崎　守	石川島播磨重工業㈱　橋梁設計部　課長			○	○
橋本和夫	〃　〃　主任部員			○	○
柳原正浩	〃　〃　部員			○	○
田中元章	〃　技術研究所　振動研究部　主任研究員			○	○

氏　名	所　属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
高久達将	日本鋼管㈱　鋼構造建設部　橋梁設計室　室長	○		○	○
嶋田正大	〃　〃　〃　主査	○		○	○
中村公信	〃　〃　〃　主任部員	○		○	○
津村直宣	〃　応用技術研究所　耐風構造研究室　主任部員	○		○	○
出間進一	日本鋳造㈱　鋼構造事業部　設計部　課長	○		○	○
小山博	〃　〃　設計部　係長	○	○	○	○
頭井洋	㈱神戸製鋼所　機械研究所　主任研究員				○
浜崎義弘	〃　〃　研究員				○
樋田賢一	〃　鉄鋼橋梁部　主任部員				○
村井正光	㈱日本製鋼所　室蘭製作所　室蘭研究所特機材料研究部　課長	○		○	
加勢川正治	〃　〃　鉄構機器橋梁部　設計Gr.	○		○	
別所俊彦	〃　〃　〃　設計Gr.	○		○	
伊関治郎	オイレス工業㈱　技術二課　部長	○		○	○
牧口豊	〃　〃　主任技師	○		○	○
下田郁夫	〃　〃　開発課長	○		○	○
浅見道郎	横浜ゴム㈱　MB技術開発センター　FB第2プロジェクト　部長	○		○	
遠藤和夫	〃　〃　〃　担当副部長	○		○	
山田親文	〃　〃　〃　担当課長	○		○	
森恒二郎	〃　〃　MB材料技術部担当課長	○		○	
越峠雅博	〃　〃　〃　部員	○		○	
河合孝夫	東洋ゴム工業㈱　化工品開発技術部　副部長	○		○	
野村真一郎	〃　化工品第一生産技術部　部長	○		○	
片山恭宏	〃　技術開発研究所　課長代理	○		○	
宮前俊幸	〃　化工品事業本部付　課長代理	○		○	
土呂信行	〃　化工品事業本部付　技術部員	○		○	
千藤和成	〃　〃　技術部員	○		○	
水津洋二	㈱ブリヂストン研究開発第2本部研究開発第7グループ　主査	○		○	
深堀美英	〃　〃　〃　主査	○		○	
森川尚一	〃　〃　〃　課長補佐	○		○	
鈴木重信	〃　〃　〃	○		○	
須藤千秋	〃　工業用品技術本部　土木資材開発室	○		○	

氏　名	所　属	第1研究G	第2研究G	第3研究G	第4研究G
井口　篁	㈱ビービーエム　製造部　生産技術部長	○		○	
井手義彦	〃　設計部　設計技術部長	○		○	
配野英郎	〃　営業部　営業部次長	○		○	
山口重周	㈱西武ポリマ化工　技術部　次長	○		○	
真坂孝正	〃　〃　設計課　課長	○		○	
野村正宏	〃　〃　研究課　課長補佐	○		○	
清水一弥	昭和電線電纜㈱　特品部　次長	○		○	
山下博司	〃　〃　技術課　課長	○		○	
清水克美	〃　〃　〃　係長	○		○	
林　亜紀夫	パシフィックコンサルタンツ㈱　構造部　主席調査役			○	○
入澤　徹	〃　〃橋梁設計第二課長			○	○
富田雅久	〃　〃　〃　主任			○	○
吉川一成	〃　〃　第一課主任			○	○
佐伯光昭	日本技術開発㈱　土木本部　地震防災室　室長			○	○
岸本俊雄	〃　大阪支社土木部　部長代理			○	○
宮原　哲	〃　〃　課長補佐			○	○
川崎　巌	〃　土木本部構造橋梁部　主任			○	○
増田真一	〃　〃　地震防災室			○	○
横岡武之	新構造技術㈱　専務取締役			○	○
岡戸三夫	〃　土木設計部　次長			○	○
小室光治	〃　〃　課長			○	○
堀川道広	〃　〃　主任			○	○
河原史直	〃　〃　主任			○	○

Ⅰ. 研　究　目　的

Ⅰ．研究目的

道路橋示方書は「地震の影響の低減を期待する構造または装置」を採用することによって地震入力を減ずることができれば設計震度を低減してよいとしているが，免震設計の手順については具体的に示していない。(財)国土開発技術研究センターは昭和61年度から「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究」を実施し，最終年度の平成元年３月に「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」を発刊している。このガイドラインによって道路橋の免震設計は一応可能となったが，免震設計の適用性の具体的な分析や既存設計指針等との整合性の検討ならびに設計計算ツールの整備は今後の課題として残された。

海外の事例ではニュージーランドでは橋梁の免震設計が実用化され，既に42橋に適用されている。上述の(財)国土開発技術研究センターの研究においてもニュージーランドの免震橋の調査が行なわれ，その成果はガイドラインの一部に反映されている。しかし，ニュージーランドと我が国とでは道路交通密度に大きな相違があって耐震に対する要求水準が異なる他，ニュージーランドではじん性を考慮した耐震設計が行なわれていて，我が国とは耐震設計の理念が異なっている。

一方，我が国の建築構造物の分野では，昭和60年から本格的な免震ビルが建設されるようになり，平成２年までに約30棟が竣工している。これ等のビルには，ニュージーランドで開発された装置を始めとして，多種多様な免震装置が採用されている。しかし，建物と橋梁では免震装置の設置環境に大きな違いがあるばかりでなく，免震設計の位置付けや免震設計が適用できる範囲にも相違があると考えられる。

したがって，道路橋の免震構造システムを開発し普及させていくためには，各分野における既存の成果を吸収し効率的に移転するとともに，独自の研究を積み重ね，我が国の道路橋に適した免震設計法を構築していく必要がある。同時に，我が国の技術力を活用して道路橋に適した多種多様な免震装置を開発し，装置選択の幅を広げていくことも重要である。

このような目標に基づいて，この共同研究では次の４つの研究課題を設定し，それぞれ研究グループを構成して取り組むこととした。

① 橋梁用の免震装置の開発に関する研究
② 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究
③ 免震設計法の開発に関する研究
④ 免震設計法の適用に関する研究

各々の課題の研究目的は次の通りである。

(1) 橋梁用の免震装置の開発に関する研究

道路橋に適した免震装置を多種類開発し，装置選択の幅を広げて免震設計が効果的に適用できるようにする。また，道路橋のための免震装置の性能実証試験方法を検討し，整備する。

ここに，免震装置とは「長周期化機能とエネルギー吸収機能を有する装置」全般とする。長周期化機能を有する装置は積層ゴム系に限らず，幅広い形式について開発するものとする。

(2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

橋梁の場合には，橋台と桁，桁と桁の間で路面の連続性が確保されねばならない。また，大地震時にも落橋は許されない。

免震設計された橋梁は応答変位が大きくなることから，免震橋に適した伸縮装置と落橋防止構造を開発するものとする。

(3) 免震設計法の開発に関する研究

免震設計法を，既存の耐震設計体系の中で単に地震入力を低減する手段として捉えるだけでなく，道路橋の耐震設計体系の一環として位置付けて，その理念の構築を試み，免震橋に適用できる動的解析法と簡易計算法の開発を行なう。動的解析については模型振動実験に基づいた検証も併せて行なう。同時に，免震装置および免震設計を用いた場合の落橋防止構造，伸縮装置の設計法の開発を行ない，免震設計を実用化する環境を整える。なお，対象とする橋梁は道路橋示方書の適用範囲に合致する橋梁とする。

(4) 免震設計法の適用に関する研究

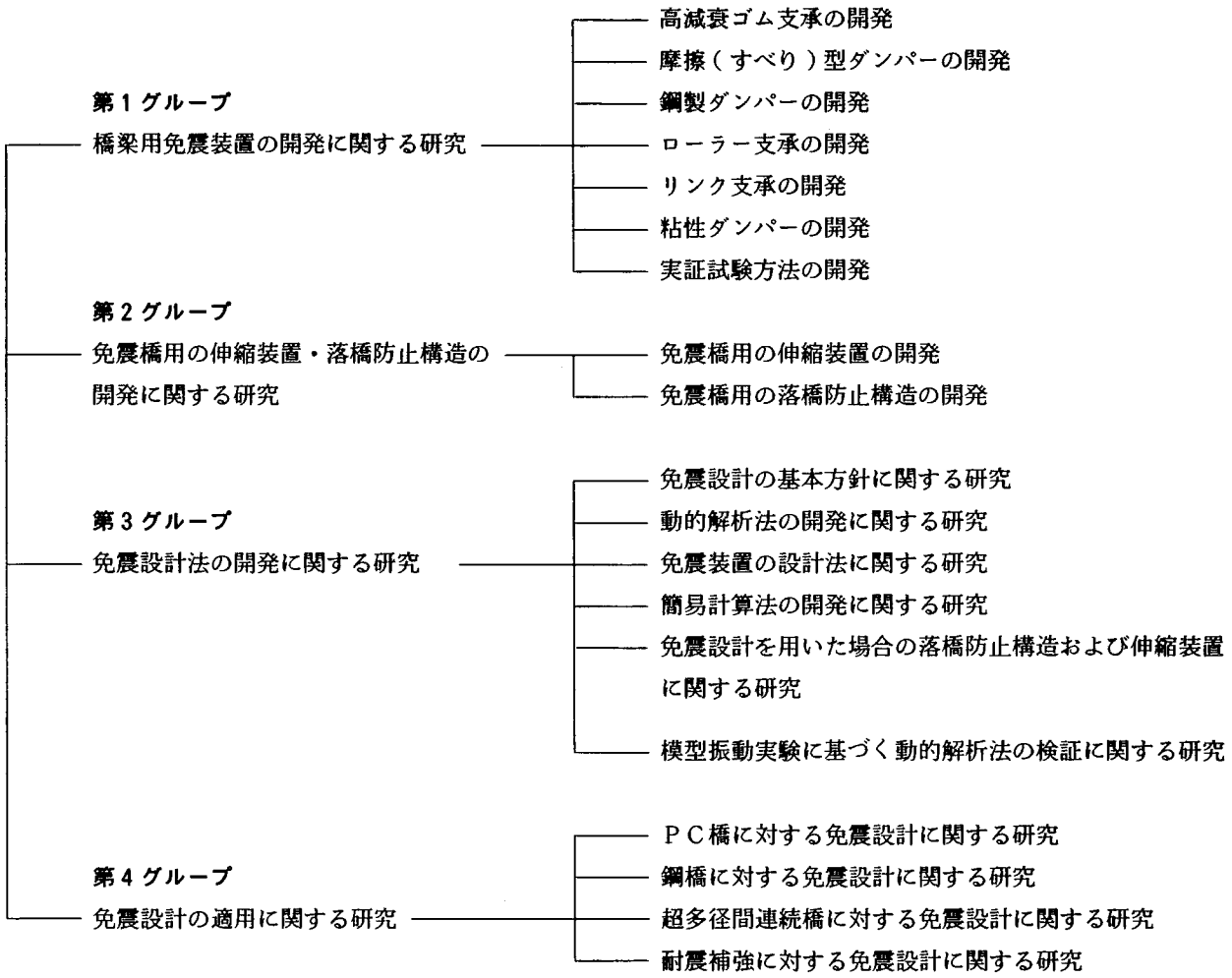
免震設計の適用性，有用性，ならびに可能性に関する研究を進めて検討資料を蓄積する。具体的にはＰＣ橋，鋼桁橋のそれぞれについて，パラメーター解析を行なって免震設計に適する構造形式を明確にする一方，免震支承を用いない免震構造の可能性を検討する。また，免震設計を適用することによって付加価値が高まり実現性の増す橋梁形式についても研究するものとする。さらに，耐震性が不足する既設橋梁の耐震補強としての免震設計の適用についても研究を進める。

II. 研究開発の全体計画および平成元年度の研究体制

II. 研究開発の全体計画および平成元年度の研究体制

(1) 全体計画

Ⅰ．研究目的で述べた４つの研究課題についてそれぞれ研究グループを構成し，下記の18の項目について研究を進めることにした。



図－１　研究グループと研究項目

研究期間は平成元年７月より平成４年３月までの約３年間であり，各研究課題の概略の工程は次の通りである。なお，各研究項目の詳細工程は次章以下に示している。

表－１　第１及び第２グループ（装置の開発に関する研究）

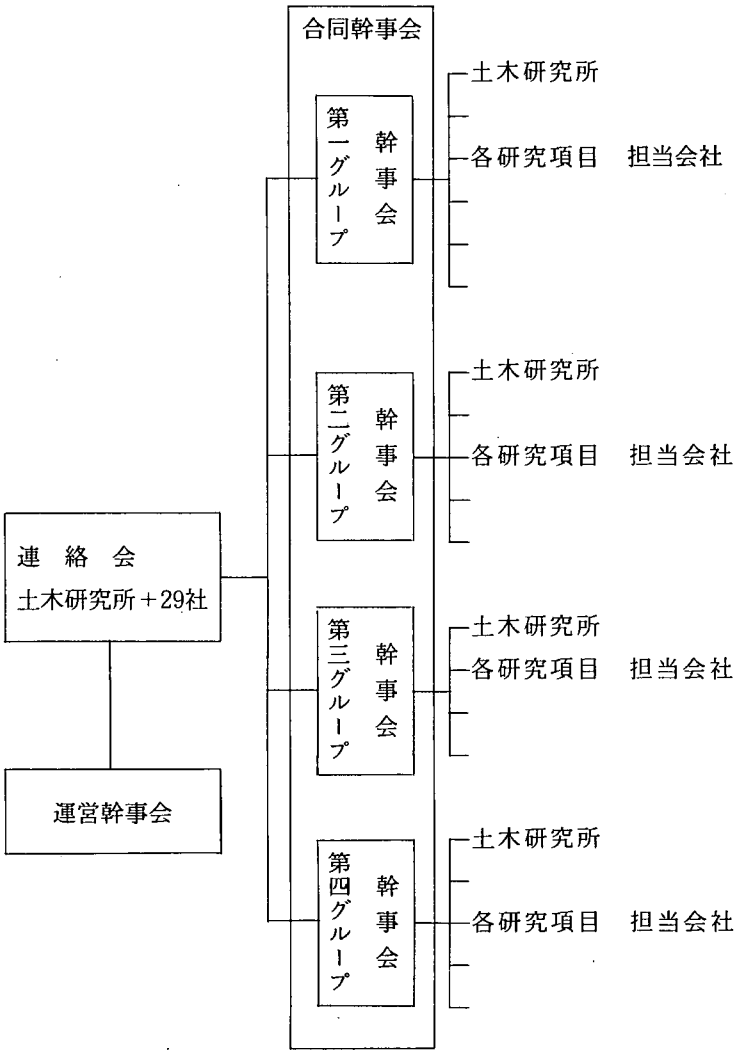
	平成元年度	平成２年度	平成３年度
事前調査・開発計画検討	←――――→		
供試体製作・実証試験		←――――→	
まとめ			←――→

表－2　第3及び第4グループ（免震設計法の開発に関する研究）

	平成元年度	平成2年度	平成3年度
現況調査・基本方針検討	←――→		
パラメータースタディー 設計法検討		←――→	
設計法提案 試設計		←――→	
今後の検討課題 まとめ			←――→

(2) **平成元年度の研究体制**

平成元年度の研究実施体制は下記の通りとした。



図－2　研究実施体制

表－3　道路橋の免震構造システムの開発に関する研究　平成元年度研究項目担当機関一覧表

研究項目	土	鹿	清	林	熊	竹	間	松	住	三	五	奥	成	石	N	神	製	オイ	横	東	ブ	B	武	昭	パ	技	新	幹事	副幹事
1. 橋梁用免震装置の開発に関する研究（第1研究グループ）																												オイ	ブ
1.1 高減衰ゴム支承の開発																			○	○	○			○					
1.2 摩擦（スベリ）型ダンパーの開発													○									○	○						
1.3 鋼製ダンパーの開発								○																					
1.4 ローラ支承の開発															○														
1.5 リンク支承の開発																	○												
1.6 粘性ダンパーの開発																		○											
1.7 実証試験方法の開発	○							○					○		○		○	◎	○	○	○	○	○	○					
2. 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究（第2研究グループ）																												成	一
2.1 免震橋用の伸縮装置の開発				○									○																
2.2 免震橋用の落橋防止構造の開発	○												○																
3. 免震設計法の開発に関する研究（第3研究グループ）																												鹿	パ
3.1 免震設計の基本に関する研究	○	○	○	○		○						○	◎					○							○	○	○		
3.2 動的解析法の開発に関する研究	○		○		○	◎		○			○			○															
3.3 免震装置の設計法に関する研究	○						○	○				◎	○		○		○	○	○	○	○	○	○	○					
3.4 簡易計算法の開発に関する研究	○	○	◎		○	○					○	○																	
3.5 免震設計を用いた場合の落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究	○			○			○						○		○			○							◎				
3.6 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究	◎																												
4. 免震設計の適用に関する研究（第4研究グループ）																												林	技
4.1 PC橋に対する免震設計に関する研究	○	◎							○	○			○														○		
4.2 鋼橋に対する免震設計に関する研究	○													○	○	○											◎		
4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究	○			◎					○							○										○	○		
4.4 耐震補強に対する免震設計に関する研究	○									○				○				○								◎			

注）土：土木研究所，鹿：鹿島建設，清：清水建設，林：大林組，熊：熊谷組，竹：竹中土木＋竹中工務店，間：間組，松：西松建設，住：住友建設，三：三井建設，五：五洋建設，奥：奥村組，成：大成建設＋東京ファブリック＋日本鋳造，石：石川島播磨重工業，N：日本鋼管＋日本鋳造，神：神戸製鋼所，製：日本製鋼所，オイ：オイレス工業，横：横浜ゴム，東：東洋ゴム工業，ブ：ブリヂストン，B：ビー・ビー・エム，武：西武ポリマ，昭：昭和電線電纜，パ：パシフィックコンサルタンツ，技：日本技術開発，新：新構造技術

III. 平成元年度の研究成果

第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究

目　　次

はじめに …… 23

1.1　高減衰ゴム支承の開発 …… 24
1.1.1　高減衰ゴム支承（その１） …… 24
1.1.2　高減衰ゴム支承（その２） …… 26
1.1.3　高減衰ゴム支承（その３） …… 28
1.1.4　高減衰ゴム支承（その４） …… 30

1.2　摩擦（すべり）型ダンパーの開発 …… 32
1.2.1　摩擦（すべり）型ダンパー（その１） …… 32
1.2.2　摩擦（すべり）型ダンパー（その２） …… 34
1.2.3　摩擦（すべり）型ダンパー（その３） …… 36

1.3　鋼製ダンパーの開発 …… 37
1.3.1　鋼製ダンパー …… 37

1.4　ローラー型免震支承の開発 …… 40

1.5　リンク支承の開発 …… 42

1.6　粘性ダンパーの開発 …… 44

1.7　実証試験方法の開発 …… 47
1.7.1　研究開発計画と今年度成果の概要 …… 47
1.7.2　現状調査 …… 48
1.7.3　対象とする免震装置 …… 50
1.7.4　免震装置の要求性能 …… 50
1.7.5　今後の研究課題 …… 57

はじめに

橋梁用免震装置の開発の研究項目のなかには，道路橋に適用できる免震装置の開発と，免震装置の実証試験方法の開発がある。

免震装置の開発は，11種類の装置が提案されており，建設省土木研究所と当該装置の担当民間会社が担当して共同研究を行っている。一方，実証試験方法の開発は建設省土木研究所と民間13社が担当して共同研究を行っている。

(1) 「免震装置の開発」の概要

提案された免震装置計11種類で，その内訳は以下の通りである。

① 高減衰ゴム支承　　4種
② 摩擦（すべり）型ダンパー　　3種
③ 鋼製ダンパー　　1種
④ ローラー型免震支承　　1種
⑤ リンク支承　　1種
⑥ 粘性ダンパー　　1種

今年度は主として装置の構造検討と性能目標の設定を行った。2年度には供試体の作成および要素試験が，また，最終年度には実証実験等が計画されている。

(2) 「免震装置の実証試験方法の開発」の概要

実証試験方法の開発の中では，本研究開発で提案された免震装置のみならず既往の装置も含んだ総合的な実証試験方法を開発しようとするものである。

本研究開発における主要な研究テーマは以下の2項目である。

① 道路橋用免震装置に要求される性能
② 実証試験の実施方法

今年度は主として，道路橋用免震装置に要求される性能についての検討を行った。

本研究の中で開発が進められている装置に関しては，その特性・特徴がまだ固まっていないので，これらについては2年度以降，装置の開発がある程度進んだ段階で要求性能に対する見直しを図る計画としている。

2年度および最終年度に実証試験の実施方法の研究およびその標準化作業を計画している。

1.1　高減衰ゴム支承の開発

1.1.1　高減衰ゴム支承（その１）

(1) 開発の概要

材料自体に減衰性能を有するゴム材料を用いた積層ゴム支承の開発をめざすもので，特徴，目標を以下に示す。

① 水平全方向の免震機能をゴム支承のみで発現するシンプルで施工性の良い免震装置を構成する。

② 免震性能と地震時変位のバランスを考慮し，固有周期を１～２秒に設定する。

③ 実用変位範囲内における等価粘性減衰定数を15%以上とする。

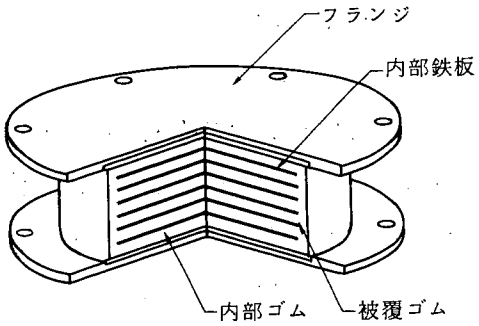
④ 耐候性，耐久性に優れた装置とし，50年後の等価水平剛性及び等価粘性減衰定数の変化は初期の値の 70～130%以内とする。

⑤ 温度変化に対して安定した性能を発揮するものとし，設置される地域の温度範囲における剛性の比率は 1.5 倍以内とする。

⑥ 載荷能力については総荷重 100 tf（死荷重 75 tf）を開発対象として試作評価を進め，この結果をもとに橋長 500 m程度まで対応できるゴム支承の試設計を行う。

(2) 構造の概要

本開発品は本体と，本体を上・下部構造と連結するためのフランジより構成される。本体は薄い高減衰ゴムのシートと鋼板の互層構造で，外周部には外部環境から本体を保護するための被覆ゴム層が設けられている。本体とフランジ，フランジと上下部構造はボルト締結する構造とする。



図－1.1.1　高減衰ゴム支承の概要図

(3) 今年度の実績

今年度は高減衰ゴム材料の開発を実施し，基本特性の評価を行った。この結果得られた知見の主たるものを以下に示す。

① せん断弾性率について

- せん断弾性率はひずみ率に大きく依存しており，ひずみ率 150%時の弾性率はひずみ率10%時の 1/2～1/3 程度に低下し，さらにひずみ率を増すとハードニングが生じて弾性率は上昇する。
- せん断弾性率の高いゴム材料は支承の寸法をコンパクトにする上で有利であるが，破断伸びが低下する傾向がある。

② 減衰定数について

- 等価粘性減衰定数についてもひずみ依存性が認められ，ひずみの増加に従って減衰定数が低下する。

したがって，目標の減衰定数15%をひずみ率何%まで保持出来るかが問題となる。

- 減衰定数のみを考えると上昇させることは可能であるが，他の特性を考慮すると一定の範囲に限定される。

③ 温度特性について

- 30℃と−30℃における剛性比を1.5倍以下にすることは非常に困難である。試作コンパウンドの中にはこれを満足するものと認められたが，他の特性に問題がある。

この様に高減衰ゴム材料の配合設計においては各種の特性のバランスが重要なポイントとなるが，これらを考慮した特性は最終的に下記の様になると考える。

- ひずみ率150%時のせん断弾性率　　8〜10 kgf/cm²
- 減衰定数15%以上を保持する最大ひずみ率　　150%程度
- −10℃/30℃（−30℃/30℃）の剛性の比率　　1.5倍（2倍）程度
- 破断伸び　　600%以上

(4) 次年度の開発計画

① 概　要

次年度は主としてテストピースやスケールモデルによる基本特性及び耐久性の確認試験を行う。

② 試験内容

次年度に実施する基本特性及び耐久性試験の内容を表−1.1.1に示す。

表−1.1.1 試 験 方 法

項目		供試体	実験内容
材試料験	基本特性	テストピース	引張試験，引裂試験，硬さ試験等
	耐久性	テストピース	老化試験，オゾン試験，高温高湿試験
特性試験	変位依存性	スケールモデル	• 1/3〜1/4程度のスケールモデル使用 • 水平履歴特性（動的）を測定し，剛性及び減衰を求める
	振動数依存性		
	鉛直荷重依存性		
	温度依存性		
耐久性試験	経年変化	スケールモデル	促進老化後の特性の変化を測定
	疲労変化	スケールモデル	繰り返し変形を与えたときの特性の変化を測定
	クリープ試験	スケールモデル	一定鉛直荷重を載荷し，積層ゴムの高さ変化を測定することにより，50年後のクリープ量を推定する。
	破壊試験	スケールモデル	積層ゴムが破壊に至るまで変形を与え，大変形安定性，座屈安定性，破壊変位を見る

＜民側担当会社＞横浜ゴム㈱

1.1.2　高減衰ゴム支承（その２）

(1) 開発の概要

本免震装置の主要材料である高減衰ゴムと積層ゴムについて，それぞれの開発目標値および開発の状況・見込等を表－1.1.2，表－1.1.3に示す。

表－1.1.2　高減衰ゴムの重要性能

項　　目	目 標 値	開発の状況・見込等
1. 破断伸び	600％以上	・建物用の低硬度品の場合には600％までは可能である。 支承用の高硬度品の場合は，今後更に検討が必要であるが，現在の所500％までは達成可能である。
2. 硬度（ＪＩＳ－Ａ） （せん断弾性率Ｇ）	約60° （8～10kgf/cm²）	・ゴム積層厚みが建物より厚くなるので，この程度の硬度が必要と考えられる。 （建物用の場合には40°，5kgf/cm² 程度である。）
3. せん断弾性率（Ｇ）の－30℃/＋30℃比	1.5以下	・高減衰ゴムでは低温側，特に－20℃以下におけるせん断弾性率が増加し，今後検討が必要である。

表－1.1.3　積層ゴムの目標性能

項　　目	目 標 値	開発の状況・見込等
1. クリープ	5％以下	・目標期間を50年経過後とする。
2. 圧縮変形量	15％以下	・面圧80kgf/cm²時を目標
3. その他 ・変位安全率 ・残留歪 ・横剛性の回数変化等	ガイドラインに準ずる	

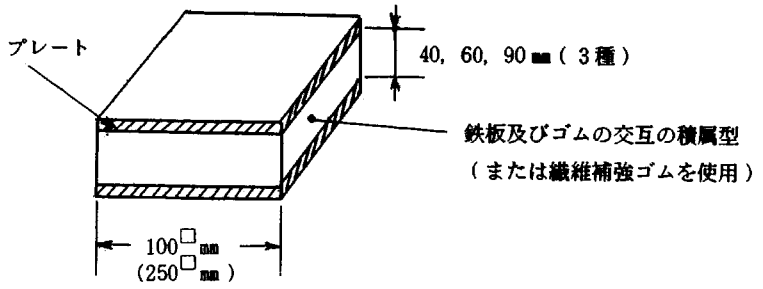
(2) 今年度の実績

1）材料の開発

表－1.1.4　材　料　開　発

項　　目	減衰定数の目標値	初年度の開発状況
(1) 高減衰ゴム	15％以上	15％程度の高減衰ゴム配合をほぼ定めた。
(2) 特殊構造化 （TR－RB）		Textile Reinforced Rubber Bearing （TR－RB） 繊維補強された積層ゴムでは，15％以上の減衰のあることを確認した。

2）小型供試体の作成



図－1.1.2　小型供試体の概要図

表－1.1.5　供試体諸元

構造	ゴム種	硬度	試作形状	
A）鋼板/ゴム積層型	クロロブレン	約60°	250□㎜（または100□㎜）×40～90㎜	比較品
	天然ゴム			
	高減衰ゴム			開発品
B）TR－RB	天然ゴム系			

今年度は小型の試作品を作成した。
今後は一次性能確認テストを実施する予定である。

(3) 次年度計画

項目	平成元年度												平成2年度											
	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
事前調査	———	———	———	———	———	———																		
	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -																		
開発計画作成							———	———	———															
							- - -	- - -	- - -															
性能測定計画								———	———	———	———													
							- - -	- - -	- - -	- - -	- - -													
計画詳細作成								———	———	———	———	———												
								- - -	- - -	- - -	- - -													
小型供試体作成									———	———	———		———	———	———	———			———	———	———	———		
									- - -	- - -	- - -													
性能確認試験														———	———	———	———	———				———	———	———
振動実験														———	———						———	———		

——— 計画スケジュール
- - - - - - - - - 実施状況

＜民側担当会社＞　東洋ゴム工業㈱

1.1.3　高減衰ゴム支承（その３）

(1) 開発の概要

道路橋の免震装置に提案されている高減衰ゴム支承は，これまで建築用に開発された既存の高減衰ゴム材料によるものであり，形状も建物基礎に取り付けられるものと同様の方式がとられている。

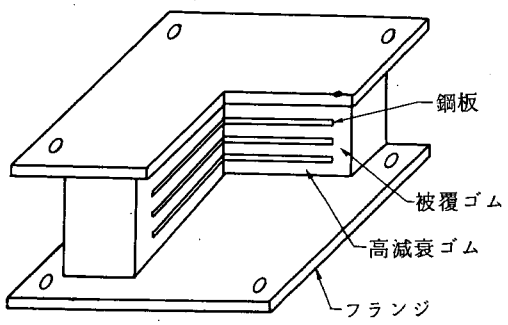
しかし，道路橋が期待する免震効果は建築と同じものではなく，また取り付けられる環境も異なっている。例えば，独立して設置される建物に比べ，道路橋では道路継手の性能上過大な応答変位は許されず，また地震時に橋梁は免震支承と橋脚との合成ばねによって応答するため，支承単位での水平剛性は比較的剛なものが要求される。さらに，外気に近い設置環境からは，特に温度に対する諸特性の依存度をより明確に把握する必要もある。

そこで，本研究では，道路橋用免震装置に最も適した高減衰ゴム材料として，設計変位付近におけるせん断弾性係数として$G=13$（kgf/cm²）程度を目標として，支承としての環境適応性も十分確認されたものを開発し，これによるよりコンパクトな支承構造の開発も併せて行うものである。

(2) 装置の概要

構造の基本は，これまでの免震装置と同様右図の様な積層構造とする。

主要部詳細図



図－1.1.3　高減衰ゴム支承の概要図

(3) 今年度の実績

今年度は，道路橋用免震装置に要求される特性の目標値を定めるため，調査と試算を行い，次の結果を得た。

① 各種規準による設計水平震度は，地盤種によって異なるが免震効果を得るためには固有周期は１秒以上は必要になる。

② 固有周期２秒を越えると震度低減は大きいが，地盤種によっては変位量が過大となる。

③ 免震装置の形状は，支圧応力とせん断ひずみによって決定され，これにはゴム材料の剛性が大きく関わっている。

④ 免震装置の安定性から，周期２秒以上は現行の高減衰ゴム材料により，１～２秒ではそれより５割程度剛性の高いものが望ましい。

⑤ 減衰は大きいほど震度低減には効果があるが，減衰定数として$h=0.2$を越えてもさほど効果の増加は見込めず，$h=0.15$程度で十分である。

⑥ 支承の設置環境からは，これまでの積層体としての諸挙動の他，材料の温度依存性などの把握が重要である。

(4) 次年度計画

1）概　　要

次年度は主として上記目標特性を持つ材料開発と，ゴム基本特性の把握，さらにこれを用いた積層体スケールモデルによる性能確認試験を行う。

2）試験方法

① ゴム材料の基本特性試験

ゴム材料の引張り試験により，100％ひずみ時の応力，減衰量，破断伸び等を測定する。また，設置される環境を考慮して，これらの特性の温度依存性も測定する。

② 積層体の動的特性試験

鉛直荷重載荷状態において，積層ゴムにせん断変位を与え「荷重－変位履歴特性（Ｐ－δ曲線）」より，等価剛性，等価粘性減衰等を求める。

③ 積層体の静的特性試験

設計反力を中心とした鉛直荷重に対しての剛性を圧縮試験により求める。また，長期の荷重に対する沈み込み（クリープ）を促進試験により予測する。

＜民側担当会社＞　㈱ブリヂストン

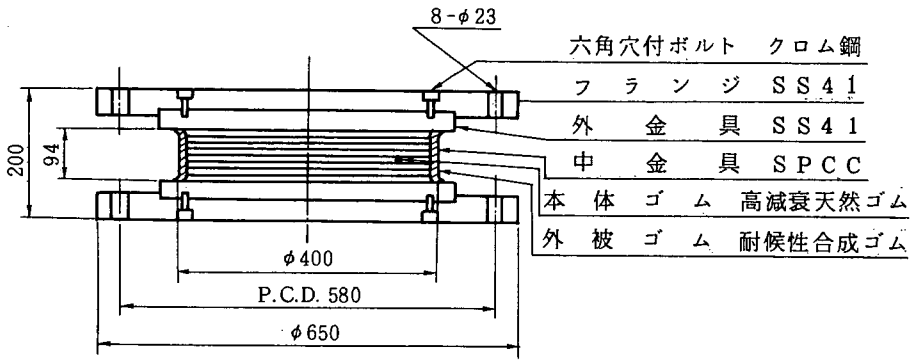
1.1.4　高減衰ゴム支承（その４）

(1) 開発の概要

従来の高減衰ゴムの減衰性能は，等価減衰定数で15%程度が限界であった。ここでは，さらに高い減衰性能を有する高減衰ゴムの開発を行う。

(2) 構造の概要

構造および一般的な形状寸法を図－1.1.4に示す。高減衰ゴムの周囲には耐候性の高めるため，合成ゴムを一体成形している。



図－1.1.4　高減衰ゴム支承（その４）構造図

(3) 今年度の実績

今年度は，高減衰ゴムの各種物理特性を把握するため，表1.1.6～表1.1.8の左欄に示す目標性能を設定し，φ300のスケールモデルによる力学試験を行った。その結果，固有周期，変形能力においては，ほぼ目標を満足するものが得られたが，減衰性能において目標を満足しない場合があり（表－1.1.7上段参照），今後の課題として残った。

表－1.1.6　力学的特性(1)

主仕様	目標値	代用特性	開発 H1の結果	開発 H2のテーマ
水平固有周期 剛性	サイズφ400にて T＝1.5秒	静的横断性 G_o＝8kg/cm²以下	G_o＝7.5	φ400にてさらに確認
		100%モジュラス M＝12kgf/cm²以下	$M100$＝11	ゴムT.Pにて さらに確認
同上 温度依存性	－30℃＋40% ＋40℃－30%	動的横弾性 G' kgf/cm²	－10℃　1.4倍 23℃　1倍 40℃　0.8倍	G'により－30℃確認
同上 振幅依存性	目標値の設定無し	φ300にて 右記の実測値を得た。	25%歪　1.7倍 50%歪　1.3倍 100%歪　1倍 150%歪　0.9倍	φ400について確認

ゴムＴＰ：ゴムブロックおよび接着試験片等のテスツピース

表－1.1.7　力学的特性(2)

主仕様	目標値	代用特性	開	発
			H1の結果	H2のテーマ
水平等価減衰定数 振幅依存性	せん断歪25%～150%にて，$H_{eq}>0.15$	ϕ300について右記値を得た。	0.15（25%） ～0.12（150%）	$H_{eq}>0.15$を目標に減衰強化，ϕ400にて確認
同上 温度依存性	－30℃～＋40℃にて $H_{eq}>0.15$	動的横弾性 －10℃　1.2倍 23℃　1倍 40℃　0.9倍		G'を－30℃まで確認
変形能力	せん断歪±350%にて，ゴム支承の破断無きこと	ゴム材料の伸び $E_b>600$% 金具とゴムの接着力 $\sigma=70$kg/cm²以上	$E_b=630$% $\sigma=80$ kgf/cm²	ϕ400について ±350%にて破断無きことを確認

表－1.1.8　耐　久　性

主仕様	目標値	代用特性	開	発
			H1の結果	H2のテーマ
60年の使用にて クリープ ばね定数 変形能力	ゴム総厚さの5%以下 0～＋20% せん断歪±350%以上	ゴム材料の圧縮永久歪 M100加熱促進劣化 接着試験片 加熱促進劣化	未済	ゴムTPにて確認
耐環境性 オゾン 紫外線 油分 等	環境に対する耐久性は外被ゴムにて保持するが，従来の建築用免震ゴムに使用されているものをベースとし，外被ゴムを決定する。			

(4) 次年度計画

次年度は，15%以上の減衰を得るべく本体ゴムの改良を行うとともに，支承の標準化の検討を行う。

なお，試験供試体には今年度のものより一回り大きいϕ400を予定する。

＜民側担当会社＞　昭和電線電纜㈱

1.2　摩擦（すべり）型ダンパーの開発

1.2.1　摩擦（すべり）型ダンパー（その１）

(1) 開発の概要

下部構造と上部構造との間をすべらせることにより，地震時水平力を低減しようとする免震装置で，鉛直力を支持すると同時にすべり機能を備えた弾性すべり支承と水平変位量を制御すると同時に復元機能を備えた水平ばねで構成されている。

この装置の特徴は以下のとうりである。

① 摩擦力を超えるような大きな水平力に対しては，滑り面が滑動し，ゴム支承部に過大な変位が生じないので，鉛直支持機能の信頼性が保たれる。

② 摩擦力以上の地震時水平力を上部に伝達することがなく，入力の上限を制御することが可能である。

③ 水平ばねは鉛直力を負担しないため，設置する位置をある程度自由に設定できる。

④ 中小地震時には積層ゴムの変形により免震し，大地震時には滑動して免震する。

⑤ 構造が簡単で，作動機能が明確である。

またこの装置は，鉛直方向と水平方向の各要素の分担をはっきりさせているため，水平変位に対する鉛直力の依存性がなく，耐久性の面でも有利である。摩擦係数に関しては，計画しているすべり材は面圧と速度に依存するが，すべりを生じるまでの有効支圧面の変化が小さい事を考えると，問題にならない範囲である。

目標とする性能は固有周期 $1 \leqq T \leqq 2$ 秒で，減衰性能はすべり面に滑動を生じるまでは10～15%，滑動後は30～50%を想定しており，これが十分発揮できるような免震装置を開発しようとするものである。

(2) 装置の概要

1）構　造

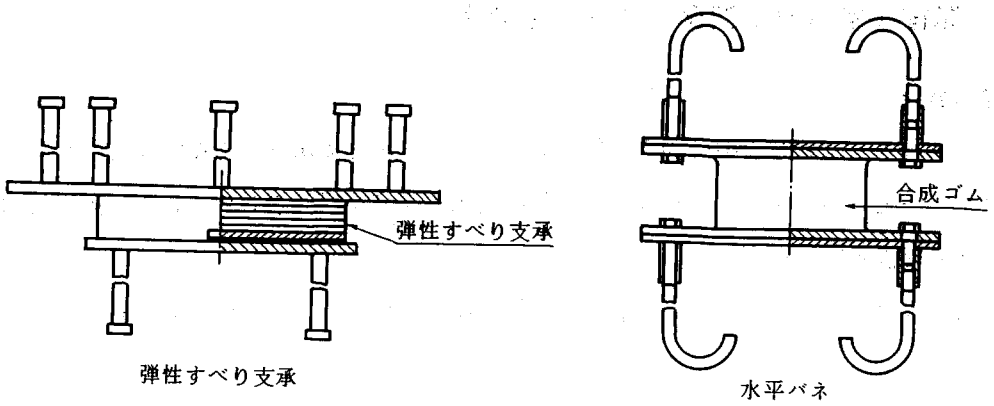
上部構造の鉛直荷重を受ける弾性すべり支承は積層ゴムの上面にＰＴＦＥ材を焼き付けたものであり，この上にステンレス板を下面に取り付けたすべり板が載っている。すべりは，ＰＴＦＥ材とステンレス板の間で生じる構造となっている。

また水平ばねは上・下フランジプレートの間に合成ゴムが取り付けてあり，この合成ゴムの厚さと同時に直径を調節することにより，水平剛性を変化させることができる。

(3) 今年度の実績

1）すべりが生じるまでの減衰性能を高める

すべりが生じるまでの減衰性能を高めるには，ゴム材の材料減衰を上げることになり，ゴム材として高減衰ゴムの開発が必要となる。



図－1.2.1　摩擦型ダンパーの概要図

今年度は，高減衰ゴムの配合から積層ゴム支承として使用する場合の，基本特性及び積層ゴム供試体による鉛直限界性能の把握までを行った。

鉛直限界性能は応力$\sigma = 1000\,kgf/cm^2$以上あり，支承として十分の支持能力があることが確認できた。

今後は，ゴム材の耐久性及び積層ゴムの力学的性能を把握する必要がある。

2）適切な摩擦係数の設定

摩擦係数は，すべり材と相手材の材質や表面の粗さにより変化するため，今年度は適当な組み合わせの材質の選定を行った。

今後は，表面の粗さも考慮した摩擦係数を把握し，より安定したすべりを追求する必要がある。

(4) 次年度計画

高減衰ゴム材を使用した積層ゴム支承で，周期・荷重を適当に想定してスケールモデルを作成し，性能確認試験を行う。

1）静的鉛直載荷試験

① 積層ゴムの圧縮終局強度の確認

2）静的水平加力試験

① 積層ゴムの水平剛性の確認

② 〃 減衰性の確認

③ 〃 終局強度・終局ひずみの確認

3）動的水平加力試験

① 積層ゴムの水平剛性の確認

② 〃 減衰性の確認

③ 動摩擦係数と静摩擦係数の確認

＜民側担当会社＞ 大成建設㈱，東京ファブリック工業㈱

1.2.2 摩擦（すべり）型ダンパー（その2）

(1) 開発の概要

橋梁用ゴム支承としての減衰率は約5％程度であるので，免震支承として機能するために一体構造が可能な摩擦ダンパーと，パッキン材とを併用した免震支承の開発を目的とした。以下，免震支承としての開発目標と，その機能と特長を列記する。

1）支承部にはゴム支承として大反力橋梁，多径間連続橋梁などに多くの実績を有するリング支承を使用する。

2）リング支承は水平反力分散支承として16年の実績を有し，かつ室内における各種疲労試験においても充分な耐久性が確認されている。

表－1.2.1にゴム支承として必要具備条件としての繰り返し疲労試験の一例を示す。

表－1.2.1 リング支承の疲労耐力に関する要求性能

試験の種類	試験条件
イ）一定せん断下の圧縮くり返し試験	$\varepsilon=70\%$，$\sigma_c=15=80\text{kgf/cm}^2$，$N=200$万回，$f=2\text{Hz}$
ロ）一定せん断下のくり返し試験	$\sigma_c=80\text{kgf/cm}^2$，$\varepsilon=\pm70\%$，$N=2$万回，$f=0.03\text{Hz}$
ハ）一定荷重下のせん断くり返し耐力	$\sigma_c=80\text{kgf/cm}^2$，$\varepsilon=\pm150\%$，$N=400$回，$f=0.03\text{Hz}$

試験後の性能として，バネ定数は安定し，かつゴム切れ，剥離など外観異常が発生しないこと。

3）上部構造の常時の伸縮はリング支承のせん断変形で対応する。

せん断変形率として$\varepsilon<70\%$。

4）地震時はＰＴＦＥとＳＵＳとの動摩擦係数は$\mu\fallingdotseq0.12$と考え，ゴム支承の最大変位は$\delta_{max}\fallingdotseq0.12$ w/ksであり，k_hが0.12より大きい時は，摩擦とパッキン材のダンパーにより地震エネルギーを吸収し固有同期（1～1.5秒）および加速度の低減を計り，減衰率としては20～30％を期待する。

従って一般のゴム沓の地震時の最大せん断ひずみは$\varepsilon_{max}\leqq150\%$で設計されるが当免震支承は，ダンパー機構を内蔵することによりゴム沓の最大変形率は100％以内に抑制でき，免震支承としての耐久性はさらに向上する。

5）すべり部の耐摩耗性は表－1.2.1ハ）の条件を満足するものとする。

6）すべり部の防塵性はパッキン部の形状によりシール機構とする。

7）パッキン部の超低弾性ゴム部は地震時に約50％圧縮変形させる設定であり，圧縮変形のくり返し耐力を充分保持できる材質及び形状とする。

8）免震支承としての温度依存性はなく，耐候性も充分であり，速度依存性は早くなるとすべり部は縁切れとなり，ゴム沓のみがせん断のくり返しとなり下部構造への作用水平力は0.12Ｗ以下となる。

9）本免震装置の特徴を整理すると以下のとおりである。

ゴム杏のせん断ばね定数と，PTFEとSUSとの摩擦と超低弾性ゴムと高耐力パッキンにより構成され，この三者の機能が複合された「応力－変形特性」を示し，固有周期が長期化され，かつ減衰効果の得られる耐久性のある免震支承といえる。

(2) 今年度の実績

超低弾性ゴムの選択と材料特性の動的試験より，ゴム材として非常に損失係数の大きい（減衰効果の大きい）材料であることを確認した。

また，次年度の要素試験にそなえて，供試体実験のレイアウトを行った。さらに，実用性に関する検討を行い，施工方法を含めて充分に実橋に供せられるものと判断した。

(3) 次年度の開発計画

スケールモデルにより，試験条件を設定して試験を行う。

① パッキン部の設計製作

② ゴム支承の製作

③ 基礎試験　　圧縮試験，水平せん断試験

④ 動的試験　　両振幅による「応力－変形特性（履歴減衰）」の確認

⑤ 試験スケジュール

供試体の設計製作	4 ～ 6 月
性能確認試験	7 ～ 8 月
問題点の検討と設計	9 ～10月
性能試験の再試験	11～12月
試験データーの整理分析	1 ～ 3 月

＜民側担当会社＞　㈱ビー・ビー・エム

1.2.3　摩擦（すべり）型ダンパー（その３）

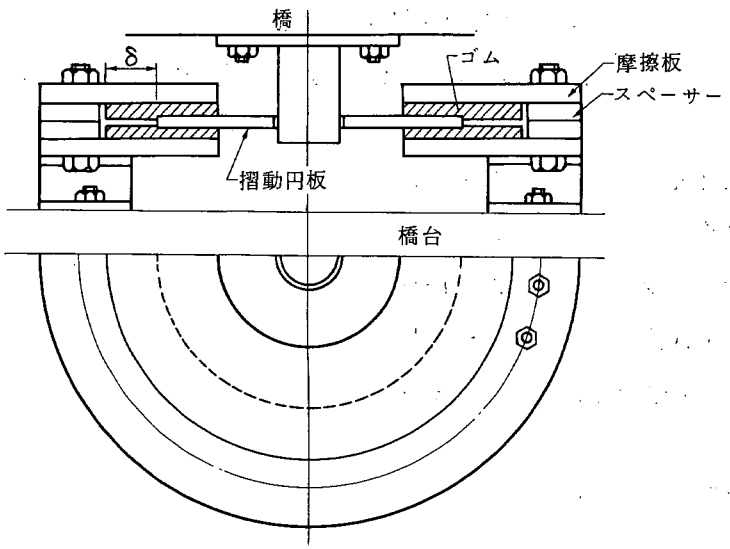
(1) 開発の概要

免震装置のエネルギー吸収装置として，ゴムと金属との摩擦により地振動のエネルギーを吸収するゴム摩擦ダンパーを開発する。

ゴム摩擦ダンパーは構造が単純で方向性も無く，振幅や振動数に依存せず，温度依存性も無く，一定の摩擦力が期待できる，などの特徴を有する。

(2) 装置の概要

上部構造側に固定された鋼棒によって下部構造側に固定された摩擦板（内側にゴムライニングしている）に挟まれ金属製摺動円板を作動させ，生じる摩擦力でエネルギーを吸収する。ゴムの厚さ，スペーサーの厚さ，ゴム種，硬さ，等によりエネルギー吸収量を調節出来る構造である。



図－1.2.2　摩擦ダンパーの概要図

(3) 今年度の実績

今年度は，装置の構造および実用性に関する検討を行ったが，摩擦部の耐久性，防塵性など検証すべき課題が多く残っている。

＜民側担当会社＞　西武ポリマ化工㈱

1.3　鋼製ダンパーの開発

1.3.1　鋼製ダンパー

(1) 装置の概要

道路橋の支承部に鋼製ダンパーと積層ゴムを組み合わせた免震装置を設ける。鋼製ダンパーは，鋼製材の塑性変形により地震エネルギーを吸収させることを基本とする。積層ゴムは主に死荷重を負担し，水平方向の地震力の一部を負担させる。

開発の目標性能としては以下の事項を基本的なものとする。

① 橋の固有周期が非免震の2倍程度以上であるもの。

② $1 \leqq T_B \leqq 2$ sec　　T_B：免震装置の等価固有周期

③ $0.05 < \dfrac{Q}{W} < 0.1$　　$\dfrac{Q}{W}$：降伏荷重比　　Q：降伏荷重　W：上部荷重

④ 免震装置の設計変位による50回の正負連続繰り返し載荷に対して安定であること。

⑤ 50回の設計変位による載荷後の等価減衰定数は $h_{eq} = 15 \sim 20\,\%$ を目標とする。

⑥ 可能最大変位による正負連続2回以上の繰り返し載荷を受けても破断等著しい損傷を受けない。

鋼製ダンパーの特徴としては

① 方向性を持たせることができる。

② 耐久性および防錆を考慮してステンレス鋼材を使用する。

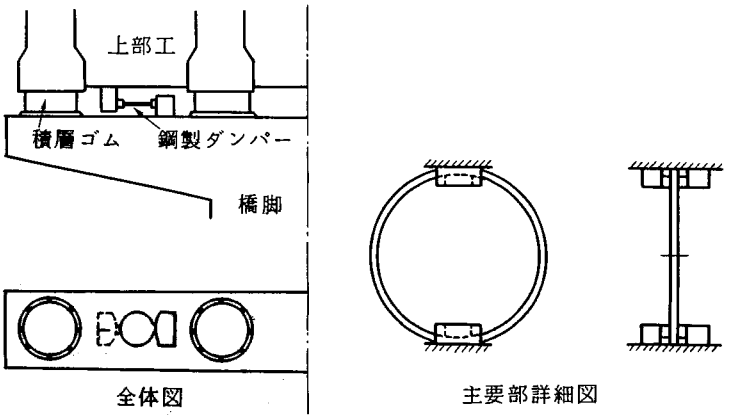
③ 鋼製リングの幅・外径・厚さを変化させることにより任意の剛性を選択することができる。

④ 取り替えが容易に行える構造である。

などが挙げられる。

(2) 装置の概要

基本的な鋼製ダンパーの形状を図－1.3.1に示す。鋼製ダンパーはステンレス帯鋼を半円に曲げたものを2つ溶接したものである。この両端には，リングホルダー固定用のピンを設けている。



図－1.3.1　鋼製ダンパー概要図

(3) 今年度の実績

今年度は，供試体を用いた標準実験，質点系モデルによる応答計算を実施し，開発しようとしている装置を設置した場合の免震性能の検討

を行い，目標性能が得られるかどうかについて検討した。

実験に用いた鋼製ダンパーには，ステンレス鋼材（SUS 304）を選択した。

ステンレス鋼材（SUS 304）の材料特性を表－1.3.1に，また基本的な鋼製ダンパーの形状を図－1.3.2に示す。実験に使用した鋼製ダンパーは断面形状30㎜×30㎜のステンレス帯鋼を半径400㎜に曲げたものを2つ溶接したものである。この両端には，リングホルダー固定用のピンを設けている。

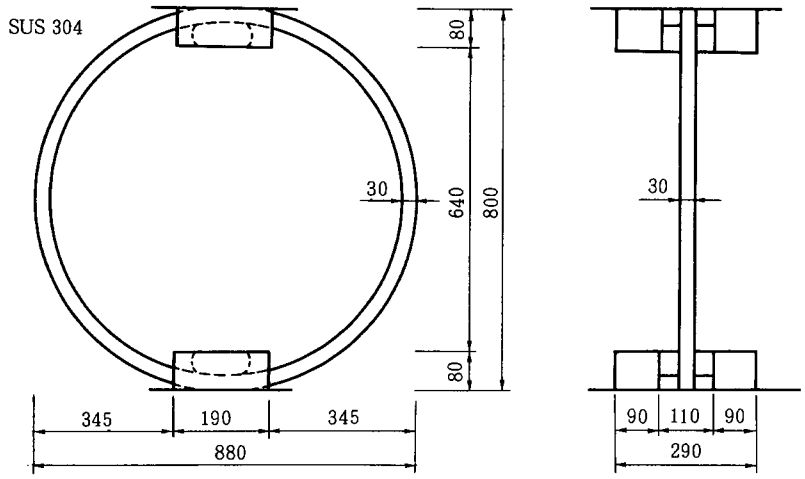
標準実験の結果

① 30cmまでの変位に対して安定した復元力特性が得られた。

② 30cmまでの変位に対して15～20%の等価減衰が得られた。

③ 周期1～5秒，振幅4～13cmの載荷において，50回以上の繰り返しに対して安定であった。

④ 試験体の幅を変えることにより剛性に変化を持たせられることがわかった。



図－1.3.2　鋼製ダンパー形状

表－1.3.1　ステンレス鋼材の材料特性

機械的性質	
耐　　力（kgf/㎟）	21以上
引張強さ（kgf/㎟）	53以上
伸　　び（%）	40以上
絞　　り（%）	60以上
H　　B	187以下
H　R　B	90以下
H　　V	200以下

引張試験結果

	降伏強度（kgf/㎟）	引張強度（kgf/㎟）	伸び率（%）	ヤング係数（10kgf/㎟）
生　材	2673	6843	64.3	1.84
曲げ戻し	2906	7244	57.0	1.82

降伏強度は，2000μ時ひずみの強度

応答解析

解析モデル

① 3径間連続ＰＣ合成げた橋（支間長35ｍ）

② Ⅰ種地盤を対象

③ 鋼製ダンパー　　幅　140～280 ㎜
　　厚　さ　30 ㎜
　　外　径　800 ㎜

④ 積層ゴム（100～200ｔ用）　水平剛性　0.864～1.609 tf/cm
　　垂直剛性　1055～1925 tf/cm
　　面　圧　70 kgf/㎠

⑤ 死 荷 重　83～211 tf

⑥ 入力地震動　HACHINOHE 1968 EW
　　最大加速度　255.38 gal

解析結果

① 固有周期　1.3秒

② 最大応答変位（相対変位）　10 cm

③ 下部構造に対する応答倍率（加速度）　1/5倍

下部構造との相対変位も10cm程度で比較的小さく，応答倍率（加速度）も1/5程度であり，十分な免震効果が得られることがわかった。

(4) 次年度計画

Ⅰ種地盤については，開発の目標性能を満足できる結果が得られた。

次年度は，地盤条件（Ⅱ種地盤）の変化などによる要求性能の多様化に対応できるよう，装置の諸元（外径・幅・厚さ）をパラメータとして検討，開発を行う。

＜民側担当会社＞　西松建設㈱

1.4　ローラー型免震支承の開発

(1) 開発の概要

現在，免震支承としては建築の分野でゴム支承をベースとした型式のものが開発されている。

本研究はアイソレーターとして，ころがり摩擦係数が低い値で安定しており，速度依存性の少ない高硬度ローラー（C－13B）を使用し，減衰要素，復元要素として高減衰ゴムを用いた免震支承を開発するものである。期待する支承の性能は橋軸方向のみの免震とし，周期2秒程度，減衰15%程度である。

本支承は，アイソレーターと減衰要素，復元要素を分離しているので鉛直力を支持するローラーと減衰要素，復元要素のゴムを独立に設計でき，地震力の各下部構造への分担力を平均化する等の経済設計が可能である。また，寸法的に従来のローラー支承とほぼ同程度と予想され，新設橋は勿論のこと，既設橋への適応性も高い支承の開発が可能である。

(2) 装置の概要

1）構　造

支承は上沓，積層ゴム，下沓，ローラー，底板，高減衰ゴムで構成する。上部構造の回転は積層ゴムにて吸収し，橋軸方向の移動はローラーにて対処する。減衰力及び復元力は下沓と底板間に取りつけた高減衰ゴムのせん断変形を利用する。

2）基本原理

地震時の上下部工の相対変位により，支承のローラーがころがり，同時に下沓と底板間に取り付けたゴム要素がせん断変形し，減衰力及び復元力として作用し，地震力を低減させる。

(3) 今年度の実績

1）検討項目

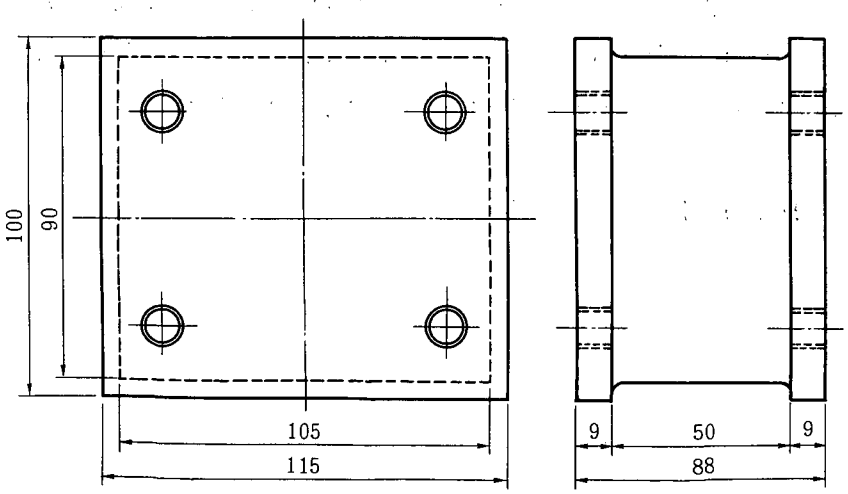
① 構造要素の性能確認試験

② 構造設計

2）結　果

① 構造要素の性能確認試験

今年度は，ゴム要素についてミニチュアモデルにより性能確認試験を行った。図－1.4.1の供試体を用い，変形率200%までのバネ定数，等価粘性減衰定数を静的試験，動的試験にて測定した。また，温度特性試験を30℃及び－30℃にて行い，温度依存性について確認した。その結果，減衰要素，復元要素として高減衰ゴムを使用するのにほぼ満足する結果を得た。



図－1.4.1　供試体形状

② 構造設計

今年度は，支承の機能に対応する各構造検討を行い，構造要素の特定化を行った。また，全体構造の検討を行い，ほぼ確立した。全体構造の検討に当たっては試設計を鉛直全反力$R=75$ tf，鉛直死荷重反力$R_d=56.3$ tf，周期$T=1.3$秒，変位$u=20$ cmにて行い，その結果，現存の橋梁の上下部の構造，寸法を変更することなく適用できることを確認した。

(4) 次年度計画

1) 概　要

構造要素の性能確認試験，適当なスケールモデルによる装置の性能確認試験，全体装置の構造の検討および支承の適用範囲の検討を行う。

2) 内　容

① 構造要素の性能確認試験

前年度に引き続き，ゴム要素の性能確認試験を行い，バネ定数，減衰定数のひずみ依存性の改良，温度依存性の改良をはかる。

② 適当なスケールモデルによる装置の性能確認試験

荷重，周期，変位等を仮定し，装置を設計製作し，ローラーの作動性，装置としてのバネ定数，減衰定数を確認する。

③ 全体装置の構造の検討

ストッパー機能の構造検討を行い，装置に組み込む。

全体装置のより合理化，縮小化をするための検討を行う。

④ 支承の適用範囲の検討

開発した免震支承の適用範囲について検討する。

＜民側担当会社＞　日本鋼管㈱，日本鋳造㈱

1.5　リンク支承の開発

(1) 開発の概要

1）基本設計方針

鋼製のダンパーとしては，鋼材のねじれ変形や曲げ変形を利用するものが考えられ微小地震では剛性が高いため免震効果が小さいが，大地震時には大きな減衰効果が得られることが実証されている。しかし，非常に大きな地震時には，鋼材に永久変形が生じ，装置を取替えなければならないという課題を残している。そこで本研究では，鋼材の変形による復元力を期待するのでは無く，リンク機構により復元力を得る構造体を開発するものである。

2）特　　徴

イ）構造が簡単である。

ロ）従来の支承に類似しているため，既設支承の取替えが容易である。

ハ）全方向の移動が可能である。

ニ）メンテナンスフリーである。

3）目標とする性能

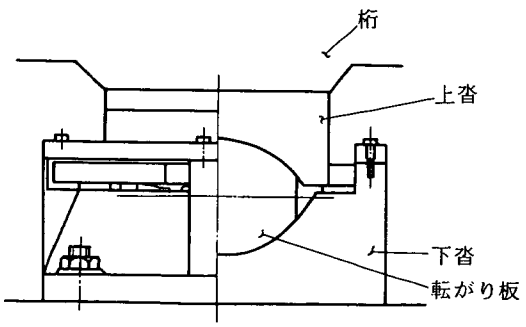
- 荷　重　　500 tf
- 変　位　　10 cm程度

4）材料特性

速度依存性については，次年度のモデル試験により確認する。温度依存性，耐久性，耐候性，防塵性，疲労特性については問題無いと考える。

(2) 構造の概要

従来の支承に類似した構造を有し，上沓と下沓との間に転がり板（仮称）をはさみ込んでいる。この転がり板の回転により，全方向の移動が可能になる。



図－1.5.1　リンク支承の概要図

(3) 今年度の実績

1）基本原理の確認

転がり板の回転により，上・下沓の移動を可能とし，上・下面の曲率中心隔たりによって復元力を得る。図－1.5.2において，

鉛直力：V，　水平力：H，

$$\theta = \tan^{-1}\frac{H}{V}$$

回転モーメント＝$V(2R-D)\tan\theta$

$$\text{摩擦による抵抗モーメント} = \frac{4V \cdot f}{3\pi \cos\theta}\{8R(\sqrt{2}-1) - 3(R - D/2)\cdot\cos\theta\}$$

ここで，f：摩擦係数

回転するための条件は，$D = k \cdot R$とおいて

$$\sin(\theta + \varepsilon) > \frac{32(\sqrt{2}-1)}{3(2-k)} \cdot \frac{f}{\sqrt{\pi^2 + 4f^2}}$$

但し，$k < 2 - \dfrac{32(\sqrt{2}-1)f}{3\sqrt{\pi^2 + 4f^2}}$

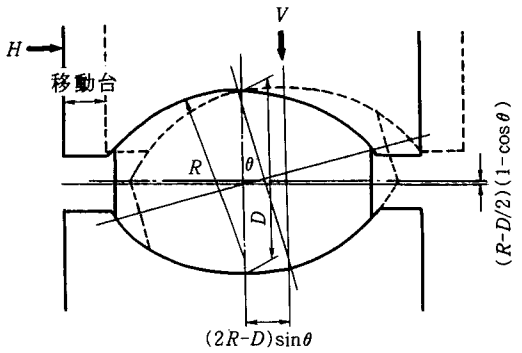
$\varepsilon = \tan^{-1}\left(\dfrac{2f}{\pi}\right)$，　$f = 0.15$とすれば，

$\varepsilon = 5.4548°$，　$K < 1.79$

$K = 1.1$の時，$\tan\theta > 0.141$で回転可能となる。

ゆえに，水平力が鉛直力の0.141以上あれば回転する。

また，水平力が0となった時は，鉛直力の作用により，転がり板は元の位置へ戻ろうとする。以上の作用が繰り返されることにより，減衰効果を得ることができる。



図－1.5.2　基　本　原　理

2）今後の問題点

イ）上・下動変位の逃がし方法

ロ）エネルギー吸収装置併用の必要性

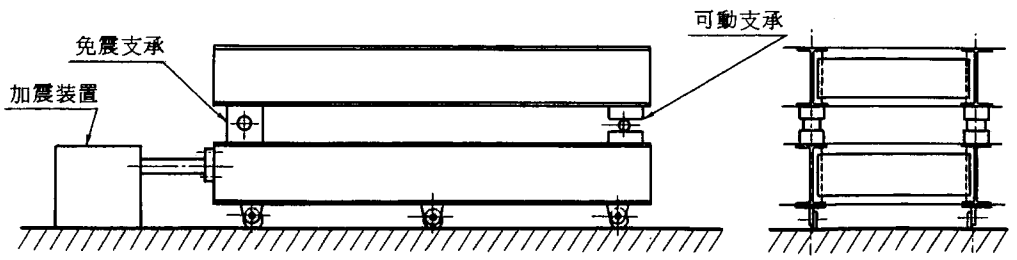
(4) 次年度計画

1）転がり板の形状決定

摩擦力を考慮したFEM解析（振動解析）を実施して，転がり板の曲率，厚さのパラメータを比較検討する。

2）試験方法

① 実験モデル



図－1.5.3　実　験　モ　デ　ル

② 評　　価

装置の振動応答特性を計算値と比較することにより，転がり板の曲率，厚さ，鉛直力（けた自重），水平力（加振力）等の相互関係を調べる。

＜民側担当会社＞　㈱日本製鋼所

1.6　粘性ダンパーの開発

1　開発の概要

本研究では，免震橋梁に用いるエネルギー吸収装置として高粘性材料を用いた“粘性ストッパー”の実用化を目的とする。

高粘性流体の粘性抵抗を利用したエネルギー吸収装置として，すでに鉄道橋に多く用いられている内圧型粘性ストッパーや，道路橋に主として用いられているせん断型粘性ダンパーなどがある。前者は本来，落橋防止と地震時の水平力の分散を目的としており，減衰力の最小値を保証することで機能上十分であり，エネルギー吸収性能は期待していない。一方後者は，減衰性能の点で優れているものの，落橋防止装置としては考慮されていない。

本研究では，内圧型粘性ストッパーの構造を基本とし，橋梁免震用エネルギー吸収装置として適用するためのエネルギー吸収性能の改善を図ることにより，下記の特徴を有する免震装置を開発する。

(i) 緩衝機能をもった落橋防止装置を兼ねることが出来る。

(ii) 橋軸方向一方向免震の場合には，橋軸直角方向の水平力支持と，移動方向を規制する水平シューの機能をもつ。

(iii) 全方向免震の場合にも応用できる。

(iv) 減衰機構に摩擦部分がなく，またシールが完全に出来るので耐久性および耐候性に優れている。

開発目標は下記の通りである。

1）供用温度下で減衰定数が最大30%程度まで付加できること

2）レベル2地震動を想定して，最大30cmまでの変位に追随できること

3）レベル2地震動を想定して，最大50 kine 程度の相対速度下で安定した減衰性能を有すること

4）地震時繰り返し変位によって性能変化しないこと，また10回以上のレベル2地震動を受けても性能を維持すること

5）上部構造の温度収縮，クリープ等の変位に対し有害な拘束力を生じないこと

6）動的解析を行う上で特性のモデル化が可能なこと

7）橋軸直角方向にも作動可能な構造であること

8）レベル2以上の地震動に対して，落橋防止装置として機能すること

9）メンテナンスフリーであること（50年以上～100年）

(2)　構造の概要

上部構造側に固定される鋼製中箱と下部構造側に埋め込まれて固定される鋼製外箱との間の空間に高粘性流体が充填され，シールゴム体により密封されている。鋼製中箱には，必要に応じ大変形時に鋼製外箱と衝突する際の衝撃を緩和するゴム系の緩衝材が周囲に取付けられる。この緩衝材は免震装置が一方向移動型の場合は移動方向の側面に，全方向移動型の場合は全側面に取り付けられる。地震時の上下部構造間

の相対変位により，鋼製中箱は鋼製外箱内を移動し，この時粘性流動抵抗を生じエネルギーを吸収する。

(3) 今年度の実績

(i) 免震装置および落橋防止装置としての要求性能を調査し，開発目標を設定した。

(ii) 各種ダンパーの調査を行い，開発目標の各項目に対する適合性を検討した結果，内圧型粘性ダンパーの構造を基本とすることとした。

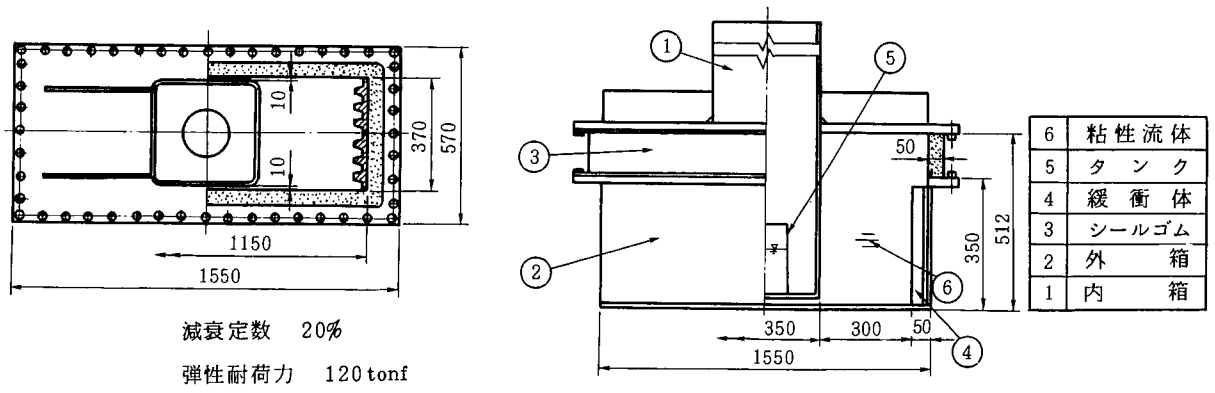
(iii) 表－1.6.1に内圧型粘性ダンパーに関する評価結果を示す。評価目標の番号は(1)開発の概要に記述した開発目標の番号に対応する。この評価を基に，今後の研究課題を整理し，次年度計画を作成した。

表－1.6.1 内圧型粘性ストッパーの評価

開発目標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
評　価	可　能	可　能	課　題	改　良	可　能	課　題	改　良	可　能	改　良

可能 ── 目標達成の可能性が大
改良 ── 改良研究により実現可能
課題 ── 今後の研究開発を要す

(iv) 支間40m，橋面当り死荷重 1.5 tf/㎡のPC連続げたを想定し，装置の試算設計を行った。図－1.6.1は試算設計による構造図である。



図－1.6.1 試算設計による内圧型粘性ダンパーの構造図

(4) 次年度計画

次年度は図－1.6.1に示したモデルを基本として，最大水平力 20 tf，最大速度 50 kineまでの範囲で，下記項目について調査および実験を実施する。

1) 事前検討

① 所要減衰定数の設定

② 使用環境温度範囲および減衰定数の許容変化範囲の設定

③ 最大相対変位，最大相対速度および振動数範囲の設定

④ 粘性体流体の選定およびそれに基づく概略寸法の試算

2）開発実験

⑤ 速度－抵抗力（$F-V$）特性の実験的把握（最大 50 kine）

⑥ 抵抗力の振幅依存性（$F-a$ 特性）

⑦ 抵抗力の振動数依存性（$F-fz$ 特性）

⑧ 抵抗力の温度依存性（$F-t$ 特性）

3）データに基づく考察

⑨ F－V特性の寸法・形状相似性の実験的把握

⑩ 抵抗力算出式の提案（F, V, a, fz, t, 寸法形状依存性）

⑪ 解析モデルの提案

4）追従実験

⑫ 粘性流体の経年変化等の耐久性

⑬ シール材の耐久性（経年，耐粘性流体）

5）緩衝装置の開発（付加機能）

⑭ 付加機能（緩衝装置）の性能実験

⑮ 解析モデルの提案

＜民側担当会社＞ オイレス工業㈱

1.7　実証試験方法の開発

1.7.1　研究開発計画と今年度の研究成果の概要

(1) 研究開発計画

本研究開発の主要課題は以下の２項目である。

１）道路橋に適用される免震装置に要求される性能を明確にする。

２）性能を確認するための試験の実施方法の標準化を図る。

年度別の研究開発の概要は以下のとおりである。

初年度　①　免震装置の実証試験方法に関する現状調査

②　免震装置の要求性能の設定

③　今後の研究課題の整理

２年度　①　免震装置の要求性能に関して，

a．初年度にペンディングとなった事柄の重点的検討

b．本研究開発で同時に行われている「免震装置の開発」および，「免震装置の設計方法」の成果を踏まえ，初年度に設定した免震装置の要求性能についての改善

②　試験の実施方法の検討

３年度　①　実証試験方法の標準化

②　残された課題の整理，まとめ

(2) 今年度の研究成果の概要

１）免震装置の実証試験方法に関する現状調査

実証試験方法に関する既往資料は比較的少なかったが，免震装置の要求性能を検討するにあたり幾つかの文献[1)2)3)]が参考になった。これらの文献を整理・分析することによって，免震装置の要求性能に関する指標を得ることができた。

２）免震装置の要求性能の設定

対象とする免震装置の種類を明確にし，それぞれの装置について検証すべき性能の項目を明らかにした。さらに，検証すべき性能について具体的な指標を示した。

３）今後の研究課題の整理

今年度の研究で残された課題を整理するとともに，２年度以降の研究課題・方法を明らかにした。

1.7.2 現状調査

(1) 資料の収集・整理

免震装置の実証試験方法に関して，既往資料による現状調査を行った。その調査結果を表－1.7.1～表－1.7.3に整理する。

表－1.7.1 文献1)による免震装置の実証試験方法

対象とする免震装置	特定していない	
検証項目	載荷方法	要求性能
供試体に関する規定		① 試験はフルサイズの最低2組の供試体について行う。 ② 試験に使用した供試体を実際の構造物に使用してはならない。
等価水平剛性	① 定格軸力を加えた状態で，設計変位または設計水平力の0.25，0.50，0.75，1.0，1.25倍の正負各3回の繰り返し載荷を1サイクルとし，6サイクルの繰り返し載荷を行う。 ② 定格軸力を加えた状態で，設計変位の10回の正負繰り返し載荷を1サイクルとし，10サイクルの繰り返し載荷を行う。	① 等価水平剛性の減少が20%以内であること。 ② 等価水平剛性の減少が25%以内であること。 もし，減少が40%を超える場合は当該装置を使用してはならない。 減少が25%～40%の間の場合は原因を確かめ，新たな供試体で再確認する。
等価減衰定数	① 定格軸力を加えた状態で，設計変位の10回の正負繰り返し載荷を1サイクルとし，10サイクルの繰り返し載荷を行う。	① 等価減衰定数の減少が25%以内であること。 もし，減少が40%を超える場合は当該装置を使用してはならない。 減少が25%～40%の間の場合は原因を確かめ，新たな供試体で再確認する。

表－1.7.2 文献2)による免震装置の実証試験方法

対象とする免震装置	積層ゴムおよび鉛プラグ入りゴム支承（LRB）	
検証項目	載荷方法	要求性能
供試体に関する規定		特になし
積層ゴム単位の等価水平剛性	① 定格軸力を加えた状態で，水平せん断ひずみで±112.5%相当の変位を4回与え，3回めの履歴曲線を用いて等価水平剛性を算出する。 ② ①と同様の方法で±225.0%のせん断ひずみに対する等価水平剛性を算出する。	① 3回めの履歴曲線から得られた等価水平剛性が設計値に対して±15%以内 ② 3回めの履歴曲線から得られた等価水平剛性が設計値に対して＋30%，－15%以内
LRBの降伏荷重	① 定格軸力を加えた状態で，水平せん断ひずみで±112.5%および±225.0%相当の変位をそれぞれ4回与え，3回めの履歴曲線から降伏荷重（変位0での力）を読み取る	① ±112.5%における降伏荷重に対しては設計値の±15%以内，±225.0%の降伏荷重に対しては設計値の±20%以内
LRBの圧縮剛性	① 定格軸力を加えた状態で，上下方向に定格軸力の±50%相当の荷重を4回与え，3回めの履歴曲線を用いて圧縮剛性を算出する	① 3回めの履歴曲線から得られた圧縮剛性が設計値に対して±20%以内

表－1.7.3　文献3）による免震装置の実証試験方法

対象とする免震装置	ゴム系免震支承	
検証項目	載荷方法	要求性能
供試体に関する規定		特になし
等価水平剛性[1]	① 設計変位 u_B における50回の正負繰り返し載荷を，免震装置の固有周期 T_B に相当する周期で連続して行う	① 50回載荷後の等価剛性が初期の等価剛性の80～120%の範囲内（ここで初期の等価剛性とは，最初に2～3回の繰り返しを免震装置にかけて，履歴曲線が安定した段階の履歴曲線をいう）
等価減衰定数[1]	① 等価水平剛性の場合に同じ	① 50回載荷後の等価減衰定数は初期の等価減衰定数の80%を下回らない
大変形吸収性能[2]	① 免震装置の可能変位(設計変位の1.5倍)による2回の正負繰り返し載荷を行う	① 荷重－変位の履歴曲線に異常な変動がなく，装置に破断等著しい損傷を受けないこと
残留変位[3]	① 設計変位からの自由振動	① 残留変位が設計変位の10%以下であること
温度変化に対する等価水平剛性の安定性[4]	① 温度が－30℃および＋30℃の時の等価水平剛性を測定する	① －30℃の時の等価剛性と＋30℃の時の等価剛性の比が1.5以下であること
弾性圧縮変形量		ゴム総厚の15%以下
クリープ圧縮変形量		ゴム総厚の5%以下

（解説）

1）繰り返し載荷回数50回は，一回の大地震による主要動の繰り返し回数を20回程度と見込み，これに余裕をみてその2.5倍としている。

2）非線形領域における免震装置の変位性能に充分な余裕を見込んでいる。

3）橋の走行性上，継手部に過大な遊間を残さないように配慮している。

4）橋の固有周期の変化が20%程度以下になるように配慮している。

(2) 既往資料の分析

1）既往資料にみる免震装置の実証試験方法について，関連する検証項目とその規定の有無を表－1.7.4に整理する。

2）今後検討を進める上で，既往資料の規定を参考にするが，特に慎重な配慮を要すると考えられるのは，温度変化に対する規定である。

免震装置によっては，特に低温領域でその特性を充分に発揮できないものもある。一律に低温域を含めた広範囲の温度領域で規定すると，普通の地方に使用する場合であっても，これらの装置が使用できなくなる場合も考えられる。それぞれの免震装置の特性を生かした使用を可能にするため，温度領域は一般的な普通の地方の場合で規定し，特別な場合は別途規定するようにするのが良いと考えられる。

3）既往資料の規定にはないが，橋梁用免震装置に対する要求性能として，さらに以下の項目が必要と考えられる。

表－1.7.4　既往の実証試験方法おける検証項目別の規定の有無

検証項目		文献1)	文献2)	文献3)
供試体に関する規定		○	×	×
等価水平剛性	設計値に対する誤差	×	○	×
	繰り返し載荷後の変化	○	○	○
	温度変化による変化	×	×	○
	残留変位	×	×	○
	大変形吸収性能	×	○	○
等価減衰定数	設計値に対する誤差	×	○	×
	繰り返し載荷後の変化	○	○	○
	温度変化による変化	×	×	○
圧縮剛性	弾性変形量	×	○	○
	クリープによる変形量	×	×	○

○…… 規定がある　　× … 規定がない

① レベル1，レベル2の二段階の地震レベルを想定し，それぞれに対する要求性能

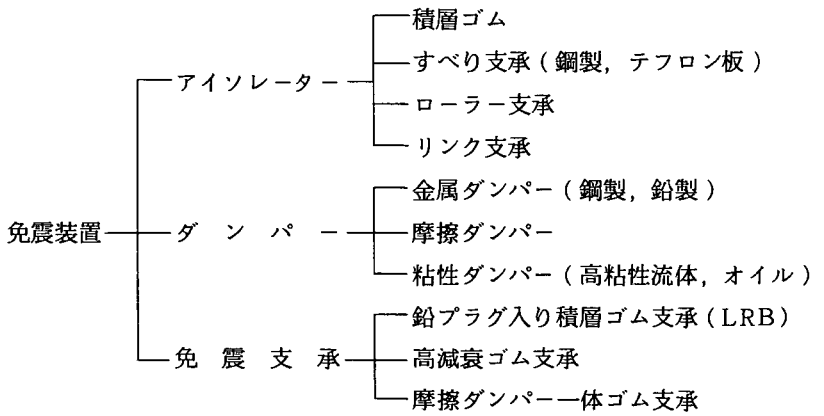
② 温度変化等，常時の変位を受けた状態での動的挙動に関する要求性能

③ 常時の温度変化等による繰り返し変位に対する耐疲労特性

④ 免震装置の異方性に関する検証規定

1.7.3　対象とする免震装置

ここでは，既往の免震装置および本研究開発で開発が進められている装置を対象とする。以下にその整理・分類を行う。



図－1.7.1　研究開発対象とする免震装置

1.7.4　免震装置の要求性能

(1) 要求性能項目

要求性能として以下の項目を考慮する。

1）使用材料の性能

① 基本性能

② 耐 久 性

③ 耐 候 性

2）免震装置の性能

① 動的特性

a．水平弾性復元性能

b．減衰性能

c．大変形安定性能

② 静的特性

a．鉛直弾性特性

b．クリープ特性

③ 耐 久 性

a．耐疲労特性

b．耐摩耗特性

(2) 対象とする免震装置と実証試験項目

表－1.7.5に対象とする免震装置と実証試験項目の関連を示す。

表－1.7.5　対象とする免震装置と要求性能項目

実証試験項目＼免震装置			アイソレーター				ダンパー			免震支承		
			積層ゴム	すべり支障	ローラー支承	リンク支承	金属ダンパー	摩擦ダンパー	粘性ダンパー	LRB	HDR	摩擦ゴム支承
使用材料の性能	基本性能		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐久性		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐候性		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
免震装置の性能	動的特性	水平弾性復元性能	○			○				○	○	○
		減衰性能					○	○	○	○	○	○
		大変形安定性能	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	静的特性	鉛直弾性特性	○							○	○	○
		クリープ特性	○							○	○	○
	耐久性	耐疲労特性	○				○			○	○	
		耐摩耗特性		○	○	○		○				○

○…… 実証試験を必要とするもの

(3) 使用材料の性能

免震装置によって使用される材料は各種・各様であり，また本研究開発において計画されている免震装置のなかには，材料そのものが研究開発の対象になっている場合もあって，今年度研究でその全てを網羅することが難しかった。

そこで，今年度は既往の装置に使用されている材料について検討するにとどめた。

1) 積層ゴム

使用するゴムは天然ゴムまたはクロロプレンゴムとし，支承側面が内部と同等以上の耐候性を有するゴムで被覆されている構造を原則とする。

① 基本性能

基本性能に関する要求性能を表－1.7.6に示す。基本的にはJIS 6386（防振ゴムのゴム材料）の規格に準ずるが，伸びに関する性能は免震橋梁に使用される装置であることの特殊性を考慮して大きく設定している。また，支承部の完全防水が通常の場合困難であることを考慮して，耐水性に関する規定を追加している。

表－1.7.6　積層ゴムに使用されるゴムの性能

試験項目		単位	天然ゴム		クロロプレンゴム		試験方法
せん断弾性係数		kgf/cm²	8±1	10±1	8±1	10±1	JIS K 6301の13
硬さ		度	50±5	60±5	50±5	60±5	JIS K 6301の5
伸び		%	500以上		500以上		JIS K 6301の3
耐老化性	25%伸長応力度変化率	%	－10～＋30（70℃×70 h）		－10～＋100（100℃×70 h）		JIS K 6301の6
	伸び変化率	%	－50以上（70℃×70 h）		－50以上（100℃×70 h）		
圧縮永久ひずみ率		%	25以下（70℃×22 h）		35以下（100℃×22 h）		JIS K 6301の10
耐オゾン性		—	目視観察できれつのないこと		目視観察できれつのないこと		JIS K 6301の16
耐水性（重量変化率）		%	10以下（50℃×72 h）		10以下（50℃×72 h）		JIS K 6301の5

注1）ここでは，せん断弾性係数として$G=8$，10kgf/cm²を標準としたが，その他のものについては次年度の研究課題とした。

注2）耐水性に関する規定は，文献4)の規定に準拠した。

② 耐久性，耐候性

原則として，基本性能に規定する性能を満足すれば良いものとする。

2) 高減衰ゴム

本研究開発では4種の高減衰ゴム支承の開発が計画されているが，その多くはゴムの素材そのものの開発を主要研究テーマとしている。したがって，研究開発初年度の現段階では，一律の要求性能を設定するに足る十分な資料が得られていないので，定量的な検討はある程度開発が進んだ段階で行うものとし，ここではゴム素材の特性に関する指標を示すに止めるものとする。

表－1.7.7　ゴム材料の基本特性に関する指標

ゴム材料基本特性	記　号	備　考
引張り応力（100％応力）	σ_{100}	高減衰ゴムなど非線形特性を持つものは，その所要歪レベルでの値を明確にする。
ゴムの引張破断伸び	E_b	

表－1.7.8　ゴム材料の耐久性に関する指標

ゴム材料の特性	記　号	備　考
引張り応力（100％応力）変化	σ_{100}	促進劣化条件を求めるためのゴム材料の活性化エネルギー（E_A）も求める必要がある
ゴムの引張破断伸びの変化	E_b	

表－1.7.9　ゴム材料の耐候性に関する指標

環境条件	特　性　値
耐オゾン性*	亀裂等の発生
耐湿度性*	引張応力，破断伸びの変化
温度依存性	引張応力値の変化

3）充填剤入りふっ素樹脂成形板

免震装置のすべり材として使用されるふっ素樹脂成形板（PTFE）には，原則として，耐摩耗，耐クリープ性を改善するための適当な補強剤を充填した，充填剤入りふっ素樹脂成形板を使用するものとする。

①　基本性能

基本性能は表－1.7.10の規定を満足するものとする。

表－1.7.10　充填剤入りふっ素樹脂成形板の基本性能

項　目	要求性能	試験方法
比　重（25/25℃）	2.10～2.40	JIS K 6888
融　点（℃）	327±10	JIS K 6888
引張強さ（kgf/cm²）	1.4以上	JIS K 6888
伸　び（％）	90以上	JIS K 6888

②　耐久性

すべり材として使用されるPTFE板で特に検討すべき点は，常時の温度変化等による繰り返し水平変位によるすべり面の摩耗と摩擦係数の変化である。表－1.7.11に，その要求性能を示す。

4）鋼製すべり支承および鋼製ローラー支承材料

①　基本性能

鋼製すべり支承および鋼製ローラー支承材料の基本性能は原則として，文献4)の規格を満足すれば良いものとする。

表－1.7.11　充填剤入りふっ素樹脂成形板の耐久性

載　荷　方　法	性　能
①　設計面圧に相当する圧縮荷重を載荷した状態で，温度変化の影響による変位（正負）を0.2Hzの速さで繰り返し5回載荷し，その後の板厚および摩擦係数を測定する。 ②　同様の条件で引続き1万回まで繰り返し載荷し，その後の板厚および摩擦係数を測定する。	1万回繰り返し載荷後の板厚は初期（5載荷後）の板厚の90%以上。 また，1万回繰り返し載荷後の摩擦係数は初期（5載荷後）の摩擦係数の80%以上

注）PTFE板の耐久性能に関しては，文献4）および文献5）を参考にしたが，裏付け資料としては十分なものではなく，今後さらに検討を加えていく必要があろう。

②　耐久性

鋼製すべり支承およびローラー支承で特に検討すべき点は，常時の温度変化等による繰り返し水平変位によるすべり面（または転がり面）の摩耗と摩擦係数の変化である。特にローラー支承の場合，ローラーの回転角度は360度の間で一様ではなく，ある限られた角度に集中し，長年の使用で楕円形化するなど，その使用性に大きな影響を与える場合もある。しかし，現段階ではこれらの事項を定量的に検討するための裏付け資料が十分に得られていないので，今年度は問題提起にとどめ次年度以降の研究課題とする。

(4)　免震装置の性能

ここでは，免震装置として要求される性能について整理した。この中の試験方法，要求性能に関する定量的諸数値は，文献1），2），3）等を参考に設定している。しかし，これらの文献で対象としている免震装置は基本的にLRB，HDRなどのゴム系の免震支承であり，本研究で対象とする全ての免震装置に適用するには，必ずしも十分なものではないと考えられる。本研究開発において各種の免震装置の開発が進み，ある程度その特性，特徴などが把握できた段階で，さらに改良，修正を加えるべきものと考える。

1）動的性能

動的性能に関する実証試験を行う際は原則的に以下の条件で行う。

a）試験はフルサイズの供試体について行う。

b）上部構造の死荷重反力に相当する鉛直荷重を載荷する。

c）免震装置が一方向の免震に限定して適用される場合は，その方向の性能のみについて検証する。

d）免震装置が全方向の免震に適用される場合は，最低2方向の性能について検証する。

e）履歴曲線等の試験結果は全て記録する。

ｉ）水平弾性復元性能

① 常温（20℃）における基本性能

表－1.7.12 水平弾性復元性能（基本性能）

載荷方法	性能
a．レベル1地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い1回目および5回目に記録された履歴曲線により等価剛性を算定する	a．1回目の等価剛性が5回目の等価剛性に対し±10%以内であること，また5回目の等価剛性が設計値に対し±20%以内であること
b．レベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における50回*の正負繰り返し載荷を行い，1回目，5回目および50回目に記録された履歴曲線により等価剛性を算定する	b．1回目の等価剛性が5回目の等価剛性に対し±10%以内であること，また50回目の等価剛性が5回目の等価剛性に対し±20%以内であること。5回目の等価剛性が設計値に対し±20%以内であること

＊繰り返し載荷回数50回は，1回の大地震による主要動の繰り返し回数を20回と見込，これに余裕をみてその2.5倍としている。

② 温度変化の影響

温度変化は原則として普通の地方における領域を考慮する。寒冷な地方に適用される場合には適宜に別途温度設定を行うものとする。

表－1.7.13 水平弾性復元特性（温度変化の影響）

載荷方法	性能
a．温度が－10℃および＋40℃の状態で，レベル1地震およびレベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い，それぞれの場合について5回目に記録された履歴曲線により等価剛性を算定する	a．温度が－10℃の状態と＋40℃の状態の等価剛性の比が以下の条件を満足すること。 ｉ）レベル1地震に対して1.2以下 ii）レベル2地震に対して1.5以下

③ 静的に予め変位が与えられた状態での性能

表－1.7.14 水平弾性復元特性（与変形の影響）

載荷方法	性能
a．常温で，免震装置に50%の水平せん断ひずみを与えた状態で，レベル1地震およびレベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い，それぞれの場合について5回目に記録された履歴曲線により等価剛性を算定する	ｉ）レベル1地震に対しては①aで得られた5回目の等価剛性に対し±10%以内であること。 ii）レベル2地震に対しては①bで得られた5回目の等価剛性に対し±20%以内であること。

ⅱ）減衰性能

① 常温（20℃）における基本性能

表－1.7.15 減衰性能（基本性能）

載荷方法	性能
a．レベル1地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い1回目および5回目に記録された履歴曲線により等価減衰定数を算定する。	a．1回目の等価減衰定数が5回目の等価減衰定数に対し±10%以内であること，また5回目の等価減衰定数が設計値に対し±20%以内であること
b．レベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における50回の正負繰り返し載荷を行い，1回目，5回目および50回目に記録された履歴曲線により等価減衰定数を算定する	b．1回目の等価減衰定数が5回目の等価減衰定数に対し±10%以内であると，また50回目の等価減衰定数が5回目の等価減衰定数に対し±20%以内であること 5回目の等価減衰定数が設計値に対し±20%以内であること

② 温度変化の影響

温度変化は原則として普通の地方における領域を考慮する。寒冷な地方に適用される場合には適宜に別途温度設定を行うものとする。

表－1.7.16 減衰性能（温度変化の影響）

載荷方法	性能
a．温度が－10℃および＋40℃の状態で，レベル1地震およびレベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い，それぞれの場合について5回目に記録された履歴曲線により等価減衰定数を算定する	a．温度が－10℃の状態と＋40℃の状態の等価減衰定数の比が以下の条件を満足すること。 ⅰ）レベル1地震に対して1.2以下 ⅱ）レベル2地震に対して1.5以下

③ 静的に予め変位が与えられた状態での性能

表－1.7.17 減衰性能（与変形の影響）

載荷方法	性能
a．常温で，免震装置に50%の水平せん断ひずみを与えた状態で，レベル1地震およびレベル2地震に対する免震装置の固有周期で設計変位における5回の正負繰り返し載荷を行い，それぞれの場合について5回目に記録された履歴曲線により等価減衰定数を算定する	ⅰ）レベル1地震に対しては①aで得られた5回目の等価減衰定数に対し±10%以内であること。 ⅱ）レベル2地震に対しては①bで得られた5回目の等価減衰定数に対し±20%以内であること。

ⅲ）大変形に対する安定性

レベル2地震に対する免震装置の設計変位の1.5倍に相当する変位による2回の正負繰り返し載荷に対して免震装置は破断等著しい損傷をうけてはならない。

2）静的性能

ⅰ）鉛直剛性

ゴム系の免震装置の鉛直剛性に関しては以下の方法によりその性能を確認する。

表－1.7.18　鉛　直　剛　性

試　験　方　法	要　求　性　能
a．鉛直荷重を零から最大設計反力の150％に相当する荷重まで連続的に3回繰り返し載荷し，荷重と変形量の履歴曲線から以下の荷重状態における変形量の平均値を算出する ①　死荷重反力相当荷重 ②　最大設計反力の150％相当荷重 ③　最大設計反力の150％相当荷重 b．免震装置のゴム厚の70％に相当する水平変位を与えた状態で，aと同様の載荷試験を行う。	ⅰ．a，bいずれの場合においてもゴムの圧縮変形量（平均値）はゴム総厚に対して以下の条件を満足する ①　死荷重反力相当荷重に対し5％以下 ②　最大設計反力相当荷重に対し7.5％以下 ③　最大設計反力の150％相当荷重に対し10％以下 ⅱ．載荷の過程においてゴムに座屈等による異常な変形が認められない

ⅱ）クリープ特性

使用材料の基本性能（表－1.7.6参照）が満足されれば，装置としては特に検証を行わなくても良い。

3）耐 久 性

耐久性で特に検証すべき点は，摩擦ダンパー，鋼製すべり支承および鋼製ローラー支承等のすべり面の常時繰り返し荷重による摩耗，摩擦係数の変化である。

これらの耐久性に関しては，(3)使用材料の性能の耐久性に関する諸規定を満足するものとする。

1.7.5　今後の研究課題

(1) 免震装置の要求性能

免震装置の要求性能に関して今後さらに検討を要する事項は以下のとおりである。

1）要求性能における「誤差」について，明確に定義しておく必要がある。例えば，一連の成品群に右図に示すような誤差（①，②）とバラツキ（③）があった場合に，許容誤差の規定方法には以下の4とおりの考え方があろう。

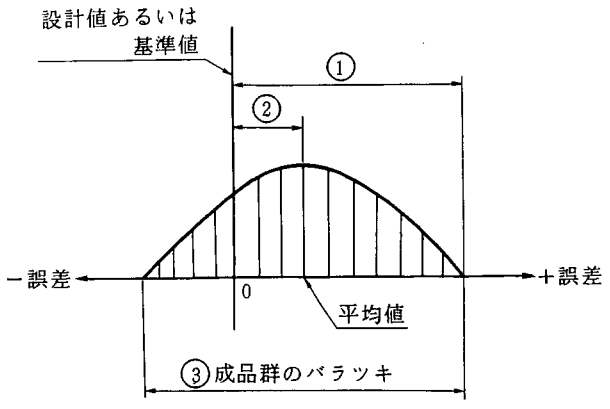
許容誤差の規定方法

a．①に対してのみ行う

b．②に対してのみ行う

c．①と③について行う

d．②と③について行う



図－1.7.2　免震装置の要求性能における誤差

2）今年度の研究成果を基本とし，本研究開発のなかで同時に進められている「免震装置の開発」およ

び「免震装置の設計法の開発」の成果を踏まえて，さらに改善，開発を進める必要がある。

3）特に，今年度の成果のなかに具体的な指標を盛り込めなかった，高減衰ゴムの材料性能，鋼製すべり支承・ローラー支承のすべり面の耐久性などに関して重点的に検討する必要がある。

4）耐候性，防塵性について，さらにきめ細かな規定を設定する必要がある。

(2) 実証試験方法

実証試験の具体的な実施方法について検討する。特に課題となるのは以下の諸点であろう。

1）供試体サイズおよび数

2）縮小サイズの供試体で試験する際の性能と相似率との相関性

3）試験機の性能

4）温度管理の方法

5）試験方法の標準化（実施方法，日程，結果の整理，結果の評価など）

参考文献

1）Structural Engineers Association of California：Tenntative Seismic Isolation Design Requirement, September '86 Base Isolation Subcommittee of the Seismology Committee.

2）(財)電力中央研究所：免震要素設計技術指針(案)

3）(財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案) 平成元年3月

4）(社)日本道路協会：道路橋支承便覧（平成2年2月現在改訂案）

5）本州四国連絡橋公団・オイレス工業㈱：PTFE支承板の摩擦・摩耗試験 昭和56年1月

＜民側担当会社＞ 西松建設㈱，大成建設㈱，東京ファブリック工業㈱，日本鋼管㈱，日本鋳造㈱，㈱日本製鋼所，オイレス工業㈱，横浜ゴム㈱，東洋ゴム工業㈱，㈱ブリヂストン，㈱ビー・ビー・エム，西武ポリマー化工㈱，昭和電線電纜㈱

第2章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

目　　次

2.1　免震橋用の伸縮装置の開発 …… 63

2.1.1　免震橋用の伸縮装置（その１） …… 63

2.1.2　免震橋用の伸縮装置（その２） …… 65

2.2　免震橋用の落橋防止構造の開発 …… 66

2.2.1　免震橋用の落橋防止構造（その１） …… 66

2.1　免震橋用の伸縮装置の開発

2.1.1　免震橋用の伸縮装置（その１）

(1)　開発の概要

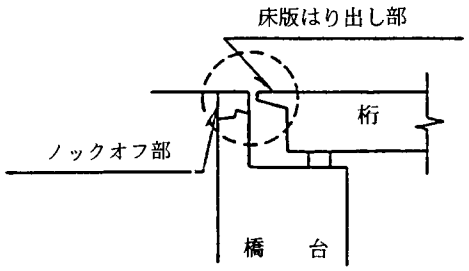
桁と橋台間の遊間をあまり大きくしないための工夫の１つとしてニュージーランドでは，ノックオフ構造が実用化されている。これは大地震時に桁が橋台と衝突した場合，ノックオフ部の橋台が裏込め土の方に適当に移動できる様にしておき，その後の衝突による影響を緩和するものである。

我が国の場合，この装置についてはまだ設置された例はなく設計法も確立されていない。また，ニュージーランドの場合に比較して交通量も多く，耐震性に対する要求の水準も異なっている。

そこで，本開発は，まず大地震時を想定した実証試験を行ってノックオフ部の橋台が裏込め土の方に滑動する状況あるいは裏込め土の破壊状況とノックオフ装置が滑動する時の抵抗力を確認し，かつ修復性を調査する。そして，実験結果をもとにわが国に適したノックオフ装置の設計法を提案しようとするものである。

(2)　構造の概要

図－2.1.1に示す構造をもったノックオフ装置を開発の対象とする。



図－2.1.1　概　要　図

(3)　今年度の研究内容

1)ノックオフ装置の現状調査

“ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書”をもとに形状，大きさ等を調査した。

2)伸縮装置の震害調査

宮城県沖地震被害調査報告書より，桁が橋台パラペットに衝突した被害例や伸縮継手の変状等を調査した。

3)ガイドラインにおけるノックオフ装置設計法の検討

舗装および裏込め土の評価が難しいため，ノックオフ装置だけを考え，装置のアンカー筋がある場合とない場合について検討した。

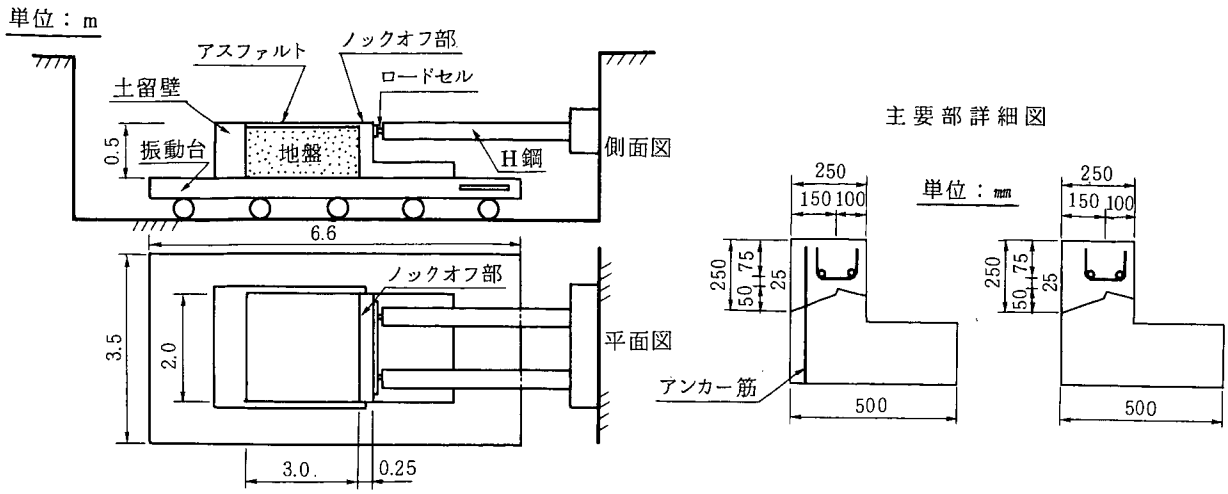
4)ノックオフ装置模型のガイドラインに沿った試設計

平成２年度に実施する装置は1/2模型とする。滑動時の水平抵抗力は約35 tonである。

5)模型の寸法および裏込め材を考慮した実証試験方法の検討

1/2スケールの鉄筋コンクリート製ノックオフ部を持った橋台模型を製作することとした。裏込め部は転圧した路盤とアスファルト舗装を用いて道路を模凝したものとする（アスファルト舗装要綱に準ずる）。また，ノックオフ部のコンクリートの縁切りにはビニールシートを用い，アンカー筋

のある場合とない場合の２種の模型を考えることとした。図－2.1.2 ノックオフ装置型の概略図を示す。



図－2.1.2　ノックオフ装置模型の概略図

(4) 次年度の開発計画

1）概　　要

次年度は主として1/2スケール模型による実証試験とＦＥＭによるシミュレーション解析を実施する。

2）実証試験の方法

①　試験項目

ⅰ）静的載荷試験

アンカー筋がない場合とある場合の試験体，アンカー筋がなく舗装がない場合の試験体および舗装だけの試験体についてそれぞれ水平載荷を実施する。

ⅱ）動的載荷試験

アンカー筋がない場合の試験体について，載荷速度を３段階に変化させた水平載荷試験を実施する。

②　試験スケジュール

実証試験は８月～10月に実施する。

3）数値シミュレーションの方法

非線形ＦＥＭによる静的解析

○ジョイント要素の特性としてモール・クーロンの破壊則を用いた解析を行う。

＜民側担当会社＞　㈱大林組

2.1.2　免震橋用の伸縮装置（その２）

(1) 開発の目標

現在，道路橋に用いられている伸縮装置の問題点を解決し，伸縮装置に要求される機能を満足させる。現状の伸縮装置に要求される機能は，

① 橋桁の温度伸縮に適用できる。

② 橋面が平担で走行性がよい。

③ 耐久性がある。

④ 完全に防水または排水ができる。

等がある。

これら４点の要求を満足し，免震橋梁にも適応させるために下記に示す要求事項を追加し，伸縮装置の開発を行う。

① 地震時，橋桁の橋軸方向及び橋軸直角方向の移動に適用できる。

② 免震装置の機能（周期，減衰定数等）に悪影響を与えない。

(2) 今年度の開発

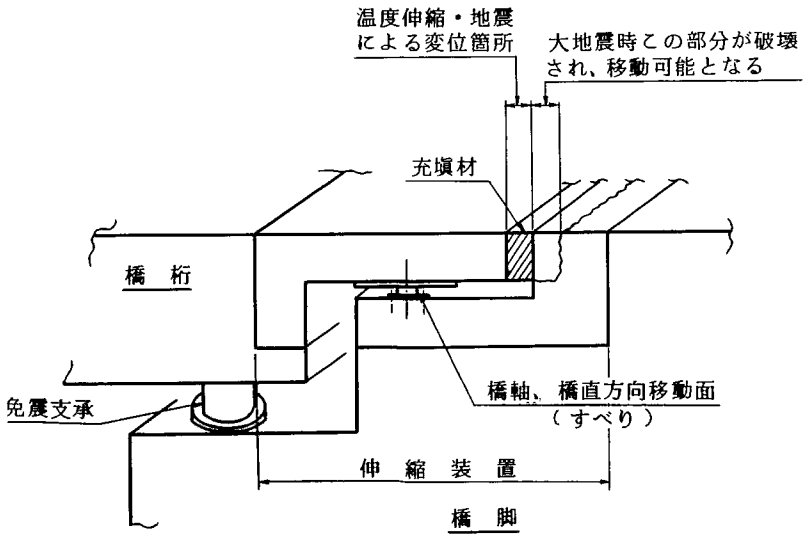
１）計　　画

開発する伸縮装置の要求事項を満足する基本構造の検討。

２）結　　果

下記に示す伸縮装置の基本構造を設定し，全体構想を数案考案した。

１例を図－2.1.3 に示す。



図－2.1.3　伸縮装置の構造図（１例）

① 活荷重は，弾性支承で支持する構造とする。

② 防水の対策として，遊間部にゴム系の充填材を充填する。

③ 橋軸方向に温度伸縮と地震時の橋桁の移動を可能とする。

④ 橋軸直角方向に地震時の橋桁の移動を可能とする。

⑤ 地震動の大きさを分類し，ある規定するレベル以上の地震力が作用した場合，橋の一部（主要部材以外）もしくは，伸縮装置のうち，大地震時には損傷が生じても修復が容易な箇所に設計であらかじめ想定した形態の損傷を生じさせ，大移動量を許容する構造とする。

(3) 今後の開発方針

次年度は，主として構造計画を行い，下記に示す項目の検討を行う。

① 開発する伸縮装置の適用範囲を検討する。

② 各要素の構造，材料等を検討し，全体構造の設計を行う。

③ 地震動の大きさの分類を行い，橋の一部（主要部材以外）もしくは，伸縮装置を破壊する地震力の設定を行う。

＜民側担当会社＞ 大成建設㈱，日本鋳造㈱

2.2 免震橋用の落橋防止構造の開発

2.2.1 免震橋用の落橋防止構造（その１）

(1) 開発の概要

落橋防止構造は上・下部工間の相対変位を強制的に止めることにより，落橋を防止しようとするものである。そこで免震設計による橋梁を考えてみると，上・下部構造間相対変位が大きいことから，落橋防止装置が作動する程度の変位が発生する際にはある程度の相対速度が発生しており，上部構造の動きを柔軟に受け止める必要がでてくる。本研究では，この上部構造の動きを柔軟に受けとめるための緩衝装置をゴム材で開発しようとするものであり，次のような特徴がある。

① 軽量で比較的小型である。

② 構造が簡単で摩擦部分がない。

③ 廉価である。

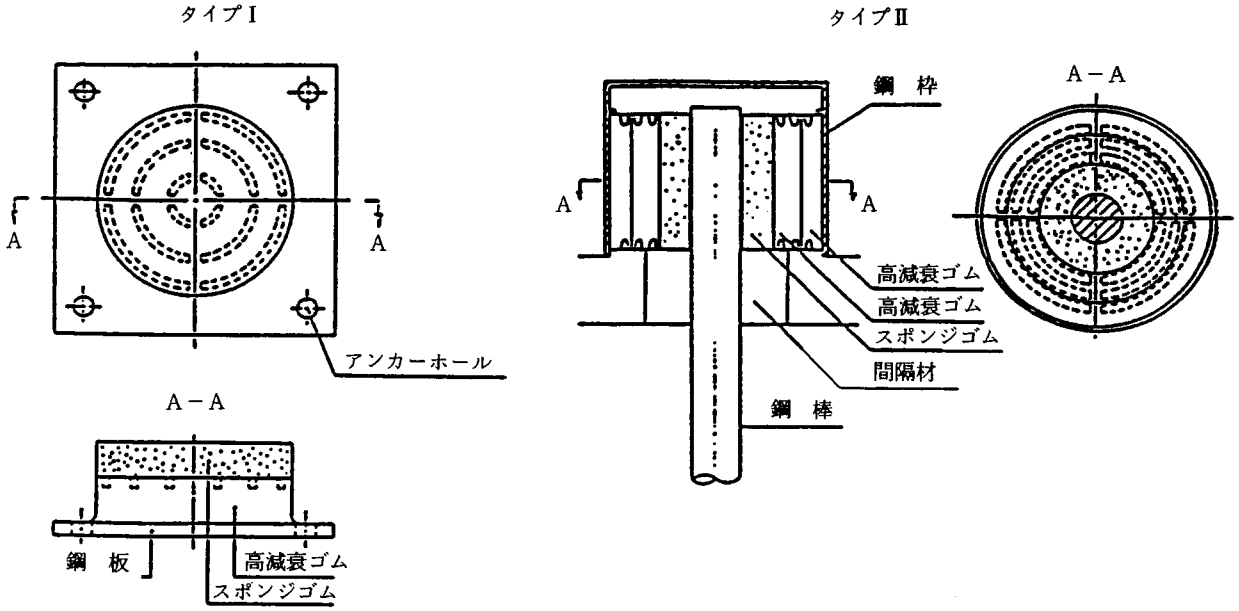
(2) 装置の概要

1）構　造

ゴム材の変形によるエネルギー吸収作用により衝撃力を低減しようとするもので，取り付ける位置の違いにより，タイプⅠとタイプⅡがある。

タイプⅠ ― 高減衰ゴムブロックとスポンジゴムとの二重構造となっており，上部工側面と下部工から立ち上げたコンクリートブロックの間に取り付けて使用する。

タイプⅡ ― 高減衰ゴムブロックとスポンジゴムが同心円で二重構造となっており，下部工から立ち上げた鋼棒と上部工の間に取り付けて使用する。



図－2.2.1　緩衝装置の概要図

(3) 今年度の実績

緩衝装置の開発において，検討すべき項目の抽出を以下のように行った。

① 変位－反力特性

(a) 徐々に剛性が増加し，一定量の変位で確実に停止する構造である必要がある。

(b) 材料そのものに減衰性があることが望ましい。

(c) 変位の速度依存性を把握しておく必要がある。

(d) 作動機能が明確である必要がある。

② 耐 荷 力

(a) 部材の極限耐荷力を把握しておく必要がある。

(b) 圧縮方向に対しては，想定以上の水平力が作用した場合，橋の主要構造物への影響がない限り破壊は許される。

③ 耐 久 性

・ゴム材の経年変化による基本物性の変化の把握が必要である。

④ 縮小モデルから実物モデルへの対応

・相似則。

(4) 次年度の開発計画

今年度の研究成果を基に，適当に条件を設定して供試体を作成し，性能確認を行う。

1）静的載荷試験

① 変位－反力特性の確認

② 終局強度の確認

2）動的水平加力試験

① 変位－反力特性の確認

② エネルギー吸収性および衝撃力の把握

＜民側担当会社＞ 大成建設㈱，東京ファブリック工業㈱

第3章　免震設計方法の開発に関する研究

目　　次

はじめに …… 75

3.1　免震設計の基本方針に関する研究 …… 79

3.1.1　免震設計の現状調査 …… 79

3.1.2　免震設計の基本方針 …… 83

(1)　免震設計の目的 …… 83

(2)　免震設計のクライテリア …… 84

(3)　基本方針（案） …… 85

(4)　地震入力の設定 …… 85

3.1.3　今後の課題 …… 89

(1)　研究項目 …… 89

(2)　概略工程 …… 90

3.2　動的解析法の開発に関する開発 …… 91

3.2.1　道路橋の耐震解析の現状調査 …… 91

(1)　文献調査 …… 91

(2)　解析プログラムの調査 …… 95

3.2.2　免震構造物の動的解析の現状調査 …… 96

3.2.3　免震橋梁の動的解析法（その１） …… 97

(1)　研究の基本方針 …… 97

(2)　免震橋梁の特徴 …… 97

(3)　免震橋梁の動的問題 …… 98

(4)　実施計画 …… 99

3.2.4　今後の課題 …… 104

(1)　全体工程 …… 104

(2)　次年度の課題 …… 105

3.3　免震装置の設計法に関する研究 …… 106

3.3.1　免震装置の設計法の現状調査 …… 106

(1)　設計の基本方針 …… 106

(2)　アイソレータの設計法 …… 107

(3)　ダンパーの設計法 …… 110

3.3.2　免震装置の設計法 …… 116

(1) 設計の基本方針 …… 116
(2) アイソレータの設計法 …… 117
(3) ダンパーの設計法 …… 120
3.3.3 今後の課題 …… 124
(1) 今後の課題 …… 124
(2) 今後の研究方針 …… 125

3.4 簡易計算法の開発に関する研究 …… 128
3.4.1 簡易計算法の現状調査 …… 128
(1) 簡易計算法の位置付け …… 128
(2) 計算手法に関する調査 …… 132
3.4.2 簡易計算法の基本方針 …… 135
(1) 簡易計算法に対する要件 …… 135
(2) 簡易計算法の基本方針 …… 136
(3) 簡易計算法による設計手順 …… 138
(4) 簡易計算を適用する際に予想される問題点 …… 138
3.4.3 今後の課題 …… 141
(1) 今後の課題 …… 141
(2) 次年度以降における本研究の方針 …… 141

3.5 免震装置を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究 …… 145
3.5.1 落橋防止構造および伸縮装置の現状調査 …… 145
(1) 設計の基本方針 …… 145
(2) 作動原理と計算方法 …… 146
(3) 適 用 例 …… 151
3.5.2 免震橋梁の落橋防止構造および伸縮装置設計の基本方針 …… 153
(1) 地震動レベルと被災レベルの関係を考慮した構造設計の対応 …… 153
(2) 作動原理・形状の考案と分類 …… 155
(3) 設計計算法の検討 …… 157
3.5.3 今後の課題 …… 160
(1) 実証実験等によって確認すべき事項 …… 160
(2) 次年度以降における本研究の方針 …… 161

3.6 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究 …… 164
3.6.1 概　　要 …… 164

3.6.2 研究目的 …… 164
3.6.3 解析対象とする免震橋概要 …… 165
3.6.4 解析結果 …… 167
3.6.5 結　論 …… 170
3.6.6 今後の課題 …… 170

はじめに

(財)国土開発技術研究センターでは昭和61年度から免震装置を有する道路橋の耐震設計研究」を実施し，平成元年３月には「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」を発刊している。本研究では免震橋梁の実用化を目標とし，「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」で問題と思われる点，昭和61年度～63年度の研究で未検討の課題等を中心に研究を実施することとする。このため，３か年研究の初年度である平成元年度は未検討の課題の抽出を目的として各項目の現状調査を中心に実施することとした。

本研究で対象とする橋梁は道路橋示方書の適用範囲に合致する橋梁とし，対象とする免震装置は「長周期化機能とエネルギー吸収機能を有する装置」全般とする。上記の目標を達成するために設定した研究項目および３年間の研究の最終目標を次に示す。

(1) 免震設計の基本方針

道路橋の免震設計の目的を明確にし，耐震設計の一環として位置づけた免震設計のクライテリアを設定する。即ち，どの程度の地震に対してどの程度の被害を想定するかを設定し，具体的な入力地震動の大きさと被害の程度を構造解析のレベルまでブレークダウンしたものを提案する。

(2) 動的解析法の開発に関する研究

免震橋梁の地震時挙動を精度良く予測することが出来る動的解析法および解析モデルを提案する。

(3) 免震装置の設計法に関する研究

免震装置を作動原理，使用材料等により分類し，個々の免震装置の設計法を提案する。

(4) 簡易計算法の開発に関する研究

非免震橋梁と同程度の労力で実施出来る簡易な免震橋梁の耐震設計法を提案する。

(5) 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

免震橋梁に生ずる上下部構造間あるいは隣接する上部構造間の相対変位に対応出来る落橋防止構造および伸縮装置の形式とそれらの設計法を提案する。

(6) 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

模型振動実験に基づき，移動制限装置，落橋防止装置の影響を考慮した免震橋梁の非線形動的解析手法を提案する。また，等価線形動的解析法の免震橋梁への適用性を明確にする。

平成元年度の研究項目を以下に示す。

免震設計法の開発に関する研究　「平成元年度研究項目」

(1) 免震設計の基本方針に関する研究

1　免震設計の現状調査

2　免震設計の基本方針

3　今後の課題

(2) 動的解析法の開発に関する開発

1. 道路橋の耐震解析の現状調査

2 免震構造物の動的解析の現状調査

3 免震橋梁の動的解析法（その1）

4 今後の課題

(3) 免震装置の設計法に関する研究

1. 免震装置の設計法の現状調査

2 免震装置の設計法

3 今後の課題

(4) 簡易計算法の開発に関する研究

1. 簡易計算法の現状調査

2 簡易計算法の基本方針

3 今後の課題

(5) 落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

1. 落橋防止構造および伸縮装置の現状調査

2 免震橋梁の落橋防止構造および伸縮装置設計の基本方針

3 今後の課題

(6) 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

1. 免震装置の等価剛性の評価法の検討

2 橋全体系の減衰定数の評価法の検討

3 今後の課題

本年度の成果の概要を以下に示す。

(1) 免震設計の基本方針に関する研究

耐震設計の基本方針，免震設計の耐震設計としての位置付け，および設計のクライテリアに着目し，耐震設計および免震設計に関する国内外の示方書・指針・研究論文を調査し，免震設計の基本方針を提案するための以下の方針を作成した。

① 橋梁全体の被害レベルと構造部材の限界状態との対応を明確にする。

② 「落橋」を橋梁全体の被害レベルの1つとして扱う。

③ 解析手法は，動的応答スペクトル解析を基本とする。

最近の社会・経済活動の維持に対する道路橋の役割の大きさの認識に鑑み，重要な道路橋を関東地震クラスの地震時にもその機能を十分に発揮できるように設計する場合の「免震設計の基本方針（平成元年度版）」を提案した。

(2) 動的解析法の開発に関する開発

道路橋の地震時挙動を正確に予測するための課題に着目した橋梁の動的解析に関する文献調査，および一般建築物，原子力施設の免震設計の調査を行い，以下の免震橋梁の動的解析実施時の検討課題を抽出した。

① ２方向地震入力による曲線橋の３次元挙動

② 橋梁基礎と地盤の動的相互作用

③ 地盤の液状化，大変形に伴う非線形力学特性が橋梁基礎に及ぼす影響

④ 多径間連続橋等の長大橋梁への位相差地震入力の影響

これらの検討課題が免震橋梁に与える影響を把握するための実施計画を作成した。

(3) 免震装置の設計法に関する研究

免震装置の設計法に着目し，国内外の設計基準・研究論文の調査を行い，以下の結果を得た。

① 積層ゴムアイソレーターについては，一般橋梁用のゴム支承の設計基準が参考となる。

② ダンパーについては，ニュージーランド・アメリカの鉛入り積層ゴムの設計法が参考となる。

設計段階ごとに免震装置に想定する変位レベルを提案し，積層ゴムアイソレーターの設計法を提案した。また，ダンパーを作動原理ごとに分類し，それぞれの特徴・モデル化の例を示した。

免震装置の設計法の確立に必要な以下の検討課題を抽出した。

① 設計条件を満足する構造設計法の検討

② 免震装置のモデル化の方法・精度の検討

③ 所要の免震効果を得るための特性値の設定法の検討

(4) 簡易計算法の開発に関する研究

簡易計算法を解析モデル，あるいは解析手法の簡素化としてとらえ，解析手法および設計法に着目し，国内外の耐震基準および研究論文を調査し以下の結果を得た。

① 免震橋梁の動的解析には基本的に既存の解析手法を用いることができる。

② 免震装置の動的特性を考慮すれば，これらの既存の解析手法の適用性を確認する必要がある。

以下の基本方針を設定し，簡易計算法による免震設計手順を試作した。

① 骨組解析モデルによる応答スペクトル法を基本的な解析法とする。

② 簡易計算法は，レベル１，レベル２の設計段階に適用する。

簡易計算法の開発に必要な以下の検討課題を抽出した。

① より簡単な計算法の追及と適用範囲の明確化

② 動的解析による地震時応答をより精度よく予測できる簡易計算法の検討

(5) 落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

一般的な橋梁において落橋防止構造および伸縮装置がどのような目的で設置されているかという点に着

目して設計示方書・便覧を調査し，

「地震動の大きさによって対応の基本方針が異なるべきである」

と考え，地震動の大きさと対応方法の組み合わせを提案した。

落橋防止構造および伸縮装置の作動原理を分類し，それらの設計方法を提案した。

第2章研究グループとの連携を図るため，実証実験により確認すべき項目を抽出した。

(6) 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

実験結果と解析の比較分析により次式で定義した等価係数Cを評価した。

$$U_e = C \cdot U_{\max}$$

ここに，U_e　：等価剛性および等価粘性減衰定数を定める際に基準とする免震装置の変位

$U_{\max}$ ：地震時に免震装置に生じる最大変位

等価係数Cに関して以下の検討結果を得た。

① 等価係数Cを0.7～1.0の範囲で変化させた場合，免震橋梁の固有周期およびモード減衰定数は，それぞれ7％，2％程度変化するが，免震橋梁の動的応答解析結果には大きな違いはない。

② 等価係数Cを0.7～1.0として推定した免震装置の等価剛性および等価粘性減衰定数を用いることにより，免震橋模型の動的応答を応答加速度波形を含めて等価線形動的解析法により精度よく再現することができる。

3.1　免震設計の基本方針に関する研究

3.1.1　免震設計の現状調査

免震設計の基本方針を作成するに当たり，国内外の土木構造物・建築構造物・原子力施設の耐震あるいは，免震設計に関する既存の示方書・指針および研究論文の調査を行った。本文献調査は，免震設計の基本方針を検討する上で，最も重要と思われる。

① 耐震設計の基本方針

② 免震設計の位置付け

③ クライテリア

に着目した。

表－ 3.1.1　既性の耐電設計・免震設計指針等の基本方針

	Seismic Design of Highway Bridge　　AASHTO, USA
設計の基本方針	原則は次の通りである。 ① 中小の地震に対しては，重大な損傷を受けないで，構造要素の弾性範囲内で抵抗しなければならない。 ② 設計の手順において現実的な地震動強度と設計力が用いられている。 ③ 大地震による振動を受けても橋梁の全部または部分的な崩壊を生じてはならない。可能ならば，損傷は点検と修復のために容易に発見でき，かつその場所に接近しやすくなっていなければならない。 基本概念 ① 生命への危険を最小にする。 ② 橋梁は地震動によって損傷を受けてもよいが，崩壊の確率はほとんどない。 ③ 重要な橋梁の機能は維持される。 ④ 橋梁の耐用年数において設計地震動を上回る地震動が起こる確率は低い。 ⑤ 合衆国全土において適用可能である。 ⑥ 設計における創意，工夫は阻害されない。
免震設計の位置づけ	① 設計震度として，構造の固有周期Tの2/3乗に反比例する値を用いており免震設計の原理である固有周期調節の効果を反映する形になっている。 ② 但し，免震設計のもう一つの原理である減衰の効果（エネルギー吸収の効果）について見ると，上記の設計震度は減衰の大小を反映するようには決められていない。 ③ 単一モードスペクトル解析法および多重モードスペクトル解析法において入力地震動強度として弾性地震応答係数（弾性応答スペクトル）が規定されているが，これも減衰の大小を反映するようには決められていない。
クライテリア	① 加速度係数（ACCELEARTION COEFFICIENT）と重要度分類（IMPORTANCE CLASSIFICATION）とから耐震水準（SEISMIC PERFORMANCE CATEGORIES）を次のように決めている。

クライテリア	TABLE 1. Seismic Performance Category (SPC) Acceleration Coefficient / Importance Classification (IC) A / I / II $A \leqq 0.09$: A / A $0.09 < A \leqq 0.19$: B / B $0.19 < A \leqq 0.29$: C / C $0.29 < A$: D / C ② 上記耐震水準(SEISMIC PERFORMANCE CATEGORIES)は現地の地震危険度に応じて，解析方法，最小桁掛り，橋脚柱設計細目，基礎や橋台の設計要項をかえるためのものである。 ③ AからBへ進むにしたがって危険度が増す。 ④ CおよびDにおいて塑性ヒンジを考慮することになっており，いわゆる限界状態設計法が適用される。 ⑤ 検討項目にしたがって設計地震力の補正を行うために応答補正係数(RESPONCE MODIFICATION FACTORS)を設定している。
	ＮＺ　道路橋耐震設計規定
設計の基本方針	① 中規模地震(橋の耐用年数100年に対して150年の再現期間)に対しては，橋は弾性範囲内で抵抗し，被災は生じない。通常の通行機能は確保される。 ② 設計地震(耐用年数の半分の再現期間)に対しては，少なくとも緊急用車輌が通行可能。 ③ 設計地震を超える大地震では，損傷は大規模なものであっても，橋のどの部分においても崩壊を生じさせてはならない。応急復旧後に緊急車輌が通行可能で，しかも本復旧が可能でなければならない。 ④ 地震による構造被害はなるべく肉眼で認知されるべきである。いかなる場合にも，被災程度の調査診断と復旧のために容易に近づくことができるように配慮すること。
位置づけ 免震設計の	該当なし。
クライテリア	②，④について適切なじん性を発揮されるものとして挙動が調べられ，次に①，③の照査を行う。
	ＡＰＩ沖合プラットフォーム耐震設計　　USA
設計の基本方針	以下のような状態を想定して耐震設計することとしている。 ① Strength Requirements： 構造物が，その耐用期間中に受けると考えられる地震動により，目立った損傷を受けないような強度・剛性を持つように適切に設計する。 ② Ductility Requirements： 極めて稀な巨大地震に対して，構造物が損傷を受けたとしても，崩壊を避けるだけのエネルギー吸収能をもつこと。

免震設計の位置づけ	該当なし。
クライテリア	① Strength Requirements ： 地震データと現地調査のない場合，下記の有効水平加速度を用いる。Gの値をスペクトルに乗じ，加速度スペクトルとする。 Z ： 0 ／ 1 ／ 2 ／ 3 ／ 4 ／ 5 G ： 0 ／ 0.05 ／ 0.1 ／ 0.2 ／ 0.25 ／ 0.4 Z；地域別危険度指数 時刻歴応答計算をする場合は，$h=5\%$の加速度応答スペクトルが着目している周波数領域でこのスペクトルに合うように地震波を最低3種類以上入力する。 ② Ductility Requirements ： 想定される大地震が，強度レベルの地震動の2倍以下であり，本基準で示すような一般的な構造物であれば，十分な靱性能力を有しており，非線形解析の必要はない。解析が必要な場合，そのモデル化は，構造部材や地盤の繰り返しによる強度・剛性の低下，軸力と曲げモーメント，水圧と局所内部利器との相互作用，並びに構造部材や地盤の弾塑性挙動を考慮するようにする。
	原子力発電所地質・地盤調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法
設計の基本方針	発電所が限界的な大地震に遭遇した場合にも，付近の公衆および従業者に放射線障害を与えないように施設を設計すること。つまり，限界的大地震に遭遇した場合にも， ① 耐震重要度Asクラスを含めた建物・設備の支持機能を損なわない。 ② これらの建物・設備の機能保持に波及的影響を及ぼさない。
免震設計の位置づけ	〔耐　震〕 屋外土木構造物としては，主に，非常用取水設備に関する地中構造を対象とし，次のように限界状態を想定している。 ① S_1　地震動に対して，支持される上位の設備が所定の弾性状態を越えないように支持しうる状態。 ② S_2　地震動に対して，支持される上位の設備の機能が保持しうる状態。
クライテリア	① 静的検討に用いる地震力 $K_H = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot k_0$ K_H ： 地盤設計水平震度　　n_3 ： 補正係数 n_1 ： 地域補正係数　　k_0 ： 標準水平震度（0.2） n_2 ： 地盤条件補正係数 ② 動的検討に用いる地震力 想定限界状態に対応して基準地震動S_1またはS_2に基づき設定する。構造物部材の耐震性は，原則として動的検討に用いる設計地震動によって生ずる部材状態を対応した限界状態の限界値と照査する。ただし，具体的限界値体的限界値は示されていない。

	原子力発電所耐震設計技術指針　　日本電気協会
設計の基本方針	原子力発電所の耐震設計の目的は，発電所が大地震に遭遇した場合にも一般公衆及び従事者等に過度の放射線破曝を与えないように施設を設計することである。 耐震設計の主な基本方針は下記の通りである。 ① 建物・構造物は原則として剛構造とする。 ② 原子炉建屋等の重要な建物・構造物は，原則として岩堅に支持させる。 ③ 原子炉施設の耐震性の重要度を地震により発生する可能性のある放射線による環境への影響の観点からAクラス，Bクラス，Cクラスに分類し，それぞれの重要度に応じた耐震設計を行う。
免震設計の位置づけ	該当なし。
クライテリア	原子炉施設の重要度をA_s，A，B，Cクラスに分類し，次のような設計用地震動を定めている。 (i) 静的地震力 クラス：A_s，A　層せん断係数：3.0　C_2 B　1.5　C_2 C　1.0　C_2 C_2：標準せん断力係数（0.2） (ii) 動的地震力 設計用最強地震及び設計用限界地震による水平地震力は，各々，基準地震動S_1*及び基準地震動S_2*から動的解析により算出する。 基準地震動S_1*：設計用最強地震によりもたされる地震動で，このような地震としては，過去に敷地に影響を与えた地震および敷地周辺の活動性の高い活断層による地表のうちから，その敷地に最も影響の大きいものを想定する。 基準地震動S_2*：設計用限界地震によりもたされる地震動で，このような地震として，設計用最強地震と上回る地震について敷地周辺の活断層および地震動体構造に基づき最も影響の大きいものと想定する。 なお，基準地震動S_2には直下地震によるものも考慮する。 また，A_s及びAクラス構造物の許容限界は， ① 基準地震動S_1による地震力または静的地震力との組合わせに対しては，許容応力度とする。 ② 基準地震動S_2による地震力との組合わせに対しては，構造が十分な変形能力を有し，終局耐力に対して安全余裕をもつとする。
	免震構造安全評価指針
設計の基本方針	免震建築物の目標性能として次のような耐震性が要求されている。 ① レベル1の地震動に対して，上部構造は概ね弾性挙動し，免震装置は安定変形内で応答し，その機能を保持する。 ② レベル2の地震動に対して，上部構造は，概ね層全体の降伏強度以下で，免震装置は性能保証変形内で応答する。最終的に崩壊から人命の保護を図る。

免震設計の位置づけ	本指針の免震あるいは免震建築物という言葉の定義に耐震設計という言葉が用いられておらず免震の耐震での位置づけは考慮されていない。しかし，入力地震動は非免震建築物と共通なものである。
クライテリア	① 構造設計 静的構造設計により構造部材を決定する。 $C_i = \alpha\ Z\ A_i\ C_0$ C_i ： 設計用層セン断力係数　　A_i ： 層セン断力分布規定係数 α ： 免震特性係数　　C_0 ： 標準セン断力係数（≧0.2） Z ： 地域係数 ② 入力地震動 3種以上の異なる地震動を入力し，弾塑性時刻歴解析を行う。地震動強さは，最大速度振幅で想定し， レベル1 ： 25 cm/s 以上 レベル2 ： 50 cm/s 以上　　とする。

我が国建築物の一般的耐震設計

基本方針の設計	耐震設計の究極目標は，設計で想定する地震動に対して当該構造物を安全に保つことであるが，建築物の経済性，社会的に容認される危険率を想定して，耐震設計の目標は，地震動に対し，人命・財産および建築物の単体ならびに集団としての機能を図ることと言える。

免震設計の位置づけ

クライテリア

建築物に対する2段階の地震動レベルに対する耐震設計の方法

設計法	地震動	耐震性の目標	安全性照査	備考
1次設計	比較的発生頻度の多い中程度の地震	人命，機能および財産の確保	低層の建築物に0.2 g程度弾性応答を生じさせる地震に対して許容応力度法により設計を行う。	1）建築物の耐用年数中1，2度以上起こる地震 2）旧政令の基準震度0.2に対して，許容応力度法により設計された建築物はいわゆる中地震に対して被害が軽微であるという経験的事実を反映したもの
2次設計	稀に生じる大地震動	直接的な人命の保全および単体あるいは集団としての人命の保全に関する機能の維持のみを確保。建物自体の有る度の被災は受認する。	構造体の応答が塑性域に及ぶことは許容した上で構造体に十分のじん性をし保有させ建物の崩壊，圧壊，転倒を防止。	

3.1.2 免震設計の基本方針

(1) 免震設計の目的

道路橋は社会・経済活動の基盤である交通網の要であり，社会生活の維持に非常に大きな役割を持っている。特に，大地震等の災害時には人命救助，災害復旧のために，また，パニックの防止のため，大きな

役割を果たさなければならない。このため，道路橋の機能に障害が生じた時には，国民生活に大きな影響を与えることになる。去年のロマ・プリータ地震では，オークランドベイブリッジの橋げた落下のため，サンフランシスコ地区とオークランド地区の連絡が不能となり，人命救助，災害復旧に大きな障害が生じたことが思い起こされる。

経済・情報活動が集中した首都圏等で地震時に道路橋の機能が損失された場合には，国民生活だけでなく，世界経済にも影響を与え，その被害は計り知れない。このため，重要な道路橋は関東地震クラスの地震時にもその機能を十分に発揮する必要がある。

免震設計は免震装置により橋梁に作用する地震力を低減し，橋梁の耐震性の向上に寄与しようとするものであり，り，耐震設計の一部として位置づけることができる。したがって，免震設計の主目的は以下のように考えられる。

① 耐震性の向上

従来の道路橋の設計では部材断面の増加，特に下部工の断面の増加により耐震性の向上を図ろうとしてきたが，断面の増加により地震慣性力が増加するという問題があった。この問題を克服し効率的に重要な道路橋の耐震性を向上させる。

② 部材断面の低減

免震化による入力地震力の低減により，橋梁の耐震性を現状と同程度に保ちながら，部材断面を低減させることが可能となる。たとえば，上部工重量の大きいPC橋梁の橋脚断面の減少を図ることができる。

③ 既設橋梁の耐震補強

免震装置を既設橋梁に設置することにより，入力地震力を低減させることができるため，既設橋脚に対する相対的耐震補強が可能となる。

(2) 免震設計のクライテリア

免震設計の設計に当たっては橋梁が免震の原理に従って挙動するような構造とする必要がある。すなわち，免震設計はアイソレーターによる固有周期の増大とダンパーによる減衰の増大により橋梁に作用する地震力を低減しようとするものであり，地震時に主要構造単位が自由に振動出来るような構造としなければならない。固有周期の増大により免震橋梁では非免震橋梁に比して地震時の変位が大きくなるが，この点を考慮して下記の注意をする必要がある。

① 地震時に桁と桁，あるいは桁と橋台が衝突しないようにする。

② 地震時に桁が橋脚，あるいは橋台から落下しないようにする。

③ 免震装置は地震時の大きな変位に追随出来るようにする。

④ 伸縮装置は地震時の大きな変位に追随出来るようにする。

橋梁の耐震設計で，全ての地震に対して安全なように橋梁を設計することは，耐用期間中に発生する全ての地震を予測することができないため困難である。また，例え最大の地震が予測できたとしても最大の地震に対して設計することは技術的，経済的に困難であると言う観点から実質的に不可能な場合が多い。

基本的には，発生頻度の高い地震に対しては被害が生じないように設計するが，地震動は非常に大きい

ものの発生頻度が非常に小さい地震に対してはある程度の被害は許せざるを得ない。

どのような地震まで安全なように設計するかと言う「設計の基本方針」は下記の項目を総合的に考慮して設定する。

① 地震の発生頻度

② 被害が発生した場合の社会的影響

③ 復旧の費用，期間

④ 建設費

しかし，近年，重要な橋梁では，②被害が発生した場合の社会的影響が非常に大きくなり，関東地震クラスの地震に対しても直後の交通機能を確保することが要求されつつある。

(3) 基本方針（案）

3.1.1免震設計の現状調査の結果および，3.1.2(1)免震設計の目的，(2)免震設計のクライテリアに基づき，基本方針として，免震設計の基本方針平成元年度版(案)をこれまでの研究成果として提案することとする。この基本方針(案)を作成するに当たり以下のことを基本事項とした。

① 新設道路橋を対象とした免震設計の基本方針を作成する。

② 設計クライテリアを示す細かい数値は今年度はまだ入れず，免震設計の理念的なものにとどめる。

③ 橋梁全体の機能被害レベルと構造部材・使用免震装置類の限界状態との対応を明確にする。

④ 既存の示方書・指針類で一般的である２段階設計法に実質的には従うが，特に橋梁がその最も根元的機能を完全に失う「落橋」を橋梁全体の機能被害レベルの１つとして扱うため，設計段階を一応３段階として表現する。

⑤ 対象とする地震動は，「New Zealand 道路橋耐震設計規定」を参考とし，その地震再現期間を橋梁耐用年数に対し相対的に示すことにより，規模を表現する。

⑥ 橋梁構造の全体的被害レベルは，設計段階レベル２を関東地震相当の地震に対応すると設定し，そのような場合でも橋梁は機能を全て保持することとする。

⑦ 上部構造・下部構造・免震装置の限界状態は，「免震構造安全評価指針」を参考とし，設計段階レベルに対応した限界状態を示す。

⑧ 解析手法については，既存の示方書・指針により異なっているため，ここでは，動的応答スペクトル解析を基本とする。この解析手法により設計段階レベル１，２両方の設計を扱える。

以上の基本事項に基づき，関東地震クラスの地震に対しても，直後の交通機能の確保を目的とする場合の免震設計の基本方針(案)を表－3.1.2に示す。

(4) 地震入力の設定

地震入力を設定する際に特に留意する必要のあるものとして，入力地震動特性・地域特性が挙げられる。

a）入力地震動特性

〔基盤面での入力地震動〕

表－3.1.2　免震設計の基本方針平成元年度版（案）

設計段階	対象とする地震動	橋梁構造の全体的被害レベル	限界状態				解析手法
			上部構造	下部構造	免震装置	伸縮装置・落橋防止装置	
レベル1	耐用期間年に1～2回発生する中程度の地震。	損傷は全く生じることはなく，橋梁としての機能も当然全て保障される。 被災は生じない。	弾性挙動し，許容応力度以下。	弾性挙動し，許容応力度以下。	安定変形内である。 終局限界変形に対して十分余裕があり，免震装置の支持性能，復元性能，減衰性能を安定して発揮する。	伸縮装置の遊間がある。 落橋防止装置は機能しない。	〔簡易計算法〕 ・震度法 ・応答スペクトル法
レベル2	耐用期間年に比べ，稀に発生する大規模地震。	部分的小被災は生じるが，人命に係わるような被害は生じない。橋梁としての機能は全て保持される。崩壊及び落橋はもちろん生じない。	弾性～降伏強度の範囲	弾性～降伏強度の範囲	性能保証変形内である。 終局限界変形に対して余裕はあり，免震装置の支持性能，復元性能，減衰性能を発揮する。	伸縮装置の遊間を越えるが，上部構造の挙動を著しく阻害はしない。落橋防止装置が機能を始める臨界状態。	〔簡易計算法〕 ・保有水平耐力法 ・応答スペクトル法 〔動的解析法〕 ・時刻歴応答解析
レベル3	レベル2の地震動を越える大きさの地震動で，地震工学上考えられる最大の地震動。	損傷は大規模なものであるが，崩壊及び落橋は生じない。	弾性～降伏強度の範囲 変位量はレベル2のものよりも大きい。	弾性～降伏強度の範囲 変位量はレベル2のものよりも大きい。	性能保証変形である。 終局限界変形を上回る変形状態となり，免震装置の支持性能，復元性能，減衰性能を失う。	伸縮装置の遊間を十分越え，落橋防止装置が十分機能する。	〔構造細目〕 〔動的解析法〕 ・時刻歴応答解析

注）関東地震クラスの地震に対しても，直後の交通機能の確保を目的とする場合の免震設計の基本方針（案）である。

• **地域的地質構造（断層，マグニチュード，震源深さ　等）**

• **地震活動度**

• **距離減衰**

〔地表での入力地震動〕

• 局地的地盤構造（増幅特性，周期特性，位相差　等）

〔応答スペクトル法に対する地震動〕

• 構造物の動的特性（固有周期，減衰特性，非線形特性　等）

• 基礎 ― 地盤の相互作用

〔動的解析〕

• 構造物の動的特性（固有周期，減衰特性，非線形特性　等）

• 基礎 ― 地盤の相互作用

b）地域特性

• 歴史的地震記録（統計的処理による最大加速度の決定に関与）

• 地震観測記録（周期特性に関与）

また，入力地震動は，静的解析法と動的解析法相互に対応していることが望ましいと思われる。今回の報告では，解析手法として特に応答スペクトル法に注目し，上記の留意点を踏まえた上で，次のような当面の入力地震動を示す。この入力地震動は，設計段階レベル1，レベル2に対して与えられているため，簡易計算法による一通りの免震設計が可能となる。

①　レベル1

「道路橋示方書・同解説耐震設計編　平成2年2月」の「6.3　動的解析に用いる地震入力（6.3.1応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル）」に示されている加速度応答スペクトルをレベル1入力地震動とする。

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルは，原則として耐震設計上の地盤面において与え，式（6.3.1）により算出するものとする。

$$S = c_Z \cdot c_I \cdot c_D \cdot S_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.3.1)$$

ここに，S ：応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトル（1 gal 単位に丸める）

c_Z ：4.3に規定する地域別補正係数

c_I ：4.3に規定する重要度別補正係数

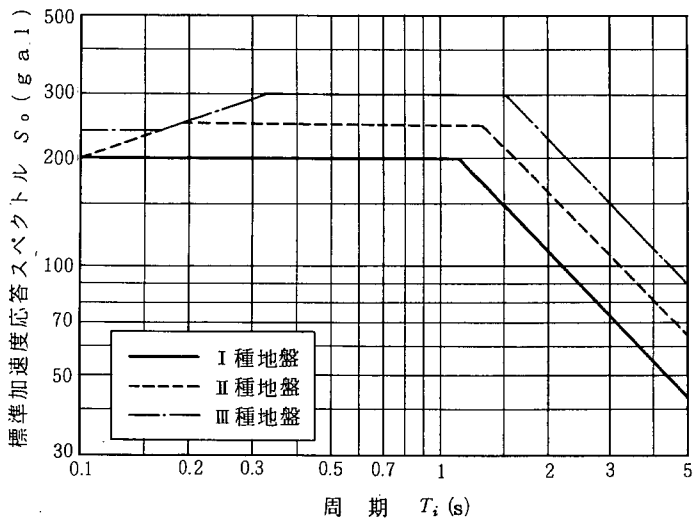
c_D ：減衰定数別補正係数であり，モード減衰定数 h_i に応じて式（6.3.2）により算出するものとする。

$$c_D = \frac{1.5}{40\,h_i + 1} + 0.5 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.3.2)$$

S_0 ：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，3.6に規定する地盤種別および各振動モードの固有周期 T_i に応じて表－6.3.1の値とする。

表－6.3.1

地盤種別	固有周期 T_i (s) に対する S_0 (gal)		
Ⅰ　種	$T_i < 0.1$ $S_0 = 431\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_0 \geqq 160$	$0.1 \leqq T_i \leqq 1.1$ $S_0 = 200$	$1.1 < T_i$ $S_0 = 220 / T_i$
Ⅱ　種	$T_i < 0.2$ $S_0 = 427\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_0 \geqq 200$	$0.2 \leqq T_i \leqq 1.3$ $S_0 = 250$	$1.3 < T_i$ $S_0 = 325 / T_i$
Ⅲ　種	$T_i < 0.34$ $S_0 = 430\,T_i^{1/3}$ ただし，$S_0 \geqq 240$	$0.34 \leqq T_i \leqq 1.5$ $S_0 = 300$	$1.5 < T_i$ $S_0 = 450 / T_i$



図－解6.3.1　標準加速度応答スペクトル

②　レベル2

「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」の「5.3　動的解析に用いる地震入力（5.3.2地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力）」に示されている加速度応答スペクトルをレベル2入力地震動とする。

(1)　加速度応答スペクトルは，耐震設計上の地盤面において原則として式（5.3.2）により算出するものとする。

$$S_c = C_Z \cdot C_I \cdot C_D \cdot S_{co} \qquad (5.3.2)$$

ここに，S_c　：応答スペクトル法に用いる耐震設計上の地盤面における加速度応答スペクトル

C_Z　：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「4.3　標準設計水平震度の補正係数」に規定される地域別補正係数

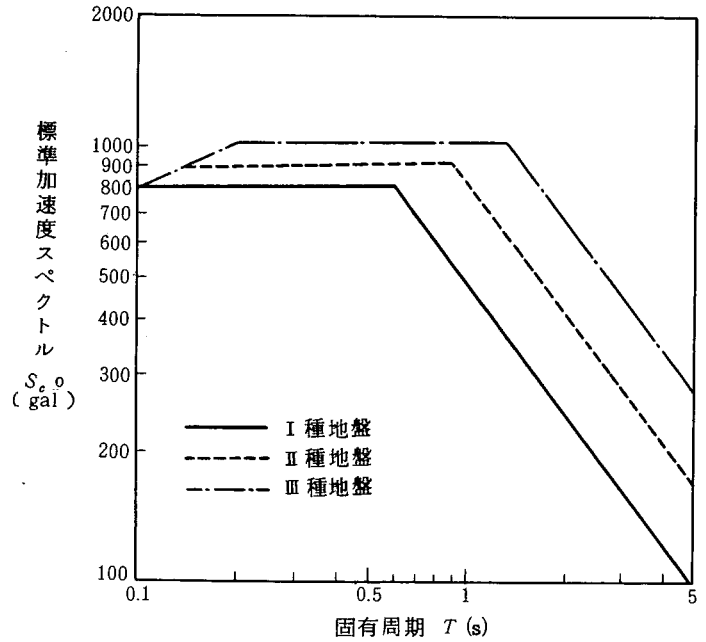
C_I　：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編「4.3　標準設計水平震度の補正係数」に規定される重要度別補正係数

C_D　：減衰定数別補正係数であり，橋の減衰定数 h に応じて式（4.6.2）により算出するものとする。

S_{co} ：標準加速度応答スペクトル（gal）であり，地盤種別および固有周期Tに応じて表4.3.1の値とする。

表－4.3.1　加速度応答スペクトルの基準値S_{co}

地盤種別	橋の固有周期T(s)に対するS_{co}(gal)		
Ⅰ　種	$T<0.1$ $S_{co}=1724\,T^{1/3}$	$0.1\leqq T\leqq 0.6$ $S_{co}=800$	$0.6<T$ $S_{co}=480/T$
Ⅱ　種	$T<0.14$ $S_{co}=1724\,T^{1/3}$	$0.14\leqq T\leqq 0.9$ $S_{co}=900$	$0.9<T$ $S_{co}=810/T$
Ⅲ　種	$T<0.2$ $S_{co}=1724\,T^{1/3}$	$0.2\leqq T\leqq 1.3$ $S_{co}=1000$	$1.3<T$ $S_{co}=1300/T$



標準加速度応答スペクトルの基準値

3.1.3　今後の課題

(1) 研究項目

今年度の報告では，免震設計の基本方針として，免震設計を行う上での理念を記述し，当面の地震入力として加速度応答スペクトルを示すにとどまっている。今後は，この理念にさらに具体的数値を加え，より具体的なクライテリア，設計上の目安を提案することを目標としたい。この目標達成のためには次の諸項目の調査・検討が課題となる。

① 過去の発生地震規模と橋梁被害程度の関係

② 考慮する設計段階及び利用する解析手法の優先順序

③ 具体的地震入力（簡易設計法・動的解析法用）の設定

④ 免震設計の適用範囲，耐震設計としての位置付け

⑤ 免震設計関係用語の定義及び整理

(2) 概略工程

表－3.1.3 研 究 工 程

研 究 項 目	平成2年度	平成3年度
① 発生地震と被害調査	←――→	
② 設計・解析手法の優先順序		←――→
③ 地震入力の設定	←――→	←――→
④ 免震設計の適用範囲	←――→	
⑤ 免震設計関係用語の整理	←――→	

＊「免震設計の基本方針」は，第3章全体に関わるものであるので，3.2～3.5の研究成果を適宜吸収し改良していくものとする。

＜参考文献＞

1) 建築学会：免震構造設計指針.

2) 建築センター：免震構造安全評価指針.

3) 日本道路協会：道路橋示方書・耐震編 (改) 1989.8.

4) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法報告書.

5) 日本電気協会電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針，JEAG 4601－1987.

6) 日本ゴム協会免震構造用積層ゴム特別委員会：免震構造用積層ゴムの寿命と信頼性.

7) Str. Eng. Assoc. of N. Calif : Seismic Isolation Design Requirements .

8) H. E. Chapman : An Overview of the state of Practice in Earthquake Resistant Design of Bridges in NZ, Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges ; ATC－6－1, Appl. Tech. Coucl. Calif., 1979.

9) H. E. Chapman : The NZ Philosophy & Design Loading, Proc. of NZ－Jap. Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, 1987.

10) AASHTO : Guide Spec. for Seismic Design of Highway Bridges, 1983, U. S. A.

11) H. E. Lew : US Seismic Design Criteria For Highway Bridges, Center of Building Tech. National Eng. cab. U. S. A.

12) American Petroleum Iust : Commentary on Earthquake Criteria.

13) E. Kelly, L. R. Jones, R. L. Mayes : Seismic Retrofit of Bridges Utilizing Ductile Base Isolation Concepts.

＜民側担当会社＞ ㈱大林組，㈱竹中土木，㈱竹中工務店，鹿島建設㈱，清水建設㈱，㈱奥村組，オイレス工業㈱，パシフィック・コンサルタンツ㈱，日本技術開発㈱，新構造技術㈱，日本鋳造㈱，東京ファブリック工業㈱，大成建設㈱

3.2　動的解析法の開発に関する研究

3.2.1　道路橋の動的解析の現状調査

(1) 文献調査

ｉ）調査概要

ａ．調査目的

免震橋梁の動的解析法の開発に関する研究をするにあたり，まず橋梁の動的解析に関する既往の文献を調査した。この調査の目的は構造物の動的解析の中でもとりわけ橋梁特有の問題点を見つけ出す事とそれらの問題点に関して研究者がどのような解析モデルや解析手法を用いて検討してきたかを明らかにすることにある。

ｂ．調査方法

文献はオンライン情報検索 JOISにより橋，数値解析等のキーワードから選出された91件について調査した。表－3.2.1に示す「橋梁の動的解析に関する文献調査カード」に記入する方法で集計した。

表－3.2.1　文献調査カード

橋梁の動的解析に関する文献調査カード		
タイトル		道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答に及ぼす周辺地盤の影響の解析
著者名		岩崎敏男，川島一彦，高木義和
出典		土木研究所報告№154　　ページ　45～81
橋梁種別		1. 吊橋　2. アーチ橋　3. 斜張橋　4. ＰＣ橋　5. その他（　　）
問題点		1. 3次元性　2. 相互作用　3. 基礎地盤の非線形性　4. 位相差入力　5. その他
解析方法	モデル	1. ＦＥＭ　2. バネ－質点系　3. バネ－ＦＥＭ　4. その他（　　）
	次元	1. 1次元　2. 2次元　3. 3次元　4. 軸対称
	土質定数	1. 線形　2. 等価線形　3. 非線形
	減衰	1. 履歴　2. 内部　3. 逸散
	計算法	1. 応用スペクトル　2. 地域応答　3. 応答変位　4. その他（　　）
論文	概要	本報告は建設省土木研究所が所掌する強震観測の中から橋脚天端および周辺の地盤上で観測された合計4回の強震記録を用いて地盤中に根入れされたケーソン橋脚の地震時応答と周辺地盤の動特性の関連について解析したものである。本解析の結果，橋脚天端の地震応答に主として含まれる振動数成分はケーソン周辺の表層地盤のせん断振動の基本固有振動数と良く一致しており，本ケーソン橋脚は周辺地盤の振動の影響を強く受け，その動きにおおむね従って振動していることが明らかにされた。また地盤上で観測された加速度記録から橋脚天端の運動を計算し，これを実測値と比較することにより解析法の妥当性に検討を加えた。

ｃ．調査結果

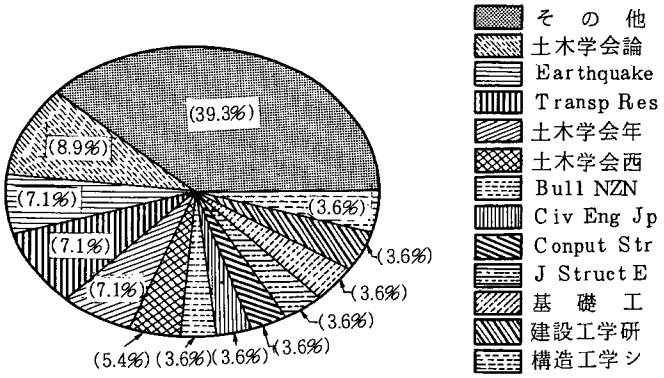
文献調査カードの集計結果を図－3.2.1～8に示した。この図より言える事を以下にまとめた。

① 橋梁の種類に関しては多径間連続橋に関する文献が最も多く次に斜長橋に関するものが多い。

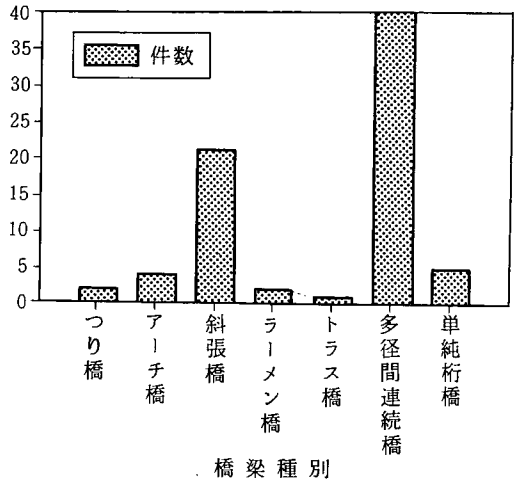
② 動的解析の問題点は相互作用に関する文献が最も多い。3次元性や高橋脚については多径間連続橋に関係の深い問題点である。

③ 解析モデルについてはバネ質点モデルに関する文献が最も多くその中でも2次元モデルが多い。

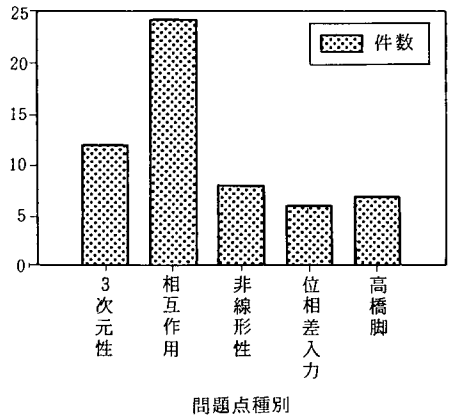
④ 解析手法においては土質定数は線形，減衰は内部減衰，計算法は地震応答解析法を用いた文献が多い。



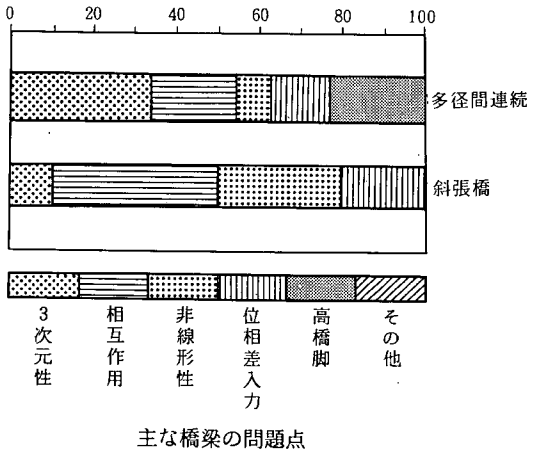
図－3.2.1　出典別構成



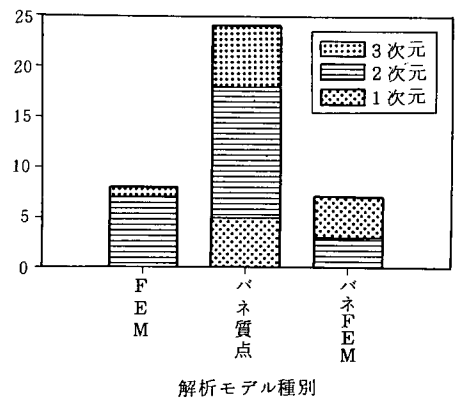
図－3.2.2　橋梁種別件数



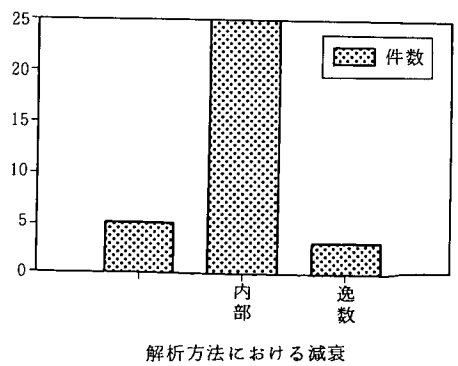
図－3.2.3　問題点別件数



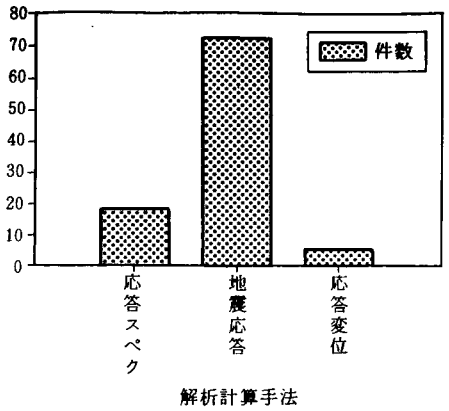
図－3.2.4　問題点による構成



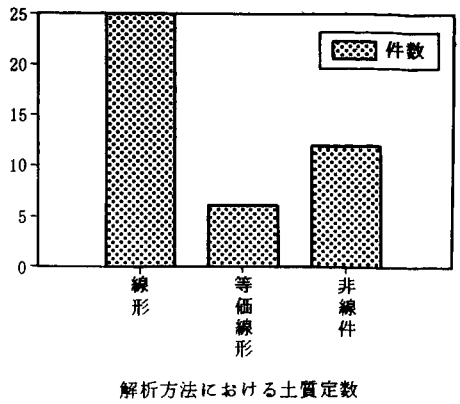
図－3.2.5　解析モデル別件数



図－3.2.6　減衰別件数



図－3.2.7　計算手法別件数



図－3.2.8　土質定数別件数

ii）調査結果

動的解析の実施時に特に問題となっている三次元性，相互作用，非線形性，および位相差入力についての調査結果を，①問題となる構造物，②留意点，③検討手法，④現状における評価に分類し以下のように整理した。

a．三次元性

① 問題となる構造物

- （多径間）曲線橋　　- （曲線）高橋脚橋　　- 長スパン橋

② 留 意 点

- 2方向入力　　- 地震波の（水平面内の）入射方向
- 曲線橋の簡易計算法の提案
- 2次元解析と3次元解析の比較
- 修正震度法と動的解析の比較

③ 検討手法

- 模型振動実験
- 応答スペクトル曲線（簡易計算）
- 単一モードスペクトル法（SMSM）
- 地震応答解析（時刻歴応答解析）
- 応答スペクトル法

④ 現状における評価

- エキスパンジョイントのモデル化，定数の設定が難しい
- （曲線橋では）鉛直成分の入力を考慮するべきである
- （曲線橋では）非線形動的解析を行った方がよい

b．相互作用

① 問題となる構造物

- 埋め込み基礎　　- ケーソン橋脚（根入れ）

・軟弱地盤　　・大規模大深度基礎

② 留 意 点

・理論解と有限要素法による解との比較

・橋脚の応答と周辺地盤の動特性の関連

・実観測記録との比較

・応答スペクトル法の適用範囲

・動的解析で得られた地震荷重と修正震度法によるものとの比較

③ 検討手法

・バネ－質点系モデルの理論解（円柱形剛体基礎）

・時刻歴応答解析　　・応答スペクトル法

・実構造物での加振実験　　・模型振動実験

・地震観測

・局所非線形効果に着目した動的サブストラクチャー法

④ 現状における評価

・ケーソン基礎では橋脚の振動は周辺地盤の影響を大きく受ける

・１次と２次の固有振動数が近い（f1/f2＞0.6）と応答スペクトル法の適用は困難

・連成がない時には，相互作用を考慮した方が応答は小さい

・連成が強くなると反対に相互作用を考慮した方が応答は大きくなる

・非線形地盤よりも線形地盤の方が相互作用効果の影響が大きい

・杭面への地盤反力の評価法では，修正平面歪解がよい

・構造物への近似入力として，自由表面地盤応答は有用である

・連壁基礎とケーソン基礎は同様な慣性力相互作用モードを持つ

・群杭基礎は低振動数領域では地盤の振動モードに従う

・強いキネマティック相互作用を持つ基礎では，自由表面地盤応答を有効入力動とすべきでない

c．非線形性

① 問題となる構造物

・ケーソン基礎　　・井筒基礎

・斜張橋　　・固有周期の長い橋

② 留 意 点

・地盤と構造物の相互作用　　・ロッキング安定性

・減衰定数

③ 検討手法

・質点－ＦＥＭ一体化モデル

④ 現状における評価

・地盤の非線形性を考慮すると上部工の変位，曲げモーメント応答は小さくなる

・地盤の非線形性を考慮すると基礎部の応答は大きくなる

d．位相差入力

① 問題となる構造物

・多径間連続橋　　・長径間橋

② 留 意 点

・位相速度

③ 検討手法

・不規則振動論　　・動的サブストラクチャー法

・近似スペクトラル法　　・多支点入力解析

④ 現状における評価

・上部工の加速度応答への影響小，曲げモーメントや応力応答大

・地震動の位相特性に影響される

(2) 解析プログラムの調査

動的解析法の現状調査の一環として，動的解析プログラムの調査を行った。これは前説で報告した橋梁の動的解析に関する文献調査の結果得られた4つの課題に対して，各担当会社がどういったプログラムを所有しているか調べることを目的としている。これを明らかにすることによって，各課題に関する研究を各社の現有プログラムで実施可能か否かを判断することができる。調査結果を表－3.2.2に示す。この結果，4つの課題に対しては，各社の現在所有しているプログラムで対応可能であることが明らかとなった。

表－3.2.2　解析プログラム調査結果

プログラム名	三次元性	相互作用	非線形性	位 相 差	モデル化	竹	清	熊	西	五	石
SAP	○	○	×	×	F E M				○		
NONSAP	×	△	○*1	×	F E M				○		
FLUSH	×	○	△*1	×	F E M	○			○		
Super FLUSH	×	○	△	○*2	F E M	○		○	○	○	
RESP−M, M3	×	×	○	×	バネマス				○		
RESP−G3		○	○	○	格　子			○			
SIGNAS	○	○	○	×	F E M	○			○		○
NASTRAN	○	○	△*1	×	F E M	○					○
DAC3F	○				バネマス		○				
TERA		○	△*1		F E M		○				
SSD14	×		○		バネマス		○				
SSD09	×		×	○	バネマス		○				
DYNA2E	○		△*1	○	フレーム			○		○	
ADINA	○			○							

*1 ：等価線形のみ　　*2 ：実体波の斜め入射による効果

3.2.2 免震構造物の動的解析の現状調査

(1) 調査の目的

この調査の目的はすでに建設されている一般建築物や，現在研究開発が進められている原子力施設を対象にして，これらの構造物の耐震設計の考え方と免震設計での動的解析の位置づけおよびその方法について調査し，免震橋梁の動的解析法の検討資料を作成することにある。検討にあたっては，「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」を参考にして比較検討を行う。

(2) 調査内容

調査内容，方法は下記の通りである。

ⅰ) 対象構造物と参考資料

- 建築構造物：「免震構造設計指針」日本建築学会
- 原子炉施設

ⅱ) 調査項目

- 免震設計の基本方針
- 免震設計での動的解析の位置づけ
- 動的解析手法

(3) 調査結果

調査結果は表－3.2.3に示す。

表－3.2.3 免震構造物の動的解析の現状調査

	建築構造物[1]	原子炉施設[2]	橋梁ガイドライン
免震設計の基本方針	上部構造に対する地震力を可能な限り小さくし，かつ，免震装置の変形を許容限界以内に納める。	地震力の低減を計り合理化，安全性の向上を計る。特に，すべりに対するフェールセーフを重要課題とする。	固有周期，減衰時性の増大による地震力の低減をはかり，耐震性を向上させる。
動的解析の位置づけ	応答予測として，直接地震応答解析と簡易解析法がある。両手法とも動的効果を考慮した方法である。	建築構造物と同様に直接地震応答解析で応答予測する考え方である。	修正震度法による評価結果の照査に用いる。
動的解析手法	(入力) 設計用地震入力に適合した地震加速度記録 ・実地震動記録の拡幅 ・設計用エネルギースペクトルをもたらす人工地震波 (解析手法) 上部構造は質点系，免震装置は，履歴型モデルとした，弾塑性モデル。	(入力) 最強地震動S_1，限界地震動S_2スペクトルをもたらす人工地震波。 ただし，現在のスペクトラムの特に長周期成分についての課題が残されている。 (解析手法) 上部構造物は質点バネ，地盤は相互作用バネでモデル化。	(入力) 各地盤種ごとに対応した加速度応答スペクトルに相当する人工地震波を用いる。 (解析手法) 桁，橋脚をビーム要素でモデル化。 地盤と構造物の相互作用は，地盤バネで評価。

(4) まとめ

免震構造物の設計方針は，一般建築物，原子炉施設および橋梁とも，免震装置の設置により，構造物を長周期化，減衰特性を増大させることにより，構造物に作用する地震力を低減させ，構造物の合理化並びに安全性の向上を計ることを目的としている。

各構造物とも，免震装置の導入による変形の増大に対して，新たなクライテリアを設け，動的解析による変形性能の検討を定めている。

解析においては，各構造物とも免震装置の履歴特性をモデル化した質点系モデルを用いている。

3.2.3 免震橋梁の動的解析法（その１）

(1) 研究の基本方針

免震装置を用いた道路橋（免震道路橋）では，免震装置を用いない道路橋（非免震道路橋）に比べて，地震時の挙動が複雑となる。これは，従来の橋梁構造に対して，新しい構造としての免震装置が付加された結果である。したがって，免震道路橋の設計を行う場合，免震装置を用いない場合に比べて動的解析の必要性が高くなると考えられる。すなわち，新しく付加された免震装置による振動性状の複雑化に対して，静的解析ではもはや正確に予測することが困難になりつつあることを意味している。

本研究では，こうした点に留意し，まず免震装置を用いない従来の橋梁において動的解析が必要となる問題を抽出した。次に免震構造物の動的解析について調査し，免震装置が加わることによる動的解析上の問題点を抽出する。以上の作業から免震道路橋における動的解析上の問題点を整理し，これを主にパラメトリックスタディーによって検討する。こうして得られた結果を元にして，最終的には免震道路橋を設計する場合の動的解析手法の提案を行うのが，本研究の目的である。

(2) 免震橋梁の特徴

ｉ）他の免震構造物との比較

3.2.2では免震構造物として一般建築物と原子力施設を取り上げた。これらの構造物では，免震装置は基礎と上部構造の間に位置している。これに対して現在考えられている免震橋梁では従来の支承が設置されている位置，すなわち上部工と下部工の間に設置されている。したがって，前者では免震装置に変形が集中し，振動全体も免震装置の動的性質に左右されるような比較的単純な傾向を示す。このため，特に一般建築物の場合には，簡単なモデル化で十分であることが報告されている。

これに対して橋梁の場合には，以下のような特徴を持っている。

ａ．免震装置の下に位置する橋脚，橋台などが振動性状に及ぼす影響が無視できない。

ｂ．一般建築物や原子力施設の上部構造物は，免震装置を用いた場合にはほとんど剛と考えてよいのに対して，橋梁では上部構造自体の振動も大きく影響する。

ｃ．一般建築物や原子力施設に比べると，橋梁は線状的構造であり異方性が高い。

こうした特徴のため，他の免震構造物に対する動的解析モデルに比べて，免震橋梁の動的解析モデルは，

より複雑なものになる。

ii）導入経緯による違い[3)]

橋梁に対する免震装置の導入経緯は，一般建築物や原子力施設に対するものと異なっている。一般建築物，原子力施設が免震装置を用いることによって構造物への地震力を軽減しようとしてきたのに対し，ニュージーランドなど免震橋梁の先進国では極限設計という考え方から橋梁に免震装置を導入した。

大規模な地震に対して橋梁の設計を行おうとする場合，全ての部材を弾性範囲内に収めるように設計するのは，合理的・経済的な設計ではない。したがって，構造物のある部分は塑性領域に入ってもよいとする極限設計の考え方が取り入れられることとなる。しかしながら，この設計では軽微であるとはいえ，ある程度の損傷（塑性ヒンジ）が構造物に発生することを，予め想定しているわけである。

この塑性ヒンジが橋梁の下部構造に生じれば補修が必要であるが，免震支承部の変形がこの役目をすれば補修を軽減できる。こういった考え方から橋梁に対して免震装置が導入されたといえる。

したがって，橋梁の免震を扱う上では，極限設計との関連を意識しなければならない。つまり塑性領域の挙動をいかにモデル化するかである。動的解析で塑性を扱う方法としては，等価線形化手法と弾塑性解析がある。どの部分をどのモデルでモデル化するのか，モデル化の詳細はどうか，など明らかにすべき点は多い。

(3) 免震橋梁の動的問題

構造物を塑性領域まで解析する場合，地盤も非線形領域まで考慮しなければ合理的な設計はできない。なぜなら，静的解析では地盤の非線形性に関するファクターは暗黙のうちに安全率の中に取り入れられているからである。しかし，免震装置を用いた橋梁では，従来の橋梁とはその振動性状が大きく異なり，地盤の非線形性の効果は，別個に考慮する必要がある。これは免震装置を含む橋梁全体の振動性状にかかわる問題であり，静的解析で対処するのは難しい。したがって，地盤の非線形性についても，より明確な形で解析の中に取り込むことができる動的解析が，必要となるのである。

非免震の橋梁においても動的解析を用いて考慮しなければならないのが変位の問題である。これは免震装置を用いた橋梁においても同様であり，免震装置を用いているが故に，この変位の問題が大きなウエイトを占めるといえる。それは免震構造物の一つの特徴である「長周期化」に起因している。免震装置を用いた橋梁では，免震装置によって固有周期が長周期化される。このため応答変位は免震装置を用いない従来の橋梁に比べ固有周期が長周期化される。このため応答変位は免震装置を用いない従来の橋梁に比べて，大きくなる。設計ではこの変位を正しく評価することが必要である。したがって，変位の評価において動的解析の占める役割は，非免震の橋梁よりも，大きいということができる。

従来の橋梁で変位が問題となるのは，振動性状が複雑になる場合である。三次元的な構造を持つ曲線橋の解析，地盤と構造物の動的相互作用が影響を及ぼす場合，および多径間連続橋で地震波の位相差が影響を及ぼす場合等がこれに当る。免震装置を用いた橋梁においてもこれらの影響が大きい場合には，それを妥当に評価する必要がある。したがって，どんな条件でこれらの影響が大きくなるかをも含めて，これらの影響を明らかにしておかなければならない。

以上述べたように，解決すべき課題として

a．曲線橋のような三次元性を有する橋梁の解析モデル並びに解析結果の評価方法

b．地盤と構造物との動的相互作用効果の検討

c．基礎・地盤の非線形性の評価方法

d．地震波の位相差が応答に与える影響

の４項目を取り上げ，これらに関するパラメトリックスタディーを中心にしてまず研究を実施する。このパラメトリックスタディーにより得られた知見を元に，免震道路橋の最適なモデル並びにその適用限界の把握などに関する研究を行う。

(4) 実施計画

次年度行うパラメトリックスタディーの実施計画を以下に示す。

ｉ）３次元性

a．目　　的

本検討の最終目的は，平面線形がある曲率をもつ，いわゆる曲線橋の設計における動的解析法（モード解析による応答スペクトル法，直接積分法による時刻歴応答解析法）を開発することである。

そのためにまず曲線橋の地震時の動特性を定性的に把握する。

b．解析方法

解析手法は橋梁を３次元的にモデル化する点を除いて，ガイドラインと同じ方法を用いる。使用プログラムは，SAP, SIGNAS, NASTRAN, DAC3F, DYNA2E, ADINAのいずれかとする。

c．解析モデルとパラメータ

ガイドラインの設計例（３径間連続PC合成桁橋）を基本（直線橋）とし，これに曲率をもたせた橋梁（曲線橋）を検討対象とする。

橋梁全体を３次元でモデル化したものを基準とし，時刻歴応答解析法ではこれに加えて免震装置を非線形でモデル化したものを基準とする。

パラメータは，橋梁の曲線半径とする。橋長，スパン割り，桁，橋脚，基礎の断面，免震装置，地盤等は全ケース同一とする。

・パラメータスタディーは以下のケースについて行う。

曲率半径　：　４ケース（内，１ケースは直線橋）

入力方向　：　２ケース（２方向同時入力/別途入力）

入力レベル　：　２ケース（Ｌ１，Ｌ２）

装置特性　：　２ケース

合計　４×２×２×２＝32ケース

d．結果の整理

結果の整理は，表－3.2.4に従って行う。

表－3.2.4　結果の整理方法

解析法	ポ　イ　ン　ト	判断に用いる特性値	判　　断　　結　　果
	橋軸／橋軸直角の方向性の有無，とその向き	刺激係数，モード形（モード解析）	(1)方向性あり →時刻歴応答解析で2方向個別入力 (2)方向性なし　→2方向同時入力
応答スペクトル法	直線橋による近似の可否 （(1)の場合）	上部工の応答加速度，上下部工間の相対変位（直線橋との比較）	(1－1)直線橋近似可 (1－2)直線橋近似不可 (2)の場合は直線橋近似不可
時刻歴応答解析法	1橋脚モデルの可否 ((1－1)の場合）	上部工の応答加速度，上下部工間の相対変位（全橋モデルとの比較）	(1－1')1橋脚モデル可 →装置は非線形モデル (1－2')1橋脚モデル不可　：全橋モデル
	部分構造法や装置の等価線形化の検討 ((1－2'),(2)の場合）	上部工の応答加速度，上下部工間の相対変位（全橋非線形モデルとの比較）	(1－2'－1),(2－1')部分構造法 (1－2'－2),(2－2')等価線形モデル (1－2'－3),(2－3')全橋非線形モデル

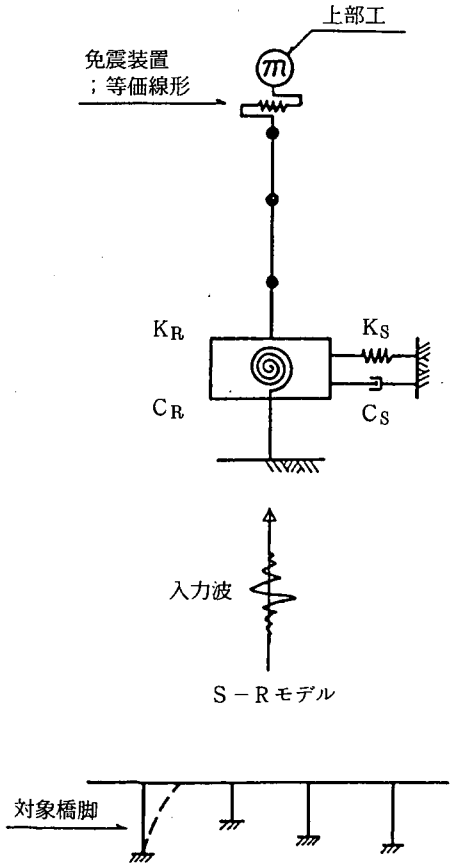
＊実際に時刻歴応答解析を行わず，応答スペクトル法の結果をスライドして判断することも考えられる。

ⅱ）相互作用

a．目　　的

相互作用効果を構造物の振動周期と減衰特性の変化と考えて，免震橋梁にどのような影響を及ぼすかを検討する。

b．解析方法および解析モデル



図－3.2.9　解析モデル（相互作用）

解析パラメータ
- 免震装置（2種類）
- 橋脚（1種類）
- 地盤（2種類）
- 根入れ効果（K_S，C_S）
- 杭 or 直接基礎（K_R，C_R）
- 基礎形状（K_S, K_R, C_S, C_R）

（剛基礎）

ここで K_S，K_R は「道示」で算定。

C_S，C_R は問題点あり

（算定の根拠は？）

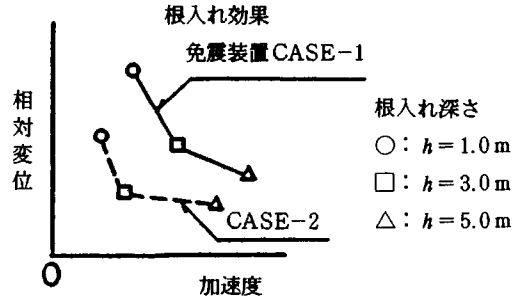
上部工質量mの設定

1. 桁の両側半分ずつを橋脚に付加する。
2. 固有値解析で対象とする橋脚の1次固有周期に合うように質量を決定。（1次だけでよいか？）

c．結果の整理

・橋脚天端の加速度および上部工と橋脚天端の相対変位に着目して免震装置の評価をする。
免震装置の評価として応答加速度が小さくしかも相対変位が小さいほど良い。
（右図では左隅に近いほど好ましい。）

・下部工の断面力

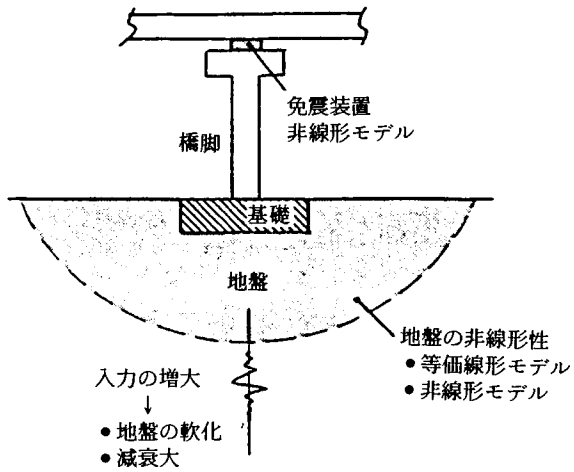


図− 3.2.10　結果整理の例（相互作用）

iii）基礎・地盤の非線形性

a．目　　的

免震橋梁は構造物の長周期化ならびに減衰特性の増大により入力地震動を低減させる。したがって，地盤と構造物の動的相互作用効果を考慮した場合，免震構造に適した構造物は比較的硬い地盤上に構築された短い橋脚の比較的短周期特性の橋梁に対して効果がある。反対に，軟弱地盤上の長橋脚の橋梁の場合には，免震装置を付けることにより有害な振動を発生する恐れがある。



図− 3.2.11　非線形性の概念

ここでは高レベルの入力に対して地盤が非線形挙動をする場合，構造物が長周期化することが免震橋梁にどの様な影響を及ぼすかについて検討し，影響が大きい場合については動的設計への考慮の方法について述べる。

b．解析方法（プログラム）

「3.2.1(2)解析プログラムの調査」をふまえ，上記の目的にあった解析プログラムを用いて行う。
現時点では下記のステップをふまえて地盤の非線形性の影響について解析を行う。

① 等価線形化手法を用いて建設地盤の応答解析を行い入力地震動の大きさに適した地盤の剛性，減衰定数の評価および地表面での応答を評価する。

② ①で求めた地盤剛性および地表面加速度を用いて免震橋梁の応答解析を行う。

③ 地盤，入力加速度の大きさをパラメータとして①，②の解析を順次行い地盤の非線形性が免震橋梁に及ぼす影響について検討する。

c．解析モデルとパラメータ

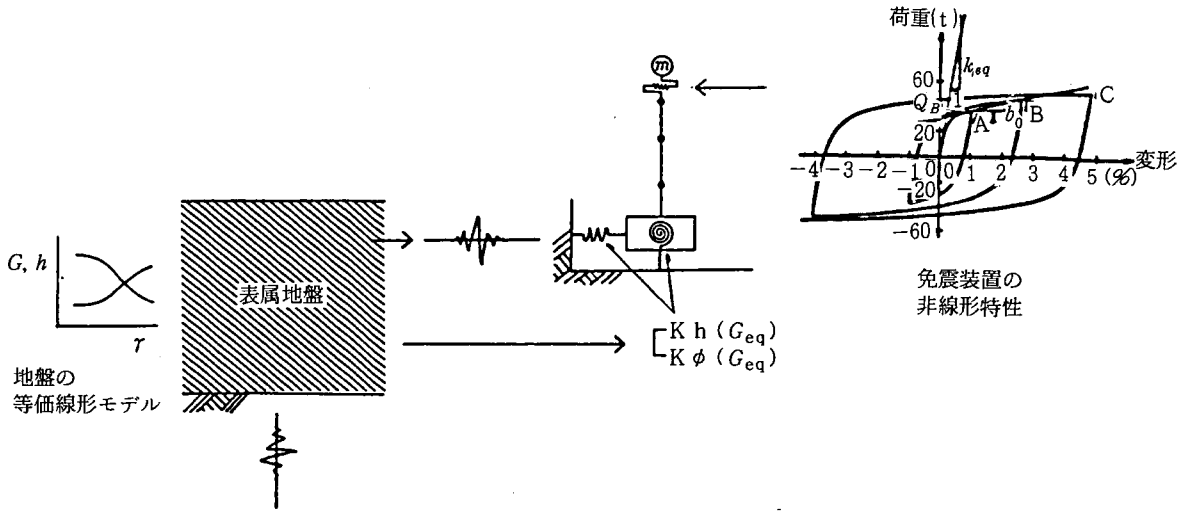
（パラメータ）

・橋梁（１種類）

・地盤（砂質地盤，粘土地盤）

・地震波（波形１，大きさ２種類）

・免震装置（１種類）



図－ 3.2.12　解析手法（非線形）

d．結果の整理

下記の項目に着目して結果の整理を行う。

- 橋梁に作用する入力地震動の大きさ
- 免震装置に作用する力

ⅳ）位相差入力

a．目　　的

連続高架橋などの長大構造物の耐震性に関しては，地震波動の伝播特性を考慮して位相差を検討することの必要性を指摘する考えがある。各橋脚基礎に作用する地震波は同じものでなく何らかの相違がみられる。そのため，同一位相では生じ得ないような応力の集中や大きな相対変位を発生することが考えられる。こうした地震波の位相差について，免震装置を有する道路橋に生じるであろう影響を動的解析により把握する。

b．解析方法

各橋脚基礎で位相差を生じる原因として考えられるものには，表層地盤の不均一性，地震波のうち表面波の伝播特性，基礎から入射する地震波の伝播特性などが挙げられる。本解析では特に基礎から入射する地震波の伝播特性に注目し，比較的良質な地盤上に建設される連続桁道路橋について動的応答解析する。すなわち，同一地震波がある位相差をもって各橋脚基礎に作用するものとし，位相差の影響を解析する。また，橋脚に免震装置を付ける場合と付けない場合の動的挙動を比較する。

「3.2.1(2)解析プログラムの調査」をふまえて，上記の目的にあった解析プログラムを用いて解析する。解析には下記のステップをふみ，連続桁道路橋における位相差入力の影響を分析する。

① 橋梁全体を表層地盤と共にモデル化し，その固有周期および固有モードを解析する。

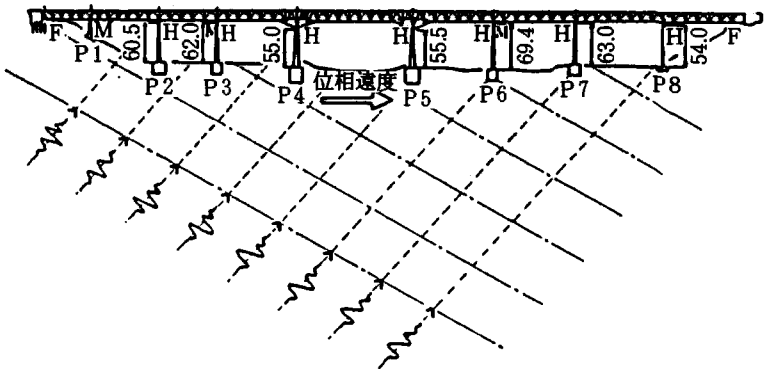
② 地震動の位相差のないものを入力し，免震装置のない場合およびある場合につき時刻歴応答解析する。

③ 地震動に位相差のあるものを入力し，免震装置のない場合およびある場合につき時刻歴応答解析する。

④ ②と③の結果を比較し，位相差の影響について検討する。

c．解析モデルとパラメータ

既往の研究から，長大構造物に対する位相差の影響について，定性的な傾向をまとめると次のようである。



図－ 3.2.13 進　行　波

① 各橋脚基礎の入力地震波形の位相差がない場合とある場合とを比較すると，応答変位には大きな差を生じないものの，断面力において局部的に大きな応答を示す場合がある。

② 断面力への影響は，橋脚スパンと位相速度との関係に大きく依存し，また表層地盤のせん断波速度と位相速度との比が増大すると大きくなる。

③ 地盤が軟弱である場合には地盤と構造物の動的相互作用の影響が無視できなくなる。

④ 入力地震波形の相関性や，各種地盤条件による位相差の特性が十分解明されてない現状にあり，位相差の影響を定量的に評価することには限界がある。

このような既往の研究成果をふまえて，次のような解析モデルを基本に考える。

① ２次元モデル（格子あるいは平面フレーム）

② 基礎・地盤は線形あるいは等価線形

③ 時刻歴応答解析

④ 橋梁構造には「免震設計法ガイドライン(案)」付属資料にある２例のうちの１例

⑤ 上下動の影響は考慮しない

また，解析パラメータには次を考える予定である。

① 免震装置：２種（あり＋なし）

② 入射方向：２種（橋軸＋橋軸直角）

③ 地震波形：３種（正弦波＋実地震波２種）

④ 位 相 差：８種

⑤ 地盤条件：１種（１種地盤あるいは２種地盤）

d．結果の整理

「3.2.1⑵解析プログラムの調査」による各社のプログラム保有状況からみて，解析モデルに平面フレームモデルを用いることも考えられる。「免震設計法ガイドライン」の試設計における動的解析が格子モデルで行われているため，両モデルの整合性をチェックする作業を経なければならない。この場合には，低次の固有周期および固有モードを比較して一致させることにより，動的挙動解析のモデル化に整合性があると判断することになろう。

解析結果には各解析モデルケースにつき次のものがあるだろう。

① 応答波形（変位，歪み，加速度，応力）

② 最大応答分布（変位，歪み，加速度，応力）

また，各橋脚基礎で位相差のない場合を基準とし，位相差のある場合との比の形で次の量につき整理する。

③ 相対変位（橋桁相互）

④ 最大断面力分布

⑤ 免震装置の有無による影響

⑥ 位相差の違いによる影響

⑦ 位相差と表層せん断波速度との関係による影響

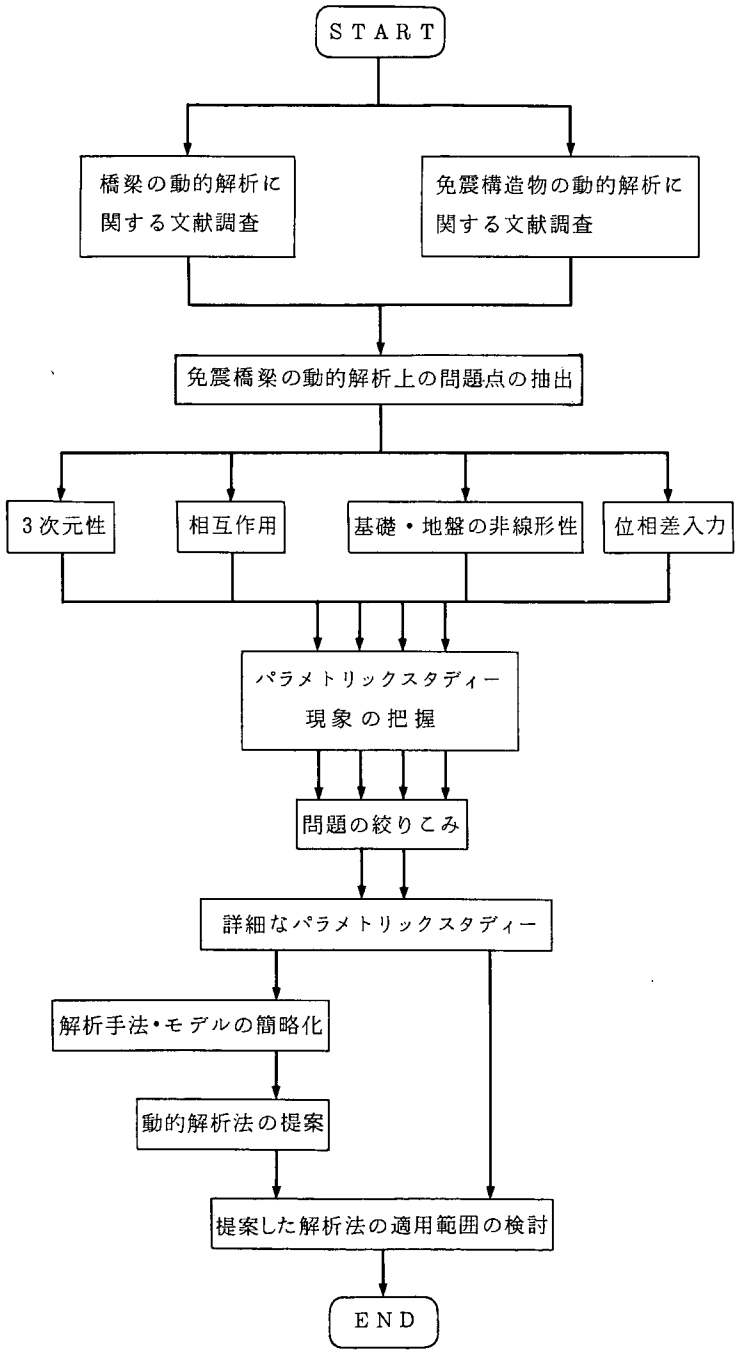
このような諸量を分析し，地盤条件が良質であるところの連続桁道路橋に免震装置を付ける場合に，位相差を考慮にいれなくても良いような条件の範囲を検討する。

3.2.4 今後の課題

(1) 全体工程

本研究の全体フローを図－3.2.14に示す。本年度は，まず道路橋の動的解析法における問題点を把握するために文献調査を行った。これに並行して各社保有の動的解析プログラムの調査を行って，問題解決の可能性を探った。次に他分野の免震構造物に対する動的解析法の調査を行った。これと先ほどの文献調査とを総合的に考慮して，免震道路橋に対する動的解析法の問題点を抽出した（3.2.3節）。そして，これら抽出した課題に対して，大まかな次年度計画を作成した。

次年度は，これらの課題に対して簡単なパラメトリックスタディーを行い，課題間の優先順位の検討，あるいは課題の取捨選択を行う。またパラメトリックスタディーを行う過程で，新たな問題が見



図－3.2.14 研究フロー

つかることもあり得る。こうして課題をある程度絞りこみ，大雑把な見当をつけた段階で，より詳細なパラメトリックスタディーを行う。

最終年度は，パラメトリックスタディーにより得られた結果により，以下の検討を行う。

a．各課題で対象とする現象が，橋梁全体の振動に与える影響の様相

b．同じ現象が，橋梁の振動に顕著な影響を及ぼすようになる範囲

次に，免震道路橋の設計のために用いる動的解析手法・モデルを提案し，更に以下の事項について検討する。

c．詳細解析の結果と提案した解析方法での結果の比較

d．提案した解析方法で各現象が評価できる範囲（適用範囲の検討）

(2) 次年度の課題

本年度結論の出なかった問題を，以下に示す。

a．免震装置のモデル化

b．下部工（橋脚・橋台）のモデル化

これらの問題は，共同研究の他の項目と情報交換を行い，次年度の早い時期に検討しなければならない。

表－3.2.5 研 究 工 程

研究項目	平成2年度	平成3年度
パラメトリックスタディー	←――→	←――→
問題の絞りこみ	←→	
動的解析モデルの提案		←――→
モデルの適用性の検討		←――→

＜参考文献＞

1）日本建築学会：免震構造設計指針，1989.

2）日本電気協会電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針，JEAG 4601－1987.

3）土木学会：橋の耐震設計と動的解析，動的解析と耐震設計，Ⅶ編，1989.

＜民側担当会社＞ ㈱竹中工務店，㈱竹中土木，清水建設㈱，㈱熊谷組，西松建設㈱，五洋建設㈱，石川島播磨重工業㈱

3.3　免震装置の設計法に関する研究

3.3.1　免震装置の設計法の現状調査

(1) 設計の基本方針

ⅰ）免震装置の定義

免震装置の定義は，各文献毎に表現が異なっているが，内容的にはほぼ同じであり，次のようにまとめられる[1), 2), 3), 4)]。

「免震装置とは，建物の地震応答を制御する目的で，免震建物の上部構造と下部構造の間に設置される装置のことであり，免震支承（アイソレーター）およびダンパーによって構成される。」

ⅱ）免震装置の機能

今回の文献調査の結果，免震装置の機能としては，次のようなものが挙げられると思われる[1), 7), 8)]。

① 建物を鉛直方向に支える。

② 建物を水平方向に（弾性的に）支える。

③ 建物の固有周期を調節する。

④ 建物と基礎が相対変位を起こしたときに，建物の振動エネルギーを吸収し，振動を減衰させる。

免震装置が上記のような機能を十分に果たすために必要な条件としては，以下のようなことが挙げられる。

a．アイソレーターに関して

① 水平ばね定数が小さいことと大きな水平変位に耐える変形能力をもつこと[3)]

② せん断変形能力を低下させないために，支持面圧を一定以下におさえること[3)]

③ 地震終了時には，原位置に復帰する復元能力を有すること[1)]

④ 装置に要求される鉛直，水平剛性を持つこと[1)]

⑤ 経 済 性[1)]

⑥ 施 工 性[1)]

⑦ 耐 久 性[1)]

b．ダンパーに関して

① 必要なエネルギー吸収能力を持つこと[1)]

② アイソレーターの変形に追従する能力を持つこと[1)]

③ 経 済 性[1)]

④ 施 工 性[1)]

⑤ 耐 久 性[1)]

⑥ 上部建物の内容物の振動が特に問題となる場合には，ダンパーの履歴曲線の形状にも注意すること[1)]

c．装置全体として

① 装置の設計に際しては，固有周期，せん断力係数，減衰定数，面圧，摩擦係数等の基本特性が適切に設定されていること[1)]

② 反復荷重によって劣化しないこと[2)]

また，免震装置の安全性評価項目として，積層ゴムの終局限界変形，性能保証変形，安定変形の3つを定めること[2)]という記述もある。

iii）免震装置の選択，配置

ここでいう免震装置の選択とは装置の種類の選択のことであるが，今回調査した文献は，そのほとんどのものが特定の装置に着目して書かれており，免震装置の選択に関する記述はほとんどないようであり，選択方法の確立が今後の課題であると思われる。各文献では，同一の装置の中での選択すなわちどのような諸元を持つ装置を採用するかについて述べられている。

免震装置の配置に関しては，どの文献にもあまり記述されていないが，アイソレーターとダンパーの位置関係，設置に関する注意点などについて各文献に記述されていることを以下に示す。

① アイソレーターおよびダンパーは，上部構造を剛体とみなした場合に，免震層にねじれが生じないように配置する[1),4)]。

② 免震建築物と周囲の壁または固定障害物との間の間隔は，1)設計変位の1.5倍，2)最大残留変位の4倍，3)一般の建築物の場合の4倍，のうち一番大きいものとする[4)]。

③ 支承の設置位置には，免震装置の検査・交換のための通路を設ける[7)]。

④ 地震水平力をすべての支承に均等に分散させるために，支承設置面はfull diaphragm構造とした方がよい[7)]。

⑤ 予想される最大水平変位が拘束されないようにする[7)]。

⑥ 鉛直荷重に対するバックアップシステムを設置可能なような配置とする[7)]。

⑦ 免震装置を設置するレベルでの配管類，階段あるいはエレベーターなどの連続性を確保する[7)]。

⑧ 免震装置を設置するレベルでの接合部の詳細構造を検討する[7)]。

iv）作動原理の分類

アイソレーター・ダンパーの分類例を図－3.3.1に示す。アイソレーターは積層ゴムとすべり支承に，ダンパーは履歴型ダンパーと粘性型ダンパーに大きく分類され，これは何れの文献でも概ね共通している。鉛入り積層ゴム（LRB）と高減衰ゴムはアイソレーターに分類されているが，アイソレーター・ダンパーの両機能を持ち，設計時は両面からの検討が必要である。本研究では復元力特性の面から，両積層ゴムについてはダンパーの設計法の項で記述している。

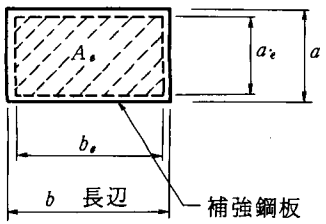
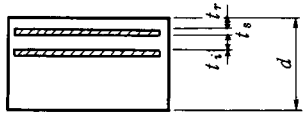
(2) アイソレーターの設計法

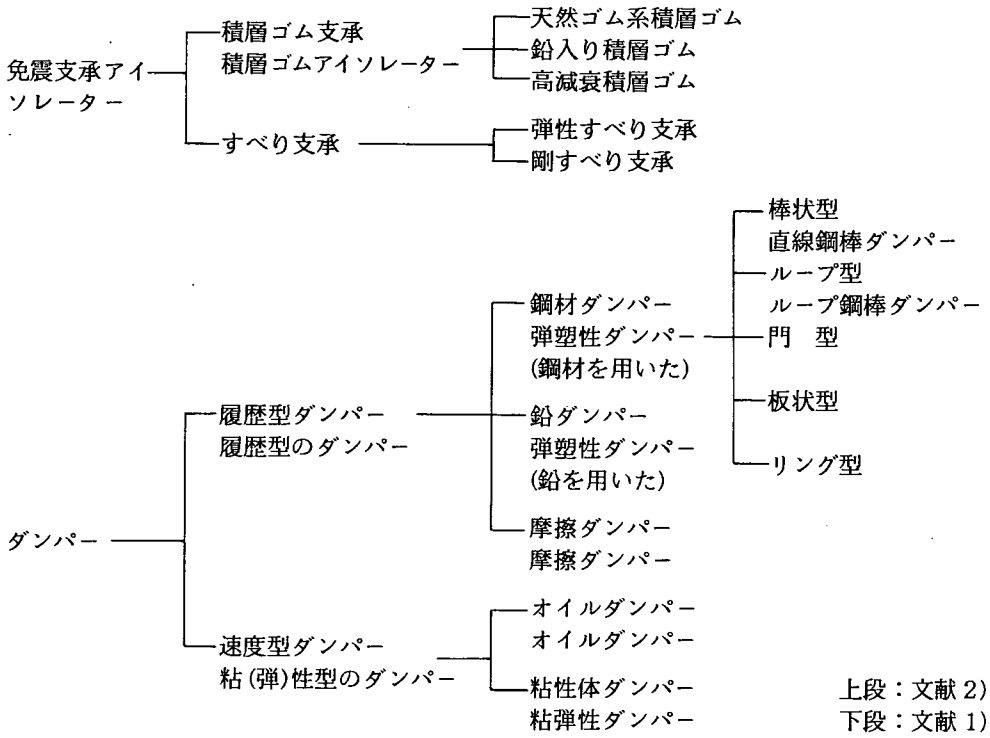
アイソレーターには積層ゴム支承とすべり支承の2タイプが考えられるが，実績的には積層ゴムが圧倒的に多く，文献等も比較的豊富である。すべり支承はニュージーランドの2，3の免震橋にみる程度で，その設計に関する文献は極めてわずかである。そこで，ここでは主として，積層ゴムに関する既往の設計

表－3.3.1　積層ゴム支承の設計に関する各国の基準（その１）

	BS5400	DIN4141	AASHTO	道路橋支承便覧（日本道路協会）
支承の形式	平板，帯状ゴム及び積層ゴム支承	積層ゴム支承	平板ゴム支承	平板ゴム支承，積層ゴム支承
ゴムの材質	天然ゴム，クロロプレンゴム	クロロプレンゴムを基本	天然ゴム，クロロプレンゴム	天然ゴム，クロロプレンゴム
ゴムのせん断弾性係数	せん断弾性係数G（参考値） $G=0.6\,N/mm^2$（基準硬度50） $G=0.9\,N/mm^2$（基準硬度60） $G=1.2\,N/mm^2$（基準硬度70） 体積弾性率$E_b=2000\,N/mm^2$ 注）0℃以下の補正係数k $k=(1-T/25)$ … T in ℃	せん断弾性係数G（参考値） $G=1.0\,N/mm^2$		静的せん断弾性係数G_0 $G_0=8\,kg/cm^2$（CR，Hs＝50） $G_0=10\,kg/cm^2$（CR，Hs＝60） $G_0=13\,kg/cm^2$（NR） 低減されたせん断弾性係数G_t $G_t=6.2kg/cm^2$（CR，Hs＝50） $G_t=7.0kg/cm^2$（CR，Hs＝60） $G_0=9.0kg/cm^2$（NR）
ゴム厚	最小厚さ (1) 平板，帯状ゴム支承 $a/4$又は9mmの大きい値 (2) 積層ゴム支承カバープレート 暴露部分…… 4.5mm 上，下接触面…… 2.0mm	(1) ゴム一層の厚さ $t_i=5\sim18$mm（標準） (2) ゴム全厚 $(a/3$ or $D/3)>T$ (3) カバープレートゴム厚t_r $t/2\geqq t_r\geqq 2.5$mm	(1) 平板ゴム支承 矩形$(a,\ b)\geqq 5T$ 円形　$R\geqq 3T$ (2) 積層ゴム支承 矩形　$a\geqq 3T$，$b\geqq 2T$ 円形　$R\geqq 2T$	$(a,\ b,\ D)\geqq 5\Sigma t_e$ ただし，$(a,\ b,\ D)\geqq 10$cm 注）阪神高速道路公団基準では，平板ゴム支承の厚さtは， $t\geqq 1.0$cm
支圧応力度（上限値）	(1) 平板，帯状ゴム支承 $\sigma<$Min$(G\,S$ or $5\,G)$ (2) 積層ゴム支承 $V/A_1<2\,a_a\,G\,S'/3\Sigma\,t_i$ ここで，S'＝最厚層ゴムのS 上式は，$\Sigma\,t_i<a_a/4$であれば，自動的に満足する。	$\sigma\leqq 10\sim15\,N/mm^2$ 注）1. 上限値は支承の形状により変わる。 2. 滑り面を内蔵し水平力による応力の発生が無視できる場合は上値の1.5倍まで許容する。	(1) $(\sigma_d+\sigma_t)\leqq 800$ psi $(=56\,kg/cm^2)$ (2) $\sigma_d\leqq 500$ psi $(=35\,kg/cm^2)$ ここで， $\sigma_d=$ 死荷重による支圧応力度 $\sigma_t=$ 衝撃を含まない活荷重による支圧応力度	$\sigma_{max}\leqq 80\,kg/cm^2$
滑動に対する安定	摩擦だけで安定を保つ場合は①，②式を同時に満足する。 ① 全ての荷重状態で， $H<0.1\,(V+2\,A_1)$ ② 永久荷重に対して， (1) 平板……$V/A_1>1+a/b$ (2) 積層……$V/A_1>2$	(1) $(a\times b)\leqq(300\times400mm)$ 又は$D\leqq 350$mmの場合 $\sigma\geqq 3.0\,N/mm^2$ (2) 支圧面が上値を超える場合 $\sigma\geqq 5.0\,N/mm^2$ 上式を満足できない場合は確実な滑動防止処置を講じる。	$(\sigma_d+\sigma_t)\geqq 200$ psi $(=14\,kg/cm^2)$ 上式を満足できない場合は確実な滑動防止処置を講じる。	$\sigma_{min}\geqq 15\,kg/cm^2$ 滑動防止装置の有無に係わらず上式を満足する。

表－3.3.2　積層ゴム支承の設計に関する各国の基準（その２）

	BS5400	DIN4141	AASHTO	道路橋支承便覧（日本道路協会）
せん断ひずみ	(1) 全ての支承に対し， $\xi_q = \delta_r / t_q < 0.7$ (2) 積層ゴムにたいしては更に， $\xi_t = K(\xi_c + \xi_q + \xi_\alpha) < 5.0$ ここで， ξ_t＝全荷重による歪の和 ξ_q＝水平力によるせん断歪 ξ_c＝圧縮荷重による歪 $= 1.5 V / G A_1 S$ ξ_α＝回転角による歪 $= (a_a \alpha_a + b_a \alpha_b) / 2 t_i \Sigma t_i$ $K = 1.5$…活荷重に対し $K = 1.0$…活荷重以外の荷重	(1) $T \leqq a/5$（or $D/5$）の場合 $\tan \gamma \leqq 0.7$ (2) $a/5 < T < a/3$ の場合 $\tan \gamma < 0.7 - (T/a - 0.2)$ ただし，永久荷重（土圧の影響を含み）によりせん断応力度を発生させてはならない。	$\gamma_t \leqq 0.5\,T$ ここで，γ_t は温度変化によるせん断変形量で正負の絶対値の合計である。	(1) 地震の影響を考慮しない場合 $\gamma \leqq 0.7$ (2) 地震の影響を考慮する場合 $\gamma \leqq 1.5$
圧縮ひずみ	(1) 平板，積層ゴム支承 $\Delta > (a_a \alpha_a + b_a \alpha_b)/3$ (2) 帯状ゴム支承 $\Delta > a_a \alpha_a / 3$ ここで，Δ の計算式は， ① 平板ゴム支承 $\Delta = \frac{V t}{5 A G S^2} + \frac{V t}{A E_b}$ ② 帯状ゴム支承 $\Delta = V t / 5 A G S^2$ $\Delta = \frac{V t_i}{5 A_c G S^2} + \frac{V t_i}{A_c E_b}$	(1) 関連構造物に対する影響を検討する場合のひずみ量の計算は次式による。 $\Delta = 0.02\,T + 1$ mm (2) 一支点上で２個以上の支承が使用されている場合で，次式を満足する場合は荷重分担の計算における圧縮ひずみの影響を無視してよい。 $\mathrm{Max}(A/T) / \mathrm{Min}(A/T) < 1.2$ (3) ゴム一層野回転角 α/n は， $\alpha/n \leqq 0.0012 \sim 0.0040$ ただし，支圧応力度の割増し規定が適用される場合は， $\alpha \leqq 0.005$	$(\Delta_d + \Delta_t) \leqq 0.7\,t$ （or $0.7\ t_i$） ここで， $(\Delta_d + \Delta_t)$ は死荷重及び衝撃を含まない活荷重による初期圧縮ひずみ量。 注）死荷重による回転角により新たに $0.06\,T$ の圧縮ひずみが生じる場合は，支承にテーパーを付けなければならない。 ただし，テーパー量は 5.2％を限度とする。	$\Delta\alpha \leqq \Delta \leqq 0.15\ \Sigma\ t_i$ ここで，Δ の計算式は， (1) 矩形で $b/a \leqq 2$ のとき $\Delta = \frac{V_{max}\ \Sigma\ t_i}{(3 + 6.58\ S^2) G_0\ A}$ (2) 矩形で $b/a > 2$ のとき $\Delta = \frac{V_{max}\ \Sigma\ t_i}{(3 + 3.29\ S^2) G_0\ A}$ (3) 円形のとき $\Delta = \frac{V_{max}\ \Sigma\ t_i}{(3 + 4.935\ S^2) G_0\ A}$
単位	長さ（mm）　荷重（N）	長さ（mm）　荷重（N）	長さ（inch）　荷重（pound）	長さ（cm）　荷重（kg）
共通記号			$A_1 = A_c(1 - \Delta_a/a_a - \Delta b/b_a)$ D ＝ 円形支承の直径 R ＝ 円形支承の直径 L_p ＝ 自由辺の総延長 S ＝ 形状係数 δ ＝ せん断ひずみ量 δ_a ＝ a 方向のせん断ひずみ量 δ_b ＝ b 方向のせん断ひずみ量	δ_r ＝ δ_a，δ_b のベクトル和 Δ ＝ 鉛直荷重による圧縮ひずみ量 $\Delta\alpha$ ＝ 回転角による圧縮ひずみ量 $\alpha_a\ \alpha_b$ ＝ a，b 方向の回転角 V ＝ 鉛直荷重 H ＝ 水平荷重 σ ＝ 鉛直荷重による支圧応力度



図－ 3.3.1　アイソレーター及びダンパーの分類

資料を整理する。

アイソレーターとしてのゴム支承の設計法は基本的には通常橋梁のゴム支承の設計と変わることはないと考えられる。積層ゴム支承は通常の橋梁用支承としての実績も多く，その設計基準もほぼ確立されていることから，アイソレーターとしての積層ゴム支承の設計法を検討する上でこれらの基準が参考となる。表－3.3.1 および表－3.3.2 に積層ゴム支承の設計に関する各国の基準を整理，比較した。

(3) ダンパーの設計法

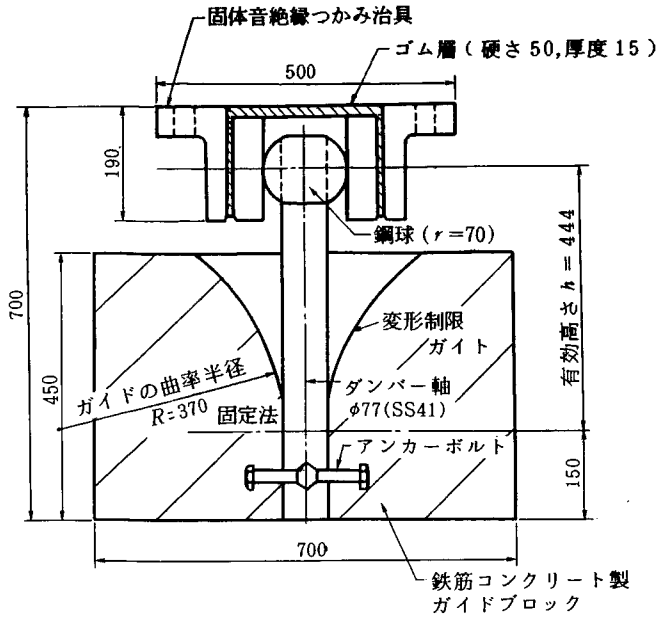
ⅰ）弾塑性型ダンパー

振動時のエネルギー吸収に鋼材や鉛の塑性を利用するものであり，鋼材ダンパーと鉛ダンパーがある。設計に際しては，両者の履歴ループによって表されるエネルギー吸収特性や変形能力・塑性変形疲労などの差異をとらえておく必要があろう。鋼材ダンパーの例[1)]を図－3.3.2 に，動的に加力して得られた荷重－変形履歴曲線を図－3.3.3 に示す。種々の鋼材の形状が工夫されているが，図－3.3.3 に代表される様に既ねバイリニア型やランバーグ・オズグッド型復元力曲線でモデル化できる。鉛ダンパーは鋼材ダンパーに比べ，降伏後の剛性が小さいのが特徴である。

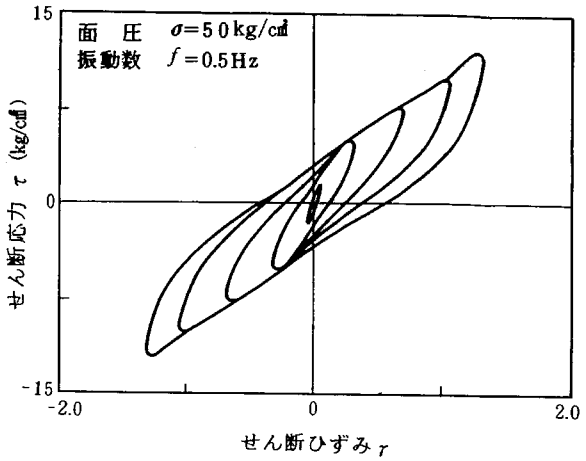
ⅱ）摩擦型ダンパー

摩擦型ダンパー（平面リンク型摩擦ダンパー[1)]）の例を図－3.3.4 に示す。

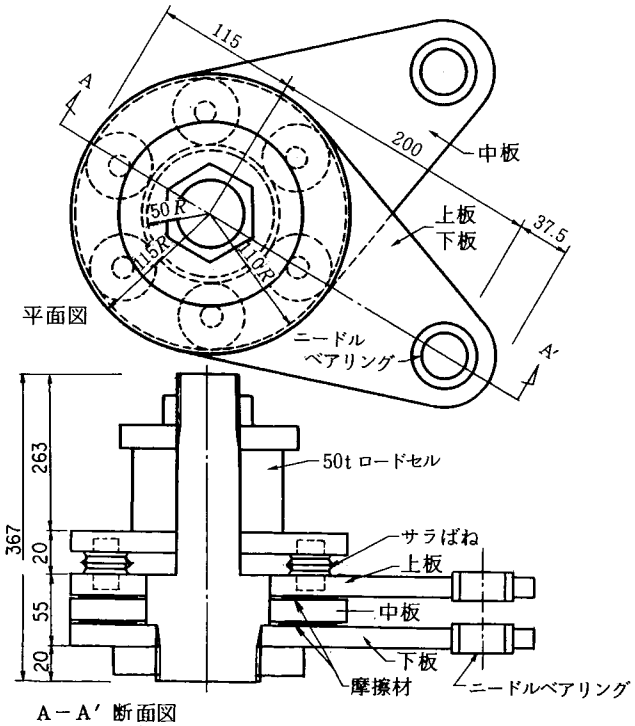
重ね合わせた二枚の金属板の間に中板があり，その表面の摩擦材と対面のステンレス板が任意の面圧で取りつけられるようになっている。アイソレーターの水平変形に伴って金属板に相対滑りが生じることにより，その摩擦力がエネルギーを消費する。



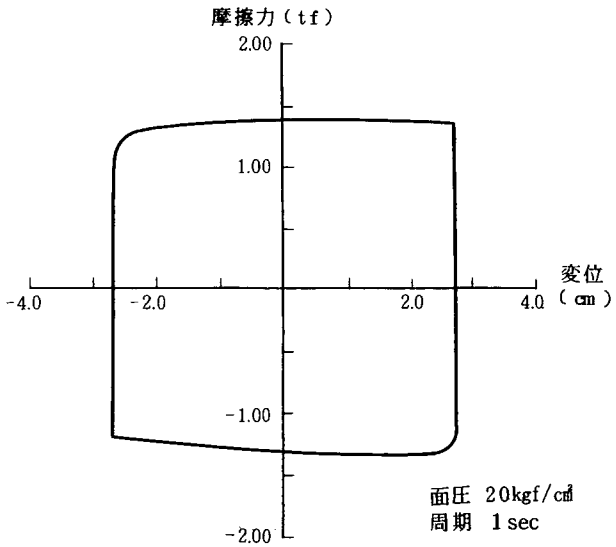
図－ 3.3.2　鋼材ダンパーの一例



図－ 3.3.3　鋼材ダンパーの荷重～変形履歴曲線



図－ 3.3.4　摩擦型ダンパーの一例



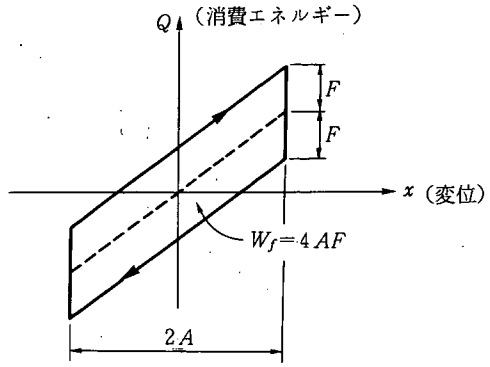
図－ 3.3.5　摩擦型ダンパーの荷重～変位履歴曲線

図－3.3.5は1Hzの正弦波の強制変位を与えたときの摩擦力のループで剛塑性型の復元力曲線となっており，変位の繰り返しに対して安定した形状を示している。

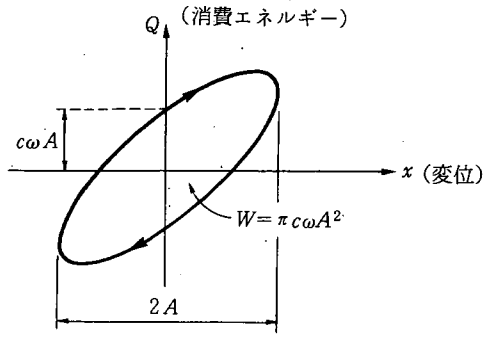
ダンパーの摩擦係数が振動数や変位速度の変化に対して安定な値を示すように，摺動部材に工夫がなされ，固体潤滑材が埋め込まれたものもある。

ⅲ）粘性型ダンパー[1)]

上記二種のダンパーが，変形履歴に伴う消費エネルギーが変位振幅に比例するのに対し，粘性型ダンパーは粘性抵抗による消費エネルギーが速度に比例する（図－3.3.6）。また，粘性型ダンパーを用いた場合はループ形状が楕円に近くなり，接線剛性が連続的に変化するという特徴がある（図－3.3.7）。



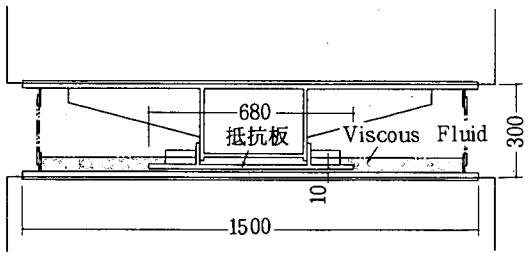
図－3.3.6　鋼材ダンパー，摩擦型ダンパーの消費エネルギーと変位振幅の関係



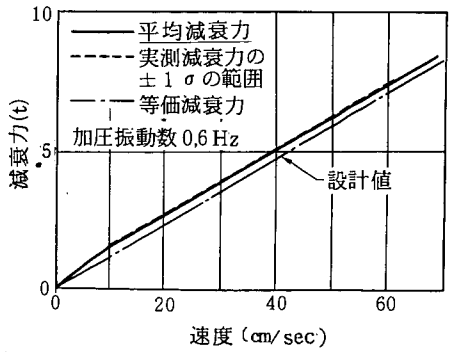
図－3.3.7　粘性型ダンパーの消費エネルギーと変位振幅の関係

粘性型ダンパーには，粘性流体がオリフィスを通過する抵抗力を利用したシリンダー式ダンパーと平板間の高粘体のせん断抵抗力を利用した粘性せん断ダンパー（図－3.3.8）がある。

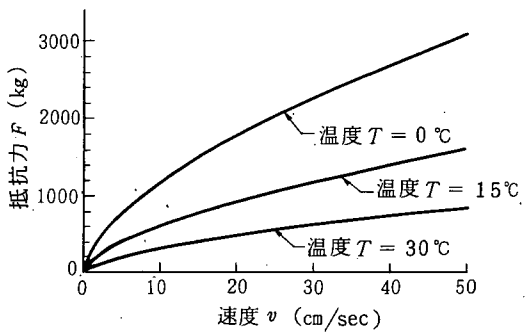
前者は自動車等に用いられている実績があり，抵抗力が図－3.3.9に示すように，速度にほぼ比例する特徴があるが，機構的に方向性を持っている。粘性せん断ダンパーは全方向に抵抗力を発揮するが，抵抗力は速度に非線形で（図－3.3.10），弾性的な挙動も無視できないことからモデル化の方法には注意を要する。また，粘性体を利用することから，抵抗力の使用温度依存性の検討が必要となる（図－3.3.10参照）。



図－3.3.8　粘性せん断ダンパーの一例



図－3.3.9　シリンダー式ダンパーの減衰力と速度の関係



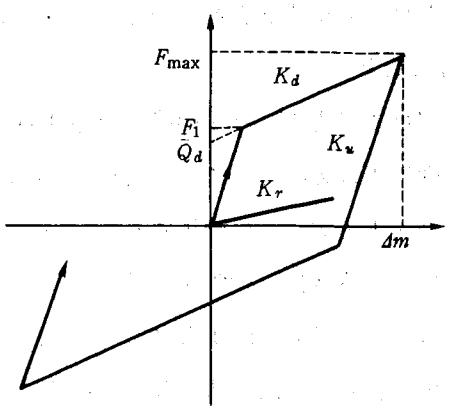
図－3.3.10　粘性せん断ダンパーの抵抗力と速度の関係

ⅳ）鉛入り積層ゴム（LRB）

アイソレーターとダンパーの両機能を兼ね備えた鉛入り積層ゴム（以後，LRBと呼ぶ）は，橋梁用免震装置として最も実績があり，設計方法の検討も多くなされている[5),6),7),8)]。使用されている設計方法の代表例として，ニュージーランド公共事業開発省（M. W. D.）[6),8)]のものと，アメリカD. I. S.社[5),7)]のもの

がある。両方法とも図－3.3.11に示すように，バイリニアの弾塑性型履歴曲線で，復元力を理想化できると考えており，特性値は多くの実験から下式で設定できるとしている。

$$\left.\begin{aligned} K_r &= G \cdot A_r / \Sigma t_e \\ K_d &= k_r (1 + 12 \cdot A_P / A_r) \\ K_u &= 6.5\ k_d \\ Q_d &= 78 \cdot A_P \end{aligned}\right\} \quad (3.3.1)$$



図－3.3.11　ＬＲＢの復元力のバイリニアモデル

ここに，G　；ゴムのせん断弾性係数（kg/cm²）

Σt_e；ゴムの総厚（cm）

A_P，A_r；鉛プラグ，ゴムの有効受圧面積（cm²）

K_r　；ゴム単体の剛性（kgf/cm）

K_u　；初期及び除荷剛性（kgf/cm）

K_d　；降伏後の剛性（kgf/cm）

Q_d　；降伏荷重（kgf）

また，両方法とも応答は，基本モードを示す１自由度モデルの応答で近似できると考えている。

ａ．ニュージーランド（M. W. D.）の方法[6),8)]

設計手順は，

①　支承配置と鉛直荷重の算定

②　変形量，等価剛性，等価減衰の仮定

③　平面形状の設定

④　応答を予測

⑤　応答から得られた値と②の仮定値をチェックし，満足しなければ①～⑤を繰り返す。

応答の予測方法の違いにより２つの方法が挙げられている。

イ．非線形応答スペクトルによる方法

図－3.3.12にその例を示す。最大応答値の等価剛性から求まる有効周期を横軸に，縦軸に応答加速度をとっており，降伏荷重，上部構造重量を設定すれば，応答を繰り返し計算で求めることができる。

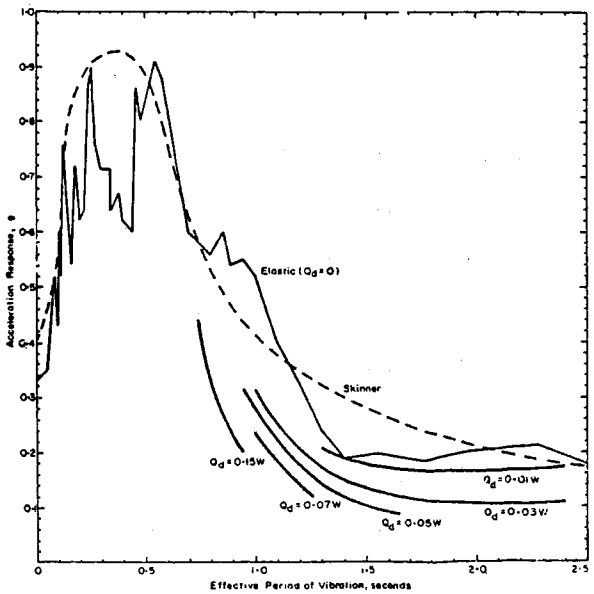
ロ．設計用チャートによる方法

予め作られた設計用チャートで直接応答が求められる。

設計用チャートは，

①　設計用地震波

②　ダンパーの配置（アバットのみ，ピアー



図－3.3.12　非線形応答スペクトル

のみ，アバット，ピアーの両方）

③　ダンパーの降伏荷重

の条件ごとに作成されている。チャート例を図－3.3.13に示す。

弾性支承とダンパーの降伏後剛性の和K_{db}とピアーと弾性支承の剛性の和K_{pb}を求め，両曲線の交点からアバットとピアーに作用する力（縦軸）と，上部構造全体の応答変位（横軸）が求められる。

b．アメリカ（D.I.S.社）の方法

免震装置の平面形状の設定，特性値の設定もチャート化し，応答の予測まで一貫してチャートから直接求められている。但し，降伏荷重は上部構造重量の5％と仮定している。

①　支承配置と鉛直荷重の算定

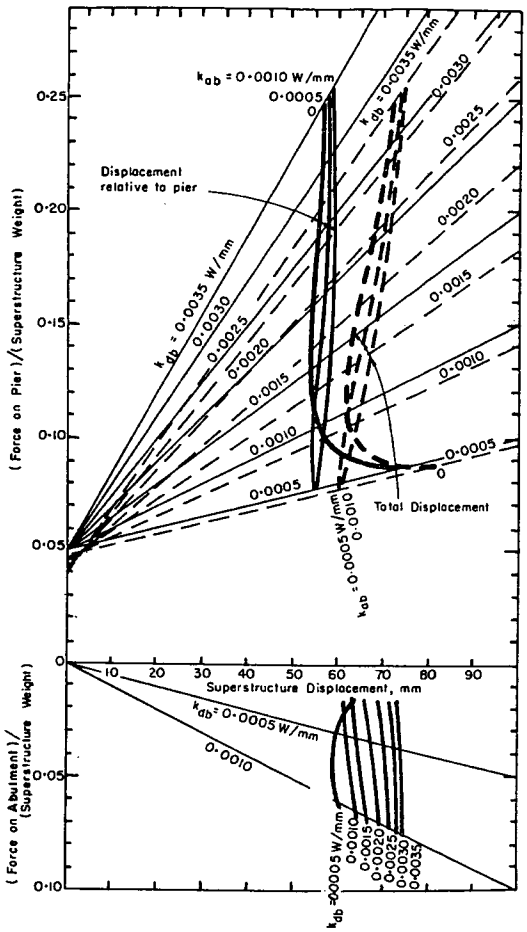
②　図－3.3.14のチャートより，1支承当たりの鉛直荷重（横軸）と1層当たりのゴム厚を与え，支承の直径（縦軸）を設定する。

③　図－3.3.15のチャートより，常時の1支承当たりの鉛直応力（横軸）と等価固有周期を与え，支承の全ゴム厚（縦軸）を設定する。

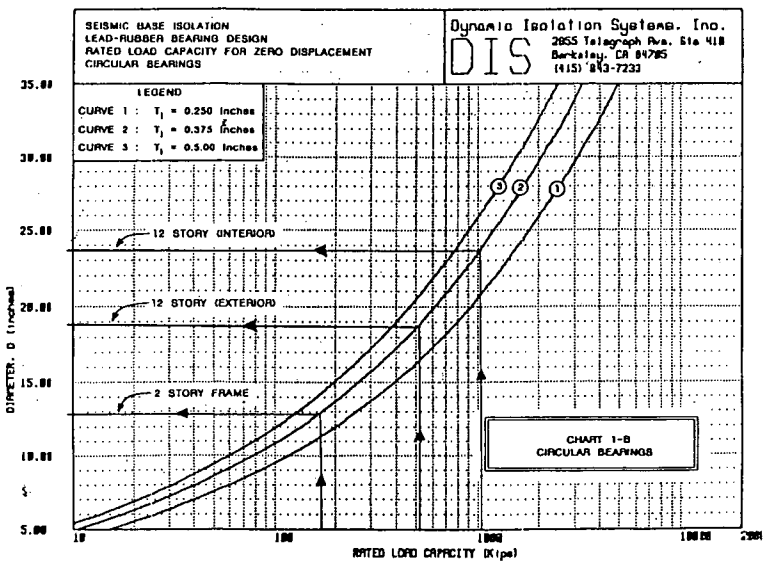
地震時せん断歪からの推奨範囲（斜線部）が与えられており，水平震度及び水平変位を求めることができる。

④　図－3.3.16のチャートより，支承の直径（縦軸）と水平変位から，鉛直耐荷力（横軸）を求め，支承にかかる鉛直荷重以上であることをチェックする。

⑤　支承の構造細目，鉛プラグ径を設定する。



図－3.3.13　MWDによる設計用チャート

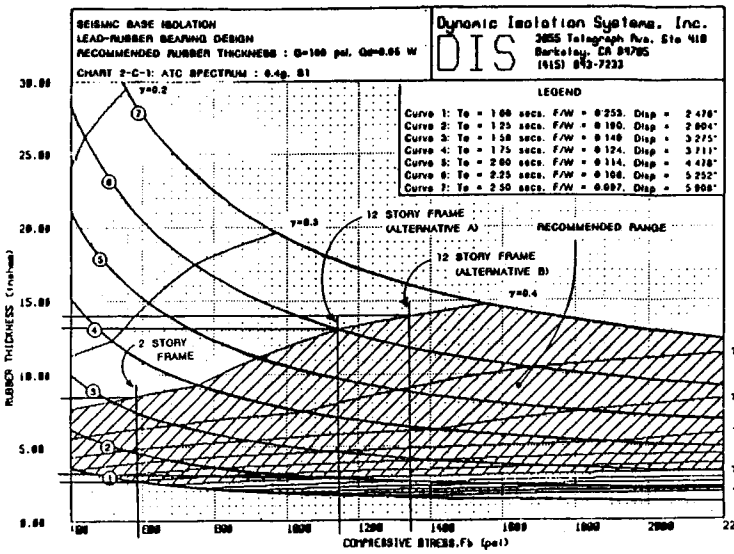


図－3.3.14　DISによる設計用チャート
（支承の直径の設定）

M.W.D.とD.I.S.の大きな違いは，前者が上部を剛体と仮定し橋梁全体を1質点とした応答から設計するのに対し，後者は各ピアー・アバットを独立に考え，それぞれに作用する鉛直荷重をもとに設計していることである。ＬＲＢの復元力特性のもとに作られた設計法で，免震装置の降伏荷重Q_dの定義は，ダンパーが降伏する点のせん断力ではなく，

図－3.3.11に示すような点で定義されている点には注意を要する。

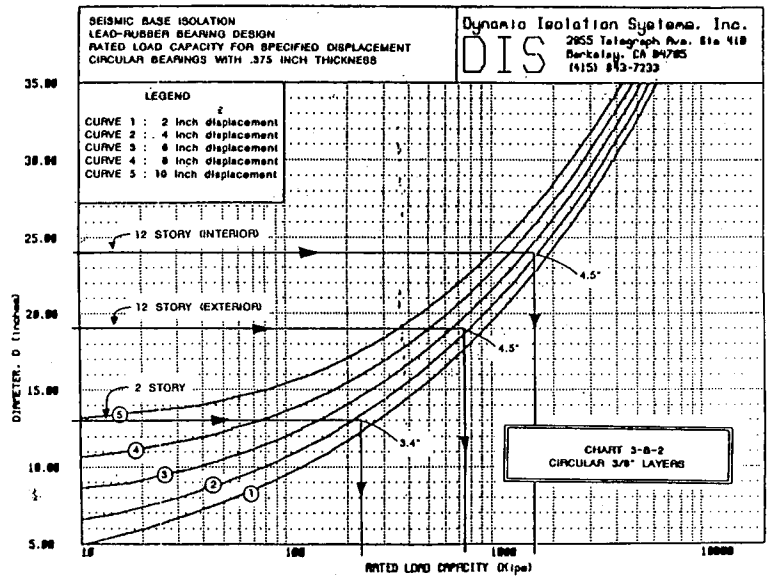
対象とする免震装置がＬＲＢに限定され設計用地震が限定される場合には，免震装置の設計で不可欠と思われる繰り返し計算は大きく改善されるが，仮定と異なった設計条件には使えず，チャート化でBlack－Boxが多くなる分だけ免震装置と免震橋梁の振動特性の関係が判りにくくなっているという指摘もある[6]。



図－ 3.3.15　ＤＩＳによる設計用チャート（支承の全ゴム厚の設定）

V）高減衰積層ゴム

高減衰積層ゴム自体に減衰性能を持たせたもので，ゴム材料の添加物によって減衰が調節される。確立された設計法はまだないが以下にその例[14]を示す。剛性，減衰ともせん断歪に依存し，1)歪レベルと等価減衰，等価剛性の関係を与え，繰り返し計算を行う方法と，2)復元力曲線をバイリニア型にモデル化する方法が挙げられている。図－3.3.17に復元力曲線の例を示す。



図－ 3.3.16　ＤＩＳによる設計用チャート（支承の鉛直耐荷力のチェック）

a．等価減衰・等価剛性で近似する場合

$$K_B = A \cdot G(\gamma_s) / \Sigma t_e$$

$$h_B = b_1 + b_2 \gamma_s + b_3 \gamma_s^2 + b_4 \gamma_s^3$$

$$G(\gamma_s) = a_1 + a_2 \gamma_s + a_3 \gamma_s^2 + a_4 \gamma_s^3 + a_5 \gamma_s^4 \quad (0.1 \leq \gamma \leq 2.0) \qquad (3.3.2)$$

K_B　：免震装置の等価剛性（kgf/cm²）

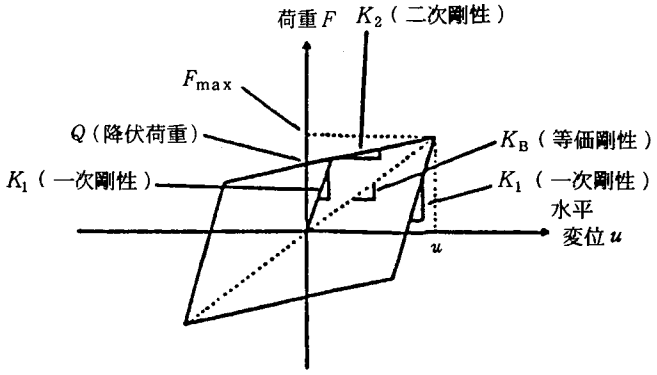
h_B　：免震装置の等価粘性減衰定数

$G(\gamma_s)$：せん断弾性係数（kgf/cm²）

A　：高減衰ゴム支承の受圧面積（cm²）

a_i　：せん断弾性係数のひずみ依存に関する係数

b_i　：等価粘性減衰定数のひずみ依存に関する係数



図－ 3.3.17　バイリニア型モデルによる復元力曲線

γ_s ：ゴムのせん断ひずみ

b．バイリニア型復元力曲線で近似する場合

$$
\left.
\begin{aligned}
&K_i = A \cdot G_i / \Sigma t_e \quad i = 1,\ 2 \\
&Q = A \cdot \tau_m \\
&G_1 = \frac{C(\gamma_s) - \pi/2 \cdot h_B + C(\gamma_s) \cdot \pi/2 \cdot h_B}{C(\gamma_s) - \pi/2 \cdot h_B} \cdot G(\gamma_s) \\
&G_2 = (1 - C(\gamma_s)) \cdot G(\gamma_s) \\
&C(\gamma_s) = 0.35 - 0.0655\,\gamma_s - 0.00486\,\gamma_s^2 \\
&\tau_m = (G_1 / (G_1 - G_2)) \cdot \tau_u \\
&\tau_u = \tau_0\, C(\gamma_s) \\
&\tau_0 = G(\gamma_s) \cdot \gamma_s \\
&C(\gamma_s)：\text{せん断ひずみによる係数} \\
&\tau_m：\text{降伏応力 (kgf/cm}^2\text{)} \\
&\tau_u：\text{切辺応力 (kgf/cm}^2\text{)} \\
&\tau_0：\text{等価せん断応力 (kgf/cm}^2\text{)}
\end{aligned}
\right\} \quad (3.3.3)
$$

3.3.2 免震装置の設計法

(1) 設計の基本方針

免震装置とは，地震力を低減させる目的で，橋梁の上部構造と下部構造の間に設置される装置で，アイソレーターとダンパーにより構成される装置の総称である。

橋梁に用いられる免震装置の具備すべき性能として

① 上部構造を鉛直方向に支える。（支持性能）

② 上部構造を水平方向に支え，現位置に復帰する復元力を有する。（復元性能）

③ 上部構造の振動エネルギーを吸収し，減衰性能を高める。（減衰性能）

などが考えられる。3.1「免震設計の基本方針」で定める設計段階毎に，目標とする免震装置の変形レベルを表－3.3.3の通りとする。免震装置の設計とは，所要の免震効果を発揮し，目標とする変形レベルになるよう免震装置の固有周期，せん断力係数，減衰定数，面圧，摩擦係数等の基本的特性値を適切に設定するものである。

表－3.3.3 設計段階と装置の変形レベル

設計段階	レベル1	レベル2
対象地震動	耐用期間年に1～2回発生する中程度の地震動	耐用期間年に比べ，稀に発生する大規模地震
免震装置の変形レベル	終局限界変形に対して十分余裕があり，支持性能，復元性能，減衰性能等を安定して発揮しうる変形（安定変形）である。	終局限界変形に対して余裕はあり，支持性能，復元性能，減衰性能を発揮する変形（性能保証変形）である。

レベル３地震動（レベル２の地震動を越える大きさの地震動）に対しては，免震装置は終局限界変形を上回る変形となり，免震装置に代って落橋防止構造により，橋梁の安全性を確保することとし，免震装置の設計は，レベル１，レベル２に対して行うものとする。

終局限界変形は，例えば

① 積層ゴムアイソレーターでは，破断変形

② すべり方式アイソレーターでは，稼動不可能となる変形

③ ダンパーについては，材料の破断，稼動限界，取付治具が破損する変形

等で定義され，設計を行うにおいては，限界変形の把握が必要である。

免震装置の設計手順としては，

① 免震装置の選択，配置の決定

② 免震装置の変位・基本的特性値の設定

③ 免震装置の構造設計

④ 免震装置のモデル化

⑤ 橋全体の振動モデルによる解析（簡易計算法，動的解析法）

⑥ 免震装置部の変位が目標とした変位と同程度であることを確認，そうでない場合は，①～⑥ステップを繰り返す。

が考えられ，免震装置の設計法は，主に①～④の範囲を取り扱うものである。

(2) アイソレーターの設計法

アイソレーターには，大別して積層ゴムとすべり方式によるものがある。ここでは，主として積層ゴムによるものを取り上げ，現在行われている設計法を参考に，基本的なことがらを説明する。

ⅰ）設計条件

アイソレーターは上部構造を支持すると同時に，横方向には柔らかく支持し，橋の固有周期を長くして，地震力を低減するためのものである。

設計時考慮すべき点として

① 荷重を支持しながら，地震時には大きな水平変位に耐える変形能力

② 地震終了時には，原位置に復帰する復元能力

③ 要求する鉛直剛性・水平剛性

④ 耐 久 性

などが挙げられる。設計条件として，表－3.3.4が考えられる。

ⅱ）鉛直剛性

ローラーや支承板等によるすべり方式では，アイソレーター自体は鉛直に十分に剛なものとして取り扱う。以下，天然ゴムによる積層ゴムアイソレーターの鉛直剛性の算定法を示す。

積層ゴムが鉛直荷重を受ける場合，鋼板がゴムの横へのはらみ出しを拘束するため，ゴム層は３軸圧縮状態となり，その結果きわめて高い剛性を発揮する。

表－3.3.4　アイソレーターの設計条件

設計支持荷重　W_D	免震橋梁の固有周期を算定するための，上部構造の死荷重
最大支持荷重　W_T	最大支圧応力度の算定のための，活荷重も含めた最大荷重
設計水平変位量　u_B	免震装置部の地震時の水平応答変位量
常時水平変位量　u_S	クリープ，乾燥収縮，温度変化等による免震装置部の水平変位量
最大水平変位量u_{BC}	常時，地震時に考えられる変位組合せの最大値
常時最大水平力　F_S	風荷重及び制動荷重等常時の水平力の最大値
回転角度　θ	アイソレーターに加わる回転角度
長期沈込量　δ_X	長期にわたる圧縮変形量の許容値
水平剛性　K_H	所要の固有周期を満足するための水平ばね
鉛直剛性　K_V	鉛直荷重による沈み込み，局部圧縮ひずみ等算出のための鉛直ばね
使用温度範囲	温度依存性を検討するための地域環境（日平均）
耐用年数	長期沈み込み，及び材料劣化による特性の変化を見積るための期間

受圧面積A_L，1層のゴム厚みをt_Rとするときn層からなる積層ゴムの鉛直剛性K_Vは次式のようになる。

$$K_V = \frac{A_L}{n \times t_R} \times E_{ap}'$$

ただし，

$$E_{ap}' = \frac{E_{ap} \times E_\infty}{E_{ap} + E_\infty}$$

ここで，E_∞はゴムの体積弾性係数であり，E_{ap}はゴム材料の縦弾性係数E_0から次式により算出されるみかけの縦弾性係数である。

$$E_{ap} = E_0 (1 + 2 \kappa S^2)$$

κはゴムの硬質によって定まる定数であり，硬度60では0.57程度である。Sはゴムの形状により定まる形状係数で，ゴム1層当りにおける自由面積A_Fと受圧面積(断面積A_L)の比であり各辺$a \times b$の角型形状の積層ゴムの場合次式となる。

$$S = (a \times b) / \{ 2 (a + b) t_R \}$$

（3.3.4）

式（3.3.4）において積層ゴムが水平変形をし，特に性能保証変形程度の大変形の場合は，受圧面積A_Lを変形により上下面の重なり合う面積A_{ef}に置き換えるなどの補正が必要である。

ⅲ）水平剛性

すべり方式によるアイソレーターでは，復元力のための水平剛性としてコイルバネなど別のばね材料が併設される。

積層ゴムによるアイソレーターの水平剛性K_Hは次式で表される。

$$K_H = G \times \frac{A_L}{n \times t_R} \quad \cdots\cdots (3.3.5)$$

ここで，Gはゴムのせん断弾性係数

鉛直荷重と曲げ変形を考慮すると下式のようになる。

$$K_H = \frac{P^2}{2 \cdot q \cdot S_b \cdot \tan(q \cdot H/2) - P \cdot H}$$

ここで,

$$q^2 = \frac{P}{S_b}\left(\frac{P}{S_S} + 1\right)$$

S_b ：積層ゴムの単位厚み当りの曲げ剛性

$$S_b = \frac{E_B \cdot I \cdot (t_R + t_S)}{t_R}$$

E_B ：ゴムの圧縮性を考慮した曲げに対する縦弾性係数

$$E_B = \frac{E_m \cdot E_\infty}{E_m + E_\infty}$$

$$E_m = E_0\left(1 + \frac{2}{3}\kappa S^2\right)$$

S_S ：積層ゴムの単位高さ当りのせん断剛性

$$S_S = \frac{G \cdot A \cdot (t_R + t_S)}{t_R}$$

P ：鉛直荷重

H ：全高さ　$H = n \cdot t_R + (n-1) \cdot t_S$

I ：断面２次モーメント

t_S: 補強鋼板１層の厚さ

（ 3.3.6 ）

安定変形程度の変形では，アイソレーターに用いる積層ゴムは十分偏平のため曲げに比べせん断変形が支配的であり，鉛直荷重による影響も小さいため，水平剛性の算出には通常（ 3.3.5 ）式を用いる。

iv）水平変形能力

アイソレーターは，予想される最大水平変位量に対して十分安定である必要がある。

すべり方式によるアイソレーターでは，そのすべり機構の可動範囲が水平変形能力と考えることができる。

積層ゴムによるアイソレーターの水平変形能力は，次に示すようにゴムの局部に生じた最大歪がゴムの破断時の伸びに達するかどうかによって定まる。

その他，積層ゴムの高さ / 幅の比が大きく不安定な形状のものに付いては，転倒及び座屈についての安定の検討も必要となる。

ゴムの局部最大歪（γ_T）

（ゴム層がフランジ部と接着され変形による歪がすべてゴムに伝わる場合）

$$\gamma_T = \gamma_C + \gamma_r + \gamma_s$$

ただし，

γ_c ：鉛直荷重によるゴムの局部せん断歪

$$\gamma_c = K_c \cdot S \cdot \varepsilon_c$$

K_c ：形状による定数で長方形の場合は 8.5，円形の場合は 6.0

ε_c ：鉛直荷重によるゴムの圧縮歪

$$\varepsilon_c = \frac{P}{E_{ap} \cdot A_{ef}}$$

γ_r ：回転によるゴムの局部せん断歪

平面形状が長方形の場合

$$\gamma_r = \frac{2(1+\beta)^2}{\beta^2} S^2 \cdot \alpha_e$$

平面形状が円形の場合

$$\gamma_r = 5.6 \cdot S^2 \cdot \alpha_e$$

β ：長方形の場合の辺長比（b/a）

α_e ：ゴム一層の回転角（θ/n）

γ_S ：水平力などによるゴムの局部せん断歪

$$\gamma_S = \frac{u_{BC}}{n \times t_R}$$

（3.3.7）

V）耐 久 性

アイソレーターは，材料・機構等の経年劣化により特性の大幅な変化のないことを確認する必要がある。特に，積層ゴムによるアイソレーターでは，それに加え死荷重によるクリープ特性を検討する必要があり，クリープ変形量が上部構造に与える影響を検討し，不都合が生じないことを確認する必要がある。また，アイソレーターの特性が温度に依存するものでは，設置される環境を想定し，特性の変動を考慮した設計が必要となる。

(3) ダンパーの設計法

ダンパーの役割は，地震時のエネルギーを吸収し，橋の減衰性能を高めるものであり，設計時考慮すべき点として

① エネルギー吸収能力

② 大変形追従能力

③ 反復荷重下での安定した性能

④ 耐 久 性

等が挙げられる。ここでは，ダンパーとして最も重要と思われるエネルギー吸収能力の評価に関連した設計方法について述べる。

i）作動原理の分類

ダンパーを作動原理により分類すると表－3.3.5のようになる。現在，開発されているダンパーをもとに，各ダンパーの特徴について概述する。定量的な応答の減衰効果が同じでも，応答特性は作動原理によ

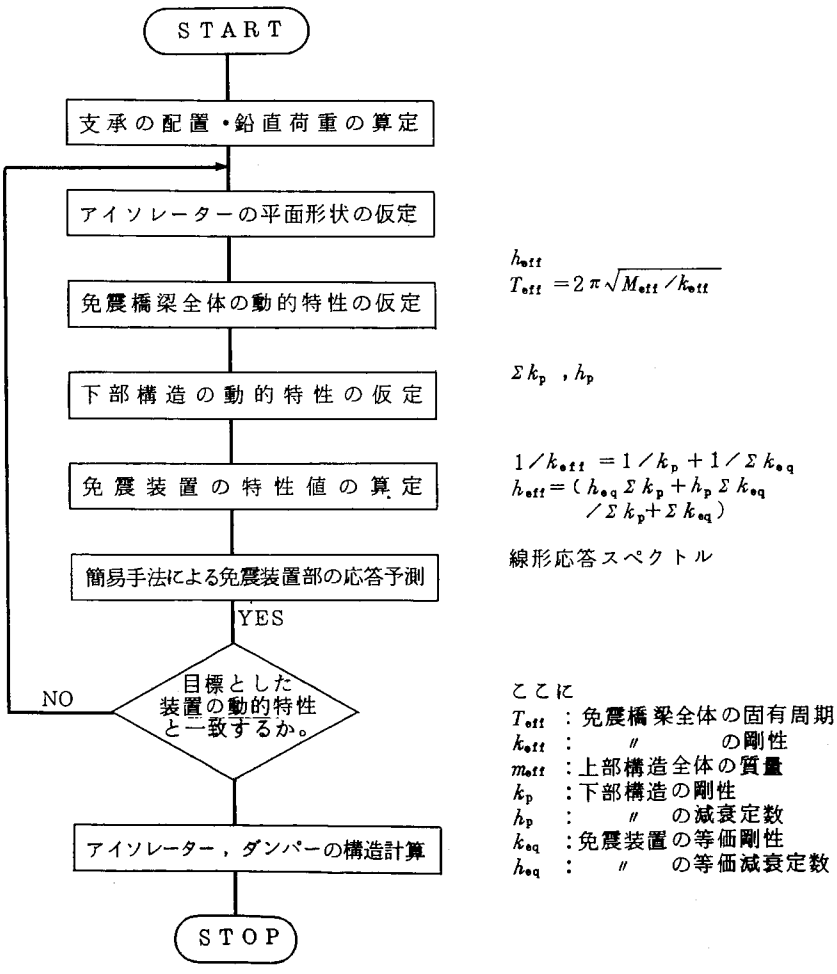
表－3.3.5　作動原理によるダンパーの分類

ダンパーの種類		作動原理	特徴	設計時考慮すべき点
履歴型ダンパー	弾塑性型ダンパー	主に金属の塑性変形時のエネルギー吸収能力を利用する。	・降伏変位を下回る変形では初期の大きな剛性で抵抗する。（トリガー機能） ・非線形特性を示し，選択共振を起しにくい。	・変位依存性 ・反復荷重依存性 ・大変形追従能力 ・残留変位・残留振動
	摩擦型ダンパー	クーロン摩擦を利用してエネルギーを吸収する。	・風荷重，中小地震等，荷重が摩擦力を下回る場合は，作動しない。（トリガー機能） ・非線形特性を示し，選択共振を起しにくい。	・反復荷重依存性（耐摩耗性） ・面圧依存性 ・残留変位 ・地震時作動の確実性 ・高振動数成分の発生
粘性型ダンパー		粘性抵抗により，エネルギーを吸収する。	・上部構造の温度変化，クリープ等による低速度変形では抵抗力が小さい。 ・変位振幅，荷重の大きさに関係なく常に作動し，地震時の作動が確実である。	・温度依存性 ・振動数依存性 ・粘弾性としての取扱い ・低レベル水平力の対処

り異なることに注意する必要がある。建築構造物を対象としたダンパーには，これ以外にも，動吸収機，スロッシングダンパー，慣性ポンプダンパー等があるが，現時点で，橋梁用の免震装置のダンパーとして適用可能と思われるものに限定した。

ⅱ）特性値の設定

図－3.3.18にダンパーの設計フローの一例を示す。これは，ダンパーの多くが非線形特性を示すことから，装置部の応答を予測し，繰り返し計算で適切な特性値を設定しようとするものである。応答の予測方法としては，ダンパーの種類，設計地震入力の条件等が変化しても容易に対処で



図－3.3.18　ダンパーの設計フローの一例

きる方法が良いと考えられる。その一例として，

① 応答予測は，1質点1自由度モデルで行う。

② ダンパーの特性は，等価剛性，等価減衰で評価する。

③ 上部構造は剛体とし，下部構造については剛性を考慮する。

という方法も考えられる。

ニュージーランドのＬＲＢの設計法では，応答予測により免震装置部のみならず，下部構造の設計荷重まで求められるものもあるが，ここでは免震装置の設計後，橋全体の振動モデルにより別途下部構造の設計が行われるものとする。

iii）動的特性のモデル化

ダンパーのモデル化は，

① 要素試験の履歴曲線を模擬するモデル化

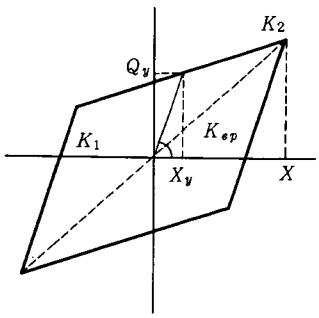
② 詳細な動的応答解析を行うためのモデル化

③ 応答値のレベルを見る簡易な応答計算を行うためのモデル化

等に分類でき，それぞれモデル化の方法が異なることも考えられる。例えば，①②は非線形にモデル化，③は等価線形モデルである。以下，作動原理の分類に従い，ダンパーの上記②③のモデル化の例を示す。

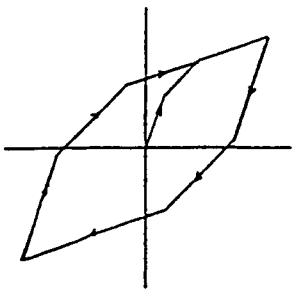
a）弾塑性型ダンパー

弾塑性型の復元力特性のモデルは，数多く提案されている。骨格曲線から，バイリニア型（図－3.3.19），トリリニア型（図－3.3.20），さらに，除荷時に剛性低下を考慮したディグレイディング型（図－3.3.21），すべり現象がみられるスリップ型（図－3.3.22），基本的なモデルの合成型（図－3.3.23）等がある。

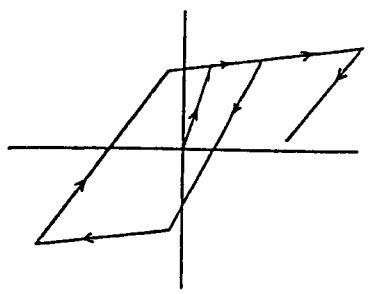


図－3.3.19 バイリニア型モデル

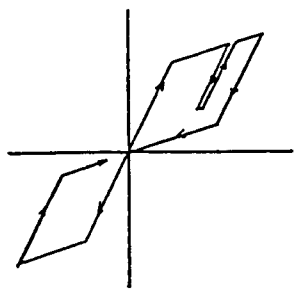
最も基本的な復元力モデルは，バイリニア型モデルであり，現在開発されている金属を用いた弾塑性型ダンパーの多くは，この方法でモデル化さ



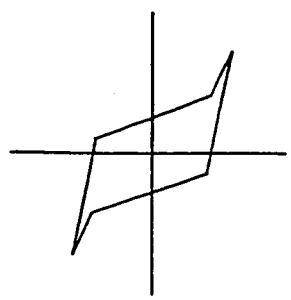
図－3.3.20 トリリニア型モデル



図－3.3.21 ディグレイディング型モデル



図－3.3.22 スリップ型モデル



図－3.3.23 合成型モデル

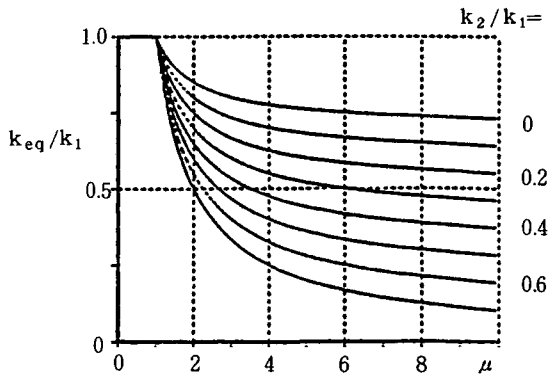
れ設計されている。一般に，ダンパーの降伏前・後の剛性＋アイソレーターの剛性k_1，k_2，で 降伏力Q_y（$=k_1 \cdot X_y$）で復元力特性が決定される。

等価線形化の方法には種々の方法があるが，簡便で最も実用的な方法は，等価剛性k_{eq}として復元力曲線で最大変形点と原点を結ぶ直線の勾配を用い，等価減衰定数h_{eq}を1サイクル当たりのエネルギー吸収

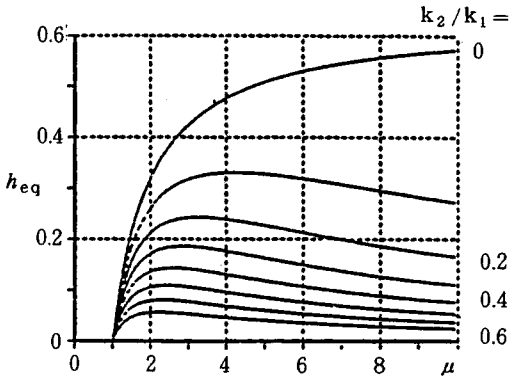
量と等しくなるように決める方法である。バイリニア型の場合下式となる。

$$\left.\begin{aligned} \mu &= \frac{x}{x_y} \\ k_{eq} &= \frac{k_1 + k_2(\mu - 1)}{\mu} \\ h_{eq} &= \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1 - k_2/k_1}{1 + k_2/k_1 \cdot (\mu - 1)} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu} \end{aligned}\right\} \quad (3.3.8)$$

さらに，塑性率 μ，k_1/k_2 をパラメータに，等価剛性 k_{eq}，等価減衰定数 h_{eq} を図化すると図－3.3.24，3.3.25 の通りである。同様の方法で種々の復元力曲線についても求めることができ，応答予測に利用できる。



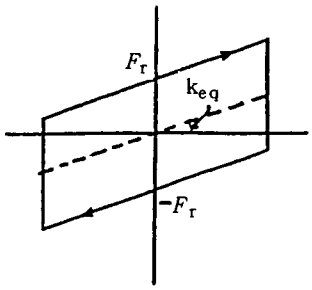
図－3.3.24 等価剛性



図－3.3.25 等価減衰定数

b）摩擦型ダンパー

アイソレーターと組み合わせた摩擦ダンパーの復元力特性は，図－3.3.26のように摩擦力とアイソレーターの剛性で表わすことができる。これはダンパー作動時の状態を示しており，摩擦力以下では滑りが発生せず，摩擦力以上の荷重で初めてダンパーが作動し，停止と滑動の状態を繰り返す。一般に応答計算は，ダンパーの停止時・滑動時の両状態をモデル化し，応答計算時に状態を逐次判定してモデルを使いわけながら行う。



図－3.3.26 アイソレーターと組み合わせた摩擦ダンパーの復元力特性

滑動状態を想定すれば弾塑性型ダンパーと同様に，1サイクルの消費エネルギーと等しい等価減衰定数が次式により算定できる。減衰定数が振幅に逆比例していることに注意を要する。

$$h_{eq} = 2 \cdot Fr / (\pi \cdot k_{eq} \cdot x_{max}) \quad (3.3.9)$$

ここに，Fr　：摩擦力

k_{eq}　：アイソレーターの剛性

x_{max}　：最大変位振幅

c）粘性型ダンパー

現在開発され試行されているのは，オイルダンパーと粘性せん断ダンパーがある。オイルダンパーは，

ピストン・シリンダーとオリフィスから構成され，速度にほぼ比例した粘性抵抗力が得られるよう工夫されており，1個のダッシュポットとしてモデル化できる。

粘性せん断ダンパーは，高粘度粘性体と抵抗板・底板からなり，平板間の水平方向相対変位による粘性抵抗力を利用したものである。抵抗力と速度の関係は非線形で下式で表される（図－3.3.27）。

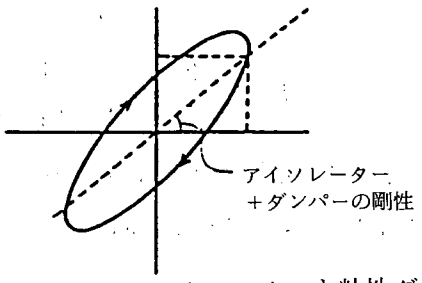
$$F = \eta \cdot S \cdot (v/d)^{a} \cdot e^{-bt} \qquad (3.3.10)$$

ここに，F：粘性せん断力　　S：抵抗板面積

v：相対速度　　d：2面間の距離

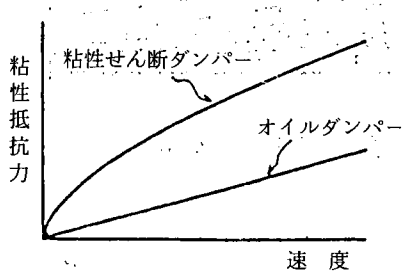
η：粘性係数　　t：粘性体の温度

a，b：粘性材料により決まる定数

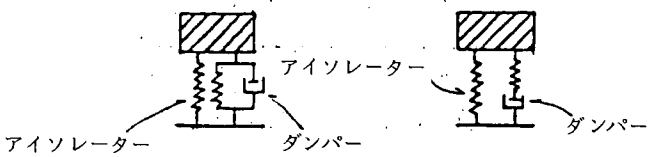


図－3.3.27　アイソレーターと粘性ダンパーの復元力特性

但し，ダンパーの剛性が振動に与える影響が無視できない場合もあり注意する必要がある。特に応答特性を見るには粘弾性体としての取扱いが不可欠である。粘弾性モデルは種々提案されており，要素試験結果から選択する。最も簡単なものとしてVoigtモデル，Maxwellモデルがあるが，いずれにせよ地震時応答に見合った要素試験を実施し，粘性係数・バネ係数を設定する必要がある。



図－3.3.28　粘性ダンパーの速度と抵抗力の関係



(a) Voigtモデル　　(b) Maxwellモデル

図－3.3.29　代表的な粘弾性体モデル

3.3.3　今後の課題

(1) 今後の課題

① アイソレーター（積層ゴム）についての設計方法は，概ねまとめられているが，積層ゴムの破断試験，支持性能の限界試験をさらに行い，適切に終局限界変形を把握する必要がある。

② 橋梁用支承としての設計条件及びその設計方法について検討を行う必要がある。例えば，移動量，回転への対処や残留変形がある場合の装置のモデル化等がある。

③ ダンパーについては，具体的な設計方法の記述が少なく，それぞれの装置独自の方法で行われている。

④ 免震装置のモデル化は，共通した方針・方法でモデル化されることが望ましい。例えば

1）要素試験の履歴曲線を模擬するモデル化

2）詳細な動的応答解析を行うためのモデル化

3）応答値のレベルを見る簡易な応答計算を行うためのモデル化

等のように目的に応じた精度の異なるモデル化も考えられる。

⑤ 免震装置の動力学的モデルの精度が応答に与える影響を検討する必要がある。

⑥ 免震装置の作動原理の違いによる応答特性の差違を明らかにする。例えば，履歴型ダンパーによる高次振動数成分の励起等。

⑦ 地震波を2方向同時入力する場合，もしくは上部構造の捩れ振動を考慮する場合の免震装置のモデル化の方法を検討する必要がある。

⑧ 橋梁用免震装置としての選択，配置について基本的な考え方を構築する必要がある。

⑨ 免震装置の特性値設定のための簡易応答予測法を提案する必要がある。建築構造物と異なり，下部構造の剛性，上部構造の平面的な拡がりを考慮する必要があるかもしれない。

⑩ 免震装置の耐久性，経年変化の評価方法及び維持補修について検討を要する。

(2) 今後の研究方針

ⅰ）免震装置の構造設計の検討

① 橋梁用支承として設計上考慮すべき点を検討し，橋梁用免震装置の設計法を体系づける。従来の支承の設計法を参考に，上・下部構造の条件からくる設計荷重，設計移動量等を満たす設計法をまとめる。

② 免震支承の設計例を作成する。現時点の設計例にこだわらず，新たに開発される装置に対しても汎用性のあるように工夫する。また，免震装置としての選択，配置について基本的な考え方を検討する。

③ 温度変化・乾燥収縮等による初期・残留変形がある場合の免震装置の特性について検討する。

ⅱ）免震装置のモデル化の検討

① 免震装置の履歴特性のモデル手法の検討を行う。既往・新規免震装置の要素試験結果を模擬しうる力学モデルを作成する。種々の非線形モデルからの選択，もしくは新たな提案も検討する。

② 2方向同時入力する場合のモデル化手法の検討を行う。

③ 免震装置のモデル化の精度が応答に与える影響を検討する。非線形モデルの等価線形化手法の検討を行い，両モデルを使った地震応答解析を実施し，等価線形化手法の妥当性・適用範囲を明らかにする。

④ 作動原理の違いによる応答特性の差異を検討する。例えば弾塑性型ダンパー，摩擦型ダンパー，粘性型ダンパーを使った場合の応答特性の違いに着目する。

ⅲ）免震装置の特性値の設定方法の検討

① 免震装置の特性値設定のための簡易応答予測法を検討する。応答予測法は，免震装置設計に限定したものであり，容易に繰り返し計算ができ，装置部設計に必要最小限の上・下部構造の条件が反映され，設計地震入力波の特性，大きさが異なっても対応できるものとする。

② 特性値設定の標準例を作成する。2・3の橋梁を対象に免震装置の特性値の設定を行う。パラメータは，上部構造，下部構造，ダンパーの種類，位置，設計地震入力波等が考えられ，大まかな免震装置選定の目安を得る。

以上の概略工程は，表－3.3.6の通りである。

表－3.3.6　概　略　工　程

研究項目 ＼ 期間	平成2年度	平成3年度
(1) 免震装置の構造設計の検討	既往装置	開発装置
装置の設計方法の考察	←	→
試設計・設計方法のまとめ	←	→
(2) 免震装置のモデル化の検討	既往装置	開発装置
モデル化の方法の検討	←	→
モデル化の精度の検討	←	→
(3) 特性値の設定法の検討		
特性値の設定法の検討	←	
試設計・設定法のまとめ	←	→

＜参考文献＞

1）日本建築学会：免震構造設計指針，1989年9月．

2）建築センター：免震構造安全評価指針，1989年．

3）日本ゴム協会免震構造用積層ゴム特別委員会：免震構造用積層ゴムの寿命と信頼性，1988年8月．

4）Str. Eng. Assoc. of North. Calif.：Tentative Seismic Isolation Design Requirements, Sep., 1986.

5）R. L. Mayes, L. R. Jones, *et al.*：Base Isolation－an Innovative Rehabilitation Technique for Earthquake, Internatinal Bridge Conf., Penn., June, 1985.

6）D. H. Turkigton, N. Cooke, P. J. Moss, A. J. Carr：Seismic Design of Bridges on Lead－Rubber Bearings, Reserch Report, Univ. of Cantebury, Feb., 1987.

7）R. L. Mayers, L. R. Jones, T. E. Kelly, M. R. Button：Design Guidelines for Base－Isolated Buildings with Energy Dissipators, Earthquake Spectra, Vol. 1, No. 1, Nov., 1984.

8）Ministry of Works and Development, NZ：Design of Lead－Rubber Bridge Bearings, 1983.

9）A. Stevenson, A. R. Price：A Case Study of Elastomeric Bridge Bearings After 20 Years Service, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP94, 1986.

10）I. G. Buckle, J. M. Kelly：Properties of Slender Elastomeric Isolation Bearings During Shake Table Studies of a Large－Scale Model Bridge Deck, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP 94, 1986.

11）Jupp Grote：Over 20 Years of Elastomeric Bearings Without Trouble：A Scheme for Safety and Reliability, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP 70, 1981.

12）T. Matsuda, T. Fujita：Test on Large－Scale Isolation Elements, Structural Mechanics in Reactor Technology, 1989.

13）各国の基準：道路橋示方書，AASHTO，BS 5400，DIN 4141 etc.

14）国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1989年3月．
15）川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料Vol. 30，1988年9月．
16）川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望，土木学会論文集No. 398，1988年10月．

＜民側担当会社＞ ㈱間組，西松建設㈱，㈱奥村組，大成建設㈱（＋東京ファブリック㈱，日本鋳造㈱），日本鋼管㈱（＋日本鋳造㈱），㈱日本製鋼所，オイレス工業㈱，横浜ゴム㈱，東洋ゴム工業㈱，㈱ブリヂストン，㈱ビー・ビー・エム，西武ポリマ化工㈱，昭和電線電纜㈱

3.4 簡易計算法の開発に関する研究

3.4.1 簡易計算法の現状調査

道路橋の免震設計における簡易計算法の基本方針策定の参考にするため，解析方法と設計方法に注目して現行の耐震規定および耐震設計関連文献の調査を実施した。

(1) 簡易計算法の位置づけ

ⅰ）現行耐震規定の解析法

現行の耐震設計基準・指針類に規定されている解析法と設計法を表－3.4.1，表－3.4.2に示す。解析法は静的解析法と動的解析法に分類され，調査を実施した13編のうち規定④を除く12編の規定において，免震構造物を対象としているか否かに関わらず静的解析法と動的解析法が併用されているが，これらのうち規定（①②⑤⑥⑨⑩および⑬の一部）では，一般的な形式の構造物に対しては静的解析法を適用することを原則としている。

静的解析法には震度法，修正震度法，応答変位法がある。規定⑧のSingle－mode Spectral Methodは1次モードのみを考慮した応答スペクトル法に基づく慣性力を等価な静的荷重として構造物に作用させる方法であり，修正震度法と同等とみなせることから，地上構造物に対する静的解析法としては修正震度法が主流であるといえよう。また，地下構造物に対する規定（⑩⑪および⑫の一部）では，従来からの震度法と地盤の動的変形を考慮した応答変位法が併用されており，静的解析においても構造物あるいは地盤の動的特性を反映して地震外力を設定しようとする傾向がみられる。

動的解析法には応答スペクトル法と時刻歴応答計算法があり，いずれの規定においても対象とする構造物形式に応じて設計者が解析法を選択しうるように規定されているが，規定（①②⑥⑦⑧）では，応答スペクトル法を基本的な動的解析法としている。

ⅱ）現行耐震規定の設計法

国内の耐震規定では規定⑤（ただし，現在は限界状態設計法への移行経過措置として許容応力度法も認められている。）を除き許容応力度法が採用されているが，規定（①③⑥⑨⑫⑬）では構造部材の塑性化を考慮して保有水平耐力の照査あるいは検討を行うこととしている。

今回調査したすべての国外規定では限界状態設計法が採用されており，材料特性や構造特性が明らかになるにつれて，国内規定にもしだいに限界状態設計法的な設計思想が多く取り入れられていくものと考えられる。

ⅲ）動的解析の適用

静的解析の適用が必ずしも適当ではなく，動的解析による設計もしくは動的解析での検証が必要な構造を具体的に規定しているものがあり，以下にこれらの規定に記されている動的解析が適用される条件を列挙する。

表－3.4.1　各種耐震規定における解析法と設計法(1)

		No.	耐震規定	適用範囲	解析法			設計法
					静的解析法	動的解析法	動的解析法の適用	
免震構造物関連規定	土木構造物	①	道路橋の免震設計ガイドライン(案)〔国土開発技術センター〕[1]	免震橋梁〔支間200m以下の道路橋〕	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・動的解析は静的解析の照査 ・動的解析の基本手法は応答スペクトル法 ・時刻歴は免震装置の詳細な地震時挙動解析が必要な場合に適用	・震度法に用いる地震動に対して許容応力度法で設計 ・保有水平耐力法に用いる地震動に対して保有水平耐力を照査
		②	・Highway Bridge Design Brief [2] ・Seismic Design of Bridge [3] 〔ニュージーランド〕	免震橋梁を含む道路橋	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・大規模橋梁，重要度の高い橋梁吊橋，斜張橋等に適用 ・じん性率の低い構造に応答スペクトル法を，高い構造に時刻歴応答計算法を推奨	・再現期間15年の地震動に対して限界状態設計法で設定
	建築構造物	③	免震構造安全評価指針(案)〔日本建築センター〕[4]	建築基準法施行令で規定される免震建築物	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・レベル2地震動に対し，原則として動的解析法を適用	・レベル1地震動に対して許容応力度法で設計 ・レベル2地震動に対して保有水平耐力を検討
		④	免震構造設計指針〔日本建築学会〕[5]	免震建築物		a) 等価線形化手法 b) エネルギーの釣合式に基づく方法 c) 時刻歴応答計算	・免震効果は原則として動的解析で検討 ・簡易設計にa)b)を適用 ・詳細検討にc)を適用	・上部構造は解析に基づくせん断力係数分布を用いて許容応力度法により設計
		⑤	Seismic Isolation Design Requirements〔SEAOC〕[6]	免震建築物	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・重要度の高い構造，不整形構造に適用	・限界状態設計法により設計 ・最低限の設計変位および設計せん断力を規定
非免震構造物	土木構造物	⑥	道路橋示方書同解説V.耐震設計編〔日本道路協会〕[7]	支間200m以下の道路橋	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・原則として静的解析を適用 ・動的解析の基本手法は応答スペクトル法 ・詳細に橋梁各部の挙動を把握する場合に適用	・震度法に用いる地震動に対して許容応力度法で設計 ・保有水平耐力法に用いる地震動に対して保有水平耐力を照査

表－3.4.2　各種耐震規定における解析法と設計法(2)

		No.	耐震規定	適用範囲	解析法			設計法
					静的解析法	動的解析法	動的解析法の適用	
非免震構造物関連規定	土木構造物	⑦	本州四国連絡橋耐震設計基準〔本州四国連絡橋公団〕 8)	支間200m以上の本州四国連絡橋	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・原則として動的解析で静的解析の検討 ・応答スペクトル法で応答最大値を計算し，時刻歴で検証	・許容応力度法で設計
		⑧	Guide Specification for Seismic Design of Highway Bridges〔AASHTO〕 9)	支間500ft（152m）以下の鈑桁橋，箱桁橋	Single-mode Spectral Method〔修正震度法〕	Multiple-mode Spectral Method〔応答スペクトル法〕	・重要度，建設地点の設計地震動に基づく4種の耐震要求性能と橋梁線形，質量・剛性変化等とから解析法を規定	・限界状態設計法で設定
		⑨	コンクリート標準示方書〔土木学会〕 10)	一般的なコンクリート構造物	修正震度法	特に指定なし	・大規模構造，特殊構造形式に適用	・終局限界状態で設計
		⑩	LNG地下式貯槽指針（土木設備）〔電気事業連合会〕 11)	LNG地下式貯槽	震度法 応答変位法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・基本的に静的解析で設計し，必要に応じ動的解析で補足 ・全体系の地震応答，隣接構造物の影響把握に適用	・許容応力度法で設計
		⑪	沈埋トンネル耐震設計指針(案)〔土木学会〕 12)	沈埋トンネル	震度法 応答変位法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・トンネル部，立坑・換気塔部の各部設計に対しては静的，動的解析を併用 ・全体系に対して動的解析を適用	・許容応力度法で設計
		⑫	新耐震設計法(案)〔建設省〕 13)	土木構造物 建築構造物	震度法 修正震度法 応答変位法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・構造物の用途，種別，規模，立地条件等により解析法を選択	・土木構造物，建築構造物1次設計に対して許容応力度法で設計 ・建築2次設計で保有耐力の検討
	建築構造物	⑬	原子力発電所耐震設計技術指針〔電気協会〕 14)	原子力発電所関連建物，構築物	修正震度法	応答スペクトル法 時刻歴応答計算法	・AS，Aクラスに対し静的結果が動的結果のいずれか厳しい方を採用 ・B,Cクラスに対し静的解析を適用	・S_1地震動に対して許容応力度法で設計，S_2地震動に対しては保有耐力の検討

注）⑥では，従来の震度法と修正震度法を統一して震度法と定義しているが，構造物を剛体と仮定した震度法と区別するため，表中では修正震度法とした。

a）構造体に大きな質量変化がある場合

- 橋脚の重量が当該橋脚の支持する上部構造の20%～25%以上ある場合〔規定②〕
- 隣接する階間で50%以上の質量変化がある場合〔規定⑤〕

b）構造体に大きな剛性変化がある場合

- 隣接する下部構造間の剛性に25%以上の相違がある場合〔規定②⑧〕
- 当該階の剛性が直下階の50%以下の場合〔規定⑤〕

c）構造体に大きな耐力変化がある場合

- 当該階の水平耐力が直下階の80%以下の場合〔規定⑤〕

d）構造体に大きな形状変化がある場合

- 上部構造の線形に 90° 以上の曲線部がある場合〔規定⑧〕

e）そ の 他

- 隣接する上部構造間で比較的大きな桁間変位を許容する場合〔規定②〕
- 固有周期の長い橋（ 1.5 秒程度以上 ）で高さ方向に地震力の増幅が著しい，もしくは変位が極めて大きいと予想される橋〔規定⑥〕
- 新しい構造形式を採用する場合〔規定②⑥⑧⑨⑫〕
- 大規模で重要度が高い場合〔規定②⑤⑧⑨⑫〕

一方，設計者がどのような場合に動的解析による検討が必要であると考えているかを，動的解析を実施した橋梁の設計報告（全12編）より調査した。調査結果を表－3.4.3 に示す。

表－3.4.3　動的解析を実施した理由（複数の理由がある。）

動的解析を実施した理由	件　数
固定，半固定橋脚が多く慣性力の分担が複雑である。	7　件
比較的新しい形式の構造である。	4　件
重要度が高い。代替経路が無い。	4　件
曲線桁である。	2　件
橋脚の高さが異なる。	2　件
その他（支間長が長い，相互作用が無視できない等）	4　件

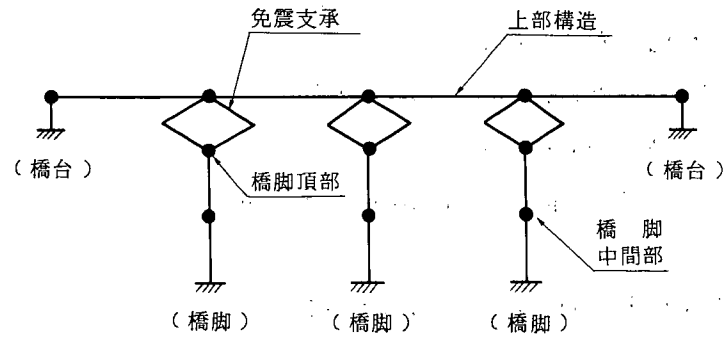
iv）簡易計算法の位置づけ

規定④では簡易計算法を1自由度系に置換した解析モデルによる地震応答予測法と定義し，2つの手法を示しているが，多くの規定では耐震解析法は静的解析か動的解析かで分類されており，精算解析である動的解析と対比して，簡易計算法は静的解析の範疇で考えられる場合が多い。しかし，免震橋梁の国内での実績がないこと，および免震橋梁の適用範囲を広げることを考慮すれば，免震橋梁の設計にあたっては，当面，静的解析のみならず動的解析を併用していくことが望ましいと考えられるため，本研究においては簡易計算法を静的解析の範疇のみで取り扱うのではなく，応答スペクトル法を含めて解析モデルあるいは解析手法の簡素化という面から捕えることとする。

(2) 計算手法に関する調査

ⅰ) 設計手順

免震橋梁の設計手順は規定①にも示されているが，ここではニュージーランドにおける鉛入り積層ゴムを用いた免震橋梁に対する設計手順を図－3.4.2に示す[15]。この設計法では，支承の履歴特性をバイリニア型にモデル化し，図－3.4.1に示すような橋梁モデルを想定している。



図－3.4.1　免震橋梁の解析モデル

ⅱ) 解析モデル

構造物をモデル化するには，連続体としてモデル化する方法と離散系としてモデル化する方法があるが，橋梁の構造解析には離散系モデルが用いられることが多い。橋梁を離散系にモデル化する場合，橋梁各部は表－3.4.4に示すようなモデル化が考えられている。設計者が注目したい点（基礎－地盤の相互作用，橋脚の応力分布等）を考慮してこれらの各部モデルを適宜組み合わせて解析モデルが作成される。

表－3.4.4　橋梁各部のモデル化

部　位	解　析　モ　デ　ル				
上部構造	1　質　点		多質点－梁－バネ		
支　承	剛　結　合	ピン結合	バ　　ネ		
橋　脚	1質点－バネ	1質点－梁	多質点－バネ	多質点－梁	FEM
基　礎	剛体	多質点－バネ（浅い基礎）	多質点－梁（深い基礎）		FEM
地　盤	バ　ネ		FEM		BEM

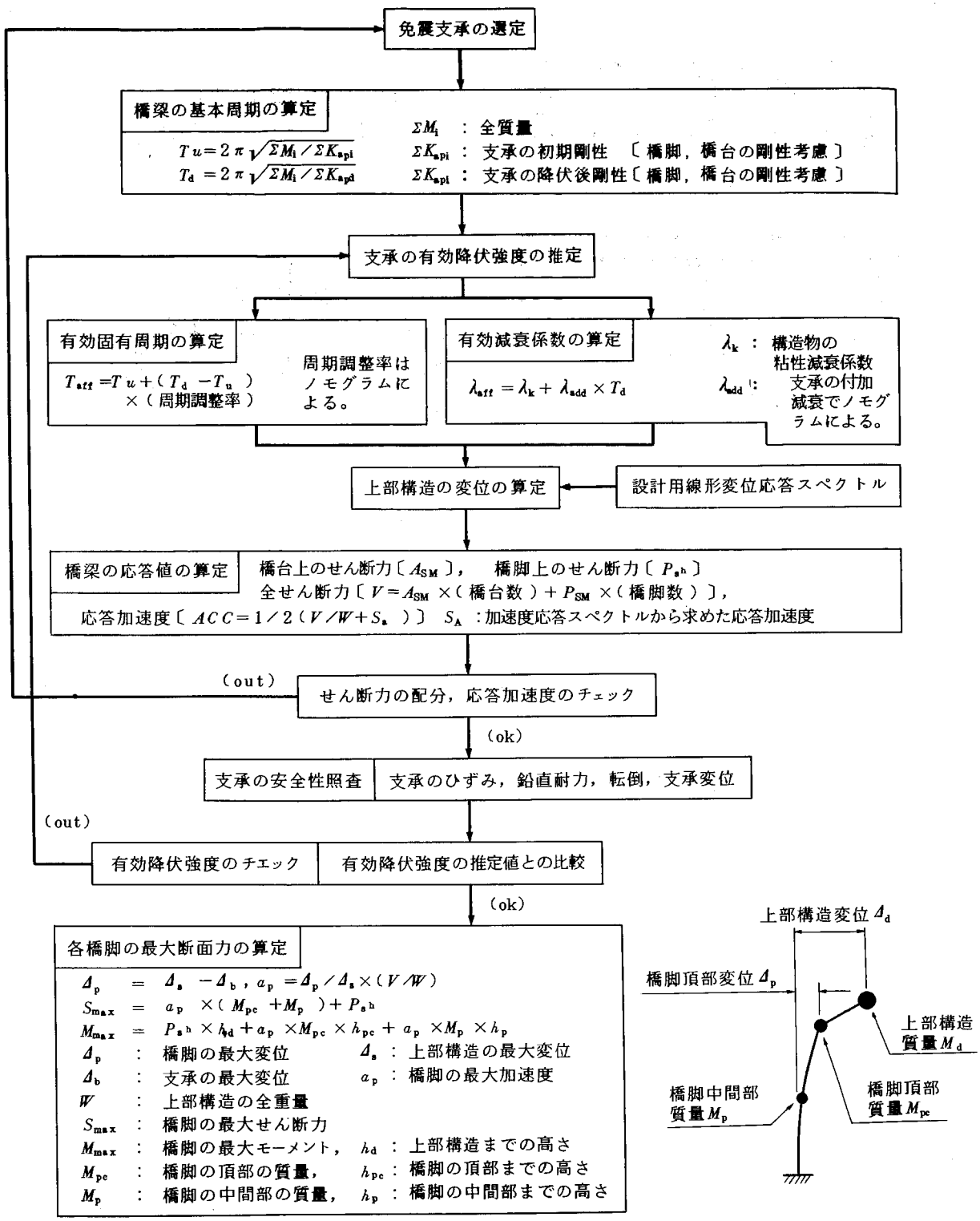
離散系モデルでは各部の分布質量が質点に配分されるが，配分方法には2つの方法がある。

① 集中質量法：質点間に分布する質量を質点に等分に配分する方法。

② 整合質量法：質点間に分布する質量を質点間の変位関数に応じて配分する方法。

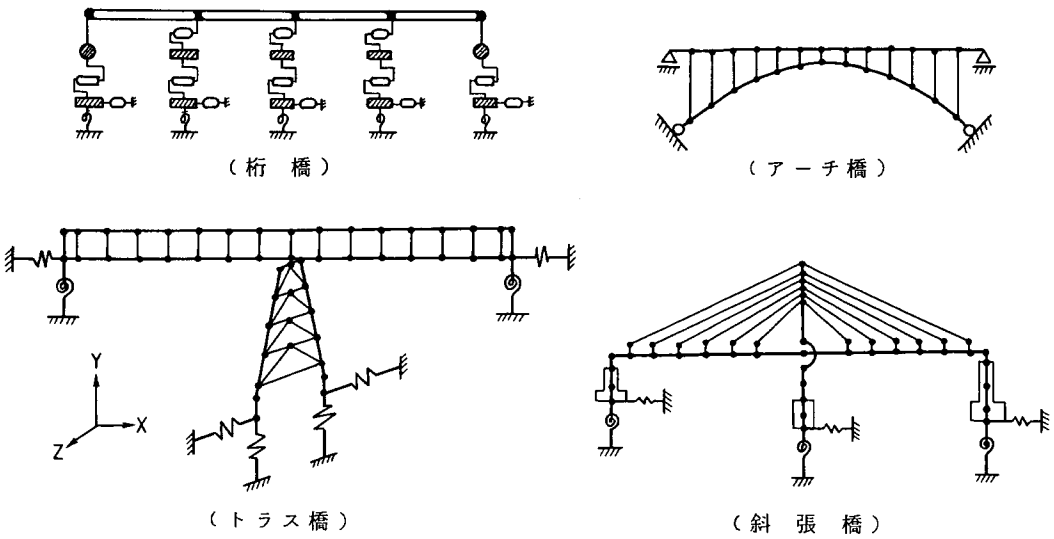
一般に，集中質量法を用いた場合には整合質量法に比較して構造物の固有周期が長くなり，高次振動において誤差が生じ易くなる。

橋梁全体系のモデルとしては多質点－梁系の骨組構造モデルが多く用いられる。上部構造には多種多様な形式があり，複雑な形状を有するものもあるが，一般に上部構造が地震力で設計されることは少ないため，耐震解析では比較的簡易にモデル化される。設計に用いられている橋梁全体系モデルの概念を図－3.



図－3.4.2　免震橋梁の設計手順

4.3 に示す。



図－ 3.4.3　橋梁全体系の解析モデル概念図

ⅲ）固有値計算

修正震度法または応答スペクトル法を適用する際には，固有値計算を実施して構造物の固有周期あるいは固有モードを算定する必要がある。マトリクス演算により数学的に固有値計算を行う方法としては，ハウスホルダー法，ギブンス法，ヤコビ法，サブスペース法，フレーム法等がある。

一方，最大ポテンシャルエネルギーと最大運動エネルギーとを等しく置くという物理的アプローチから式（ 3.4.1 ）に示すように 1 次固有周期の近似解が得られる。この方法はレイリー法と呼ばれ規定①⑥にも採用されている。

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{\Sigma m_j \, v_{dj}^2 \, dx}{g \, \Sigma m_j \cdot v_{dj} \, dx}} \qquad (3.4.1)$$

ここで，T：固有周期，m_j：質量，v_{dj}：慣性荷重〔$m_j \; g$〕を作用させた時の静的変位

レイリー法で求められる固有周期は，真の固有周期より常に小さい値を示す[16]。

ⅳ）減衰定数の算定法

免震装置を等価線形化して解析する場合，免震装置の減衰は橋梁構造体に比較してかなり大きくなり，一般的によく用いられている Caughey 仮定に基づく剛性比例減衰〔$C = \beta K$〕およびレイリー減衰〔$C = \alpha M + \beta K$〕等の一様減衰では免震橋梁の減衰特性を評価しがたい。各部減衰を評価する方法としては，各要素に剛性比例減衰を仮定して全要素について合成する内部減衰系の方法[17]や，各要素を複素バネで表現して全要素について合成する履歴減衰系の方法等がある。これらの方法で作成された減衰行列からモード減衰定数を算定するためには，基本的に複素固有値解析が必要になる。

一方，ひずみエネルギーとエネルギー損失からモード減衰定数を式（ 3.4.2 ）に示すように算定する方法がある[18]。この方法は実固有モードを使用しており，各部減衰仮定によって生じる位相差を無視しているため近似解であり，低次においてやや大きめの減衰を与える傾向にあるが原子力発電所等の耐震解析に

おける実績は多く，規定①⑥においても採用されている。

$$h_i = \frac{\Sigma h_{ij} \cdot \phi_{ij}^T \cdot K_j \cdot \phi_{ij}}{\Sigma \phi_{ij}^T \cdot K_j \cdot \phi_{ij}} \qquad (3.4.2)$$

ここで，h_i：i次モード減衰定数，h_{ij}：j要素のi次減衰定数，ϕ_{ij}：i次モード

K_j：j要素の剛性マトリクス

V）応答スペクトル法による最大応答値の推定法

応答スペクトル法により各次モード毎の最大応答値から最大応答値を推定する方法として以下に示す方法が多く用いられている。

① 絶対値和法〔ABS法〕

$$y_{max} \leqq \sum_i | \beta_i \cdot u_i \cdot S_D(T_i) | \qquad (3.4.3)$$

ここで，y_{max}：最大応答値，u_i：i次モードの最大値，β_i：i次の刺激係数

$S_D(T_i)$：i次の固有周期〔T_i〕に対する応答スペクトル値

この方法は，各モードの最大値が同時に生じると仮定するものであり，最大応答値の上限を示す。

② 二乗和平方根法〔SRSS法〕

$$y_{max} \fallingdotseq \sqrt{\sum_i | \beta_i \cdot u_i \cdot S_D(T_i) |^2} \qquad (3.4.4)$$

この方法は，規定①②⑥⑦⑧⑬で採用されており最も一般的な方法であるが，規定⑧においても指摘されているように，複数の固有周期が極めて接近している場合には誤差が大きくなるため注意する必要がある。一般的にABS法は応答を過大評価するのに対して，SRSS法は応答を過少評価されているといわれており，これらの方法で算定された応答値を平均する方法もある。

③ 完全二次形式結合法〔CQC法〕

$$y_{max}^2 \fallingdotseq \sum_i \sum_k \{\beta_i u_i S_D(T_i)\} \rho_{ik} \{\beta_k u_k S_D(T_k)\} \qquad (3.4.5)$$

ここで，$\rho_{ik} = \dfrac{8\sqrt{\xi_i \xi_k}(\xi_i + x\xi_k) x^{3/2}}{(1-x^2)^2 + 4\xi_i\xi_k x(1+x^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_k^2)x^2}$

$x = T_i / T_k$，ξ_i：i次モード減衰定数

この方法は複数の固有値が接近している場合に適しており，入力地震動の継続時間が各モードの固有周期に比較して十分長い場合に成立する。

以上の調査により，免震橋梁の応答解析を行う際には，モデル化や固有値計算等に対して基本的に既存の方法を用いることができると考えられる。ただし，免震橋梁では免震装置の等価剛性および減衰特性は既存の支承とはかなり異なるため，これらの手法の適用性を確認しておく必要があろう。

3.4.2 簡易計算法の基本方針

(1) 簡易計算法に対する要件

免震橋梁の設計に用いる簡易計算法が具備すべきと考えられる項目を以下に示す。

① 免震装置の動特性を十分評価しうること。

免震橋梁は免震装置の塑性化に伴う固有周期の長周期化と減衰の増大により橋梁に作用する地震力の低減を図る構造物である。したがって，入力地震動レベルに相当する免震装置の動特性を十分評価して橋梁全体の地震時挙動を把握できることが最も重要な条件となる。各種の免震装置に対応するためには，基本的に装置の非線形性と減衰特性の両方を考慮した計算法であることが望ましい。

② 上部構造および下部構造の動特性を評価しうること。

建築物の免震構法においては免震装置が上部構造と基礎の間に組み込まれることと，上部構造が免震装置に比べて剛性の高い独立した構造であるため，簡易計算では上部構造および基礎を剛体と仮定したモデルを用いて免震効果を検討する場合が多い。一方，橋梁は線的な広がりを有する構造物であるとともに，免震装置は上部構造とそれぞれに異なる剛性を有する橋脚または橋台の天端との間に設置されることから，一般的に各下部構造に作用する上部構造の慣性力の分担率が異なる。また，橋脚は比較的柔でありその地震時変位を無視しえない場合も多い。したがって，慣性力の分散性や免震装置に生じる相対変位を含む橋梁全体の挙動を把握するためには，上部構造と下物構造の動特性および免震装置との連成作用を考慮する必要がある。

さらに，想定する地震動の規模によっては橋脚の損傷をある程度許容する場合が考えられるため，下部構造の塑性化を評価しうることが要求される。

③ 3次元構造に対する対応が可能であること。

都市部の高架橋や多径間連続橋の免震化を図る際，橋梁線形は曲線である場合が多いことが予想される。また，直線桁であっても2方向免震化等により免震構法の適用範囲を拡大していくためには，橋梁の3次元的な挙動を考慮して耐震性を評価しうることが必要である。

④ 可能な限り簡易であること。

免震橋梁の設計において免震装置の非線形性を等価線形的な手法で検討するには反復計算が不可欠である。また，適切な特性を有する免震装置を選定し，下部構造を設計しようとする場合，既往の非免震橋梁の場合に比較して設計変位および設計断面力の予測が困難であるため検討回数が増えることが想定される。したがって，計算法は可能な限り簡易であることが望ましい。

このことは，①～③の項目とは相反する要件であるが，設計者が橋梁の構造形式に基づいて適切な計算方法を選択できるように計算法の適用範囲を明確にすることで解決しうると考えられる。

(2) 簡易計算法の基本方針

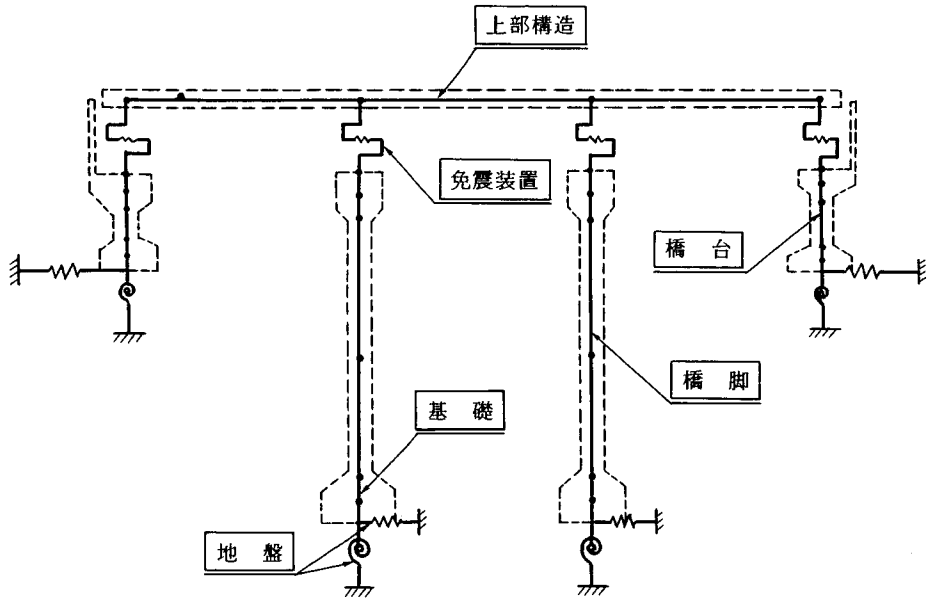
3.1で示された免震設計の基本方針，3.4.1の調査結果および簡易設計法の要件に基づき，本研究において対象とする簡易計算法の基本方針を表－3.4.5に，基本解析モデルを図－3.4.4に示す。

j) 設計段階

レベル3の設計段階では，免震装置が終局限界変形を上回り，上部構造および下部構造がかなり塑性化する場合も想定されるため，等価線形化手法を基本とする簡易設計法によって橋梁の挙動を把握することは困難である。したがって，簡易計算法ではレベル1およびレベル2の設計段階を対象とする。

表－3.4.5　簡易計算法の基本方針

設計段階		レベル1設計段階	レベル2設計段階
対象地震動		耐用期間年に1～2回発生する中程度の地震動	耐用期間年に比べ，稀に発生する大規模な地震動
被害レベル		損傷は全く生じず，被災は生じない。	部分的被災は生じるが，人命に係わるような被害は生じない。
解析法		応答スペクトル法	
解析モデル		骨組構造モデル	
	免震装置	等価線形バネ	等価線形バネ
	上部構造	線形梁	線形梁
	橋脚	線形梁	等価線形梁
	基礎地盤	剛体＋線形バネ	剛体＋線形バネ
下部構造の設計法		許容応力度法	保有水平耐力法
基礎構造の設計法		許容応力度法	許容応力度法



図－3.4.4　基本解析モデル概念図

ii）解析法

精算解析である動的解析と対比して，簡易計算法を静的解析の範疇で考える場合が多い。しかし，免震橋梁は免震装置の動的特性に基づいて地震時慣性力の低減を図る構造物であること，「応答スペクトル法はすでにかなり多くの国の規定で採用されており，今では動的解析法というよりむしろ静的解析法の範疇にいれてもよいくらいである[19]。」との指摘もあることから，本研究では応答スペクトル法を簡易計算法の基本手法とする。

修正震度法は1次モードのみを考慮した応答スペクトル法であると考えられるため，応答スペクトル法の範疇に含めて考慮することとした。

iii）解析モデル

「道路橋示方書耐震設計編」を始めとして橋梁構造物の設計事例において最も一般的なモデルであること，下部構造および上部構造の動特性を評価しうること，および3次元構造への対応が比較的容易であることから，骨組構造モデルを基本解析モデルとする。

各部の剛性は設計段階レベルの想定限界状態に応じて評価することを原則とする。レベル1の設計段階では免震装置を除く橋梁各部は弾性範囲に留めるように設計するため，免震装置を等価線形バネで，上部構造および橋脚を全断面有効とした線形梁で，基礎構造はフーチングを剛体，杭または地盤は動的物性を考慮した線形バネでモデル化する。

レベル2の設計段階では免震装置を含めて橋梁各部が弾性～塑性状態に至ることを想定しているため，本来は橋梁各部において非線形性を考慮すべきである。しかし，下部構造の塑性化に比較して上部構造が塑性化することによる橋梁全体の変形性状に与える影響は少ないこと，免震橋梁は比較的堅固な地盤に建設されること等を勘案して，基本的には免震装置と下部構造を等価線形体とし，上部構造および基礎構造，地盤は線形体としてモデル化する。

ⅳ）下部構造，基礎構造の設計法

下部構造および基礎構造の設計は「道路橋示方書耐震設計編」に準ずるものとし，下部構造についてはレベル1の設計段階では許容応力度法により，レベル2の設計段階では保有水平耐力法により検討し，基礎構造についてはレベル1，レベル2とも許容応力度法で検討することとした。

(3) 簡易計算手法による設計手順

簡易計算手法による設計手順の試案を図－3.4.5に示す。

(4) 簡易計算法を適用する際に予想される問題点

図－3.4.5の手順に従って，簡易計算法による耐震設計を実施する場合に予想される問題点あるいは留意すべき事項を以下に列挙する。

ⅰ）下部構造形状の決定および免震支承の選定

① 免震橋梁は新構造形式の橋梁であり，設計者が当初設計段階で下部構造の概略形状を決定し，免震支承を選定する際に参考とする設計例や設計資料は少なく，これらの資料を充実させる必要がある。

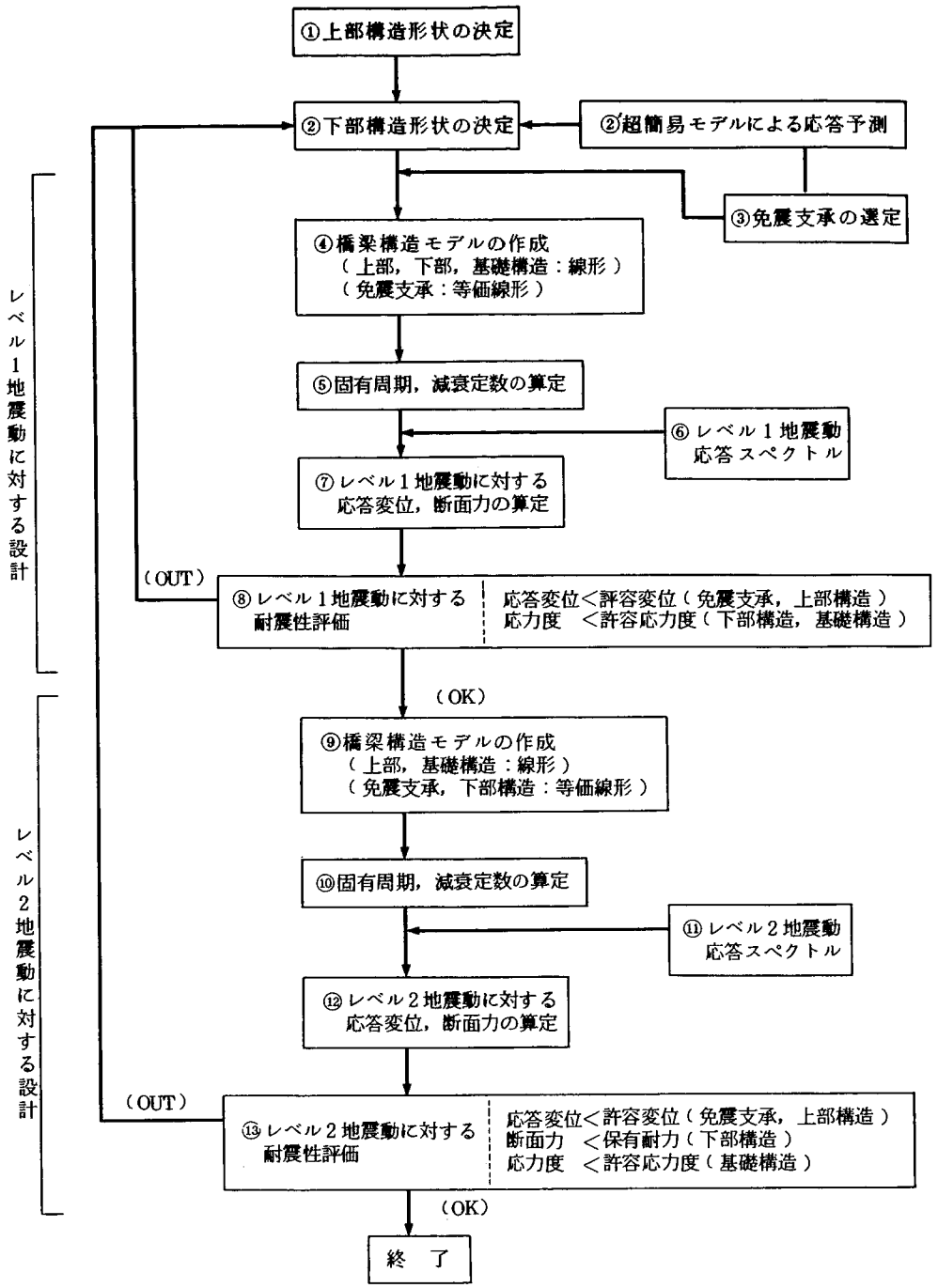
② 橋梁形式の比較設計段階では詳細な検討を必要としない場合もあり，適用範囲および結果の評価が明確なかなり簡易な計算方法が適用しうることが考えられる。

③ 下部構造のみならず免震支承の特性によって上部構造の地震時水平慣性力の分散性が変化する。適切な免震橋梁を設計するためには，既往の非免震形式の橋梁に比較して設計計算の反復回数が増加すると予想され，ある程度の設計段階まではかなり簡易な計算方法を用いて設計することが効率的な場合があると考えられる。

ⅱ）橋梁構造モデルの作成

a．免震装置

① 免震装置はアイソレーターとダンパーとから構成され，主としてダンパーの特性の相違により免震



図－3.4.5　簡易計算法による設計手順

装置の履歴曲線が異なる。現在，弾塑性型，摩擦型，粘性型等の履歴を示す多種多用なダンパーが考察されている。簡易計算法ではこれらの異なる履歴を有する免震装置を等価線形バネとして扱うため，実際の非線型挙動との比較により等価線形化手法の妥当性を検証しておかねばならない。

② 1つの橋脚あるいは橋台にいくつかの免震装置が設置されるため，支承の物性のバラツキによりねじれ振動を生じる可能性があるため，その影響の度合いを検討しておく必要があろう。

③ 曲線桁橋のように3次元的な線形を有する橋梁および2方向免震橋梁では，2方向入力下で免震装置の特性が変化することが考えられ，適切な免震装置のモデル化を検討する必要があろう。

b．上部構造

④ 上部構造は基本的に従来形式の橋梁と同様にモデル化することが可能であるが，橋軸直角方向の振動性状に与える上部構造のねじり振動の影響は大きいと考えられる。免震橋梁では免震装置に生じる相対変位が重要な設計項目となるため，特に曲線桁橋ならびに2方向免震橋における橋軸直角方向の挙動を検討する場合には，上部構造の剛性の評価に留意する必要があろう。

c．下部構造

⑤ 免震橋梁では地震時変位の把握が重要であり，橋脚，橋台の剛性評価に留意しなければならない。特に橋台については，曲げモデルとして扱えるか，背面土の影響等を考慮して適切にモデル化する必要がある。

⑥ レベル2の設計段階では，下部構造の塑性化を考慮して剛性評価する必要がある。

d．基礎構造および地盤

⑦ 上部構造，下部構造と同様に適切にモデル化する必要がある。比較的軟弱な地盤を対象とする場合のレベル2の設計段階では地盤の非線形性を考慮しておく必要があると考えられる。

iii）固有周期，減衰定数の算定

① 離散系構造モデルに対し1次モードのみを考慮すればよい場合には，レーリー法を用いて固有周期および固有モードの近似解を得ることができるが，大規模で複雑な場合には誤差が大きくなる場合があるため，その適用範囲に留意すべきであろう。

② 免震装置と上部構造，下部構造とは減衰特性がかなり異なるため，原則的に各部減衰を評価して減衰定数を設定しなければならない。

iv）入力地震動

① 免震橋梁は非免震橋梁に比較して長周期の構造物であり，地震動応答スペクトルの長周期成分の応答倍率が免震橋梁の応答を左右する。したがって，地震動応答スペクトルの作成にあたっては，長周期地震動に対して配慮することが重要である。

② 一般に水平2方向の入力地震動を独立に橋梁に作用させることが多いが，特性が入力方向で異なる免震装置を2方向免震橋に適用する場合には，2方向入力の地震動の大きさならびに位相を検討する必要がある。また，曲線桁橋に対しては最も危険側となる入力方向を想定する必要がある。

v）応答変位，断面力の算定

① 免震橋梁では支承部が塑性ヒンジ化するため，1次モードが卓越すると考えられるが，下部構造と有害な連成振動を生じないことを確認しておかねばならない。

② 上部構造と下部構造の結合が柔であるため，下部構造の変形が卓越するモードが全体系の高次モードに表れる可能性があり，1次モードのみを考慮する場合には適用性に留意しなければならない。特に，高橋脚や不等高橋脚を有する橋梁に対しては高次モードの影響を検討しておく必要があると考えられる。

③ 振動モードの重ね合わせ法として二乗和平方根法が広く用いられているが，固有振動数が接近しているモードを重ね合わせた場合，誤差が大きくなる可能性がある。

vi) 耐震性評価

① 一般橋梁と同様に水平２方向入力地震動に対する応答値の評価を検討しておくことが必要である。レベル２地震動のように規模が大きく継続時間の長い地震を対象とした場合，水平２方向でそれぞれ同時に最大値をとる可能性が高くなることが予測される[20]。特に，曲線桁橋や２方向免震橋の耐震性を評価する上には一層重要になると考えられる。また，２軸曲げ耐力の照査を必要とする場合もあろう。

② レベル２の設計段階において，下部構造，基礎構造および地盤が塑性化することにより地震エネルギーが吸収された場合，免震装置が期待どおりの性能を発揮しない可能性があると考えられる。したがって，比較的軟弱な地盤を対象とする場合や下部構造の剛性が小さい場合には，下部構造，基礎構造と免震装置のエネルギー吸収の分担割合に留意する必要があろう。

③ わが国における免震設計の歴史が浅いことから，当面，規定①に示されるように免震橋梁における応答低減効果の限度を規定することは，免震橋梁の耐震性を確保するためには現実的な方法と考えられるが，限度を設定する場合には想定される安全余裕度について検討しておくことが必要であろう。

3.4.3 今後の課題

(1) 今後の課題

本年度は，解析法，設計法に注目した現行の各種耐震規定の調査および解析モデル，解析手法に関する調査を行い，免震橋梁に対する簡易計算法を静的解析の範疇でのみ考えるよりは，応答スペクトル法をも含めた等価線形化法として定義することが望ましいとの結論を得た。また，免震橋梁の解析に対しては基本的に既存の解析手法が適用できると考えられる。

次に，簡易計算法の基本方針を定め，設計手順の試案を作成し，この手順に従って簡易計算法を適用する際に予想される問題点を抽出した。

前節に示したような問題点を解決するために検討すべきと考えられる課題は多々あるが，本研究では解析モデルの簡素化に関する検討および骨組構造モデルに関する検討を行い，簡易計算法の適用性を明らかにすること，ならびに簡易計算法による設計手順を検討することを主要課題とすることとした。

(2) 次年度以降における本研究の方針

i) 研究項目

① 解析モデルの簡素化に関する検討

〔研究目的〕

免震橋梁の設計では，免震装置の非線形特性を考慮した解析を行わねばならず，一般の橋梁よりも反復計算が不可欠であると考えられる。一方，免震装置を採用することで１次モードがかなり卓越すると想定されることから，一般的な橋梁に対しては解析モデルを簡素化することにより自由度を削減できる可能性がある。したがって，本研究項目ではいくつかの簡易モデルに対する動的特性の比較検討を行い，モデル

の適用性について考察する。

〔研究手順〕

表－3.4.6に示すように橋梁各部が各々異なる要素からなる2橋脚2橋台の3径間連続桁橋を対象として全体系モデルを作成し，免震装置と橋脚の剛性比，上部構造重量と免震装置の降伏強度比等をパラメーターとして各モデルの動的特性を比較する。まず，主として固有値解析レベルの検討により適切と考えられる簡易モデルを選定する。選定したモデルについて，時刻歴応答解析法との比較ならびに試設計等を実施し，モデルの適用性を詳細に検討するとともに免震装置に生じる相対変位および慣性力の分担特性について考察する。

表－3.4.6　検討モデル

検討モデル	上部構造	免震装置	橋脚	橋台	基礎，地盤	着目点
1	多質点	等価線形	多質点	多質点	線形バネ	橋台
2	多質点	等価線形	多質点	剛体	線形バネ	橋台
3	多質点	等価線形	1質点	剛体	線形バネ	基礎構造
4	多質点	等価線形	1質点	剛体	固定	上部構造
5	1質点	等価線形	1質点	剛体	固定	免震装置
6	1質点	非線形	1質点	剛体	固定	
7	1質点		1質点		固定	超簡易

② 骨組構造モデルに関する検討

〔研究目的〕

骨組構造モデルは，従来の橋梁の耐震解析によく用いられてきた構造モデルであるが，免震橋梁を対象とする場合，橋梁構造体に比較して免震装置の剛性が小さく減衰は大きい。このような免震装置の特性を考慮した場合にも，骨組構造モデルが従来と同様の適用性を有しているかどうかについて検討する。特に，高次振動の影響に注目して検討を行う。

〔研究手順〕

検討対象とする免震道路橋を数橋設定し，橋台，橋脚と免震支承の剛性比をパラメータとして応答スペクトル法を実施し，橋梁の応答に与える高次の振動モードの影響がどの程度現れるかについての評価を免震装置の相対変位，慣性力分担率および橋脚の断面力等を比較することにより行う。1.次モードに立脚した設計法の適用範囲について検討する。

さらに，レベル2の設計時における橋脚の塑性化による免震支承とのエネルギー分担についても考察する。

③ 試設計

〔研究目的〕

簡易計算法による設計手順の整備および課題の抽出を目的として直線橋，曲線橋，2方向免震橋に対する試設計を実施する。

〔研究手順〕

試設計の対象とする橋梁を選定するとともに，曲線橋および2方向免震橋のモデル化について検討する。簡易計算法の基本方針に基づいて試設計を行い，簡易計算法に基づく設計法の適用性について考察する。

ii）研究工程

表－3.4.7　研　究　工　程

研究項目 ＼ 年度	平成2年度	平成3年度
① 解析モデルの簡素化に関する検討	←	→
② 骨組構造モデルに関する検討	←	→
③ 試　設　計	←	→
④ まとめ（適用性の総合的検討）		← →

＜参考文献＞

1）道路橋の免震設計ガイドライン(案)，(財)国土開発技術センター，1989.3.

2）H.E.Chapman；The New Zealand Philosophy and Design Loading, Proc. of Japan－New Zealand Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, 1987.9.

3）Seismic Design of Bridges, National Roads Board, 1989.

4）免震構造による建築物の安全性評価指針(案)，日本建築センター，1989.

5）免震構造設計指針，日本建築学会，1989.9.

6）Tantative Seismic Isolation Design Requirements, Structural Engineers Association of Northern California, 1986.9.

7）道路橋示方書・同解説Ⅴ．耐震設計編，日本道路協会，平成2年2月.

8）耐震設計基準・同解説，本州四国連絡橋公団，昭和52年3月.

9）Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, America Association of State Highway and Transportion Officials, 1983.

10）コンクリート標準示方書，土木学会，昭和61年10月.

11）LNG地下式貯槽指針，電気事業連合会，1978.10.

12）沈埋トンネル耐震設計指針(案)，土木学会，昭和50年3月.

13）新耐震設計法(案)，建設省，1977.

14）原子力発電所耐震設計技術指針，日本電気協会，1987.

15）D.H.Turkigton；Seismic Design of Bridges on Lead－Rubber Bearings, Report of Master of Eng. at the University of Canterbury, 1987.2.

16）大崎順彦，渡部丹，片山恒訳；構造物の動的解析，科学技術出版社，昭和53年5月.

17）武藤清，内田和義；BWR型原子力発電所の耐震設計に関する研究，建築学会大会梗概集，昭和44年8月.

18）R.W.Whitman, J.M.Roesset, R.Dobry；Modal Analysis for Structure with Foundation Interaction, ASCE, ST3, 1973.

19）地震荷重－その現状と将来の展望，日本建築学会，昭和62年11月．
20）川島一彦；斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，VOL, 19, NO, 8, 1985. 8.

＜民側担当会社＞ 鹿島建設株式会社，清水建設株式会社，株式会社熊谷組，株式会社竹中土木，株式会社竹中工務店，五洋建設株式会社，株式会社奥村組

3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

3.5.1　落橋防止構造および伸縮装置の現状調査

落橋防止構造および伸縮装置の設計がどのようになされているかについて各種の示方書・基準・設計例から収集した。現状では免震設計に対応する資料はあまり多くないので調査対象は非免震のものが中心となった。

(1) 設計の基本方針

ⅰ）落橋防止構造の設計の基本方針

橋梁設計に関する各種示方書・基準において規定されているところをまとめて表－3.5.1に示す。これらの基準において落橋防止構造は耐震を目的として規定されている。その内容は「設計計算として定量的に応力や変形を計算する以外に，構造形態や機構上の配慮を行って不測の大変形に対処するもの」として位置づけられている。具体的な構造内容を大別すると次のようになる。

① 下部構造頂部縁端とけた端のかかり長さを十分にとる。

② 可動支承において上沓が下沓から逸脱しないように移動制限装置を設ける。

③ 上部構造と下部構造の相対変位を制限する。

④ 隣接する上部構造相互の相対変位を制限する。

上記の内で，①は移動可能量の確保を目的としたものであり，②～④は過大な相対変位の制限を目的としたものである。これらの各措置は適宜組み合わせて，多重安全の設計思想として用いられる。以上の点については本研究で取り上げる免震橋梁においても同様に配慮すべきものである。ただし，免震設計による橋梁においては上下部構造間を連結する部分を柔軟にすることによって上部構造の慣性力を低減しようとするものであるから過度に強固な移動制限装置を用いると衝撃的な力が発生し，その時点で慣性力低減の効果が損なわれる。衝撃的な力の発生を抑制するためには緩衝の考え方を導入することが必要と考えられる。

ⅱ）伸縮装置の設計の基本方針

伸縮装置は土木構造・建築構造・機械など多くの構造に用いられるが，一般的な伸縮装置が単純に防水や気密を目的とするのに比べると道路橋における伸縮装置は次に示すように要求項目が多い。

① 構造の延長が比較的長いのでけたの伸縮量が大きい。

② 伸縮装置に直接に活荷重および衝撃力が載荷される。

③ 伸縮装置表面が平滑であること。

④ 異物がはさまる機会が多いが，このことによって不具合が生じないこと。

⑤ 補修なしで長期間耐えること。

橋梁の設計に対する示方書・基準では伸縮装置の可動量を決定する際に考慮する項目を次のように規定

しており，原則として地震による変位を考慮しないものと規定している。

① 温度変化によるけたの伸縮量

② コンクリートの乾燥収縮，クリープ，プレストレスによる弾性変形量

③ 活荷重載荷時のけた端の回転による変形量

④ 計算精度の粗さや施工誤差をカバーするための余裕量

地震による変位を原則的に除外したのは次の事情によるものとされている。

① 地震による変位の推定に定説がないこと

② 伸縮装置等の付帯構造を地震時においても損傷しないものとして位置付けるべきか否かについての定説がないこと

例えば，「道路橋伸縮装置便覧（日本道路協会）」1.緒論では次のように説明されているが，ここでは地震による変位を考慮すべき特別の場合があることを示唆している。

> 現状の伸縮装置で，すべての場合を考慮して設計することはきわめて不経済ともなり，また，その仮定も複雑となるので，水平外力に伴う検討を無視することに踏み切ったのである。しかし，特に下部構造の変形，変位による影響を考慮しなければならない場合は，この便覧で示されている数値にその必要量を加算して求めなければならない。

本研究で取り上げる免震橋梁においては，ある程度の変位を許容することによって設計上の利点を追及するものであるから，伸縮装置の地震時挙動に対しても十分な可動量を持たせて上部構造の挙動を拘束することがないようにすることが望ましい。「伸縮装置の移動可能量をどのように決めるべきか」「伸縮装置で吸収しきれない大きさの変位が発生する場合には，どの部分にどのような破損を許すのか」という点に関して設計思想の合理的な整理が不可欠であると考えられる。

(2) 作動原理と計算方法

ⅰ）落橋防止構造の作動原理と計算方法

現状において多くの基準に規定されている落橋防止構造の作動原理は次に示す3通りに大別される。

移動可能量の確保（けた掛かり長）——① 上部構造が下部構造に支えられたままで移動できる幅を十分とる。

移動の制限 ——② 上部構造と下部構造の相対変位を制限する。

移動の制限 ——③ 隣接する上部構造相互の相対変位を制限する。

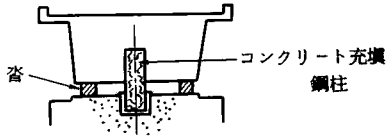
上記①②の項目を設定する際に想定している現象は，地震による上下部構造間の相対変位であり，③については隣接する上部構造相互の相対変位である。現象の大きさとしては構造計算の際に数量として取扱い得なかった次の2通りのものを配慮している。

(a) 地震時に生じる橋軸方向の地盤のひずみによって橋脚間に生じる相対変位

(b) 終局状態における下部構造の変形によって生じる頂部の変位

道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編では「①上部構造が下部構造に支えられたままで移動できる幅」（けた

表－3.5.1　示方書・規準に見られる落橋防止に関する規定

示方書および文献の種類	道路橋示方書第Ⅴ編耐震設計編 日本道路協会	日本道路公団設計要領第二集 日本道路公団	鉄道橋支承部設計施工の手引き 日本鉄道建設公団	GUIDE SPEC. FOR SEISMIC DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES　AASHTO
落橋防止の全体の構成(基本方針)	計算による以外に耐震上の配慮をするべき点を次のように指摘している。 ① 軟弱な地盤に設けられる下部構造 ② 下部構造の形式，地盤条件などが異る橋 ③ 上部構造と下部構造との接点 ④ 下部構造の躯体と基礎との接合点 上記4項目の内で，特に③については落橋防止構造として詳細に規定されており，その構成な次の通り a．けた掛り長の確保 b．可動支承部における移動制限装置 c．落橋防止装置	① 支承の移動制限装置 ② 支承の縁端距離の確保 ③ かけ違い部のけた間連結装置 ④ けたと下部工の連結装置 ⑤ 下部工の突起 ①，②は原則的にすべての橋に適用。 ③，④，⑤は「落橋の危険の大きいもの」および「重要度の極めて高いもの」に適用。	① 落橋防止と同時に橋軸直角方向の力を支持し，かつ移動の方向をガイドする水平シューの役割をもつ（鋼角ストッパー）。 ② 大容量粘性ダンパーとして，①の外に地震時水平力（橋軸方向）を分散する（ダンパー式ストッパー）。  	① 橋の崩壊・重大な損傷の低減。 ② 重要な橋について，地震後の緊急車輌の走行可能。 ③ 支承部のけたの逸脱による部分的または全体的崩壊の防止。 ④ 荷重支持部材の大幅な強度低下の防止。
変位に対する考え方(けた掛り長　等)	○可動支承部においてはけたの伸縮による移動量以上の変位を移動制限装置によって拘束する。 ○けた掛り長は下式による。 $l \leqq 100$の場合 SE＝70＋0.5l $l > 100$の場合 SE＝80＋0.4l ここに，SE：けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよび掛け違い部のけたの長さ(cm) l：支間長(m)	左記に準拠する。	① けたの伸縮量算定値に±30㎜の移動余裕をみる。 ② 震度法レベル以上の地震時変位は考慮していない。 ③ 橋軸直角方向変位は，鉄道橋の特性上許さない（脱線限界）。	○けた掛り長 $N \geqq 200 + 1.67L + 6.67H$ N：けた掛り長(㎜) L：支間長(m) H：橋脚高さ(m) ○弾塑性応答解析による。 ○地震時に想定される変位内ではFREE …（力を発生しない）
移動制限装置に働く水平力の考え方	可動支承部における移動制限装置は上部構造の慣性力を1.5倍したもの。 落橋防止装置は2.0倍したものを用いる。	2Rd×Kh×γ Rd：左右のけたの死荷重反力の大きい方 Kh：震度　γ＝1.5（割増係数）	震度法で求められる水平力に対し，橋軸方向1.0～1.2倍，直角方向1.3～1.4倍している。	○下部工設計終局耐力の1.25倍の耐力 ○弾性スペクトルから得られた力の1.25倍

掛かり長）として下部構造間の距離をもとに算出する簡便な式によって求める方法が示されている。可動支承部には移動制限装置を設け，過大な変位を制限していることと考え合わせると，けた掛かり長の規定は可動支承部の移動制限装置が損傷した場合の多重安全策として用意されたものであるといえる。

「②上部構造と下部構造の相対変位の制限」や「③隣接する上部構造相互の相対変位の制限」における制限の方法は次の２通りのものが示されている。

① 下部構造頂部に突起を設けてストッパーとする。

② PC鋼棒，PC鋼線，チェーン，タイバー，リンク，鋼板，ピンなどによる連結

これらの構造のうちの一部は完全な結合あるいは一定の遊間を置いて働く結合であり，一部は緩衝材を挟んだ構造となっている。

土木工学においては船舶の防舷や緩衝において，土木工学以外の分野では機械工学における列車連結装置や物品搬送経路上のストッパー，自動車のバンパー，砲の後座遊底に用いられる緩衝装置がこれに似た状況を扱っている。機械工学においては緩衝装置の作動原理を次の様に７通りに大別している。

① ばね緩衝装置

② 摩擦緩衝装置

③ 油圧緩衝装置

④ 空気緩衝装置

⑤ 塑性変形緩衝装置

⑥ 弾塑性変形緩衝装置

⑦ 重量移動型緩衝装置

上記のそれぞれに関する説明および得失について表－3.5.2にまとめた。実際の緩衝装置としては上記の型式を適宜組み合わせた形で設計されることが多く，それらの装置は衝撃を柔らげながら移動を制限する構造として落橋防止構造を考える上で参考にすべき点が多い。

ii）伸縮装置の作動原理と計算方法

伸縮装置に要求される機能は次に示す４通りに大別される。

① 防水，異物排除等の目的としての機能

② 活荷重の支持

③ 平 担 性

④ 移動可能量の確保

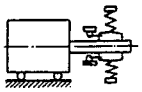
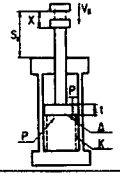
これらの内で①～③は従来の非免震の橋梁においても共通の要求機能である。④の移動可能量について従来の非免震の橋梁においては特に地震の影響を考慮されていなかったが，免震橋梁においては地震の影響を無視できないという点で注意を要する項目である。

免震橋梁の伸縮装置として利用可能と考えられるものを表－3.5.3に示す。中程度のスパンの橋梁に用いるとすれば次の２通りの伸縮装置が現実的と考えられる。

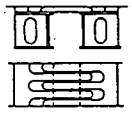
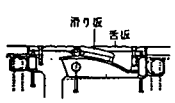
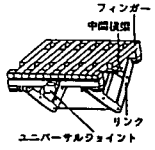
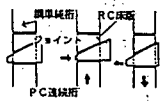
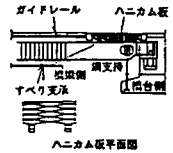
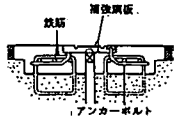
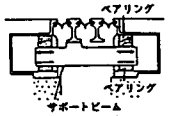
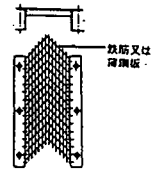
① 鋼フィンガージョイントに代表される鋼製の支持型ジョイント

② ゴム製ジョイントの内で移動可能量の多い支持型ジョイント

表－3.5.2　緩衝装置の作動原理比較（橋梁以外の分野を含む）

緩衝装置の種別		バネ緩衝装置		摩擦緩衝装置	油圧緩衝装置	空気緩衝装置	塑性変形緩衝装置	弾塑性変形緩衝装置	重量移動緩衝装置
		金属バネ	ゴムバネ						
原理および作動機構		・金属バネの弾性を利用。 ・非線形の反力特性をもたせることもある。	・ゴムの弾性を利用。 ・せん断型と圧縮型の2種類がある。 ・ゴム表面に凹凸を設けて，反力特性やたわみを調節する。 ・低荷重下でクッション効果が大きく，緩衝効果が小。高荷重下でクッション効果は小さく，緩衝効果が大。	・ブレーキと同じ作動機構。 ・バネとの併用により特性が調節可能。 	・衝突物体の運動方向と逆向きに抵抗力を作用させて，ピストンをストロークする。この時の抵抗力が行う仕事によってエネルギーを吸収。 	・空気をバネあるいは減衰機構として利用。	・塑性変形に伴うエネルギー吸収を利用。	・緩衝装置が弾塑性変形する時の吸収エネルギーを利用。 ・用いられる構造としてハニカム構造やスチールパイプを重ねたもの等がある。	・物体が緩衝装置に衝突する時に，緩衝装置の一部あるいは全部が移動することによる仕事でエネルギーを吸収。
特色	長所	・緩衝装置の大きいものが可能。 ・目的とする特性を得るのが容易。	・軽量・小型で安価。 ・構造が簡単で摩耗がない。 ・防音効果あり。	・緩衝効率が大。	・有害な摩耗がない。 ・ストローク全域にわたり一定の抵抗力を付加可能。	・軽量・小型。 ・減衰を付与可能。	・消散効率の高いものが作成可能。	・ストロークを大きくすることにより，吸収エネルギーを大きくできる。 ・製作・設置が低コスト。	・コストは安い。
	短所	・単一バネの場合に吸収エネルギーが小。	・長年月の使用によりへたりが生じる。 ・吸収エネルギーが小。	・緩衝条件の変化に応じて抵抗力が変化しない。 ・吸収エネルギーが小。 ・性能にバラツキあり。 ・原位置に復帰しない。	・複雑な構造となり高価。 ・原位置に復帰しない。 ・油漏れの対策が必要。	・高精度の加工が必要。	・稼動は1回限り。	・装置自体が大きくなる可能性がある。	・稼動後は補修あるいは回収の必要あり。
工業用途での適用例		・車両連結器および引張り装置の緩衝装置	・車両連結用緩衝装置 ・重要建物の水平変位制限装置	・列車誘導停止装置 ・免震建物のフェイルセイフ機構	・エレベーター用緩衝装置 ・鉄道車輌連結器 ・射出成形機の自動取出し装置 ・空気圧システムにするオートローダ	・飛行機の降着装置	・新幹線車輌排障器	・米国の高速道路のガードレール ・車輌用バンパー	・列車の進入止め
橋梁への適用性	事例		・ＰＣ鋼棒等による落橋防止装置に用いるゴムパッド。		・隣接けた遊間に設ける緩衝装置 New Dumbarton Bridle		・多室型緩衝装置（橋脚に対する船舶衝突に対処）		・橋梁のノック・オフ装置
	適否	適用の可能性があるが反発特性の制御に注意を要する。	・免震建物に用いられる水平変位制限装置は設置スペースの問題を解決する必要あり。	・適用の可能性あり。	・緩衝に関しての性能が優れている。 ・コスト面，維持補修面でやや問題あり。	・橋梁には不向きである。	・大地震の後の取替えを前提として適用の可能性あり。	・設置スペース上の問題あり。 ・重要構造物に対する充分なエネルギー吸収効果を確認する必要あり。	・適用の可能性あり。

表－3.5.3　伸縮装置各型式の比較

種別		鋼製					ゴム製		ノージョイント
							支持式		
		鋼フィンガージョイント	ローリングリーフジョイント	リンク式ジョイント	STジョイント	ドムケ式ジョイント	ゴムジョイント	モジュラージョイント	鋼製伸縮材を使用する型式
作動機構		○鋼製のくし歯を組合わせた構造。  (支持式)	○伸縮に伴い滑り板が舌板下面に潜り込む構造。 	○フィンガー，横梁，リンク，鉛直支承，ユニバーサルジョイントが相互に連動し円滑に動く構造。 	○特殊な床版ブロックを設置することにより橋軸方向の伸縮を橋軸直角方向に変換する構造。 	○ハニカム板を用いて伸縮を吸収する構造。 	○ゴム材と鋼材を組合せて輪荷重を床版遊間で支持する構造。 	○特殊な鋼材とシールゴムを組み合わせ，ミドルビームとサポートビームを交差して輪荷重を支持する構造。 	○鉛直荷重に対しては剛とし，橋軸方向には柔なものとして伸縮を吸収する構造。 
適用される橋梁の種類		○ほぼ全種類の桁橋 ○比較的短スパンの吊橋 ○斜張橋等の中程度スパンの橋梁	長大橋	長大橋	長大橋	長大橋	中・小橋梁	中・小橋梁から長大橋	単純桁橋
移動可能量(両振幅)	一般に用いられる範囲	60 ㎜～200 ㎜	300 ㎜～	300 ㎜～2000 ㎜	～180 ㎜		～320 ㎜	～800 ㎜	～60 ㎜
	既往事例の最大橋梁名	1623 ㎜ ゴールデンゲート橋 （アメリカ）	2900 ㎜ ハンバー橋 （イギリス）	2170 ㎜ 第2ボスポラス橋 （トルコ）	180 ㎜ 9径間連続PC橋（桁長408ｍ） 首都高AS21工区	1860 ㎜ （ヨーロッパ）	460 ㎜ 末広大橋（徳島県）	1200 ㎜ 第3ワシントン湖浮橋 （アメリカ）	
	改良による拡張の可能性	○くし歯部分を補強することによって移動可能量を大きくすることができる。	○スライドプレートを増す事により可能である。	○歯を長くする事により可能である。	○アーム等を長くする事により可能である。	○ハニカム板の数をふやし，サポートする事により可能である。	○ダンデム方式により可能である。	○ミドルビームの数を増やし，サポートビームを長くする事により可能である。	○基本はV字型であるがW型式にする事により可能である。
橋軸直角方向の相対変位吸収能力		場合によっては，ある程度可能である。	場合によっては，ある程度可能である。	場合によっては，ある程度可能である。	120㎜の移動量まで可能である。	場合によっては，ある程度可能である。	種類によっては，ある程度可能である。	種類によっては，ある程度可能である。	場合によっては，ある程度可能である。
特色	長所	○伸縮装置本体は耐久性があり，取り替えの必要がない。	○非常に大きい移動量も可能である。	○非常に大きい移動量も可能である。	○大きい移動量も可能である。	○非常に大きい移動量も可能である。	○フィンガージョイントに比べ，走行性がよく騒音が少ない。 ○止水性がよい。	○フィンガージョイントに比べ，走行性がよく騒音が少ない。 ○止水性がよい。	○走行性がよく，騒音防止になる。 ○円滑な伸縮ができる。 ○止水性がよい。
	問題点	○車輌通過時の騒音・振動が多い。 ○止水性を考慮する必要がある。	○製作，据付における精度の確保が非常に重要である。 ○止水性を考慮する必要がある。	○車輌通過時の騒音・振動が多い。 ○止水性を考慮する必要がある。	○構造規模が大，初期建設費が高い。 ○止水性を考慮する必要がある。	○止水性を考慮，薄板の強度を検討する必要がある。	○本体の剛性が小さい。	○構造が複雑である。	○耐久性が不明確である。
発生する損傷の形態と頻度		○本体が損傷することは稀であり，前後の舗装部分のわだち掘れに起因する損傷が主である。	○滑動部（ヒンジ部）の摩耗やダングプレート先端の変形が考えられる。	○滑動部（ブッシュ）の摩耗が考えられる。	○滑動部の摩耗が考えられる。	○すべり部分である薄板の変形と摩耗が考えられる。	○種類によっては，アンカーボルトの切断が考えられる。	○すべり部分の摩耗が考えられる。	○V字型鋼材の変形が考えられる。
保守工事の難易		○容易である。 ただし本体に及ぶ損傷がある場合には補修に時間を要する。	○分割されているので使用中の道路でも分解修理が可能である。	○分割されているので使用中の道路でも分解修理が可能である。	○構造が大掛かりなので補修は大変である。	○構造が大掛かりなので補修は大変である。	○種類によっては，容易である。	○ゴム部品等の交換が可能である。	○実験の段階であり，実施されていない。

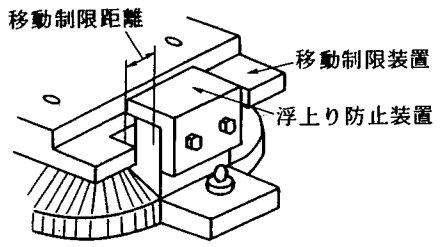
現状では多くの基準において，伸縮装置の移動可能量を地震以外の現象に対応して規定しているのみであり，免震橋梁の設計の参考とするには不十分である。免震橋梁の設計においては「従来の橋梁設計において無視されてきた地震による変形量をどのように求めるか」「従来の設計で考慮した変形量とどのように組み合わせるか」を検討することが要求される。

(3) 適 用 例

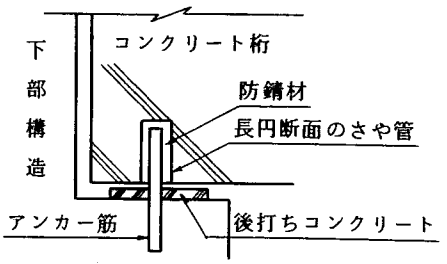
ｉ）落橋防止構造の適用例

一般的な非免震のけた橋において用いられる落橋防止構造のうち，隣接する構造部分の相対変位を拘束する移動制限装置の例を図－3.5.1に示す。a)はすべり支承の可動部に直接設けた例，b)はコンクリートけたのゴム支承と共に用いられる例であり，いずれも可動支承の相対変位を制限するものである。c)は鋼げたに用いられるけた間連結の例である。

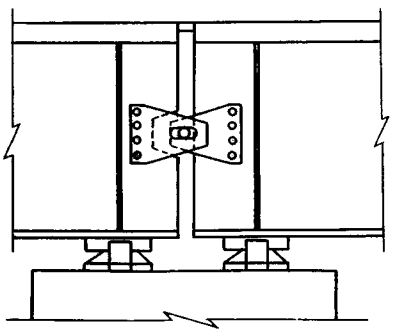
a)～c)はいずれも装置自体に緩衝の効果を持たない。d)はゴムパットによるバネの緩衝効果を利用するけた間連結の例である。e)は粘性を利用した緩衝装置をけた間に設けた例である。



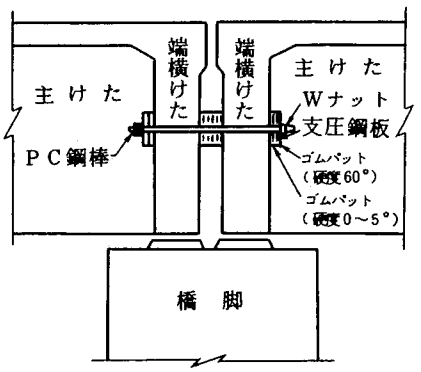
a）すべり支承に設けられる移動制限装置



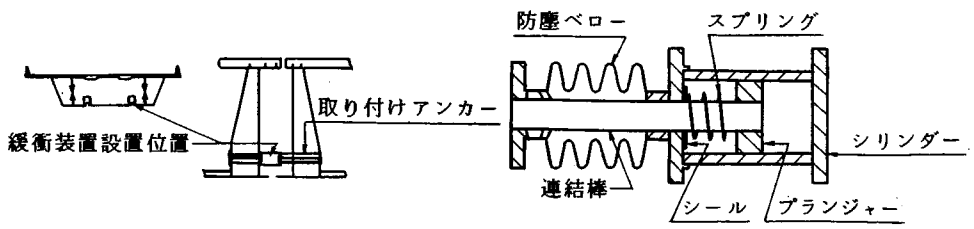
b）ゴム支承と共に用いられる移動制限装置



c）鋼けたに用いられるけた間連結



d）コンクリートけたに用いられるけた間連結



e）粘性を利用した緩衝装置をけた間に設けた例

図－3.5.1　落橋防止構造の各種適用例

ii）伸縮装置の適用例

一般的な傾向としては，伸縮装置に耐久性を要求する場合にはフィンガージョイント等の鋼製のものを用いることが多く，振動騒音の発生を防ぎたいと言う要求が強い場合にはゴム製のものを用いることが多い。伸縮装置にどの程度の耐久性を期待するかは道路運用の目的あるいは維持保守の方針によって異なるが，一般的には次の２通りの考え方があり，鋼製ジョイントの場合は①に，ゴム製ジョイントの場合は②に相当する。

① 上部構造の寿命と同等

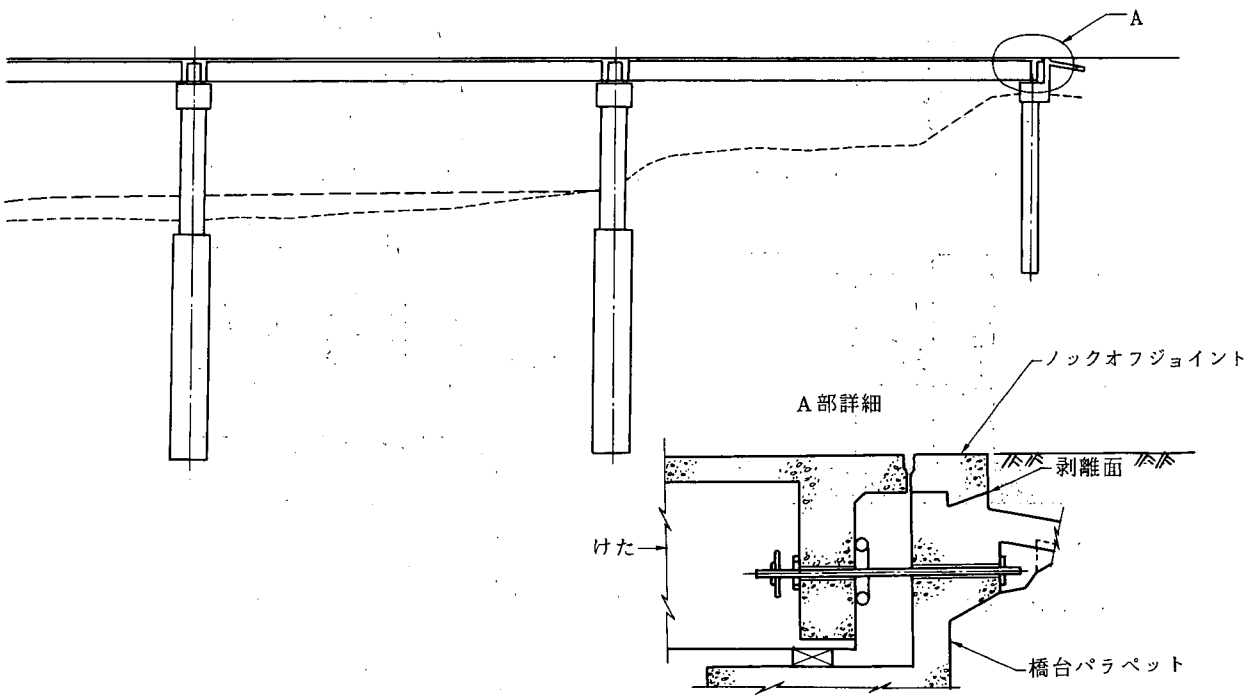
② 舗装維持作業のサイクルと同等

免震設計による橋梁の場合には上記の一般的要求事項のほかに次の２項目が加えられる。

① 伸縮装置の移動可能方向（橋軸方向および橋軸直角方向）

② 伸縮装置の移動可能量

ここで，「②伸縮装置の移動可能量」は地震動の大きさと関連して考察する必要があり，レベル２地震動のように大きな地震動による変位量に対応することは困難である。海外の事例では大地震時に伸縮装置の一部破損を認めるという考え方がある。一例としてニュージーランドのMOONSHINE BRIDGE に適用されたノックオフジョイントを図－3.5.2に示す。



図－3.5.2 大地震時に伸縮装置の一部破損を認める事例（MOONSHINE BRIDGE）

3.5.2　免震橋梁の落橋防止構造および伸縮装置設計の基本方針

(1) 地震動レベルと被災レベルの関係を考慮した構造設計の対応

ⅰ）地震動の大きさに関する分類

一般的な設計計算の際に考慮する設計地震動は地震発生に関する確率論的考察と構造の耐力，経済効果等を総合的に勘案して定められるべきものである。一方では，土木構造物は考えられる全ての地震動について対処することが期待されており，数値や量としての計算によっては対応できない程度の大きな地震動についても構造上の対応策を用意する必要がある。本章の命題である落橋防止はこの「数値や量の計算によっては対応できない程度の大きな地震動」の領域についての対応として位置付けられる。本章のもう一つの命題である伸縮装置について考えると，従来は地震動による構造変位に対応した設計がなされないのが通例であったが，免震設計による橋梁のように比較的大きな上下部構造間相対変位を生ずる場合がある事を考えると設計方法の方もそれに対応するものを用意することが要求される。そこでまず，地震動の大きさを分類し，設計の各段階におけるそれぞれの決定がどの地震動に対応したものであるかを判然とさせることが必要と考える。

設計に対応させるべき地震動の大きさの区切りとして次の３種類を提案する。

① レベル１地震動：　現在「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編」の震度法に規定されている領域に相当する地震動であり，下部構造を弾性範囲に保つべき設計地震動である。

② レベル２地震動：　現在「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編」の地震時保有水平耐力法に規定されている領域に相当する地震動であり，下部構造の一部が塑性に達する事はあっても，十分な靱性（ねばり強さ）を保有し，橋梁の機能を保持すべき設計地震動である。

③ レベル３地震動：　上記②を越える大きさの地震動であり，現在の「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編」では明文化されていないが，落橋防止等の構造細目に関する規定等において想定している領域の地震動である。

ⅱ）地震動分類に対応する設計上の考え方

現在のところ，橋梁の落橋防止構造として適用されている基本的な考え方は「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編」等に示されているものが代表的であり，外国の示方書においても類似の考え方が見られる。この事は過去の橋梁震害において次のような点が見られたことから落橋防止構造の必要性が着目されたためである。

① 橋梁においてはけたが落下するに至らなければ地震後の緊急用途に何らかの貢献をすることができる。

② けた落下を防ぐためには，けた掛り長を十分にとること，隣接するけた相互あるいはけたと橋台を連結することの２点が重要である。

わが国では1964年新潟地震，米国では1971年サンフェルナンド地震における橋梁震害が契機となったと言われている。

隣接するけた相互あるいはけたと橋台を連結する目的は次の２通りの局面に集約される。

① 地震時の不測の大変形によって上下部構造間相対変位がけた掛り長を越えることがあってもその連結条件を最終的に確保し，けたを落下させない。

② 地震時に一定値以上の上下部構造間相対変位を制限する。（ここで一定値としてはけた掛り長より少し小さい値を考える）

ここで，上記②の局面について着目すると一般的な機械工学における設計で「ストッパー」，あるいは「緩衝」[注)]の問題として扱われている問題と一致するところが多い。特に免震設計による橋梁では上下部構造間相対変位が大きいことから移動制限装置が稼働する程度の変位が発生する際にはある程度の相対速度が同時に発生しているはずであり，上部構造の動きを柔軟に受け止める必要がある。緩衝装置の設計においては行程（ストローク）と言う概念が用いられており，移動を制限し始めてから停止するまでの間に，一定の移動量を考えている。この移動の過程において衝撃力を最小にしながら消散効率（往復行程で吸収するエネルギーと往行程のエネルギーの比）を最大にすることが求められる。

橋梁においては，移動制限装置が稼働した際の衝撃力が大きいと下部構造に伝達される水平方向慣性力も大きくなり，場合によっては下部構造に重大な損傷が及ぶことも考えられる。これらのことを考え，「地震によって橋梁が変形した際に各部分にどの程度の大きさの遊間を設けるのか」と「遊間を越える相対変位が生じた場合にその変位をどのようにして制限するか」という点に関して次のように段階を考えた対応をすることを提案する。

① レベル１地震動に対して：　主要構造物間の遊間および伸縮装置の遊間を十分にとり，橋の全ての隣接構造部分に接触が起こらないようにする。

② レベル２地震動に対して：　隣接する主要構造物の間には遊間を十分にとり，接触や衝突が起こらないようにする。

伸縮装置については一部破壊を認めるが，上部構造の水平方向挙動にあまり大きな影響を与えないような構造とする。

③ レベル３地震動に対して：　レベル２地震動を越える地震動によって変位が構造計算による値を越えることがあってもけたの落下には至らないように十分なけた掛り長を設けて対応する。さらに，多重安全策として落橋防止構造としての移動制限装置を設ける。

一般的な橋梁において隣り合う部分の相対移動量が問題となる箇所とその大きさの順を示すと次の通りである。

床版端に設けられる伸縮装置の遊間　＜　けた端遊間　＜けた掛り長

免震橋梁において，設定した通りの免震効果を得るためには構造の各部分に不測の接触や衝突があってはならない。したがって床版端に設けられる伸縮装置の遊間についても十分な遊間を設けるのが理想であるが，レベル２地震動による変位は相当大きいので現実的でないと考えられる。レベル２地震動以上の地震に際しては，伸縮装置の一部破壊を認めるが，その場合には破壊の様相がはっきりと予測できる構造と

注）緩衝とは，ある変位から急に衝撃的な反力を生ずるのではなく，変位がある値を越えると徐々に効果をあらわし，しかも復行程での反発が少ない移動制限方式をさす。

することが求められる。

主要構造物間の遊間をレベル2地震動による変位量をもとに決めているのでレベル3地震動に際しては接触や衝突が起こることになる。衝突によって上部構造が異常な挙動をとり，下部構造やけたに重大な損壊がおよぶことを避けるために落橋防止構造としての移動制限装置は緩衝の効果を備えることを要求される。さらに，地震動がレベル2の上限に近くなった時点から徐々に反力を発生するような変位硬化型の移動制限装置を設けて免震装置の過大な変形を抑制することも有効である。

(2) 作動原理・形状の考察と分類

i) 落橋防止構造の原理・形状の考案と分類

a) 相対変位に対する対応パターン

免震橋梁においては上下部構造間相対変位をある程度許容することが前提であるからレベル1地震動に対しては免震装置のみによって上下部構造間が連結された状態を保ち，移動制限装置等による拘束を受けないようにする。レベル2地震動を越える地震動に対しては移動制限装置が働き，上下部構造間相対変位を調節する。移動制限装置の効き方は次の2種類とする。

① 設定した変位以上の動きを完全に阻止する。

② 設定した以上の変位が発生した時点から徐々に効きはじめ，緩衝の効果を発揮した後に，ある一定以上の変位を完全に阻止する。

地震動レベルと相対変位対応の現実的な組み合わせの例を表－3.5.4に示す。

表－3.5.4　相対変位に対する対応パターン

	パターンその1	パターンその2
レベル1地震動	免震装置のみが作動	免震装置のみが作動
レベル2地震動	免震装置のみが作動	移動制限装置の緩衝効果が作用し始める
レベル3地震動	移動制限装置が作動	移動制限装置によって変位を完全に阻止する

パターンその2ではレベル2地震動においても移動制限装置からの反力が働くので，これを含めた上で免震効果を検討する必要がある。

落橋防止構造は上記の移動制限装置の他に「けた掛り長の確保」を併用する。

b) 移動制限装置の型式

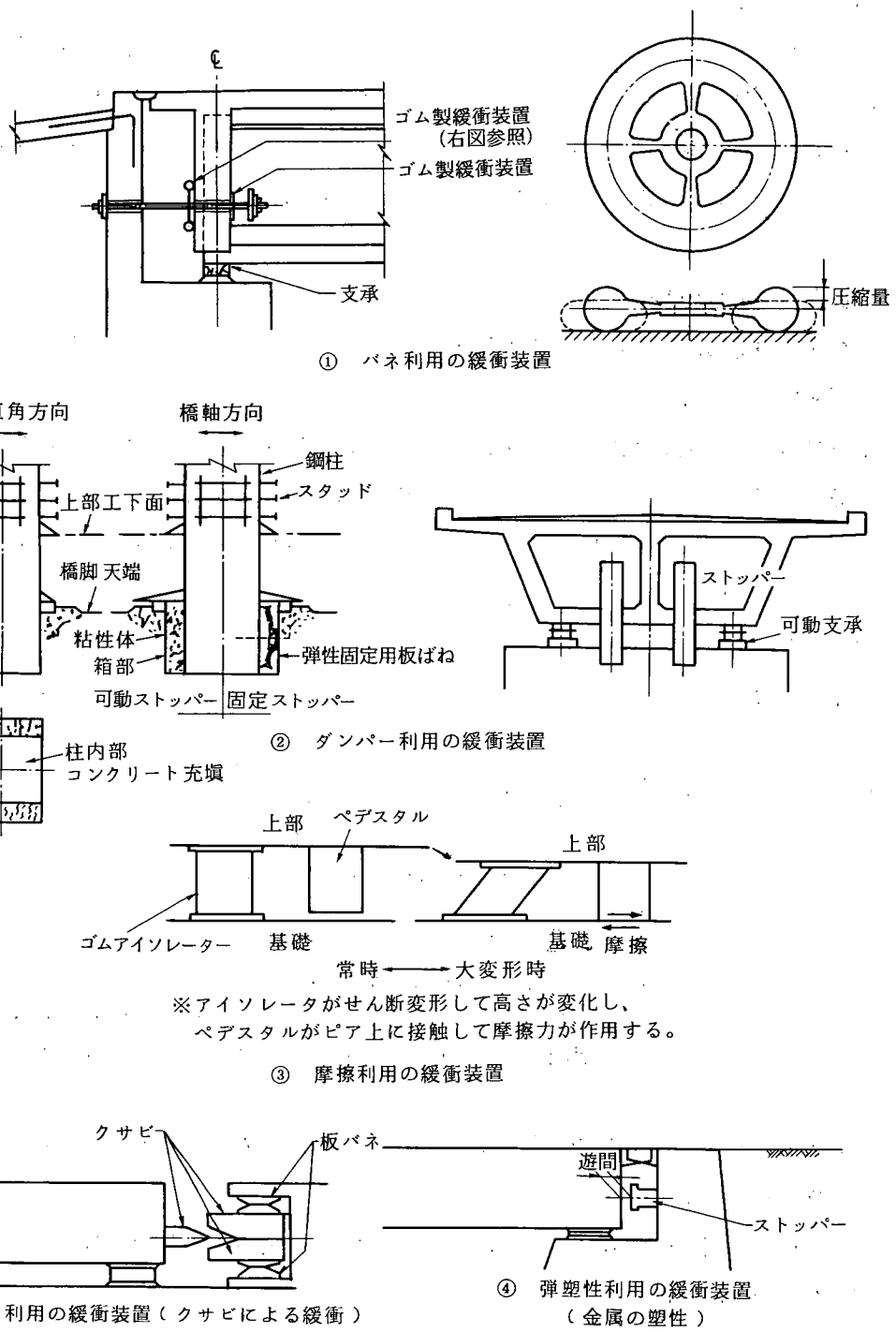
橋梁の上下部構造間相対変位を制限する装置は急激に反力を発生するのではなく，徐々に効果を発生する緩衝の効果を持つものが好ましく，このことは免震橋梁に限らず一般的な非免震の橋梁についてもあてはまることである。緩衝効果のある移動制限装置の作動原理型式として次のようなものが考えられる。それぞれの概念を表現する図を図－3.5.3に示す。

① バネ利用の緩衝装置（ゴム製，鋼製）

② ダンパー利用の緩衝装置（油等の内圧利用，粘性材の粘性利用）

③ 摩擦利用の緩衝装置

④ 弾塑性利用の緩衝装置



図－3.5.3　移動制限装置の作動原理分類

ii) 伸縮装置の原理・形状の考案と分類

a) 相対変位に対する対応パターン

伸縮装置部分において発生する相対変位は可能なかぎりその遊間で吸収するのが理想であるが，非常に大きな相対変位までを遊間で吸収しようとすると装置が大規模になったり複雑な機構を必要とすることが多い。そこで，地震動レベルや相対変位の方向によっては次に示すように異なる対応を用意し，表－3.5.

5～表－3.5.6に示す様に組み合わせるのが現実的と考える。

① 伸縮装置の遊間で吸収する。

② 伸縮装置の一部分が破損することによって相対変位を解放する。

③ 伸縮装置以外に設けた移動制限装置によってそれ以上の相対変位を完全に拘束する。

④ 伸縮装置以外に設けた緩衝装置によってそれ以上の相対変位を柔らかく拘束する。

表－3.5.5 〔橋軸方向：免震，橋軸直角方向：非免震とする場合〕

	橋軸方向	橋軸直角方向
レベル1地震動	①遊間で吸収	③移動制限装置によって完全に拘束
レベル2地震動	②一部破損によって解放	③移動制限装置によって完全に拘束
レベル3地震動	②一部破損によって解放	②一部破損によって解放

表－3.5.6 〔橋軸方向，橋軸直角方向：免震とする場合〕

	橋軸方向	橋軸直角方向
レベル1地震動	①遊間で吸収	①遊間で吸収
レベル2地震動	②一部破損によって解放	②一部破損によって解放
レベル3地震動	②一部破損によって解放	②一部破損によって解放

b）伸縮装置の型式

本研究の対象とするスパン200 m以下のけた橋において伸縮装置は一般にあまり大規模なものや複雑な機構を持つものは適切でないので現実的にはつぎのように選択されると考えられる。

橋軸方向のみ免震の場合：鋼フィンガージョイント，支持式ゴムジョイント

両方向免震の場合　　：支持式ゴムジョイント

例外として，非常に多径間にわたって連続の上部構造を用いる場合が考えられ，この場合には比較的大規模で複雑な特殊型式のジョイントを用いることも現実的となると考えられる。

(3) 設計計算法の検討

i）落橋防止構造の設計計算法の検討

落橋防止構造の設計において計算あるいは検討をすべきことは次の通りである。

① 上部構造の地震時変位量と主要構造物間の遊間との関係：

主要構造物間の遊間を検討する際に想定する地震動はレベル2地震動である。

けた端部と橋脚との相対変位を求め，それ以上の遊間をけた端部と橋脚パラペットとの間に設ける。

隣接するけた相互の相対変位を求め，原則としてそれ以上の遊間を隣接するけたの間に設ける。隣接するけたの間に相互の地震時挙動の差を制限する構造を設けた場合にはけた間の遊間を上記より少なくすることが可能である。主要構造物間に緩衝装置を設ける場合の主要構造物間の遊間S_Bは，原則として図－3.5.4 a)に示すように上記の構造計算による相対変位に緩衝装置の行程S_Sを加えた値とする。図－3.5.

4 b)に示すように構造計算による相対変位 S_D の途中から緩衝装置が働き始める構造とする場合には緩衝装置の反力を考慮した上での免震効果を検討し，過大な反力が下部構造に伝達されないことを確認する。

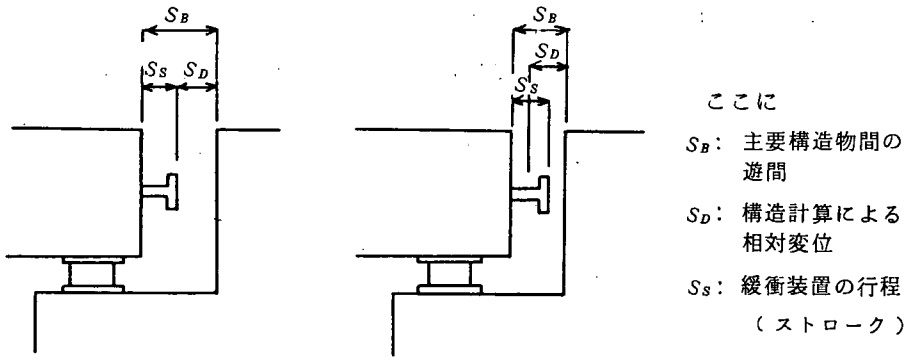
② 移動制限装置の緩衝特性および耐力：

移動制限装置に緩衝の効果を持たせる場合には次の各点について検討を行う。

＊移動制限装置の変位～反力履歴特性

＊移動制限装置の行程（ストローク）

＊移動制限装置の耐力



a）原則的な例　　b）途中から緩衝装置が働く場合

図－3.5.4　主要構造物間の遊間と緩衝装置の行程の関係

移動制限装置の変位～反力履歴特性は作動開始時に急激に反力が増加することは避けるべきであり，徐々に剛性が増加し，しかも一定量の変位で確実に停止するものが望ましい。さらに，反発を抑制するために載荷時と除荷時の剛性が異なる履歴特性を持つものが理想である。

移動制限装置の行程を求める計算の方法として，運動エネルギーに関する式（3.5.1）～（3.5.3）があるが，橋梁設計に対する適用の詳細については今後さらに検討を行う必要がある。

$$E_M = E_R \quad \cdots\cdots (3.5.1)$$

ここに，E_M：移動制限装置が作動を開始する時点で上部構造が有する運動エネルギー

E_R：上部構造が停止するまでに移動制限装置が吸収するエネルギー

$$E_M = \frac{1}{2} M \cdot V_0^2 \quad \cdots\cdots (3.5.2)$$

$$E_R = \int_{\delta_0}^{\delta} F(x)\, dx \quad \cdots\cdots (3.5.3)$$

ここに，M　：上部構造の質量

V_0　：移動制限装置が作動を開始する時点での上部構造の速度

x　：変　位

$F(x)$：変位量 x の時の移動制限装置と免震装置の反力の合計

δ_0　：移動制限装置が作動を開始する時点での変位

δ　：上部構造が停止する時の変位

緩衝の効果を持たせない場合の移動制限装置の耐力は「道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編 7.2.4 落橋防止装置」に規定された通りとする。緩衝の効果を持たせる場合についても引張り方向とせん断方向に対しては上記規定通りとするが，圧縮方向については橋の主要構造への影響がないかぎり移動制限装置それ自体が圧壊することは許す。

③　上部構造の地震時変位量とけた掛り長との関係：

全ての下部構造の支承を免震支承とする免震橋梁ではけたの左右両端部において上下部構造間相対変位が生じ，それぞれに十分なけた掛り長を確保することが必要である。 道路橋示方書Ⅴ　耐震設計編 に「けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さS_E」として規定されている長さと，レベル２地震動を想定した構造計算による上下部構造間相対変位をもとに式（ 3.5.4 ）によって割り増しした値の両者を比較し，大きい方の値を用いる。

$$U_E = U_B \times (1 + \alpha) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.5.4)$$

ここに，U_E ： けた掛り必要長

U_B ： レベル２地震動を想定した構造計算によって求めた上下部構造間相対変位

α ： 余裕を与えるための係数（ 0～1.0の範囲で決めるべきであるが，具体的な数値については今後の検討が必要 ）

ⅱ）伸縮装置の設計計算法の検討

伸縮装置の設計において計算あるいは検討をすべきことは次の通りである。

①　伸縮装置部分の相対変位と伸縮装置の可動量の関係：

伸縮装置部分に生ずる相対変位を，温度変化乾燥収縮など地震以外の原因によるものと地震によるものについて求める。地震による相対変位はレベル１地震動，レベル２地震動の各状態について求める。伸縮装置の可動量は地震による相対変位と地震以外の原因によるもののそれぞれの値以上を確保するか，②に示す様に一部分破損を認める構造とする。温度変化の影響と地震による影響のそれぞれの最大値が同時に起こる生起確率を考慮すると，両者をそのまま合計した値を満足する必要はない。合成する場合には相対変位をそれぞれ割引いても良いと考えられる。

②　設定した以上の大きさの地震によって破損すべき箇所の設定：

少なくともレベル１地震動による相対変位は伸縮装置の遊間によって吸収すべきであるが，それ以上の相対変位に対しては伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することによって対応するのが現実的である。この事は，「現状の非免震の橋梁においても伸縮装置は温度変化乾燥収縮など地震以外の原因による量以上の相対変位には対応するように設計されていないこと」「伸縮装置の多くはその寿命を舗装の寿命程度としていること」の２点を考えたことによる判断である。

伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することを認める場合には予定した応力によって予定した箇所が確かに破損あるいは離脱することを計算によって確認する必要がある。

③　活荷重による応力度安全性

温度変化乾燥収縮など地震以外の原因による量の相対変位によって伸縮装置が最も開いた状態において後輪荷重が載荷された場合の伸縮装置各部の応力度を計算し，安全性を確認する。

地震によって開いた状態についてはその経過時間が短いので活荷重載荷の検討の必要はない。

④　伸縮装置による反力が免震効果に与える影響：

ゴム製の伸縮装置等弾力を有する伸縮装置を用いる場合にはその反力が原因となって免震設計において設定した柔軟化の効果が損なわれる可能性があるので検討を要する。

⑤ 保守・補修のサイクルと補修方法：

先に②の検討において，設定した以上の相対変位に対しては伸縮装置の一部が破損あるいは離脱することによって対応するとした場合には破損あるいは離脱箇所を補修する方法をあらかじめ決めておく必要がある。

3.5.3 今後の課題

(1) 実証実験等によって確認すべき事項

この節では，「2章免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究（第2研究グループ）」において来年度以降に行う実験等の着目点を提案する。

ⅰ）落橋防止構造に関して実証実験等によって確認すべき事項

落橋防止構造として「けた掛り長の確保」と併用する落橋防止装置のうち，緩衝効果のあるもの，即ち「設定した以上の変位が発生した時点から徐々に効きはじめ，緩衝の効果を発揮した後にある一定以上の変位を阻止する」ものを対象として今後，実証・確認を要する事項を列挙する。

a）変位～反力特性に関して

① 変位依存性

② 速度依存性（衝突を含む）

③ 振動数依存性

④ 温度依存性

⑤ 作動の信頼性限界

b）耐 荷 力

① 強度部材の静的および動的極限耐荷力

② 装置の周辺を含めた破壊態様

c）耐 久 性

① 疲労特性

② 耐 候 性

③ 経年安定性

④ 劣化要因の把握

d）相 似 則

① 実験用縮小モデルと実大モデルの性能の対応

e）維持・管理

① 装置および補修工事等の作業性

ⅱ）伸縮装置に関して実証実験等によって確認すべき事項

a）可動量の拡張の可能性

従来の橋梁において実績のある移動可能量をさらに拡張しようとした場合にそれが可能なのか，もしそ

のまま拡張したのでは問題があるとすればそれはどの点に関するものであるかを整理する。

b）地震時挙動に対する追従能力

従来の伸縮装置設計では温度変化等常時の移動に対応することを目的としていたので地震時挙動の様に移動速度が早い場合にも適応するか否かを実験によって確認する。

c）補修工事の作業性

伸縮装置部分において想定した通りの破損が生ずるかどうかを実験によって確認する。破損した箇所に対して補修を施し，その作業性および仕上がり状態を確認する。伸縮装置の損傷事例を見ると床版への取り付け部分に破壊が生ずることが多いと報告されており，取り付け部分の破損が現実的な方法で修復可能な様相となるかどうかが特に着目されるべき点である。

ノックオフジョイント等破損箇所をあらかじめ設定するものについても実験によって計算と実態がどの程度一致するかを確認する必要がある。

d）剛性の確認

ゴムジョイントは弾性を有するので伸縮装置移動時に反力が生じ，免震効果に有害な影響が及ぶことも考えられる。この検討に際して必要な伸縮装置の剛性がどの程度となるかを実験によって測定する必要がある。

e）常時挙動の実態把握

一般的な非免震の橋梁において，走行車両等の繰り返し載荷および衝撃に対する耐久性，温度変化による伸縮追従性等の常時の問題がどの程度解決されているかについて把握する。

(2) 次年度以降における本研究の方針

i）落橋防止構造に関する研究の方針

a）研究項目

各研究項目別に次年度以降に予定している研究内容を述べる。

① 設計の基本方針検討： 既往の震害例から，特に大規模な地震の際の上部構造および下部構造の挙動を検討し，けた落下につながるような現象の機構的説明を試みる。この結果を踏まえた上で落橋防止構造の基本的な在り方をまとめる。

② 作動原理の考案 ： 移動制限装置を介して上部構造と下部構造の間で受け渡される力をパターン分けし，それぞれに対応する基本的な装置の構造形態を提案する。

③ 解析による検討 ： レベル2地震動およびレベル3地震動に相当する地震動を仮定し，移動制限装置が働いた後の橋梁の挙動を解析によって検討する。

④ 設計方法の考案 ： 上記③の検討結果を踏まえ，②で分類した型式ごとに設計の方法を考案し，検討する。

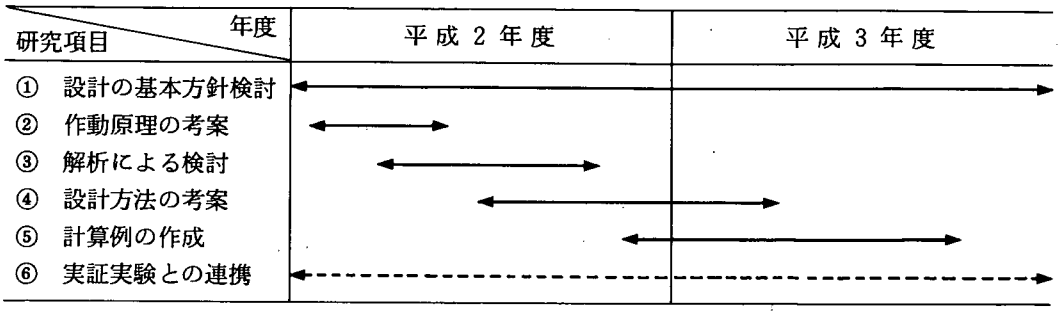
⑤ 計算例の作成 ： 上記②で分類したそれぞれの型式ごとに典型的な橋梁諸元を設定し，落橋防止構造の構造計算を行い，図化する。

⑥ 実証実験との連携 ： 2章で検討されている実験計画と連携しながらこの章での検討における疑

問点を解明する作業の在り方を示す。

b）研究工程

表－3.5.5　研　究　工　程



ⅱ）伸縮装置に関する研究の方針

a）研究項目

各研究項目別に次年度以降に予定している研究内容を述べる。

① 設計の基本方針検討：　伸縮装置の地震時損傷と交通による損傷について実情を踏まえた上での分類を行い，伸縮装置の耐久性の考え方をまとめる。この結果を踏まえた上で伸縮装置の基本的な在り方をまとめる。大規模な地震の際にも伸縮装置が上部構造の挙動に悪影響を与えないような構造を考案する。

② 作動原理の考案　：　免震設計による橋梁に特有の条件を加味した上で適用可能な伸縮装置の型式を検討する。

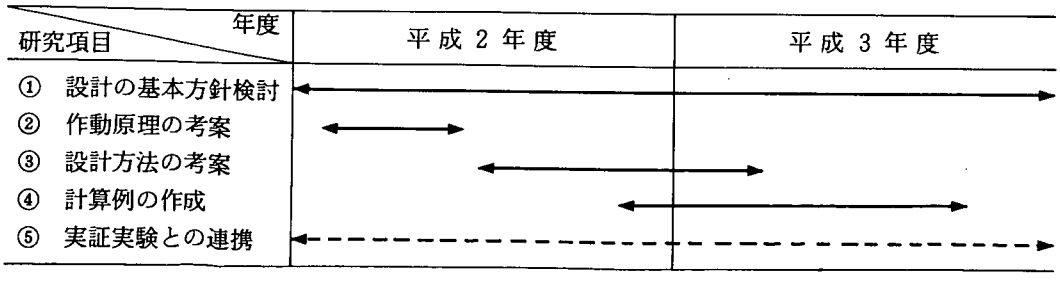
③ 設計方法の考案　：　「大変形を吸収する」「橋軸および橋軸直角の両方向の変形を吸収する」「伸縮装置の一部破壊を許容する」等の条件を設定し，②で分類した型式ごとに設計の方法を考案し，検討する。

④ 計算例の作成　：　上記②で分類したそれぞれの型式ごとに典型的な橋梁諸元を設定し，伸縮装置の構造計算を行い，図化する。

⑤ 実証実験との連携　：　2章で検討されている実験計画と連携しながらこの章での検討における疑問点を解明する作業の在り方を示す。伸縮装置の耐久性および機能を実証するものとして橋梁の実情観察を行い，維持管理の現場技術者の意見を求める。

b）研究工程

表－3.5.6　研　究　工　程



＜参考文献＞

1）小坂寛已，山内博，川島一彦，長谷川金二：免震支承を用いた模型橋の地震波加振実験，土木学会第43回年次学術講演会，昭和63年10月．

2）岩崎敏男，川島一彦，伊藤義則，秋元泰輔，辰巳正明：米国ロマプリータ地震調査速報，土木技術資料32－1，1990．

3）川島一彦，岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計法とその変遷，橋梁と基礎，'90－3．

4）川島一彦，岩崎敏男：米国における既設道路橋の耐震補強プログラム，橋梁と基礎，'90.3．

5）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．

6）日本鉄道建設公団：鉄道橋支承部設計施工の手引き，平成元年3月．

7）日本道路公団：設計要領第二集，昭和55年4月．

8）AASHTO：Guide Spec. for Seismic Design of Highway Bridges，1983．

9）日本機械学会編：機械図集・防震・緩衝装置（上巻）．

10）日本機械学会編：機械図集・防震・緩衝装置（下巻）．

11）渡辺幹雄：ショックアブソーバー，油圧技術，'86.1．

12）川北和明：慣性及びエネルギーの基本的概念，油圧技術，'86.7．

13）日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧，昭和45年4月．

14）山本稔，佐藤直昭，小俣富士夫：橋梁用伸縮装置の問題点とその改善に関する提案，土木学会年次学術講演会講演概要集　第1部，vol.38th　'83．

15）田中和夫，錦織浩之，錦織良二：橋梁の伸縮装置の補修に関する調査について，建設省技術研究会報告，vol.39th（1985）'86．

16）日本国有鉄道設計事務所・監修抜粋：コンクリート用ストッパーの試験概要．

17）日本国有鉄道設計事務所・監修抜粋：鋼棒ストッパーの設計．

＜民側担当会社＞　㈱大林組，㈱間組，日本鋳造㈱，東京ファブリック工業㈱，オイレス工業㈱，パシフィック・コンサルタンツ㈱

3.6 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

3.6.1 概　　要

免震橋は，アイソレーターによる長周期化及びエネルギー吸収装置による減衰特性の向上を基本として設計されるため，動的解析に際してはアイソレーターの剛性及びエネルギー吸収性能を適切に評価しモデル化することが重要である。

免震装置の履歴特性は免震装置単体の載荷実験から求められるため，これを動的解析モデルに取り入れればよいが，この際には，非線形な履歴特性をどのようにモデル化するかという点と，特定箇所で剛性が小さく，また，エネルギー吸収性能が高い部材が存在する場合の解析法に対する検討が必要になる。

本年度は，等価線形化法による動的解析法により，どの程度正確に免震橋の振動特性を表現できるかを，免震橋模型を用いた振動台加振実験結果との比較により検討した。

3.6.2 研究目的

等価線形化法による免震橋の動的解析手法の精度を以下の観点から検討する。

a）免震装置の等価剛性の評価法の検討

免震装置に所定の軸力を作用させた条件下で正負交番載荷実験を行うと，割線剛性及び粘性減衰定数は一般に免震装置に生じるせん断変形に応じて変化する。与えられた設計地震動に対する免震橋の応答を計算する場合には，等価線形化法では免震装置の等価剛性及び等価粘性減衰定数を一般に以下のように与える。

$$k_e = k\ (u_e) \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

$$h_e = h\ (u_e) \quad \cdots\cdots (3.6.2)$$

ここで，k_e，h_e：等価線形動的解析に用いる免震装置の等価剛性及び等価粘性減衰定数

u_e　：等価剛性 k_e 及び等価粘性減衰定数 h_e を定める際の基準とする免震装置の変位で，次式により与える。

$$u_e = c \cdot u_{\max} \quad \cdots\cdots (3.6.3)$$

$u_{\max}$　：地震時に免震装置に生じる最大変位

c　：等価係数

本年度は，模型実験との比較により，等価線形動的解析モデルの解析精度を検討することが目的であるため，$u_{\max}$ は実験時に免震装置に生じた最大変位を用いることにより，既知の値であるとし，等価係数 c のとり方を検討した。

b）橋全体系の減衰定数の評価法の検討

免震橋では，部材の履歴，基礎から地盤への逸散，空気との摩擦といった通常の橋が有しているエネル

ギー吸収に加えて，免震装置のエネルギー吸収がある。このため，式（3.6.2）で評価した免震装置の等価粘性減衰定数をもとに，橋のi次モードの減衰定数をエネルギー比例減衰により次のように求めることとした。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} \phi_{ij}{}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i{}^T \cdot K \cdot \phi_i} \quad \cdots\cdots (3.6.4)$$

ここで，h_i ：i次のモード減衰定数

ϕ_{ij} ：i次のj要素のモードベクトル

h_j ：j要素の減衰定数

k_j ：j要素の剛性マトリックス

ϕ_i ：i次のモードベクトル

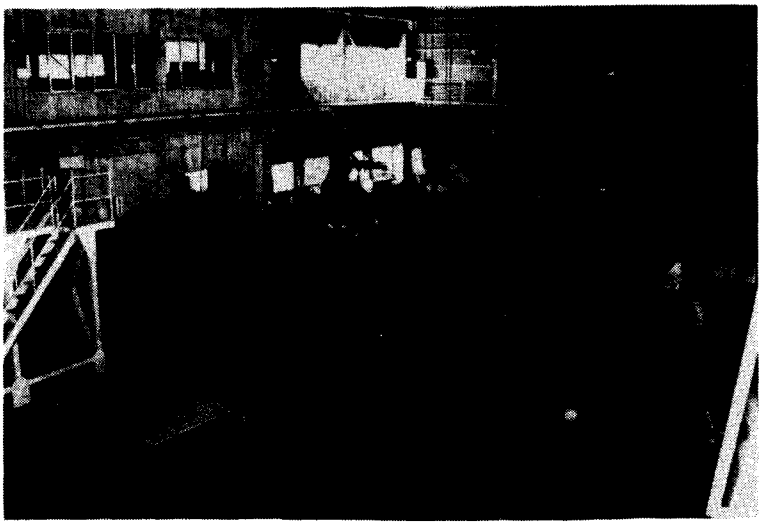
K ：構造全体の剛性マトリックス

n ：要素数

ここで，h_jとしては，免震装置については式（3.6.2）のh_eを，また，その他の部材については逸散減衰も含めた上でh_sとして与えられるとした場合の，式（3.6.4）の適用性を検討することとした。

3.6.3 解析対象とする免震橋概要

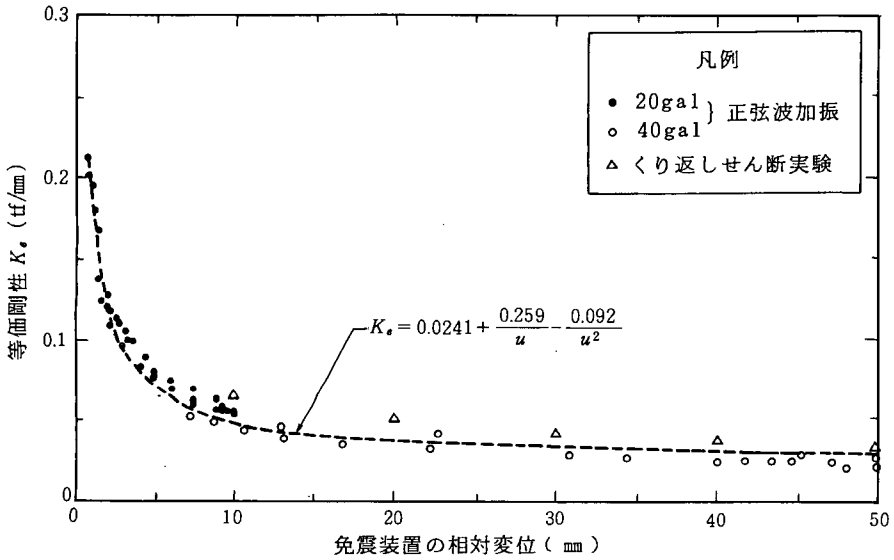
解析対象とする免震橋模型は，写真－3.6 1に示すように支間長6m，けた重量 39.8tf の単純橋であり，振動台上に固定した2基の鋼製橋脚により支持されている。免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下，LRBと呼ぶ）と高減衰積層ゴム支承（以下，HDRと呼ぶ）の2種類を用い，それぞれ1橋脚当り2個を用いた。



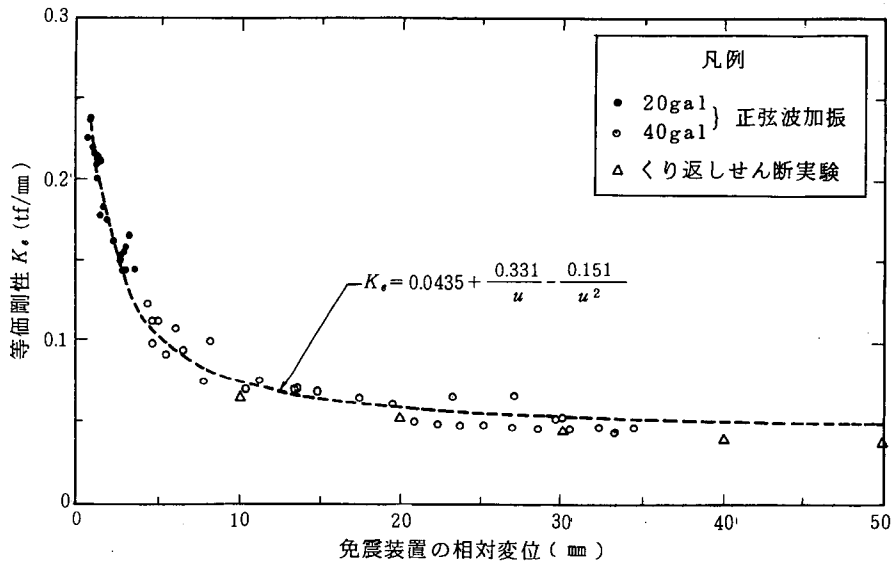
写真－3.6.1 振動台（8m×6m）上にセットされた免震橋模型

実験では，正弦波による共振振動実験と地震波加速度実験が行われている。図－3.6.1は，共振振動実験から求めた免震装置の等価剛性k_e及び等価粘性減衰定数h_eを示したものである。免震装置単体のくり返しせん断実験から求めた等価剛性k_e及び等価粘性減衰定数h_eも比較のために示している。

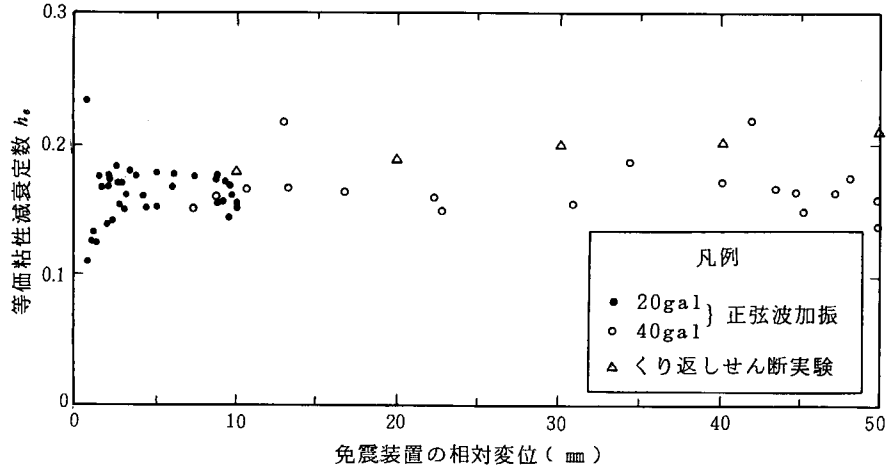
これによれば，等価剛性k_eは実験ごとに多少差があるがおおむね，次式で与えられる。



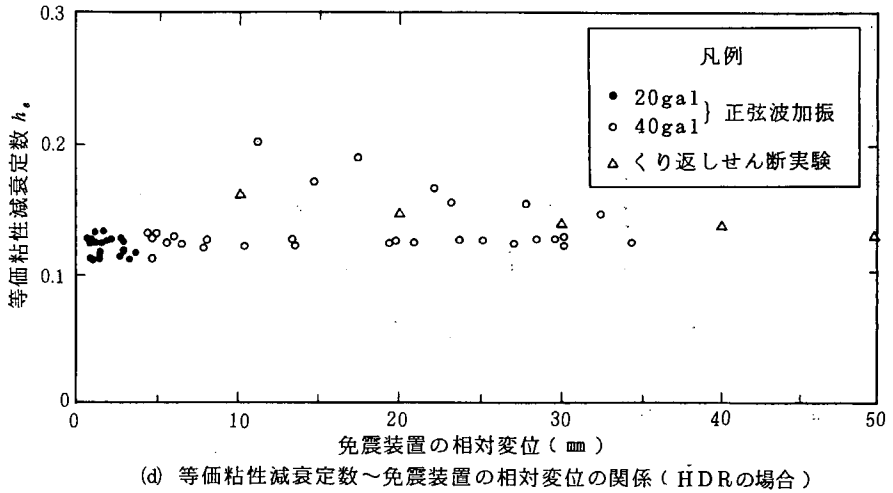
(a) 等価剛性～免震装置の相対変位の関係（ＬＲＢの場合）



(b) 等価剛性～免震装置の相対変位の関係（ＨＤＲの場合）



(c) 等価粘性減衰定数～免震装置の相対変位の関係（ＬＲＢの場合）



(d) 等価粘性減衰定数～免震装置の相対変位の関係（ＨＤＲの場合）

図－ 3.6.1　共振振動実験から求めた免震装置の等価剛性 k_e 及び等価粘性減衰定数 h_e

$$h_e = \begin{cases} 0.0241 + \dfrac{0.259}{u} + \dfrac{0.092}{u^2} \quad (1\,\text{mm} \leqq u \leqq 50\,\text{mm}) & \text{LRBの場合} \\ 0.0435 + \dfrac{0.331}{u} - \dfrac{0.151}{u^2} \quad (1\,\text{mm} \leqq u \leqq 50\,\text{mm}) & \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.6.5)$$

等価粘性減衰定数h_eについては，実験ごとにかなりのバラツキはあるが，免震装置の相対変位が1～40㎜程度の範囲では，おおむね以下の値となる。

$$h_e = \begin{cases} 0.16 \quad (3\,\text{mm} \leqq u \leqq 50\,\text{mm}) & \text{LRBの場合} \\ 0.13 \quad (1\,\text{mm} \leqq u \leqq 50\,\text{mm}) & \text{HDRの場合} \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.6.6)$$

表－3.6.1は，解析対象とした地震波加振実験を示したものである。ここで，開北橋記録とは1978年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録，八郎潟記録とは1983年日本海中部地震による八郎潟干拓堤防上の記録の時間軸を1/2に縮めた記録である。

表－3.6.1　解析に用いた免震橋模型の地震波加振実験

入力地震動		LRBを用いた場合			HDRを用いた場合		
		振動台入力最大加速度(gal)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対変位 (㎜)	振動台入力最大加速度(gal)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対変位 (㎜)
開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	276.4	124.6	18.6
	B	481.3	101.0	35.8	484.7	181.9	33.1
八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	83.1	102.7	14.0
	B	115.6	110.2	41.2	111.5	170.4	30.4

3.6.4　解析結果

表－3.6.2及び表－3.6.3は，式（3.6.1）による等価剛性を用いた場合の解析上の基本固有周期及び式(3.6.4)による免震模型の減衰定数を示したものである。ここで，式（3.6.3）の等価係数としては，地盤の等価線形化動的解析によく用いられる0.7とした場合と，免震装置のピーク応答をそのまま用いた1.0とした場合の2通りに変化させた。また，免震装置を除く模型橋の減衰定数h_sとしては，免震支承を用いない模型橋の強制振動実験から0.02と求められた値を用いることとした。$c=0.7$とした場と$c=1.0$とした

表－3.6.2　式（3.6.1）による等価剛性を用いた場合に算定される基本固有周期(秒)

入力地震動		LRBを用いた場合		HDRを用いた場合	
		$c=0.7$の場合	$c=1.0$の場合	$c=0.7$の場合	$c=1.0$の場合
開北橋記録	A	1.04	1.11	0.84	0.88
	B	1.13	1.18	0.90	0.93
八郎潟記録	A	1.08	1.14	0.80	0.85
	B	1.15	1.20	0.89	0.92

表－3.6.3　基本モードに対する模型橋のモード減衰定数

免震支承	入力地震動		$c=0.7$ の場合	$c=1.0$ の場合
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	0.149	0.150
		B	0.151	0.152
	八郎潟記録	A	0.150	0.151
		B	0.152	0.152
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	0.111	0.112
		B	0.113	0.114
	八郎潟記録	A	0.109	0.111
		B	0.113	0.114

場合とで，基本固有周期では最大7％，減衰定数では最大2％程度の違いが生じるだけで，c が0.7～1.0の間では基本固有周期，減衰定数ともに等価係数 c によってあまり大きな影響は受けない。

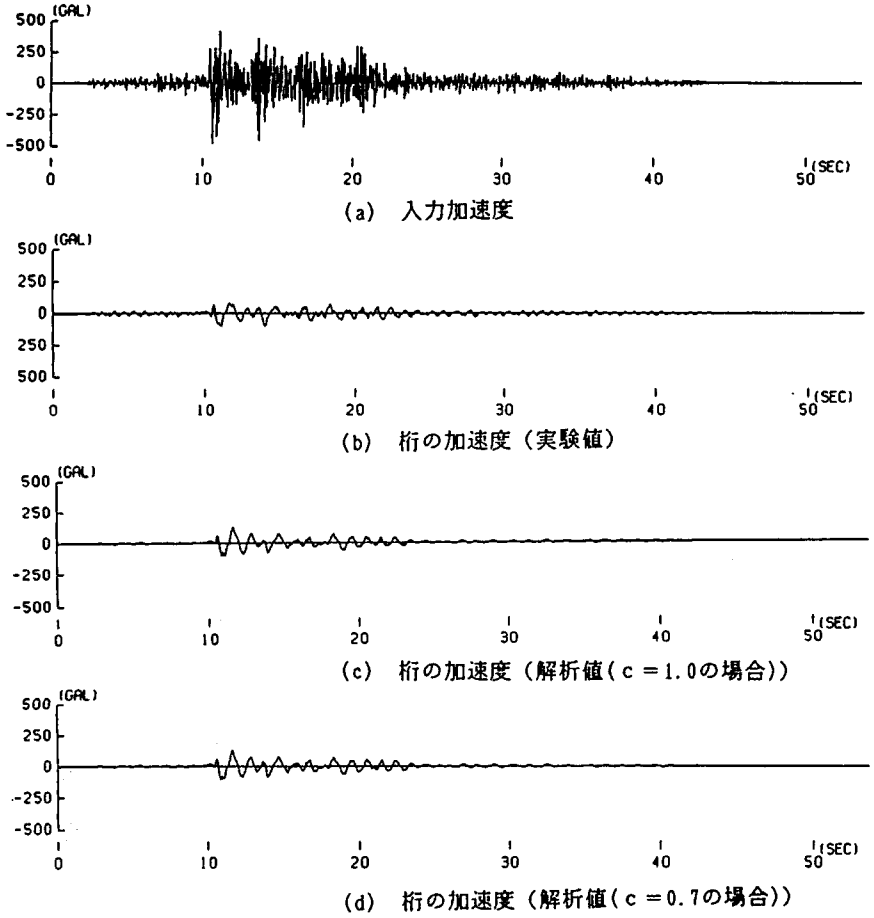
図－3.6.2及び図－3.6.3は，開北橋B記録及び八郎潟B記録を作用させた場合の橋の応答加速度に対する実験値と解析値の比較（LRBの場合）を示したものである。いずれの場合にも，解析値は実験値の特徴をよく再現しており，等価係数 $c=0.7$ と $c=1.0$ の間にはそれほど大きな違いはない。

表－3.6.4は，最大応答値に着目して解析値と実験値を比較したものである。これによると桁の最大加速度及び桁の最大相対変位を実験値に対する比としてみると，大部分の実験ケースでは，両者とも0.9～1.1以内に収まっている。ただし，LRBを用いて八郎潟記録を作用させた場合には，桁の最大加速度に対して約1.3～1.5，桁の最大相対変位に対しては約1.15～1.2と大きくなっている。この結果については今後検討する必要がある。

表－3.6.4　等価線形化動的解析法により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大加速度 (gal)	実験値		解析値			
						$c=0.1$ の場合		$c=1.0$ の場合	
				桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)	桁の最大加速度 (gal)	桁の最大相対応答変位(mm)
LRBを用いた場合	開北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	80.2(1.11)	18.2(0.87)	80.2(1.11)	20.6(0.98)
		B	481.3	101.0	35.8	134.6(1.33)	36.6(1.02)	130.4(1.29)	39.1(1.09)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	120.0(1.47)	30.4(1.16)	111.5(1.36)	31.5(1.21)
		B	115.6	110.2	41.2	163.7(1.49)	47.5(1.15)	151.3(1.37)	47.9(1.16)
HDRを用いた場合	開北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	125.6(1.01)	17.9(0.96)	118.6(1.95)	18.9(1.02)
		B	484.7	181.9	33.1	190.9(1.05)	32.2(0.97)	182.2(1.00)	33.1(1.00)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	112.5(1.10)	14.8(1.06)	113.8(1.11)	17.0(1.21)
		B	111.5	170.4	30.4	186.2(1.09)	31.5(1.04)	197.3(1.16)	36.2(1.19)
( )内の平均						(1.21)	(1.15)	(1.17)	(1.11)

( )内は実験値との比を示したものである。



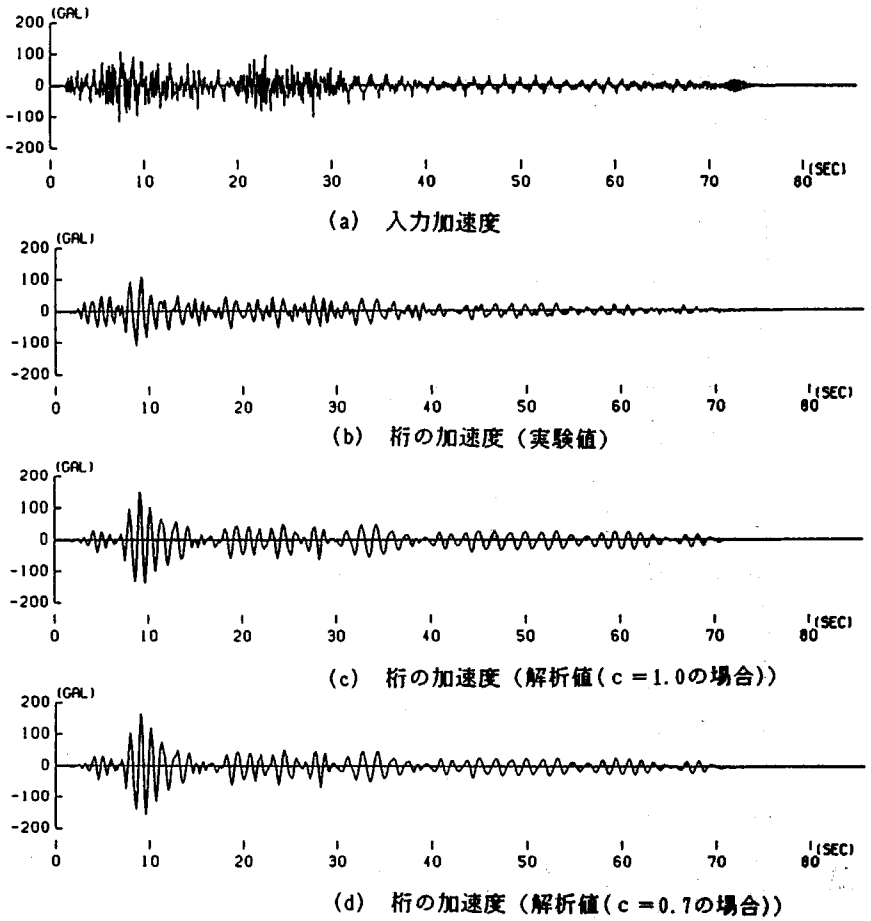
(a) 入力加速度

(b) 桁の加速度（実験値）

(c) 桁の加速度（解析値(c＝1.0の場合)）

(d) 桁の加速度（解析値(c＝0.7の場合)）

図－3.6.2 桁の応答加速度に対する実験値と解析値の比較
（開北橋B記録，LRB）



(a) 入力加速度

(b) 桁の加速度（実験値）

(c) 桁の加速度（解析値(c＝1.0の場合)）

(d) 桁の加速度（解析値(c＝0.7の場合)）

図－3.6.3 桁の応答加速度に対する実験値と解析値の比較
（八郎潟B記録，LRB）

3.6.5 結　　論

今年度は，免震橋模型の振動台加振実験結果との比較により，等価線形動的解析手法，及び，免震橋を動的解析する場合の免震装置の等価剛性及び等価減衰定数の評価法，ならびにエネルギー比例減衰によるモード減衰定数の評価方法の適用を検討した。本年度の検討結果は，以下のようにまとめられる。

1）式(3)の等価係数 c を 0.7 としても 1.0 としても免震橋の固有周期及びモード減衰定数は，それぞれ７％，２％程度変化するだけで，解析によって求められる免震橋の振動応答には大きな違いはない。LRB及びHDRの2種類の免震装置に対して強度を2段階に変化させた2種類の地震波加振実験に対するシミュレーションでは，$c = 1.0$ の場合の方がやや実験値との一致度がよい結果を与えた。このため，本年度の解析結果からは一応 $c = 1.0$ とすることを提案するが，$c = 0.7$ と $c = 1.0$ の差はわずかなものであり，両者には本質的な違いがある訳ではない。

2）$c = 0.7 \sim 1.0$ として式（ 3.6.3 ）により推定した免震装置の等価剛性及び等価粘性減衰定数を用いることにより，免震橋模型の動的応答を応答加速度波形を含めて等価線形動的解析法により精度よく再現することができる。

3.6.6 今後の課題

(1) 次年度以後における本研究の方針

1）免震装置の非線形性を取り入れた非線形動的解析手法の開発とその適用性の検討。また，こうした非線形解析との比較による等価線形動的解析法の適用範囲の検討。

2）移動制限装置や落橋防止構造による拘束が免震効果に及ぼす影響の評価方法の開発

(2) 研究工程

表－3.6.5　研　究　工　程

	平成２年度	平成３年度
1）免震装置の非線形性の考慮	←―――	――→
2）移動制限装置や落橋防止構造の影響の検討	←―――	――→
3）ま　と　め		←――→

＜参考文献＞

1）川島一彦，長谷川金二，吉田武史，山内博，小坂寛已：免震橋の振動特性に関する模型振動実験，土木技術資料Vol. 30－10，1989年10月.

＜土木研究所　耐震研究室＞

第4章　免震設計法の適用に関する研究

目　　次

はじめに …… 177

4.1　PC橋に対する免震設計に関する研究 …… 180

4.1.1　研究計画と元年度研究成果の概要 …… 180

(1)　研究の範囲と目標 …… 180

(2)　元年度研究計画 …… 180

(3)　元年度研究成果の概要 …… 181

4.1.2　PC免震橋梁の実績調査 …… 181

(1)　調査目的 …… 181

(2)　各国のPC免震橋梁の実績 …… 181

(3)　免震橋梁の課題 …… 184

4.1.3　PC免震橋の設計法の調査 …… 185

(1)　調査目的 …… 185

(2)　設計手順の比較 …… 185

(3)　ガイドラインの課題 …… 186

(4)　今後の課題 …… 187

4.1.4　我が国におけるPC橋の耐震性の現状調査と免震化への適応性 …… 187

(1)　調査目的 …… 187

(2)　ＰＣ桁の採用形式 …… 187

(3)　調査分析結果 …… 189

4.1.5　免震化に影響する諸要因の調査および対象橋梁の選定 …… 192

(1)　調査目的 …… 192

(2)　影響要因の調査 …… 193

(3)　対象橋梁形式の調査 …… 193

4.1.6　PC橋の免震設計研究の基本方針および次年度研究計画 …… 195

(1)　PC橋の免震設計研究の基本方針 …… 195

(2)　次年度研究計画 …… 196

4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究 …… 198

4.2.1　研究計画と元年度研究成果の概要 …… 198

(1)　研究の範囲と目標 …… 198

(2)　元年度研究計画 …… 198

(3)　元年度研究成果の概要 …… 199

4.2.2 鋼橋の免震橋梁の実績調査 ……199
(1) 調査目的 ……199
(2) 実績表 ……200
(3) 橋梁の固有周期 ……204
(4) ニュージーランドにおける免震橋の構造 ……205
4.2.3 我が国における鋼橋の耐震性の現状調査 ……207
(1) 調査目的 ……207
(2) 橋の震害 ……207
(3) 橋梁形式と耐震性の特徴 ……207
(4) 免震化に適する橋梁形式 ……209
(5) 現状での課題 ……209
4.2.4 鋼橋の免震および耐震設計法の調査 ……209
(1) 調査目的 ……209
(2) 支持形式 ……210
(3) 解析手法 ……211
4.2.5 免震化に影響する諸要因の調査 ……212
(1) 調査目的 ……212
(2) 影響要因の調査 ……212
4.2.6 鋼橋の免震設計研究の基本方針および次年度研究計画 ……213
(1) 基本方針 ……213
(2) 次年度研究計画 ……214

4.3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究 ……215
4.3.1 研究計画と元年度研究成果の概要 ……215
(1) 研究の範囲と目標 ……215
(2) 研究計画の概要 ……215
(3) 元年度研究成果の概要 ……216
4.3.2 多径間連続橋の実績調査 ……216
(1) 調査方法 ……216
(2) 調査結果一覧 ……216
(3) 代表的な多径間連続橋の詳細調査 ……221
(4) 多径間連続橋に関する実験，実測例 ……227
(5) 長大橋における伸縮継手の事例 ……229
(6) 実績調査のまとめと今後の課題 ……231
4.3.3 詳細検討用モデル橋の検討 ……232

(1) モデル橋の設定条件 ……232
(2) PC橋の超多径間連続桁モデル ……233
(3) 鋼橋の超多径間連続桁モデル ……234
4.3.4 超多径間連続橋の免震設計研究の基本方針 ……235
(1) 研究の基本方針 ……235
(2) 平成2年度の研究項目 ……235

4.4 耐震補強に対する免震設計に関する研究 ……236
4.4.1 研究計画と元年度研究成果の概要 ……236
(1) 研究の範囲と目標 ……236
(2) 研究計画の概要 ……236
(3) 元年度研究成果の概要 ……236
4.4.2 道路橋の耐震補強に関する技術動向調査 ……238
(1) 既存橋梁の耐震性評価手法と耐震補強方針と設計について ……238
i) 日 本 ……238
ii) 米 国 ……238
iii) ニュージーランド ……243
(2) 橋脚の動的性状および補強対策について ……244
i) RC橋脚 ……244
ii) 鋼製橋脚 ……248
(3) 耐震補強対策の実施例 ……248
i) 橋脚，基礎 ……248
ii) 支承，落橋防止構造 ……252
4.4.3 免震装置採用の適用性の検討 ……253
(1) 既設橋梁に適用可能な免震装置 ……253
(2) 免震装置採用の意義 ……254
(3) 既設橋梁の耐震対策の進め方 ……258
(4) 免震装置の適用条件 ……259
4.4.4 耐震補強に対する免震設計研究の基本方針 ……260
(1) 基本方針 ……260
(2) 第2年度研究計画 ……260

はじめに

道路橋示方書は，「地震の影響の低減を期待する構造または装置」を採用することによって地震入力を低減することが可能であれば，設計震度を低減してよいとしており，免震設計採用の門戸を開いている。また，（財）国土開発技術センターは昭和61年度から「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究」を実施し，平成元年３月には「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」を発刊している。一方，建設省は関連省庁と地方自治体を指導して，試行的に５橋の免震橋を建設することとし，設計ならびに施工を進めている。

この様に，我が国では橋梁の免震設計がひとつの選択肢として具体的に検討される時代を迎えつつあるが，免震設計が適切かつ活発に適用されることにより，我が国橋梁の安全性，耐震性が向上し，同時に経済性に優れた設計が達成されるためには，免震設計法の適用に関する研究が一層進められて，免震設計の適用性，有用性，ならびに可能性について豊富な情報が整備されねばならない。

そのため，第４章では４つの研究項目を設定し，それぞれの目標の達成に向けて３年間の研究を進めることにしている。

(1) PC橋に対する免震設計に関する研究

PC道路橋の免震構造を実用化する場合の種々の課題を整理し，それらについて解析や評価を行ない，PC道路橋の免震設計の有用性や適用性を明らかにする。

(2) 鋼橋に対する免震設計の関する研究

免震装置を有する鋼橋の適用性について適用条件，適用可能範囲，有用性（効果）等に着目し，適当な解析モデルを設定してパラメーター解析を実施する。また，鋼橋としての特質を生かした免震装置の新しい利用方法，あるいは免震支承を採用しない免震構造系についても検討を行なうこととする。

(3) 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

連続桁長１㎞級の多径間連続橋を超多径間連続橋と呼ぶこととし，免震設計を適用する上で検討が必要な課題を整理してその解決をはかり，実現性を明らかにする。

(4) 耐震補強に対する免震設計に関する研究

既設橋梁のRC橋脚，鋼製橋脚を対象に大地震時に作用する荷重の低減を図り，補強と同等の効果をもたらすことを目的とした免震装置採用の意義，適用性について研究し，既設橋脚に対する具体的な耐震補強としての免震設計の考え方，装置の施工法，システムの開発を図る。

平成元年度は各項目とも未検討の課題の抽出を目的として，現状調査を中心に実施することとした。平成元年度の研究項目を以下に示す。

(1) PC橋に対する免震設計に関する研究

1. ＰＣ免震橋梁の実績調査
2. ＰＣ免震橋梁の設計法の調査
3. 我が国におけるPC橋の耐震性の現状調査と免震化への適応性

4. 免震化に影響する諸要因の調査および対象橋梁の選定
5. PC橋の免震設計研究の基本方針

(2) 鋼橋に対する免震設計に関する研究

1. 鋼橋の免震橋梁の実績調査
2. 我が国における鋼橋の耐震性の現状調査
3. 鋼橋の免震および耐震設計法の調査
4. 免震化に影響する諸要因の調査
5. 鋼橋の免震設計研究の基本方針

(3) 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

1. 多径間連続橋の実績調査
2. 詳細検討用モデル橋の設定
3. ガイドラインに基づく概略免震設計の基本方針検討
4. 動的解析に関する基本方針検討

(4) 耐震補強に対する免震設計に関する研究

1. 既設道路橋に対する耐震補強に関する技術動向の整理
2. 免震装置採用の意義
3. 免震装置の適用性

本年度の成果の概要を以下に示す。

(1) PC橋に対する免震設計に関する研究

1. 免震橋梁の実績調査から，ニュージーランドの免震橋では免震装置と併用してヒンジ床版構造とノックオフ構造が特徴的に採用されていることを明らかにした。
2. 橋梁を対象とした免震設計法の調査から，クリープ，乾燥収縮の影響を考慮した免震装置の設計方法を考案する必要のあることが分かった。
3. 我が国におけるPC橋の耐震性の調査から，連続形式の桁橋が免震化に適しており，メリットも大きいと予測された。
4. 免震化に影響する諸要因の調査から，パラメーター解析を行なう対象橋梁を反力分散方式の連続桁形式に絞り込んだ。
5. 免震設計の基本方針を検討し次年度以降の研究の方向を具体化した。

(2) 鋼橋に対する免震設計に関する研究

1. 免震橋梁の実績調査は主としてニュージーランドの免震橋梁について行ない，ダンパーの取り付け場所の選定や橋脚構造の選定が重要であることを明らかにした。
2. 鋼橋の耐震性の現状調査から，ゲルバー桁および2径間以上の単純支持橋は相対的に地震による被害度が高く，アーチ橋，ラーメン橋，連続桁橋などは低くなること，免震化に適する橋梁形式は多径

間連続橋であることを示した。

3. 免震および耐震設計法の調査から，変位応答の制御あるいは地震力の分散に着目した支持形式とその原理，ならびに動的解析の適用性と動的解析において重要となるパラメーターについて考察した。
4. 免震化に影響する諸要因の調査から，免震構造の適否に関する要因として上部工形式，平面線型，ならびに地盤液状化をあげ，免震設計に影響を及ぼす要因としては縦断勾配，下部構造形式，橋脚高さ，基礎形式，地盤条件，支持地盤ならびに落橋防止装置をあげ定性的に分析した。
5. 免震設計の基本方針を検討し，次年度以降の研究の方向を具体化した。

(3) 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

1. 多径間連続橋の実績調査から，連続桁長で500 m以上の橋脚が5橋，連続径間数10径間以上の橋脚が4橋実現していること，上部工の支持形式について，鋼桁橋では多様な水平力分散方式が取られているがPC桁橋では反力分散方式が取られていること，支承の変形性能に注目した振動実験が行なわれていることが明らかになった。また，長大橋における伸縮継手の事例では，伸縮量500 ㎜程度までは通常の装置を大型化したもの，それ以上になるとやや複雑なものが採用されていること，橋軸直角方向にも変形可能なものはほとんど用いられていないことが明らかになった。
2. 詳細検討用モデル橋については，等断面，等スパンを前提とし，PC桁橋としては1スパン39.5mのボックス桁橋を，鋼桁橋としては1スパン65.0 mのボックス桁橋を選定した。
3. ガイドラインに基づく概略免震設計の基本方針検討では，次年度以降の研究の方向を具体化した。
4. 動的解析に関する基本方針検討では，同様に次年度以降の研究の方向を具体化した。

(4) 耐震補強に対する免震設計に関する研究

1. 既設道路橋に対する耐震補強に関する技術動向の整理から，免震装置を適用した耐震補強が米国で2橋，ニュージーランドで8橋あることが判明した。
2. 免震装置採用の意義に関する検討から，現況で耐震性に問題がある場合，上部工の変更によって下部工の安定に問題が生じる場合，ならびに上部工の多径間化などに対して用いられる水平反力分散機能を有する支承に免震装置を付与して耐震性の向上を併せて図る場合が有意義と考えられ，多径間化に伴う採用がその長所を最大限に反映することが分かった。
3. 免震装置の適用性に関する検討から，被害を生じる原因が慣性力によるものに対して効果的であり，次のような場合への適用が考えられる。
   ① RC橋脚の主筋段落し部分
   ② 古い材料で施工された下部構造の補強
   ③ 古い設計によるもので現行の示方書の規定では水平耐力が不足する場合
   ④ 保有耐力の照査を行なった際，せん断破壊が曲げ破壊に先行する高さの低いRC橋脚
   ⑤ 鋼製橋脚の保有耐力確保を図る場合

4.1　PC橋に対する免震設計に関する研究

4.1.1　研究計画と元年度研究成果の概要

(1) 研究の範囲と目標

この研究では，プレストレストコンクリート道路橋（以下PC橋と呼ぶ）に対象をしぼって免震設計の有用性や適用性に関する事項について設計的観点から検討を行なうこととした。

橋梁形式としては，上部工がPC構造，下部工がRC構造の連続桁形式を主体に検討するものとしたが，その他の形式についても免震構造の有用性について検討するものとした。

免震設計法としては，（財）国土開発技術研究センターでとりまとめられた『ガイドライン(案)』および今回の共同研究の成果を参照するものとし，免震支承や伸縮装置については，既存の装置やその延長線上の装置，あるいは共同研究で開発される装置を用いるものとした。

本研究の目標は，PC道路橋の免震構造を実用化する場合の種々の課題を整理し，それらについて解析や試設計から検討や評価を行い，PC道路橋の免震設計の有用性や適用性を明らかにすることである。

本研究の全体研究項目および工程は以下のようにした。

表—4.1.1　全体研究項目および工程

研　究　項　目	平成元年度	平成2年度	平成3年度
研究対象の各種調査	←→		
基本方針の策定	←→		
解析による適用性の検討		←→	
試設計による適用性の検討		←→	
構造細目および施工法の検討		←→	
今後の課題の整理			←→

(2) 元年度研究計画

元年度はPC道路橋に免震設計を適用する場合の問題点や課題の整理を行い，次年度以降の研究の基本方針を立てることとした。

元年度の研究項目と内容の概要は以下の通りとした。

① PC橋の免震橋梁の実績調査：免震橋梁のうちPC橋について橋梁形式，設計的工夫，免震装置の特徴などについて実績調査を行い，免震橋梁の課題を探る。

② PC橋の免震設計法の調査：橋梁を対象とした免震設計法について調査し，設計上の課題を探る。

③ 我国におけるPC橋の耐震性の現状調査と免震化への適応性：PC橋の種々の構造形式，適用範囲，

耐震固定法および耐震性の特徴について調査し，免震化への適応性を検討する。

④ 免震化に影響する諸要因の調査および対象橋梁の選定：免震構造の適否および免震構造とした場合に耐震的に影響を及ぼす要因について調査し，さらに対象橋梁の選定を行う。

⑤ PC橋の免震設計研究の基本方針：次年度以降の研究の方向を検討する。

(3) 元年度研究成果の概要

元年度研究成果の概要は以下のようである。

1）PC橋の免震橋梁の実績調査

ニュージーランドおよびアメリカで建設されたPC免震橋梁について調査し，免震装置と併用してヒンジ床版構造とノックオフ機構が特徴的に採用されていることが分かった。

また，今後の免震橋梁を考えていく上での課題についても調査することができた。

2）PC橋の免震設計法の調査

橋梁を対象とした免震設計法としては，ニュージーランドと我が国の『ガイドライン(案)』の設計手順を調査し，さらにPC橋を設計する場合の課題について整理した。

3）我が国におけるPC橋の耐震性の現状調査

国内のPC橋を対象として，構造形式，適用範囲，耐震固定法および耐震性の特徴について調査，分析した。その結果，連続形式の桁橋が免震構造に適しており，また，免震化のメリットも大きいと予想された。

4）免震化に影響する諸要因の調査および対象橋梁の選定

免震構造の適否および免震構造とした場合に耐震的に影響を及ぼす要因について整理した。また，対象橋梁としては反力分散方式の連続桁形式とすることにした。

5）PC橋の免震設計研究の基本方針

次年度以降の研究の方向を具体的に検討した。

4.1.2 PC免震橋梁の実績調査

(1) 調査目的

免震装置を採用して橋脚に作用する地震力を軽減させる免震橋梁は，我が国のような地震国にとっては，経済的にもメリットの多い構造物に成りえる。特に，上部工重量の比較的大きなPC橋梁に対しては，免震化により橋脚断面の減少が見込まれ，利点が大きいと考えられる。そこで，まず，現在供用あるいは施工されているアメリカ合衆国およびニュージーランドのPC免震橋梁について，その特徴を把握するために，参考文献〔1〕～〔5〕を基に文献調査を行なった。

(2) 各国のPC免震橋梁の実績

免震橋梁は，現在のところ，我が国には無く，アメリカ合衆国に4橋，ニュージーランドに33橋が建設

されている。そのうちで，PC免震橋梁はニュージーランドに18橋建設されているが，さらに，その中で調査により構造の明らかになった6橋についてその諸元を下表に示す。下表のうち，①は高くスレンダーな橋脚基部に免震装置を設けたかなり特殊なケースであり，世界最初の免震橋梁とされている。それ以降の5橋（②～⑥）は橋脚上部に支承を兼ねた免震装置，鉛プラグ入りゴム支承（LRB）を用いており，この型式が現在のところ主流となっているようである。

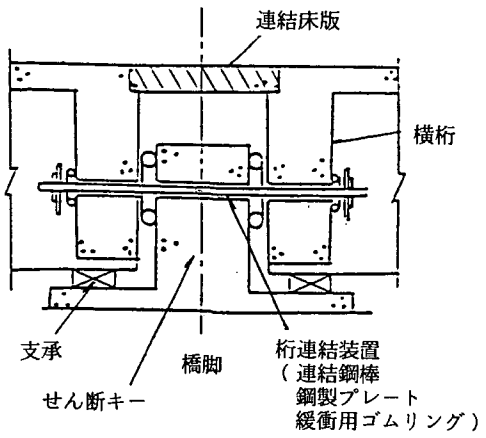
表—4.1.2　ニュージーランドのPC免震橋梁

番号	橋　梁　名	桁　型　式	橋長	竣工年	免震装置	震度
①	SOUTH RANGITIKEI BRIDGE	6径間連続PC箱桁 単線鉄道橋	315 m	1974	軟鋼製ねじり梁式ダンパー	A
②	CLYDE POWERHOUSE ACCESS BRIDGE	U形プレキャストPC単純桁現場打ち連続橋	57	1981	LRB	A
③	OHAAKI BRIDGE	U形プレキャストPC単純桁（横8連）	83	1983	LRB	A
④	MOONSHINE BRIDGE	U形プレキャストPC単純桁（横7連）	168	1986	LRB	A
⑤	GRAFTON BRIDGE	3径間連続場所打ち	60	1987		
⑥	No.4，No.5	PC・T桁（2主桁）	81	1988	LRB	C

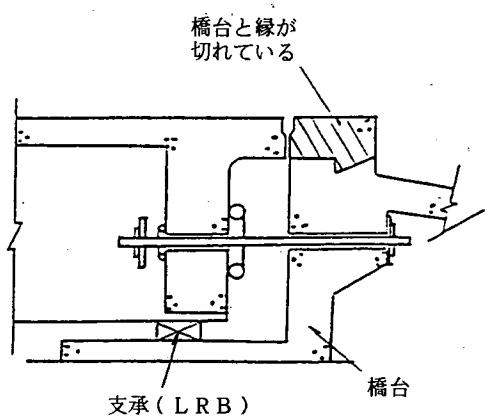
また，最近の橋梁においては，免震装置と併用して，次の2つの構造が特徴的に採用されている。

i）ヒンジ床版構造（図—4.1.1参照）。橋脚上で単純桁の床版のみを連続させた構造。曲げモーメントは伝えずに軸力と橋軸直角方向せん断力を伝達させることを期待している。（橋梁③，④で採用）

ii）ノックオフ構造（図—4.1.2参照）。大地震時における橋梁上部工の橋台への衝突を見込み，橋台側の衝突部の破壊を積極的に許し，地震力の逸散，設計遊間の減少を計った構造。（③～⑥で採用）



図—4.1.1　ヒンジ床版構造

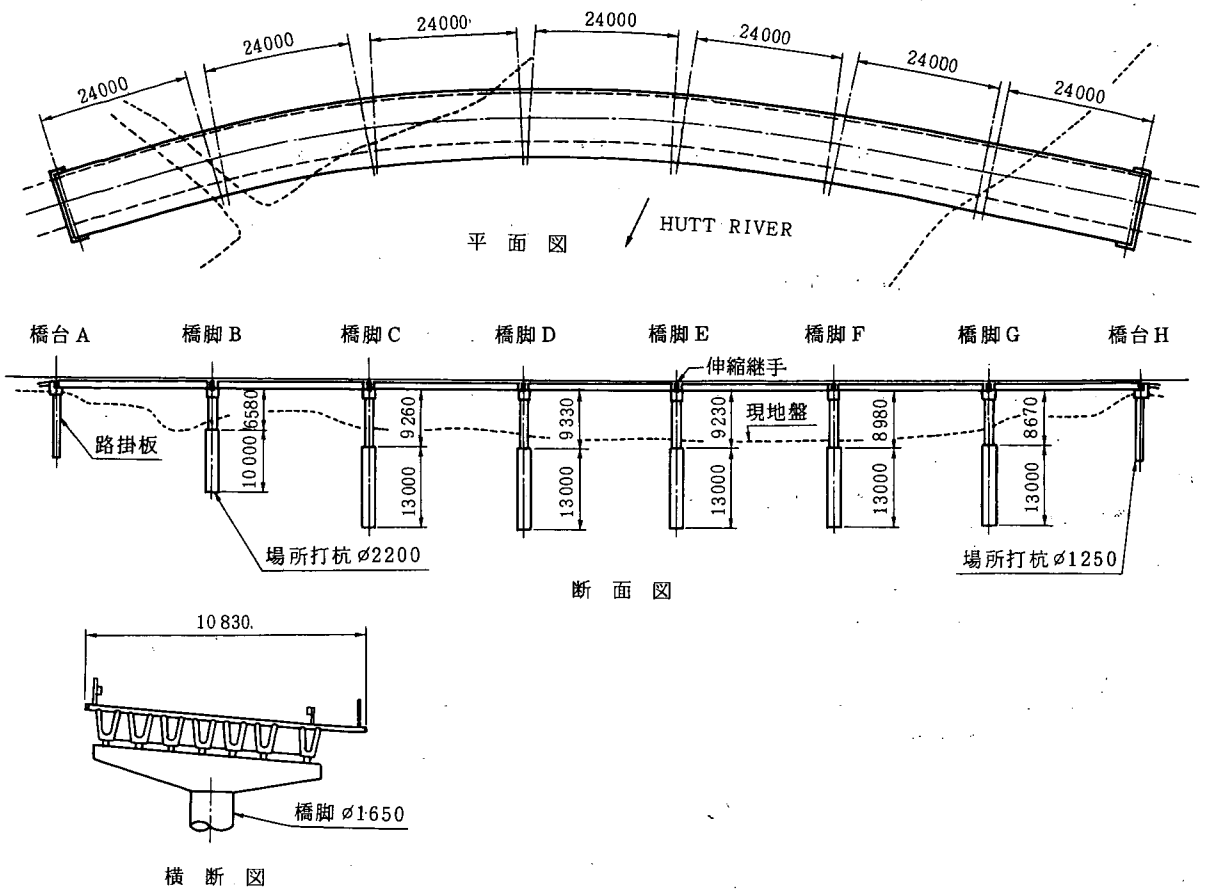


図—4.1.2　ノックオフ構造

調査は，特に，橋梁形式・設計方針・免震装置の特徴・移動制限装置および伸縮継手などに着目して行った。そのうちの代表的な例として，Moon Shine Bridgeについて調査内容を表－4.1.3および図－4.1.3に示す。

表－4.1.3　Moon Shine Bridgeについての調査内容

PC免震橋梁の実績調査票		
橋梁名		MOONSHINE BRIDGE
出典		ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書
橋梁諸元	桁形式	U形プレキャストPC単純桁（横7連）＋PC合成床版
	径間長	7@24 = 168 m
	橋脚形式	橋脚：T字形，1脚1柱，φ 1.65 m円形橋脚 橋台：盛りこぼし橋台
	基礎形式	橋脚：場所打杭φ 2.20 m × 1本 橋台：場所打杭φ 1.25 m × 2本
	地盤条件	密な礫層
	竣工年	1986年
設計方針	免震装置の採用理由	ピアとアバットの間で地震力の再分配を行い，ピアの損傷の軽減を計る。
	設計手法	Design charts（CD P818 / A），Highway Bridge Design Brief（1978）
	設計震度	A Zone，（設計加速度　El Centro 0.16 g　Artifitial B1　0.23 g）
免震装置及びその作用方向		アバット：LRB（鉛プラグ入りゴム支承）　14個 ピア：RB（ゴム支承）　30個　およびLRB　54個　（総計数） Q_d=33.75 kN Q_d / W = 8 ～ 10 %
移動制限装置		橋軸方向：橋脚は，1橋脚当りせん断キー4箇所（クリアランス 70 mm） 橋台はノックオフ装置 橋台と桁，桁と桁は緩衝用ゴムリングを入れて鋼棒で連結。 橋軸直角方向：橋軸方向に配置された鋼棒で抵抗
伸縮継手		鋼重ね合せジョイント（橋台車道部には無し） 可動幅は橋脚　24 mm，橋台　19 mm
その他特記事項		1. ヒンジ床版構造。すなわち，桁は単純桁であるが，橋脚上で床版は連続させておき，ここで軸力と橋軸直角方向のせん断力を伝達させる。 ただし，曲げモーメントの伝達は期待されていない。 2. 床版の連続は4スパンと3スパンにわかれ，床版上にクリアランスがある。（4スパン側で25 ℃の温度で29 mmの移動を見込んでいる） 3. 横桁はRC構造で，桁両端部のみで中間横桁はない。



図—4.1.3　Moon Shine Bridge一般構造図

(3) 免震橋梁の課題

PC免震橋梁の現状調査より，今後新しい概念の免震橋梁を考えていく上で課題となると思われることを以下に列記する。

i) PC免震橋梁においては，PC特有の現象である乾燥収縮やクリープを考慮する必要があり，また，橋梁上部工の重量が重くなるため地震による橋梁上部工の変位が大きくなる可能性がある。したがって，その変位に対応する継手部分の遊間あるいは移動制限装置の考え方を明らかにしていく必要がある。

ii) クリープ・乾燥収縮による免震装置の変形が，免震装置の地震時挙動にどういう影響を与えるのかを確認していく必要がある。

iii) 橋脚上部に支承を兼ねた免震装置を用いたケース（②～⑥）では，全て鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）と，通常のゴム支承（RB）を併用している。この場合，応答の異なるLRBとRBの間で反力がどのように分配されるかを明らかにし，併用の合理性を検証する必要がある。

iv) LRBとRBの併用は免震装置のコンパクト性といった面から採用されたものと思われるが，今後，コンパクトな新しい免震装置の開発が新しい概念の免震橋梁を考える上で必要となろう。

4.1.3　PC免震橋の設計法の調査

(1) 調査目的

橋梁を対象として免震設計法を基準相当に整備したものとしては，ニュージーランドの免震設計法と(財)国土開発技術研究センターでとりまとめられた『道路橋の免震設計法ガイドライン(案)』がある。しかし，設計法としての具体的な設計手順はいずれも研究段階であり，PC橋を免震設計する場合，検討すべき課題が残されている。そこで，特に，設計手順に着目して設計上の課題を調査した。なお，ニュージーランドについては，設計手順はそれ程詳しくないため，文献〔9〕を調査することとした。

(2) 設計手順の比較

(1)で示した設計法についての設計フローの対比を表－4.1.4に示す。

表－4.1.4　免震設計の比較

	道路橋の免震設計ガイドライン(案)	Development of Revised Design Procedures for on Lead-Rubber Bearings
step 1	免震装置の設計	支承を選択する。
step 2	「震度法による設計水平震度」に相当する地震力が作用した場合の免震装置の等価剛性K_bの算出	支承の初期剛性，降伏後剛性を用い，(T_u，T_d)を求める。
step 3	橋の固有周期T算出	有効降伏強度を設定する。
step 4	「震度法に用いる設計水平震度」K_h算出	設計チャートから，有効周期，有効剛性を決定する。
step 5	下部工の耐震設計	有効周期，有効減衰を用い，設用線形応答スペクトルから，全の上部構造物の応答を決定する。
step 6	「地震時保有水平耐力法」に相当する地震力が作用した場合の免震装置の等価剛性K_bの算出	橋梁，橋台個々の応答を求める。
step 7	橋の固有周期T算出	橋梁の応答をチェックする。応答のレベルが満足できなければ新たに支承を選択し，step 1を繰り返す。
step 8	地震時保有水平耐力に用いる設計水平震度K_{hc}算出	個々の支承の最大変位を求め，その時点で支承の安全性を照査する
step 9	K_{hc}に相当する地震力が作用した場合の免震装置に作用する変位U_DがU_B以下か？U_B以上の場合はstep 1にもどる。	
step10	地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度K_{he}の算出	
step11	地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートの安全性調査	

ニュージーランドの耐震設計では，中程度の地震（再現期間75年程度），設計地震（再現期間150年），設計地震を超える地震の3レベルを想定するが，設計の繁雑さを考慮して設計地震に対してのみ設計することとなっている。したがって，文献で考えられている設計フローもこれに対応した1段階の設計手順となっている。

文献〔9〕（以下NGと略す）とガイドライン(案)（以下GLと略す）の設計手順上の特徴を述べれば以下のようである。

① NZでは，有効降伏強度，有効周期，有効減衰という概念で免震沓を持つ橋梁を単純化し，全体の上部工の応答を決定するという手法を用いており，設計手順の簡略化を図ろうとしている。

② 免震沓の設計および設計全体については試行錯誤的に行なうところがある。

③ GLについては，震度法による設計段階と保有水平耐力照査段階の2段階および動的解析による照査など検討段階が多く，それだけ試行錯誤的検討が多くなっている。

(3) ガイドライン(案)の課題

『ガイドライン(案)』を例として設計上の課題をまとめたものを表－4.1.5に示す。

表－4.1.5 ガイドライン(案)における設計上の課題

a）「ガイドライン(案)」の課題	
① 第3章 免震装置の設計	• 地震荷重以外の荷重に対する設計方法 （例） PC橋でのクリープ・乾燥収縮 • 免震支承の設計上の許容水平変位量の設定法
② 第4章 免震設計	• 設計震度に減衰の影響を加味する必要はないのか？ • 「免震設計をしない場合の4/5を下回ってはならない」 （4.2.2）4/5の根拠。免震橋梁を設計する場合に，非免震橋梁も設計しなければならない非合理性。 • 構造系全体の1次モードだけで，簡易計算法での地震外力を評価してよいか？
③ 第5章 動的解析	• 保有水平耐力法の照査方法として {耐力で照査する方法 変形で照査する方法 の2方法で照査を行なう必要があるか？
④ 第6章 免震装置を用いた場合の構造細目	• けた端部の遊間の考え方について 免震支承を用いると水平変位量が大きくなるので，けた端部の遊間にたいしてはノックオフ構造も含めて，設計理念を十分検討する必要があるものと思われる。
b）PC橋の設計の際に特に問題となること	
① クリープ・乾燥収縮の考え方	• 免震装置の設計において，「クリープ・乾燥収縮」の影響を考慮する場合は次の2つの方法が考えられる。 1）免震装置設置に際して，クリープ・乾燥収縮に相当する変位量をあらかじめ予測し，免震装置に初期変形を与えておく方法。 2）クリープ・乾燥収縮が発生することによる影響を反映して，免震装置の設計を行なう方法。 • 上部構造の移行断面力の算定には，免震装置の剛性を考慮して構造解析を行なう必要があるものと思われる。
② けた端部の遊間の考え方について	PC橋の場合は，地震荷重以外の常時荷重（クリープ・乾燥収縮など）による移動量が大きいので，常時と地震時のけた端部の構造の変化（ノックオフ構造など）も含めて，設計手法を考える必要があるものと思われる。

(4) 今後の課題

今後検討すべき課題として以下が考えられる。

① 設計手順において，試行錯誤的に設計を行なう項目が多く，繁雑となっており，これらについて改善する必要がある。

② PC橋特有の課題として，クリープ・乾燥収縮の影響を考慮した免震装置の設計方法を考案する必要がある。

4.1.4 我国におけるPC橋の耐震性の現状調査と免震化への適応性

(1) 調査の目的

本項目は，現在我国で採用されているPC橋の構造系についてその耐震性の調査を行ない，免震構造化への適応性を探るものである。

調査は，現状で採用されている代表的な構造形式について，その耐震固定方法，適用範囲，橋脚断面の決定要因などから，免震化の可能性を確認すると共に，免震橋梁をPC橋に適用する際の効果の度合を推定した。

(2) PC橋の採用形式

国内で採用されているPC橋は，その構造形式・施工方法・断面形状等でさまざまな種類があるが，一般的に採用されている代表的な形式は，表－4.1.6の形式である。

表—4.1.6　PC橋の採用構造形式

工種および施工法		形　式	断面形状	適用支間(M) 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 150 200 250 300
プレテンション プレキャスト桁	工場製作	単純桁	スラブ桁	
			T　桁	
			ホロー桁	
		連結桁	T　桁	
ポストテンション プレキャスト桁	現場製作	単純桁	T　桁	
			箱　桁	
			合成桁	
		連結桁	T　桁	
	ブロック工法	単純桁	T　桁	
支保工工法	支保工施工	単純桁 連続桁	中空床版	
			箱　桁	
			版　桁	
大型移動支保工	サポートタイプ ハンガータイプ	単純桁 連続桁	中空床版	
			箱　桁	
			版　桁	
押出工法	現場製作	連続桁	箱　桁	
片持架設工法	場所打	連続桁	箱　桁	
	ブロック工法	有絞ラーメン		
その他の工法		トラス橋		
		アーチ橋		
		ラーメン橋		
		斜張橋		

出典：プレストレストコンクリート建設業協会「PC橋の計画について」

(3) 調査分析結果

主に構造形式に着目して，耐震性の特徴，耐震固定方法の調査を行ない，免震化に適応しやすい橋梁形式の検討を行なった。また，それらの橋梁の橋脚断面に着目し，橋脚断面が決定している要因についての調査を行ない，免震化した場合の適応性，免震化の適用範囲についての分析を行なった。

ⅰ）橋梁形式と耐震性の調査

各構造形式の耐震性の特徴を表－4.1.7にまとめた。

表－4.1.7　各構造形式の耐震性の特徴

構造系	耐震性の特徴
単純桁 連続桁（一点支持）， トラス，Tラーメン， 有ヒンジラーメン	一点支持であるため過大な水平力が作用した場合，主桁の免落，橋脚のひびわれ等が発生する可能性がある。クリティカルになるのは支承部および固定橋脚下端である。震度法や1自由度系の振動を考慮した修正震度法にて設計が行なわれる様に，応答に寄与するモードはほとんどの場合1次モードである。
連続桁（多点支持） 連続ラーメン	多点固定構造であるため，地震により1ケ所の固定装置破壊もしくは，橋脚に欠損が生じた場合でも，他の支承や橋脚に再分配される事が予想されるため，比較的耐震性に富む構造である。クリティカルとなるのは，連続桁では支承および各橋脚下端，連続ラーメンにおいては，主桁と橋脚の剛結点，および各橋脚下端である。高橋脚を有するものを除き応答に寄与するモードは1次モードである場合が多い。
斜張橋	主桁，斜材で形成される部分については，高次の内的不静定構造であるため，耐震性の高い構造である。 主橋脚あるいは水平力伝達装置には，地震力が集中するため最もクリティカルとなる部分である。一般に動的解析に基づく耐震設計が行なわれる様に高次の振動モードも応答に寄与する形式であり，また比較的固有周期も長い。
アーチ	常時に発生する大きな軸力および水平力を直接アーチアバットもしくは，支承に伝達する構造であり，地震時にクリティカルになるのは全ての力が集中するアーチスプリンギング部である。

ⅱ）耐震固定方法の調査と免震橋梁の適応性

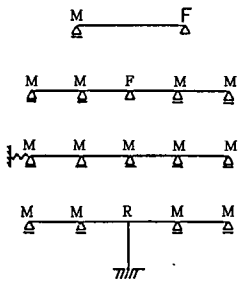
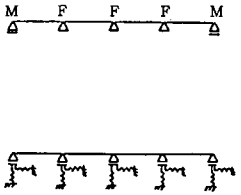
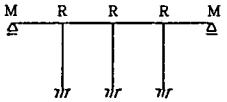
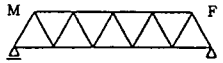
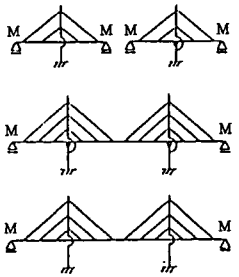
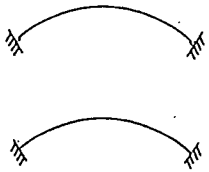
PC橋が適用されている構造形式について，耐震固定方法および一般的な構造特性，免震橋梁への適応性について表－4.1.8にまとめた。

表より免震化のメリットが大きいと考えられる形式は，単純または連続形式の桁橋である。しかし伸縮継手を少なくして多径間連続の橋梁が採用される傾向であることより，最も免震化に適しているのは連続形式の桁橋であると考えられる。

ⅲ）免震化の効果

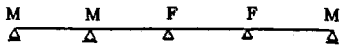
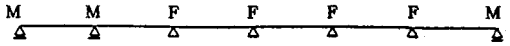
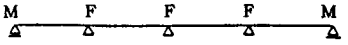
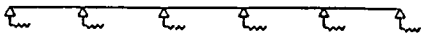
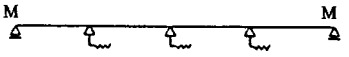
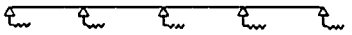
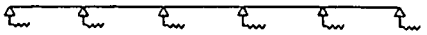
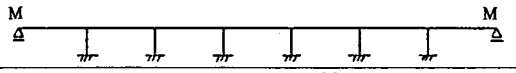
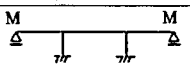
免震化への適応性が高いと考えられる連続形式の桁橋の中で地震時慣性力を多点支持する形式の橋梁数橋を調査対象として，地震力の影響の度合を調べた。調査対象橋梁は連続型式8橋（橋種A～H：このうちD～Hは反力を分散する形式），ラーメン形式の橋梁2橋（橋種Ⅰ～Ｊ），合計10橋の橋梁である。

表— 4.1.8　各形式の免震橋梁への適応性

	単純桁，連続桁（一点支持）	連続桁（多点支持）	連続ラーメン	トラス	斜張橋	アーチ
構造系						
耐震固定方法	• アンカーバー • 固定支承(ピン支承) • 水平バネ（ケーブル等） • 主桁と橋脚の剛結合	• アンカーバー • 固定支承(ピン支承) • ダンパー（粘性材，ケーブル等） • 水平反力分散支承	• 主桁と橋脚の剛結合	• 固定支承(ピン支承)	• 固定沓（ピン支承） • 主桁と橋脚の剛結合 • ダンパー（粘性材，ケーブル等）	• アーチ部材とアーチアバットのピン結合，剛結合
採用断面	T桁，I桁，ホロー桁（プレテン・ポステン桁） 箱桁，版桁	T桁，I桁，ホロー桁 箱桁，版桁	箱桁	床版＋トラス部材	ホロー桁，箱桁，2主桁	箱断面，充実断面，2主桁断面
クリープおよび乾燥収縮の固定点への影響	1点固定であるため，クリープ乾燥収縮の主橋脚への影響はない。	温度変化およびクリープ乾燥収縮の影響は，固定する支間長，基礎形式により大きくなるケースがある。	温度変化およびクリープ乾燥収縮の影響は橋脚高によって大きくなるケースがある。	影響はない。	3径間以上の斜張橋の場合影響が大きい。従ってこの場合，連続桁形式あるいはフローチング形式とする事が多い。	クリープ乾燥収縮の影響は大きい。
適用の条件等	地震種別による影響はない。	支承条件が固定のケースでは，固定する支間長に限界がある。 反力を分散する形式の場合，支承部のバネが小さいため，どの様な基礎形式でも適用可能である。	比較的堅固な地盤に採用されている例が多い。低い橋脚の場合や橋脚高に変化がある場合には，ラーメン構造の成立しないケースが生ずる。	単純桁および一点固定と同様である。	主塔基礎は比較的堅固な箇所に採用される事が多い。	一般的に地形が急峻で堅固な岩盤を有する場所に採用される。
免震橋梁への適用	固有周期は一般に短く，固定部に大きな慣性力が作用する。従って，免震化のメリットは影響は大きい。 ○	慣性力の低減は橋脚の断面の低減を計れるため免震化のメリットは大きい。 ○	地震による断面力は橋脚内で交番する。このため，免震化を計ってもメリットは少ない。 △	単純桁および一点固定と同様である。 ○	一般に長周期の場合が多く，免震化のメリットは少ない。 △	免震化のメリットは大であるが，装置の取付が困難である。 △

調査対象橋梁の構造諸値を表－4.1.9に示す。

表－4.1.9　調査対象橋梁の構造諸値

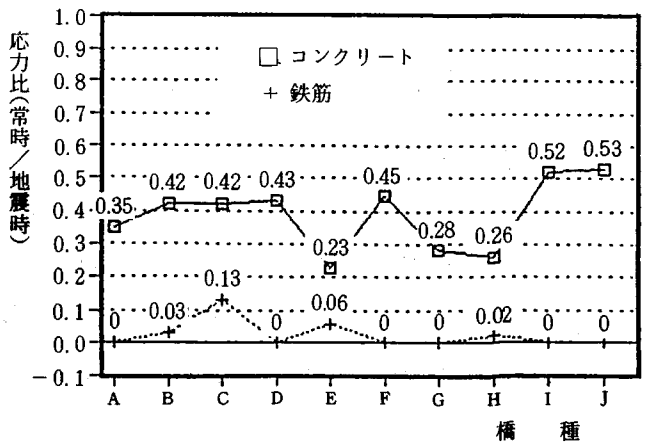
橋名	橋　長	支　間　割	平均橋脚高	支　承　条　件
A	111.6　m	27.35＋2＠27.9＋27.35	16.2　m	
B	195.5　m	27.75＋4＠35.0＋27.75	11.6　m	
C	134.6　m	33.3＋2＠34.0＋33.3	10.5　m	
D	300.0　m	5＠60.0	9.7　m	
E	249.4　m	3＠64.2＋56.8	20.3　m	
F	101.0　m	25.0＋2＠25.5＋25.0	12.4　m	
G	173.8　m	34.4＋3＠35.0＋34.4	10.9　m	
H	338.325 m	63.375＋3＠70.500＋63.450	12.8　m	
I	533.0　m	64.0＋5＠81.0＋64.0	46.3　m	
J	279.6　m	82.3＋115.0＋82.3	38.35 m	

調査は，対象橋梁の橋脚下端のコンクリートと鉄筋の応力度状態に着目し，常時と地震時のそれぞれの応力度を抽出した。そして，橋脚断面の決定要因について分析した。この結果，橋脚断面が決定しているのは，全てのケースで地震時であった。さらに，免震化の効果の確認のため，コンクリートと鉄筋の応力度の常時と地震時の比を求めたものが図－4.1.4である。（常時）/（地震時）の比率は，常時応力度が地震時応力度に対し，どの程度の割合を占めているかを示すものであり，将来免震化により地震時応力度が低減した場合の指標になるものと考えられる。

調査橋梁の範囲では地震時に対する常時の応力レベルはコンクリートで4割前後，鉄筋ではほぼ0に近い事がわかる。従って，免震化した場合の地震力の低減による効果は十分期待できると考えられる。

ⅳ）免震橋梁の適用範囲の推定

連続した橋梁の構造形式を選定するにあたり重要視される項目は経済性である事が多く，その結果，支承がなく，地震時の橋

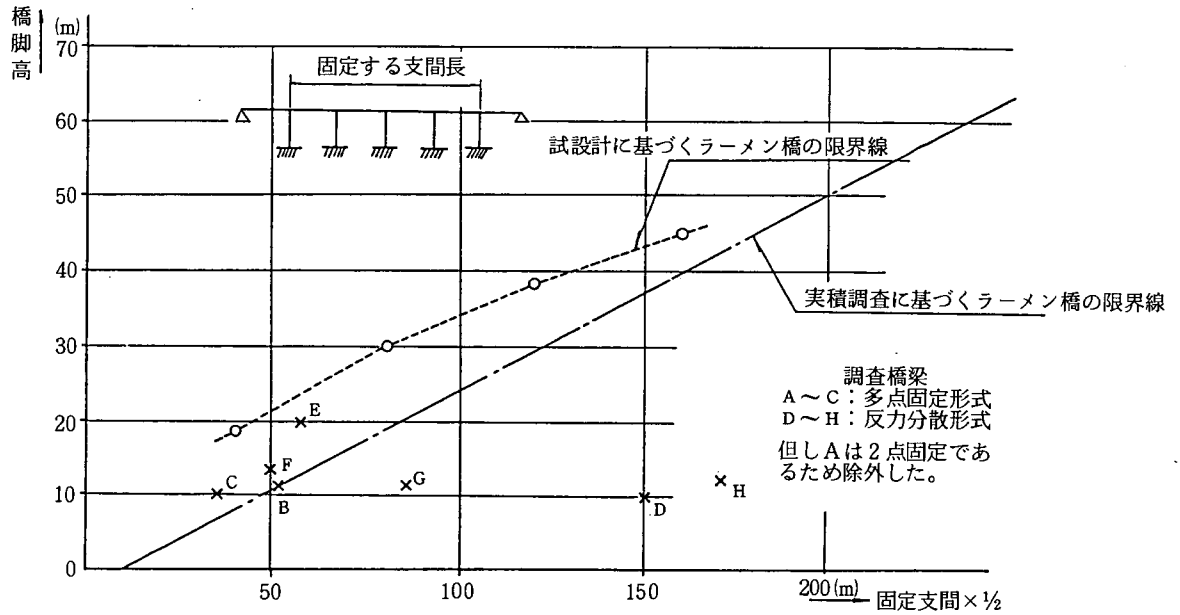


図－4.1.4　橋脚下端での応力比

脚もモーメントが橋脚内で交番する形式であるラーメン構造が採用される場合が多い。しかし，ラーメン橋梁には，図−4.1.5で示す様に固定する支間長に関する橋脚高の限界がある。すなわち，桁の温度変化およびクリープ・乾燥収縮による移動に対しても，橋脚部材が拘束するため，常時に於いても橋脚にモーメントが発生する。特に，変形しにくい低い橋脚ではモーメントの値が大きなものとなり，橋脚を太くしてもモーメントの値が増大するため，結果として構造的に成立しない事になる。

このため，現状では限界線以下に支承を有する連続桁形式を採用するケースが多い。図−4.1.5に実績調査を行なったA〜Hの連続桁を記入したが，これらはいずれも試設計に基づく限界線以下に位置していることがわかる。

従って，免震橋梁の適用を考える場合に於いても，ラーメン橋梁と競合しない範囲を目安とする事が望ましいものと考えられる。



図−4.1.5　調査橋梁の橋脚高・固定する支間長との関係

出典：高速道路調査会「PC多径間連続ラーメンに関する研究報告書」

4.1.5　免震化に影響する諸要因の調査および対象橋梁の選定

(1)　調査目的

ＰＣ橋を免震化し適用していくにあたっては，橋梁を取り囲む外的要因により，設計的にどのような影響を及ぼすのか定量的に把握しておく必要がある。ここでは，現時点で考えられる諸要因をリストアップし，次年度以降着手するパラメータ解析の参考とするものである。

また，免震化を検討していくにあたって，比較対象として適切な橋梁モデルの選定も行なった。

(2) 影響要因の調査

免震化に影響するとおもわれる要因を整理すると表－4.1.10の通りである。

表－4.1.10　免震化に影響する要因

主　要　因	諸　要　因	細　　目
免震構造採用の適否に関する要因	①上部工形式	連続桁形式が効果的（4.1.3(3)参照）
	②平面線形	曲線，斜角，拡幅，分岐等を有する構造での採用の適否
	③地盤の液状化	液状化地盤では採用しない（ガイドライン）
設計的に影響を及ぼす要因	④橋脚の剛性差	縦断勾配，橋脚高さ
	⑤基礎の剛性差	基礎形式，地盤バネ
	⑥地盤特性	同一橋梁内での不均一性

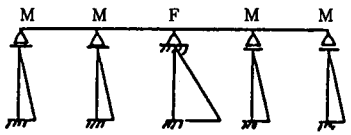
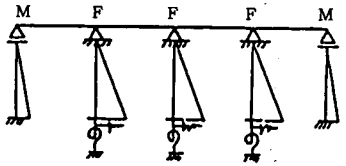
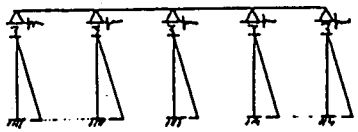
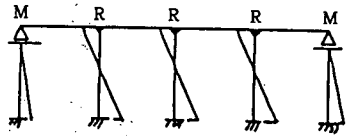
(3) 対象橋梁形式の調査

前項4.1.4(3)の調査結果から，免震化の適用性を考慮して，効果的と考えれる構造は連続桁形式であることが判った。

連続桁形式は支持方式により橋脚に作用する地震力の分担や断面力性状が異なるためこれらの整理を表－4.1.11のように行った。

結果として免震化の検討モデルとしては，地震力の分担性状が似ている弾性支承を有する反力分散方式が適切と考えられる。

表—4.1.11 連続桁の支持方式の違いによる特質比較と，免震化モデルの選定

支持方式	①1点固定方式		②多点固定方式		③反力分散方式		④剛結ラーメン方式	
構造系と橋脚曲げモーメント性状								
支持機構と特質	• 一連続桁内の1ケ所を固定とし他点を可動とした構造である。 • 地震力は固定橋脚で全部受け持つため，可動橋脚に比べ大規模となる。		• 端支点部を可動とし，中間支点部を固定とした構造である。 • 地震力は中間部の固定橋脚で分担して受け持つ。		• せん断バネを有する支承またはダンパー材にてバネ支持した構造である。 • 地震力は全橋脚で分担する。またバネの調整により水平力の分担率を任意に調整可能。		• 端支点部を可動とし，中間支点部を剛結とした構造である。 • 地震力は中間部の剛結橋脚で分担して受け持つ，橋脚モーメントは上，下端に分散される。	
基礎，地形条件への適応性	どのような基礎形式にも対応可能であり，地質・地形条件に影響を受けにくく適用性が高い。	◎	直接基礎では橋脚モーメントが大きくなるため杭基礎に適応し易い。従って地質・地形条件に影響を受けやすい。	○	支承部のバネが橋脚や基礎のバネに比べ小さいためどのような基礎・地形条件にも適応する。	◎	主桁と橋脚の剛性比によって各橋脚の分担比が変わるため，地質・地形条件に影響を受け易い。	△
適用連続径間数（実績）	一般的に，3～5径間が多い。	○	直接基礎では5径間程度杭基礎では12径間程度まで可能。（スパン18m程度）	○	実績では10径間程度あるが，更に多径間化は可能である。	◎	スパンと脚高の剛性比が良い場合で5径間程度。	○
耐震性	固定橋脚への過度の集中と可動支承の摩擦力の変動が耐震性のキーポイント。	○	地震力の分担は比較的明確であるが，脚高や基礎の影響を受け易い。	△	脚高や基礎の影響を受けにくく地震力の分担が明確である。（支持機構は免震橋梁と類似している。）	◎	構造全体が一体となって挙動するため耐震性は高い。	◎
免震化モデルの選定	○		○		◎		△	

4.1.6　PC橋の免震設計研究の基本方針および次年度研究計画

(1)　PC橋の免震設計研究の基本方針

従来，橋梁の耐震設計は，橋梁を構造物と考えて落橋あるいは崩壊させないことを目的として行なわれてきた。しかし，近年橋梁が単なる独立した構造物ではなく，物資運輸上，道路の一部，さらには，地域社会の経済活動を支える必要欠くべからざる機能を担うものであるという認識が高まっている。このような，橋梁の機能の重要性が再認識されはじめた現在，橋梁はいかなる地震に対しても構造崩壊・落橋しないことはもちろん，運輸・交通機能を常に発揮し，その地域社会の経済活動を保持することを期待されていると言える。このための手段として，地震力に対し強い橋梁の建設を目指すものが耐震設計であり，この地震力そのものから橋梁自身を免れさせ，あるいは地震力を低減させた上で，構造設計を行なおうとするものが免震設計である。

本研究では，この免震設計をPC橋梁の設計に導入することにより，従来の耐震設計では設計不能あるいは不経済となる拘束を取り除き，PC橋梁の適用範囲の拡大をねらいとしている。このため，研究を進めるにあたり，免震設計を行なった場合の適用性を明らかにすること，また，実際に設計を行なう場合の諸問題について以下の事を基本として検討を行なうものとした。

1）パラメータ解析では，免震の効果，適用性，適用範囲などを検討する。

2）検討に当たっては，非免震（反力分散方式の橋梁）と比較する。

3）入力地震動は，免震・非免震とも同様のものを用いる。（道示Vの入力用地震動）

4）試設計を行なうに当たって，基本的な設計の流れについては，「ガイドライン(案)」に従って行ない，その問題ケ所について解決しながら進めて行くものとする。

今年度は，特に次年度以降着手するパラメータ解析・試設計のため，できるだけ免震効果の得られやすい橋梁形式の選定および，PC橋梁を免震設計する場合予想される問題点の整理を目標として調査を行なった。

この調査により，以下のことが判明した。

(i)　連続桁形式の桁橋の橋脚断面が地震時で決定される場合が多いため，この形式の橋梁に大きな免震効果が期待でき，また同形式橋梁のうちでも，地震力分担性状が似ている弾性支承を有する反力分散方式が免震化の効果が大きいといえそうである。

(ii)　免震橋梁設計の基準は，国内に「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）―国土開発技術研究センター―」が一応存在するが，PC橋梁に特有のクリープ・乾燥収縮の扱いが不充分である。

以上，今年度の調査結果を踏まえ，次年度では，反力分散方式の連続桁橋梁をモデル化しパラメータ解析を行い，免震の効果・適用性等をさらに詳細に検討し，試設計を行なうことにより具体的・現実的にPC橋梁の免震設計を扱う計画をしている。

なお，試設計を行なう際には，前述「ガイドライン(案)」に準拠するものの,その記述の一部（例えば「設計水平震度は，免震設計を用いない場合の設計水平震度の 4/5 を下回ってはならない。」）をあえて無視し，橋梁の免震化による効果をより明確に検討することとしている。

(2) 次年度研究計画

次年度は連続桁形式のPC橋について，免震構造を採用した場合の地震時挙動に影響を及ぼす要因についてパラメータ解析を実施することにより，各要因の影響度を定量的に把握し，免震効果，適用性，適用範囲を検討する。

次年度の研究項目としては以下の通りとする。

① 解析条件の設定

解析パラメータの選定，組み合わせ，解析対象橋梁の選定，その他の解析条件（荷重，地震動条件，免震装置のモデル化等）の設定を行なう。

② パラメータ解析

解析条件の下で，応答スペクトル法により動的解析を実施する。

③ 各要因の影響度

振動性状（固有周期，振動モード），変位，断面力について比較することにより，各要因の影響度について定量的に把握する。

④ 適用範囲の検討

免震効果について定量的に検討し，適用範囲を明確にする。また，免震化した場合の問題点についても検討する。

⑤ 試設計の基本方針の設定

上記の検討結果を下に，有効な免震効果が得られる範囲の設計条件を設定し，試設計を通じて検討する課題を設定する。

次年度の研究工程を表－4.1.12に示す。

表－4.1.12 次年度研究工程

項目	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
解析条件の設定	←		→									
パラメータ解析			←			→						
各要因の影響度							←		→			
適用範囲の検討							←		→			
試設計の基本方針の設定										←		→
まとめ										←		→

＜参考文献＞

1）ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書：（財）国土開発技術研究センター免震装置を有する道路橋の耐震研究委員会 現地調査団，1987.12

2）川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料30－9，1988

3) 川島一彦：ニュージーランドおよび米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術，土木技術資料31－3，1989

4) Billings, I.J. and Kirkcadie, D.K.：Base Isolation of Bridge in New Zealand, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

5) Stuart, C.R.：Seismic Retrofitting of Highway Bridge in New Zealand, New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987

6) PC橋の計画について：（社）プレストレストコンクリート建設業協会，プレストレストコンクリート技術資料№2，1984.2

7) PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書：（財）高速道路調査会，1988.3

8) 道路橋の免震設計法ガイドライン（案）：（財）国土開発技術研究センター，平成元年3月

9) Turkington, D.H., Cooke, N., Moss, P.J. & Carr, A.J.：Development of Revised Design Procedures for Bridges on Lead-Rubber Bearings, Proc. of New Zealand-Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, Wellington, New Zealand, 1987

＜民側担当会社＞　鹿島建設㈱，住友建設㈱，三井建設㈱，大成建設㈱，新構造技術㈱

4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究

4.2.1　研究計画と元年度研究成果の概要

(1) 研究の範囲と目標

本研究は鋼道路橋の免震設計の適用性について，鋼橋としての特質を考慮し，設計的観点から多角的な研究を行なうものである。

ⅰ）範　　囲

本研究を実施するにあたっての範囲を以下のように設定する。

① 構造形式は免震構造の特徴ならびに有用性が活かされる可能性のあるものを，広範囲の中から整理し，研究対象として選定する。

② 研究に用いる免震装置としては，既存の装置あるいは共同研究で開発される装置で実現性の高いものを用いる。

③ 免震設計の手法としては，（財）国土開発技術研究センターで取りまとめられた「ガイドライン（案）」に準拠して行なう。

ⅱ）目　　標

免震装置を有する鋼橋の適用性について，適用条件，適用可能範囲，有用性（効果）等に着目し，適当な解析モデルを設定してパラメータ解析を実施する。また，鋼橋としての特質を生かした免震装置の新しい利用方法，あるいは免震支承を使用しない免震構造系についても検討を行なうこととする。

また，今後の研究課題についてもまとめることとする。

ⅲ）研究工程

本研究の研究項目と工程は以下のとおりである。

表－4.2.1　研　究　工　程

研　究　項　目	平成元年度	平成2年度	平成3年度
研究対象の各種調査	←――→		
基本方針の策定	←――→		
パラメータ解析による適用性の検討		←――→	
免震装置の利用方法の検討			←――→
新免震構造の検討			←――→
今後の課題の整理			←――→

(2) 元年度研究計画

元年度の研究項目と内容の概要は以下のとおりである。

① 鋼橋の免震橋梁の実績調査

免震構造の鋼橋への適用を検討するにあたり，現状の鋼橋の振動性状や動的解析の手法などについて調査する。また，ニュージーランドの免震橋についても調査する。

② 我国における鋼橋の耐震性の現状調査

我国の鋼橋の地震による被害や橋梁形式による耐震性の特徴を調査するとともに，免震構造に適する橋梁形式を選定する。

③ 鋼橋の免震および耐震設計法の調査

実績調査に基づいて，支持方式や解析手法等について調査する。

④ 免震化に影響する諸要因の調査

免震構造の適否および免震構造とした場合に耐震的に影響を及ぼす要因について調査する。

⑤ 鋼橋の免震設計研究の基本方針

元年度における種々の調査結果を基に，次年度以降の基本的な方針を決める。

(3) 元年度研究成果の概要

元年度研究成果の概要は以下のとおりである。

① 鋼橋の免震橋梁の実績調査

橋梁形式毎の各部位の固有周期ならびに橋脚高と固有周期の関係が傾向的に把握できた。また，ニュージーランドにおける免震橋の事例と免震装置の適用方法が確認された。

② 我国における鋼橋の耐震性の現状調査

過去の地震による被害の傾向が把握できた。また，橋梁形式と耐震性の特徴を整理することにより，免震化に適する橋梁形式として連続桁形式が最適と判断された。

③ 鋼橋の免震および耐震設計法の調査

長大橋を含めた支持形式と原理が明らかになった。また，既存の多径間連続桁で特色ある耐震設計を行なっている橋に対して地震力の分担方式と原理を整理し，免震設計の着目点を探った。

④ 免震化に影響する諸要因の調査

免震構造を採用する場合の適否に対する要因について整理し，次年度に行なうパラメータ解析の資料とした。

⑤ 鋼橋の免震設計研究の基本方針

次年度以降の研究の基本的な方針を定めた。

4.2.2 鋼橋の免震橋の実績調査

(1) 目　的

免震構造の鋼橋への適用を検討するにあたり，現状の橋の振動特性，動的解析などの解析手法やそのパラメータを調査するために，このような記述がある文献を選び実績表として比較しやすい形にまとめる。

ニュージーランドの免震橋も，今後の免震構造を検討するために調査し実績表としてまとめる。

この実績の調査から現状の橋の耐震性状や問題点を探り，来年度実施する研究計画に反映させるものとする。

(2) 実 績 表

実績調査は，国内の特に耐震性に留意して設計されている鋼橋を主体に実施した。結果を，構造形式，解析手法，固有周期，入力地震波，橋脚高さ等に着目して整理した。またニュージーランドの免震橋については，構造形式との関係における免震装置の使い方などについて調査した。調査した橋梁の実績表を表－4.2.2～表－4.2.4にまとめた。

表－4.2.2　耐震性に留意して設計された鋼橋の実績表（その１）

＊橋軸方向

No.	1	2	3	4	5	6	7
橋名	KT38工区高架橋	吉野工区高架橋	沼尾川橋	千代橋	手取３号橋	手取４号橋	手取８号橋
着工月日			S57.5				
施主	首高第二建設部	阪高大阪第二建設部	日本道路公団	茨城県土木部	電源開発KK	同　左	同　左
場所	東京都足立区	大阪市福島区	郡馬県赤城村		石川県手取川	同　左	同　左
形式	12径間連続非合成箱桁	７径間連続非合成鈑桁	６径間連続非合成箱桁	５径間連続箱桁	２径間連続鋼板桁	３径間連続鋼板桁	４径間連続鋼上路トラス
橋長	507.5 m	276.0 m	606.7m	326.5 m	80 m	120 m	286 m
支間割			100,101,101,101,101,100m	5×65.0 m	40＋40	37＋46＋37 m	4@60 m
平面曲線	R＝1200～A＝457.76	R＝∞	R＝3600m	R＝∞			
床版構造	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC
橋脚構造形式	RCパイルベント ２柱H型	RC単柱橋脚	RC レッスル形式	RCT形式橋脚	単柱式円形断面 SRC	同　左	壁式短形断面 SRC
橋脚高	10.5～11.0 m	約22～23 m	46～67m	18.5～18.8 m	約28 m	約30 m	約40 m
基礎形式	場所打ちRC杭 φ2.5～3.0 m	場所打ちRC杭φ1.0 m	ケーソン	鋼管杭φ0.8 m	直接基礎	同　左	同　左
基礎バネの考慮					解析は底面で固定	同　左	同　左
横方向地盤反力係数	地震時 1.0～4.0 温度 0.5～2.0	0.27					
地盤種別	４種	４種		３種			
設計水平震度	上部工・脚0.26， フーチング0.13		橋軸0.18，直角0.25	0.22			
温度変化	温度時±35°C， EQ＋T±25°C		構造計算±35°， 移動量±25°				
不等沈下	5.0 cm	−5～35°C （ストッパーに対して）					
移動量							
伸縮継手	フィンガージョイント （伸縮量± 100mm）						
支承	密閉ゴム支承			ゴム沓（リング沓）			
＊固有周期	0.65 sec	1.3 sec	2.15 sec（解析）	0.54 sec　実測	0.65 ～ 0.75 sec（解析）	0.535 sec（解析）	0.7 ～ 0.95 sec（無旨）
解析方法	モーダルアナルシス， 時刻歴応答解析	簡易モデルと多質点系モデルにて検討				応答スペクトル	同　左
入力地震波	255 gal	200 gal				最大加速度 150 gal	160 gal
減衰定数	0.02	5％		実測対数減衰率 0.10 ～ 0.80			h＝0.2 地盤橋台
その他	中間多ヒンジ固定 支承直角方向にバネを挿入しあらかじめバネを締めつけて空間をなくす 模型実験，振動実験，載荷試験を実施	粘性ダンパーで反力分散 振動実験実施		ゴム沓による反力分散			
文献名	多径間連続高架橋の調査研究報告書 建コン協S57.8 多径間連続高架橋とその動的応答解析 橋梁と基礎 1980.6 12径間連続箱桁の設計と施工　橋梁と基礎1983.10	同　左 粘性せん断型ストッパーを用いた多径間連続桁の設計。橋梁と基礎1980.2 ダンパーを用いた多径間連続橋の耐震設計。 橋梁と基礎 1982.5	沼尾川橋下部工の施工と上部工の設計 1982.8	千代橋パンフレット： 茨城県 ゴム支承を用いた５径間連続鋼箱桁橋の振動特性について 横河橋梁技報　No.19 1990　1月	高橋脚を有する道路橋の耐震設計に関する一考察 橋梁と基礎 78.2	同　左	同　左

表－ 4.2.3　耐震性に留意して設計された鋼橋の実績表（その２，本四の例）

NO	T－1	T－2	A－1	CS－1	S－1	S－2
橋名	予島橋	同　左	大三島橋	岩黒島橋	北備讃瀬戸大橋	下津井瀬戸大橋
着工月日			昭和50年	昭和56年		
施主	本四公団	同　左	同　左	同　左	同　左	同　左
場所	Dルート	同　左	尾道・今治ルート	Dルート	同　左	同　左
形式	2径間連続トラス	3径間連続トラス	単径間2ヒンジ鋼ソリッドリブアーチ	鋼トラス斜張橋	3径間連続補剛吊橋	単径間補剛トラス吊橋
橋長	850 m		328 m	790 m	1538 m	1400 m
支間割	125＋137 m	175＋245＋165	アーチ支間297 m	185＋420＋185 m	274＋990＋274 m	230＋940＋230 m
平面曲線						
床版構造	鋼床版	同　左	合成床版	鋼床版	鋼床版	鋼床版
橋脚構造形式	RC	RC				
橋脚高	24～36 m	20 m				
基礎形式	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎	直接基礎
基礎バネの考慮						
横方向地盤反力係数						
地盤種別						
設計水平震度						
温度変化						
不等沈下						
移動量						
伸縮継手						
支承						
固有周期	ねじれ 0.59 秒 たわみ 1.05 秒	ねじれ 0.79 秒 たわみ 1.95 秒	たわみ 2.16 秒	ねじれ 1.20 秒 たわみ 2.56 秒	ねじれ 2.8 秒 たわみ 5.8 秒	ねじれ 2.7 秒 たわみ 5.1 秒
解析方法						
入力地震波	180 gal	同　左	同　左	同　左	同　左	同　左
減衰定数						
その他						
文献名	橋梁と基礎 1988 VOL 22 No. 8	同　左	同　左	同　左	同　左	同　左

表－4.2.4　ニュージーランドでの免震鋼橋の実績表

NO	N－1	N－2	N－3	N－4	N－5
橋名	BOLTON STREET BRID.	AUROTA TERRACE BRID.	BANNOCK BURN BRID.	CROMWELL BRIDGE	TOE-TOE STREAM BRIDGE
着工月日	竣工 1976	竣工 1976	竣工 1988	竣工 1980	竣工 1979
施主	NATIONAL ROADS BOARD	同　左	VINCENT COUNTY	NATIONAL ROADS BOARD	同　左
場所	ニュージーランド	ニュージーランド	ニュージーランド	ニュージーランド	ニュージーランド
形式	I桁　3径間連続	I桁　3径間連続	3径間連続上路トラス	5径間連続上路トラス	上路トラス
橋長	71 m	61 m	147.6 m	272.2 m	73.6 m
支間割	15.5＋26.2＋29.4 m	12.2＋24.3＋24.9	20＋36.6＋48.8＋36.6＋5.5	44.1＋56.1＋60.1＋56.1＋40.1＋7.8	15.7＋36.6＋15.7
平面曲線	直線（斜橋）				
床版構造	コンクリート床版	コンクリート床版	同　左		
橋脚構造形式	鉄骨	鉄骨	RC壁式	RC壁式	
橋脚高			約 25 m		
基礎形式	RC杭	RC杭	RC場所打杭	直接基礎，RC場所打杭	直接基礎
基礎バネの考慮					
横方向地盤反力係数					
地盤種別	風化岩　Zone A	風化岩　Zone A		河床砂礫，変性岩　Zone A	SAND STONE ROCK Zone A
設計水平震度					
温度変化			40 mm（15°C）		
不等沈不					
移動量					水平 57 mm
伸縮継手			SINGLE SEAL EXPANSION JOINT		STEEL COVER PLATE
支承	橋脚；ピン，橋台；スライド	同　左	LEAD RUBBER BEARING	ゴム支承	LEAD RUBBER BEARING
固有周期					
解析方法	非線形時刻歴応答解析	非線形時刻歴応答解析		非線形時刻歴応答解析	非線形時刻歴応答解析
入力地震波					
減衰定数					
免震用ダンパー	橋台；LED×6	BOLTON STREET BRID. と同じ設計	橋台；LED×8 橋脚；LRB×16	橋台；FBD×6	橋台；LRB×8
文献名	ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書 昭和62年12月 （財）国土開発技術センター	同　左	同　左	同　左	同　左

LED；LEAD EXTRUSION DAMPER　　LRB；LEAD RUBBER BEARING　　FBD；FLEXUAL BEAM DAMPER

(3) 橋梁の固有周期

免震構造は，固有振動の長周期化と，減衰効果を増大させる二つの手法をうまく組合わせることにより実施される。

橋梁の固有振動は，桁の剛性に関係するたわみなどの振動と，橋脚の剛性に関係する上部工の水平方向剛体振動の二つが，代表的なものである。この二つの振動について，現状の橋がどのような固有周期になっているかについてまとめた。

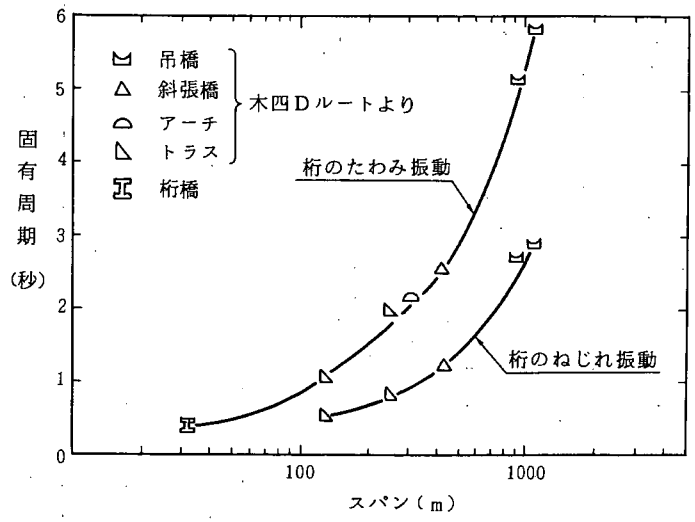
固有周期の現状から，長周期化が適用出来るおおよその構造について検討する。

ｉ）桁の剛性に関係する固有周期

桁の剛性は，スパンの長さに関係する。そこで，桁橋，トラス橋，斜張橋，吊橋について，スパンの長さと固有周期の関係を図－4.2.1に整理した。桁橋，トラス橋，斜張橋，吊橋と構造は異なっていても，スパン長さに対応する周期の変化は連続的である。一般的に，免震構造にするための，長周期化の目標は，1 sec.以上であるから，斜張橋や吊橋の桁の振動は，すでに長周期化されていることになる。ただ基本振動において長周期であっても，高次の振動において，地震振動と連成するモードも多くあると思われるので注意を要する。

ii）橋脚の剛性に関係する固有周期

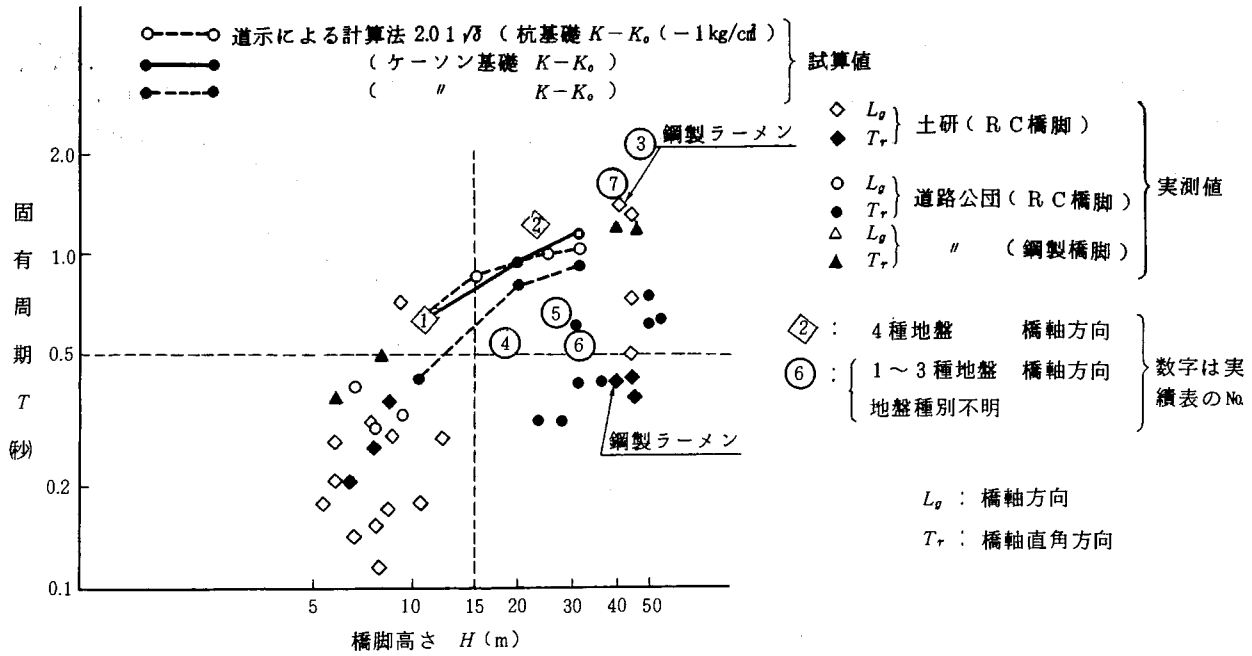
現状における橋脚の高さと橋軸方向の桁橋の固有周期の関係を図－4.2.2に示す。この図では，実績表から橋脚の高さと固有振動数が分るものも書き加えた。この図から，橋脚の高さが高くなるに従って，また地盤が軟弱になると固有周期が長くなることがわかる。



図－4.2.1　スパン長と桁の固有周期との関係

免震橋にするために最適な固有周期を何秒にするかは今後検討すべき項目ではあるが，橋脚の高さが10 m以下の多くの橋は，支承のバネを小さくする構造で長周期化が可能になると思われる。橋脚に免震支承を設置すれば地震時の変形の大部分が免震支承で発生するため，減衰効果を増大させるダンパーの取付け位置も支承の位置でよいと思われる。

一方，橋脚の高さが30 m以上の高橋脚と呼ばれている橋や，地盤の軟弱な場所での橋は，すでに長周期化されていると思われる。このような長周期化されている橋梁では，地震時の変形が基礎や高橋脚にも発生するため，高橋脚上にダンパーを取付けても効果が少ないことが予想される。どのような位置や構造で取付けるのが有効であるかについて，今後検討することも重要である。



図— 4.2.2　橋脚の高さと橋軸方向の固有周期の関係

（基本となる図の出典：阪神高速道路公団設計基準耐震設計編）

(4) ニュージーランドにおける免震橋の構造

ニュージーランドにおける免震構造を採用した鋼橋の概略形状を図— 4.2.3 に，設計コンセプトのまとめを図— 4.2.4 に示す。構造の特徴を以下に記す。

① 鋼橋は，高橋脚と組合わされて採用されている。

② 橋脚が鉛直荷重を受けるだけの，スレンダーな形状である。

③ 橋台はかなり地盤の良い場所に位置し，橋台からメインのダンパーを取付けている構造である。

このような構造の橋を採用した理由として，以下の事情が想定される。

① 深い谷では，コンクリート橋より鋼橋の方が施工性などで，有利だったのではないかとおもわれること。

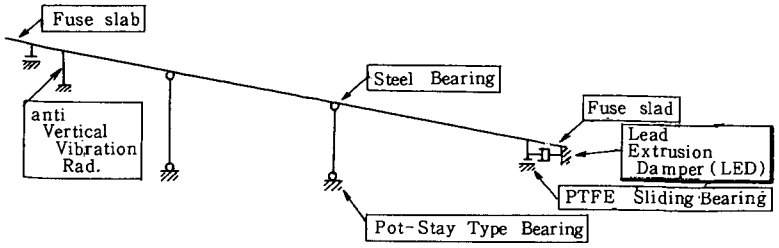
② 橋台のダンパーがメインとなっているのは，高橋脚は橋軸方向の剛性が小さいので，橋軸方向のダンパーをとりつけても効果が少ないこと。

③ 鋼桁は重量が軽いので，橋脚がスレンダーな形状に出来ること。

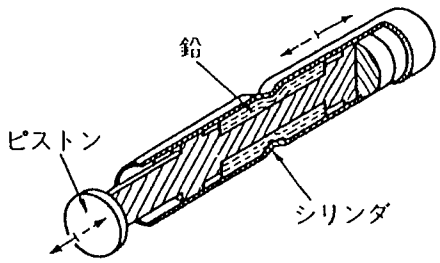
④ 橋脚を含めた全体のコストの検討から，経済的な構造を検討した結果であるとおもわれること。

なお，ニュージーランドにおける免震装置採用の理由は，アバットに作用する橋軸方向地震力の軽減と，橋脚に過大な水平力をかけないことであるとの，報告[1]もある。

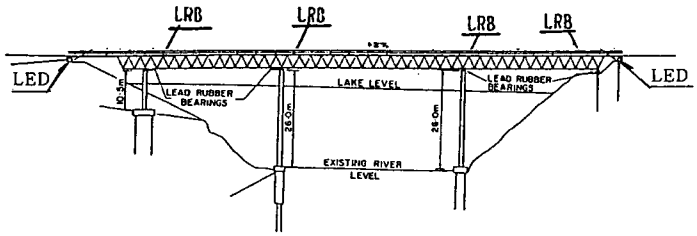
免震橋の最適構造を考える場合，ダンパーの取付け場所の選定や橋脚構造の選定が重要である。ニュージーランドの免震橋の構造は，最適構造を検討する参考にする予定である。



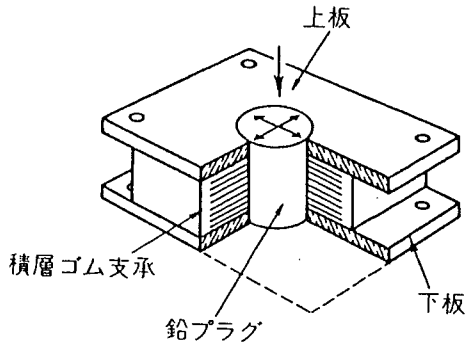
N－1　BOLTON STREET BRID.



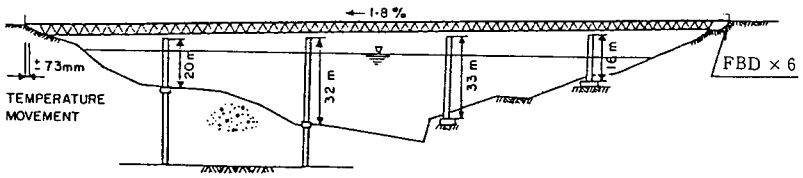
LED：Lead Extrusion Damper



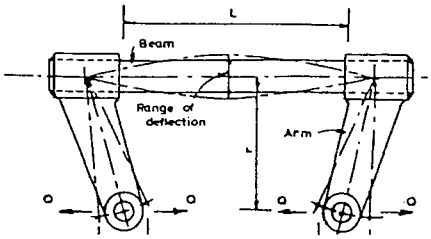
N－3　BANNOCKBURN BRID.



LRB：Lead Rubber Bearing

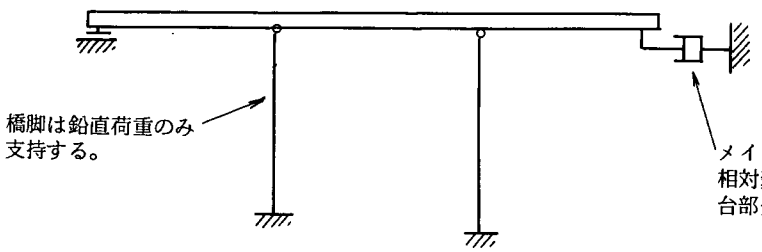


N－4　CROMWELL BRIDGE



FBD：Flexual Beam Damper

図－4.2.3　ニュージーランドにおける免震鋼橋概略構造



図－4.2.4　ニュージーランドにおける免震鋼橋の設計コンセプト

＜参考文献＞

1）ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書，(財)国土開発技術研究センター，昭和62年12月。

4.2.3　我国における鋼橋の耐震性の現状調査

(1) 調査目的

我国の鋼橋の地震による被害や橋梁形式による耐震性の特徴を調査するとともに，免震構造に適する橋梁形式を選定し来年度に実施する研究に反映させる。

(2) 橋の震害

我国の橋の耐震設計技術は，関東地震以後のあいつぐ地震による被害の経験とともに発展してきた。一連の耐震規定の整備によって，過去の地震被害に多くみられた下部構造の強度不足による傾斜，転倒や落橋事故などの大きな被害は，最近ではかなり減少した。

関東地震，福井地震，宮城県沖地震により被害を受けた橋および被害を受けなかった橋，合計 124 橋の橋の被害度に及ぼす要因調査[1]を要約すると以下のようである。

① 上部構造材料として，RC・PCと鋼との間には大差はない。

② 地震による被害に対してより影響の大きいのは，上部構造形式である。

③ ゲルバー桁および2径間以上の単純支持橋は，相対的に被害度が高くなる。

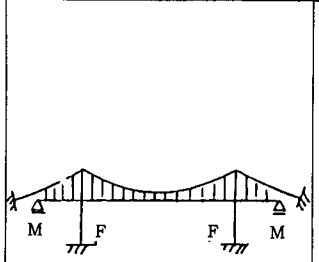
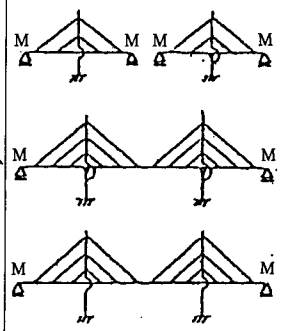
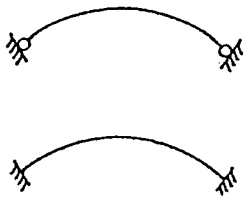
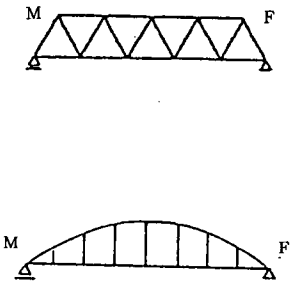
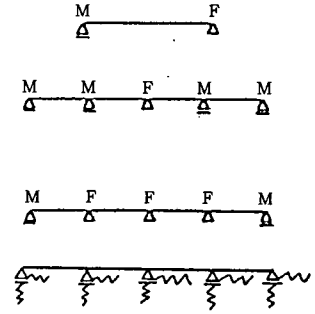
④ アーチ橋，ラーメン橋，連続桁橋などは，相対的に被害度が低くなる。

一般に，鋼橋の上部構造の断面が耐震性から決まることは，吊橋や斜張橋，アーチ橋などの一部分の構造を除きほとんどない。一方，橋脚の断面は耐震性より決定されることが多い。実際に，地震時の被害も上部構造については本体部分にはあまり見られず，支承部やその周辺継ぎ手部に被害が集中しており，下部構造では橋脚の破損が多い。

(3) 橋梁形式と耐震性の特徴

表－4.2.5は，橋梁形式を，吊橋，斜張橋，アーチ橋，トラス橋，桁橋にわけそれぞれについて，免震設計の適用性の観点から耐震性の特徴をまとめたものである。

表－4.2.5　橋梁形式と耐震性の特徴

形式	吊　橋	斜張橋	アーチ橋	トラス橋（ランガー，ローゼ）	桁　橋
構造系					
耐震固定法	固定支承（ピン支承） 補剛桁と主塔のリンク結合	固定支承（ピン支承） 主桁と主塔の剛結合 ダンパー（粘性材， ケーブル等）	アーチ部材と アーチアバットとの ピン結合，剛結合	固定支承（ピン支承）	アンカーバー 固定支承（ピン支承） ダンパー（粘性材，ケーブル等） 水平反力分散支承
採用断面	トラス部材，箱桁	トラス部材，箱桁	箱桁，パイプ	床版＋トラス部材	I桁，箱桁
構造特性	基本固有周期が非常に長い 多数の振動モードが連成 一般に耐震性は高い	基本固有周期が長い 多数の振動モードが連成 一般に耐震性は高い	強固な地盤に設置されることが多く耐震性は高い	固有周期は一般に短い ゲルバータイプや2径間以上の単純支持構造は耐震性が低い 連続トラス橋は耐震性が高い	固有周期は一般に短い ゲルバータイプや2径間以上の単純支持構造は耐震性が低い 連続桁橋は耐震性が高い
適用の条件	適用支間が最も長い 下部構造や地盤を含む全体系の挙動に対する検討が重要 主塔の地盤は強固である場合が多い	適用支間が長い 塔，主桁，ケーブル等の各系の固有振動数が近いと共振を起こし易い 主塔の地盤は強固である場合が多い	地盤が強固であることが必要 適用支間は長い	一点固定の場合，橋脚に大きな地震力が作用し基礎工が大がかりになる 免震化のメリット有り	一点固定の場合，橋脚に大きな地震力が作用し基礎工が大がかりになる 反力分散方式では，温度応力と地震力とのバランスが必要 免震化のメリット有り

(4) 免震化に適する橋梁形式

地震時の被害は上部構造では支承部に，下部構造では橋脚に多くみられる。したがって，地震による被害が発生しやすい支承部や橋脚に大きな地震力が作用する場合に免震化による地震力の低減や,耐震性の向上などの改善効果が大きく期待できる。このような観点から，免震構造を適用するのに適する条件を列挙すると以下のようになる。

① 固有周期が短く免震化による長周期化が容易。

② 橋を支持する橋脚数が多く，地震力の分散効果が期待できる。

③ 適用範囲や適用機会の多い一般的な普及度の高い橋梁形式。

④ 免震支承の設計・製作が可能で，コストもそれほどかからない適用支間（反力の規模）。

これらの条件を全て満足する橋梁形式としては，多径間連続桁橋があり免震化の対象として最もふさわしいと考えられる。

(5) 現状での課題

多径間連続桁橋の免震化を図っていくうえで，以下のような課題が考えられる。

① 温度応力の観点から，橋脚のひとつを固定橋脚とし残りの橋脚を可動橋脚とする場合が多いが，固定橋脚に地震時の水平力が集中し，固定橋脚の剛性が大きくなってしまう。

② 橋脚の耐震性の向上を図るには，地震時の水平反力を分散させ各橋脚に作用する水平力を均一化させることが効果的であり，こうすることにより，各橋脚の剛性が均一化され美観のうえからも好ましい。

③ そのため，温度応力が過大にならないよう常時は可動支承となり，地震時には水平反力を分担する免震支承の開発が必要である。

④ 地震時の変位が大きくなるので，伸縮量が十分にある伸縮装置が必要になるとともに，伸縮量が過大すぎないよう減衰を付与するダンパの開発も必要になる。

⑤ 上部構造については，地震時の損傷が多くみられる支承部について，取り替えが難しいこともあり耐震性に優れた支承構造に改善する必要がある。

⑥ 上部構造に対して地震による力が最も厳しく作用する橋軸直角方向の耐震性の向上も重要である。

＜参考文献＞

1）土木学会編　動的解析と耐震設計７編「橋の耐震設計と動的解析」
技報堂出版　1989．

4.2.4　鋼橋の免震および耐震設計法の調査

(1) 調査目的

鋼橋の免震および耐震設計における支持形式と原理ならびに動的解析手法について調査することにより，

免震設計を実施していく上での着目点を把握する。

(2) 支持形式

吊橋，斜張橋のような長大橋梁では，免震支承を採用するまでもなく，もともと固有周期が長い。むしろ，地震時橋軸方向変位応答をいかに制御するかが主眼となる。

ところで，初期の斜張橋では，一般の桁橋と同様，1点固定形式が多かった。その後，スパンの長大化，桁下空間の高度化に伴ない，フレキシブルタワーによる2点固定形式が採用され，最近の長大斜張橋では，表－4.2.6に示すような種々の形式が登場している。

表－4.2.6　長大斜張橋の橋軸方向支持形式の例

橋　名	支　持　形　式	原　　理
名港西大橋	弾性拘束ケーブル	PC鋼線による弾性支持
櫃石・岩黒島橋	スプリング沓	皿バネによる弾性支持
横浜港横断橋	短リンク	振子の復元力バネ支持
東神戸大橋	オールフリー＋ダンパー	長周期化＋付加減衰

次に桁橋，トラス橋では，1点固定・多点自由の支持形式が一般的である。

ところが近年，とりわけ都市高速道路の高架橋において，桁端部の走行性，騒音，振動，維持管理の改善のため，多径間連続化の傾向がみられる。その場合，次の問題が生じる。

① 不等沈下の影響を受ける。

② 地盤や橋脚（高さ，剛度）の不均一性の影響を受ける。

③ 固定支点が少ないと，地震時水平力が集中する。

④ 可動支点が少ないと，温度応力が過大となる。

③と④は，互いに競合関係にあり，その対策として，表－4.2.7に示すような方式が採用されている。

表－4.2.7　多径間連続高架橋の橋軸方向支持形式の例

支持形式	原　　理	実　施　例
① 固定＋柔橋脚（柔基礎）	中間支点を固定（ヒンジ）にして地震力を分散し，かつ橋脚，基礎，地盤の変形により温度伸縮を吸収する。 桁と脚，脚相互の剛比がポイント	首都高速 KT38工区（鋼）
② 弾性支持	桁と脚をPCケーブル（SUダンパー）または，ゴム沓で弾性支持する。 温度伸縮は弾性変形で吸収し，地震力はバネ比で分散支持する。 材料自体の付加減衰も期待	首都高速 AS21工区（PC） （SUダンパー） 茨城県千代橋（鋼） （ゴム支承）
③ 粘性支持	地震と温度の載荷スピードのちがいを利用，緩慢な動きの温度収縮は逃がすが，瞬間載荷の地震力には抵抗する材料として粘性体を用いる。	阪神高速 吉野工区（鋼） （粘性剪断ストッパー）

①の例では，橋脚の剛性を，中央部で剛，温度伸縮量の大きい端に向かって柔としている。

②の例では，ケーブルダンパーやゴム支承の剛度を調整することにより，元来下部工剛度に支配された地震力や反力分散比率を，ある程度まで調整可能である。さらに，長周期化による地震力低減をより明確化したものが，免震支承と考えられる。

③の例では，地盤K値の評価，粘性係数のバラツキ，入力地震動のちがい，等の不確実性を考慮して，ダンパーの最適化と水平震度の低減を直接設計で採用することは避け，減衰効果については耐震性の向上という評価にとどめ，分散効果に重点を置いた静的設計をしている。

(3) 解析手法

一般の鋼橋では，震度法もしくは修正震度法によって地震時の荷重を定めるのが普通であり上部工は通常，地震時で断面が決まることは少ない。震度法や修正震度法は，もともと，地震時の応答が剛体的か，もしくは1次モードが支配的な場合に，適用の精度がよいが，たとえば斜張橋のように桁と塔とケーブルが複雑に連成する場合，あるいは連続高架橋で脚高や地盤条件が不均一な場合のように，多数の卓越モードが出現する場合には，応答スペクトル法，時刻歴応答解析，等の動的解析による照査が行なわれることが多い。

動的解析において重要となるパラメータを列挙すると，次のようになる。

① 構造物のモデル化と境界条件の設定

② 諸定数の決定（減衰定数，地盤のバネ定数，等）

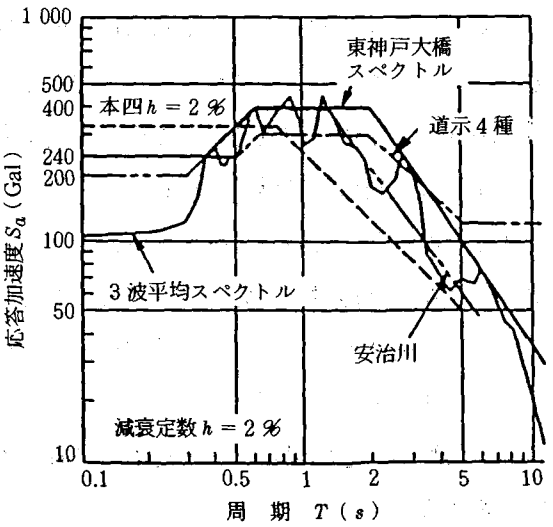
③ 応答スペクトルあるいは入力地震動の選定

①については，橋梁の場合，多質点系骨組構造モデルを用い，基部に地盤のバネを付加するのが一般的である。支承部に免震支承，等の特別の機能を設ける場合は，復元力，減衰，摩擦，等の力学特性の正しい評価やモデル化（たとえば等価線形化）の工夫が必要がある。

②については，鋼上部工の減衰定数は一般に2％程度を採用することが多い。地盤は不確定要素が多く，設定値にある程度のバラツキを考慮する必要がある。

③は，応答結果を左右する最も重要な問題の1つである。構造物や地盤の振動特性，重要度，想定する地震の規模と許容限度，等を考慮して，波形，強度を選定する必要がある。

数値計算は，固有値解析の後，モーダルアナリシスにより応答スペクトル解析もしくは時刻歴応答解析を行なう場合が多い。非線形の場合は直接積分法，複素減衰の場合は周波数領域での解析が必要となる。



図—4.2.5 加速度応答スペクトルの例

応答スペクトルの一例を図—4.2.5に示す。これは東神戸大橋の加速度応答スペクトルであり，入力波

として，E l Centro，Taft，伊豆半島沖の３波を使用している。地盤の増幅特性を考慮し，長周期成分の誤差を加味し，本四や道示のスペクトルと比較検討して，図のごとく定めている。

4.2.5　免震化に影響する諸要因の調査

(1) 調査目的

鋼橋を免震化し適用していくにあたって，橋梁本体ならびに橋梁を取り囲む外的要因により，影響を及ぼすと思われる諸要因を以下の二つの観点から調査する。

① 免震構造の適否に対する判断材料としての要因

② 免震構造とした場合に設計的に影響を及ぼす要因

(2) 影響要因の調査

免震化に影響すると思われる要因は以下に述べる通りである。

ｉ）免震構造の適否に対する判断材料としての要因

① 上部工形式の影響

上部工形式による免震構造の適否および免震化した場合に有効な上部工形式は，前述の 4.2.3 (4)に記した通りであり，連続桁形式が効果的と判断される。

② 平面線形の影響

平面線形の影響は，曲線，斜角，拡幅，分岐する構造物の場合に考えられる。このような平面線形の場合，橋軸方向の変形に伴い橋軸直角方向にも変形が生じ，支承，ジョイント，移動制限装置，落橋防止装置等の構造的に許される変形量が免震構造の適否の重要要因となる。

③ 地盤液状化の影響

ガイドライン（案）では，基礎周辺地盤に地震時不安定が生じる可能性のある場合には免震設計を用いてはならないことになっており，その理由として，

・現在までの免震装置を用いた橋の事例が多くないこと

・軟弱な地盤に免震橋を建設した場合の耐震性が明確でないこと

の２点があげられている。将来，免震橋の実績が増え，液状化地盤での耐震性に対するメカニズムの解明が進めば液状化地盤での免震橋の可能性も有るが，現段階では検討対象から除外する。

ii）免震構造とした場合に設計的に影響を及ぼす要因

① 縦断勾配による影響

縦断勾配が大きい場合，同一橋梁内において橋脚高が順次変化し，橋脚に剛性差が生じることによる影響が考えられる。

② 下部構造形式による影響

下部構造は架設位置の立地的条件あるいは構造的な必要性から鋼橋脚となることもあるが，コンクリート橋脚が従来の橋梁においてより多く採用されている。

橋脚形式は多種多様であるが形式の相違による影響はあまりなく，剛性の違いによる影響が支配的である。

③　橋脚高さの影響

一般的に高橋脚になればなるほど長周期構造となる傾向にあるが，橋梁規模（スパンと脚高の比）により相対剛性も異なるので免震化に適する適用範囲を調査する必要がある。

④　同一橋梁内における異なる橋脚高さの影響

同一橋梁内で著しく高さが異なる橋脚を有する橋を免震構造とした場合，上部構造の固有周期と特定の橋脚の固有周期の接近による連成振動の可能性もある。

⑤　基礎形式による影響

基礎形式は，地盤条件，施工条件，経済性により決定されるが，基礎形式により地盤との相対剛度が異なるため，基礎形式（主に直接基礎と杭基礎）の違いによる影響を調査する必要がある。

⑥　地盤条件の影響

同一橋梁内で地盤種別が異なる場合，あるいは橋脚毎の基礎バネが異なる場合が考えられる。

⑦　支持地盤の影響

支持地盤の不均一性（深度，地盤種別）による影響は同一橋梁内での下部構造形式等の不統一性をまねく。この様な橋を免震構造にした場合には，前述した橋脚高，基礎形式，地盤条件との関連において調査が必要である。

⑧　落橋防止装置による影響

落橋防止装置は免震装置の設計変位以上の許容変形量があり，かつ，想定地震力以内であれば耐震的に影響を及ぼす要因とはならない。

4.2.6　鋼橋の免震設計研究の基本方針および次年度研究計画

(1)　基本方針

鋼道路橋は自重が軽い，製作架設が容易，複雑な線形にも適合し易いなどの利点を有し，長支間の橋から都市内高架橋に至るまで，その適用は広範囲に及んでいる。しかしながら，従来の耐震設計法では，地震力を低減し下部構造への負担を少なくするという設計概念は薄く，耐震上の問題から適用範囲が限定されたり，構造全体系での粘り強さや美観・経済性においてもかならずしも満足のいく設計ばかりとはいえない。

そのため，本研究では鋼橋を免震設計した場合に考えられる種々の影響要因について検討することにより，その適用にあたっての条件，範囲，効果などを明らかにすることを基本的な目標とする。

また，鋼橋としての特質を活かした免震装置の新しい利用方法，あるいは免震支承を使用しない免震構造系（連続桁を基本とした）についても検討を行なうこととする。

(2) 次年度研究計画

次年度は，既存の鋼連続桁を解析モデルに設定し，免震支承を採用した場合の地震時挙動について，種々の影響要因についてパラメータ解析を実施することにより，各要因の影響度を定量的に把握し，免震橋の適用条件，範囲，効果等について検討する。

研究項目と工程は以下の通りとする。

表－4.2.8 研 究 工 程

研究項目	平成2年度
解析計画 • 解析モデルの設定 • 解析条件の設定（荷重，地震動 免震装置の数値化） • パラメータの組み合わせ	← →
パラメータ解析 • 応答スペクトル法による動的解析 • 振動性状，応答特性の比較，整理	← →
適用性としての分析 • 適用条件，範囲，効果のまとめ • 問題点の整理	← →
次年度計画の策定	← →

＜民側担当会社＞ 新構造技術㈱，石川島播磨重工業㈱，日本鋼管㈱・㈱神戸製鋼所

4.3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

4.3.1　研究計画と元年度研究成果の概要

(1)　研究の範囲と目標

この研究項目では連続橋桁長1㎞級を超多径間連続橋と呼ぶこととし，橋梁形式としては都市内高架道路や平野部の河川横断橋によく見られる多径間連続桁橋をイメージして，免震設計の適用性を研究することとした。

準拠する免震設計法は(財)国土開発技術研究センターでとりまとめられた「ガイドライン(案)」とし，免震支承や伸縮装置の性能は既存の装置やその延長線上にある装置，あるいはこの共同研究で開発される装置で実現可能な範囲に設定する。

本研究の目標は，超多径間連続橋に免震設計を適用する上で検討が必要な課題を整理し，その解決をはかって超多径間連続免震橋の実現性と有用性を明らかにすることである。

(2)　研究計画の概要

研究項目は次の通りとした。

① 既往多径間連続橋の実績調査；代表的な多径間連続橋をリストアップし，代表的な橋梁について構造形式，設計法，実験実測例，を調査する。また，長大橋の伸縮装置の実績についても調査する。

② 詳細検討用プロトタイプの設定；1㎞級のＰＣ橋と鋼橋を設定する。

③ ガイドラインに基づく概略免震設計；免震，非免震の比較，連続長の限界等を調査する。

④ 動的応答解析による検討；地震力の分散効果，多点入力による応答等について検討する。

⑤ 構造細目及び施工法；適用可能な免震装置，伸縮装置の調査を行ない，取り付け構造，施工法等について検討する。

⑥ 超多径間連続橋に対する免震設計フローの作成

研究は次の工程にそって3年間で実施する。

表－4.3.1　研　究　工　程

研　究　項　目	平成元年度	平成2年度	平成3年度
既往の多径間連続橋の実績調査	←	—	
詳細検討用プロトタイプの設定	←	—	
ガイドラインに基づく概略免震設計	←	—	→
動的応答解析による検討	←	—	→
構造細目の検討及び施工法		←	→
超多径間連続橋免震設計フロー作成			← →

(3) 元年度研究成果の概要

元年度は上記研究項目の内、多径間連続橋の実績調査，詳細検討用モデル橋の設定，ならびにガイドライン(案)に基づく概略免震設計と動的解析に関する基本方針の検討を行なった。

4.3.2 多径間連続橋の実績調査

(1) 調査方法

実態調査の対象とする多径間連続橋は，以下の方針に基ずき選定することとする。

① 径間数は，5径間以上とする。

② 桁構造は，鋼構造及びPC（又はRC）構造共ほぼ同数とする。

③ 比較表を製作するために必要な設計概略が報告書や文献に示されていること。

(2) 調査結果一覧

(1)の方針に基づいて選定した多径間連続橋の調査結果を表－4.3.2，表－4.3.3および図－4.3.1に示す。引用文献等を表－4.3.4および表－4.3.5に示す。

この調査結果から，超多径間連続橋のプロトタイプを設定するための詳細調査を実施する代表橋梁として

① No.1 葛飾川口線　　KSS44工区（鋼橋）

② No.2 葛飾川口線　　KT38工区（鋼橋）

③ No.7 足立三郷線　　AS21工区（PC橋）

④ No.9 道央自動車道　　石狩川橋（PC橋）

を選定した。上記橋梁の選定理由は以下の通りである。

① 橋脚高Bと固定支間長Aの比B／Aがなるべく小さいこと。（高橋脚でないこと）

② 石狩川橋は本邦初の本格的な水平反力分散型の大規模橋梁であること。

③ KS44工区とKT38工区は，ほぼ同じタイプの橋梁であるが，KS44工区の場合は橋脚が鋼構造であり，PC橋と比較するうえで有利であること。

④ 各橋梁とも橋長が約400 mであり，当研究の対象とする1 km級のほぼ半分であること。

表－4.3.2　既存の多径間連続橋の実績調査　その1

	橋名	場所	発注者	橋梁形式	支承条件	桁構造	橋脚構造	支承構造	基礎構造	地盤条件	径間数	平面線形 (m)	橋長 (m)	最大支間長 (m)	固定支間長A (m)	最大橋脚高 (m)	最小橋脚高 (m)	平均橋脚高B (m)	B/A (m)
1	葛飾川口線 KS44工区	埼玉県	首都高速	連続桁橋	端部2橋脚可動，中央部9橋脚ヒンジ	鋼箱桁	鋼 *7	ピボット支承	場所打杭	軟弱な粘性土ゆるい砂	10	∞	500.0	50.0	400.0	14.7	10.4	12.6	0.032
2	葛飾川口線 KT38工区	東京都	首都高速	連続桁橋	端部4橋脚可動，中央部9橋脚ヒンジ	鋼箱桁	RC *5	PB－A	場所打杭	シルト $N=0\sim7$	12	1,200	507.5	44.0	339.5	11.5	11.5	11.5	0.034
3	大阪神戸線 吉野玉川工区	大阪府	阪神高速	連続桁橋	中央部1橋脚固定他7橋脚可動	鋼工桁		粘性抵抗ダンパー	場所打杭	軟弱地盤	7	∞	276.0	44.0	105.0	18.7	18.7	18.7	0.178
4	葛飾川口線 KT22工区	東京都	首都高速	連続桁橋	端部4橋脚可動，中央部5橋脚ヒンジ	鋼箱桁	RC		場所打杭	軟弱地盤	8	∞	396.0	50.0	198.0	14.7	11.0	12.9	0.065
5	北陸自動車道 金沢高架橋	石川県	日本道路公団	連続桁橋	端部2橋脚可動，中央部9橋脚ヒンジ	RCホロースラブ	RC	メナーゼヒンジ	場所打杭	$N=10\sim20$ 砂質土	10	∞	170.0	17.0	136.0	7.5	7.5	7.5	0.055
6	中国自動車道 石ケ谷高架橋	山口県	日本道路公団	連続桁橋	端部2橋脚可動，中央部10橋脚ヒンジ	RCホロースラブ	RC	メナーゼヒンジ	直接基礎	2種地盤	11		199.0	18.2	162.0	23.0	21.5	22.3	0.014
7	足立三郷線 AS21工区	埼玉県	首都高速	連続桁橋	全橋脚弾性バネ	PC箱桁	RC	ゴム支承 SUダンパー *4	場所打杭	$N\fallingdotseq0$ 軟弱シルト	9	900	408.0	48.0	408.0	14.0	14.0	14.0	0.034
8	葛飾川口線 KT36工区 KT37工区	東京都	首都高速	連続桁橋	端部橋脚のみ可動他橋脚はすべて回定	PC箱桁	RC	鋼製支承 *1	場所打杭 〃 〃	軟弱地盤 〃 〃	7 6 7	∞ ∞ 500	247.6 196.6 229.3	46.4 36.0 40.5	189.0 138.0 168.5	13.7 13.7 13.7	13.7 13.7 13.7	13.7 13.7 13.7	0.072 0.099 0.081
9	道央自動車道 石狩川橋	北海道	日本道路公団	連続桁橋	全橋脚弾性バネ	PC箱桁	RC	ゴム支承 *1	直接基礎	砂礫及び礫岩泥岩，砂岩の互層	8	1,200	543.8	74.6	543.8	23.0	13.0	19.3	0.035
10	中央自動車道 岡谷高架橋	長野県	日本道路公団	連続ラーメン橋		PC箱桁	RC		ニューマチックケーソン	2種地盤	5		593.0	148.0	400.0	51.0	49.0	50.0	0.125
11	東名自動車道 新川音川橋	神奈川県	日本道路公団	連続ラーメン橋		PC箱桁	RC		直接基礎ケーソン	1種地盤	7	1,200	605.0	95.0	462.0	41.0	14.0	33.3	0.072

表－4.3.3　既存の多径間連続橋の実績調査　その2

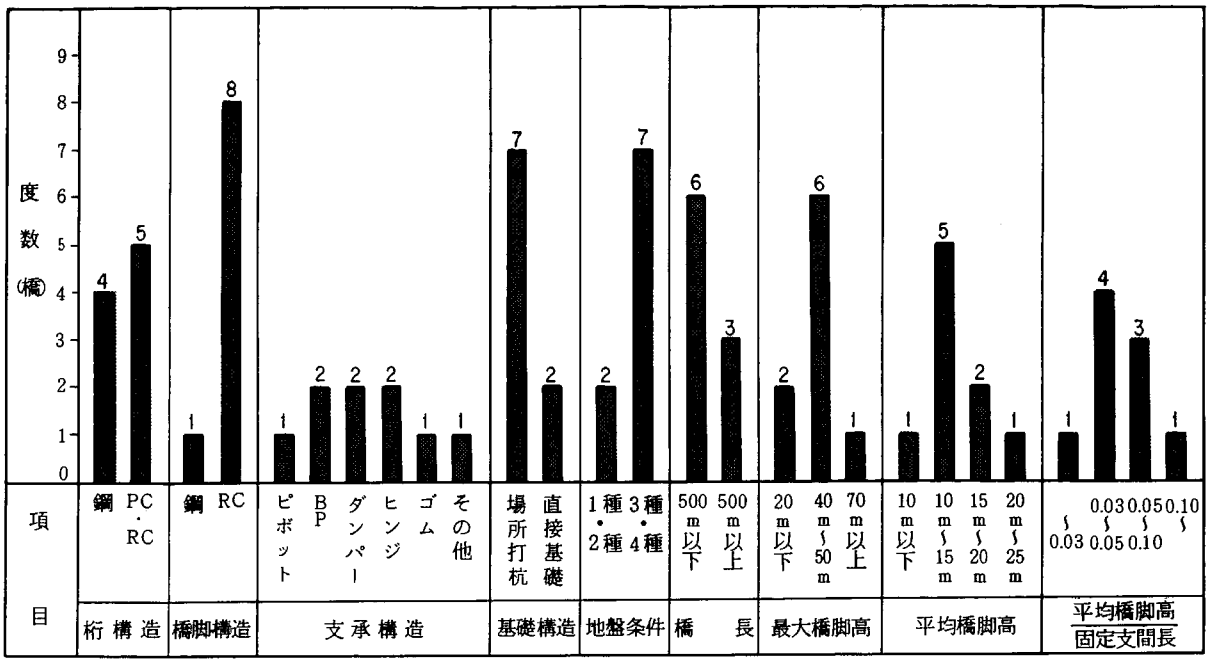
	橋名	解析条件						解析方法		適用基準	備考
		橋脚のクリープ影響	基礎のバネの影響	温度（度）	乾燥収縮度 $\times 10^{-6}$	震度	不等沈下（cm）	静的解析	動的解析		
1	葛飾川口線 KS44工区	×	× *1	135 (125) *2	−	0.33	5	平面格子 *4 平面フレーム *5	・応答スペクトル解析 α＝200, 255gal h＝0.02, 0.10　*6	現行示方書 *3	*1：基礎バネを考慮した場合と無視した場合の比較を行った結果 *2：( )内は地震時　*3：橋脚の設計にはCEB-FIPおよびAC1318-71適用 *4：上部構造設計用　*5：下部構造設計用（橋脚バネを水平バネに置換） *6：上部構造，鋼橋脚の振動が卓越する振動次数に対して0.02 基礎構造の振動が卓越する振動次数に対して0.10 *7：橋脚の剛度：中央部高く，端部低く
2	葛飾川口線 KT38工区	×	○ *4	135 (125) *3	−	0.26	5	平面格子 *1 平面フレーム *2	・応答スペクトル解析 α＝255gal ・時刻歴応答解析 α＝255gal h＝0.02, 0.10, 0.20, 0.40 *5		*1：鉛直荷重に対して　*2：水平荷重に対して（橋脚以下を水平バネに置換） *3：( )内は地震時 *4：地震時　K値＝1.0～4.0kg/cm³　温度変化　K値＝0.5～2.0kg/cm³ 応力算出用：強いバネ　変形算出用：弱いバネ *5：地表：255gal　支持地盤：150 gal *6：橋脚の剛度：中央部高く，端部低く
3	大阪神戸線 吉野玉川工区		○						・3質点系，多質点系モデル ・時刻歴応答解析 α＝200gal　h＝0.05　*1 ・模型振動実験		*1：3質点系：ダンパーの減衰定数を変化，多質点系：減衰定数固定
4	葛飾川口線 KT22工区						5				
5	北陸自動車道 金沢高架橋	×	○ *1	110	150	0.20			・応答スペクトル解析 α＝200gal h＝0.02, 0.05, 0.10	現行示方書 ・基準	*1：地盤バネ定数　$K_n = 3 \pm 1$kg/cm³
6	中国自動車道 石ケ谷高架橋			110	150	0.14			・応答スペクトル解析 α＝130gal h＝0.05		
7	足立三郷線 AS21工区	×	○ *1	115	200	0.26	5	平面フレーム 平面格子 *3 ・模型実験	・2質点系，3質点系 多質点系モデル （2次元，3次元） ・時刻歴応答解析 α＝250gal　*2 h＝0.02, 0.05, 0.20 ・模型実験		*1：K_n＝1.5kg/cm³ 基礎バネを考慮した場合と考慮しない場合とでは，橋脚下端曲げモーメントは変わらず（前者が1％大きい），地震時水平変位は後者が12％大きくなる *2：2質点系：基礎バネ無視　3質点系：基礎バネ考慮 橋軸方向：0.02, 0.05　橋軸直角方向：0.20 *3：橋軸方向：平面フレーム　橋軸直角方向：平面格子 *4：橋脚の剛度：中央部高く，端部低く
8	葛飾川口線 KT36工区 KT37工区		○			0.26		平面格子 平面フレーム			*1：架設時はクサビで仮固定，完成後数カ月経過時に拘束力を開放し本固定
9	道央自動車道 石狩川橋		○	115		0.14	2	平面格子 平面フレーム	・多質点系モデル（3次元） ・応答スペクトル解析 α＝140gal　h＝0.02. ・各種振動実験　*2		*1：予め逆方向のせん断変形を与えておき，コンクリートのクリープ・乾燥収縮を吸収する設計 *2：橋脚単独の振動試験，橋全体の加振試験および各橋脚の振動試験
10	中央自動車道 岡谷高架橋		○ *1	110		0.25		平面フレーム 立体フレーム 立体FEM	・多質点系立体フレームモデル α＝200gal	現行示方書 ・基準	*1：動的解析時のみ
11	東名自動車道 新川音川橋		○ *1	110	150	0.22		平面フレーム	・応答スペクトル解析 α＝180gal h＝0.02,0.05,0.10		*1：バネ定数は数ケースについて検討

表－4.3.4 文　献　等

No.	タイトル	内容	著者	出典
1.	多径間連続高架橋の研究	・北陸自動車道金沢西ＩＣ～金沢東ＩＣ　10径間連続ＲＣホロースラブ橋	日本道路公団技術部	橋梁と基礎　78－2
2.	12径間連続箱桁の設計と施工	・首都高速葛飾川口線　KT38工区　12径間連続鋼箱桁橋	馬上　信一　他２名	橋梁と基礎　83－10
3.	多径間連続高架橋とその動的応答特性	・首都高速葛飾川口線　KS44工区　10径間連続鋼箱桁橋　および 首都高速葛飾川口線　KT38工区　12径間連続鋼箱桁橋	中川　誠志	橋梁と基礎　80－6
4.	多径間連続高架橋とその動的応答特性	・首都高速葛飾川口線　KS44工区　10径間連続鋼箱桁橋　および 首都高速葛飾川口線　KT38工区　12径間連続鋼箱桁橋	中川　誠志	橋梁　81－11
5.	高速葛飾川口線における多径間連続桁橋について	・首都高速葛飾川口線　KT38工区　12径間連続鋼箱桁橋	石沢　正俊　他２名	第32回土木学会年次学術講演会
(5)	多径間連続橋に用いた大口径リバース杭	・首都高速葛飾川口線　KT38工区　12径間連続鋼箱桁橋	中川　誠志	基礎工　81－8
6.	10径間連続高架橋の地震応答解析	・首都高速葛飾川口線　KS44工区　10径間連続鋼箱桁橋	中川　誠志　他２名	第５日本地震工学シンポジウム
7.	免震構造を用いた９径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(上)	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	遠藤　有昭	橋梁と基礎　84－9
8.	免震構造を用いた９径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(中)	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	遠藤　有昭	橋梁と基礎　84－10
9.	免震構造を用いた９径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(下)	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	遠藤　有昭	橋梁と基礎　84－11
10.	移動吊り支保工を用いた９径間連続ＰＣ２主箱桁橋の施工	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	遠藤　有昭　他２名	橋梁と基礎　85－6
11.	免震材を用いた９径間連続コンクリート橋の動的解析	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	遠藤　有昭　他２名	第34回土木学会年次学術講演会
12.	免震機能をもつ橋梁の振動特性解析	・首都高速足立三郷線　AS21工区　９径間連続ＰＣ箱桁橋	音川　庫三　他２名	第15回地震工学研究会
13.	ダンパーを用いた多径間連続橋の耐震設計	・阪神高速大阪神戸線　吉野玉川工区　７径間連続非合成工桁橋	松村駿一朗　他３名	橋梁と基礎　82－5
14.	８径間連続箱桁の設計と施工	・首都高速葛飾川口線　KT22工区　８径間連続曲線鋼箱桁橋	安藤　憲一　他２名	橋梁と基礎　82－9
15.	11径間ＲＣモロースラブの設計施工	・中国自動車道　石ケ谷高架橋	田中　徹也　他１名	橋梁　80－12
16.	岡谷高架橋の設計と施工	・中央自動車道長野線　ＰＣ５径間連続ラーメン箱桁橋	伊藤　義則　他２名	プレストレストコンクリート　88－11
17.	ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告	・ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書の概要紹介	(財)高速道路調査会	プレストレストコンクリート　86－9
18.	大型移動吊支保工を用いた 都市内多径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工	・首都高速葛飾川口線　KT36工区およびKT37工区 ７径間連続ＰＣ箱桁橋－２連　６径間連続ＰＣ箱桁橋－１連	武田　幸宏　他２名	土木施工　86－11
19.	大型移動吊支保工による首都高速道路葛飾川口線 KT36工区(その２) KT37工区(その１) の設計施工	・首都高速葛飾川口線　KT36工区およびKT37工区 ７径間連続ＰＣ箱桁橋－２連　６径間連続ＰＣ箱桁橋－１連	鈴木　信介　他１名	橋梁　86－10
20.	大反力ゴム支承を用いたＰＣ多径間連続橋の設計と振動実験	・道央自動車道石狩川橋８径間連続ＰＣ箱桁橋	本江　裕之　他２名	第18回日本道路会議論文集
21.	大反力ゴム支承を用いたＰＣ多径間連続橋の振動実験	・道央自動車道石狩川橋８径間連続ＰＣ箱桁橋	鈴木　裕二　他３名	プレストレストコンクリート 第29回研究発表会講演概要

表－4.3.5 報告書等

No.	タイトル	内容	著者	発行年月日
1.	多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その１）	・15径間連続ＲＣホロースラブ橋（仮想橋梁）の設計上の問題点の検討 ・北陸自動車道金沢高架橋10径間連続ＲＣホロースラブ橋の実施設計，試験および測定計画等	(財)高速道路調査会	昭和51年２月
2.	多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その２）	・平面形状，不等高橋脚，構造系変化，橋脚の不等沈下およびゴム支承に対する検討 ・金沢高架橋の施工概要，基礎杭の載荷試験等	(財)高速道路調査会	昭和52年２月
3.	多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その３）	・過去２年間における研究成果の概要 ・温度変化および乾燥収縮に対する長期測定結果 ・メナーゼヒンジ支承の模型実験 ・多径間連続高架橋設計マニュアル案	(財)高速道路調査会	昭和53年２月
4.	都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書	・首都高速葛飾川口線KS44工区10径間連続鋼箱桁橋およびKT38工区12径間連続箱桁橋の設計と，各種実験および地震応答解析等	(財)高速道路調査会	昭和53年２月
5.	都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書（その２）	・首都高速足立三郷線AS21工区９径間連続ＰＣ箱桁橋の設計	(財)高速道路調査会	昭和54年３月
6.	都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書（その３）	・上記設計例に関する実験研究の継続部分 ・多ヒンジ形式，ＳＵダンパー形式多径間連続高架橋の設計手法のまとめ	(財)高速道路調査会	昭和55年３月
7.	多径間連続高架橋の調査研究報告書（その２）	・多径間連続高架橋の現状調査・分析および簡易試算式の提案	(社)建設コンサルタント協会近畿支部	昭和57年６月
8.	多径間連続高架橋の合理的構造形式および設計法の調査研究	・ＲＣホロー多径間連続高架橋に対する限界状態設計法の適用 ・多径間連続曲線高架橋の温度変化に関する力学的性状 ・多径間連続高架橋の合理的構造形式へのアプローチ	(社)建設コンサルタント協会近畿支部	昭和60年６月
9.	多径間連続高架橋の合理的構造形式および設計法の調査研究（その２）	・コンクリート標準示方書（昭和61年度制定）によるＲＣホロースラブ多径間連続高架橋の設計 ・多径間連続鋼道路高架橋の設計例 ・多径間連続高架橋の合理的形式の提案	(社)建設コンサルタント協会近畿支部	昭和63年６月
10.	ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書	・実績調査，試設計および設計要領案	(財)高速道路調査会	昭和63年５月



図－4.3.1　既存の多径間連続橋の実績調査　その3

(3) **代表的な多径間連続橋の詳細調査**

i) 鋼橋についての調査

a．構造概要

表－4.3.5　代表的な鋼桁多径間連続橋の構造概要

路線名 工区名	首都高速道路葛飾川口線 KT38工区(入谷高架橋)	首都高速道路葛飾川口線 KS44工区(東本郷高架橋)
橋　長	12@42m(平均)=507.5m	10@50.0m=500.0m
上部工	12径間連続非合成鋼箱桁	10径間連続非合成鋼箱桁
下部工	RC橋脚	鋼製橋脚
基礎工	φ2.5～3.0m場所打ち杭	φ1.5m場所打ち杭
支　承	固定支点　9橋脚　BP－A 可動支点　4橋脚　BP－A	固定支点　9橋脚　ピボット 可動支点　2橋脚　ピボットローラー

b．構造形式の選定

多ヒンジ形式の多径間連続橋においては，特に橋軸方向橋脚剛性の配分の検討が重要である。温度変化による水平力を軽減するため，端部付近の橋脚の剛性を小さく設定するか，あるいは可動支点とする。その結果，中央部付近の比較的剛な橋脚には，地震による慣性が多く分担される。この様にすれば，(地震＋温度)による水平力は全ての固定脚にほぼ均等に作用させることが可能となる。

橋脚の橋軸方向の剛性を小さくする方法としては，次の様な方法がある。

① 鋼橋脚方式：杭～フーチング基礎で支持する鋼橋脚構造とし，主としてフーチング部で固定された鋼脚部分の変形性能を期待する。（KS44工区の例）

② パイルベント橋脚方式：大口径杭によるパイルベント（１列杭）により，杭～地盤の変形も含め橋脚全体の変形性能を期待する。（KT38工区の例）

c．設計条件

① 温度変化：温度変化による不静定力の算出には，次の値を用いている。

常　時＋温度変化　　±35℃

地震時＋温度変化　　±25℃

② 杭の許容支持力の割増し：

表－4.3.7によってよいとしている。

③ 横方向地盤反力係数：温度変化時の横方向地盤反力係数は，道路橋示方書の値の1/2としてよいとしている。

④ 杭の許容水平変位量：特にパイルベント橋脚形式の場合には，従来の考え方とは，異なった考え方が必要とされる。したがって，各種特性を総合的に検討して許容水平変位量を決めるのがよいとしている。

表－4.3.6　許容応力の割増し

載荷状態	割増し係数
常時	1.0
常時＋温度変化	1.15
地震時	1.5
地震時＋温度変化	1.65

d．動的解析

① 橋軸方向：橋軸方向の応答は，上部構造全体が１質点系に近い単純な応答を示した。したがって修正震度法による静的解析とほぼ一致した。

② 橋軸直角方向：各橋脚の形状が，全体の振動モードに敏感に影響し，振動モードの分散が起こった。（動的）＞（静的）となる橋脚もあるので，注意が必要である。

e．その他

① 不静定力の算出方法

橋軸方向　　：ＲＣ床版の断面積を非合成桁であっても，全断面有効としている。

橋軸直角方向：橋脚毎の剛性の変化が大きい場合は，床版の剛性も配慮した構造系の面外解析により断面力を算出している。

② 非合成桁であっても，スラブアンカーにより合成効果があることが知られており，この合成効果により床版に生じる橋軸方向の床版応力（温度変化・乾燥収縮等）について，充分な検討が必要である。

③ 架設時に支承を固定するときは，設計上の標準温度（15℃）において，橋脚に水平力が加わらないようにする必要がある。この例では，桁の温度が15℃になった状態でベースプレートに支承を現場溶接する方法を取っている。

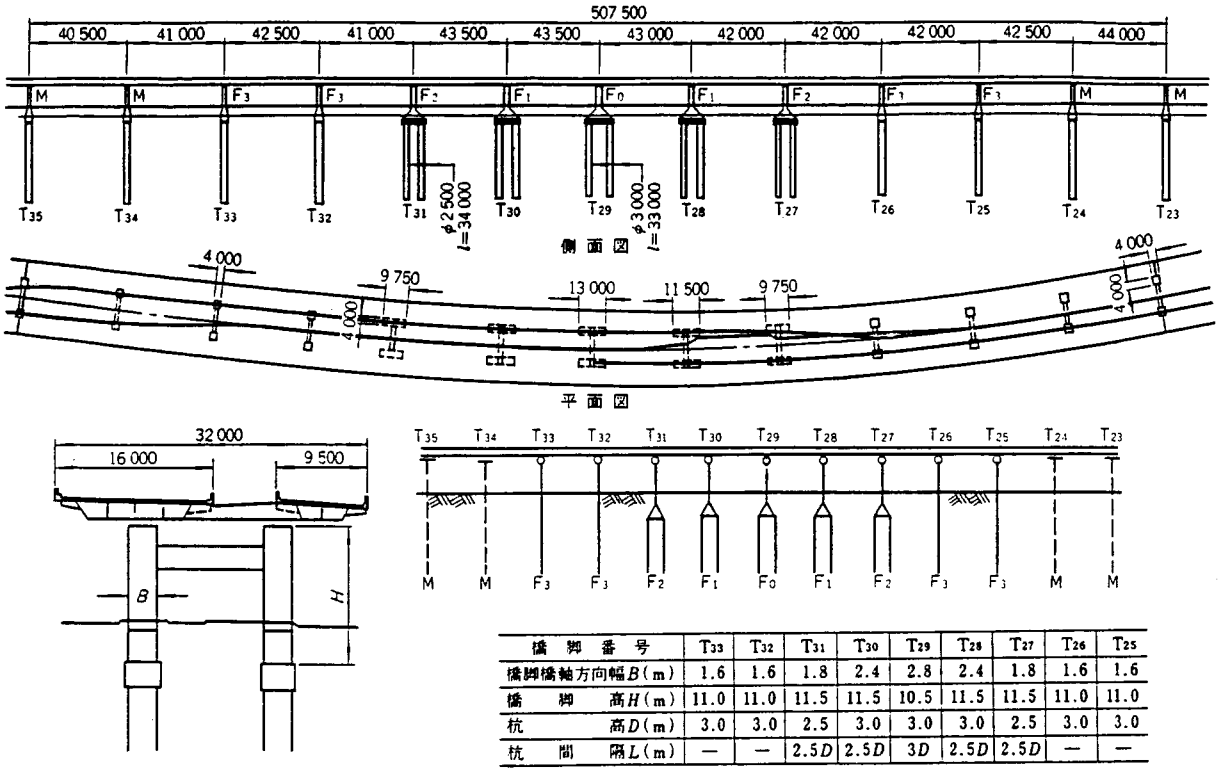
f．今後の検討課題

① 超多径間の様に橋長が長くなると，平面線形・幅員構成・橋脚高さ・地質等が相当変化する場合が多いと考えられる。したがって，超多径間連続橋の適用に当たっては充分な検討が必要である。

② 超多径間連続橋の場合，温度変化による常時の伸縮量が相当大きくなる。それに追随しかつ，充分

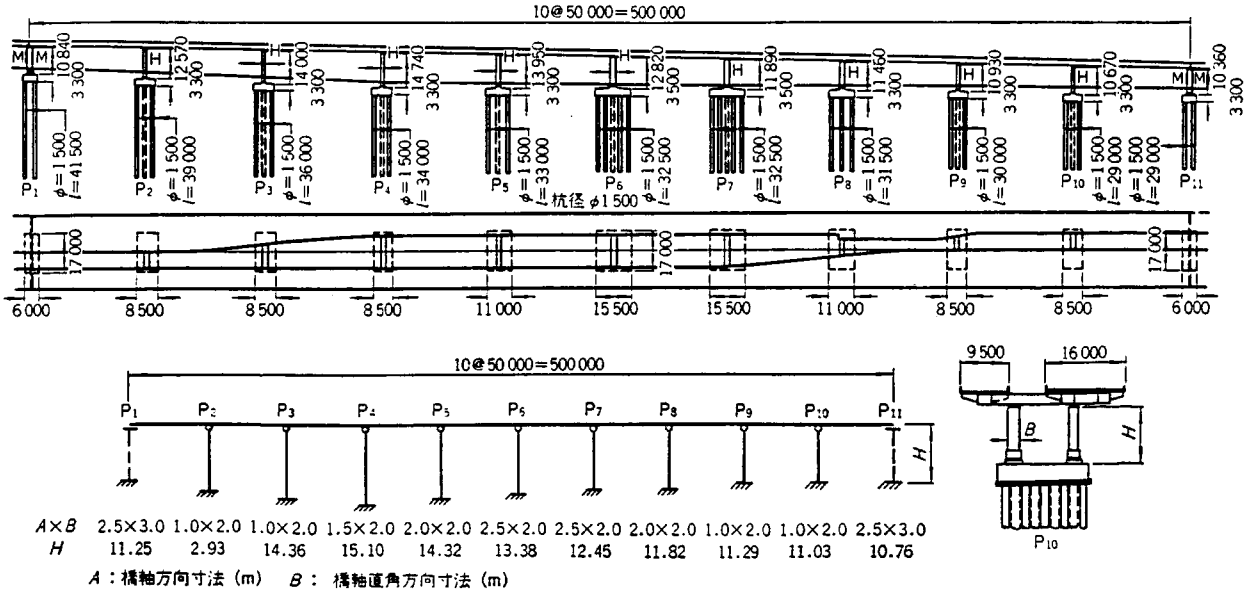
に機能する伸縮装置・支承の構造が必要である。

g．一般図



橋脚番号	T33	T32	T31	T30	T29	T28	T27	T26	T25
橋脚橋軸方向幅B(m)	1.6	1.6	1.8	2.4	2.8	2.4	1.8	1.6	1.6
橋脚高H(m)	11.0	11.0	11.5	11.5	10.5	11.5	11.5	11.0	11.0
杭高D(m)	3.0	3.0	2.5	3.0	3.0	3.0	2.5	3.0	3.0
杭間隔L(m)	—	—	2.5D	2.5D	3D	2.5D	2.5D	—	—

図－4.3.2　12径間連続高架橋の概要



A×B	2.5×3.0	1.0×2.0	1.0×2.0	1.5×2.0	2.0×2.0	2.5×2.0	2.5×2.0	2.0×2.0	1.0×2.0	1.0×2.0	2.5×3.0
H	11.25	2.93	14.36	15.10	14.32	13.38	12.45	11.82	11.29	11.03	10.76

A：橋軸方向寸法（m）　B：橋軸直角方向寸法（m）

図－4.3.3　10径間連続高架橋の概要

ii) ＰＣ橋についての調査

ＰＣ橋について下記の例を報告する。

a．構造概要

表－4.3.7　代表的なＰＣ桁多径間連続橋の構造概要

路線名 工区名	首都高速道路，足立三郷線 AS21工区（浮塚高架橋）	道央自動車道 石狩川橋
橋　長	9@45.3（平均）＝408.0m	8@68.0（平均）＝543.8m
上部構造	9径間連続ＰＣ箱けた	8径間連続ＰＣ箱けた
下部構造	ＲＣ橋脚（２本柱）	ＲＣ橋脚，橋台
基礎構造	φ1.5場所打杭（リバース）	直接基礎，φ1.5場所打杭
支　承	（すべり支承）＋（SUダンパー）	ゴム支承

b．構造形式の選定

前者のAS21工区はすべり支承の摩擦による履歴減衰の効果を利用し，PC鋼線製のSUダンパーによって原点復帰の特性を持たせた構造である。後者の石狩川橋はゴム支承の弾性を利用している。どちらの橋も支承に固定・可動の区別を設けず，支承を柔軟にすることによって水平力を全ての下部構造に分散する構造であり，同時に温度変化によるけたの伸縮を逃がす効果を得ている。

AS21工区では柔軟化と減衰付与の両方の効果を期待し，石狩川橋では柔軟化の効果のみであるが，本研究で検討を行う免震の原理に相当し,どちらもかなりの多径間連続橋であると言う点で参考になる点が多い。

c．設計条件

①　温度変化；温度変化による不静定力の算出には，温度変化量±15℃を考える。

②　杭の許容支持力

表－4.3.8　許容応力の割増し

載荷状態	杭の許容支持力（AS21工区） 割増し係数	直接基礎の許容支持力（石狩川橋） 割増し係数
常　時	1.0	1.0
地震時	1.5	1.5
地震時＋温度変化	1.65	1.5

③　横方向地盤反力係数；道路橋示方書．同解説下部構造編に規定される方法によって求めている。

d．動的解析

①　AS21工区

イ．橋軸方向　　；SUダンパー構造の採用によりけた慣性力の橋脚への分散と支承部の振動減衰効果が耐震設計上極めて有利となることが確認できた。

ロ．橋軸直角方向；固有周期が地震時の卓越周期に近い値となったため橋脚下端の最大応答曲げモーメントは静的解析値よりかなり大きくなった。このため橋脚上端に横梁を設けて橋軸直角方向の安定を図った。

② 石狩川橋

支承部における最大応答変位，せん断力は橋軸方向，直角方向とも修正震度法による解析結果より小さくなる。この時のゴムのせん断変形率は30%程度であり，ゴム支承が滑動することはなく，水平反力の分散を図ることができた。

e．その他

① 伸縮継手（AS21工区）

けたの橋軸方向変位が地震時で20cmになることから，新たな伸縮継手としてSTジョイントを開発した。STジョイントは橋長1km級の多径間連続けたに使用する目的で考案されたもので，橋軸方向だけでなく橋軸直角方向にも伸縮量をとらせる機能を有する。

② ゴム支承（石狩川橋）

ゴム支承本体は−40℃近くの低温時にも脆化することなく機能し，長期的な耐久性を有する必要がある。常温から−40℃まで変化させてゴムの圧縮バネ定数，せん断バネ定数の変化について試験した結果，天然ゴムの場合，温度変化による特性値への影響が少ないことが確認された。

③ 落橋防止（石狩川橋）

平面曲線による地震力の方向性が不明確であることから，一般図に示す落橋防止構造を採用している。けたとストッパーの間には余裕幅を設け，緩衝材を配置するとともにクリープ等によるけたの実際の動きに応じて間隔を調整できるように配慮している。

④ 温度変化の調査解析（AS21工区）

温度変化による挙動の長期測定を行い，解析結果から以下の点が明らかになった。

イ）外気温とけた内部との温度差は一年を通じてほとんど無視しうる程度である。

ロ）線膨張係数はほぼ1.1×10^{-5}である。

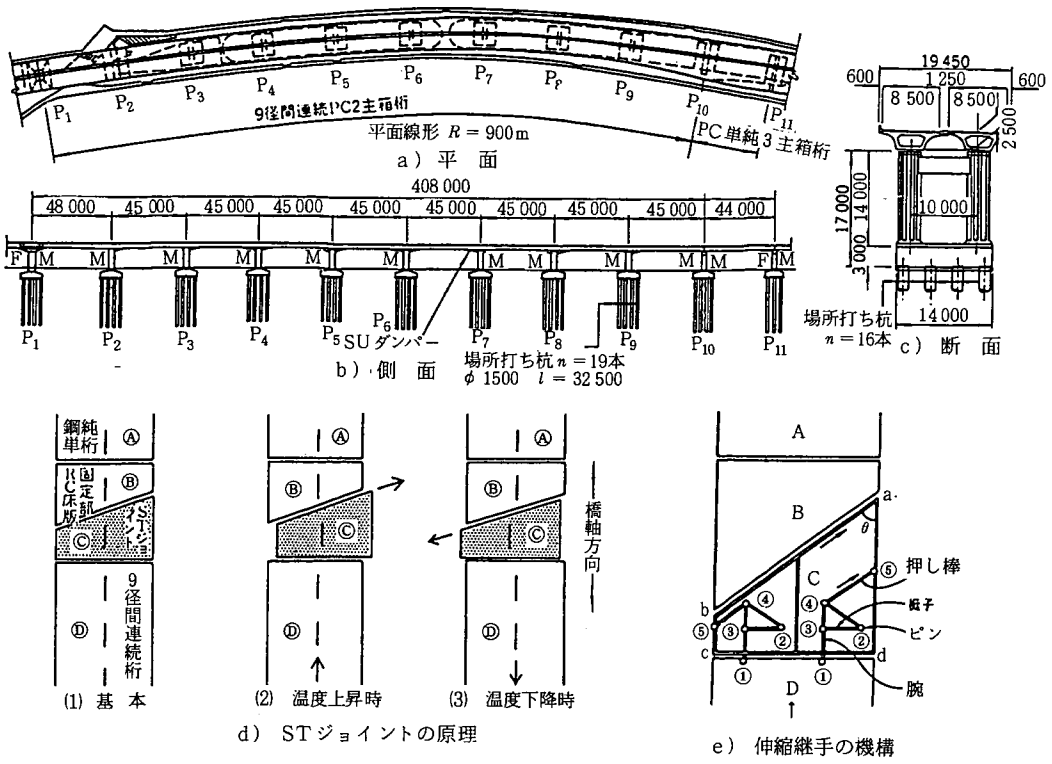
ハ）主けたと橋脚との相対変位によって生じるダンパー材の引張力は計算値と比較的よく一致する。

f．今後の検討課題

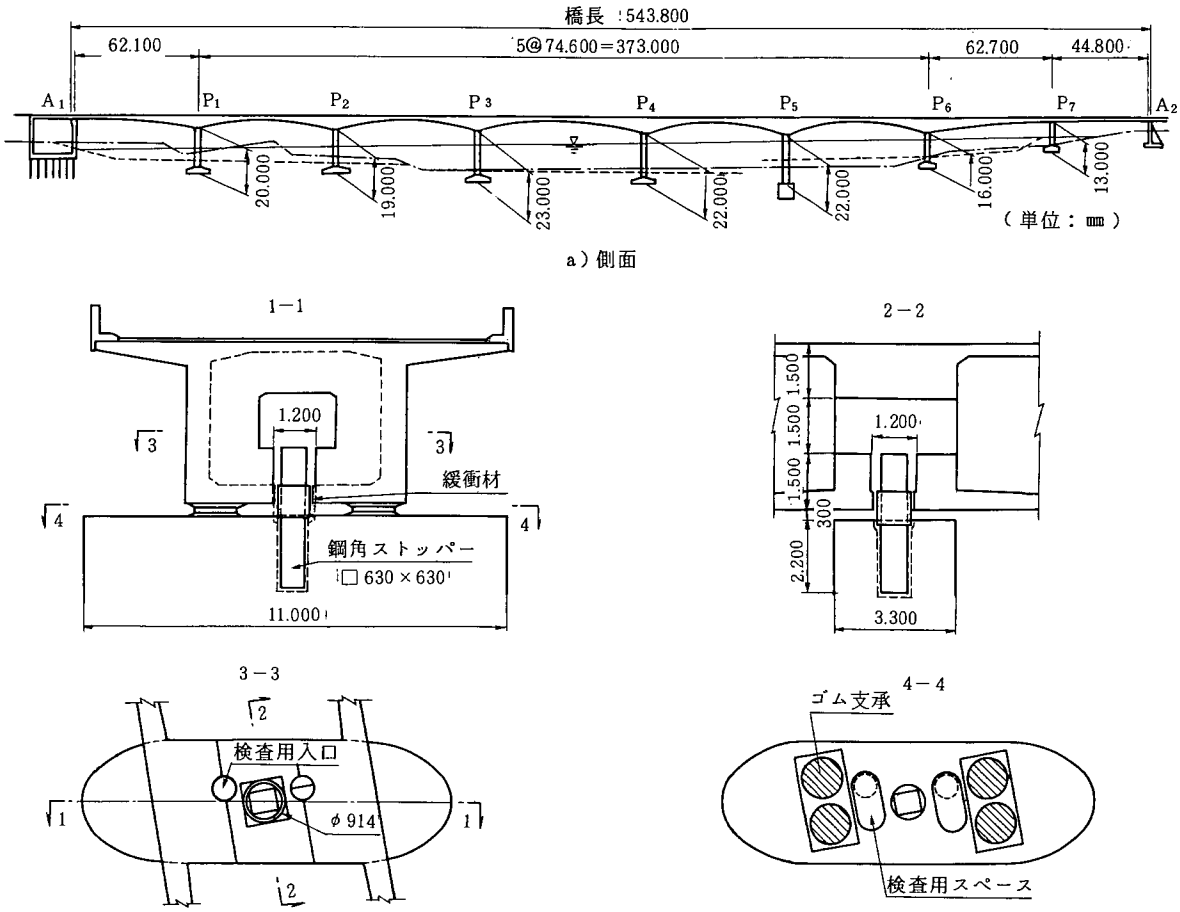
① 支承の摩擦係数は長年において変化するものであり，所定の摩擦係数が保持できるような支承構造の検討が必要である。（すべり支承）

② 伸縮継手の伸縮量が大きくなること，装置そのものが大型化することから，機構の改良，走行荷重による振動，騒音の処理等に対する検討が必要である。

g．一般図



図－4.3.4　ＰＣ橋事例その１（AS21工区）



図－4.3.5　ＰＣ橋事例その２（石狩川橋）

(4) 多径間連続橋に関する実験，実測例

i) 実験・実測例の選定

橋梁を多径間化する場合，温度変化，乾燥収縮等による不静定力をいかに小さく押さえ，かつ地震時水平力をいかに分散させるかが重要な課題となる。既存の橋梁でもこれらに対処するため種々の方式が検討され，実験，実測がなされている。ここでは，支持形式，桁構造に着目して，代表的な3例を選びその概要を報告する。

a．実験概要

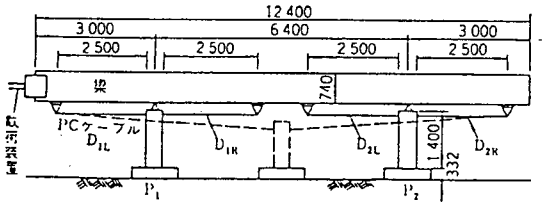
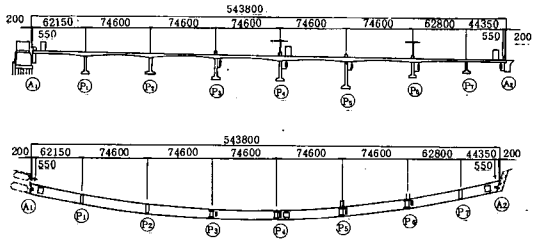
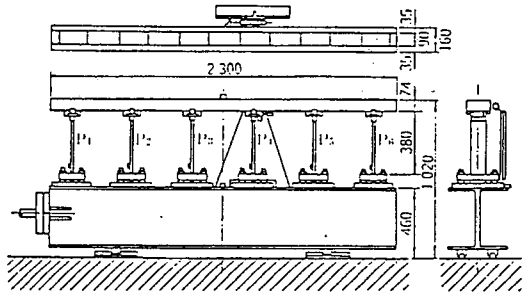
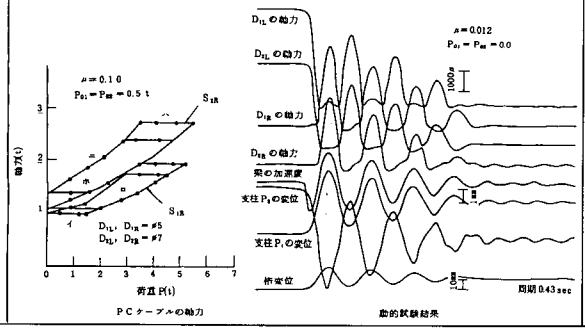
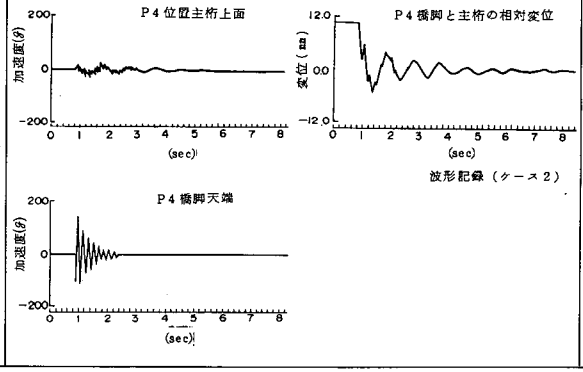
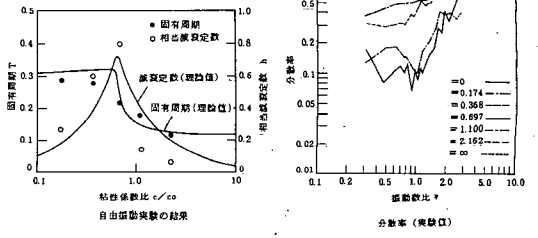
表－4.3.9　多経間連続橋における実験例

橋　名	首都高速足立三郷線（AS21工区）	石　狩　川　橋	阪神高速道路大阪神戸線（吉野玉川工区）
桁構造	ＰＣ箱桁	ＰＣ箱桁	鋼Ｉ桁
支持形式	可動支承＋ＳＵダンパー	ゴム支承＋ストッパー	固定支承＋可動支承＋粘性抵抗型ダンパー
実験概要	・ＳＵダンパーの基本的挙動を調べるための模型実験	・ゴム支承の地震時挙動を調べるための実橋振動実験	・粘性抵抗型ダンパーを用いた多径間連続橋の地震時挙動を調べるための模型実験
実験目的	①地震時水平力の分散性能，桁の変位の理論値との比較 ②地震時荷重によるＰＣケーブルの衝撃力の発生の有無 ③ＰＣケーブルの初期張力と摩擦係数の関係	①ゴム支承の水平荷重分散効果の確認 ②ゴム支承の免震性の有無の確認 ③橋梁全体の減衰定数の計測	①ダンパーの減衰係数と橋梁の減衰効果の関係 ②ダンパーの減衰係数と分散率の関係
出　典	・橋梁と基礎　84－9	・第18回　日本道路会議論文集 ・プレストレストコンクリート技術協会　第29回　研究発表講演概要	・橋梁と基礎　82－5

b．実験手法及び結果

実験手法及び結果を表－4.3.10に示す。

表－4.3.10　多径間連続橋における実験の詳細

橋　名	首都高速足立三郷線（AS21工区）	石　狩　川　橋	阪神高速道路大阪神戸線（吉野玉川工区）
実験手法及び測定項目	① 実験は，下図の様な試験体により静的，動的試験を実施。  試　験　体 ② 静的試験では，ＰＣケーブルの初期張力・摩擦係数・配置を変えた場合について，梁に作用する力，梁と支柱の変位，ＰＣケーブルのひずみを測定。 ③ 動的試験では，静的試験と同様の条件下で自由減衰振動を起こし，梁の加速度，梁，支柱の変位，ＰＣケーブルのひずみを測定。	① 急速解放機能付ジャッキを用いて，全体加振試験を実施。  計器及びジャッキの配置 ② 橋梁を自由振動させ，主桁上面及び橋脚天端の加速度，主桁と橋脚の相対変位を測定。	① ５径間連続桁の模型による自由振動，強制振動実験を実施。  模型の構造 ② ダンパーの粘性減衰係数を種々変化させ，上部工の加速度，上下部工及びダンパーの相対変位，橋脚のひずみを測定。
実験結果	① 地震時水平力分散性能については，静的にも動的にもほぼ理論値と合致。 ② 桁の残留変位については，静的試験では理論値と合致するが，動的試験では理論値より小さい。 ③ ダンパーの復元力に着目すれば支承の摩擦の½を初期張力と考えるのが適当。 ④ 桁の最大応答速度が20cm / sec以下のとき，ＰＣケーブルには衝撃力は生じない。  ＰＣケーブルの動力　　動的試験結果	① ゴム支承がバネとして機能し，その変形量に応じて水平力が分散されることを確認。 ② ゴム支承の使用により振動周期が長周期化することを確認。ただし，予想周期1.23秒に対して実測値は0.91秒であった。 ③ 変形波形より求めた減衰定数は0.05～0.06。  波形記録（ケース２）	① ダンパーの減衰係数Ｃ値を変化させた場合，減衰効果が最大となるＣ。が存在し，これより大きくても小さくても減衰効果は減少する。 ② 上部工の加速度応答倍率はＣ値が小さい時は，固定脚の固有周期で，Ｃ値が大きい時は橋梁全体の固有周期でピーク値を示し，理論値と同様である。 ③ 分散率はＣ値が大きく，振動数が高いほど良くなり，理論値と同様である。  自由振動実験の結果　　分散率（実験値）

(5) 長大橋における伸縮継手の事例

多径間連続化する事によって，伸縮継手が無くなり走行性が良くなる一方，温度変化による移動量が一箇所に集中して大きくなり，伸縮継手に大きな移動量が必要となる。

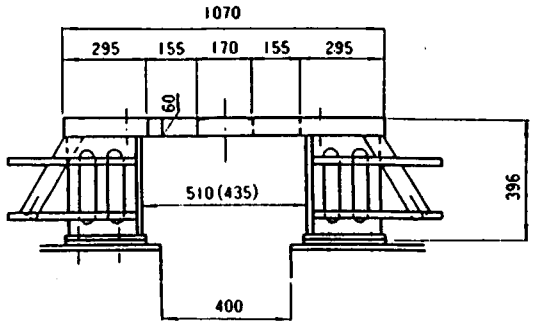
ここでは，比較的大きな伸縮量300㎜以上を許容できる伸縮継手についての事例を挙げる。

a．鋼製フェースプレートジョイント（図－4.3.6）

通常のフェースプレートを使用した片持式を大伸縮量に適用したもの。

表－4.3.11 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
谷村橋（道公）	350
沼尾川橋（道公）	420



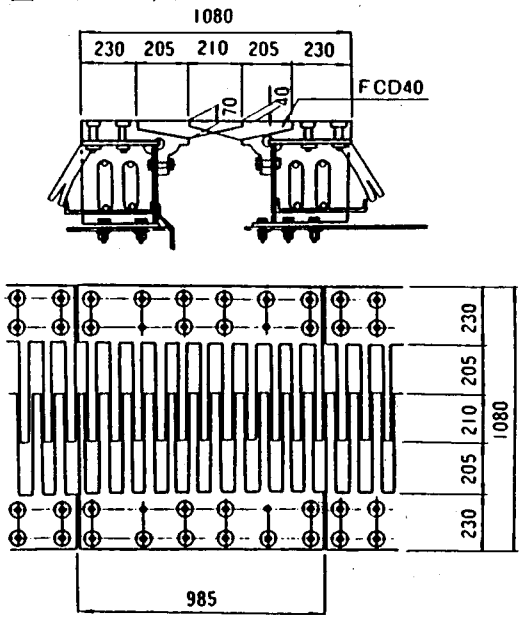
図－4.3.6　鋼製フェースプレートジョイント

b．ダクタイルまたは鋼製フィンガーを用いたジョイント（図－4.3.7）

ダクタイル製または鋼製フィンガーをボルト止めした片持式伸縮継手。

表－4.3.12 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
川口橋（道公）	440
利根川橋（道公）	410
港大橋（阪公）	610



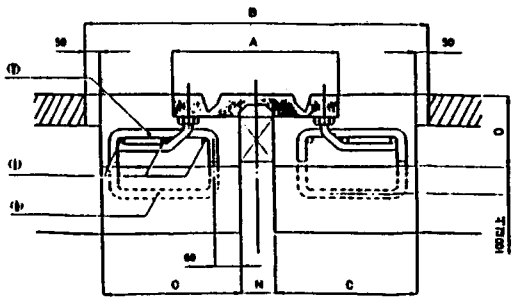
図－4.3.7　フィンガージョイント

c．トランスフレックス（図－4.3.8）

ネオプレンゴムと鋼材を一体にした構造で，ゴムの弾性と鋼材の剛性を生かして，伸縮を吸収する。伸縮量の最大は330㎜。2セット使用して伸縮量を増大できる。

表－4.3.13 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
末広大橋（徳島県）	460



図－4.3.8　トランスフレックス

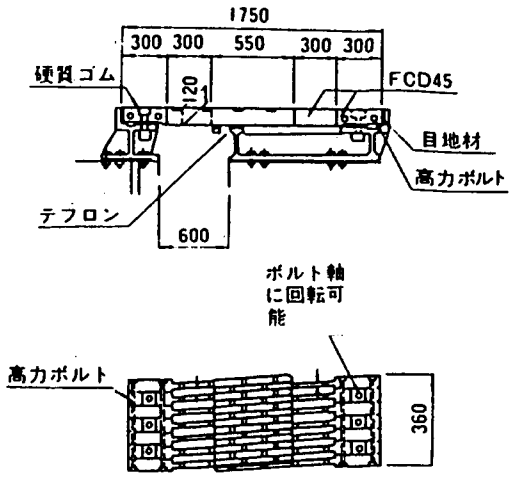
d．中間支持式ジョイント（図－4.3.9）

ダクタイルまたは鋼製のフィンガーを中間で支持し，支持点でスライドが出来る。大きな伸縮量と縦断勾配による段差が解消。なお，与島高架橋では直角方向の

移動も許容できるように考案された。

表－ 4.3.14 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
浜名湖橋（道公）	720
黒之瀬戸大橋（道公）	600
境水道大橋（道公）	610



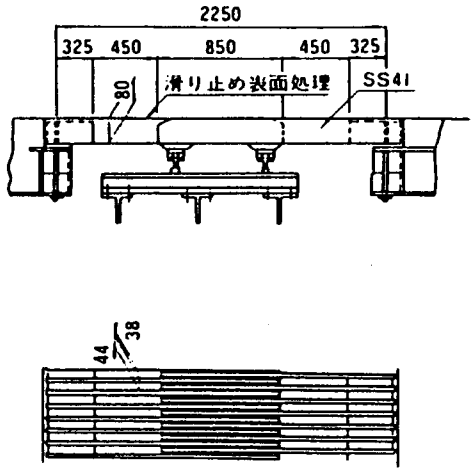
図－ 4.3.9 中間支持式ジョイント

e．大型中間支持式ジョイント（図－ 4.3.10）

中間支持部を2箇所にして，伸縮量を大きくし，長大スパンに適用できるようにした伸縮継手。

表－ 4.3.15 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
関門大橋（道公）	1060
マタディ橋（ザイール）	840
ゴールデンゲート橋	1950



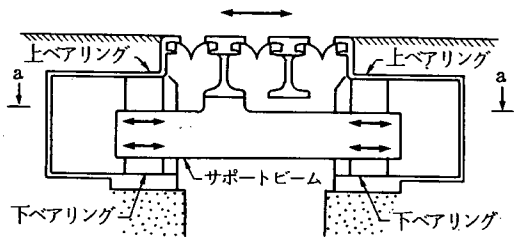
図－ 4.3.10 大型中間支持式ジョイント

f．マウラージョイント（図－ 4.3.11）

特殊な断面の鋼材とシールゴムを組合せた伸縮継手で，西独で長大橋やアウトバーン等広く使われている。伸縮量は，最大800㎜である。

表－ 4.3.16 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（㎜）
岡谷高架橋（道公）	480
札幌大橋（北開局）	560
北港連絡橋（大阪）	480



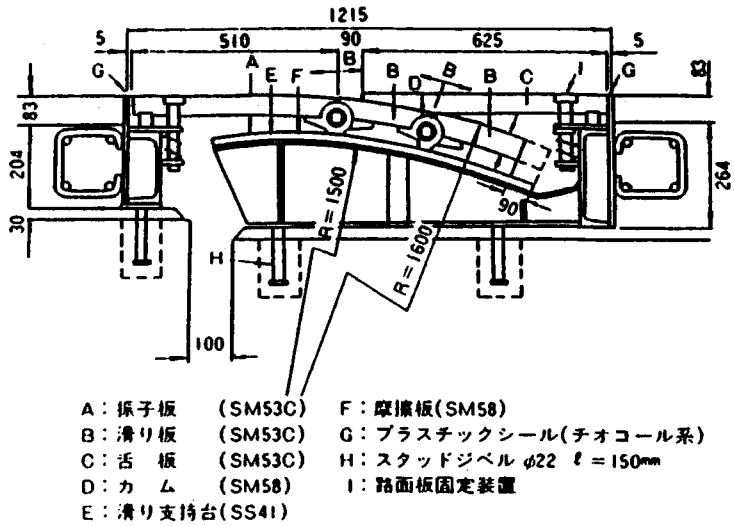
図－ 4.3.11 マウラージョイント

g．ローリングリーフ式（デマーグ式）ジョイント（図－4.3.12）

伸縮にともない一方のフェイスプレートがもう一方のフェイスプレートの下に潜り込んでいく構造の伸縮継手。ヨーロッパに施工実績が多い。

表－4.3.17 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（mm）
フォース道路橋	1625
ハンバー橋	2900
南備讃瀬戸大橋	1500



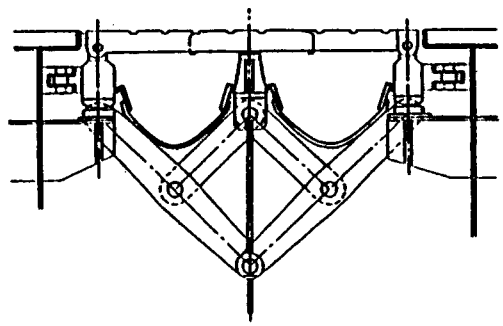
図－4.3.12　ローリングリーフ式ジョイント

h．リンク式ジョイント（図－4.3.13）

フィンガー，横梁，リンク，鉛直支承，ユニバーサルジョイントから成り，伸縮にたいしこれらが相互に連動して円滑に追随する。

表－4.3.18 使用例及び伸縮量

橋　　名	伸縮量（mm）
第2ボスポラス橋	2170
大鳴門橋（本四）	1800
大島大橋（本四）	1240



図－4.3.13　リンク式ジョイント

＜参考文献＞

1）日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き

2）平井敦：鋼橋Ⅲ，技報堂

3）日本道路協会：道路橋伸縮継手便覧

4）David J. Lee：The theory and practice of bearing and expansion joints for bridges，Cement and Concrete Association

5）多田他：与島高架橋ループ上部工の設計，本四技報№40

(6) 実績調査のまとめと今後の課題

i）実績調査のまとめ

a．わが国の多径間連続橋を調査した結果，既に連続桁長で500 m以上の橋梁が5橋（内2橋は連続ラーメン橋），連続径間数10径間以上の橋梁が4橋実現されていることが明らかとなった。

連続桁長に注目すると鋼桁の方がコンクリート桁より長い。コンクリート桁で連続桁長の長いものはＰＣに限られている。採用されている支承構造は様々であるが，橋軸方向に可動性の高いダンパー支承やゴム支承が既に用いられており，多径間連続橋は免震設計と整合しやすい構造形式であることがわかる。

ｂ．代表的な多径間連続橋について詳細を調査した結果，鋼桁橋では連続区間の端部の橋脚を可動支承とするか，鋼橋脚とするか，パイルベント基礎を採用するかして，温度変化による水平力を軽減する工夫がなされている。ＰＣ桁橋ではすべり支承や変形性能の大きいゴム支承が採用されている。

温度応力と地震力の重ね合せに対する許容応力の割増しは1.65とする例と，温度応力については割り増しを考慮せずに1.5とする例がある。

動的解析は多径間連続橋ではいずれの橋梁でも行なわれており，橋軸方向では静的解析よりも大きな応答となる場合があるとされている。

ｃ．既存の長大橋における伸縮継手の事例調査を行なった結果，伸縮量が500㎜程度までは通常の伸縮装置を大型化したものが採用されているが，それ以上になるとやや複雑な構造のものが採用されていることが分かった。ただし，橋軸方向に変形可能なものの事例は限られている。

ｄ．多径間連続橋に関する実験例を調査した結果，支承の変形性能確認に注目した模型振動実験と実橋の振動実験が行なわれていることが明らかになった。

ii）多径間化のメリット，デメリット

今回の調査から多径間化のメリットを定量的に評価することは困難であるが，多径間化の目的が伸縮ジョイントの減少による保守の合理化，走行性の向上，騒音の低減等にあることは明らかである。

デメリットとしては，特殊な支承構造を用いた場合の信頼性の確保，伸縮継手の大型化による振動，騒音の増大がある。また，橋長が長くなると縦断方向の桁構造，地質の変化が大きくなり，それに対応して設計が複雑化することがあげられた。

4.3.3　詳細検討用モデル橋の検討

(1)　モデル橋の設定条件

超多径間連続桁橋の解析モデルを設定するにあたっては，施工済みの多径間連続桁橋の中で特に耐震性に着目して種々の検討を行なっている橋から選び出すこととする。

その理由としては，①モデル化が容易かつ正確，②詳細な構造的データが揃う，③既耐震設計法との比較も容易，などである。

また，解析モデルを設定するにあたって留意した条件は，次の通りである。

① 構造形式は免震橋梁の適用性を考慮して，都市内高架橋や平野部の河川横断橋に多く見られる等断面連続桁（箱桁，床版桁，多主桁等）とする。

② 支間長は免震装置の適用規模ならびに等断面構造を前提としていることを考慮し，ＰＣ橋では30ｍ～50ｍ程度，鋼橋では40ｍ～70ｍ程度とする。また，支間は等径間とする。

③ 橋脚高および基礎深度がほぼ一定な橋。

④ 道路線形は，直線または直線に近い曲率の構造。

⑤ 免震，非免震の特質比較がより明確となり得る反力分散方式で設計されている橋。

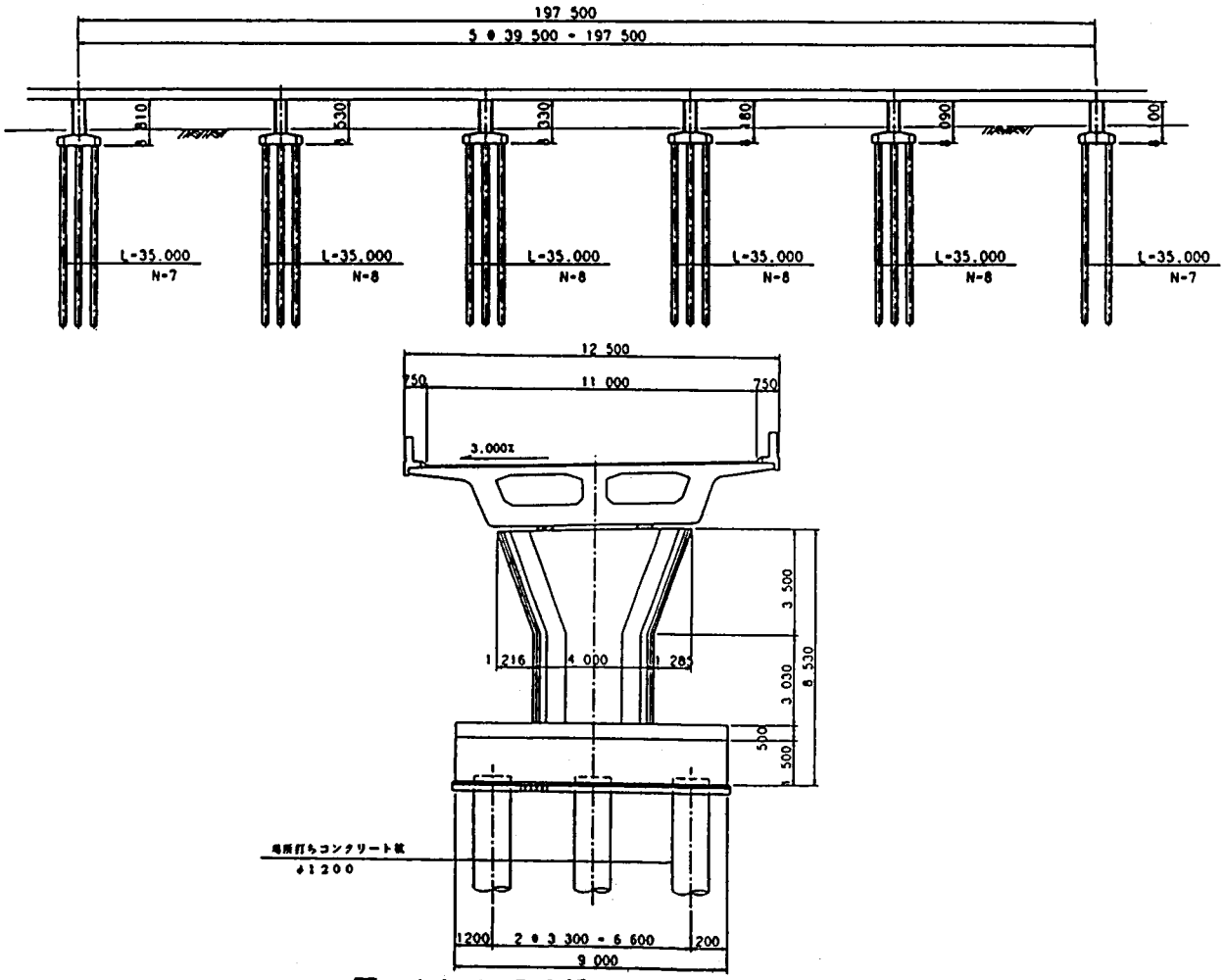
⑥ 動的解析を行なっている橋。

以上のような条件を満足している橋を，ＰＣ橋と鋼橋のそれぞれについて以下のようにモデル橋として設定した。

(2) ＰＣ橋の超多径間連続桁モデル

表－4.3.19 詳細検討用モデルＰＣ橋の構造諸元

橋名		撫養高架橋
施主		本州四国連絡橋公団
施工場所		徳島県鳴門市
等級		一等橋（TL－20，TT－43）
道路規格		1種2級
形式	上部工	ＰＣ5径間連続箱桁
	下部工	小判形Y字橋脚
	基礎工	場所打ちコンクリート杭（∅1200）
支間割		5×39.500m＝197.500m
有効幅員		11.000m
設計水平震度		K_h＝0.24
支承形式		反力分散用ゴム支承

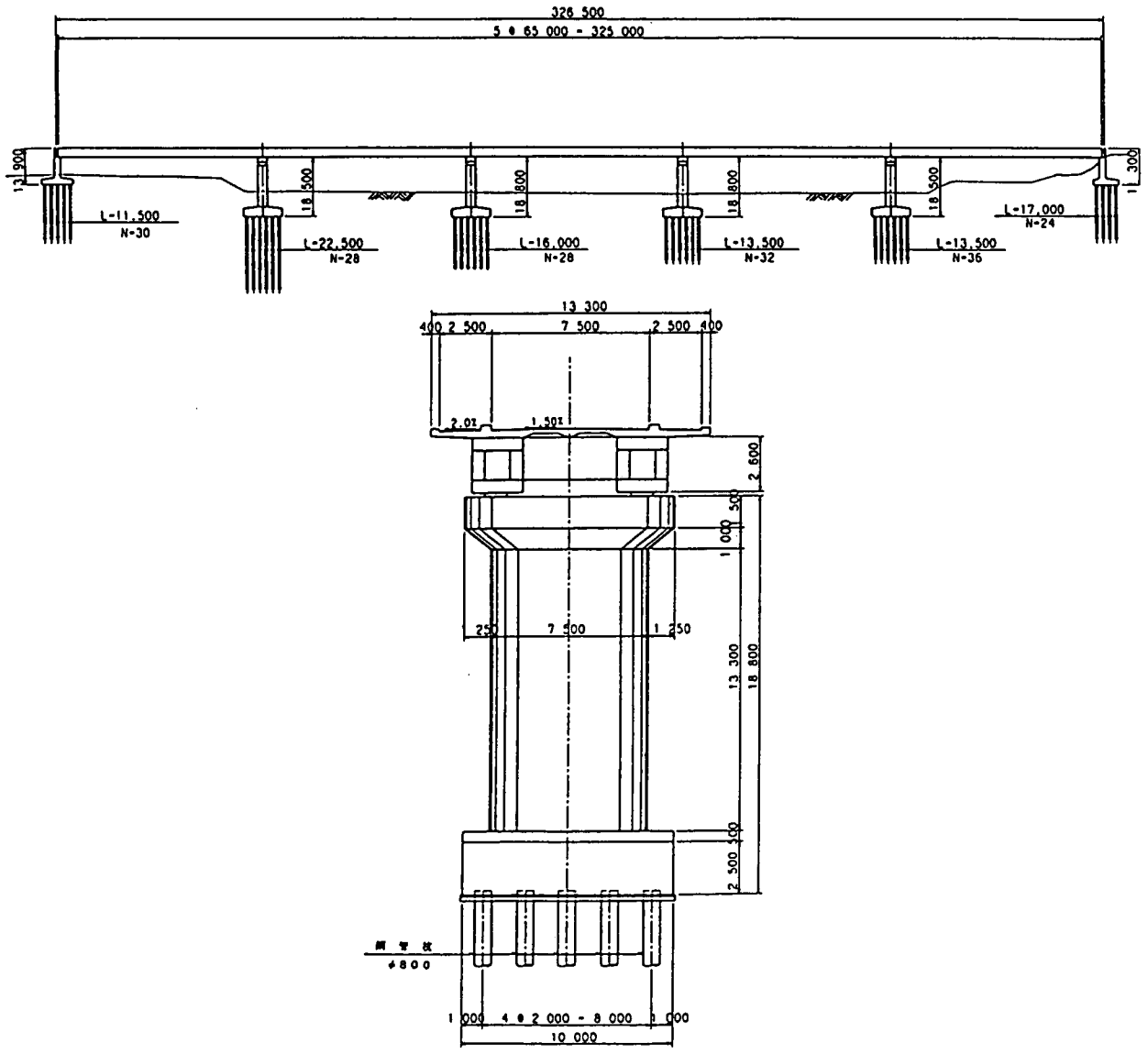


図－4.3.14 ＰＣ橋のモデル（撫養高架橋）

(3) 鋼橋の超多径間連続桁モデル

表－ 4.3.20　詳細検討用モデル鋼橋の構造諸元

橋名		千代橋
施主		茨城県
施工場所		桂村～那珂村
等級		一等橋（TL－20）
道路規格		3種2級
形式	上部工	鋼5径間連続箱桁橋
	下部工	小判形張出し橋脚
	基礎工	鋼管杭（∅800）
支間割		5×65.000m＝325.000m
有効幅員		車道：7.500m，歩道：2×2.000m
設計水平震度		K_h＝0.22
支承形式		反力分散用ゴム支承



図－ 4.3.15　鋼橋のモデル（千代橋）

4.3.4　超多径間連続橋の免震設計研究の基本方針

(1) 研究の基本方針

多径間連続橋は，既に橋長で500ｍクラスが実現されており，1㎞級の超多径間連続橋を免震設計することは現実的な課題と言える。

そこで本研究項目では，平成2年度と3年度に下記の研究を進めることとした。

ⅰ）ガイドライン(案)に基づく概略免震設計

元年度の研究により設定された詳細検討用プロトタイプについて，免震，非免震で概略設計を行ない，免震化のメリットを明らかにする。また，免震設計を適用した場合の橋長の限界を検討し，超多径間化を進める上での技術的課題を明らかにする。

ⅱ）動的解析による検討

同じく詳細検討用プロトタイプを多質点の骨組みモデル置き換え，免震と非免震について時刻歴応答計算法による動的解析を行なう。大振幅時の免震装置の履歴特性は等価線形化によってモデル化するものとする。各橋脚における地震入力はそれぞれ個別に与えることとし，使用する入力波は，ガイドラインに示されている動的解析用スペクトルＳにスペクトルフィットさせた波形にそれぞれの表層地盤の影響を加えたものとする。解析のパラメーターは地震動の方向等とし，応答結果を慣性力の分散効果，相対変位，桁と免震装置の応力等に着目して評価する。

なお，要因分析を容易にするため解析は直線橋を基本に進めるが，超多径間橋では曲線橋が多くなると考えられるため，代表的なケースについては曲線橋についても検討する。

ⅲ）構造細目の検討

前二項の検討結果から，免震装置，伸縮装置に要求される性能が明らかにされることを受けて，適用可能な装置を調査し，それ等に対する開発課題を提示する。

さらに，装置の取り付け構造と施工方法を標準的な条件を設定して検討する。

ⅳ）免震設計フローの作成

超多径間連続橋の免震設計フローを作成し，今後の研究ならびに実務展開への資料とする。

(2) 平成2年度の研究項目

平成2年度には，ガイドラインに基づく概略免震設計，動的解析の一部，ならびに構造細目の検討の一部を実施する。

＜民側担当会社＞　㈱大林組，住友建設㈱，㈱神戸製鋼，パシフィックコンサルタンツ㈱，
日本技術開発㈱，新構造技術㈱

4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究

4.4.1　研究計画と元年度研究成果の概要

(1)　研究の範囲と目標

既設橋梁のＲＣ橋脚，鋼製橋脚を対象に大地震時に作用する荷重の低減を図り，補強と同等の効果をもたらすことを目的とした免震装置の採用の意義，適用性について研究することとした。

研究の目標は，既設橋脚に対する具体的な耐震補強としての免震設計の考え方，施工方法，システムの開発を図ることである。

(2)　研究計画の概要

ⅰ）関連実績調査

橋脚の耐震補強工法も含めて，設計，施工，構造細目に関する内外の事例を文献により調査し整理する。

ⅱ）免震装置採用可能性の検討

既設道路橋に対する免震装置の適用の意義を明らかにするとともに，具体の適用性について検討する。

ⅲ）ケーススタディによる免震装置の適用性の明確化と試設計

上記ⅱ)の結果にもとづいて，具体的な事例に対して試算を行い，免震装置の適用性の確認を行うとともに，代表的な橋梁に対して，免震装置および伸縮装置の試設計ならびに耐震補強を採用した場合との比較も併せて行う。

ⅳ）免震装置を用いた場合の設計法の研究

上記ⅲ)の結果にもとづいて，免震装置を採用した場合の設計手法・条件を整理提案する。

ⅴ）施工方法に関する研究

上記ⅲ)の結果を受けて，具体的な施工方法を検討し，施工手順，必要な施工機械，装置を選定し，工程計画を立案する。対象には，支承部分の取替その他，桁端部の伸縮装置も含むものとする。

表－4.4.1　研　究　工　程

	平成元年度	平成２年度	平成３年度
(1)　関連実績調査	←―――	―――	
(2)　免震装置採用可能性の検討	←―――	―――	
(3)　免震装置の適用性の明確化と試設計		←―――	―→
(4)　免震装置を用いた場合の設計法の研究		←―――	―→
(5)　施工方法に関する研究		←―――	―→
(6)　ま　と　め			←→

(3)　元年度研究成果の概要

元年度の研究は，上述したように予備調査的なものとして位置づける。具体的には，

①　既設道路橋に対する耐震補強に関する技術動向の整理

を行うとともに，

② 免震装置採用の意義

③ 免震装置の適用性

について明らかにすることを目的とする。これらの成果の概要は次のとおりである。

ⅰ） 既設道路橋に対する耐震補強に関する技術動向の整理

まず，内外の既設道路橋に対する耐震性評価手法，耐震対策方針について，日本，米国，ニュージーランドにおける動向を整理するとともに，具体の補強対策の内容および実施例を整理した。その結果，既設道路橋の耐震対策として免震装置を適用したものは，米国で２橋，ニュージーランドで８橋あることが判明した。

ⅱ） 免震装置採用の意義

既設道路橋に対しても，これまで開発されてきた免震装置の採用が可能であるとの立場から，次のような採用の意義が考えられる。

a．用　　途

現況で耐震性に問題がある場合ばかりでなく，車線拡幅等による上部工重量増に対して，下部工の耐力や安定に問題が生じるような場合，また近年，環境面や車輌走行性の改善，維持管理の簡素化を図るため計画されることの多い上部工の多径間化などに対して用いられる水平反力分散機能を有する支承に免震装置を付与し，耐震性の向上を併せて図る場合にも用いることができる。

b．効　　果

地震による慣性力を直接的に低減することができるため，慣性力の大きさによって生じる可能性のある被害の発生を，下部工や基礎に手を加えることなく抑えることができる。

c．施 工 性

支承部の取替えが主な工事となるため，大規模な仮設や施工のための用地は一般に不要である。また，道路交通への支障が比較的少くて済む利点を有する他，施工管理も容易である。

d．経 済 性

免震装置はゴム支承が主要部分となるため，維持管理上，比較的問題が少ない。したがって，通常の維持管理のための費用の中に耐震補強の効果を見込むことができる他，施工も一般に大掛かりなものとならないため，通常の耐震補強対策よりも経済的に有利となる。特に，上部工の多径間化に伴って水平反力分散機能を有する免震装置を使用することができる場合には，その長所を最大限反映させることができる。

ⅲ） 免震装置の適用性

上述したように免震装置は，

① 直接的な耐震対策

② 上部工の計画変更による重量増の対策

③ 上部工の構造形式変更に併せた耐震性向上

といった用途が考えられるが，これらの適用は，架橋地点の地盤が軟弱で，地盤の固有周期が長い場合には，免震装置の採用により上部工の変位も増加することになるため，一般に望ましくない。

また，上記①の場合には，免震装置の効果は，地震により橋梁上部工，下部工躯体に作用する慣性力を低減することにあるため，被害が生じる原因が慣性力によるものと考えられるものに対して適用が効果的であり，逆に基礎地盤の変形や液状化といった現象による被害には有効ではない。

このような特質から，次のような場合に免震装置を適用することが有効と考えられる。

① ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部分

② 古い材料で施工された下部構造の補強

③ パイルベント形式や杭およびケーソン基礎を有する比較的古い橋（例えば道路橋下部構造設計指針設定前，杭：昭和39年，ケーソン：昭和45年）で地盤の液状化以外の原因で水平耐力が現行の示方書の規定では不足する場合

この他，次のような場合にも効果的であろう。

④ せん断破壊が曲げ破壊に先行する高さの低いＲＣ橋脚（保有耐力照査）

⑤ 鋼製橋脚の保有耐力確保を図る場合

4.4.2 道路橋の耐震補強に関する技術動向調査

(1) 既存橋梁の耐震性評価手法と耐震補強方針と設計について

ⅰ）日　本

a．耐震評価手法

橋梁の耐震評価については，昭和61年3月に日本道路協会震災対策委員会において「橋梁耐震評価法」が提案されている。その点検は，次の二つの方法を併用することを基本思想としている。

① 他の項目がいかに耐震性に優れていても，ある項目が不十分な場合には，全体の耐震性が低いと評価する方法

② 全項目の総合判定で耐震性を評価する方法

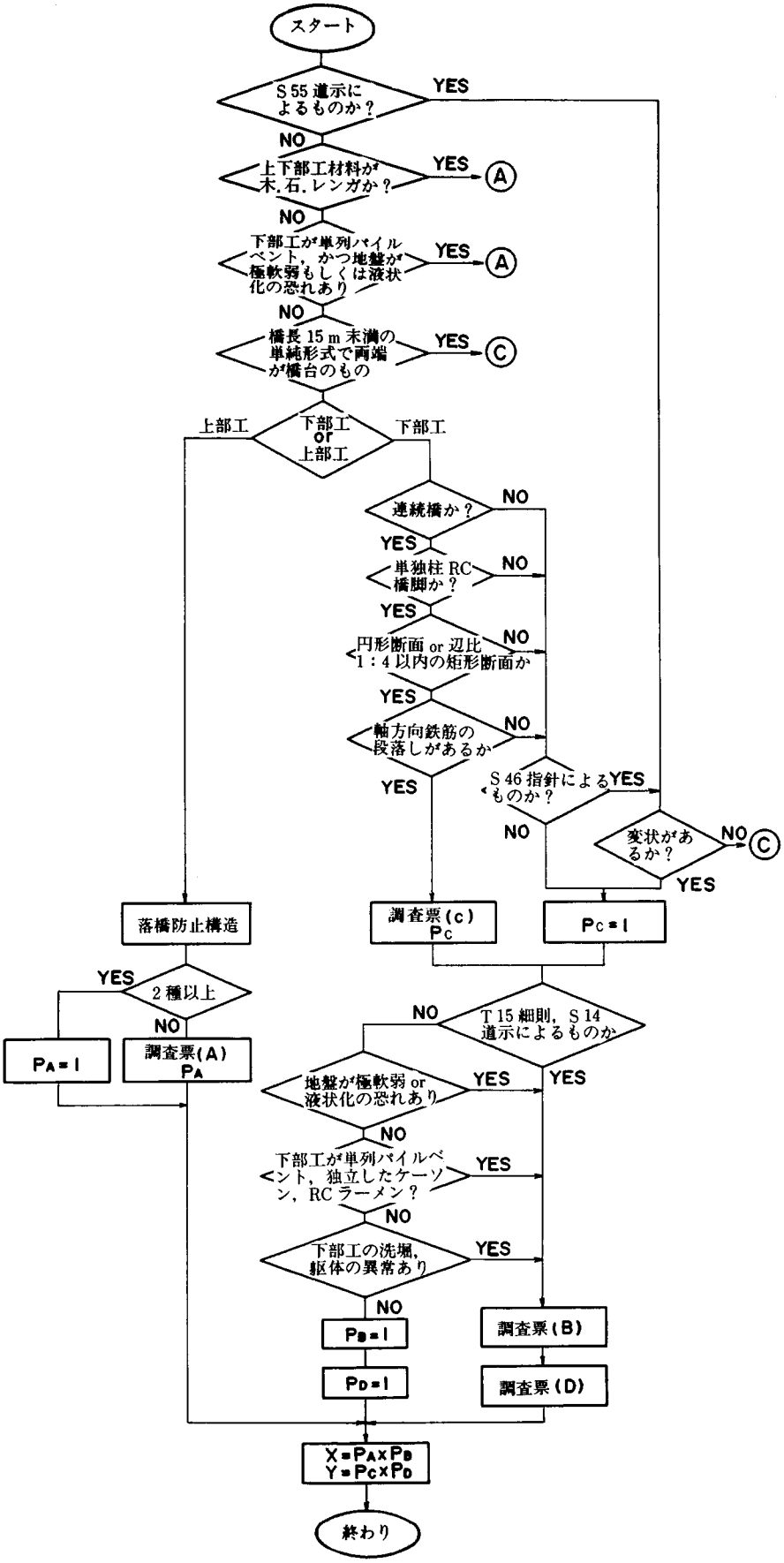
具体的には，図－4.4.1に示す橋梁耐震調査フローに従い，必要な場合には，表－4.4.2に示す橋梁耐震調査表を作成する。調査結果については，変形に関する評価点Ｘおよび強度に関する評価点Ｙにより表－4.4.3に従い3ランクに分類する。

b．耐震補強方針と設計

具体的に橋梁に被害を及ぼす原因としては，表－4.4.4に示す16項目があげられる。そのうち補強可能な項目が7項目である。また，現在それらの項目に対し様々な補強対策工法が取られているが，それらを耐震対策という観点から分けると，図－4.4.2のようになる。

ⅱ）米　国

米国においては，1971年のSan Fernando地震の被害を契機として道路橋の耐震基準の見直しが行われてきた。まず，1973年にCALTRANS（California Department of Transportation）が耐震設計法を改訂し，設計震度の引き上げ，橋脚の粘り性能の確保，落橋防止装置の導入を図っている。それを踏襲して，全米に適用しうる道路橋の耐震設計基準として「道路橋の耐震設計ガイドライン（ATC－6）」が，1981年にATC（Applied Technical Council）から出され，それをAASHTO（Ame-



図－4.4.1　橋梁耐震調査フロー図[17)]

表－4.4.2　橋梁耐震調査票[17)]

調査機関名				調査年月	昭和　年　月	整理番号	
道路種別		路線名		交通量		橋名	
所在地DID以外	DID(内, 外)	バス路線	はい・いいえ	橋長		幅員	

点検項目					
橋梁の点検	(A)上部工	① 適用示方書	4.0 大正15年細則・昭和14年道示	2.0 昭和31年道示・昭和39年道示	1.0 昭和46年道示・昭和55年道示
		② 上部構造形式	3.0 ゲルバーげた・2径間以上の単純支持	1.5 1径間単純支持（15m以上），2連以上の連続げた	1.0 上路・中路アーチ・ラーメン，1連の連続げた，斜張橋，吊橋
		③ 平面線形	1.2 斜橋・曲線橋	1.0 直線	
		④ 上部構造材料	1.2 RC・PC	1.0 鋼	
		⑤ 縦断勾配	1.2 6%以上	1.0 6%未満	
		⑥ 落橋防止構造	2.0 なし	1.0 1種類	
		P_A=①×②×③×④×⑤×⑥	P_A=		
	(B)下部工の変形	⑦ 下部構造形式	2.0 単列パイルベント	1.0 その他	
		⑧ 橋脚高さ	2.0 10m以上	1.5 5m以上10m未満	1.0 5m未満
		⑨ 地盤	5.0 4種地盤のうち極軟弱な地盤	2.5 4種　2.0 3種　1.2 2種	1.0 1種
		⑩ 液状化の影響	2.0 あり	1.0 なし	
		⑪ 支持地盤	1.2 不均一	1.0 均一	
		⑫ 洗掘	1.5 あり	1.0 なし	
		P_B=⑦×⑧×⑨×⑩×⑪×⑫	P_B=		
	(C)主鉄筋段落し部の強度	⑬ せん断スパン比（h/D）	2.0 $1<h/D<4$	1.0 $h/D\geq 4$	0.5 $h/D\leq 1$
		⑭ 段落し部の曲げ引張ひびわれ	2.0 生ずる	1.0 生ずる可能性あり	0.5 生じない
		⑮ 段落し部の降伏強度に対する安全率 ⑮[1] S_{fn}	3.0 1以下	2.0 1.1～1.5	0.5 1.5以上
		⑮ 段落し部の降伏強度に対する安全率 ⑮[2] S_{min}	3.0 1.1以下	2.0 1.1～1.3　1.0 1.3～1.5	0.5 1.5以上
		⑯ せん断応力度の大きさ	3.0 45以上	2.0 30～45　1.0 15～30	0.5 15以下（単位：tf/m²）
		P_C=⑬×⑭×⑮[1]×⑮[2]×⑯	P_C=		（ただし，$P_C<1.0$の時は，$P_C=1$）
	(D)下部工の強度・変状	⑰ 固定支承および支承周辺の異常	5.0 重大な欠陥あり	2.0 軽微なもの	1.0 なし
		⑱ く体の異常	5.0 重大な欠陥あり	2.0 軽微なもの	1.0 なし
		⑲ 下部構造材料	2.0 大正15年細則，昭和14年道示による無筋コンクリート（重力式橋台を除く）		1.0 RC・PC・鋼，昭和31年道示以後の道示による無筋コンクリート・無筋の重力式橋台
		⑳ 基礎工法	2.0 木ぐい・レンガ積ケーソン，石積ケーソン・箱枠工法・不明	1.5 既成RCぐい・ペデスタルぐい・2脚ケーソン	1.0 昭和46年指針以後製造のもの・場所打ちぐい・PCぐい・鋼ぐい・直接基礎・一般ケーソン
		㉑ 下部構造形式	1.5 RCラーメン	1.0 その他	
		㉒ 基礎の異常	2.0 あり	1.0 なし	
		P_D=⑰×⑱×⑲×⑳×㉑×㉒	P_D=		
		評価点	$X=P_A\times P_B$=	$Y=P_C\times P_D$	

表－4.4.3　耐震調査結果の評価[17)]

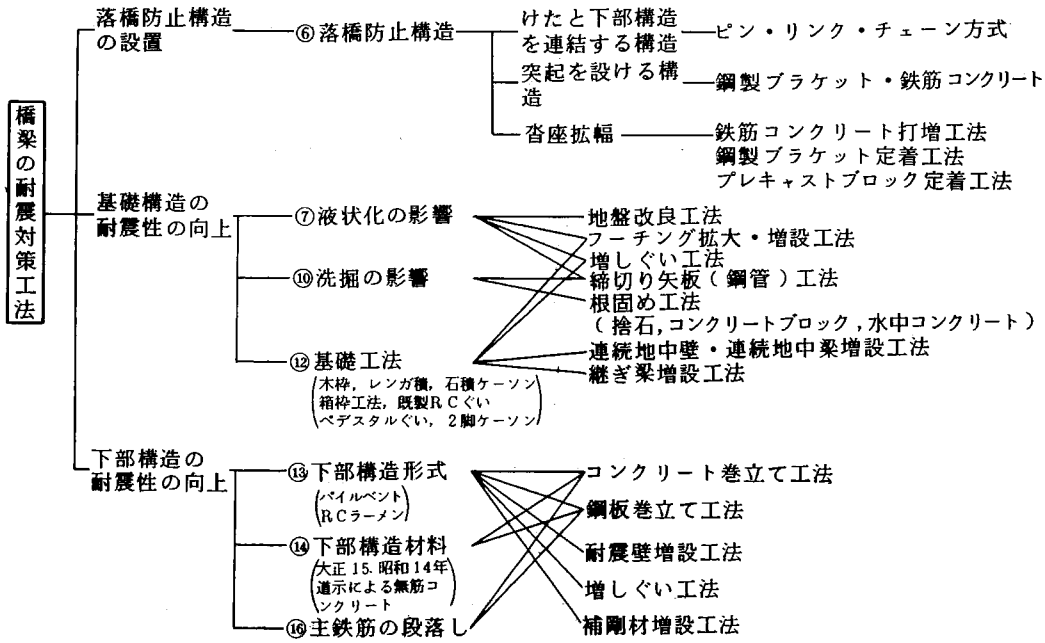
ランク	評価点 X	評価点 Y	
		$P_c=1.0$	$P_c\neq 1.0$
A	60以上	10以上	100以上
B	20以上60未満	5以上10未満	50以上100未満
C	20未満	5未満	50未満

注）X，Yの評価点により得られるランクのうち，いずれか高い方（A＞B＞Cの順）を該当橋梁のランクとする。

表－4.4.4　耐震補強の可能性とその基本的考え方[17)]

調査項目	耐震補強による変更の可能性	耐震補強の考え方
①適用示方書	(×)	現行規準との相違点に対する補強
②上部構造形式	×	
③平面線形	×	
④上部構造材料	×	
⑤縦断勾配	×	
⑥落橋防止構造	○	落橋防止構造の設置
⑦下部構造形式	○	補強
⑧橋脚高さ	×	
⑨地盤条件	×	
⑩液状化の影響	○	基礎工補強，地盤改良
⑪支持地盤	×	
⑫洗掘	○	洗掘防止対策
⑬下部構造材料	○	下部工補強，取り替え
⑭基礎工法	○	基礎工補強
⑮地震動加速度	×	
⑯主鉄筋段落しの影響	○	下部工補強，取り替え

注）　○：可能性あり
　　×：可能性なし



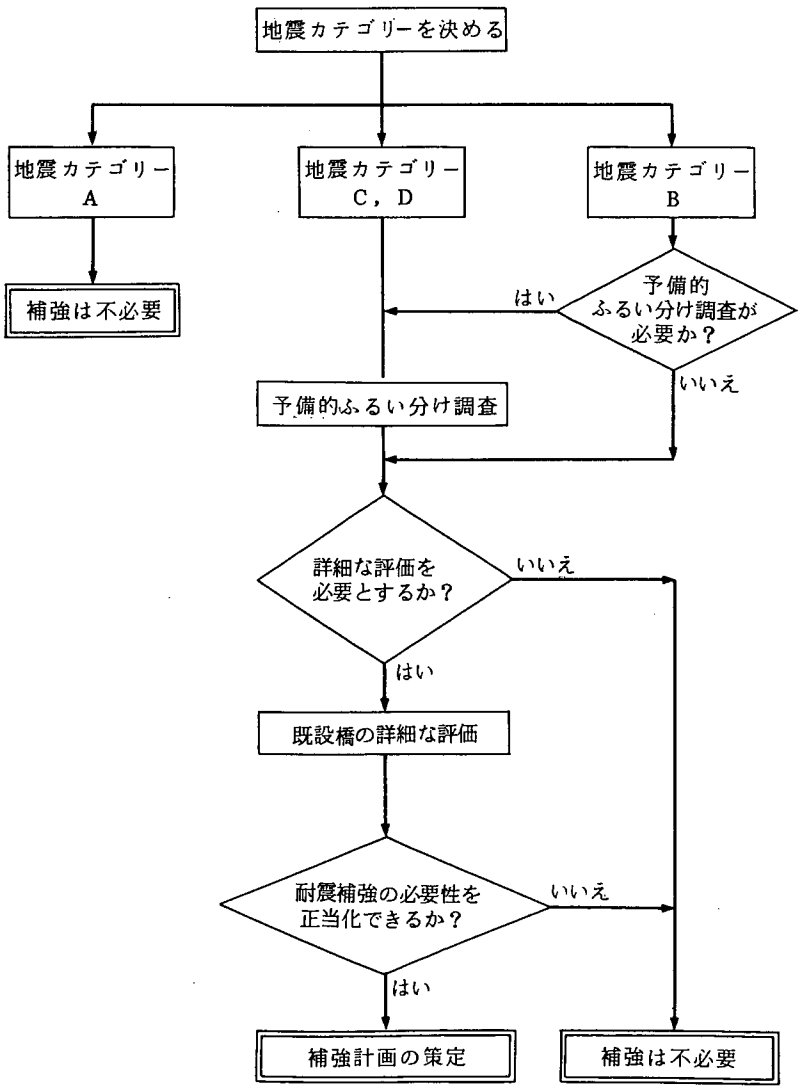
図－4.4.2　橋梁の耐震対策工法[17)]

rican Association of State Highway Transportaion Officials）が採用し，現在に至っている。

したがって，耐震補強の主眼は，1970年半ば以前に作られた耐震能力の低い橋梁を，現在の耐震基準の水準までに引き上げることに置かれている。そのためのガイドラインとして，「道路橋の耐震補強ガイドライン（Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges（ATC－6－2））」[1)]が1983年に刊行されている。

「道路橋の耐震補強ガイドライン」によれば，耐震補強の第一目標は，設計地震力に対して容認できない橋梁の倒壊が発生する確率を最小限にすることにある。耐震補強計画のフローを図－4.4.3に示す。

まず，対象となる道路橋は，その地域における地震加速度係数と構造物の重要度区分とによって，地震による被害の危険度が小さい順にA～Dの地震カテゴリー（Seismic Performance Category）に分類される。橋梁がどの地震カテゴリーに属するかによって耐震補強計画の内容は異なる。一般に，地震カテゴリーAの橋は耐震補強を必要とせず，Bの橋は支承・継手部分にのみ補強計画が限定され，CおよびDの橋に対しては全ての部材に対して補強計画が適用される。



図－4.4.3　耐震補強ガイドラインにおける補強計画の全体フロー

図－4.4.3に示されるように，耐震補強計画は次の3つの主要な段階よりなる。

a．予備的ふるいわけ調査。この調査によって，耐震補強を要する橋梁を見いだし，耐震補強の必要度に応じて工学的に順位付ける。順位は，橋の重要度・地震力の大きさ・構造のぜい弱さより算出する地震評価点による。ただし，実際に耐震補強を行うかどうかの決定は，政治的・社会的・経済的諸要因にも依存しているので，この順位から直接的には決まらない。

b．詳細な耐震性評価：予備的ふるい分け調査によって耐震補強が必要とみなされた橋脚に対し，構成部材ごとに部材の耐震能と設計地震力との比を求めて，補強箇所を詳細に評価する。

c．補強方法の設計：耐震補強が必要とされる各部材に対し，以下のような補強方法が考えられている。

① 支承部・継手部 ― 移動制限装置，沓座の拡幅，支承の取り替え，特殊耐震支承

② 橋脚・橋台・基礎 ― 地震力制限装置，巻立て補強，鉄筋量の減量，鉄筋量の増量，せん断壁，踏掛版，ソイルアンカー

③ 基礎地盤 ― 地盤の安定工法，上部構造の連続化と下部構造の靱性の向上

橋脚や基礎，地盤に対する補強は，支承部に比べて難しく，割高になり，実施例が少ない。また，特殊耐震支承と地震力制限装置は，下部構造に作用する地震力を低減する特殊支承として認識され，例えば，ニュージーランドの免震支承や日本の粘性ダンパーなどがこれに相当する。

1980年代後半になって，カリフォルニア州においても免震支承による橋梁の耐震補強が実施されている。それについては，4.4.2(3)で述べる。

ⅲ）ニュージーランド

ニュージーランドにおいては，特に既設道路橋に対する統一的な耐震性の評価方法はなく，個々の橋毎に常時での健全度の評価と併せて設計時点の耐震設計基準に照らして耐震補強の必要性とその水準を定めている。

ここでは，参考までに公共事業省の橋梁設計担当がとりまとめた耐震補強の考え方を紹介する[2)]。

a．基本的な考え方

当該橋梁の余命期間を考慮した費用便益解析によりリスクを評価し，補強の効果を評価しようとすることも有効と考えられるが，各種の便益を定量的に設定することが難しいため，橋の相対的重要度に応じて必要性の高いものから順次実施することになる。

b．既設橋梁の重要度

既設橋梁の重要性を評価する際に考慮すべき要因は下記の通りである。

① 代替路線の有無

② 橋の下方の交差物件の有無

③ 橋の崩壊により影響を受ける物件の有無

④ 橋の経済的余命期間

⑤ 種々の設計荷重に対して補強することにより生じる費用と便益

⑥ 一時的な架橋もしくは架橋しないで機能回複することの可否

⑦ 大地震後に迅速に復旧することが必要な地域に位置するかどうか

⑧ 被害地域を出入する緊急支援活動に必要かどうか

⑨ 耐震性能よりも例えば活荷重，洪水荷重や線形などの理由で橋の強度を向上させる必要性

c．補強設計の基準

c－1 設計地震動

補強設計に用いる地震動は橋の経済的余命期間を設計期間として扱って定めることとし，その場合の地震動の再現期間は橋の重要度に応じて定める。

この場合，地震動の再現期間は100年間の耐用年数（設計期間）に対して設計されたものと同一の重要度を有する橋のそれよりも大きな超過確率を与えるように設定すべきである。

万一，構造部材が弱いか，容易に補強することが難しい場合には，設計荷重に占める小さな割合でも補強することは多少の改善でも有効であるので必要と考えられる。

c－2 構造設計

実際的には，限界状態（荷重係数）設計法が採用されるべきである。耐震構造細目は，以下に述べる設計細目の①から④および新設に対する設計規定を準用するのがよい。

技術的にも経済的にも実施可能であると判断された場合には，構造上の弱点を把握した上で補強するべきである。

設計者は，もしも他の重要な部材や構造細目が不適切のままである限り，部分的な補強が必ずしも地震に耐えるだけの包括的な性能の改善につながらないということを認識すべきである。

構造系全体に対する理解は補強の適切な設計に必要である。

c－3 設計細目

補強設計が適切かどうかは，適切な現地踏査，設計計算書，施工図書や解析の照査のあとで行われる仕様の細目に依る。場合によっては動的解析の実施も必要である。

多数の橋が短期間に評価されなければならない場合には，グルーピングを行って，各形式に対する標準的な解決策を求めることが必要である。

一般に耐震性能を高める上で留意すべき事項は次のとおりである。

① 連結ボルトもしくはケーブルやタイバックそして上部工とのジョイントでの台座の改良と機能を失った可動支承の更新。

支承の取替えは構造系の地震応答を改善させる他，支点間の荷重の分布を制御することができる。

② 適切な巻立てコンクリート補強もしくはエネルギー吸収装置の付与によって下部工のじん性を改善させること。

③ 下部工や基礎の強度の増加。弱い橋脚もしくは基礎は入念に施工されたプレストレスケーブルの定着装置の採用により改良することができる。

④ 取付け部分の安定性の改良

(2) 橋脚の動的性状および補強対策について

i） ＲＣ橋脚

a．一般的性状

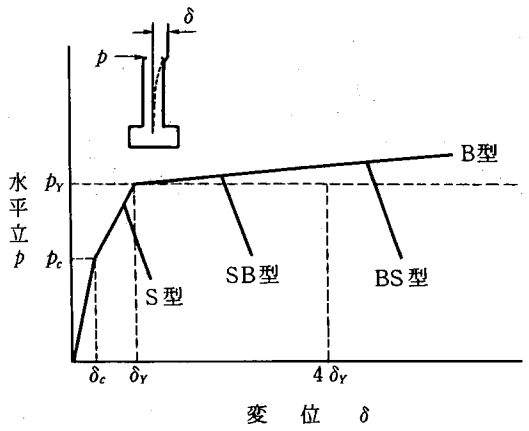
宮城県沖地震（1978）・浦河沖地震（1982）等の大規模な地震においても，ＲＣ橋脚は，その大部分は設計地震力を上回るような地震力に耐え，一部が被災したものの，致命的な倒壊は見られなかった。これは，ＲＣ橋脚が，非線形域に入ることによって振動エネルギーを吸収すると共に，著しい耐力の低下を生じることなく粘りを発揮したためと考えられる。したがって，大地震時における橋梁の倒壊等の致命的な被害を防止するためには，部材の非線形域におけるＲＣ橋脚の耐力および変形性能を適切に評価することが重要となる。そのために，模型供試体を用いた実験研究が行われている[3)~11)]。

まず，単一柱橋脚を模した供試体に地震力に相当する交番荷重をかけた場合の，荷重－変位曲線の包絡線をモデル化して図－4.4.4に示す。ここで，橋脚の非線形域の変形性能を表す指標として，荷重－変位曲線の包絡線が降伏荷重を下まわらない最大変位を降伏時の変位で除した値をとり，靱性率μとする。靱性率に影響を与える要因として，せん断スパン比，主鉄筋比，帯鉄筋比，軸方向力等が考えられている。

橋脚の破壊性状は曲げ破壊とせん断破壊の２つに大別され，それらの典型的な破壊進行例を以下に示す。

① 曲げ破壊の典型的進行例（図－4.4.5(a)）
；橋脚基部コンクリートの水平亀裂→基部付近の橋脚コンクリートの剥離→主鉄筋の座屈→主鉄筋の破断

② せん断破壊の典型的進行例（図－4.4.5(b)）
；斜め亀裂の発生→斜め亀裂に沿ったコンクリートの剥離→斜め亀裂の貫通と剥離の進展



図－4.4.4 P～δ曲線による破壊モードの分類[9)]

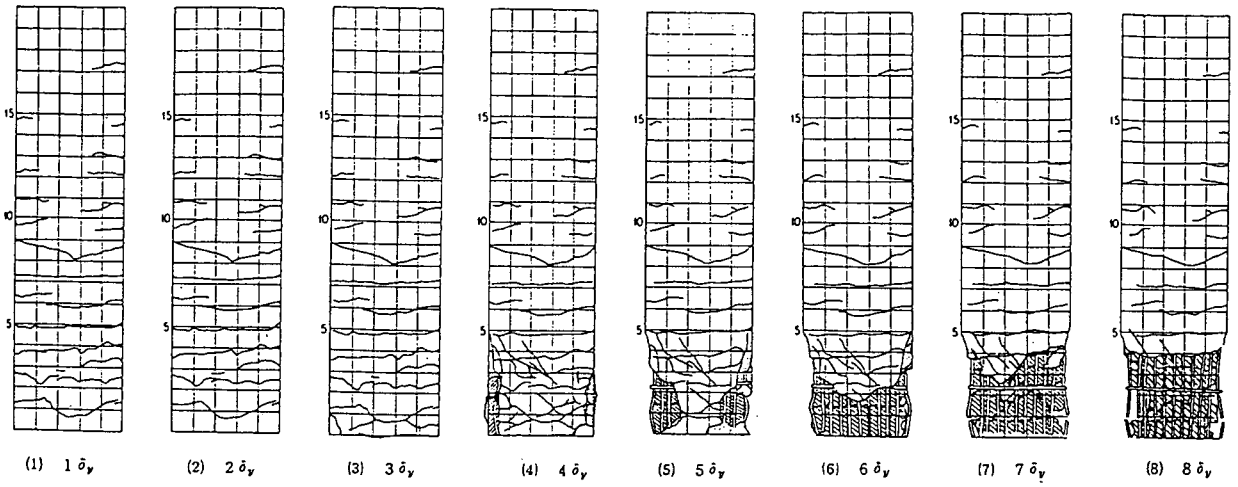
破壊性状に対する帯鉄筋の役割は，主鉄筋の降伏点を超える大きな変位の交番繰返しによって斜めひび割れが生じた場合に，ひび割れ発生によって耐荷能力を失ったコンクリートに代わってせん断力を負担して，柱の耐力および靱性をさらに持続させることにある。したがって，帯鉄筋量が少なく，せん断破壊が卓越する場合には，帯鉄筋が降伏し，帯鉄筋内のコアコンクリートの分離・破壊が進展して，ぜい性的破壊となる。

一般に，図－4.4.4のように，曲げ破壊の卓越する場合（図内のＢ，ＢＳ型）には，４以上の靱性率があるものと見込まれる。

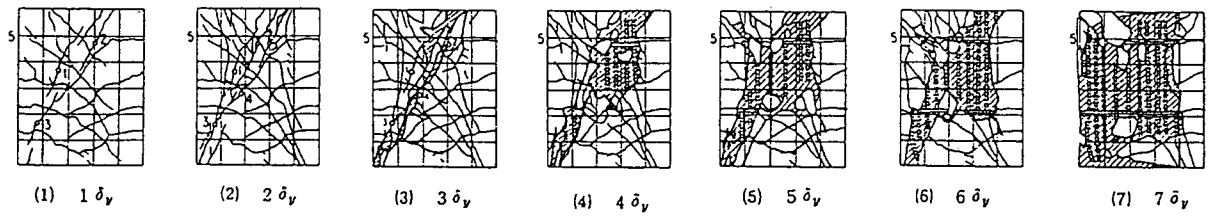
b．主鉄筋段落し部の性状

鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部は，橋脚付け根での降伏の場合に比べて靱性に乏しく，宮城県沖地震や浦河沖地震においても，この部分に顕著な被害が認められた。これは，段落し部において，カットオフした鉄筋をコンクリートの引張り部へ定着したことによる。

鉄筋の途中定着部での破壊性状は，主鉄筋の曲げ降伏後，かぶりコンクリートが剥落し，カットオフした鉄筋の付着が失われ，被害の範囲が広範囲になって，最終的にせん断抵抗の減少によるぜい性的なせん断破壊になると考えられる。したがって，ほとんどの場合に，かぶりコンクリートの付着割裂破壊を伴う



(a) 曲げ破壊



(b) せん断破壊

図－ 4.4.5 模型供試体の典型的な破壊進行例 [3)]

が，帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果に形状による差異が見られるため，円形橋脚では矩形橋脚より付着割裂破壊が少ない傾向にある。

このような鉄筋の途中定着部の靱性率は，定着部でのせん断耐力（ S_u ）と同じ断面における鉄筋の曲げ降伏時のせん断力（ S_y ）との比（ S_u / S_y ）に比例する。せん断補強筋（帯鉄筋）の実用的な配筋を考えた場合には，その比は 1.0 を少し超えるように設計するのが妥当であり，このとき，靱性率は 2 が確保される。一方，前述のように，橋脚付け根で鉄筋が曲げ降伏する場合には，一般に靱性率を 4 程度確保できる。したがって，エネルギー則が成立するとすれば，鉄筋の途中定着部の耐震性能を橋脚付け根の耐震性能と同等にするためには，鉄筋の途中定着部の耐力を 5 割増しにする必要がある。逆に言えば，途中鉄筋定着部が橋脚付け根と同じ耐震性を有するためには，その部分における耐力が設計力の 1.5 倍以上あることが要求される。

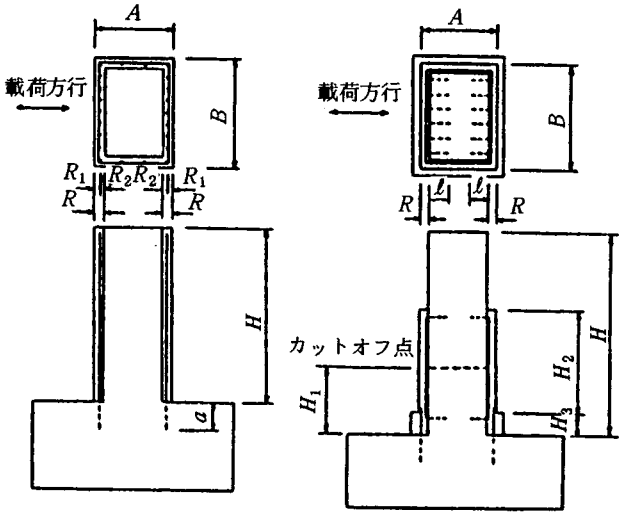
以上のような経緯を踏まえて，1980 年改訂の「道路橋示方書Ⅳ 下部構造編」では，主鉄筋の段落し位置を従来より部材の有効高さに等しい長さだけ高くする規定が盛り込まれてきている。したがって，それ以前の示方書に基づくＲＣ橋脚では，主鉄筋の段落し位置に耐震的な弱点を有する可能性が考えられる。逆に，それ以降のＲＣ橋脚については，主鉄筋の段落し位置が従来よりも補強されたため，耐震的にクリ

ティカルになる断面が比較的靭性の大きい橋脚基部に移行しているものと考えられる。

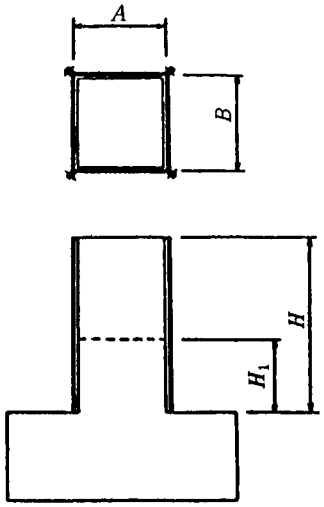
c．補強対策

一般に，ＲＣ橋脚の補強対策の策定は，近年の著しい交通荷重の増大をはじめとするさまざまな原因により必要となってくる。このとき，上述のように，ＲＣ橋脚において耐震的にクリティカルな断面となりうる橋脚基部，途中鉄筋定着部の補強方法を確立するために，巻立て補強された橋脚の地震時挙動に関する模型実験が行われている[9)~16)]。

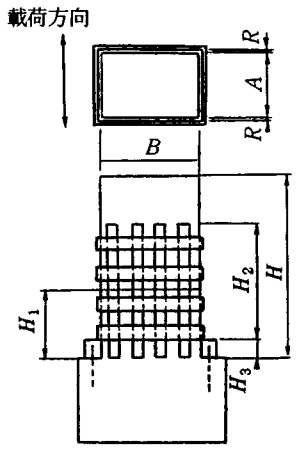
主な補強方法として，鉄筋コンクリート巻立て（図－4.4.6(a)），鋼板または帯鋼板巻立て（同図(b), (c)）については，それらの実験により，その有効性が確認されてきている。



(a) 鉄筋コンクリート巻き



(b) 鋼板巻き



(c) 帯鋼板巻き

図－4.4.6　耐震補強された供試体の形状[9)]

ii） 鋼製橋脚

a．動的性状

鋼製橋脚に関しては，道路橋示方書においても細部設計については明示されていないこと等，まだ，十分な調査研究が行われていないのが現状である。以下に，鋼製橋脚の動的性状について過去に行われたいくつかの研究事例を紹介する。

川島（建設省）らは，1本柱鋼製橋脚のじん性について定量的評価を行っている。その結果，1本柱鋼製橋脚の最大荷重は$3\times\delta_y$時に生じ，同時に$3\times\delta_y$載荷あたりから等価剛性の減少及び，等価減衰粘性定数の増加があるとしている。

また，鋼製橋脚は薄肉構造物であるので，その強度は，初期変形，偏心，残留応力等による影響が大きく，座屈による崩壊が考えられる。丹羽（京大）らは，鋼箱桁柱に軸力及び繰り返し曲げを作用させ，局部座屈を考慮した基本的な繰り返し載荷実験を行った。その結果，局部座屈の崩壊パターンを明らかにすると同時に，その要因を分析した。

一方，平尾（徳島大）らは，履歴吸収エネルギー（構造物の損傷を評価する指標）と許容吸収エネルギーの比を耐震指標に選び，鋼製橋脚の座屈後耐力，高さ，及び型式がこの指標に及ぼす影響について検討している。その結果，座屈後耐力とこの指標が比較的高い相関があると述べている。

b．補強対策

鋼製橋脚においては，過去に地震による具体的な被害事例はない。よって，その補強工法についても，信頼できる工法が確立されておらず，補強工法に関するデータはないに等しい。但し，鋼製橋脚においてもＲＣ橋脚と同様，橋脚基部がウィークポイントになることが予想される。そこで，他の災害（車輌の衝突等）の補強例を参考に，地震時の補強工法として現在考えられる工法を以下に記す。

① 内側に中詰めをする方法

② 外側から補強板等を添接する方法

③ ①，②を併用する方法

④ 取り替え

(3) 耐震補強対策の実施例

i） 橋脚・基礎

一般に基礎・下部構造の耐震補強対策は，工期，工費共に多大に要するため，橋梁の余命期間，施設の重要性，震災後の復旧の難易度，工期，対策工費等を総合的に判断して適切な工法を選定する必要がある。場合によっては，補強するよりも架け替えが適切な場合もありうる。また，基礎・下部構造に一般に何らかの変状が発生している場合（例えば，橋台が沈下や側方移動している場合）には，地震被害の可能性が相対的に高くなることから耐震対策が必要となる。逆に，耐震対策の実施は，純粋に耐震性を向上させることのみならず，地震以外の常時の荷重に対しても有効であるのがふつうである。そこで，それらの点も考慮して総合的な対策工法を選定していくことが重要となる。

我が国において，耐力の不足する橋脚・基礎に対しては，以下のような耐震補強工法を実施した事

例がある。

a．基礎構造の耐震性の向上

①地盤改良　②フーチング拡大・増設　③増し杭　④抑止杭・縁切り矢板（基礎地盤の側方流動の防止）　⑤根固め・締切（基礎地盤の洗掘防止）　⑥地中連続壁・連続地中梁の増設　⑦地中梁・コンクリート床版による隣接基礎との連結　⑧杭頭連結

b．下部構造の耐震性の向上

①鉄筋コンクリート巻立て　②耐震壁増設　③鋼板巻立て　④増し杭　⑤補剛材増設

耐震補強の実施例として，図－4.4.7に，両国橋の補強事例（補強工法：a.－④）と据花橋の補強事例（補強工法：b.－①）を示す。

今後，上記のような対策事例がとられた背景を，機能，設計面，経済面を中心に追加検討し，他の対策工法との比較のうちで最善の工法が選択される条件を見いだしていく必要がある。

図－4.4.7　耐震補強事例　(a)両国橋 [17)]

分類 No.	事　例　名　称
	両国橋の補強

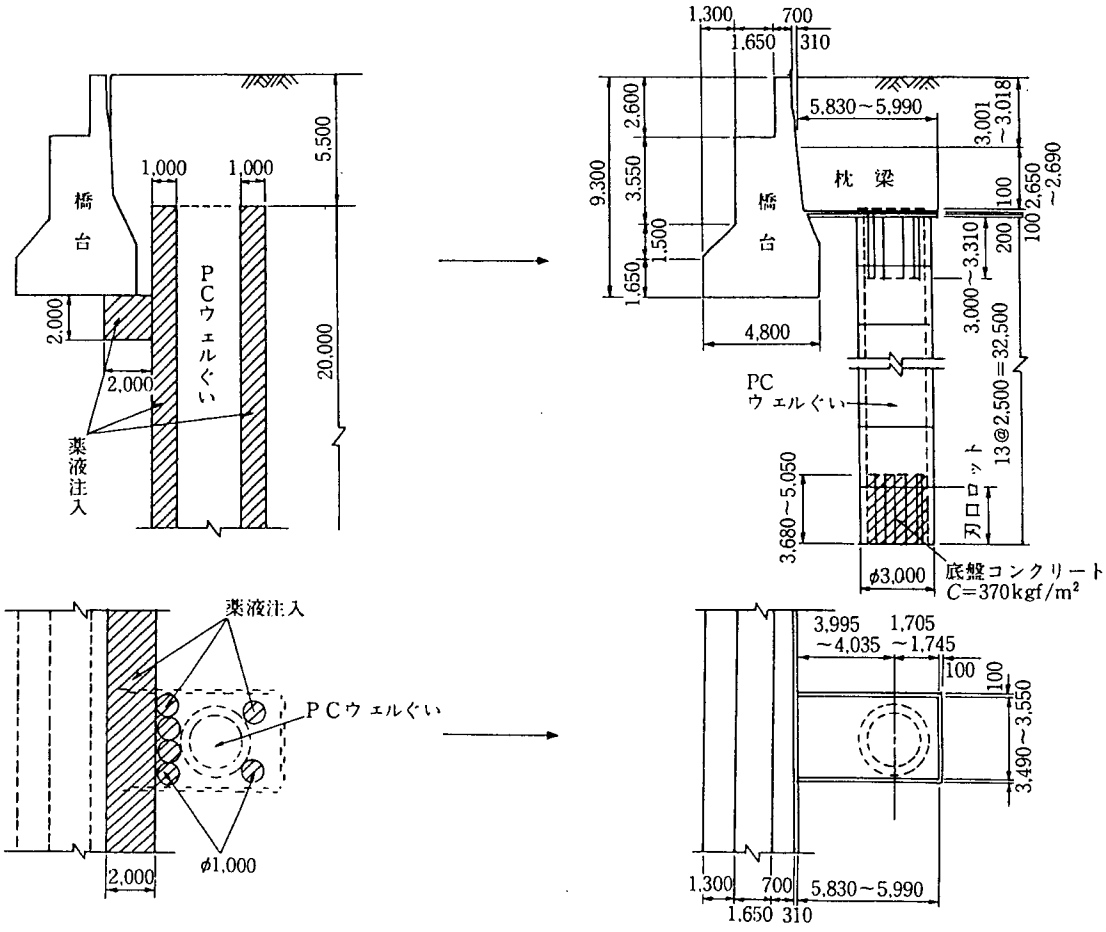
1. 補強を必要とした理由

橋台が10cm程度水平変位しており，地震時における支持力不足が考えられるために補強した。

2. 補強方法

橋台の側方移動の原因である円弧すべりによるせん断力に抵抗するようにＰＣウェル杭を中堀工法によって沈設し，杭頭は枕梁により橋台に剛結している。

3. 一般図



PC ウェルぐいによる対策例（一般国道14号　両国橋）

図－ 4.4.7　耐震補強事例　(b)据花橋 [17)]

分類 No.	事　例　名　称
	据花橋の補強

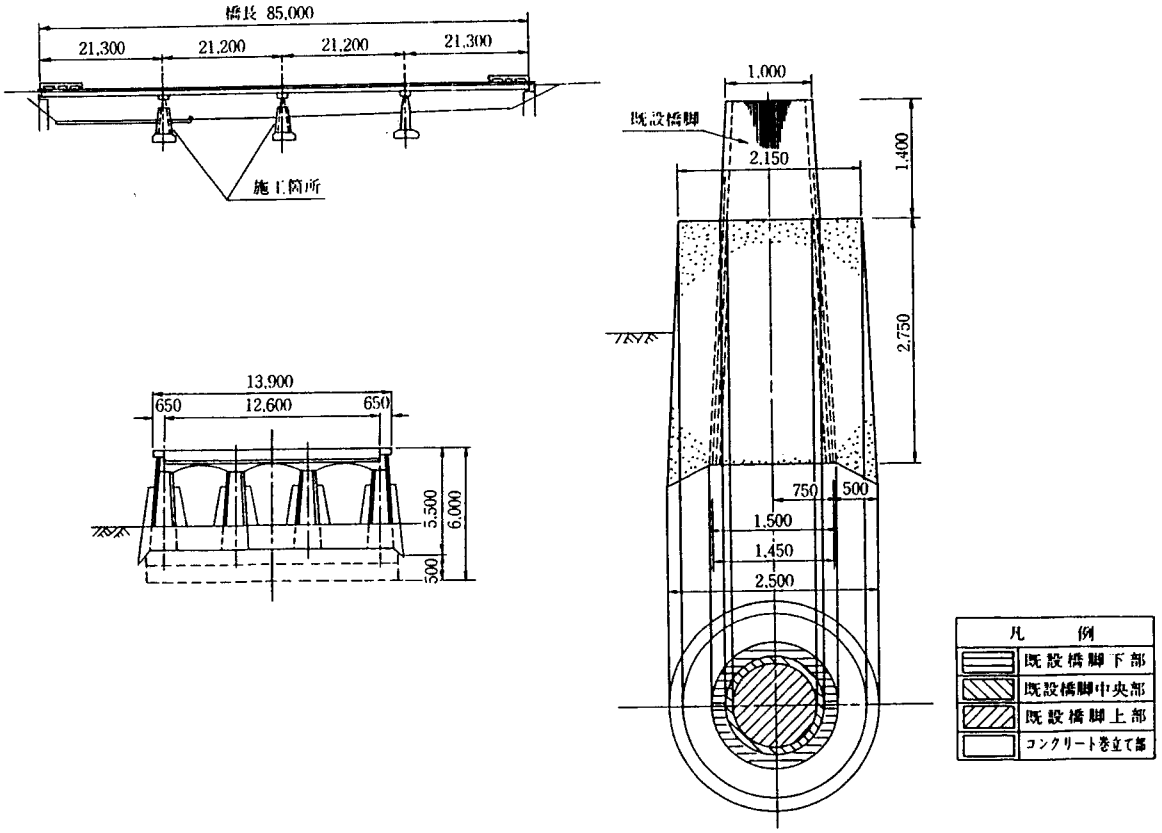
1. 補強を必要とした理由

老朽化により橋脚の損傷が著しく，応力不足のため補強した。

2. 補強方法

橋脚をコンクリートで巻立てることにより補強した。

3. 一般図



コンクリート巻立てによる対策例（一般国道19号　据花橋）

ii） 支承，落橋防止構造

支承，落橋防止構造の耐震補強対策を表－4.4.5に示す。

表－4.4.5　耐震補強対策の実施例（支承，落橋防止構造）

	橋名および架設地	補強年月	補強の目的・方法
日　本	阪神高速道路公団森口線・森小路線	1986	耐震性の向上を図る目的から，3径間の単純鋼げた橋の架け違い部でウエブを相互に連結し連続げた構造とした。併せて，可動支承部に粘性せん断型ダンパーを設置し地震時水平力の分散を図る構造とした。
	東北地建 八紘沢橋 山形県磐梯朝日国立公園・国道112号線	1975	地滑りによる下部構造の移動の影響を上部構造に及ぼさないため支承を全方向移動可能なものに取り換えたが，併せて粘性せん断型ダンパーを設置し地震力に抵抗せしめる構造とした。
NZ	Hikuwai 1　橋 Hikuwai 2　橋 Hikuwai 3　橋 Hikuwai 4　橋		これらの橋は1956～1962年に架設された3径間の単純鋼合成げた橋である。当初AASHOに準じて設計水平震度0.1で設計されたが，1971年に新たに耐震基準が設定され，その基準を満たすために補強が必要になった。下部構造の補強は大きなコストを必要としたため，既設の鋼支承を免震支承（LRB）に替える工法が採用された。
	Makatoe 1　橋 Makatoe 2　橋 Kopuaroa 1　橋 Kopuaroa 4　橋		これらの橋は1956～1962年に架設された2～4径間の単純ＰＣげた橋である。Hikuwaiと同様の理由から耐震補強が必要となったが，上部構造重量が大きくＬＲＢでは十分な抵抗力が得られないと判断され，鋼製ダンパーとゴム支承の組み合わせが採用された。併せて架け違い部の床板を連続構造に改良している。
USA	Sierra Point 高架橋 U.S Highway 101, between San Francisco airport and Candlestick Park	1985	本橋は個々のスパンが単純支持構造の10スパンの鋼げた橋で，1957年に架設された。当初，この橋は静的地震荷重0.15Gで設計されたが，その後CALTRNSによって地震のクライテリアとして地盤の応答加速度0.6Gが採用され，これを満足する耐震補強が必要になった。対策として橋の架け替えを含む各種工法が検討されたが施工性・経済性に優れる免震支承（ＬＲＢ）による工法が採用された。
	Water Supply Pipeline　橋 Southern California	1986	13径間からなる単純鋼トラス橋で1936年に架設された。当初の耐震設計クライテリアは不明であるが，補強は架設地点から11マイル離れたJacinto断層にリヒターマグニチュード7.0の地震を想定し，地盤の応答加速度0.6Gが採用された。工法として免震支承（LRB）が採用された。
USA	Eel River　橋 Humboldt Country, California	1987	3径間からなる単純鋼トラス橋で1940年に架設された。当初の耐震設計クライテリアは不明であるが，補強は架設地点から12マイル離れたFresh Water断層に起因する地震を想定し地盤の応答加速度0.5Gが採用された。工法として免震支承（LRB）が採用された。

<参考文献>

1) Seismic Retrofitting Guidlines for Highway Bridge (ATC−6−2) : Applied Technology Council, Palo Alto, California, 1983. 8.

2) J. F. McGuire, R. W. Fisher, P. R. Stanford, P. J. North : Strengthening of Bridges for Seismic Loads, RRU BULLETINE 56, Road Research Unit, National Roads Board, Wellington, New Zealand.

3) 川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷くり返し回数の影響，土木技術資料29−6，1987.

4) 川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷履歴の影響，土木技術資料29−8，1987.

5) 川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料29−11，1987.

6) 川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能，土木技術資料29−12，1987.

7) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集No.292，1979. 12.

8) 石橋忠良他：鉄筋コンクリート部材のじん性率，構造物設計資料No.79，1984. 9.

9) 中谷昌一他：鉄筋コンクリート橋脚のせん断力に対する設計について，土木学会42回年講 V−53，1987.

10) 川島一彦他：主鉄筋段落しを有するＲＣ橋脚の交番載荷実験，土木学会43回年講Ⅰ−523，1988.

11) 山本強他：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集No.348，1984. 8.

12) 石橋忠良他：橋脚の耐震補修，補強に関する実験的研究，第5回ＪＣＩ年講，1983 pp. 241−245.

13) 宮本征夫：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験，構造物設計資料No.89，1987. 5.

14) 石田博：ＲＣ巻立てによる橋脚段落し部の補強効果，土木学会44回年講 V−214，1989.

15) 森濱和正：鉄筋コンクリート橋脚の補強に関する一実験，第14回日本道路会議論文集，1981，pp. 231−233.

16) 長曽我部徹他：鋼板補強によるＲＣ部材の靱性改善に関する基礎研究，第10回ＪＣＩ年講−3，1988，pp. 57−62.

17) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），1988. 2，pp. 169−184.

4.4.3 免震装置採用の適用性の検討

(1) 既設橋梁に適用可能な免震装置

現在まで，道路橋用免震装置として開発されたものは十数種あるが，既設道路橋の耐震補強に適用された装置はニュージーランドおよびアメリカにおける鉛プラグ入りゴム支承（ＬＲＢ）だけである。

しかし，ＬＲＢ以外の既往の装置あるいは今後開発される装置でも，以下の条件を満たすものであれば，既設橋梁における適用が充分可能であろう。

既設道路橋に適用可能な免震装置の条件

① 橋梁用免震装置として必要とされる性能，耐久性を有する。

② 形状寸法の設計自由度が高い。

③ 取付け構造に柔軟性がある。

④ 構造が単純，軽量である。

⑤ 取り替えが可能である。

⑥ 維持管理が容易である。

表－4.4.6に既往の免震装置の中から，上記条件を満足することが可能と思われる装置を挙げている。

(2) 免震装置採用の意義

ここでは本項(1)で述べた既設橋梁に適用可能な免震装置の構造を考慮して，その採用がどのような場合に考えられ，意義があるかについて考察する。

既設橋梁の耐震対策は大別して次の３つの場合に必要と考えられる。

① 現況で耐震性に問題がある場合

② 上部工の車線拡幅等の荷重増により，下部工の地震時耐力や安定に問題が生じる場合

③ 他の要因により多径間化などの上部工の形式変更が計画され，それに合わせて耐震性の付与，向上を図る場合

このような耐震対策の原理は，

ａ．必要な耐震強度もしくは安定性を確保するための構造補強，すなわち耐震補強対策

ｂ．作用する地震動の大きさを低減させることにより，現況の構造諸元の安全性の確保を図ること，すなわち，免震対策

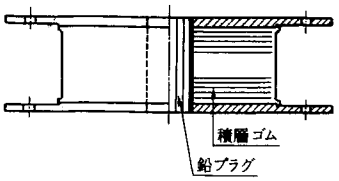
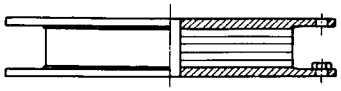
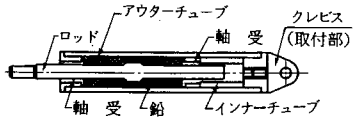
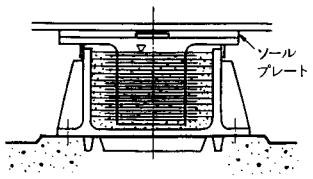
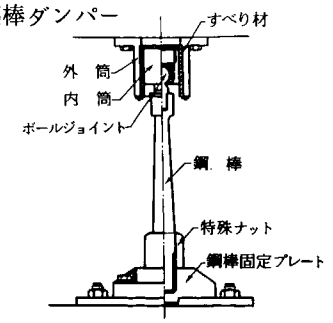
の２つに分けられる。表－4.4.7はこれらの要因を整理したものである。このうち上記①の場合に関しては，日本道路協会編「道路震災対策便覧（震前対策編）」では，耐震補強の適用の考え方は，上述したように表－4.4.4のようにまとめられている。それらのうち，耐震補強対策上有効と考えられる落橋防止構造の設置，基礎構造の耐震性の向上および下部構造の耐震性の向上の３項目毎に，補強工法を分類したものが図－4.4.2であった。落橋防止構造の設置は全国でほぼ完了しており，今後は基礎構造および下部構造の耐震補強の推進を図っていくことになろう。

この対策の中に免震装置の適用も考えていくことになるが，表－4.4.8には耐震補強対策と免震装置との特性を比較した結果を示す。

同表にも示したように，免震装置は地震による慣性力の低減を図ることが原理であるから，地盤の変状に係わる液状化の影響や，洗掘の影響については適用することは望ましくない。

したがって，それ以外の被害の原因となりうる下部構造材料および形式，主鉄筋の段落し，基礎工の補強については代替案として免震装置の採用を検討すべきであろう。

表－4.4.6　既設道路橋に適用可能な免震装置

種　　類	装　置　の　概　要	特　　徴
鉛プラグ入ゴム支承 	積層ゴム（ゴムと鋼板との互層構造）の中央部に鉛プラグを挿入し，鉛プラグの弾塑性変形によりエネルギーを吸収する。 一つの装置で荷重支持とエネルギー吸収機能両方を備える。	アイソレータとダンパーが一体化された免震装置で，従来の支承と同程度の要領で設置することができる。 橋梁における実績は，新設・既設ともに多く，力学的挙動も実証試験等により確認されている。 現段階では，既設橋梁の耐震補強に最も適した装置に一つと考えられる。
高減衰ゴム支承 	① 構造は積層タイプのゴム支承と同じであるが，ゴムのせん断弾性係数はせん断変形とともに変化し，近似的にバイリニアの履歴特性を有する。 ② 通常のゴム支承が有する機能に加えて，振動減衰機能がある。 ③ 高減衰ゴムの水平弾性機能により上部工慣性力を分散するが，併わせて振動減衰機能により応答加速度，変位等の低減が期待できる。	建物の免震装置としての実績があり力学的挙動も実証試験等により確認されている。 構造・性能に関しては鉛プラグ入ゴム支承と同様の評価をすることができる。
鉛押出ダンパー 	従来のオイルダンパーの作動油の替わりに鉛を封入した装置で，鉛の常温での弾塑性変形特性を利用している。	現在開発途上で性能面においては更に実証試験等の積み重ねが必要であるが，構造が単純で取付構造の自由度も高いことから，既設橋梁の耐震補強に適した装置の一つと考えられる。ただし本装置は支承あるいはアイソレータとしての機能はない。
粘性せん断ダンパー 	二枚（あるいは，それ以上の）鋼板に挟まれた粘性体のせん断変形に伴う粘性抵抗を応用した装置。 抵抗力は上下鋼板の相対速度の関数として表される。橋梁では可動橋脚に設置し地震時水平力の分散装置として使用した実績がある。	水平荷重の分散装置として多数の実績がある。粘性体が温度変化の影響を受けやすいなど免震装置としては性能面で未だ改良の必要がある。 形状寸法を決める上での自由度が高く，既設橋への取付も比較的容易である。ただし本装置は支承あるいはアイソレータとしての機能はない。
鋼棒ダンパー 	鋼棒の曲げ変形による弾塑性履歴特性を応用した装置。左図のものはニュージーランドで開発されたが実施にはいたっていない。	鋼棒ダンパーとしては各種，各様のものが開発されており一様の評価は難しいが，一般的に構造的な自由度は高く，取付構造にも柔軟性がある。 性能面では，温度変化などによる静的変位を受けた状態での動的特性の確認が必要であろう。 これらの装置には支承あるいはアイソレータとしての機能はない。

表－4.4.7　既設道路橋の耐震対策の目的と原理

耐震対策が必要と考えられる状況		対策の目的	対策の原理
① 現況で耐震性に問題がある場合		現時点で必要な耐震性の水準を確保させる。	i 耐震補強対策 必要な耐震強度もしくは安定性の確保を図るための構造補強 ii 免震対策 当該橋梁に作用する地震による慣性力の低減を図るための装置の採用
上部工計画変更対処	② 車線拡幅等上部工の荷重増が生じる場合	荷重増に伴う下部工の耐力不足を補う。	同上
	③ 多径間化等の上部工の構造形式の変更対処	常時，地震時の水平反力分散化と併せて，耐震性向上を付加させる。	水平反力分散機能を有する支承に免震性能を付与させる。

表－4.4.8　耐震補強対策工と免震装置との特性比較

	耐震補強対策工	免震装置
原理	・下部工軀体や基礎の耐力増 ・周辺地盤の液状化などによる変状の発生防止 ＜対症方法＞	免震機能を有する支承の採用により，上部工，下部工に作用する地震の慣性力の低減を図る。 ＜作用荷重の減少＞
効果の確実性	作用外力に対して必要な強度を確保しようとするものであるから，ある一定の効果は確保しうる。	慣性力は構造系と地盤の固有周期との関連によってその低減効果が変化するので，適用性については要検討。 周辺地盤の液状化などの変状に対しては効果は期待し得ない。
施工性	下部工軀体の補強については，施工管理を入念に行う必要がある。基礎の増強や液状化対策の実施は大規模にならざるを得ないため，桁下空間を考慮した施工法や仮設のための用地確保が必要となる。	支承部の取替えが主な工事となるため，特に用地や施工上の制約を受けることは少ないものと思われる。
周辺環境に与える影響	工事に伴う騒音，振動の発生に留意した施工計画を立案する必要がある。	比較的問題ないものと考えられる。
路面の車輌走行に与える影響	施工法によっては，車線の切廻しの必要が生じることも考えられる。	場合によっては，桁端部の伸縮継手の取替えも予想され，部分的な車線規制が必要となることもありえる。
経済性	施工法によっては大規模となるため，工費は一般にかさむ。	免震装置の主要部分となるゴム支承は維持管理が比較的容易であり，工費自体の一部に耐震対策効果分が折りこまれることになり経済的である。

このため，架橋地点の地盤と構造系の固有周期に着目して，免震装置の適用の限界を定めるとともに，免震装置を採用した場合の桁端の伸縮装置や落橋防止装置の変位吸収能力についても照査し，必要に応じて諸元の変更を行うことが必要である。

なお，この他，表－4.4.8の項目に加えて，曲げ破壊よりもせん断破壊が先行するような比較的高さの低いＲＣ橋脚や，構造諸元によっては十分な保有耐力が得られない場合の鋼製橋脚に対しても免震装置の採用が考えられよう。

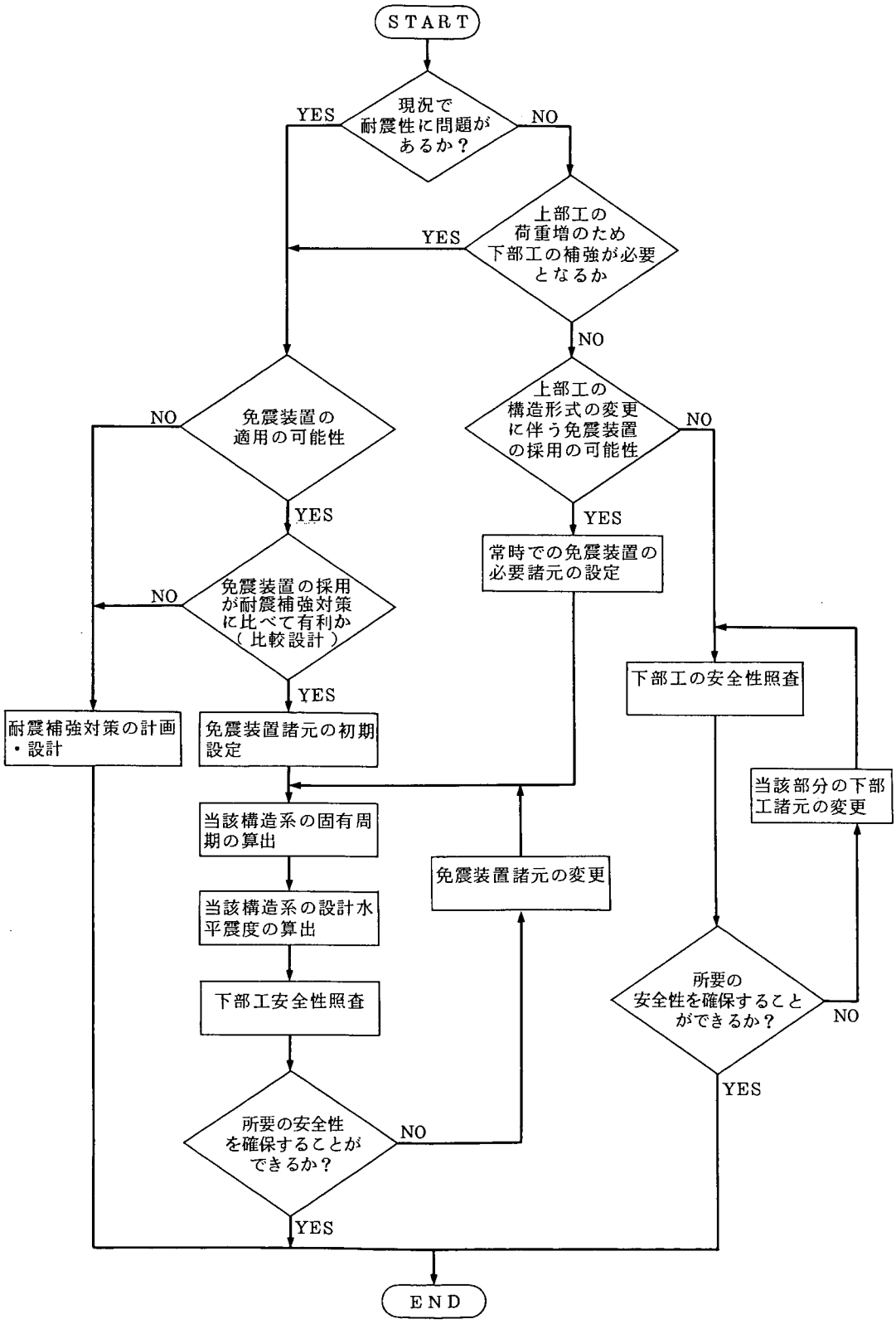
また②については，荷重増加の程度や，地盤条件によっては，橋脚の補強や増し抗などの基礎の構造補強などの大がかりな施工をしなくても，免震装置の採用によって十分対処可能な場合もあるものと考えられる。

③の上部工形式の変更によるものは，周辺環境に与える影響や，車輌走行性の改善，維持管理の簡素化を図ることを目的とした多径間化が代表的であり，近年，その機会が増加しつつある。この場合には水平反力分散機能を有する支承の採用が考えられるが，この際，免震機能を支承に付与することによって，下部工の耐震性能の向上に反映させることができる。これら①，②，③の場合に免震装置を適用しうる条件については，本項(4)に詳述する。

(3) 既設橋梁の耐震対策の進め方

i) 照査の手順

以上の考え方を整理してフローチャートとしてまとめたものを図－4.4.8に示す。



図－4.4.8　既設橋梁に免震装置を適用する場合の検討・照査の手順

ii） 免震装置を用いた場合の安全性照査の手法・条件

① 固有周期および設計水平震度の算出は，道路橋示方書，V耐震設計編（平成２年２月）による。

② 免震装置の設計は，「道路橋免震設計法ガイドライン(案)」による。

③ 安全性の照査手法，基準（許容応力度，安全率）は，道路橋示方書，Ⅳ下部構造編（平成２年２月）による。この他，必要に応じて同V耐震設計編（平成２年２月）の関連規定による。

(4) 免震装置の適用条件

既設橋梁における免震装置の適用の条件は以下のとおりである。

i） 免震装置の採用が適していない条件

a．下部構造のたわみ性が大きく，固有周期の長い橋

b．基礎周辺の地盤が柔らかく，橋を長期化することによって，かえって，地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合

c．基礎周辺の地盤が地震時に液状化する可能性がある場合

d．一部の支承に浮き上がり方向の反力が生じている場合

e．ゲルバーげた橋

ii） 免震装置の適用が有利な条件

以下の場合は免震装置の適用が特に有利と考えられる。

a．下部構造の耐震補強として適用する場合

下部構造の損傷の原因が地震時の慣性力によるものと考えられるものに対して適用する場合で，特に以下のような場合に有効と考えられる。

① ＲＣ橋脚の主鉄筋段落し部分の耐震補強

② 古い材料で施工された下部構造の耐震補強

③ パイルベント形式や杭およびケーソン基礎を有する比較的古い橋（例えば道路橋下部構造設計指針設定前，杭：昭和39年，ケーソン：昭和 45 年）で地盤の液状化以外の原因で水平耐力が現行の示方書の規定では不足する場合

④ せん断破壊が曲げ破壊に先行する，高さの低いＲＣ橋脚の場合

⑤ 鋼製橋脚の保有耐力確保を図る場合

b．上部構造の改良あるいは上部構造形式の変更に際して適用する場合

具体的には以下の場合が考えられる。

① 数連の単純げた橋の連続化を行う場合で，上部構造の地震時慣性力の分散を図る設計の場合

② 上部構造の架け換えに伴う荷重増に対する耐震対策を必要とする場合

③ 上部構造の拡幅，歩道添架等に伴う荷重増に対する耐震対策を必要とする場合

④ 床板補強に伴う荷重増に対する耐震対策を必要とする場合

iii） 免震装置の適用が可能と考えられる条件

以下の場合は一般的に免震装置の適用が有効であるが，その適用にあたっては注意を要する場合である。

a．可動，固定支承の組合せで設計されている連続橋梁において，固定支承を支持する橋脚の地震時の負担の軽減を図る場合

この場合，逆に可動支承を支持する橋脚の負担が増大する可能性がある。

b． a.と同様の条件で，対象橋梁が超多径間の場合

この場合は，桁端部の温度変化による変位が大きく，ゴム系の免震支承を適用した場合，常時水平力による影響がクリティカルになる場合がある。

c．走行振動防止対策

iv) 免震装置の適用に際して注意すべき条件

a．桁端部に十分な遊間が確保されていない場合

b．伸縮装置に十分な変位吸収能力が確保されていない場合

c．十分な落橋防止構造が取れない場合

4.4.4 耐震補強に対する免震設計研究の基本方針

(1) 基本方針

既設道路橋は，ライフラインとしての道路の震後機能の維持に極めて重要な役割を担う拠点施設であるから，その耐震性の確保が不可欠である。

このような観点に立脚し，今年度は研究の第一段階として，既設道路橋に対する直接的な耐震対策のみならず，上部工の形式変更に付随した免震装置採用の意義と適用性について明らかにすることができた。これらの成果にもとづいて，今後進めるべき研究の基本方針を次のように定める。

i) 落橋防止構造の設置がほぼ完了している既設道路橋の耐震補強の現況を踏まえて，下部工の耐震性確保の対策に資するため，実例を対象に試設計を行い，具体の適用可能性を明らかにする。

ii) 上部工形式変更対処の一環として考えられる免震装置の採用についても，投資効果面での優位性に鑑み，その実施可能性を実例を対象にした試設計を行うことにより明らかにする。

iii) 以上の成果にもとづいて，既設道路橋に対する免震装置を利用した耐震性向上対策の具体案と，設計手法を提示するとともに，施工計画についても具体の内容を提案する。

(2) 第2年度研究計画

(1)に示した研究の基本方針にもとづいて，次年度に実施することが必要と考えられる内容は次のとおりである。

i) 昭和31年鋼道路橋示方書以降から平成2年2月の道路橋示方書に到るまでの内容の変遷を調査し，特に耐震上重要な下部工に着目して整理する。

ii) 昭和61年度耐震点検の結果から，耐震上特に問題があり今年度の研究成果にもとづいて免震装置の適用が特に有効と考えられる事例を抽出し，試設計を行い免震装置採用の可能性を確認する。

iii) 上部工形式の変更に伴う免震装置の採用の可能性についても実例を抽出し，具体的な試設計を行い，

その実施可能性を検討する。

iv) ii), iii)の結果にもとづいて，免震装置を用いた既設橋梁の耐震対策の設計手法について整理を行うとともに，施工法についての問題点の有無を検討する。

以上の作業項目の概略の工程を以下に示す。

表－4.4.9 研 究 工 程

	H2 6	7	8	9	10	11	12	H3 1	2	3
設計基準類の変遷調査	←	―	→							
耐震補強対策としての免震装置を用いた試設計		←	―	―	―	―	→			
上部工形式変更に伴う免震装置の適用に関する試設計		←	―	―	―	―	→			
設計手法・施工法に関する検討								←	―	→

＜民側担当会社＞ 日本技術開発㈱，三井建設㈱，石川島播磨重工業㈱，オイレス工業㈱

第5章　む　す　び

第5章　むすび

本共同研究は，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の2研究から構成されている。今年度は，前者については土木研究所と12の民間グループ（合計14社）が，また，後者については土木研究所と26の民間グループ合計29社）が分担して研究を行った。

研究の内容としては，18の研究項目を4つの研究グループに分けて取り上げ，土木研究所ならびに上記民間グループが分担して研究を実施した。

実施に当たっては官民の全体会議である連絡会を2回，各研究の幹事会社と土木研究所が出席する合同幹事会を4回開催し，全体の進行を画ると共にグループ間ならびに研究項目間の連携の強化に努めた。また，土木研究所と各研究グループの打ち合わせ，あるいは各グループ内の打ち合わせを随時実施し，研究の質的な向上に努めた。

今年度は共同研究の初年度であり，参加会社が広範な研究内容について理解を深めることが重視された。特に，装置を開発する立場のグループと設計法を開発するグループの間で充分な情報交換を行なった上で，研究の基本方針を策定することが必要であった。そのため，今年度は各研究項目共，文献等の調査による現状分析，次年度以降の研究の基本方針の策定，開発のフイージビリティに関する検討と供試体の作成準備が主な実施内容となった。

今年度の研究成果は次の様に要約される。

(1)　橋梁用免震装置の開発に関する研究（第1グループ）

高減衰ゴム支承4種，摩擦（すべり）型ダンパー3種，鋼製ダンパー1種，ローラー型免震支承1種，リンク支承1種および粘性ダンパー1種を取り上げ，それぞれ作動原理と構造の概要を明らかにし，材料と構造の詳細について検討を加えた。さらに，一部の素材や構造要素については性能試験を行ない，また一部は作動性能について解析を行って，開発の目標，課題を検討した。このような検討に基づき，次年度以降の開発計画を明確にした。

実証試験方法を開発するため，まず文献調査に基づいて免震装置の要求性能に関する指標を得た。次に，対象とする免震装置の種類を明確にし，それぞれの装置について検証すべき性能の項目を明らかにし，その具体的な指標を示した。そして，今後重点的に検討すべき課題を整理し，次年度以降の研究課題・方法を明らかにした。

(2) 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究（第2グループ）

免震橋用の伸縮装置2種，免震橋用の落橋防止構造1種を取り上げ，それぞれ，作動原理と構造概要ならびに開発目標を明確にした。そして，具体的な検討課題を抽出し，次年度以降の開発項目，試験内容を明らかにした。

(3) 免震設計法の開発に関する研究（第3グループ）

a) 免震設計の基本方針に関する研究

耐震設計の基本方針，免震設計の耐震設計としての位置付け，および設計のクライテリアに着目して文献調査を行ない，免震設計の基本方針を提案するための検討課題を整理した。そして，重要な道路橋に対して適用されるべき「免震設計の基本方針（平成元年度版）」を提案した。

b) 動的解析法に関する研究

道路橋の地震時挙動の正確な予測に着目した橋梁の動的解析に関する文献調査，および，一般建築物，原子力施設の免震設計の調査を行ない，免震橋梁の動的解析実施時の検討課題を抽出した。そして，それらの検討課題の影響を把握するために次年度以降に実施すべき研究計画を作成した。

c) 免震装置の設計法に関する研究

免震装置の設計法に着目して文献調査を行ない，一般橋梁用ゴム支承の設計基準とニュージーランドならびにアメリカの鉛入り積層ゴムの設計法を検討した。

次に，設計で対象とする地震動レベルごとに免震装置に想定する変位レベルを提案し，積層ゴムアイソレーターの設計法の現状を分析した。また，ダンパーを作動原理ごとに分類し，それぞれの特徴・モデル化の例を示した。

そして，次年度以降の研究対象となる免震装置の設計法の確立に必要な検討課題を抽出した。

d) 簡易計算法の開発に関する研究

簡易計算法を解析モデルあるいは解析手法の簡素化としてとらえ，文献調査を行なった。その結果から，他の構造部材より格段に柔らかく減衰性が高いという免震装置の動的特性を考慮すれば，改めて適用性を確認しておく必要はあるが，免震橋梁の動的解析には基本的に既存の解析手法を用いることができることを明らかにした。

次に，簡易計算法は構造物に大きなダメージを生じない範囲を対象とした設計計算に適用することとし，骨組み解析モデルによる応答スペクトル法を基本的な解析法とする免震設計手順を試作した。そして，次年度以降の研究対象となる検討課題を抽出した。

e) 免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究

一般的な橋梁において落橋防止構造および伸縮装置がどのような目的で設置されているかという点に着目して文献調査を行ない，想定する地震動の大きさと対応方法の組み合わせを提案した。次に落橋防止構造および伸縮装置の作動原理を分類し，それらの設計方法を提案した。

そして，次年度以降の研究の方針を明確にするとともに，第2章研究グループとの連携を図るため，実証実験により確認すべき項目を抽出した。

f) 模型振動実験に基づく動的解析法の検証に関する研究

等価線形化法による動的解析法によりどの程度正確に免震橋梁の振動特性を表現できるかを，免震橋梁模型の振動台加振実験との比較により検討した。その結果，免震装置の等価剛性及び等価減衰定数の変位依存性は比較的簡単な式で表現でき，最大応答変位と実効変位を結びつける等価係数は0.7～1.0としてよいこと，エネルギー比例減衰によるモード減衰定数の評価方法は適用性が高く，ここで検証した動的解析方法は免震橋梁模型の動的応答を精度よく再現できることが明らかになった。

(4) 免震設計の適用に関する研究

a) ＰＣ橋に対する免震設計の適用に関する研究

免震橋梁の実績，免震橋梁の設計法に着目した文献調査を行い，ＰＣ桁の免震橋梁で特徴的に採用されている構造形式について知見を得ると共に，今後の免震橋梁を考えていくための課題ならびに設計上の課題を検討した。

また，我が国におけるＰＣ橋の耐震性の調査から，連続形式の桁橋が免震化に適しており，メリットも大きいことを見出し，さらに，免震構造の採否に影響する要因，免震構造を採用した場合に設計的に影響を及ぼす要因を調査した。

そして，調査対象橋梁を反力分散方式の連続桁形式に絞り込んで，次年度以降の研究の方向を具体的に検討した。

b) 鋼橋に対する免震設計の適用に関する研究

免震橋梁の実績に着目した文献調査を行い，鋼桁免震橋梁の事例と免震装置の適用方法について知見を得た。また，耐震設計に関する情報が比較的詳細に入手できた鋼橋について，桁と橋脚の固有周期を調査し，長周期化の観点から免震設計の適用性を検討した。

次に，上部構造の支持形式の設計動向について調査し，免震設計を実施していくうえでの着目点を分析した。さらに，我が国における橋梁の震害例の分析と橋梁形式と耐震性の特徴の整理を行った。これらの結果から，連続桁形式の桁橋が免震化に適していることを見い出した。

そして，免震構造の採否に影響する要因，免震構造を採用した場合に設計的に影響を及ぼす要因を調査して次年度以降に行うパラメーター解析の資料とした。

c) 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

我が国の多径間連続橋の実績調査を行い，連続桁長で500 m以上の橋梁が5橋，連続径間数10径間以上の橋梁が4橋実現していることを明らかにした。代表的な多径間連続橋について，構造形式の特徴，設計条件，動的解析の成果，等の調査と実験，実測例の調査を行い，多径間連続橋の免震設計実施上の課題を分析した。

さらに，既存長大橋における伸縮継手の事例調査を行い，伸縮量500 ㎜程度までは通常の伸縮装置を大型化したものが採用されていること等を明らかにした。

次年度以降にケーススタディーを行うモデル橋については，既存の多径間橋の中から支持形式が反力分散方式で等断面連続桁からなるＰＣ橋，鋼橋を各1橋選定し，その連続径間長を1㎞級まで延長

したものを取り上げることとした。

d) 耐震補強に対する免震設計に関する研究

既存道路橋に対する耐震補強に関する技術動向を整理し，免震装置を適用した耐震補強が米国で２橋，ニュージーランドで８橋あること等を見い出した。耐震補強としての免震装置採用の意義を整理し，現況で耐震性に問題がある場合，上部構造の変更によって下部構造の安定に問題が生じる場合の他，上部構造の多径間化に際して支承に免震装置を用いて耐震性の向上を併せて図る場合がその長所を最大限に反映できて有意義であることを明らかにした。

また，現況で耐震性に問題がある場合の免震装置による耐震補強は，不適切な主鉄筋段落しがあるＲＣ橋脚，古い材料で施化された下部構造，耐震性が不足する古い設計方法による橋梁，せん断破壊が曲げ破壊に先行する高さの低いＲＣ橋脚，十分な保有耐力が得られない場合の鋼橋脚，等について有効であることを示した。

以上に述べた平成元年度の成果をもとに，平成２年度はより具体的な研究を展開する予定である。

付　　録

議　事　録

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第１回連絡会　議事録　（要旨）

日　時：平成元年10月12日（木）　13：30～14：30

場　所：建設省土木研究所　８階会議室

出席者：建設省大臣官房　塚田　幸広

建設省土木研究所　田口　二郎，岩崎　敏男，足立　義雄，佐々木　康，川島　一彦，
長谷川金三，長島　博之

民間側研究担当　山本　正明，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，
古川　禎一（清水建設），後藤　洋三，菊地　敏男，川東　修一（大林組），
細田　信道，金子　誉（熊谷組），永山　毅，瀬尾　正志（竹中土木），
杉本三千雄，恒川　裕史，平井　卓（竹中工務店），腕田　和試，
松原　勝己（間組），大矢　一夫，武井　正孝（西松建設），益子　博志
（住友建設），平井　正雄，樋口　昇（三井建設），三藤　正明
（五洋建設），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），平林　隆（大成建設），
松本　史郎，吉川　忠男（東京ファブリック工業），君島　昭男，
出間　進一（日本鋳造），橋本　和夫，柳原　正浩，田中　元章
（石川島播磨重工業），中村　公信，津村　直宣（日本鋼管），頭井　洋，
浜崎　義弘（神戸製鋼所），家中　知之（日本製鋼所），牧口　豊，
伊関　治郎（オイレス工業），遠藤　和夫，山田　親文，越峠　雅博
（横浜ゴム），西垣　静雄（東洋ゴム工業），有田　興紀，水津　洋二
（ブリヂストン），配野　英郎（ビービーエム），真坂　孝正，野村　正宏
（西武ポリマー化工），清水　一弥（昭和電線電纜），林　亜紀夫，
富田　雅久（パシフィックコンサルタンツ），川崎　巌，増田　真一
（日本開発技術），岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

資料１－１－１　道路橋の免震構造システムの開発（橋梁用免震装置の開発および免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発）に関する共同研究協定書

資料１－１－２　道路橋の免震構造システムの開発（免震設計法の開発および免震設計の適用）に関する共同研究協定書

資料１－２　研究実施体制（案）

資料１－３－１　道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（1.橋梁用免震装置に関する研究および　2.免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究）研究計画書（案）

資料１－３－２　道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（3.免震設計法の開発に関する研究および　4.免震設計の適用に関する研究）研究計画書（案）

資料１－４　　運営スケジュール（案）

〔主な議事〕

1. 本省技術調査室　塚田技術調査官，及び土木研究所　田口所長の挨拶
2. 出席者紹介
3. 共同研究の経緯（土木研究所）
   - ○協定書は10月末頃に配布する予定。
   - ○特許を出願する会社は土木研究所に連絡をとる。（協定書の中の９～15条）研究成果は報告書等で公表する。（協定書18条）ただし，特許に関わる部分については内容等を個別に打合せる。
4. 共同研究の実施体制（土木研究所）
   - ○運営幹事会のメンバーは大林組他数社とし，今年度末までには正式に決定する。
   - ○共同研究を進めるにあたっては，土木研究所と各社相互間の連絡を密にする。
5. 研究計画（各グループの幹事会社）
   - ○第１グループには東洋ゴム工業の研究が１件追加し，計14件とする。
6. 運営スケジュール（土木研究所）

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第２回連絡会　議事録　（要旨）

日　時：平成２年３月22日（木）　14：00～17：30

場　所：鉄鋼会館

出席者：建設省土木研究所　川島　一彦，運上　茂樹，長島　博之

民間側研究担当　山本　正明，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，古川　禎一（清水建設），後藤　洋三，古賀政二郎，菊地　敏男（大林組），細田　信道，金子　誉（熊谷組），永山　毅，瀬尾　正志（竹中土木），杉本三千雄，恒川　裕史，平井　卓（竹中工務店），脇田　和試，松原　勝己（間組），大矢　一夫，武井　正孝（西松建設），新井　英雄，益子　博志（住友建設），平井　正雄，樋口　昇（三井建設），三藤　正明（五洋建設），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），平林　隆，尾崎　大輔（大成建設），吉川　忠男（東京ファブリック工業），君島　昭男，小山　博（日本鋳造），橋本　和夫，柳原　正浩，田中　元章（石川島播磨重工業），中村　公信，津村　直宣（日本鋼管），頭井　洋，浜崎　義弘（神戸製鋼所），家中　知之（日本製鋼所），牧口　豊，伊関　治郎（オイレス工業），遠藤　和夫，山田　親文，越峠　雅博（横浜ゴム），西垣　静雄（東洋ゴム工業），有田　興紀，水津　洋二（ブリヂストン），配野　英郎（ビービーエム），真坂　孝正，野村　正宏（西武ポリマー化工），清水　一弥（昭和電線電纜），林　亜紀夫，富田　雅久（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，川崎　巌（日本開発技術），岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

資料２－１　土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第１回連絡会　議事録（案）

資料２－２　道路橋の免震構造システムの開発　共同研究報告書（その１）
（参加者名，著者名，要旨，総目次，まえがき，参加者名簿，目的，全体計画，項目担当機関一覧，むすび）

資料２－３　〃　〃
橋梁用免震装置の開発に関する研究報告書

資料２－４　〃　〃
第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究報告書

資料２－５　　〃　　〃

第３章　免震設計法の開発に関する研究報告書

資料２－６　　〃　　〃

第４章　免震設計法の適用に関する研究報告書

資料２－７　　〃　　〃

合同幹事会議事録要約版

資料２－８　　〃　　〃

平成２年度の研究実施体制（案）

資料２－９　　〃　　〃

3.6章　土木研究所　耐震研究室　担当分

〔主な議事〕

1. 第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究について
   - ○ 1.3.2　ローラー型免震支承の項は1.4項として取り扱う。
2. 第３章　免震設計法の開発に関する研究について
   - ○ 3.6項に土木研究所担当分を入れる。
3. 平成２年度の研究体制について
   - ○西武ポリマー㈱が共同研究から辞退する。
   - ○平成２年度からの共同研究への新規参加は受付けない。
   - ○清水建設㈱が4.3項にも新しく参加する。
4. 特定事項についての討議

(1) 免震設計のメリット

- 免震化と同時に多径間化を行なえば，伸縮ジョイントを少なくでき，メンテナンスや近隣公害防止の面で大きなメリットが見込める。
- これまでの橋梁の震害は地盤の悪さに関係したものが多いので，橋梁の免震設計を地盤の悪い所にも適用出来るように技術開発する必要がある。
- 道示の設計用応答スペクトルは長周期側に大きな安全率を見ている。したがって，このスペクトルを使って免震設計を行なっても震度低減のメリットはあまり生じないが，耐震性はより向上する。
- 都市部の重要な橋梁は関東大地震級の地震に遭遇しても供用性が低下してはならない。そのために耐震性の一層の向上が必要であり，免震設計に期待する所は大きい。
- 山間部の地盤の良い所では免震設計によって震度を低減し，経済的で景観に調和した橋梁を建設できる設計法の開発が望まれている。
- 今後は道路橋の設計にますます耐久性が重視されるようになる。耐震性を向上させることは，常時の維持管理等その他の面からも耐久性を向上させることにつながる。

(2) 免震支承・伸縮装置へ要求される性能

- 道路橋用の免震装置は建物用よりも広い温度範囲における性能保証が求められる。現存の高減衰ゴムは−30℃で硬化し特性が変化するが，−30℃になる地域は限られているので，その場合には通常のゴムとダンパーの組合わせによるかヒーティングによることが考えられる。
- 第Ⅱ種地盤を想定して1㎞級の超多径間連続橋の設計変位を概算すると45㎝位になる。伸縮装置は，橋軸方向については現状でも対応可能であるが，直角方向の変形性能と走行性が問題となる。免震支承は45㎝以上の変位に対しても設計可能ではあるが，橋梁用の支承として設置可能な大きさに収まるかどうかの検討が必要である。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
準備幹事会　議事録　（要旨）

日　時：平成元年７月25日（火）　14：00～17：00

場　所：お茶ノ水　龍名館本店ビル11Ｆ（㈱大林組会議室）

出席者：建設省土木研究所　長谷川金二，長島　博之

民間側研究担当　後藤　洋三，菊地　敏男，川東　修一（大林組），久保田　翼，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之（清水建設），杉本三千雄（竹中土木・竹中工務店），高橋　一成（奥村組），平林　　隆（大成建設），牧口　　豊，伊関　治郎（オイレス工業），真坂　孝正，野村　正宏（西部ポリマー化工），林　亜紀夫（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭（日本開発技術），小室　光治（新構造技術）

〔資料〕

資－1.　研究項目担当会社一覧表

資－2.　共同研究参加企業連絡先リスト

資－3.　運営体制（案）

資－4.　運営スケジュール（案）

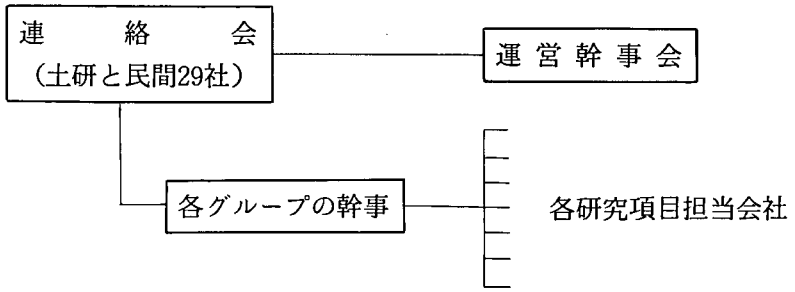
資－5.　共通経費の取扱い（案）

資－6.　特公昭61－4457号について

資－7.　特許公報　特公昭61－4457号

〔主な議事〕

1. 資－3に基づいて運営体制を検討し，下図の様に修正する。



＊各研究項目における研究のとりまとめは幹事会社が責任をもって行なう。

2. 資－1において◎印の移動（奥村組の◎は3.3へ，日本技術開発の◎は4.4へ）と副幹事を移動（パシコン⇄日技）する。

また，◎印のない研究グループは個別に土木研究所と共同研究を実施し，とりまとめを行なう。

3. 研究内容の分担は，共同研究の協定書が締結された後にもう一度見直す。また，各研究グループの幹事会社には相当なロードがかかるので，社内の十分なバックアップ体制をお願いしたい。
4. 年度ごとの到達目標を明確にした実現性のある三年間の研究計画を立案する。
5. 年度ごとの報告書としては，資－1の研究項目3.1から4.4までは各々20ページ程度，1.1から2.2までは各研究内容の実情に合ったものとし，全体で300ページ程度のものにする。
6. 特公昭61－4457号の権利の行使については，オイレス工業がニュージーランド側と交渉して日本国内では権利を行使しないように契約を改めており，この特許権が共同研究の推進に制約を与えることはない。改められた契約書は土木研究所に開示する。
7. この共同研究においては，既存の特許，実用新案等の出願内容と重複する内容の研究は避ける。
8. 研究成果を外部に発表する際は，原則として各年度の報告書から発表内容を選択することとし，事前に十分土木研究所と連絡をとる。
9. 共同研究参加会社が免震の研究の現状について勉強する機会を作るため，第1回の全体会議の際に講演会を行なう。国土開発技術研究センターで過去3年間研究した成果品である「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」を紹介する。
10. 次回に研究計画を持ち寄る。その際，免震装置の設計条件等は国土開発技術研究センターでまとめられた道路橋の免震設計法「ガイドライン（案）」を参考にする，ただし，ガイドラインと道路橋示方書耐震設計編との整合性が問題となる点については3.1免震設計の基本方針に関する研究のグループが検討する。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第１回合同幹事会　議事録　（要旨）

日　時：平成元年９月20日（水）　14：00～17：00

場　所：総評会館304号室

出席者：建設省土木研究所　川島　一彦，長谷川金二

民間側研究担当　後藤　洋三，菊地　敏男，川東　修一（大林組），山本　正面，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，古川　禎一（清水建設），杉林三千雄，恒川　裕史（竹中土木・竹中工務店），高橋　一成（奥村組），平林　　隆，松本史郎（大成建設・東京ファブリック），水津　洋二（ブリヂストン），牧口　　豊，伊関　治郎（オイレス工業），入沢　　徹（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，川崎　　巌(日本開発技術)，岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

幹１－１　土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」準備幹事会議事録（案）

幹１－２　「橋梁用免震装置の開発に関する研究」計画書

幹１－３　「免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究」計画書（案）

幹１－４　「免震設計法の開発に関する研究」計画書（案）

幹１－５　「免震設計の適用に関する研究」計画書（案）

幹１－６　官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第１回連絡会　議事次第（案）

幹１－７－１　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」研究実施体制（案）

幹１－７－２　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」（3. 免震設計法の開発及び　4. 免震設計の適用に関する研究）研究計画書（案）目次

幹１－７－３　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」（1. 章　2. 章）研究計画書（案）目次

幹１－７－４　運営スケジュール（案）

幹１－８　勉強会民側スピーカー選定のための資料

幹１－９　共同研究成果の公表について

幹１－10　特許に関するメモ

〔主な議事〕

1. 既存特許と共同研究内容について

○何らかの改良，工夫が加えられ，新たに特許ないしは実用新案を取得できる可能性のあるものを共同研究の対象とする。改良の余地のないものは来年度からは本共同研究に係わる開発目標から除く。

○資料幹１－10の特許に関するメモの内容に対しては，特許の専門家の意見を参考にして，第１，第２グループで意見をとりまとめる。

2. 研究計画作成の基本姿勢について

○国土開発技術研究センターが作成したガイドラインには必ずしもとらわれず，現時点でのもう少し広い視野で基本姿勢をまとめる。

○グループ間の連絡を密にする。

○元年度はガイドラインを参考に各グループで定めた基本方針に沿って研究をスタートする。２年度は，初年度の基本方針を再度見直して必要となる詳細部分を詰める。３年度にはとりまとめを念頭に，総合的研究を実施すると共にまとめを行なう。

○第３グループの役割は免震設計の手順，設計方法の開発が主目的であり，第４グループは免震設計の利用に関して将来への方向づけとなる適用例を検討する。

3. 研究計画の内容について

○第２グループで検討する伸縮装置については，現状のものより費用がかかってもよいから，免震設計に適用可能であると同時に，維持管理等，現状で問題となっている項目に対しても優れた特性を持つものとする。

○第３グループの3.4項における特性値は，3.3項で担当する方がよい。

○第４グループは，試設計として免震設計をする際は，取りあえずガイドライン（案）に準拠する。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第２回合同幹事会　議事録　（要旨）

日　時：平成元年11月24日（金）　13：00～16：30

場　所：鉄鋼会館

出席者：建設省土木研究所　長谷川金二，長島　博之

民間側研究担当　後藤　洋三，菊地　敏男，川東　修一（大林組），山本　正明，竹田　哲夫，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，古川　禎一（清水建設），杉本三千雄，永山　毅（竹中土木・竹中工務店），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），平林　隆，松本　史郎（大成建設・東京ファブリック），水津　洋二，森川　尚一(ブリヂストン)，牧口　豊，伊関　治郎（オイレス工業），林　亜紀夫（パシフィックコンサルタンツ），川崎　巌（日本開発技術），岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

幹２－１－１　3.1「免震設計法の基本方針」参加会社第２回議事内容

幹２－１－２　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」幹事打ち合わせ議事録（案）

幹２－１－３　「道路橋の免震システムの開発に関する研究」平成元年度研究報告書目次（案）「第３章免震設計法の開発に関する研究」

幹２－１－４　免震設計基本方針

幹２－１－５　3.1免震設計の基本方針　既存研究・指針リスト

幹２－２　3.2「動的解析法の開発に関する研究」

幹２－３－１　3.3「免震装置の設計法」の作業分担

幹２－３－２　3.3「免震装置の設計法」の文献調査項目

幹２－３－３　3.3「免震装置の設計法」の研究・文献リスト

幹２－３－４　3.3「免震装置の設計法」の工程

幹２－４　3.4「簡易計算法の開発に関する研究」進行状況

幹２－５－１　3.5「免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究」作業分担，概要工程，各研究項目間で調整または議論しておくべき項目

幹２－５－２　3.5「免震設計を用いた場合の落橋防止装置構造および伸縮装置に関する研究」文献の収集，整理　分担表

幹２－６　4.1「ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究」　合同幹事会報告

幹２－７　4.2「鋼橋に対する免震設計に関する研究」　中間報告

幹２－８－１　4.3「超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究」平成元年度作業分担表，工程表

幹２－８－２　4.3「超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究」〔1〕既存の多径間連続橋の実態調査　実態調査一覧表，参考調査リスト

幹２－９　4.4「耐震補強に対する免震設計に関する研究」

(1) 研究項目分担表

(2) 作業状況と今後の工程

(3) 他研究項目との調整事項

〔主な議事〕

1. 今年度作業分担，作業の進行状況，ならびに各研究項目間で調整を要する事項

(1) 研究項目3.2　動的解析法の開発に関する研究

- 動的解析に用いるプログラムは現在調査中。3.2項担当会社以外の会社にもアンケートを出す。動的解析の位置付けは3.1で実施する。報告書の作成は各社が目次ごとに担当する会社を決める。

(2) 研究項目3.3　免震装置の設計法に関する研究

- 作業項目ごとの担当会社数が少なくなるように努め，文献調査ではダブリがないように各社で分担する。
- この研究項目に参加している1章関係（装置の開発関係）の会社はオブザーバーとして参加してよい。
- 報告書の作成は目次ごとに担当する会社をはっきりさせ，各社の分担を早急に決める。

(3) 研究項目3.4　簡易計算法の開発に関する研究

- 道路橋の免震設計に将来採用していく設計計算法としては，動的解析法に重きを置くか，簡易計算法に重きを置くかそれによって3.4の方針が変わってくる。簡易計算法が従であれば，文字通り簡易なものでよく，主であれば簡易ではあっても動的解析に近い内容のものを開発する必要がある。動的解析に入る前にモデルの断面を決定するのが簡易計算法である。簡易計算法＝震度法とは必ずしも言えない。改訂道示耐震設計編で取り上げられている平面フレームによる解析は震度法ではあっても簡易ではない。
- 動的解析と簡易計算法の位置付けは3.1でも検討する。

(4) 研究項目3.5　落橋防止構造および伸縮装置の設計法に関する研究

- 2章で実証試験が行なわれるので，2章の計画が明らかになった段階で2章との整合性を3.5で検討する。

(5) 研究項目4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

- 土木研究所が保有している免震橋に関する調査資料については，国土開発技術研究センターでとりまとめられた免震設計研究の報告書を参照する。
- 試設計により免震橋と非免震橋を比較する際に適用する設計基準の整合性，すなわち，ガイドライン（案），道示，改訂道示の地震荷重の整合性については，3.1の研究グループで早急に結論

付けることは困難であるので，4章で検討して当面の研究を進める。

- 試設計を進める上で必要となる免震装置の標準仕様は，3.3の研究グループと連絡をとって設定する。

(6) 研究項目4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究

- 4章各項目間におけるモデル橋と検討項目の統一については，実橋をモデル橋とするのでモデル橋の統一はしないが，パラメーター解析を行なう際のパラメーターの統一はとる必要がある。

(7) 研究項目4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究

- 免震装置の標準仕様だけでなく落橋防止構造，伸縮装置についても標準仕様が必要である。標準仕様については4章の要望を取入れた仕様を作成して，1章の各研究グループに提示し，装置の開発に反映する。

2. 文献収集の調整

- 3章内では調整済みで特に問題ない。他章との間でも担当会社が相互に重なるように配慮しているので問題は生じていない。
- 各研究項目で収集した資料を網羅したタイトルリストを作成する。各研究項目担当幹事から㈱大林組に連絡し，ここでリスト化する。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第３回合同幹事会　議事録　（要旨）

日　時：平成２年１月18日（木）　13：00～18：00

場　所：土木研究センター会議室

出席者：建設省土木研究所　川島　一彦，長谷川金二，長島　博之，G. Mac Rea

民間側研究担当　後藤　洋三，川東　修一，菊地　敏男（大林組），山本　正明，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，古川　禎一（清水建設），田中　芳行，杉本三千雄（竹中土木・竹中工務店），高橋　一成，佐藤　晋（奥村組），平林　隆，松本　史郎（大成建設・東京ファブリック），水津　洋二，森川　尚一（ブリヂストン），牧口　豊，伊関　治郎（オイレス工業），林　亜紀夫，入沢　徹（パシフィックコンサルタンツ），佐伯　光昭，宮原　哲（日本開発技術），岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

幹３－１　議題－３，－４，－５用資料

幹３－２　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第１回連絡会　議事録（案）

幹３－３　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第１回合同幹事会　議事録（案）

幹３－４　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第２回合同幹事会　議事録（案）

幹３－５　第１章6.「実証試験方法に関する研究」中間報告（抜粋）

幹３－６　第３章「免震設計法の開発に関する研究」目次，内容，頁数，担当会社

幹３－７　3.1「免震設計の基本方針に関する研究」中間報告（抜粋）

幹３－８　3.2「動的解析法の開発に関する研究」中間報告（抜粋）

幹３－９　3.4「簡易設計法の開発に関する研究」中間報告（抜粋）

幹３－10　4.1「ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究」目次，頁数，担当会社　中間報告（抜粋）

幹３－11　4.2「鋼橋に対する免震設計に関する研究」目次，頁数，担当会社　中間報告（抜粋）

幹３－12－１　4.3「超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究」目次，頁数，担当会社

幹３－12－２　〃　〃　中間報告（抜粋）

幹３－13－１　4.4「耐震補強に対する免震設計に関する研究」目次，頁数，担当会社

幹３－13－２　〃　〃　中間報告（抜粋）

〔議事〕

1. 国際ワークショップは，91年の７月頃に実施できるよう準備を進めてはどうか。
2. 報告書の作成要領

○原稿はワープロで作成し，３月22日に提出する。大きな表，図面はＡ４の横使用とし，Ａ３はできる限り使用しない。文字のピッチと大きさ，１ページの行数等は幹事からの指示にしたがって統一する。

○報告書は１章～４章を１冊に合本する。全体のまえがきと目的は土木研究所が担当する。著作者の名簿は土木研究所の共同研究報告書の標準スタイルに従う。

○新しい提案は積極的に取り上げ報告書に記述する。

3. 各研究項目の進行状況と研究内容

(1) 研究項目 1.6　実証試験方法に関する研究

・建築と異なる橋梁特有の問題を項目に留意する。耐久性の実証方法に関して十分研究する。初期ひずみを与えた状態で性能を確認する項目を入れる。取り替えを可能とする構造詳細についての規定を検討する。今年度は橋梁の免震装置の性能として要求される項目を整理する。

(2) 研究項目 3.1　免震設計の基本方針に関する研究

・地震力のレベル１～３に対する設計のクライテリアに構造物の重要度と地盤条件等を加える。

・免震化におけるコストダウンと耐震性向上の兼ね合いを整理する。橋の設計思想（例えば，不静定次数を上げること，免震化，剛性を上げる事等）の評価も行なう。

・大まかな設計フロー，照査項目および地震力のレベル１～３に対する橋梁の震害限度についても分析する。

(3) 研究項目 3.4　簡易計算法の開発に関する研究

・簡易計算法としてはフレームモデルと等価線形解析の組合わせを考え，地震力のレベル１～２に対しては簡易計算法だけで設計できるようにすることを目指す。

(4) 研究項目 4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究

・施工法も研究対象とすることを検討する。

(5) 研究項目 4.3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

・耐震設計上の問題点のほか，超多径間化した時の問題点全般を明らかにする。

土木研究所共同研究「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」
第４回合同幹事会　議事録　（要旨）

日　時：平成２年３月８日（木）　10：00～15：00

場　所：鉄鋼会館

出席者：建設省土木研究所　川島　一彦，長島　博之

民間側研究担当　後藤　洋三，菊地　敏男（大林組），山本　正明，日紫喜剛啓（鹿島建設），出羽　克之，古川　禎一（清水建設），永山　　巌，杉本三千雄（竹中土木・竹中工務店），高橋　一成，有井　孝典（奥村組），平林　　隆（大成建設・東京ファブリック），水津　洋二，森川　尚一（ブリヂストン），牧口　　豊，伊関　治郎（オイレス工業），林　亜紀夫，入沢　　徹（パシフィックコンサルタンツ），岡戸　三夫，堀川　道広（新構造技術）

〔資料〕

幹４－１　「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」第３回合同幹事会　議事録（案）

幹４－２　〃第１章　橋梁用免震装置の開発に関する研究〃平成元年度報告書（案）

幹４－３　〃第２章　免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究〃平成元年度報告書（案）

幹４－４　〃第３章　免震設計法の開発に関する研究〃　報告書（原案）

幹４－５　〃 3.1　免震設計の基本方針に関する研究〃　報告書（原案）

幹４－６　〃 3.2　動的解析法の開発に関する研究〃　　報告書（原案）

幹４－７　〃 3.3　免震装置の設計法に関する研究〃　　報告書（原案）

幹４－８　〃 3.4　簡易計算法の開発に関する研究〃　　報告書（原案）

幹４－９　〃 3.5　免震設計を用いた場合の落橋防止構造および伸縮装置に関する研究〃報告書（原案）

幹４－10　〃 4.1　ＰＣ橋に対する免震設計に関する研究〃報告書（原案）

幹４－11　〃 4.2　鋼橋に対する免震設計に関する研究〃報告書（原案）

幹４－12　〃 4.3　超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究〃報告書（原案）

幹４－12　〃 4.4　耐震補強に対する免震設計に関する研究〃報告書（原案）

〔議事〕

1. 報告書について

(1) 第１章橋梁用免震装置の開発に関する研究

・免震装置の加力試験における橋軸方向と橋軸直角方向の重ね合せは考慮しなくてもよい。すなわち，ひとつの試験機を使って試験体の方向を変えて試験してもよいこととする。免震装置の特性

に異方性がある場合については来年度に試験方法を再検討する。

- 免震装置に初期変位を与えておいて，両振り，片振りで試験した場合の違いを検討する。

(2) 第3章　免震設計法の開発に関する研究

- 3.5章，5ページの表中にリストアップする文献は耐震規定等に限り，個人のレポートは除く。
- 3.2章，3.3章で曲線橋を対象とする場合は2方向の入力を用いて検討する。

(3) 第4章　免震設計の適用に関する研究

- 4.1.2項（p 4）Ⅳ）“Moonshine Bridgeにおいて交通荷重によって桁の振動が起こっている”とあるのは表現が十分ではない。どのような振動か正確に調べたうえで内容を記載する。

(4) 全体として

- 漢字の送りづかいや“かつ，また，したがって，さらに，おける”等の表現はひらがなとし，用字，用語は土木学会等の規準に従う。
- 各章の担当会社名は各項目の末尾に（　）で記入する。
- 土木研究所が独自に担当した研究の成果は別に章を設けて示す。

2. 来年度の研究体制について

基本的な研究体制は今年度の体制を継承する。

- ○西武ポリマー㈱は，次年度から辞退する。
- ○平成2年度に新しく共同研究に参加したいという民間会社もあるが，現状の研究分担で大きく支障のある項目はないこと，初年度の研究内容を踏まえた研究が必要とされること，さらに，共同研究への参加は初年度に公募した段階で事務的な手続きが済んでいること等から受付けない。
- ○4.3章の項目に清水建設が新しく参加したいとの意向があるので，第2回の合同連絡会で審議する。

参考文献

参考文献

第1章〔資料原本保管：オイレス工業㈱〕

1) Structural Engineers Association of California：Tenntative Seismic Isolation Design Requirement, September '86 Base Isolation Subcommittee of the Seismology Committee.

2) (財)電力中央研究所：免震要素設計技術指針(案).

3) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案) 平成元年3月.

4) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧（平成2年2月現在改訂案）.

5) 本州四国連絡橋公団・オイレス工業㈱：PTFE支承板の摩擦・摩耗試験 昭和56年1月.

第3章

3.1〔資料原本保管：大成建設㈱〕

1) 日本建築学会：免震構造設計指針，1989年9月.

2) 日本建築センター：免震構造安全評価指針，1989年.

3) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，1990年2月.

4) 土木学会，原子力土木委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法報告書.

5) 日本電気協会，電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針，JEAG 4601－1987.

6) 日本ゴム協会，免震構造用積層ゴム特別委員会：免震構造用積層ゴムの寿命と信頼性，1988年8月.

7) 1・1)に掲載.

8) H. E. Chapman：An Overview of the state of Practice in Earthquake Resistant Design of Bridges in NZ, Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges：ATC－6－1, Appl. Tech. Coucl. Calif., 1979.

9) H. E. Chapman：The NZ Philosophy & Design Loading, Proc. of NZ－Jap. Workshop on Base Isolation of Highway Bridges, 1987.

10) AASHTO U. S. A.：Guide Spec. for Seismic Design of Highway Bridges 1983.

11) H. E. Lew：US Seismic Design Criteria For Highway Bridges, Center of Building Tech. National Eng. cab. U. S. A.

12) Commentary on Earthquake Criteria, American Petroleum lust.

13) E. Kelly, L. R. Jones, R. L. Mayes：Seismic Retrofit of Bridges Utilizing Ductile Base Isolation Concepts.

3.2〔資料原本保管：㈱竹中工務店〕

1) 3.1・1)に掲載.

2) 3.1・5)に掲載.

3) 土木学会：橋の耐震設計と動的解析，動的解析と耐震設計，Ⅶ編，1989年.

3.3〔資料原本保管：㈱奥村組〕

1) 3.1・1)に掲載.

2) 3.1・2)に掲載.

3) 3.1・6)に掲載.

4) 3.1・7)に掲載.

5) R.L.Mayes, L.R. Jones, *et al.*：Base Isolation－an Innovative Rehabilitation Technique for Earthquake, Internatinal Bridge Conf., Penn., June, 1985.

6) D.H. Turkigton, N. Cooke, P. J. Moss, A. J. Carr：Seismic Design of Bridges on Lead－Rubber Bearings, Reserch Report, Univ. of Cantebury, Feb., 1987.

7) R.L.Mayers, L.R. Jones, T.E. Kelly, M.R. Button：Design Guidelines for Base－Isolated Buildings with Energy Dissipators, Earthquake Spectra, Vol.1, No.1, Nov., 1984.

8) Ministry of Works and Development, NZ：Design of Lead－Rubber Bridge Bearings, 1983.

9) A. Stevenson, A.R. Price：A Case Study of Elastomeric Bridge Bearings After 20 Years Service, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP94, 1986.

10) I.G. Buckle, J.M. Kelly：Properties of Slender Elastomeric Isolation Bearings During Shake Table Studies of a Large－Scale Model Bridge Deck, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP94, 1986.

11) Jupp Grote：Over 20 Years of Elastomeric Bearings Without Trouble：A Scheme for Safety and Reliability, Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structure, SP 70, 1981.

12) T. Matsuda, T. Fujita：Test on Large－Scale Isolation Elements, Structural Mechanics in Reactor Technology, 1989.

13) 各国の基準：道路橋示方書，AASHTO，BS 5400，DIN 4141 etc.

14) 1・3)に掲載.

15) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料Vol. 30，1988年9月.

16) 川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望，土木学会論文集No. 398，1988年10月.

3.4〔資料原本保管：清水建設㈱〕

1) 1・3) に掲載.

2) 3.1・9) に掲載.

3) Seismic Design of Bridges, National Roads Board, 1981.

4) 日本建築センター：免震構造による建築物の安全評価指針（案），1989年.

5) 3.1・1) に掲載.

6) 3.1・7) に掲載.

7) 3.1・3) に掲載.

8) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977年3月.

9) Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, America Association of State Highway and Transportion Officials, 1983.

10) 土木学会：コンクリート標準示方書，1983年10月.

11) 日本電気事業連合会：LNG地下式貯槽指針，1987年10月.

12) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案），1975年3月.

13) 建設省：新耐震設計法（案），1977年.

14) 3.1・5) に掲載.

15) 3.3・6) に掲載.

16) 大崎順彦，渡部　丹，片山恒雄：構造物の動的解析，科学技術出版社，1978年5月.

17) 武藤　清，内田和義：ＢＷＲ型原子力発電所の耐震設計に関する研究，建築学会大会梗概集　1969年8月.

18) R.W. Whitman. J.M. Roesset, R. Dobry：Modal Analysis for Structure with Foundation Interaction, ASCE, ST3, 1973.

19) 日本建築学会：地震荷重－その現状と将来の展望　1987年11月.

20) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol. 19，NO. 8，1985年8月.

3.5〔資料原本保管：パシフィックコンサルタンツ㈱〕

1) 小坂寛已，山内　博，川島一彦，長谷川金二：免震支承を用いた模型橋の地震波加振実験，土木学会第43回年次学術講演会　1988年10月.

2) 岩崎敏男，川島一彦，伊藤義則，秋元泰輔，辰巳正明：米国ロマプリータ地震調査速報，土木技術資料　32－1，1990年.

3) 川島一彦，岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計とその変遷，橋梁と基礎　1990年3月.

4) 川島一彦，岩崎敏男：米国における既設道路橋の耐震補強プログラム，橋梁と基礎　1990年3月.

5) 3.1・3) に掲載.

6) 日本鉄道建設公団：鉄道橋支承部設計施工の手引き，1989年3月.

7) 日本道路公団：設計要領第二集，1980年4月.

8） 3.1・10）に掲載.
9） 日本機械学会編：機械図集・防震・緩衝装置（上巻）.
10） 日本機械学会編：機械図集・防震・緩衝装置（下巻）.
11） 渡辺幹雄：ショックアブソーバー，油圧技術　1986年1月.
12） 川北和明：慣性及びエネルギーの基本的概念，油圧技術　1986年7月.
13） 日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧，1970年4月.
14） 山本　稔，佐藤直昭，小俣富士夫：橋梁用伸縮装置の問題点とその改善に関する提案，土木学会年次学術講演会講演概要集，第1部，Vol. 38 th' 1983年.
15） 田中和夫，錦織浩之，錦織良二：橋梁の伸縮装置の補修に関する調査について，建設省技術研究会報告，Vol. 39 th（1985年）.
16） 日本国有鉄道構造物設計事務所，監修抜粋：コンクリート用ストッパーの試験概要.
17） 日本国有鉄道構造物設計事務所，監修抜粋：鋼棒ストッパーの設計.

3.6〔資料原本保管：建設省土木研究所〕

1） 川島一彦，長谷川金二，吉田武史，山内　博，小坂寛已：免震橋の振動特性に関する模型振動実験，土木技術資料　Vol. 30－10，1989年10月.

第4章

4.1〔資料原本保管：鹿島建設㈱〕

1） (財)国土開発技術研究センター：ニュージーランドにおける橋梁の免震装置調査報告書，1989年12月.
2） 3.3・15）に掲載.
3） 川島一彦：ニュージーランド及び米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術，土木技術資料　31－3，1989年.
4） Billings, I. J. and kirkcadie, D. K.：Base Isolation of Bridge in New Zealand, Proc. of New Zealand－Japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987.
5） Stuart, C. R.：Seismic Retrofitting of Highway Bridge in New Zealand－japan Workshop on Base Isolation of Highway Bridge, Wellington, 1987.
6） (社)プレストレストコンクリート建設業協会：ＰＣ橋の計画について，プレストレスコンクリート技術資料No. 2　1984年2月.
7） (財)高速道路調査会：ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988年3月.
8） 1・3）に掲載.
9） Turkington, D. H., Cooke, N., Moss, P. J. & Carr, A. J.：Development of Revised Design Procedures for Bridges on Lead－Rubber Bearings.

4.2 〔資料原本保管：新構造技術㈱〕

1）(社)建設コンサルタント協会近畿支部：多径間連続高架橋の調査研究報告書，1982年8月.

2）中川誠志著：多径間連続高架橋とその動的応答解析，橋梁と基礎　1980年6月.

3）馬上信一郎他：12径間連続箱桁の設計と施工，橋梁と基礎　1983年10月.

4）福岡悟：粘性せん断型ストッパーを用いた多径間連続桁の設計，橋梁　1980年2月.

5）松村俊一郎他：ダンパーを用いた多径間連続橋の耐震設計，橋梁と基礎　1982年5月.

6）三菱重工技報：梅田谷戸水路橋，vol. 24，no. 4，1987年7月.

7）茨城県：千代橋パンフレット.

8）横河橋梁技報：ゴム沓を用いた5径間連続鋼箱桁橋の振動特性について，no. 19，1990年1月.

9）広瀬富哉他：高橋脚を有する道路橋の耐震設計に関する一考察，橋梁と基礎　1978年2月.

10）瀬戸大橋開通記念特集，橋梁と基礎　1988年8月.

11）4.1・1)に掲載.

12）3.2・3)に掲載.

4.3〔資料原本保管：㈱大林組〕

1）日本橋梁建設協会：「鋼橋伸縮装置設計の手引き」.

2）平井　敦：「鋼橋Ⅲ」，技報堂.

3）日本道路協会：「道路橋伸縮継手便覧」.

4）David J. Lee：The theory and practice of bearing and expansion joints for bridges, Cement and Concrete Association.

5）多田　他：与島高架橋ループ上部工の設計，本四技報　No. 40.

6）日本道路公団　技術部：多径間連続高架橋の研究，橋梁と基礎　1978年2月.

7）4.2・3)に掲載.

8）4.2・2)に掲載.

9）中川誠志：多径間連続高架橋とその動的応答特性，橋梁　1981年11月.

10）石沢正俊他：高速葛飾川口線における多径間連続桁橋について，第32回土木学会年次学術講演会.

11）中川誠志：多径間連続橋に用いた大口径リバース杭，基礎工　1981年4月.

12）中川誠志：10径間連続高架橋の地震応答解析，第5回日本地震工学シンポジュウム.

13）遠藤有昭：免震構造を用いた9径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(上)，橋梁と基礎　1984年9月.

14）遠藤有昭：免震構造を用いた9径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(中)，橋梁と基礎　1984年10月.

15）遠藤有昭：免震構造を用いた9径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工(下)，橋梁と基礎　1984年11月.

16）遠藤有昭：移動吊り支保工を用いた9径間連続ＰＣ主箱桁橋の施工，橋梁と基礎　1985年6月.

17）遠藤有昭：免震材を用いた9径間連続コンクリート橋の動的解析，第34回土木学会年次学術講演会.

18）音川庫三他：免震機能をもつ橋梁の振動特性解析，第15回　地震工学研究会.

19）4.2・5)に掲載.

20）安藤憲一他：８径間連続箱桁の設計と施工，橋梁と基礎　1982年９月.
21）田中　徹也他：11径間ＲＣホロースラブの設計施工，橋梁　1980年12月.
22）伊藤義則他著：岡谷高架橋の設計施工，プレストレストコンクリート　1988年11月.
23）(財)高速道路調査会：ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告，プレストレストコンクリート　1986年９月.
24）武田幸宏他：大型移動吊支保工を用いた都市内多径間連続ＰＣ箱桁橋の設計と施工，土木施工　1986年11月.
25）鈴木信介他：大型移動吊支保工による首都高速道路葛飾川口線　KT36工区（その２）　KT37工区（その１）の設計施工，橋梁　1986年10月.
26）本江裕之他：大反力ゴム支承を用いたＰＣ多径間連続橋の設計と振動実験，第18回日本道路会議論文集.
27）鈴木裕二他：大反力ゴム支承を用いたＰＣ多径間連続橋の振動実験，プレストレストコンクリート第29回研究発表会講演概要.
28）(財)高速道路調査会：多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その１），1976年２月.
29）(財)高速道路調査会：多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その２），1977年２月.
30）(財)高速道路調査会：多径間連続高架橋に関する調査研究報告書（その３），1978年２月.
31）(財)高速道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書　1978年２月.
32）(財)高速道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書（その２），1979年３月.
33）(財)高速道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究報告書（その３），1980年３月.
34）(社)建設コンサルタント協会近畿支部：多径間連続高架橋の調査研究報告書（その２），1982年６月.
35）(社)建設コンサルタント協会近畿支部：多径間連続高架橋の合理的構造形式および設計法の調査研究，1985年６月.
36）(社)建設コンサルタント協会近畿支部：多径間連続高架橋の合理的構造形式および設計法の調査研究（その２），1988年６月.
37）(財)高速道路調査会：ＰＣ多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988年５月.

4.4〔資料原本保管：日本技術開発㈱〕

1）Seismic Retrofitting Guidlines for Highway Bridge（ATC－6－2）：Applied Technology Couucil，Palo Alto，California，1983.3.
2）J.F.Mcguire，R.W.Fisher，P.R.Stanford，P.J.North：Strengthening of Bridges for Seismic Loads，RRU BULLETINE56，Road Research Unit，National Roads Board，Wellington，New Zealand.
3）川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷繰り返し回数の影響，土木技術資料29

－6，1987年．

4）川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷履歴の影響，土木技術資料 29－8，1987年．

5）川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料 29－11，1987年．

6）川島一彦他：鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性態，土木技術資料 29－11，1987年．

7）太田　実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集　No. 292，1979年12月．

8）石橋忠良他：鉄筋コンクリート部材のじん性率，構造物設計資料　No. 79，1984年 9 月．

9）中谷昌一他：鉄筋コンクリート橋脚のせん断力に対する設計について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集　V－53，1987年．

10）川島一彦他：主鉄筋段落しを有するＲＣ橋脚の交番載荷実験，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集　Ⅰ－523，1988年．

11）山本　強他：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集　No. 348，1984年 8 月．

12）石橋忠良他：橋脚の耐震補修，補強に関する実験的研究，第 5 回 JCI 年次学術講演会　1983年 pp 241－245．

13）宮本征夫：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験，構造物設計資料No. 89，1987年 5 月．

14）石田　博：ＲＣ巻立てによる橋脚段落し部の補強効果，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集 V－214，1989年．

15）森濱和正：鉄筋コンクリート橋脚の補強に関する一実験，第14回日本道路会議論文集　1981年 pp 231－233．

16）長曽我部徹　他：鋼板補強によるＲＣ部材の靭性改善の基礎研究，第10回 JCI 年次学術講演会－3，1988年，pp. 57－62．

17）日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），1988年 2 月，pp. 169－184．

道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その1)

共同研究報告書
第44号平成2年3月
建設省土木研究所耐震研究室

要旨

本報告書は建設省土木研究所と表記29社との共同研究として平成元年度から平成3年度までの予定で研究を進めている「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究」について，平成元年度実施分の研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究は，道路橋に免震設計を適用して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出来るようにするため，道路橋を対象とする免震効果を積極的に取り入れた設計手法とそれを可能とする装置を開発していくことを主な目的としており，「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（橋梁用免震装置の開発及び免震橋用の伸縮装置落橋防止装置の開発）」と「道路橋の免震構造システムの開発に関する研究（免震設計法の開発及び免震設計の適用）」の2つから構成されている。

平成元年度は，①橋梁用免震装置に関する研究，②免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造に関する研究，③免震設計方法の開発に関する研究，④免震設計の適用に関する研究の4グループに分かれて，全体で18項目の研究を行った。本報告書はこれらの研究成果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，耐震設計，免震設計，免震装置，伸縮装置，落橋防止構造，高減衰ゴム支承，摩擦型ダンパー，鋼製ダンパー，粘性ダンパー，リンク支承，PC橋，鋼橋，多径間連続橋，耐震補強

郵便はがき

41円切手をはって下さい

〒305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震研究室 御中

No. 035

No. 035

配布先氏名

配布先住所

共同研究報告書第44号　　部

上記のとおり受領しました。

所　　属(住所)

氏　名　　印