

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3451号

土 木 研 究 所 資 料

平成6年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

平成8年9月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター・耐震研究室

Copyright © (1996) 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。

平成6年度耐震研究室調査試験研究成果 概要報告書

耐震研究室 室 長 大 塚 久 哲
前主任研究員 鈴 木 基 行¹⁾
主任研究員 運 上 茂 樹
研 究 員 星 隈 順 一
前 向 秀 毅²⁾
研 究 員 長 屋 和 宏
佐 藤 貴 志

1) 現東北大学工学部助教授

2) 現近畿地方建設局大滝ダム工事事務所

要 旨

平成6年度に耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験及び研究として行った各種土木構造物の耐震設計法、構造部材の動的耐力、長大橋梁の耐震設計法、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究成果の概要報告である。

キーワード：地震災害、耐震設計、震災波及、ハイブリッドコントロール、大都市、耐震補強、超多径間連続橋、RC橋脚、鋼製橋脚、シールドトンネル、長大橋梁、地震応答、道路占用施設・沿道施設

目 次

1.都市の震災波及構造に関する研究	1
(土木関係研究経費、一般研究)	
2.ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究	7
(ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究)	
3.大都市域における地震防災技術の開発	13
(建設技術研究開発経費<総プロ>)	
(1)振動特性の異なる構造物が複合化した構造物の耐震計算法の開発	13
(2)超軟弱粘性地盤に建設される構造物の耐震設計法の開発	19
4.道路施設の耐震補強法に関する試験調査	25
(道路事業調査費、一般調査)	
5.占用施設・沿道施設を含めた道路の耐震性向上技術に関する試験調査	27
(道路事業調査費、一般調査)	
6.超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査	29
(道路事業調査費、一般調査)	
7.鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査	31
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
8.鋼製橋脚の設計法に関する試験調査	33
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
9.道路トンネルの耐震性に関する試験調査	35
(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)	
10.長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査	37
(道路事業調査費、特定調査)	
11.大規模橋梁の耐震設計法に関する試験調査	39
(受託工事費)	
12.橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響に関する研究	45
(受託工事費)	
13.新技術を用いた橋梁の耐震補強技術の開発に関する研究	51
(科学技術振興調整費、重点基礎研究)	

1. 都市の震災波及構造に関する研究
(土木関係研究経費、一般研究)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
佐藤 貴志

1. まえがき

都市域への人口・社会活動の集積に伴い、地震災害は構造物の被害を中心とする「震害型」から、構造物の被害に起因する二次災害（火災、水害、ライフライン施設の機能損傷等）が複合して発生し、これによる都市機能被害が都市の内外に波及する「都市型」へと変化している。震災時における個々の施設被害相互の因果関係、社会経済への影響を踏まえた都市全体としての震災対策を行うためには、「都市型」震災の波及構造、及び、震災対策を加えることによる被害軽減効果の評価手法の開発が必要とされている。

初年度である平成3年度は、震災により大都市域で生じ得る機能損傷をブレインストーミングにより抽出するとともに、「都市型」震災の波及構造の骨格を表現できるモデルを作成した^{3) 4)}。平成4年度は、前年度抽出した機能損傷に基づき、大都市域における詳細な震災波及構造モデルをFSM(Fuzzy Structural Modeling)法により構築した⁵⁾。平成5年度は、平成4年度に開発した震災波及構造モデルを基に、機能損傷間の波及速度と震災の波及確率を考慮できる震災波及構造モデルを構築した¹⁾。

2. 研究目的

本年度の研究は、震災波及構造モデル及び産業連関を用いて、道路及び河川施設の耐震対策を導くために必要な波及規模の関係を求めるための手法を構築し、それを用いた分析を行うことを目的とする。本研究では、特に道路及び河川施設の様々な被害に対し、それぞれに地震対策をとることで、どのように経済的影響を軽減できるかを求めるため、構造化解析手法を構築することとした。構造化解析手法による解析により、表-1に示す19種類の基盤施設ごとの震災波及構造モデルの物的個体被害の組み合わせが与えられたときに、それによる経済的影響を求めることができる。しかし、この手法の本来の意義は、経済的影響の絶対値を求めるのではなく、ある一つの物的個体被害の数値の変化に応じて、経済的影響がどう変化するかを求めることにより震災対策の効率的実施手順を見いだすことにある。

表-1 都市を構成する基盤施設

	大 分 類	小 分 類
社会基盤施設モデル	交通運輸施設	道路施設、河川施設、鉄道施設、港湾施設、空港施設
	供給処理施設	電気施設、ガス施設、上水道施設、下水道施設、通信施設
都市基盤施設モデル	卸売・金融施設	商業関連施設、金融関連施設
	サービス・公共施設	サービス施設、報道施設、医療施設、教育施設、行政施設
	その他の施設	生産関連施設、住宅施設
施 設 間 モ デ ル		

3 震災波及構造モデルの総合化

波及確率は、20種類の震災波及構造モデル相互の接続を考慮した上で、1つの全体的な震災波及確率モデルを作成し算出した。なお、震災波及確率モデルは以下のように作成した。

①施設ごとの震災波及構造モデルにおいて、それぞれの施設の範囲に含まれる機能損傷及びその1つ上層の機能損傷までは、総合化したモデル作成の対象とするが、さらに上層の機能損傷については、専門家の判断が必要とされるため、総合化したモデルには組み込まない。また、施設ごとの震災波及構造モデルにおいて、道路及び河川施設の機能損傷による波及を全く受けない機能損傷については、被害が発生しないものと見て、総合化したモデルに組み込まない。

②社会基盤施設モデル間、社会基盤施設間モデルから都市基盤施設モデルの間、施設間モデルから社会基盤施設間モデル及び都市基盤施設モデル、社会基盤施設モデル間については、同一項目及び各被害内容と対応する項目が存在する場合には、それらを接続する。また、都市基盤施設モデル間については、産業連関により相互の関連を捉えるために同一項目がある場合にも接続しない。ただし、非産業的項目については接続する。以上の接続方法を図-1に示す。

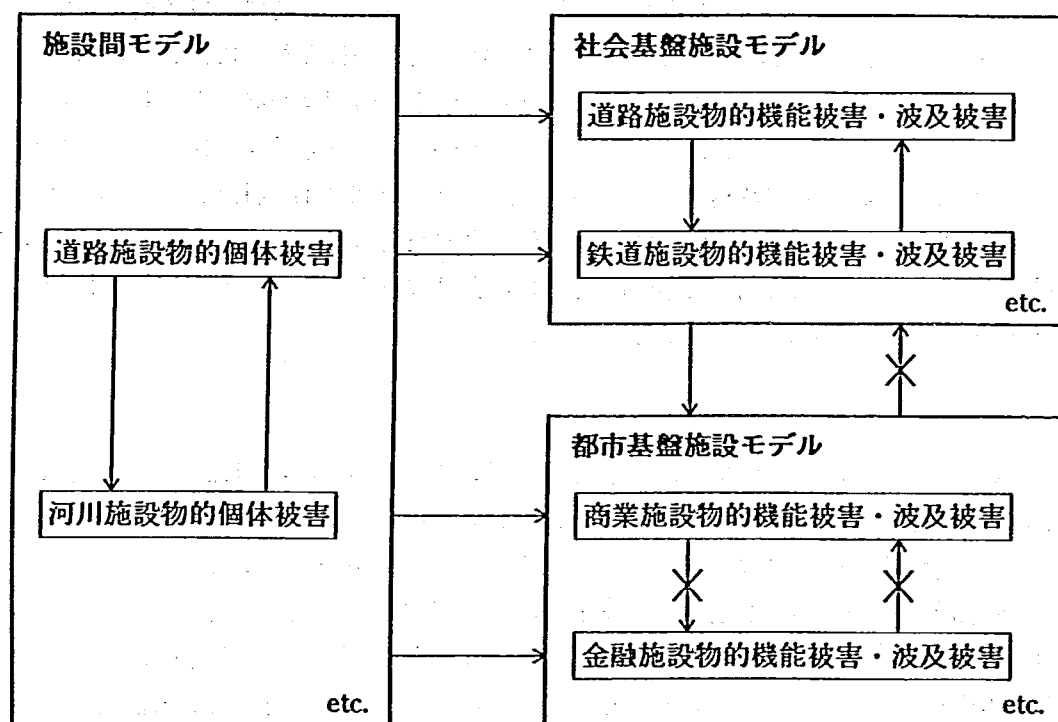


図-1 波及確率モデルの接続方法

4 物的個体被害及び都市機能低下の規模設定

物的個体被害の規模は、東京都被害想定をもとに設定した。ただし、東京都被害想定で得られていない数値については、宮城県沖地震等の過去事例に補正率(1.25)をかけて設定した。また、道路、鉄道、ライフライン施設の機能被害規模は、物的個体被害率よりも機能被害率が高くなるため、物的個体被害率及び機能被害率の両方をあらかじめ設定した。そのほか、「下層の機能被害×波及確率」で表現するのが不自然なものについては補正を加えた。

総合化した震災波及構造モデルの最上層項目のうち年単位での社会経済的な影響評価の対象となりうる項目について、波及計算により得られた被害率(生産額の低下率)を産業連関表における分類と対応づけたもの

を表-2に示す。

表-2 波及計算により得られた被害率

産業連関表の分類	対応する項目	被害率	平均値
商業	在庫管理機能支障	0.14	0.296
	市場機能支障	0.44	
金融・保険	証券情報不能制約	0.17	0.09
	証券オンライン支障	0.01	
	保険取引不能制約	0.02	
サービス	宿泊不能	0.25	0.26
	映画娯楽	0.27	
	情報サービス	0.27	
	専門サービス	0.27	
	事業サービス	0.27	
教育・研究・医療・保険	研究開発不能制約	0.03	0.14
	診療治療不能制約	0.25	
公務	復旧活動遅延	0.43	0.22
	救急車搬送不能制約	0.002	
電気機械	工業製品生産機能制約(電気)	0.21	0.21
化学製品	工業製品生産機能制約(化学)	0.30	0.30
食料品	食料品供給不足	0.43	0.31
	加工食品供給不足	0.19	
労働	死亡重体者	0.003	0.003

また、産業連関表に結びつける上では、復旧までの存続期間が問題となるが、波及ルートから見ると被害の要因は、①ライフライン系の被害、②建物自体の被害に分けられる。建物自体の被害の割合は小さいので、被害の低下はライフラインの復旧に規定される部分が大きく、ライフラインの全面復旧に20日間を要すると考え、年間ベースで見た被害率を算出した。これらを表-3に示す。

表-3 年間ベースでの被害率

産業連関表の分類	年間ベースの被害率
商業	0.016
金融・保険	0.005
サービス	0.014
教育・研究・医療・保険	0.008
公務	0.012
電気機械	0.012
化学製品	0.016
食料品	0.017
労働	0.000

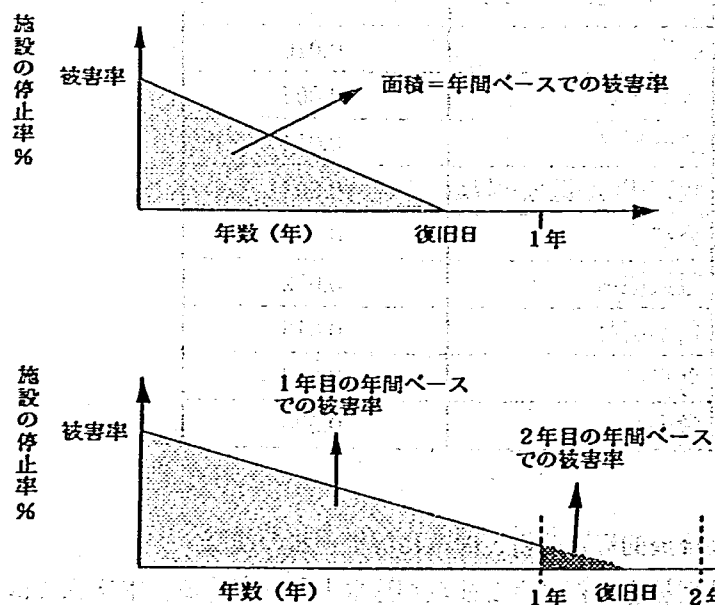
5 産業連関との接続による社会経済的影響分析、構造化解析手法の検証

構造化解析手法を行う上で、地震被害事例による検証が重要となってくる。本研究では、大都市域における震災を想定しているため、平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震を対象に検証を行った。物的被害・

都市機能被害の規模、復旧日数は、新聞記事等をもとに表－４のように設定した。また、年間ベースでの物的被害・都市機能被害の規模を、図－２に示すように、①地震直後には被害率分だけ施設の活動が停止する②復旧日数後には施設の活動が全面的に復旧する③その期間の施設の活動停止率は直線的に減少すると仮定し、設定した。

表－４ 兵庫県南部地震における各施設の被害率及び復旧期間

各施設	被害率 (%)	普及期間 (月)	年間ベースの被害率 (%)
道路施設	80	36	67
鉄道施設	100	8	33
港湾施設	97	36	84
河川施設	0	—	0
空港施設	0	—	0
電気施設	83	0.25	0.8
ガス施設	71	3	9
上水道施設	79	2	7
下水道施設	40	3	5
通信施設	25	0.5	0.6
商業関連施設	14	36	12
金融関連施設	14	36	12
サービス施設	14	36	12
報道施設	14	36	12
医療施設	14	36	12
教育施設	14	36	12
行政施設	14	36	12
生産関連施設	14	36	12
住宅施設	14	36	12



図－２ 年間ベースでの物的被害・都市機能被害の規模

地震直後の被害数値(被害率)を総合化した震災波及構造モデルに代入し、地震直後の都市機能への影響(活動の低下率)を評価した結果を表-5に示す。表-5より、地震直後は都市機能のほぼ全てが全面的にストップするという結果になることがわかる。

表-5 波及計算により得られた被害率(地震直後)

産業連関表の分類	対応する項目	被害率	平均値
商業	在庫管理機能支障	0.97	0.72
	市場機能支障	0.46	
金融・保険	証券情報不能制約	0.64	0.57
	証券オンライン支障	0.40	
	保険取引不能制約	0.66	
サービス	宿泊不能	0.79	0.92
	映画娯楽	0.96	
	情報サービス	0.96	
	専門サービス	0.96	
	事業サービス	0.96	
教育・研究・医療・保険	研究開発不能制約	0.10	0.44
	診療治療不能制約	0.79	
公務	復旧活動遅延	0.95	0.95
電気機械	工業製品生産機能制約(電気)	0.57	0.57
化学製品	工業製品生産機能制約(化学)	0.80	0.80
食料品	食料品供給不足	0.95	0.79
	加工食品供給不足	0.63	
労働	死亡重体者	0.01	0.01

年間ベースでの被害率を総合化した震災波及構造モデルに代入し、都市機能への影響を評価した結果を表-6に示す。被災地での都市機能は年間で20%程度低下するという結果となった。

表-6 波及計算により得られた被害率(1年間)

産業連関表の分類	対応する項目	被害率	平均値
商業	在庫管理機能支障	0.34	0.23
	市場機能支障	0.11	
金融・保険	証券情報不能制約	0.13	0.09
	証券オンライン支障	0.01	
	保険取引不能制約	0.12	
サービス	宿泊不能	0.19	0.20
	映画娯楽	0.21	
	情報サービス	0.21	
	専門サービス	0.21	
	事業サービス	0.21	
教育・研究・医療・保険	研究開発不能制約	0.08	0.13
	診療治療不能制約	0.19	
公務	復旧活動遅延	0.22	0.22
電気機械	工業製品生産機能制約(電気)	0.18	0.18
化学製品	工業製品生産機能制約(化学)	0.28	0.28
食料品	食料品供給不足	0.30	0.22
	加工食品供給不足	0.14	
労働	死亡重体者	0.00	0.00

6. 構造解析手法を用いた感度分析

本研究は、特に道路及び河川施設の耐震対策の重点を探ることを目的としている。そのため、他の物的個体被害を一定の値として、ある特定の物的個体被害の数値だけを変化させた場合の影響を見ることで、どのような対策が有効であるか分析が可能となるかである。

兵庫県南部地震の物的個体被害データのうち、他のものは固定し、橋梁被害だけを変化させた場合の影響を検討した。橋梁被害の数値は、構造解析手法により0.11と得られているため、0.11を標準値とし、0～0.22まで変化させ、橋梁被害とGNPの低下率との関係を試算した。この結果を図-3に示す。

図-3より、橋梁被害を0に抑えることにより、GNPの低下を0.01%以上低減させることが可能であることがわかる。

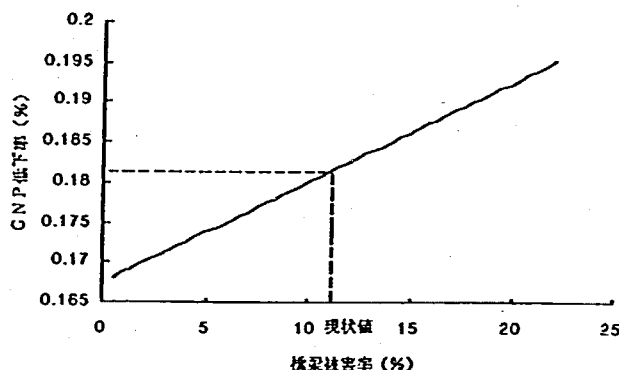


図-3 橋梁被害とGNPの低下率の関係

7. まとめ及び今後の課題

本年度の検討により、平成5年度までに作成した20種類の震災波及構造モデルを波及確率の関係で結びつけて総合化を行い、東京都被害想定に基づく物的個体被害と都市機能低下の設定から、波及確率を調整することで構造解析手法を構築した。また、これらを産業連関表に結びつけることで、各物的個体被害の入力値として、国内レベルでの経済的な波及を求めることが可能となった。

さらに、兵庫県南部地震の被害状況を用いて、構造解析手法の検証を行った。

今後、兵庫県南部地震の実際の物的被害の数値がわかった時点で、本検討との比較を行い、波及関係の改善を図る必要がある。また、構造解析手法を用いて、道路及び河川施設の物的被害あるいはこれらの被害による波及をどの程度減少させれば、社会全体の経済的落ち込みが減少するかを、各被害に関わるパラメータを動かして、解析する必要がある。

【参考文献】

- 1)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈, 佐藤貴志:都市型震災の波及構造モデルにおける道路震災対策の重要性評価, 第9回日本地震工学シンポジウム, 平成6年12月
- 2)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈, 佐藤貴志:震災波及確率モデルによる道路震災対策の重要性評価, 第49回土木学会年次学術講演会, 平成6年9月
- 3)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:都市型震災の波及構造モデルに基づく公共土木施設の震災対策の重要性, 土木技術資料, Vol. 36, No. 4, 平成6年4月
- 4)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:大都市圏における震災波及構造に関する研究~(その1)震災波及構造モデルの解析~, 土木研究所資料, 第3199号, 平成5年7月
- 5)川島一彦, 杉田秀樹, 中島燈:大都市圏における震災波及構造に関する研究~(その2) FSM法による都市機能損傷の動的相互作用の解析~, 土木研究所資料, 第3206号, 平成5年7月

2. ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究 (ハイブリッド・コントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

本共同研究は、パッシブな耐震技術とアクティブな耐震技術の長所を組み合わせ、少ないエネルギーで効果的に構造物の振動を制御することが可能なハイブリッド・コントロール技術を開発し、これにより従来の耐震技術の延長では期待できない耐震性の抜本的な向上技術の開発を目的として、平成2年度から5カ年間の計画でスタートしたものである。平成2年度以降の検討経緯は、表-1に示す通りであり、本年度が最終年度に当たる。

本共同研究は、UJNR耐風耐震構造専門部会の活動の一環として、日本側は建設省土木研究所が、米国側は商務省国立標準技術研究所、全米科学財団及び連邦道路庁の支援のもとに国立地震工学研究センター(NCEER)及びカリフォルニア大学アーバイン校(UCI)が、それぞれ、担当している。共同研究の課題は、ハイブリッド・コントロールに用いるための①パッシブ構造要素に関する研究、及び、②アクティブ構造要素に関する研究、さらに、これらを適切に組み合わせた③最適ハイブリッド・コントロールに関する研究、の3つを対象としている。

2. 研究内容

平成6年度は、以下の項目に関して検討を行った。

(1) ER流体を用いたバリアブルダンパーの開発

印加電圧によりその粘性特性を変化させることが可能なER流体を用いたバリアブルダンパーの回転型小型模型を開発・製作した。模型単体を用いた動的載荷実験により印可電圧と減衰力の関係等の基本特性を検討し、その実用化の可能性を検討した。

(2) ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究のとりまとめ

これまで開発してきたハイブリッドコントロール技術に関して、研究のとりまとめを行った。

3. 研究成果

3. 1 ER流体を用いたバリアブルダンパーの開発

(1) ER流体の概要

ER流体は、印加電圧に応じてその粘性を変化させることが可能な流体である。ER流体は印

表-1 (1) 平成6年度までの研究経緯と成果の概要

年 度	日本側(土木研究所)	米側(NCEER、UCI)
平成 2年度	1. バリアブルダンパー(VD)の開発 ①構造物の振動性状に応じて減衰特性を変化させて地震応答を低減するVDを考案し、地震応答解析により地震応答の低減効果、必要なダンパー力を検討した。 ②VDの効果を実証するためにVDの試験模型を開発・試作し、模型単体の載荷実験によりその基本特性を検討した。 2. アクティブ制御法の検討 ・多自由度構造系からなる橋梁の地震応答制御解析プログラムを開発し、アクティブマズダンパー(AMD)を取り付けた場合のAMDの最適な制御位置、複数のAMDで制御した場合の制震効果について検討した。	1. バリアブルダンパー(VD)の開発 ・土木研究所で開発したVDを対象として、減衰係数を2段階のみで制御するようにした場合の振動制御効果を1自由度系の地震応答解析により検討した(NCEER)。

表-1(2) 平成6年度までの研究経緯と成果の概要

年 度	日本側（土木研究所）	米側（NCEEER、UCI）
平成 3年度	1. バリアブルダンパー（VD）の開発 ①VDの最適な減衰定数を橋梁モデルの地震応答解析により検討した。 ②2年度に製作したVDの試験模型に対して、減衰係数の制御をより精度よく行うためにバルブの機能に改良を加えるとともに、模型単体の載荷実験によりその基本特性を確認した。 2. バリアブルスティッフネスコントロール（VS）の開発 ・VDを用いて構造物の卓越振動特性を変化させて、構造物の地震応答を低減させるVS装置を開発し、地震応答解析により制震効果を検討した。	1. バリアブルダンパー（VD）の開発 ①減衰係数を2段階で制御するVDについて、多自由度系の地震応答解析により検討するとともに、VD装置の実用モデルを考案した（NCEEER）。 ②VDの最適制御（減衰係数の制御を時々刻々、かつ、最適化を図りつつ変化させる場合）を行う場合の地震応答解析手法を開発した（UCI）。
平成 4年度	1. バリアブルダンパー（VD）の開発 ・VDの実大模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行うとともに模型橋の振動実験を行い、VD実用性を検討した。 2. バリアブルスティッフネスコントロール（VS）の開発 ・VSを減衰定数が大きい範囲（過減衰の領域）で変化させて支承部の固定度を変化させる場合の制震効果について地震応答解析により検討した。	1. バリアブルダンパー（VD）の開発 ・VDの最適制御について土木研究所の検討で用いた橋梁モデルと同じモデルを用いて地震応答制御効果を比較検討した（UCI）。 2. スライディング・アイソレーション・システムの開発 ・滑りタイプの免震装置を開発し、地震応答解析及び小型模型実験により地震応答の低減効果を検討した（NCEEER）。
平成 5年度	1. バリアブルダンパー（VD）の開発 ・VDの実用模型を開発・製作し、模型単体の特性実験を行った。 2. ER流体を用いたVDの開発 ・印加電圧によりその粘性特性を変化させることが可能なER流体を用いたVDの小型模型を開発・製作し、単体の載荷実験により基本特性を検討した。	1. バリアブルダンパー（VD）の制御法の開発 ・土研方式を含む各種の制御方法の地震応答制御効果、制御性について解析的に比較検討した（UCI）。 2. スライディング・アイソレーション・システムの開発 ①滑りタイプの免震装置に関して、土木研究所において模型橋を用いた振動台実験を行った（NCEEER）。 ②振動台実験結果のシミュレーション解析を行い、解析方法を検証した（NCEEER）。
	・UJNR耐風耐震構造専門部会、作業部会G及びJの主催により開催した第3回橋梁の免震設計に関する日米ワークショップで研究成果の交換を行った（米国バークレイ、平成6年1月）	
平成 6年度	1. ER流体を用いたVDの開発 ・回転型のER流体を用いたVDの小型模型を開発・製作し、単体の載荷実験により、基本特性を検討した。 2. ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究についてとりまとめを行った。	1. バリアブルダンパー（VD）の制御法の開発 ・構造物の振動を最も効果的に低減可能なVDの制御法を開発した（UCI）。

加電圧に対する応答性が優れていること、また、バルブ等の複雑な機構が不要であり、構造を単純化できる等の利点を有するため、構造物の振動制御への適用が期待されている。本研究では、構造物の振動性状に応じて減衰特性を変化させることが可能なバリアブルダンパーへのER流体の適用性を検討してきた。平成5年度に実施したバリアブルダンパー模型の試作及び載荷実験等の検討結果によれば、ER効果による減衰力の可変範囲を大きくすることが1つの課題であるこ

とが明らかになった。このため、E R効果による減衰力を大きくすることを目的として、回転型バリアブルダンパー（R E R V D）を開発試作するとともに、ダンパー単体の载荷実験によりその動的特性を検討した。

（２）R E R V Dによる発生減衰力

図－１に示すような回転型のR E R V Dを考えてみる。回転型としたのは、これと構造物を連結するアーム長を調整したり、回転軸を同一にして複数個連結することにより、ダンパー単体のE R効果による減衰力の可変範囲を大きくすることが可能である等の発展性があるためである。このようなR E R V Dにより発生される減衰トルク T は、次式に示すように粘性体の減衰トルク（粘性減衰トルク） T_v 及びE R効果による減衰トルク T_e の和として表すことができる。

$$T = T_v + T_e \quad (1)$$

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

$$T_e = R_m \cdot S \cdot \tau_r(E), \quad R_m = \frac{2(R_2^3 - R_1^3)}{3(R_2^2 - R_1^2)} \quad (3)$$

ここで、 ω ：角振動数(1/sec)、 h ：電極間距離(m)、 η ：E R流体の粘度、 R_1 、 R_2 ：回転板（電極）の外半径及び内半径(m)、 S ：電極面積(m²)、 $\tau_r(E)$ ：E R効果により発生するせん断応力度(Pa)、 E ：印加電圧強度(V/m)、である。 $\tau_r(E)$ が印加電圧に応じて変化させることが可能なせん断力である。上記のように粘性減衰トルクは、回転軸の回転速度 ω に依存する減衰トルクであり、これはE R流体を挟む電極間距離により変化する。一方、E R効果による減衰トルクは、载荷速度及び载荷変位に依存せず、印加電圧強度 E のみで制御される。

（３）R E R V Dの小型模型の開発

１）小型模型の概要

R E R V Dの実用性を検討するために、写真－１に示すような小型模型を開発試作した。設計では、E R効果による減衰トルクは最大で50kgf・cm程度となるようにした。ダンパーの大きさは、直径234mm、厚さ76mmとし、E R流体に電圧を印加する電極板の外半径及び内半径は、それぞれ、9cm及び3.7cmとした。電極板の全面積は422.9cm²、電極間距離は2mmとした。E R流体としては、シリコンオイルに炭素質粉末を混合したコロイド状液体(関ブリヂストン製)とした。なお、本E R流体の初期粘度は、0.15Pa・sec、2kV/mm時の τ_r は660Paである。電極間に印加する電圧は、DC0～10kVとした。

２）R E R V Dの動的特性

開発試作したR E R V Dの小型模型の動的载荷実験を行い、その動的特性（回転数依存性及び印加電圧依存性等）を検討した。ここでは、実験結果の一例を示す。図－２は、印加負荷電圧を0kV及び6kVとした場合にR E R V Dによる減衰トルクの発生状況の時刻歴を示したものである。ここでは、载荷回転数を50rpmとした場合について示している。印加電圧が0kVの場合の減衰トルクは1.31kgf・cmであり、これは粘性減衰トルクである。減衰トルクは、载荷回転によりわずかに振動するが時間によらずほぼ一定に安定している。電圧が6kVの場合には、電圧を印加することにより45.4kgf・cmの減衰トルクを発生する。したがって、この増加分がE R効果による減衰トルクである。減衰トルクは時間によらずほぼ一定になっており、载荷に対する安定性はよい。図－３は、このようにして求めた減衰トルクの回転数依存性を示したものであり、回転数にはほとんど依存せず、また、100rpm程度の回転数までは粘性減衰トルクそのものが小さいことがわかる。

図－４は、载荷回転数が50rpm及び100rpmの場合の減衰トルクと印加電圧の関係を示したものである。ここには、上記の計算式による値も示している。これによれば、減衰トルクは印加電圧に応じてほぼ放物線状に増加し、本模型では設計通り0～50kgf・cmの範囲で減衰トルクを変化させることができる。また、粘性減衰トルクが相対的に小さいため载荷回転数の影響はほとんどなく、計算式ともほぼ一致する。

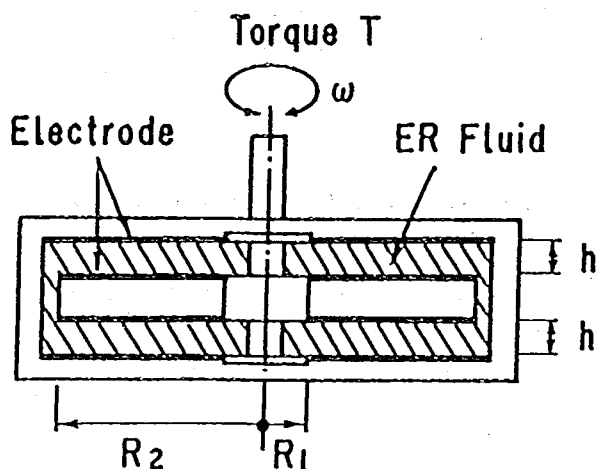


図-1 回転型のERVD

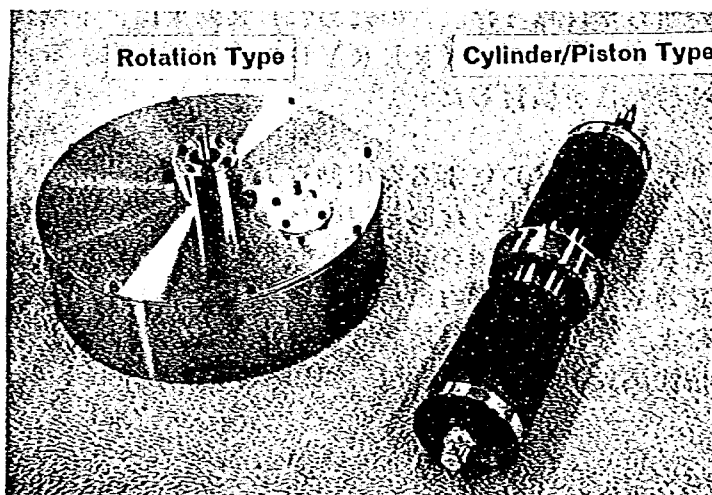
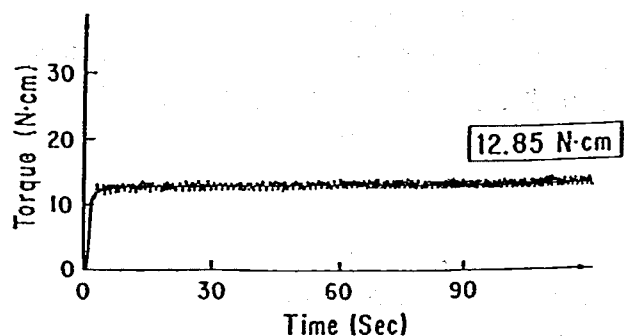
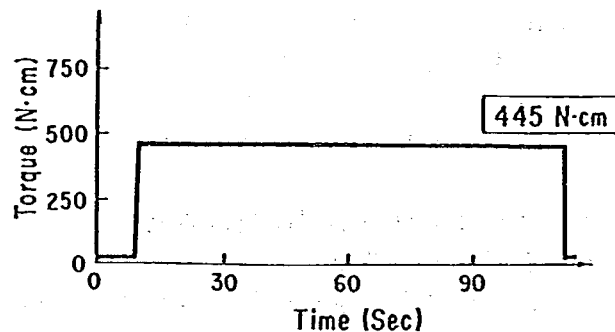


写真-1 開発試作したRERVD



(a) 印加電圧 0 kV



(b) 印加電圧 6 kV

図-2 RERVDによる減衰トルク (回転数50rpm)

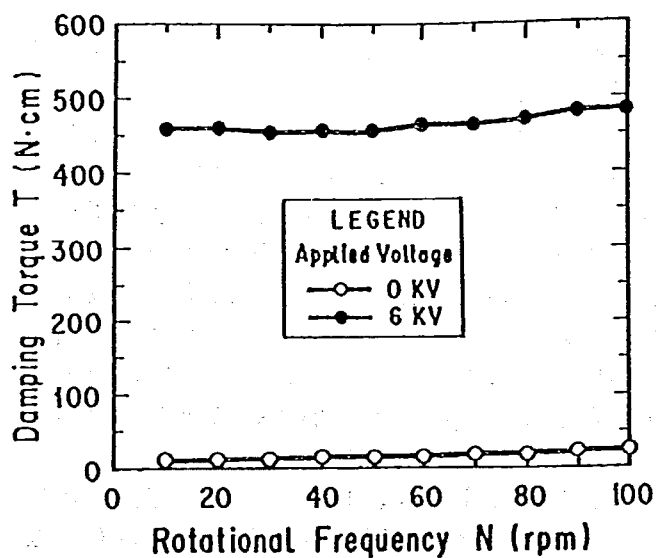


図-3 減衰トルクの回転数依存性

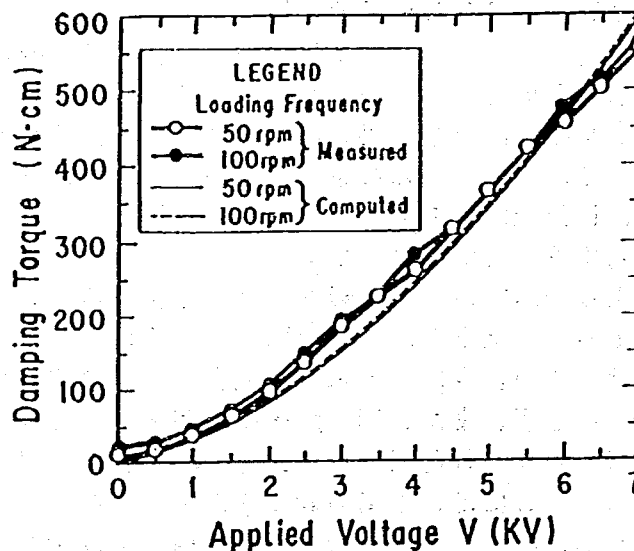


図-4 減衰トルクの印加電圧依存性

4. まとめ

(1) E R流体を用いたバリアブルダンパーの開発

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

(2) ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究のとりまとめ

本研究の5カ年間の主要な研究成果は、以下の通りである。本研究のとりまとめ結果については、U J N R耐風耐震構造専門部会第27回合同部会（1995年5月、つくば市）において報告した。

1) バリアブルダンパー（V D）の開発

構造物の振動性状に応じて減衰性能を変化させることが可能なダンパー装置であり、小型模型や実用模型を開発・試作し、載荷実験、模型橋の振動台実験を通じてその実用性を検証した。なお、バリアブルダンパーについては、現在特許出願中であり、米国の特許は取得済み（U S パテント番号：5,349,712）である。日本（特開平5-339910）、カナダ、フランス、イタリア、ニュージーランドについては現在公開中または審査中である。

2) バリアブルスティッフネス（V S）・コントロールの開発

バリアブルスティッフネス・コントロールは、地震時の地盤と構造物の共振を避けるように、構造物の剛度を変化させて、固有周期特性を変化させようという制御方法である。本研究の中では、V Dを用いて支承部の剛度を変化させる方法を解析的に検討した。

3) E R流体を用いたバリアブルダンパー（E R V D）の開発

本報告の中に記述したように、回転型のダンパーとすることによって、印加電圧により必要な減衰力の可変範囲を確保することが可能になり、その実用可能性が明らかにされた。

4) 日米間での共同研究及び情報交換の実施

日米間での研究成果の交換は、毎年のU J N R合同部会を通じて行うとともに、作業部会GおよびJの主催による橋梁の免震設計に関する日米ワークショップの第2回（1992年12月）および第3回（1994年1月）において行った。また、米国からは、Prof. M. Shinozuka（プリンストン大学）、Prof. J. N. Yang（U C I）、Prof. M. Feng（U C I）が共同研究の打ち合わせ及び実験の実施のために土木研究所を訪問した。また、土木研究所からも担当研究員が1993年にN C E E RおよびU C Iを訪問し、共同研究の打ち合わせ、情報交換を行った。

5. 今後の研究課題

本研究では、少ないエネルギーで効果的に構造物の地震時の振動を低減するハイブリッドコントロール技術に関する研究を行った。アクティブな振動制御技術については、現在では、地震時の構造物の振動制御に大きなエネルギーを必要とすることから、なお、実用化は難しい問題があるが、今後、こうした点に改良を加えて実用的なアクティブ振動制御法の開発を図っていく必要がある。

一方、E R流体に代表されるように、近年、ハイパフォーマンス／インテリジェント／スマート・マテリアルなど、超高性能、あるいは、特殊な機能を有する新しい材料が開発・実用化されつつあり、今後こうした新材料を活用した構造物の耐震性向上技術の開発が必要とされる。新材料の中には、自己診断機能材料、自己修復機能材料、超高強度／超高じん性材料などがあり、こうした材料を活用することによって従来の技術の延長では考えられないような抜本的な先端的耐震構造技術が開発され、安全な構造物が実用化されるものと期待される。

【研究成果】

- 1) 田口二郎、岩崎敏男、足立義雄、佐々木康、川島一彦：ハイブリッドコントロールによる耐震性向上技術に関する日米共同研究、U J N R第22回合同部会、1990年5月（英文）
- 2) 川島一彦、運上茂樹：ハイブリッドコントロール技術の開発、土木技術資料、Vol. 32、No. 6、1989年6月

- 3) 川島一彦、長谷川金二、運上茂樹、長島博之、清水英之：我国の免震・制震技術の現状、U J N R 第23回合同部会、1991年5月（英文）
- 4) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、構造物の振動制御に関するコロキウム、土木学会、1991年7月
- 5) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、U J N R 第24回合同部会、1992年5月（英文）
- 6) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、U J N R 第25回合同部会、1993年5月（英文）
- 7) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーの小型模型の開発、第2回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1992年12月（英文）
- 8) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：アクティブ・マス・ダンパー（AMD）を用いた橋の最適な地震応答制御、土木技術資料、Vol. 33、No. 9、1991年9月
- 9) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：AMDの制震効果に及ぼす最適フィードバック制御法の重み係数の影響、土木技術資料、Vol. 34、No. 9、1992年9月
- 10) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリアブルダンパーの小型模型の開発、土木研究所資料第3169号、平成5年3月
- 11) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：バリアブルダンパーの開発、構造工学論文集、Vol. 40、1994年3月
- 12) 川島一彦、運上茂樹：橋の地震応答制御に用いるバリアブルダンパーの開発、土木学会誌 Vol. 78、平成5年12月
- 13) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：バリアブルスティッフネスによる橋の地震応答制御法、第3回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1994年1月（英文）
- 14) 川島一彦、運上茂樹、鈴木、遠藤：E R流体のバリアブルダンパーへの適用性、第3回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1994年1月（英文）
- 15) Yang, J. N., Li, Z., Wu, J., 川島一彦、運上茂樹：地震動を受ける橋のハイブリッド制御システム、第3回橋梁の免震設計に関するワークショップ、1994年1月（英文）
- 16) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：新しい橋梁の地震応答制御法の開発、U J N R 第26回合同部会、1994年5月（英文）
- 17) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：バリアブルダンパーによる橋梁の地震応答制御、J. of St. Eng.、Vol. 120、No. 9、ASCE、Sep. 1994（英文）
- 18) 川島一彦、運上茂樹：バリアブルダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、土木学会論文集、Vol. 501/I-29、土木学会、1994年10月
- 19) 川島一彦、大塚久哲、運上茂樹、向 秀毅：橋梁のハイブリッド地震応答制御法の開発、U J N R 第27回合同部会、1995年5月（英文）

3. 大都市域における地震防災技術の開発

(建設技術研究開発経費<総プロ>)

(1) 振動特性の異なる構造物が複合化した構造物の耐震計算法の開発

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
研 究 員 星 限 順一

1. まえがき

大都市地域を中心とした道路の整備については、用地費の高騰、代替地の取得困難等により、道路と建物为一体となった構造や道路橋と地下構造物为一体となった構造、あるいは異種の構造物が非常に近接している構造物等、これまでになかった新しい構造物の建設計画が増えてきている。このような一体構造物や近接構造物に対しては、耐震設計等に技術上の基本的な考え方が明確にされていないため、現在では、個々の構造物に対する設計法をそれぞれに適用して設計されている。しかしながら、設計法が異なるために生じる問題や、近接の影響の評価手法等、耐震設計として新たに検討すべき重要な課題もあり、合理的な一体構造物や近接構造物に対する耐震設計法の開発が求められている。

土木研究所耐震研究室では、これまでに近接・一体構造物の耐震性に関して以下の調査・研究が行われている。平成4年度¹⁾²⁾には、土木、建築の両者が依り所とする建築基準法及び道路橋示方書の耐震設計法の考え方を比較整理するとともに、両基準に基づき同じ道路橋を比較設計し、基準の違いが検討されている。平成5年度³⁾⁴⁾には、一体及び近接構造物の建設事例及びその耐震設計法を調査し、耐震設計上の課題を整理するとともに、重点的に検討を要する課題を抽出している。さらに、近接構造物の耐震設計の中で、重要な検討課題である近接影響範囲について解析的な検討が行われている。

2. 研究目的

本研究では、大都市域の土地利用の高度化に伴い、今後、建設が増加すると考えられる一体構造物及び近接構造物に対する耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

3. 1 近接構造物

(1) 解析対象近接構造物

解析対象とした近接構造は、図-1に示すように、共同溝が橋梁基礎の杭間及び杭側近を通過しているタイプの2通りである。構造諸元としては、このような近接構造が都市部に特有であることを考慮し、都市高架橋として代表的な形態のものを対象とした。橋梁上部構造は、支間長40m、橋長120mの3径間連続鋼鈑桁橋とし、桁両端部が可動で、2基の中間橋脚に固定支承を有する2点固定方式の構造である。下部構造は、高さ16.0mの固定支承を有するRC張り出し橋脚とし、柱断面は4.0m×4.0mの正方形断面で、基礎形式は杭基礎である。地盤条件は、標準的な地盤モデルとして、道路橋示方書V耐震設計編の参考

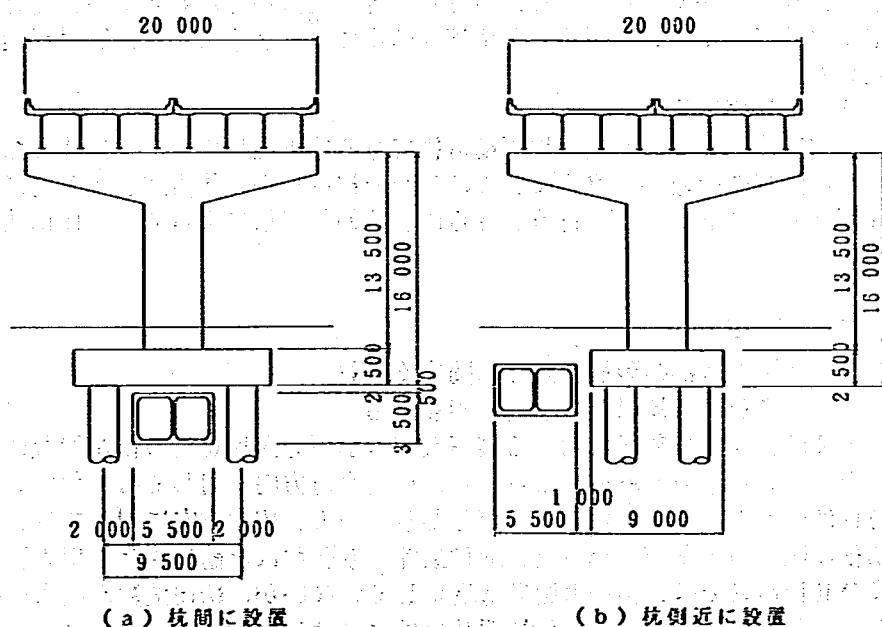


図-1 高架橋と共同溝の近接構造

資料に示されているⅠ種地盤、Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤の3種類を用いた。基礎面までの深さは、それぞれ8.0

(5.5)m、19.6m、31.3mである。表層地盤として、共同溝を先行施工するため、埋戻し土としての地盤物性を使用した。

一方、共同溝はRC2連ボックス構造であり、断面寸法は3.5×5.5mとした。この場合、杭と共同溝の近接距離は1.0mであり、これは杭径の1/2に相当する。杭と共同溝との近接距離は、動的相互作用を評価する上で重要なファクターであるが、本文では、その動的相互作用が、橋脚や共同溝の地震応答特性に対して定量的にどの程度影響を及ぼすのかを検討することに重点を置いている。そのため、文献5)の検討結果や実際の施工実績等を踏まえた上で、動的相互作用を定量的に評価できるように近接距離は1.0mと決定した。なお、橋梁及び共同溝の断面寸法は、それぞれ道路橋示方書及び共同溝設計指針に準拠して設計された断面である。

(2) 解析条件

解析パラメータは、構造の組合せ、地盤種別、解析方向さらに共同溝の設置位置の4項目であり、表-1に示す19ケースの解析を行った。本解析では、まず近接構造物の振動特性を地盤と構造物の伝達関数を用いて検討した。これは、構造物の地震応答特性は地震動の特性の影響を受けるため、1地震波のみによる解析結果ではその動的影響を一般化できないためである。ただし、ここで定義する伝達関数は、入力基盤面の水平振動加速度に対する構造物各点における水平加速度の比で定義する。さらに、地震応答特性を検討するために、2次元動的有限要素法による地震応答解析を行った。

本解析では、橋脚、フーチング、杭、共同溝、地盤はいずれも平面要素としてモデル化した。ここで、地盤の非線形性を考慮するために、等価線形法により解析対象地盤の等価剛性及び等価減衰定数を予め算出した。また、対称構造であることから、左側側方境界は水平ローラー、右側側方境界はエネルギー伝達境界、底面は粘性境界を採用して地盤の半無限性をモデル化した。入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編に示される各種地盤条件に対する時刻歴応答解析用標準波形を、橋梁の耐震設計上の地盤面において想定した応答レベルになるように、重複反射理論で基盤面での波形に変換したものをを用いた。

3. 2 一体構造物

地上構造物である高架橋と地下構造物である地下駐車場が一体構造になった場合、耐震設計を行う際に問題となる両基準の違い、さらに、この二つの構造物を一体構造とする為には、考えなければならない構造上の問題点のリストアップを行う。さらに、静的計算法によって、一体構造物の耐震設計が行えるように解析方法を検討する。

4. 研究結果

4. 1 近接構造物の耐震設計法に関する検討

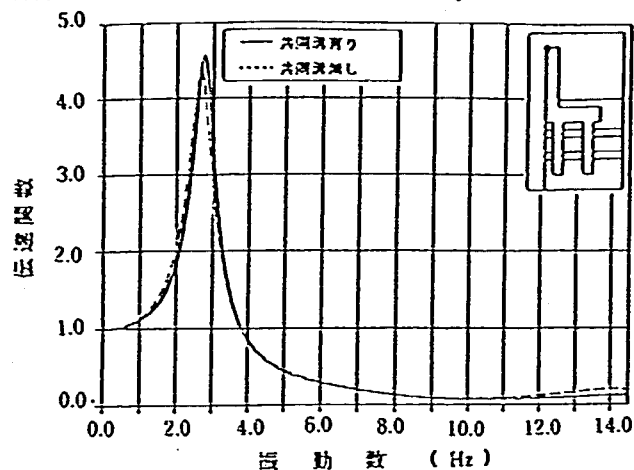
(1) 共同溝が高架橋に及ぼす動的相互作用

図-2は、入力基盤面に対する橋脚天端の水平方向加速度の伝達関数について、その周波数依存性地盤種別ごとに示したものである。これより、橋軸直角方向に対しては、共同溝が近接していても伝達関数の周波数特性はほとんど変化しないことがわかる。一方、橋軸方向に対しては、共同溝が近接して存在することによる伝達関数の変化が認められ、地盤条件が軟弱なほど動的相互作用の影響が大きくなることがわかる。I種及びII種地盤では、共振振動数は変化していないが、伝達関数の最大値は共同溝がある方が大きくなっている。また、III種地盤では、伝達関数の最大値は4.4程度で概ね等しいが、共振振動数には0.3Hz程度の差が生じている。振動数が2.8Hzよりも小さい領域では、共同溝が近接して存在する場合の伝達関数の方が小さくなっており、逆にこれよりも高周波の領域では、共同溝の近接により伝達関数が大きくなっている。

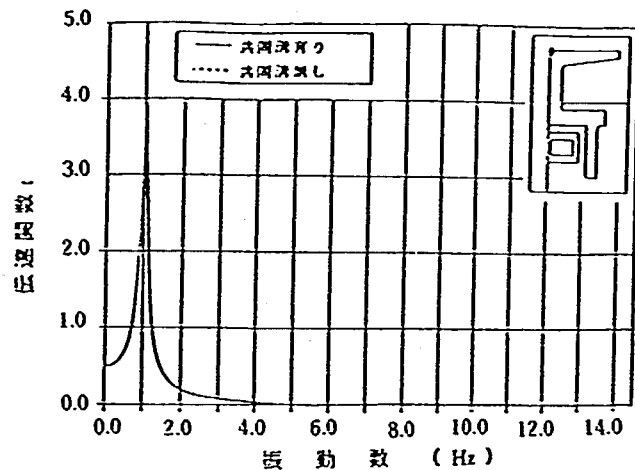
表-1 解析ケース

解析ケース	構造形態	地盤条件	解析方向	共同溝位置
1	高架橋+共同溝	I種地盤	橋軸方向	杭間 土抜き4.5m
2	高架橋のみ	I種地盤		
3	高架橋+共同溝	II種地盤		
4	高架橋のみ	II種地盤		
5	高架橋+共同溝	III種地盤		
6	高架橋のみ	III種地盤		
7	高架橋+共同溝	I種地盤	橋軸直角方向	杭側近 土抜き2.5m
8	高架橋のみ	I種地盤		
9	高架橋+共同溝	II種地盤		
10	高架橋のみ	II種地盤		
11	高架橋+共同溝	III種地盤		
12	高架橋のみ	III種地盤		
13	高架橋+共同溝	I種地盤	橋軸直角方向	土抜き2.5m
14	高架橋+共同溝	II種地盤		
15	高架橋+共同溝	III種地盤		
16	共同溝のみ	I種地盤		
17	共同溝のみ	II種地盤		
18	共同溝のみ	III種地盤		
19	共同溝のみ	III種地盤		土抜き4.5m

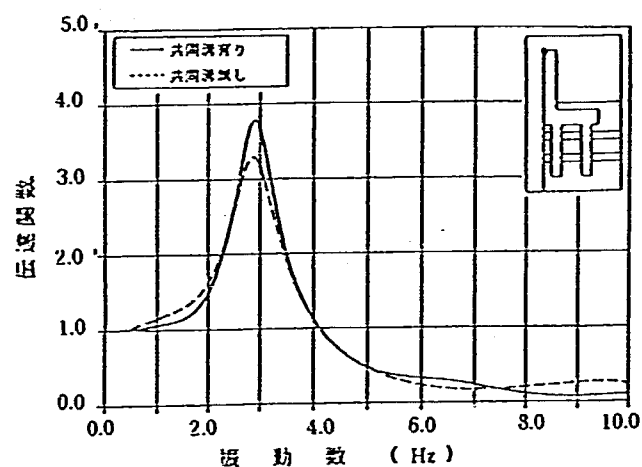
表-2は、2次元動的有限要素解析の結果得られた橋脚天端における最大加速度及び最大相対変位を示したものである。これより、橋軸直角方向では共同溝の存在による応答値の変化はほとんど認められないことがわかる。橋軸方向に対しては、Ⅰ種及びⅡ種地盤では、応答値に顕著な差はないが、Ⅲ種地盤では、共同溝が近接して存在することにより最大加速度が8%程度低減している。これは、本解析に用いた標準入力波に対しては、動的相互作用が橋脚天端に生じる水平加速度を小さくするように作用したためである。ただし、前述した伝達関数の周波数特性から判断すれば、入力地震波の地震動特性によっては、最大水平加速度が増減することがあるものと考えられる。



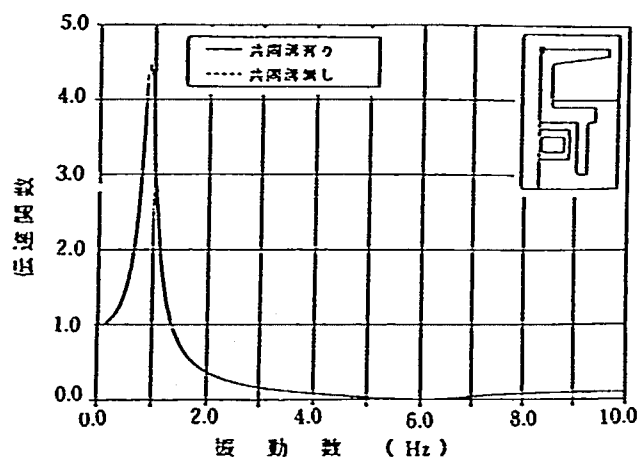
(a)橋軸方向 (Ⅰ種地盤)



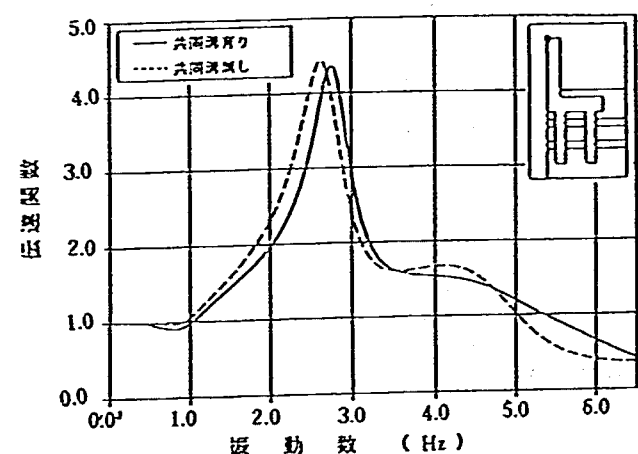
(b)橋軸直角方向 (Ⅰ種地盤)



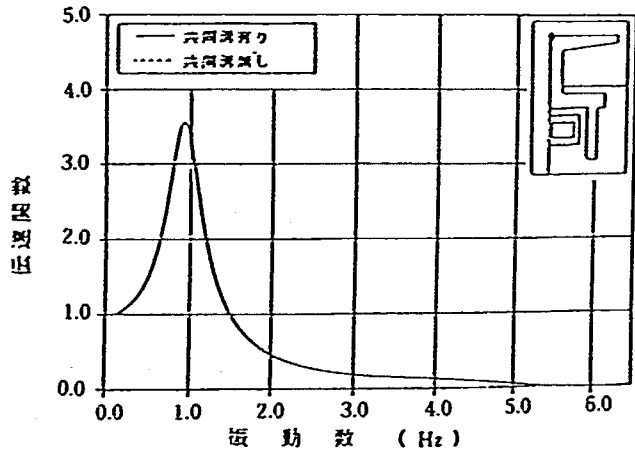
(c)橋軸方向 (Ⅱ種地盤)



(d)橋軸直角方向 (Ⅱ種地盤)



(e)橋軸方向 (Ⅲ種地盤)



(f)橋軸直角方向 (Ⅲ種地盤)

図-2 加速度伝達関数の周波数依存性

表一 2 共同溝が高架橋に及ぼす影響

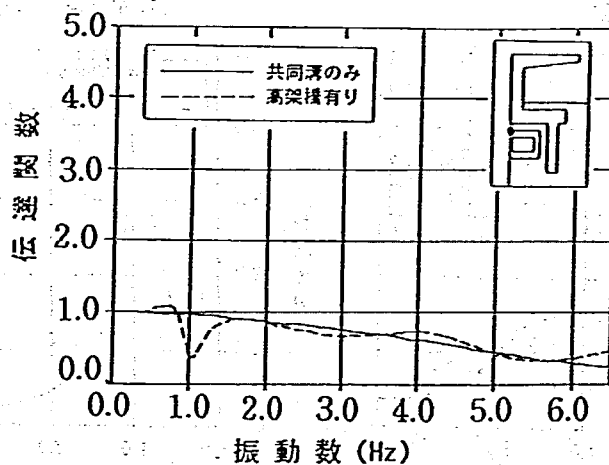
解析方向	地盤条件	最大水平加速度(gal)		最大水平相対変位(mm)	
		共同溝有	共同溝無	共同溝有	共同溝無
橋軸方向	I 種地盤	162	160	6.82	6.98
	II 種地盤	173	177	12.30	13.80
	III 種地盤	239	260	34.10	35.50
橋軸直角 方向	I 種地盤	198	199	47.30	47.50
	II 種地盤	181	181	55.10	55.50
	III 種地盤	192	193	71.10	71.60

(2) 高架橋が共同溝に及ぼす動的相互作用

図一 3 は、高架橋が近接して存在することが共同溝上床版における橋軸直角方向の伝達関数に及ぼす影響を示したものである。これより、杭間に共同溝が設置されている場合は、0.5~1.5Hz の範囲において動的相互作用が顕著に表れていることがわかる。さらに、杭側近に共同溝が施工されている場合は、明らかに動的相互作用が認められる。特に、いずれの地盤種別においても、動的相互作用は 1 Hz 前後において顕著であることがわかる。これは、図一 2 に示される高架橋の共振周波数と一致しており、共同溝の振動特性は、高架橋の振動特性の影響を大きく受けることがわかる。一方、1 Hz を越える高周波振動では、伝達関数は、共同単体に比べて小さくなっている。

表一 3 は、2 次元動的有限要素法解析より得られた上床版及び底版位置における水平最大加速度ならびに基盤に対する水平方向相対変位を、杭間及び杭側近ごとに示したものである。これより、最大加速度に関しては、杭と近接することによる影響は小さいが、共同溝上床版と底版間に生じる水平方向相対変位差は 3~5 倍に増大していることがわかる。また、この相対変位差は地盤条件が軟弱なほど大きくなっている。そして、杭間及び杭側近に共同溝をそれぞれ配置した場合、若干ではあるが、杭間内に設置した方が、水平加速度、相対変位差が共に小さいことがわかる。

以上の結果を考察すると、従来、共同溝の耐震設計においては、共同溝躯体の慣性力は考慮していないが、ここで対象としているような杭と近接した構造系であっても、その影響を新たに取り入れる必要はないものと考えられる。一方、共同溝は線状に細長い構造物であり、一般には、横断方向の断面は耐震設計では決定しないため、この方向には耐震設計が省略されている。しかしながら、高架橋の杭基礎が近接した場合には、共同溝上床版と底版間に生じる相対変位差が増幅され、特に地盤が軟弱な場合にはその影響が大きいので、横断方向に対しても耐震性の配慮が必要になるものと考えられる。



図一 3 加速度伝達関数の周波数依存性

表-3 高架橋が共同溝に及ぼす影響

地盤条件	照査位置	最大水平加速度(gal)		最大水平相対変位(mm)				備考
		高架橋有	高架橋無	高架橋有変位差	高架橋無変位差	高架橋有変位差	高架橋無変位差	
Ⅲ種地盤	上床版	131	122	36.20	3.00	33.20	1.00	杭間
	底版	115	111	33.20		32.20		
Ⅰ種地盤	上床版	97	94	2.50	1.10	1.30	0.31	杭側近
	底版	93	91	1.40		0.99		
Ⅱ種地盤	上床版	108	110	10.80	2.10	8.74	0.61	
	底版	98	101	8.70		8.13		
Ⅲ種地盤	上床版	135	127	37.20	3.00	33.50	0.60	
	底版	123	119	34.20		32.90		

(3) 地盤バネ定数

図-4に示す通り共同溝単体の場合と比較して、高架橋がある場合は1~2割程度地盤バネ定数が大きくなっている。近接距離の変化による影響は小さかったので、設計上は無視してもよいと考えられる。

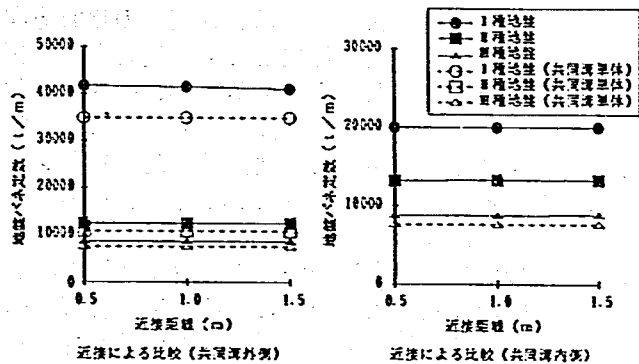


図-4 近接の影響による地盤バネ定数

4. 2 一体構造物の耐震設計法に関する検討

地上構造物である高架橋と地下構造物である地下駐車場を一体構造物とした場合、耐震設計を行う際に生じる両基準（道路橋示方書と駐車場設計・施工指針）の違い及び構造上の問題点のリストアップを行い、そして、設計基準の違いによる問題点を、現行の示方書及び指針を使って解析しようとする設計モデルの提案を行った。

構造上の問題点

- 1) 構造物の規模・形状
- 2) 安定計算の照査内容
- 3) 構造系の変化位置の決め方
- 4) 設計振動単位の設定方法
- 5) 接合部の剛性の判定方法
- 6) 荷重の載荷方法及び範囲

設計モデルの提案

1) 一体モデル

地震による動的挙動を静的な外力に置き換えて、一体モデルにすることによって構造物の剛性を考慮した方法。

- a) 地上部及び地下部共全て震度法にて行う場合
- b) 地上部を震度法、地下部を応答変位法にて行う場合

2) 分離モデル

表-4 設計基準の違い

耐震設計法	道路橋示方書・同解説	駐車場設計・施工指針同解説
	震度法	応答変位法
	構造又は挙動が異なる場合に動的解析にて調査	
耐震設計上の地盤	フーチング下面位置	基礎面
地盤特土圧	古典的な土圧論にて算出	地盤の変形より算出
地盤バネ定数	変形係数及び換算載荷率より算出	有限要素法にて算出
設計水平震度	重要度係・固有周期補正係数	深度割補正係数
固有周期	各構造の変位量より算出	地盤の特性値より算出
地震時固有せん断力	考慮しない	考慮する
入力地震動 (動的解析用)	耐震設計上の地盤面に入力	基礎面に入力
	算定式の補正係数の違い 標準加速度応答スペクトルの大きさの違い	

地上部分の地震による動的挙動を静的な外力に置き換えて、地下部分に荷重として作用させた方法。
現在、一体構造物の設計を行う際に一般的に行われている方法。

a) 地下部を震度法にて行う場合

b) 地下部を応答変位法にて行う場合

以上のように、静的計算法にて耐震設計ができるようにモデル化した。

5. 結論

5. 1 近接構造物の耐震設計法に関する検討

橋梁基礎と共同溝が近接した構造系を対象として、その振動特性を位置関係により検討するとともに、2次元有限要素法による動的解析を行い、その地震応答特性について考察を行った。本検討結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 橋梁の橋軸方向に対しては、伝達関数で見ると、動的相互作用によりその周波数特性に変化が生じるが、橋軸直角方向に対してはそのような影響はわずかである。
- (2) 地震応答解析の結果より、橋脚天端で生じる水平加速度や水平変位は、共同溝が近接して存在する方が小さく、動的相互作用が設計上有利な方に作用した。
- (3) 橋梁基礎と近接することにより、共同溝の上下床版間に生じる相対変位差は3~5倍に増大するため、このような近接構造では、共同溝の横断方向に対する耐震性にも配慮する必要がある。
- (4) 共同溝が、杭間に近接してある場合と、杭側近で近接した場合を比較すると、若干ではあるが、杭間に近接して共同溝がある方が、動的相互作用は小さかった。

今回設定した条件の基では、高架橋の耐震設計を行う際に、共同溝の近接による影響は考慮しなくてもよいという結果になった。また、共同溝の耐震設計を行う際には、高架橋の近接による影響を必ず考慮しなければならないという結果となった。そして、その影響をどのように静的計算法による耐震設計に反映させていくかが今後の課題となる。

1) 今回の解析結果と同一条件における共同溝設計指針による設計との比較。

2) 軸方向及び軸直角方向における近接の影響範囲の検討

3) 共同溝の継手位置による断面力の低減を含めた共同溝の継手位置による検討。

以上等の検討を踏まえて、設計荷重の割り増しや地盤バネ定数の補正等、近接による影響を考慮した設計モデルの作成を行い、3次元動的解析等によって照査しながら、静的計算法による耐震設計手法を考えていく。

5. 2 一体構造物の耐震設計法に関する検討

地上構造物である高架橋と地下構造物である地下駐車場を一体構造とした場合、耐震設計を行う際に生じる基準の違い及び構造上の問題点のリストアップを行い、そして、設計基準の違いによる問題点を、現行の示方書及び指針を使って解析しようとする設計モデルの提案を行った。今後の検討課題としては、

1) 今年度提案した設計モデルによる試設計を行い、さらに動的解析との比較検討

2) 応答スペクトル法による動的解析を行う際に、使用する地上構造物と地下構造物との一体構造用の入力地震動スペクトルの検討

以上等の検討を踏まえて、静的計算法による一体構造の耐震設計法の確立及び一体構造物用の標準加速度応答スペクトルの作成を行っていく。

〈参考文献〉

- 1) 川島一彦、運上茂樹、杉田秀樹、中島燈、星隈順一、飯田寛之、向秀毅、長屋和宏：平成4年度耐震研究室調査試験研究成果概要報告書、土木研究所資料、第3216号、平成5年9月
- 2) 川島一彦、運上茂樹、向秀毅：建築基準法と道路橋示方書の耐震設計の比較検討、土木技術資料、Vol. 36、No. 4、平成6年4月
- 3) 川島一彦、運上茂樹、杉田秀樹、中島燈、星隈順一、向秀毅、長屋和宏、佐藤貴志：平成5年度耐震研究室調査試験研究成果概要報告書、土木研究所資料、第3288号、平成6年7月
- 4) 川島一彦、星隈順一、長屋和宏：一体及び近接構造物の現況と耐震設計上の検討項目に関する資料調査、土木研究所資料、第3219号、平成5年10月
- 5) 川島一彦、大塚久哲、運上茂樹、向秀毅：基礎構造物の地震時振動特性に及ぼす近接の影響、土木技術資料、Vol. 37、No. 4、平成7年4月

3. 大都市域における地震防災技術の開発

(建設技術研究開発経費<総プロ>)

(2)超軟弱粘性地盤に建設される構造物の耐震設計法の開発

耐震研究室 室 長 大塚 久哲

研究員 星隈 順一

長屋 和宏

1. まえがき

現行の杭基礎の耐震設計では、設計水平震度0.2～0.3程度の静的な地震力をフーチング上面に作用させ、杭体に生じる断面力や押し込み、引き抜きに対する抵抗力が許容値に収まるように設計されている。しかしながら、弾性設計で考慮している地震力よりも大きな地震力が作用した場合には、杭基礎に設計で想定している以上の水平変位が生じるため、こうした震度法レベルを超える地震力に対しても、基礎としての耐力や変形性能を十分確保しておくことが重要である。

さらに、現行の道路橋の耐震設計では、橋脚躯体と橋脚基礎がそれぞれ個別に設計されており、橋脚躯体と橋脚基礎のどちらがより水平耐力を有しているかについては、特に照査されていないのが現状である。一般に、基礎は橋脚躯体と比較して損傷の発見が困難であり、また一度損傷すると復旧に多大な工期と工費が必要となるため、橋脚躯体よりも大きい水平耐力を確保しておき、地震時には橋脚躯体の基部に曲げ損傷を生じさせるような設計としておくのが望ましいと考えられる。

このような背景から、杭基礎に対しても、従来鉄筋コンクリート橋脚に対して行われているような地震時保有水平耐力レベルの地震力に対しての照査が必要と考えられる。

杭基礎の耐力・変形性能を評価するには、杭基礎に特有な水平変形の非線形性を適切に評価しなければならない。杭基礎の非線形特性には、地盤反力の非線形性、押し込み力・引抜き力の非線形性、杭体の非線形性がある。これらそれぞれの非線形特性については、各種の研究が行われており、実用的な評価モデルも開発されている。しかしながら、杭基礎全体系の非線形特性に関しては、非線形要素が複数存在することから煩雑な解析を行わなければならない。しかし、実際の設計実務でこうした煩雑な非線形解析を逐一実施することは合理的とは言えない。

本研究は、杭基礎の地震時保有水平耐力および変形性能の照査法を開発することを目的としている。こうした中、平成7年1月に兵庫県南部地震が発生し、道路橋においては、橋脚の倒壊や桁の落橋等の甚大な被害が生じた。兵庫県南部地震を受け、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（以下、復旧仕様と呼ぶ）」が通知されたが、その中で、橋脚基礎についても、地震時の耐力および変形性能を照査することが示された。これは、震度法により耐震設計された橋脚基礎に対し、死荷重および橋脚躯体の地震時保有水平耐力に相当する荷重を作用させ、基礎の各部材が必要な強度を有するとともに、基礎全体として十分な耐力および変形性能を有し

ていることを照査するものである。このような設計法は、本研究における最終成果の1つとして目指していたものであるが、緊急性を有することから、復旧仕様にはその基本的な考え方が示されたものである。したがって、基礎の非線形挙動等についてはまだ今後検討すべき課題が残されていることを付記しておく。

2. 研究方法

平成6年度は、場所打ち杭を対象とした基礎の地震時保有水平耐力の照査法の考え方の検討を行った。また、杭基礎の地震時保有水平耐力および変形性能を評価する上で、今後さらに検討が必要な項目を述べ、それに対する検討手法までを示した。

3. 杭基礎の非線形挙動を考慮した地震時保有水平耐力の照査法

3. 1 杭基礎の解析モデル

図-1に非線形挙動を考慮した杭基礎の地震時保有水平耐力の照査に用いる解析モデルを示す。ここで、杭基礎は、杭体を地盤ばねによって支持されたラーメン構造としてモデル化した。杭体の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係は、図-1に示すようなトリリニアである。ただし、曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係の骨格曲線は、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ曲線¹⁾を用いて算出される。これは、平成5年度に実施した杭体の正負交番載荷実験の結果に基づいたものである。

また、杭の軸直角方向および軸方向の抵抗特性は、文献2)と同様、それぞれ、極限水平地盤反力度および設計極限押し込み力、設計極限引き抜き力を上限とする完全弾塑性型とした。また、極限水平地盤反力度 p_{HV} 、水平方向地盤反力係数 k_H 、設計極限押し込み力 P_{Nu} 、設計極限引き抜き力 P_{Tu} も、文献2)に示される評価法を適用して算出することとした。

3. 2 地震時保有水平耐力の照査

基礎構造物は、地震後の損傷の発見が非常に難しいこと、また、復旧が困難であることを鑑み、杭基礎の地震時保有水平耐力は、橋脚躯体の耐力と同等以上であることを以下により照査することとした。

①基礎の降伏水平耐力 $\geq$ 橋脚躯体の降伏水平耐力

②基礎の最大水平耐力 $\geq$ 橋脚躯体の地震時保有水平耐力

基礎および橋脚躯体の上部構造の慣性力の作用位置における水平力と水平変位の関係の概念図を示すと図-2の通りである。

なお、基礎の降伏水平耐力とは、全ての杭体が降伏するか、一本の杭頭反力が設計極限押し込み力に達する水平力、また、基礎の最大水平耐力は、全ての杭において杭体が終局耐力に達した時の水平力とする。

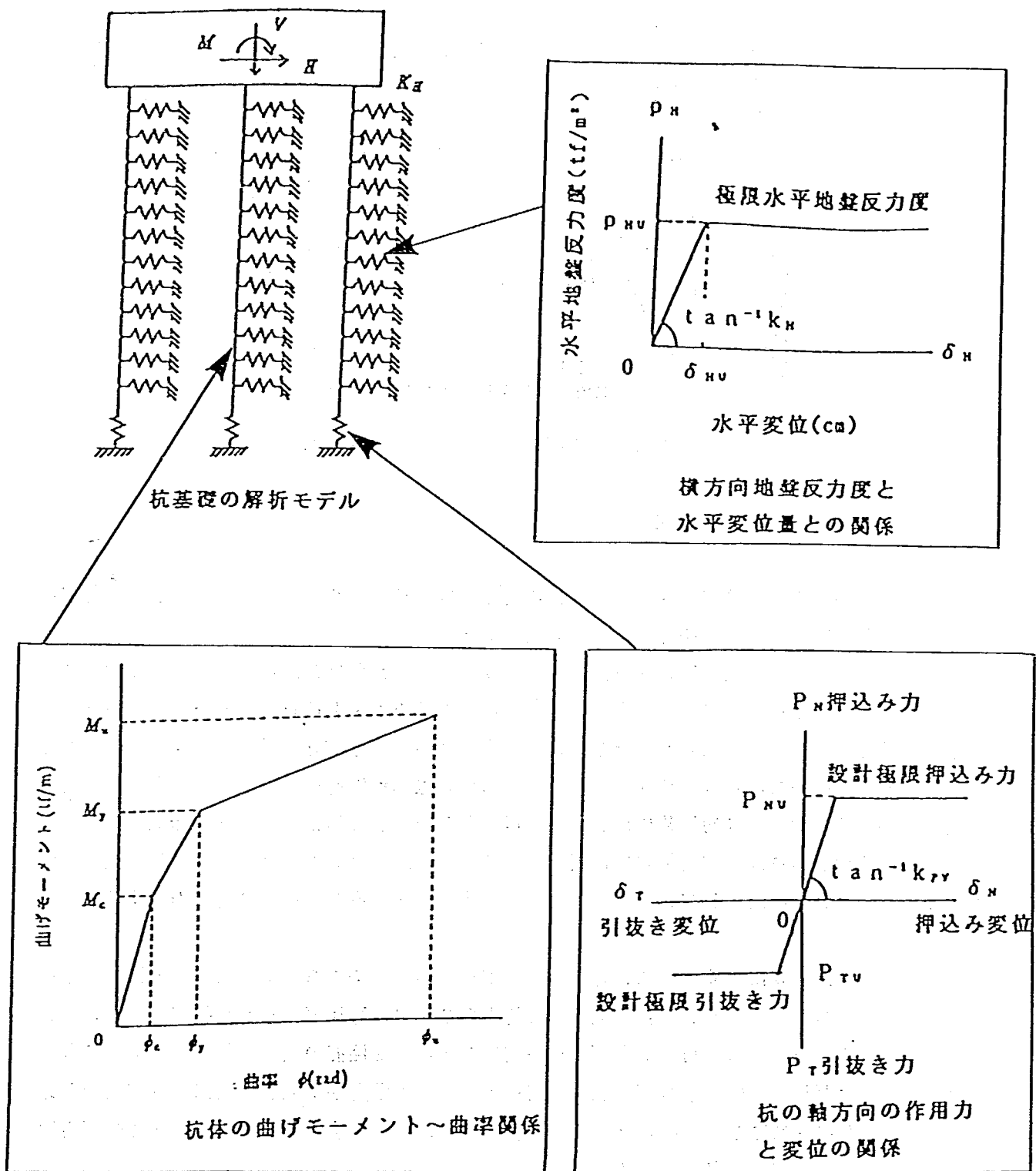


図-1 杭基礎の非線形特性

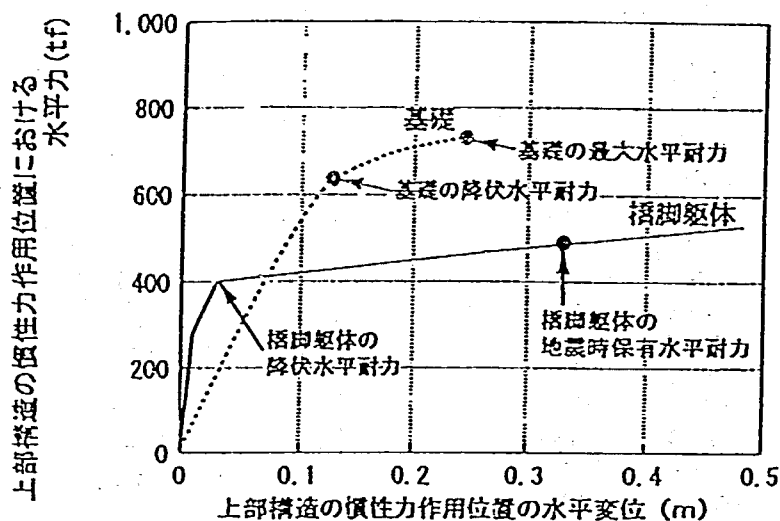


図-2 基礎および橋脚躯体の水平力-水平変位曲線の関係

4. 非線形最大応答変位量の推定

4. 1 概説

復旧仕様においては、地震時保有水平耐力に対しては、その照査法が示されたが、変形性能の照査法に関しては、今後検討を行っていく必要がある。

杭基礎の変形性能の照査では、非線形最大応答変位量を求めなければならない。杭基礎の非線形特性には、前述したように、地盤反力の非線形性、押込み力・引抜き力の非線形性、杭体の非線形性が関与するため、これらを統合した杭基礎全体系の非線形応答変位を算出するには、かなり煩雑な解析を行わなければならない。実務でこうした非線形解析を逐一実施することは合理的とは言えない。そこで、比較的簡易に応答値を解析できる弾性解析結果から、その非線形応答値を推定できる手法があれば、実務上非常に便利である。例えば、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に適用されている等価エネルギー法は、非線形応答値を簡易に推定する一つの手法である。

こうした中、図-3に示すように、等価エネルギー法の適用を杭基礎に拡張して設計する手法も提案されつつある³⁾。もし、杭体、地盤、支持力の3つの非線形要因をもつ構造系において、この等価エネルギー法が適用可能ならば、杭基礎に対する変形性能の照査が効率的に実行できることになる。ただし、等価エネルギー法の適用性は、系の振動周期や減衰特性によって良否があることに注意しなければならない。そこで、杭基礎の構造系に対する等価エネルギー法の適用性について検討を行っておく必要がある。

4. 2 検討手法

場所打ち杭の非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性を、非線形履歴復元力特性を有する解析モデルを用いた動的解析による杭基礎の最大応答と、粘性減衰定数を持つ線形解析モデル

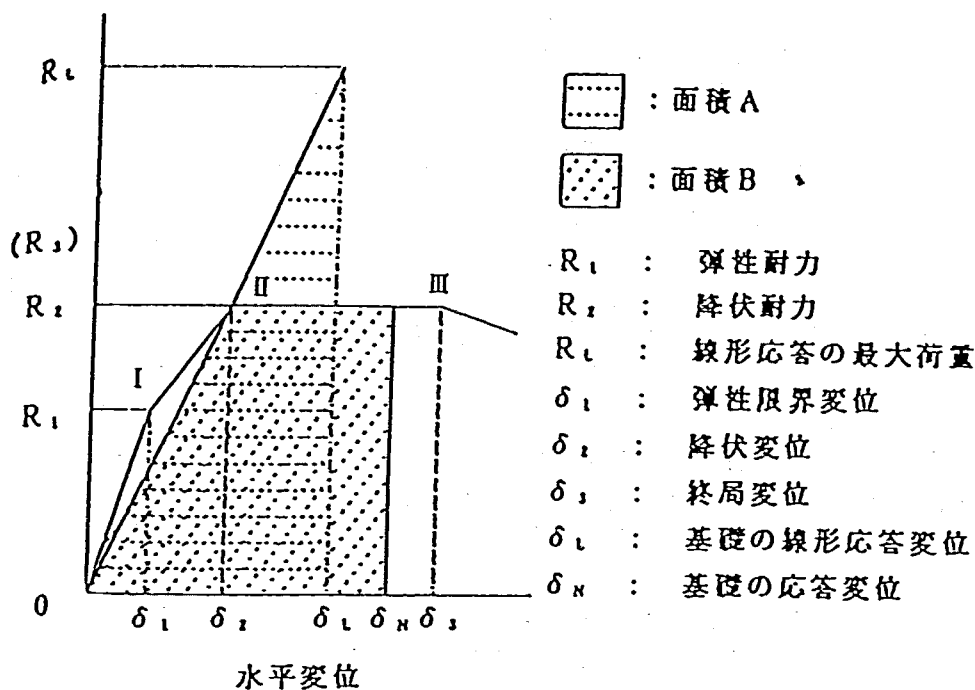


図-3 杭基礎の地震時応答変位の算定法の概念図

を用いた動的解析による最大応答をもとに、以下のフローにしたがって検討することができる。ただし、ここでは杭基礎の変形性能に着眼するため、橋脚躯体は弾性として取り扱っている。検討の手順を示すと、以下の通りである。

- ①非線形履歴復元特性を有する上部構造－橋脚－基礎－地盤系の最大応答変位 δ_{NL} をある任意の入力地震動に対して求める。
- ②①と同一の入力地震動に対する線形応答変位 δ_E を求める。
- ③②により求められた δ_E を等価エネルギー法により、非線形最大応答変位 δ_{EL} に変換する。
- ④③で求めた δ_{EL} と①で求めた δ_{NL} の一致度を次式で定義する係数 α により評価する。

$$\alpha = \delta_{EL} / \delta_{NL}$$

- ⑤①～④の検討を複数の入力地震動に対して行い、地震動特性と等価エネルギー法の適用性を検討する。

5. 次年度の検討課題

杭基礎の地震時保有水平耐力に関しては、復旧仕様に非線形挙動を考慮した静的な計算手法が示されるとともに、その簡便法として、従来の変位法を用いた地震時保有水平耐力の計算法が示された。しかしながら、これらはいずれも静的な解析に基づいた手法であり、今後は本文で概述したような動的解析結果を基に、地震時保有水平耐力や変形性能の評価を行う必要がある。ただし、実際の設計においては、このような複雑な動的解析は実務的ではないため、このような動的解析の結果を踏まえた簡便な照査計算手法(図-4)を提案していく必要がある。

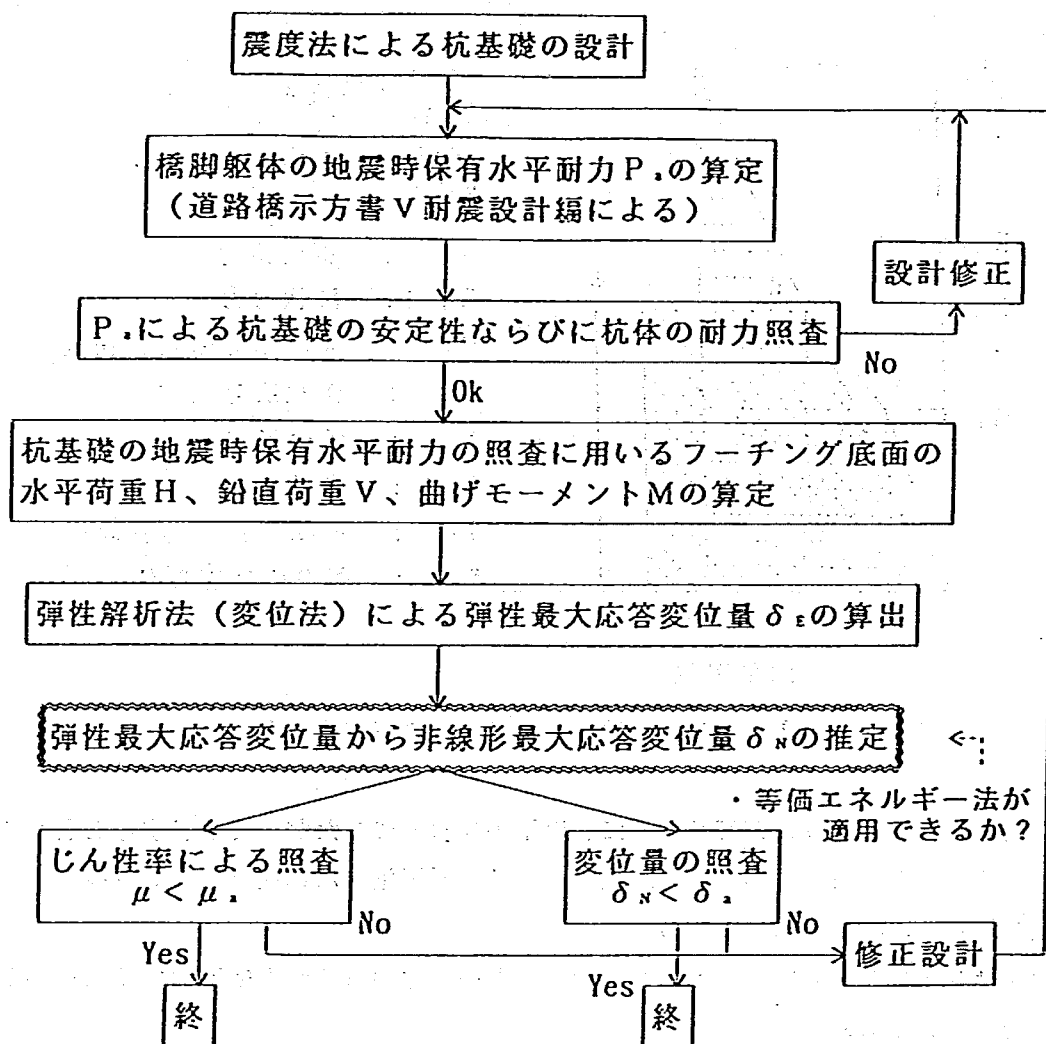


図-4 杭基礎の地震時保有水平耐力および変形性能の照査フロー案

【参考文献】

- 1) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集 V、1995年8月（印刷中）
- 2) 岡原美知夫、高木章次、中谷昌一、木村嘉富：単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究、土木研究所資料第2912号、1991年1月
- 3) 西村昭彦：限界状態設計法による杭基礎の試設計例、土と基礎、Vol. 42、No. 9、1994年9月

4. 道路施設の耐震補強法に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
研究員 星隈 順一
長屋 和宏

1. まえがき

昭和57年の浦河沖地震による静内橋の被害や、平成5年に発生した釧路沖地震や北海道南西沖地震による道路橋の被害の特徴は、鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋段落し部において曲げ損傷からせん断破壊に至る被害が生じたことである。この種の被害は、段落し鉄筋の定着長不足が原因であり、昭和55年の道路橋示方書よりも前の基準で設計された橋脚に対しては、必要に応じて適切な耐震補強を施すことが当面の課題となっている。そこで、本調査は、鉄筋コンクリート橋脚軸方向鉄筋段落し部の耐震補強設計法の開発に重点を置いて行っていた。そうした中、平成7年1月17日に、兵庫県南部地震が発生し、道路橋においても桁の落下や橋脚の倒壊等の甚大な被害が生じた。兵庫県南部地震を受けて、今後の道路橋の耐震補強法に関する検討を緊急に実施しているが、本文では、平成6年度の報告として、段落し部に対する鋼板巻立て補強効果をこれまでに実施した実験結果を基に分析し、設計計算法としてまとめた結果を報告することにする。なお、兵庫県南部地震で観測された地震動を設計の入力地震として既設の橋脚を補強するためには、今後新たな検討が必要となることを付記しておく。

2. 調査方法

鋼板巻立て工法では、鋼板は断面の剛性を増大させる役割とコンクリートの横方向変形を拘束する役割の2つがあり、これにより、段落し部での曲げおよびせん断耐力を増加させ、脆性的な破壊を防止するとともに、コンクリートの変形性能を向上させる補強法である。これまでに実施した模型供試体の載荷実験により、定着長が十分でない段落し部に対する鋼板巻立て工法の有効性が確認されているが、その詳細な補強設計計算法としてはまだまとめられていない。そこで、本年度は、これまでの実験結果を基に補強効果の分析を行い、鋼板巻立て工法による段落し部の補強設計計算法を提示した。

3. 調査結果

3. 1 段落し部に対する補強鋼板の解析上の取り扱い

軸方向鉄筋段落し部に対する鋼板巻立て補強工法では、その補強効果の解析において、鋼板は以下のように取り扱うものとする。

①補強鋼板は軸方向鉄筋および帯鉄筋として換算する。

②補強鋼板が軸方向鉄筋として有効に機能するには、鋼板上下端に所要の付着伝達長を要する。付着伝達長は、鋼板とコンクリートの間に充填する材料に応じて変化する。

以上の解析モデルを考慮した上で、これまでに実施した載荷実験に対する補強効果の分析を行った。

3. 2 段落し部に対する鋼板巻立て耐震補強設計

補強設計の基本として、既存橋脚の段落し位置が、鋼板巻立て補強により、現行の道路橋示方書で算出される段落ししてよい高さと同等となるように計算することとした。

(1)有効補強範囲の算出

有効補強範囲 l_1 とは、鋼板が軸方向鉄筋として有効に機能する範囲として定義する。補強設計では、図-1に示すように、実際に軸方向鉄筋が段落しされた位置から、当該橋脚の段落し位置を現行の道路橋示方書に従って算出した場合の高さから軸方向鉄筋の定着長分だけ低い位置までの範囲を有効補強範囲となるように鋼板を巻立てる。

(2)必要鋼板量の算出

必要鋼板量 A_{s1} は、段落しされた軸方向鉄筋量 A_{s0}

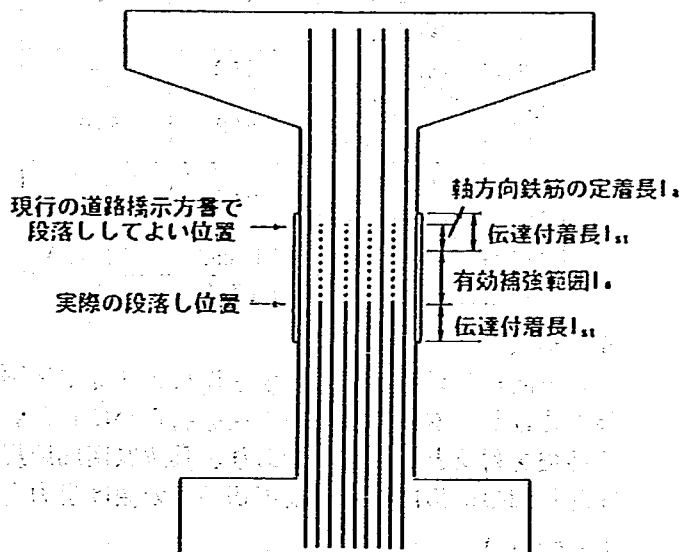


図-1 鋼板巻立て範囲

よりも大きくなるように次式により算出する。

$$A_{s1} = A_{s2} (\sigma_{s1} / \sigma_{s2})$$

ただし、 σ_{s1} 、 σ_{s2} は、それぞれ軸方向鉄筋および鋼板の許容応力度である。

(3) 鋼板の付着伝達長の算出

鋼板の付着伝達長 l_{s1} は、次式により算出する。

$$l_{s1} = (\sigma_{s1} / \tau_s) \cdot t$$

ただし、 τ_s は鋼板とコンクリート間の平均付着応力度、 t は鋼板厚である。鋼板とコンクリート間の平均付着応力度に関しては、十分な実験データの蓄積が必要であるが、別途実施したこれまでの実験¹⁾によると、充填材としてエポキシ樹脂を用いた場合には平均付着応力度は15~20kgf/cm²程度であることがわっている。

3. 3 補強計算法と実験結果の比較

これまでに土木研究所で実施した軸方向鉄筋の段落しに関する実験データを基に、前述の補強計算法の妥当性について検討する。

対象とした模型橋脚²⁾は、図-2(a)に示すように、断面は50×50cmの正方形で、基部から載荷点までの高さは2.6mである。基部では、軸方向鉄筋としてD10が46本配筋されているが、このうち載荷面と直角方向に配筋されている24本が基部から90cmの高さで段落しされている。本模型では、載荷実験の結果、図-3(a)に示すように、段落し部での破壊を呈した。この模型橋脚に対して、上述の手法にしたがって補強鋼板(SGCC材、許容応力度2800kgf/cm²)を設計すると表-1の通りである。ただし、段落してよい高さは、模型橋脚の設計水平震度0.23を用いて算出した。

本模型橋脚に対して、図-2(b)に示すように、鋼板(SGCC、 $t=1mm$)を実際の段落し位置から上側へ1.0D(50cm)、下側へ0.5D(25cm)巻立てた場合の実験結果²⁾を基に計算値との比較を行ってみる。この模型橋脚における鋼板の諸元は、表-1に比較するように、上記により算出される計算値よりも小さな値で設定されているが、載荷実験の結果、最終的な破壊は図-3(b)に示すような基部での曲げ破壊となった。これは、本計算により算出される鋼板量および鋼板の巻立て範囲を満たしていれば、損傷は基部での曲げ破壊に移行できることを示している。なお、同様な結果が、他の模型供試体に対する計算からも得られた。

表-1 補強鋼板の諸元

	設計計算値	補強模型
鋼板量 (cm ²)*	8.254	5.0
鋼板厚 (mm)	1.65	1.0
有効補強範囲 (cm)	27.7	-
付着伝達長 (cm)	27.2	-
巻立て範囲	段落し位置から上側 (cm)	54.9
	段落し位置から下側 (cm)	27.2
	合計 (cm)	82.1 (cm)
		75.0 (cm)

* 載荷方向に直角な1面の鋼板量

4. 結論

軸方向鉄筋段落し部に対する鋼板巻き立て補強の設計計算法の提案を行った。また、これまでの実験結果と比較し、本計算法の妥当性を明らかにした。なお、本補強法はあくまでも軸方向鉄筋段落し部に対する補強を対象としたものであり、兵庫県南部地震で得られた地震動記録を入力として補強する場合には、段落し部の補強に加え、橋脚基部での曲げ耐力とじん性能の向上をも図るような補強法が必要である。

【参考文献】

- 1) 遠藤光弘、大塚久哲、星隈順一：耐震補強用巻立て鋼板の付着特性、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月
- 2) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告第189号、平成5年9月

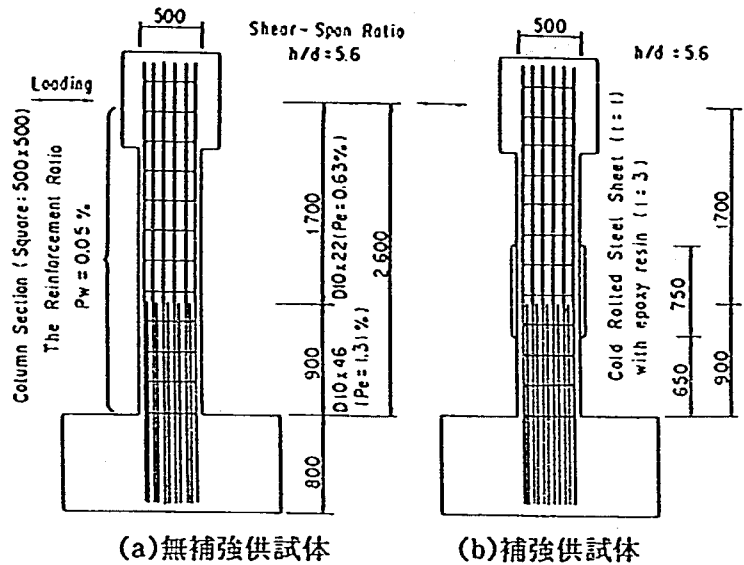


図-2 実験供試体の諸元

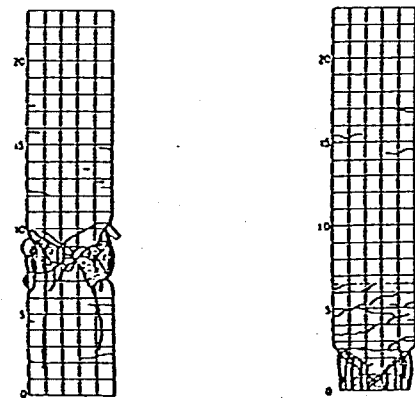


図-3 最終的な破壊状況

5. 占用施設・沿道施設を含めた道路の耐震性向上技術に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
佐藤 貴志

1. まえがき

地震時に道路は、復旧用物資の緊急輸送路及び地域住民の避難路として、極めて重要な役割を保持している。しかしながら、兵庫県南部地震でも明らかなように道路占用物や道路沿道施設等の被災が道路交通に著しく影響を及ぼしており、道路占用物及び道路沿道施設を含めた道路全体の耐震性を適切に把握し、必要な震前対策を行うことが早急に求められている。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の占用施設・沿道施設の設置基準・耐震基準の現状を調査し、道路の耐震性に関する問題点を被害事例に基づき整理し、今後の道路の耐震性向上技術についてまとめることを目的とする。

3. 研究方法

道路の各種占用施設・沿道施設の設置基準及び耐震基準について調査し、その耐震構造上の問題点を検討した。調査した占用施設は、電柱、跨道橋、道路標識、信号機、街路灯、上下水道・ガス・石油・電信電話などの埋設物であり、沿道施設は、建築物、煙突、擁壁、ブロック塀、危険物貯蔵所、自動販売機、法面・斜面などである。また、兵庫県南部地震の震災事例を基に道路の占用施設・沿道施設の被害状況およびそれらの被災が、道路施設、道路機能及び復旧作業に及ぼす影響を調査した。さらに、道路およびその占用・沿道施設の耐震性向上における問題点と課題についてまとめた。

4. 研究結果

4. 1 道路占用・沿道施設に関する耐震設計の基準と震災対策の現状

道路占用・沿道施設の耐震設計の状況は表－1のとおりである。

表－1 耐震設計基準の有無

耐震設計の基準があるもの	跨道橋、信号機、アンダーパス（地下街） 煙突、擁壁、ブロック塀、危険物貯蔵所 自動販売機、上水道、石油、ガス、電信電話
風荷重などにより設計がなされ 地震力に対しても安全	電柱、道路標識、道路情報表示板、街路灯、照明灯
耐震性が考慮されていない	アンダーパス（地下鉄の連絡通路、地下横断歩道） 法面、斜面、下水道

また、埋設物に関する耐震規定は表－2のようになり、下水道を除いて、全て耐震規定が設けられている。

表－2 埋設物に関する耐震規定

	耐震規定設定年次	基盤位置での設計水平震度	液状化の規定の有無
上水道	昭和52年から	0.15	道路橋示方書による
石油	昭和49年から	0.15	不明
ガス	昭和57年から	0.15	あり
電信電話	昭和62年から	0.15	あり
下水道	耐震規定なし		

4. 2 兵庫県南部地震における道路およびその占用・沿道施設の被災状況

- (1) 道路関係：阪神高速道路神戸線や湾岸線などで橋脚の倒壊や破壊により大きな被害を受けた。歩道橋にはほとんど被害はなかった。
- (2) 交通機能障害：災害対策基本法に基づく緊急輸送ルートの設定、交通規制などを行ったが、高速道路や高架道路の損壊により道路が寸断された影響が大きく、一部通行可能な道路は大渋滞に陥った。
- (3) 電気：電柱の倒壊による送電線の断線などにより約91万世帯で停電、災害に強いはずの地中化電線にも被害があった。
- (4) ガス：約83万戸への供給がストップした。ガス管の取り替えや各家庭での点検が必要で復旧には時間がかかる。破損は旧式のねじ込み式のガス管に多かった。ガスは電気とともに火災発生の原因の一つとなったが、震災直後の情報収集や耐震対策への取り組みの遅れが指摘された。
- (5) 水道：約6万世帯が断水。破裂箇所を系統ごとに点検しなければならないため復旧にはかなり時間を要する。
- (6) 通信：回線の切断や交換機に電力供給ができなくなるなどして、通信不能区域が発生した。地中に施設されたものの被害は軽微だった。
- (7) 建築物：昭和55年の建築基準法改正以前のビルに被害が多かったが、新基準のものにも被害がみられた。超高層ビルではカーテンウォール工法により窓ガラス落下の被害はなかった。歩道橋にはほとんど被害はなかった。

4. 3 道路および占用・沿道施設の耐震性向上における問題と課題

道路施設に関しては、道路橋示方書耐震設計編により耐震規定が定められている。しかし、その他の道路占用物や沿道施設においては、アンダーパス、法面・斜面、下水道のように全く耐震性を考慮していないものや、電柱、信号機などのように耐震性は考慮されているが規定として定められていないものも残されている。

震災時にこれらの道路や沿道施設が倒壊または破損することは、道路の交通機能等を著しく妨げる恐れがあり、全ての施設が耐震性を有することが望ましい。また、耐震規定はあるものの、老朽化などにより耐震性の劣るもの、あるいは耐震規定のない時代につくられた施設などに関しては補強・補修の必要があり、そのための震災点検の実施が重要と考えられる。

今回の兵庫県南部地震においては、道路および沿道施設においても大きな被害を受けたが、最新の耐震規定に基づき建設された施設などにも被害がおよんでおり、徹底的な原因の究明と場合によっては耐震規定の再検討が必要となろう。その場合、耐震性の向上のみならず、被災後の復旧を考慮した施設整備や計画の検討も望まれる。

さらに、道路および沿道施設の耐震性の強化とともに重要なことは、実際に震災が起きた際に道路を効率的に機能させるための手段を講じておくことである。

このためには、発災後の初動体制の強化が重要であり、地震計の設置などによる情報収集と被害想定をすばやく的確に行い、それを基に避難誘導や交通規制を的確に行えるような体制・システムづくりが必要である。

5. 今後の課題：道路および占用・沿道施設の耐震対策の基本方針

道路が都市防災に果たす役割は極めて大きく、道路の持つ防災機能は①避難路としての機能、②緊急輸送路としての機能、および③延焼遮断体としての機能がある。震災時において、これらの機能を確保することは震災対策上最も重要な課題である。そのためには、道路本体の整備にとどまらず沿道の建築物や道路占用物件なども含めて一体的な空間として道路を捉え、適正な基準のもとに配置・整備を進める必要がある。

6. 超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、一般調査)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
佐藤 貴志

1. まえがき

近年、振動・騒音等の環境面やメンテナンスの面から、道路橋の多径間連続化が求められており、橋長1km以上の超多径間連続橋も検討されつつある。超多径間連続化に際しては、温度変化による常時の断面力を低減させるために免震装置等の弾性固定方式の採用が有利であるが、このためには、免震装置の特性及び性能を把握し、地震力の分散手法、曲線部や縦断勾配、地盤条件の変化等を含む場合の慣性力の算出手法等、適切な耐震設計法の開発が必要とされている。

2. 研究目的

免震設計は、ゴム支承等の免震装置を用いて、構造物の長周期化を図るとともに、減衰性能を向上させて地震時の構造物の振動を低減させる設計法である。構造物の固有周期は、ゴム支承等のアイソレータに必要な剛性を与えることにより任意に設定することが可能である。しかし、積層ゴムタイプの免震支承では温度変化によりその剛性が影響を受け、設計で期待した通りの免震効果が期待できなくなる可能性がある。

本研究は、鉛プラグ入り積層ゴム支承と高減衰積層ゴム支承とを対象に、これらの支承の等価剛性及び等価減衰定数の温度依存性を実験的に検討することを目的とする。

また、免震橋の固有周期は、免震装置を用いない場合の固有周期の2倍程度以上にするとされているが、これによって免震効果が大きく影響を受けるとともに、橋梁の条件によって異なってくることもことが考えられる。このため、免震装置を用いた場合と用いない場合の固有周期の比に着目し、免震設計の適用範囲を明らかにし、固有周期が免震設計の有効性に及ぼす影響を検討することを目的とする。

3 実験に用いた供試体

本実験に用いた供試体は、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)及び高減衰積層ゴム支承(HDR標準タイプ、HDR改良タイプ)の3種類であり、実験を行う供試体数はそれぞれ8ヶづつである。高減衰積層ゴム支承の形状、寸法を図-1に示す。

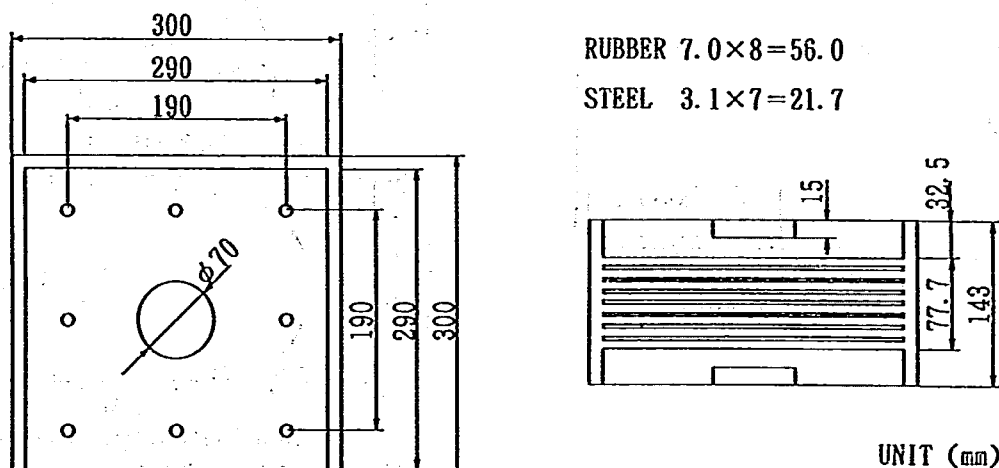


図-1 実験に用いた供試体(高減衰積層ゴム支承)

4 免震装置の温度依存性载荷実験

载荷実験に先立ち、20℃の試験温度のもとで、HDR供試体については42.0kNの鉛直荷重をかけ、①载荷振幅50%(3回)→100%(3回)→150%(3回)、さらに②载荷振幅50%(3回)→100%(3回)→150%(3回)の正負繰返し载荷を行う。また、本実験において、载荷振幅とは水平载荷時におけるゴムのせん断ひずみであり、ゴム総厚に相当する水平変位を与えた場合、载荷振幅100%とした。なお、载荷振動数は全て0.5Hzとした。

载荷実験により得られた第一回目载荷実験における標準供試体HDR-1の荷重～変位関係を図-2に示す。また、第2回目载荷実験における減衰定数及び等価剛性の変化等を図-3に示す。

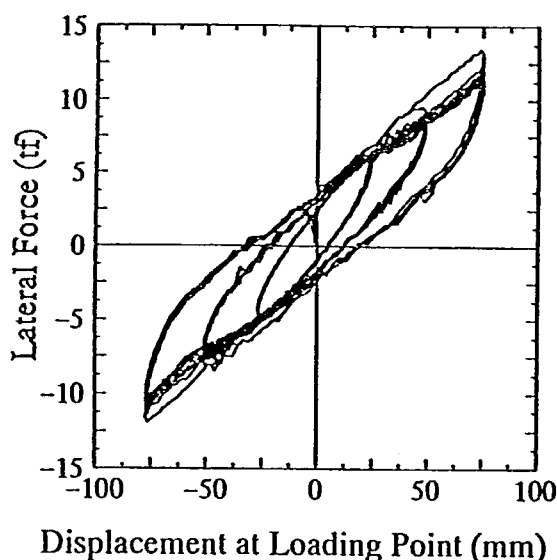


図-2 実験により得られた荷重～変位関係

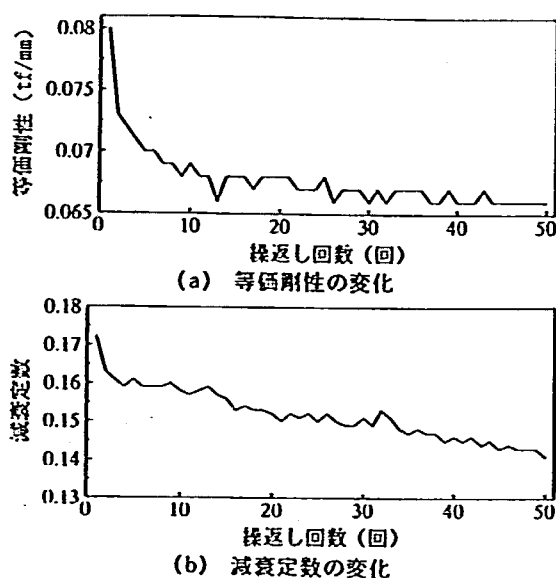


図-3 等価剛性及び減衰定数の変化

5 解析に用いたモデル

解析に用いたモデルは、上部構造は橋長195m、支間長65mの3径間連続鋼箱桁橋とし、下部構造は張出式RC橋脚とした。また、地盤条件はⅢ種地盤とし、基礎形式は場所打ち杭とした。なお、支承は免震支承(LRB)による弾性固定とした。静的解析では、モデル橋の各部の変位及び断面力に着目し、動的解析では、モデル橋の全体系に対する各部のひずみエネルギー及び減衰の分担率について検討をした

6 解析結果

図-4に固有周期比(免震時固有周期/非免震時固有周期)と支承の変位の分担率(支承変位/上部構造変位)の関係を示す。固有周期比が大きいほど支承の変位の分担率が大きくなる。また、図-5に固有周期比と各部のエネルギー減衰の分担率を示す。固有周期比が大きいほど橋のエネルギー減衰のほとんどを支承が分担することがわかる。

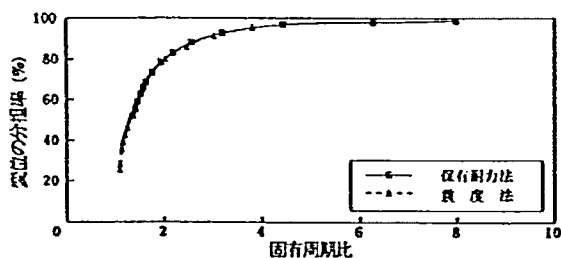
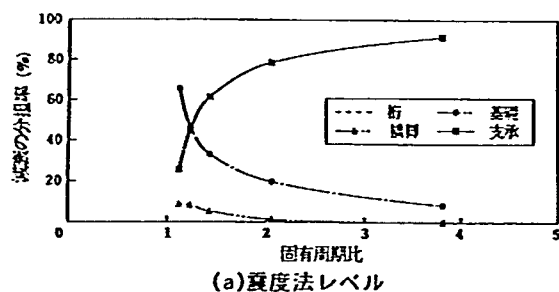
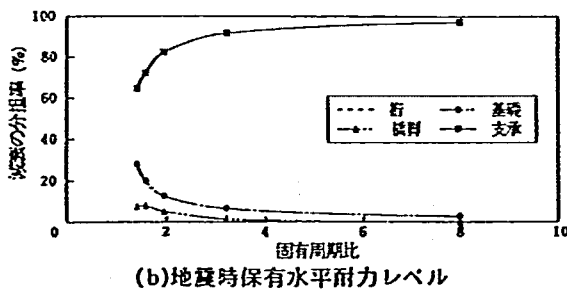


図-4 支承の変位の分担率



(a) 震度法レベル



(b) 地震時保有水平耐力レベル

図-5 固有周期と各部のエネルギー減衰の分担率

7. まとめ及び今後の課題

本調査では、鉛プラグ入り積層ゴム支承と高減衰積層ゴム支承とを対象に、これらの支承の等価剛性及び等価減衰定数の温度依存性を実験的に検討した。また、免震装置を用いた場合と用いない場合の固有周期の比に着目し、免震設計の適用範囲を明らかにし、固有周期が免震設計の有効性に及ぼす影響を検討した結果以下の点が明らかとなった。

- ①地震時保有耐力レベルにおいて、免震装置を用いた場合と用いない場合の固有周期の2～3倍程度以上であれば免震装置が有効に機能する。
- ②免震橋を設計する上で、震度法レベルでの固有周期比を1.5倍以上にすることも初期段階での判断材料となる。

今後は、免震装置の周波数依存特性、疲労特性等について検討を進める必要がある。

7. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. はじめに

平成2年2月の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」として、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震に対する耐震設計法が規定された。しかしながら、地震時保有水平耐力の照査の規定は、1本柱形式のRC橋脚を対象としたものであり、橋脚の中には、まだこの規定が適用できない各種の形式があり今後の調査検討が必要とされている。

この中でも都市部の高架橋では、用地条件等の制約条件から逆L字形のRC橋脚が採用されている例が多い。このような橋脚には常時偏心曲げが作用しており、大地震時に橋脚が非線形域に入ると偏心曲げが作用している方向にのみ損傷が進展し、大きな残留変位が生じることがこれまでに実施した模型橋脚の振動台実験から明らかになっており、このような橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査法の適用性の検討が必要とされている。

2. 調査内容

平成6年度は、当初、①偏心曲げを受ける場合のエネルギー一定則の適用性と地震力の算定方法の補正方法の検討、②橋軸直角方向に偏心曲げを受けるRC橋脚が橋軸方向地震力を受けた場合の地震応答特性、③残留変位に及ぼす偏心曲げの大きさ、非対称骨格曲線、 $P-\delta$ 効果の影響を解析的に検討する計画で検討を進めてきた。

しかしながら、平成7年1月17日の兵庫県南部地震により多くのRC橋脚で被害が生じ、被災地の復旧に際しての復旧仕様の検討が急遽求められたため、当面の措置として偏心曲げを受ける場合の鉄筋コンクリート橋脚について地震時保有水平耐力の照査法をとりまとめた。

3. 調査結果

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様5.4」では、偏心曲げを受けるRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法として、表-1のように取り入れられた。

4. まとめ及び今後の検討

(1) まとめ

本計算手法により、当面の措置として偏心曲げを受けるRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査を行うことが可能になった。

(2) 今後の検討

今後復旧仕様の方法を基本として偏心曲げを受けるRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法をまとめるとともに、エネルギー一定則の考え方を基本とした残留変位の算定方法を開発するとともに、残留変位を許容可能な範囲に収めることを設計規範とした設計方法を取りまとめる。

【研究成果】

- 1) 振動実験と動的載荷実験による偏心曲げを受けるRC橋脚の動的特性の検討／偏心曲げを受けるRC橋脚の耐震性に及ぼす載荷方式の影響、土木学会第20回地震工学研究発表会、1993年
- 2) 偏心曲げを受けるRC橋脚の非線形応答、(社)日本道路協会、第20回日本道路会議、1993年
- 3) 偏心曲げモーメントを受けるRC橋脚の地震時応答特性、第9回日本地震工学シンポジウム、1994年
- 4) RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究、(その5) 偏心曲げを受けるRC橋脚の動的耐力・変形性能、土木研究所資料第3319号、平成7年1月
- 5) 偏心曲げを受ける鉄筋コンクリート橋脚の地震時振動特性、土木技術資料(投稿中)

表-1 偏心曲げを受ける鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法

(1)破壊形態の判定に用いる鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力

上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.2に規定する破壊形態の判定に用いる鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 P_u は、式(5.4.1)により算出するものとする。

$$P_u = \frac{M_u - M_o}{H} \quad (5.4.1)$$

$$M_o = D \cdot e \quad (5.4.2)$$

ここに、

P_u : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (tf)

M_u : 終局時の曲げモーメント (tf・m)

M_o : 上部構造等の死荷重による偏心モーメント (tf・m)

H : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

D : 上部構造等の死荷重 (tf)

e : 橋脚断面の中立軸位置から上部構造等の重心位置までの偏心距離 (m)

式(5.4.1)により算出する鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力 P_u を用いて、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.2に基づき曲げ破壊がせん断破壊に先行すると判定される場合には、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率は(2)により、また、等価固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性は(3)により算出する。

(2)上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の地震時保有水平耐力

曲げ破壊が先行すると判定された場合の地震時保有水平耐力および許容塑性率は、式(5.4.3)、式(5.4.4)により算出する。

$$P_s = P_r + \frac{P_u - P_r}{\alpha} \quad (5.4.3)$$

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_r}{\alpha (\delta_r - \delta_o)} \quad (5.4.4)$$

$$P_r = \frac{M_r - M_o}{H} \quad (5.4.5)$$

ここに、

P_s : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (tf)

P_r : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (tf)

α : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の安全係数で、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.1に規定する安全係数に1.5を乗じた値とする。

μ : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントを考慮した鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (m)

δ_r : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (m)

δ_o : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントによって上部構造の慣性力の作用位置に生じる初期変位 (m)

M_r : 降伏時のモーメント (tf・m) で、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編5.4.2に従って算出する。

H : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

(3)降伏剛性

等価固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 K_r は、式(5.4.6)により算出するものとする。

$$K_r = \frac{P_r}{\delta_r - \delta_o} \quad (5.4.6)$$

ここに、

K_r : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 (tf/m)

P_r : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (tf)

δ_r : 鉄筋コンクリート橋脚降伏変位 (m)

δ_o : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントによって上部構造の慣性力の作用位置に生じる初期変位 (m)

(4)ねじりモーメントに対する照査

橋軸方向に上部構造の慣性力が橋脚躯体の中心線から偏心して作用する場合には、橋脚躯体にねじりモーメントが作用するので、これに対する橋脚の安全性を照査しなければならない。

8. 鋼製橋脚の設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
佐藤 貴志

1. まえがき

都市や沿岸部における橋脚は、用地等の設計条件の制約から橋脚の断面が制限され、桁下高を高くする傾向にある。鋼製橋脚はこのような条件に適しており、近年その採用が増加している。橋脚は、常時には主に軸力を受ける柱部材であるが、地震時にはほぼ一定の軸力と正負交番の曲げとを同時に受ける部材となり、その挙動特に終局状態の主な原因となる座屈現象は複雑なものとなることが予想される。また、薄肉補剛板で構成される鋼製橋脚は座屈後の耐力・保持性能がRC橋脚に比べて低いことが知られており、大規模地震を受けた場合の塑性率の向上が望まれている。本調査は、大地震に対する鋼製橋脚の合理的な耐震設計法を開発することを目的として実施するものである。

2. 研究内容

鋼製橋脚が有する最大耐力やダクティリティは、断面形状、縦方向補剛材の剛比、補剛板及び縦方向補剛材の幅厚比等の影響を受けやすいことが、昨年度までの検討により明らかとなっている。本年度は、鋼製橋脚が有する最大耐力点やダクティリティについて、現在までに実施された53体の動的載荷実験のデータを基に検討を行った。

2. 1 実験データの整理

昨年度までに行われた載荷実験データ53件を対象として行い、変動因子、供試体諸元及び実験結果の整理を行い、変動因子が鋼製橋脚の耐震性能に及ぼす影響の検討を行った。なお、変動因子とは①すみ肉溶接サイズの大きさ②荷重履歴及び載荷変位振幅における繰返し回数③横方向補剛材間隔④中詰めコンクリートの有無⑤垂直補剛材の剛比⑥断面形状⑦補剛板及び垂直補剛材の幅厚比などである。

2. 2 鋼製橋脚の解析的研究

材料の応力～ひずみ関係及び既往の実験結果に基づき、鋼製橋脚のスケルトンカーブ及び交番繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の荷重～変位関係を解析的に検討し、解析結果と実験結果との比較検討を行った。

3. 研究結果

3. 1 実験データの整理

以下の項目について検討した。

- (1) 現行道路橋示方書の鋼製橋脚に対する耐震設計法上の問題点を整理した。
- (2) 過去に行われた53供試体について、各種因子が耐力や変形性能に及ぼす影響についてまとめた。
- (3) 繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の限界状態を検討した。すなわち、鋼製橋脚の各種因子と終局限界状態との関係についてまとめた。
- (4) ダクティリティ、減衰定数など鋼製橋脚の耐震性能と各種因子との関係についてまとめた。
- (5) 実験結果を基に、補剛材、補剛板の幅厚比、剛性、中詰めコンクリートなどがダクティリティに及ぼす影響についてまとめ、ダクティリティ向上策についてまとめた。

3. 2 鋼製橋脚のスケルトンカーブに関する解析的研究

鋼材の1次元の直応力～ひずみ関係にトリリニア型を採用し、また幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための静的弾塑性解析プログラムにより、鉛直方向の圧縮軸力と側方からの水平荷重を受ける鋼製橋脚の終局限界状態までの荷重～変位関係を追跡した。解析に際しては、鋼製橋脚を有限要素に分割し、さらに有限変形問題の定式化に必要な各要素のひずみエネルギーの評価および断面の弾塑性の判定のために、1つの有限要素を、さらに長手方向および断面において細分割した。縦方向補剛材についても分割された断面の一部として考慮した。また、中詰めコンクリートがある場合については、これも分割断面の一部として考慮した。ただし、縦方向補剛材およびコンクリート部とも、鋼箱型断面と平面保持の仮定が成り立つものとした。

図-1に、供試体S15およびS16のスケルトンカーブについて実験値と解析値とを示す。S15については実験値、解析値の初期の弾性曲げ剛性に差異が認められるが、降伏後の荷重～変位関係および最大荷重時の水平変位の大きさは比較的よく一致していることがわかる。S16はS15に中詰めコンクリートを入れた供試体であるが、初期の弾性曲げ剛性は実験値よりも解析値の方が大きくなっている。これは、縦方向補剛材の補剛効果が悪いのではなく、解析では、中詰めコンクリートが鋼箱型断面に対して完全に一体になって働くと考えていることによるものと考えられる。しかし、降伏後の水平荷重は実験値の方が高くなっており、鋼製橋脚の変形がある程度大きくなってくると、鋼箱型断面と中詰めコンクリートの合成効果が発揮されてきているものと予想される。また、両供試体を比較すると、中詰めコンクリートがある場合には縦方向補剛材を考慮した全断面有効の解析値よりは初期曲げ剛性が大きくなっている。しかし、中詰めコンクリートを考慮した全断面有効の場合よりは初期の弾性曲げ剛性は小さくなっている。このことは、鋼断面とコンクリート断面の一体性は完全ではないことを意味している。

3. 3 交番繰返し荷重を受ける鋼製橋脚の荷重～変位関係に関する解析的研究

鋼材およびコンクリートの弾塑性域までの繰返し応力～ひずみ関係を考慮し、さらに幾何学的非線形の影響を考慮した平面骨組のための動的弾塑性解析法により、鋼製橋脚の繰返し時の弾塑性荷重～変位関係を追跡した。ここでは $2\delta_y$ の繰返しにおける荷重～変位関係の実験値と解析値とを比較する。図-2はS13(横リブ間隔30cm)およびS14(横リブ間隔68cm)の荷重～変位関係の実験値と解析値との比較である。水平補剛材の間隔が広いS14では、実験値において少ない荷重の繰返しにおいて、補剛板および縦方向補剛材に局部座屈が発生したことから、繰返しにつれてかなり劣化したループを描いている。このことは、縦方向補剛材の補剛比も小さいことに対応している。しかし、解析においては板の局部座屈の影響を考慮していないので安定したループを描いている。また、1/4サイクル後の除荷経路における実験値の弾性勾配と解析値の弾性勾配も違っていることがわかる。これに対し、水平補剛材の間隔が狭く、縦方向補剛材の剛比がかなり大きいS13では、実験においても比較的安定した履歴ループが得られており、解析値とある程度一致していることがわかる。また、最初の除荷経路の弾性勾配の実験値と解析値も比較的近似しているといえる。

4. 今後の問題点

鋼製橋脚のスケルトンカーブあるいは繰返し時の荷重～変位関係を解析的に検討するとともに、実験値と比較した結果、残留応力や初期たわみなどを適切に考慮する必要があること、および局部座屈を解析的にモデル化し、同一変位での耐力低下を説明できるモデル化が必要であることがわかった。

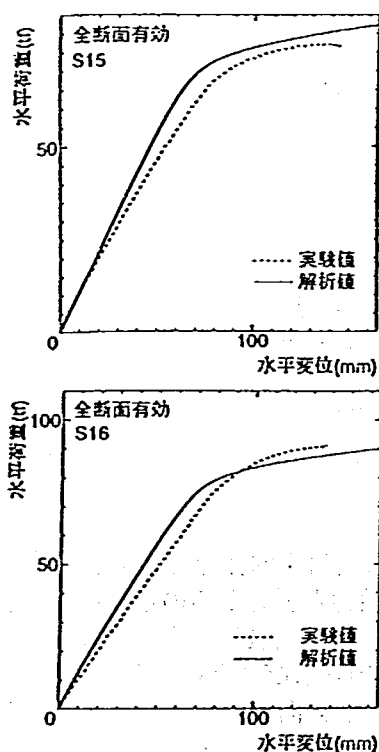


図-1 S15,S16のスケルトンカーブ

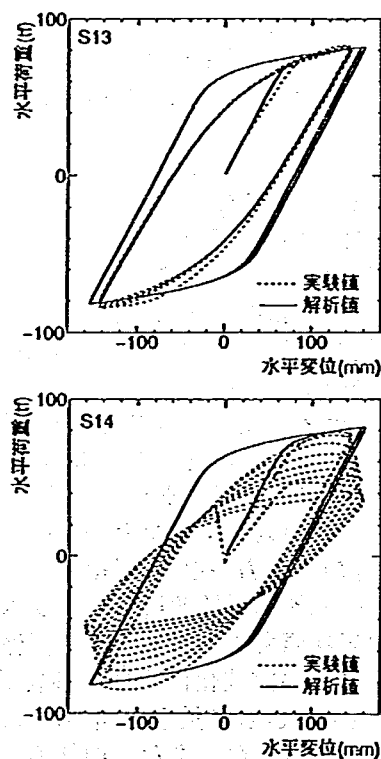


図-2 S13,S14の荷重～変位関係

9. 道路トンネルの耐震性に関する試験調査 (道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
研究員 星隈 順一
長屋 和宏

1. まえがき

将来の海峡横断計画の中には、橋梁案と並んでトンネル案も検討されている。これまで、道路用の地中構造物の耐震性の検討は、沈埋トンネルやシールドトンネル（東京湾横断道路）を対象に行われてきたが、東京湾口や伊勢湾口のように巨大地震の断層の真上やすぐ縁に位置するトンネルでは、従来よりもさらに厳しい地震条件に耐え得るような耐震技術が求められている。そこで、本研究では、地震力の低減が期待される免震トンネルの技術開発に重点をおき、新たな観点から道路トンネルの耐震性の向上を目指すものである。

2. 研究方法

平成5年度は、地盤条件の急変する箇所を通過するシールドトンネルに対する免震工法の適用性及び有効性について調査を行った。本年度は、さらに、道路橋橋脚基礎に近接して施工されているシールドトンネルを対象として、応答変位法等を用いた耐震解析を行い、シールド本体に作用する地震時断面力、橋脚基礎に及ぼす影響について、免震工法の有効性について検討を行った。また、開削工法により建設される大断面ボックス型道路トンネルを対象としても、免震材による効果を2次元動的有限要素法により解析を行った。

3. 橋梁基礎と近接したシールドトンネルに対する免震効果の解析

3. 1 解析対象とした橋梁基礎と近接したシールドトンネル

解析対象とした橋梁杭基礎と近接したシールドトンネルを図-1に示す。シールドトンネルの外径 D は、3.15, 4.05, 5.10mの3ケースである。いずれも、厚さ20cmの二次覆工を有しており、二次覆工には二次覆工コンクリート断面の引張強度と同等以上の鉄筋を配筋している。杭中心間隔は8.0mであるため、シールドトンネルと杭との近接距離 δ はそれぞれ1.675m, 1.225m, 0.70mとなる。シールドトンネルの軸方向等価剛性は、セグメント間とリング間継手で構成される見かけ上等価な剛性を持つような連続梁に置換して求めた。

地盤条件は、フーチング下面から基盤面までは30mであり、その間に沖積シルト層($N=2$, $\gamma_s=1.6\text{tf/m}^3$)が堆積している地盤を仮定した。免震材としては、弾性係数で5~30kgf/cm²、ポアソン比が0.495の材料を仮定した。なお、免震層の層厚 h は、シールドセグメントの外径の0.1倍とした。

3. 2 地盤反力ばね定数から見た免震効果

免震材の弾性係数を5, 10, 30kgf/cm²と変化した場合の地盤反力ばね定数を、3次元静的有限要素法により解析した。図-2は、外径4.05mのシールドトンネルに対する地盤反力ばね定数の変化を示したものである。免震層がない場合には、杭基礎と近接した断面では地盤ばね定数が5714tf/m²であり、近接部以外での地盤ばね定数1356tf/m²の約4倍となっている。これは、シールドトンネルが杭基礎に近接しているために、変形が拘束され、地盤ばね定数が高く評価されるためである。一方、杭基礎と近接した断面に免震層を設けた場合には、地盤ばね定数が低減し、近接部以外の値に近づいていることがわかる。この時、地盤ばね定数は、免震材の弾性係数に概ね比例して大きくなっており、今回の解析条件下では、およそ30kgf/cm²の弾性係数を有する免震材を用いれば、近接部以外の断面における地盤ばね定数に近い値を示すことがわかる。地盤ばね定数が長手方向に変化した場合、地中構造物には大きな地震力が集中することがこれまでの研究により明らかになっており、免震層は近接部以外の断面の地盤ばね定数に近似するように設定するのが効果的である。そこ

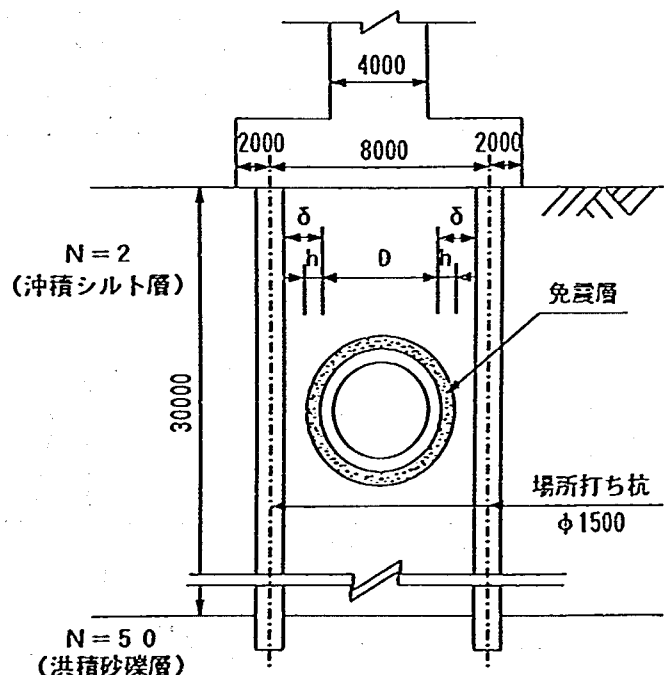


図-1 解析対象とした近接構造

で、以下では、 30kgf/cm^2 の弾性係数を有する免震材を想定して応答変位法により耐震解析を行った。

3. 3 応答変位法による免震効果の解析

表-1は、応答変位法により算出したシールドトンネルに生じる地震時断面力を、免震層がある場合と無い場合で比較して示したものである。これより、免震層を設けることにより、断面力の低減が期待できることがわかる。シールドトンネルの耐震設計では、地震時引張力によってセグメント継手構造等が支配的に設計されるが、本解析では、15%程度の引張力の低減効果が得られた。また、近接距離が小さいほど、生じる断面力も大きくなっているが、免震による断面力の低減率も向上している。

4. 大断面ボックス型トンネルに対する免震効果の解析

解析対象としたトンネルは、沖積層中に構築されている幅24.2m、高さ9.1mの2連RCボックス型である。ここでは、 30kgf/cm^2 の弾性係数を有する免震材を仮定し、断面周囲に50cmの層厚で免震層を設けた。解析は、2次元動的有限要素法により行い、入力としては、道路橋示方書V耐震設計編に規定される標準波形が地表面で得られるように補正した波形を用いた。図-3は、躯体断面に生じるせん断力及び曲げモーメントの分布を示したものである。これより、免震層を設けることにより、特に隅角部で集中して生じる地震時増分断面力が、せん断力で最大37%、曲げモーメントで最大25%低減できることがわかる。

5. まとめ

橋脚杭基礎を跨ぐように近接して構築されるシールドトンネルを対象として、その近接部に免震層を設けた場合の地盤ばね定数、ならびに地震時断面力の低減効果を、それぞれ有限要素法ならびに応答変位法により解析した。これにより、近接部の地盤ばね定数が、近接部以外の断面における地盤ばね定数と近くなるように免震材の弾性係数を設定すれば、近接部で局所的に大きくなる地震時断面力を効果的に低減できることが明らかになった。本解析条件では、地震時引張力が約15%低減した。また、軟弱な地盤において開削工法で施工される大断面ボックス型トンネルに対しても、周囲に免震層を施工すれば、効果的に地震時増分断面力を低減できることを解析により明らかにした。

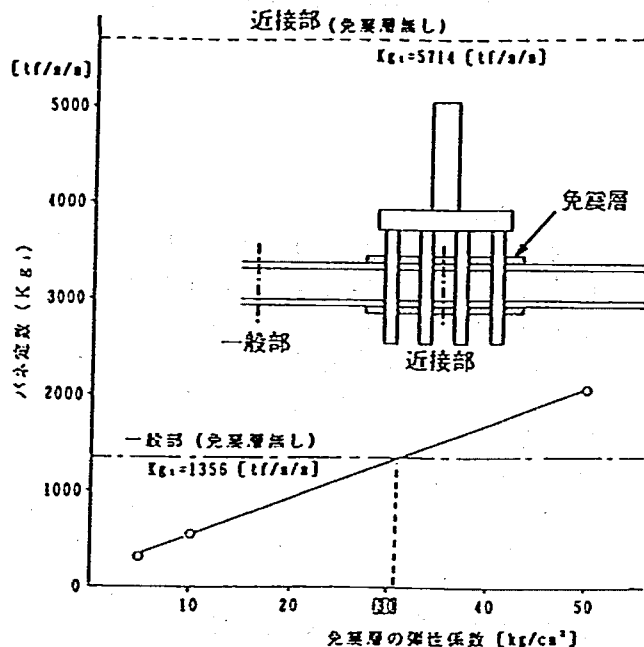
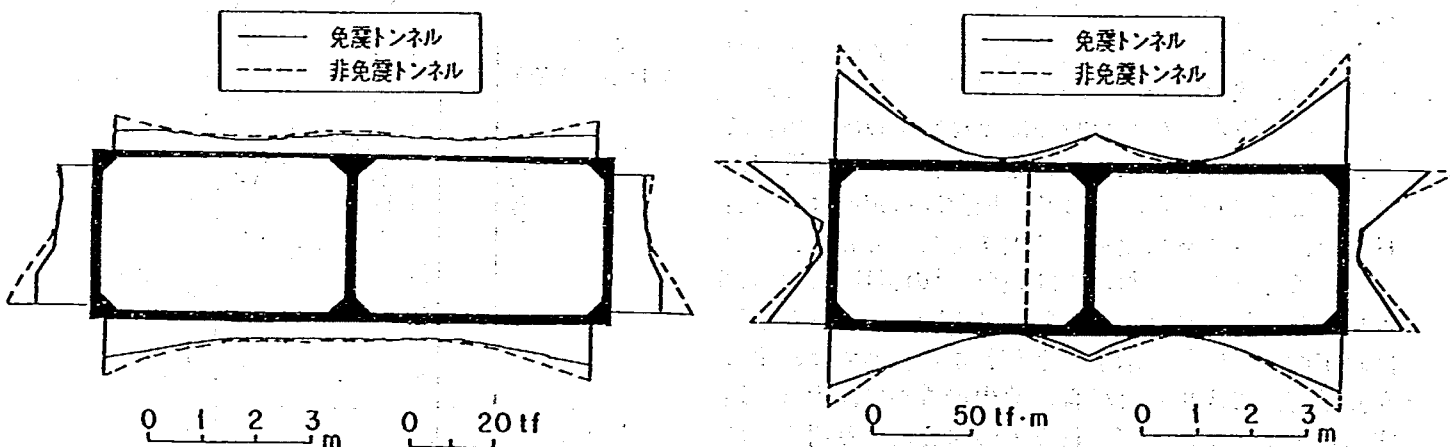


図-2 免震材の弾性係数と地盤ばね定数

表-1 地震時断面力の解析結果

照査断面		近接部以外の断面		近接部の断面		断面力の低減率
シールド外径 (m)	免震層の有無	無	有	無	有	
3.15	圧縮力 (tf)	1,578	3,818	1,700	0.55	
	引張力 (tf)	355	409	361	0.12	
4.05	圧縮力 (tf)	1,818	5,109	1,864	0.64	
	引張力 (tf)	409	478	411	0.14	
5.10	圧縮力 (tf)	2,041	6,749	1,941	0.71	
	引張力 (tf)	503	608	497	0.18	



(a)せん断力の分布

(b)曲げモーメントの分布

図-3 大断面ボックス型トンネルに対する免震効果の解析結果

10. 長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費、特定調査)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

海峡横断構想の中には、将来の関東地震や遠州灘沖地震というプレートバウンダリーに発生する巨大な地震断層の真上、もしくは、縁に、中央支間長が2,000mを超えるような長大橋梁を建設することが必要とされる場合もある。このため、従来の本州四国連絡橋の技術とは異なり、大規模かつ近距離地震を考慮した超長大橋梁の耐震設計法の開発が必要とされている。さらに、海峡横断橋梁では、水深100mを超えるような大水深下に大規模な基礎の建設が必要とされる場合もあり、従来のような剛体基礎の延長線上にはない新しい基礎形式の採用を検討することが必要とされている。本調査では、大規模かつ近距離地震を考慮した長大橋梁の合理的な耐震設計法の開発を図ることを目的として平成5年度から調査を始めたものである。

2. 調査内容

平成6年度は、以下の項目に関して検討を行った。

(1) 長大橋梁の耐震設計方針の検討

長大橋の耐震設計で考慮すべき地震力及び限界状態に関して検討した。

(2) 近距離・大規模地震に対する基礎の耐震設計法の検討

大地震時の基礎の滑動振動の解析法を実験との比較により検証した。

(3) 上部構造の耐震設計法の検討

上部構造の高減衰化を図るための装置、設計法、及び適用性を検討した。

3. 調査結果

(1) 長大橋梁の耐震設計方針の検討

長大橋の耐震設計で考慮すべき地震力に関して、従来検討されてきた長大橋の耐震設計法や地震後の長大橋の機能といった点を考慮し、東京湾口道路技術調査委員会の審議を踏まえて以下のような耐震設計水準を提案した。

1) 耐震設計水準：レベル1（弾性レベル、許容応力度レベル）

①構造物：交通機能を阻害するような損傷を防止する（計算上は損傷を生じない）

②地震力：構造物の供用期間に発生する可能性が比較的大きいと考えられる地震動

・再現期間150年程度（耐用年数約100年、非超過確率約0.5）の地震動強度

2) 耐震設計水準：レベル2（弾塑性レベル、許容耐力／許容変位レベル）

①構造物：復旧可能な損傷は許すが、崩壊は防止する（許容耐力以内）、または、橋梁構造上問題のない非線形性（許容変位）を許す。

②地震力：建設地点の周辺で発生する可能性がある最大級の地震動（関東地震と同程度の規模の地震による地震動）

・関東地震（ $M=7.9$ 、 $\Delta=20\text{km}$ ）程度の地震

(2) 近距離・大規模地震に対する基礎の耐震設計法の検討

大規模地震時における基礎の滑動に対する安定照査条件の検討を目的として、基礎～地盤系の非線形地震応答解析法を提案するとともに基礎の滑動振動特性に着目して行われた模型実験結果のシミュレーション解析を行い、滑動解析手法の妥当性を検討した。

解析では、土木研究所で開発した基礎を水平、鉛直、回転変位の3自由度を有する剛体としてモデル化し、これに上部構造や橋脚を2次元線形骨組構造モデルとして考慮することが可能な剛

体基礎の滑動・転倒解析手法を用いた。図-1は、開北橋記録の水平成分の最大加速度を500galに調整して入力した場合の応答加速度と相対変位を示したものである。解析値は実験値をよく再現している。この他にも、板島橋記録、津軽大橋記録の水平成分を入力した場合についても同様の計算を行い、解析結果が実験値をよく再現することを検証した。

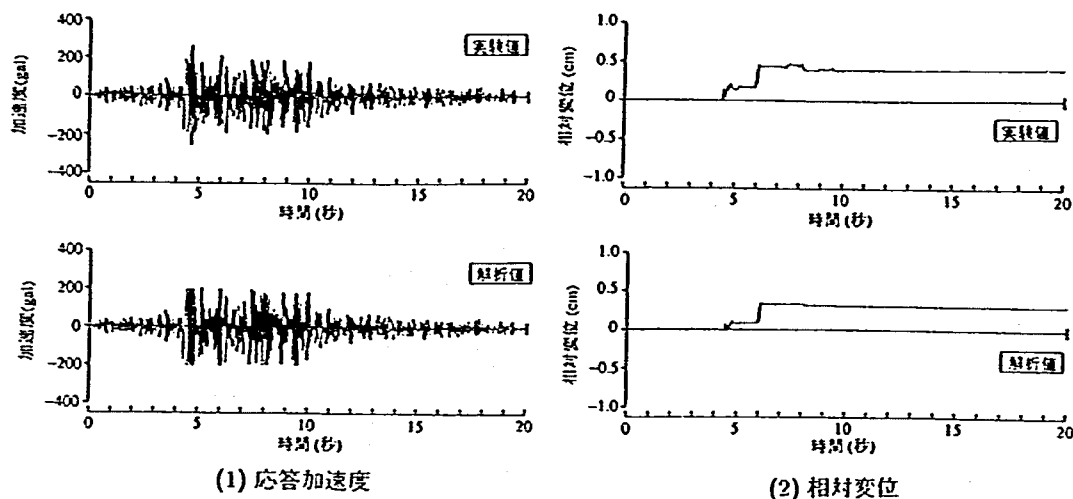


図-1 地震波加振実験とそのシミュレーション解析（開北橋記録、最大加速度500gal）

3) 上部構造の耐震設計法の検討

上部構造の高減衰化を図るための装置、設計法、および適用性を検討した。本研究は、(財)土木研究センターおよび民間19社との共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」として研究を進めている。本研究では、①新素材・新構造を用いた免震デバイスの開発（合計12の免震デバイス）、②免震設計法の開発（減衰評価法及びダンパー配置法）、③免震設計手法の利用（斜張橋、吊橋等）、の大きく3項目について検討を行っている。平成6年度には、各免震デバイスの模型実験等を通じた設計方法の検討、各種橋梁への適用性と解析法について検討した。

4. 今後の課題

今後の検討課題をまとめると、以下の通りである。

(1) 近距離・大規模地震を考慮した基礎の動的安定照査法

基礎の滑動限界、滑動量の算定方法を検討し、滑動照査法を開発する。

(2) 上部構造の耐震設計法

① 高減衰化手法の検討

高減衰化装置の設置方法及び設計方法を検討し、高減衰化装置を取り付けた長大橋の減衰性能の評価方法を検討する。

② 新形式吊橋（多径間吊橋）の耐震設計法

架橋地点によっては、従来の3径間吊橋ではなく、4径間吊橋等の新形式吊橋の方が合理的となる場合もある。多径間吊橋は、中間主塔の剛性が従来よりも大きくないと地震時の桁の変位が大きくなるという振動特性を有する。このため、このような新形式吊橋の耐震設計法を検討する。

【研究成果】

- 1) 長大橋梁の耐震設計法に関する研究－（その1）大水深下に用いられる海洋構造物の耐震設計法に関する調査－、土木研究所資料第3282号、平成6年6月
- 2) 基礎の滑動振動のシミュレーション解析、土木技術資料Vol. 37、No. 3、平成7年3月
- 3) 振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答、土木技術資料Vol. 37、No. 3、平成7年3月
- 4) 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その1）、土木研究所共同研究報告書第101号、平成6年3月
- 5) 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書（その2）、土木研究所共同研究報告書、報告書番号請求中

11. 大規模橋梁の耐震設計法に関する試験調査 (受託工事費)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

長大吊橋の上部構造系の耐震設計では、吊桁系の減衰定数に大きな不確定性が存在する。一般に耐震設計では0.02程度の減衰定数を用いることが多いが、実橋の振動実験ではこれよりも小さい減衰定数が得られる場合が多い。減衰定数は長大吊橋上部構造系の地震時の応答及び下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであるため、これを十分に検討しておくことが必要とされる。

本調査は、以上のような観点から、耐震設計上重要となる長大吊橋上部構造の減衰特性について検討することを目的として平成4年度から調査を開始したものである。平成6年度までの検討内容は、表-1に示す通りであり、平成4年度以前は剛体基礎の転倒振動特性に関して実験的及び解析的に検討し、従来の偏心率に基づく転倒照査法ではなく回転角に基づく転倒照査法を提案した。また、平成4年度には国内で振動実験が行われた10橋の吊橋の実験結果を整理し、振動実験から見た長大吊橋の振動特性及び減衰特性を検討した。平成5年度は、平成4年度の検討をさらに進め、既往の長大吊橋の振動実験から得られた減衰定数を再整理するとともに、減衰定数の振幅依存性を検討した。さらに、長大吊橋の地震応答に及ぼす減衰定数の影響を地震応答解析により検討した。

2. 調査内容

平成6年度は、平成5年度までの検討をさらに発展させて、長大吊橋の耐震設計法に関して以下の事項を検討した。

(1) 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

大規模吊橋の上部構造が実際の地震時にどの程度の減衰性能を有しているか検討するために、米国カリフォルニア州にあるビンセント・トーマス橋において1987年10月1日ウィットティアー地震($M=5.9$)及び1994年1月17日ノースリッジ地震($M=6.8$)により観測された地震記録の解析を行った。

(2) 長大吊橋に対する付加減衰の検討

減衰性能が小さく、地震時の断面力、あるいは、変位応答が大きくなる長大橋梁に対して、減衰性能の向上方法を吊橋の地震応答解析により検討した。

(3) 大規模基礎の耐震設計法の検討

大規模基礎の地震時動的安定照査法のうち滑動照査法について、滑動振動の解析手法を提案するとともに、模型の振動実験結果のシミュレーション解析を行い、解析手法の検証を行った。

3. 調査結果

3. 1 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

(1) 解析対象吊橋

解析対象としたビンセント・トーマス橋は、カリフォルニア州ロスアンゼルス市の南方のロングビーチにおいてS-47(州道47号)がターミナル島に渡る位置に架設されている吊橋(有料道路)である¹¹⁻¹³⁾。本橋は、図-1に示すように橋長766mの吊橋であり、中央支間長は457m、両側径間長は154mである。1959年に設計され、1964年に竣工した。補剛桁はK型の鋼製トラス構造、床版には軽量コンクリートが用いられている。幅員は15.6mで、4車線を有する。主塔は、5段の補剛横梁を有する鋼製構造であり、基礎は杭基礎である。

表-1 現在までの検討経緯と今年度の検討の位置付け

年 度	検 討 事 項	検 討 成 果
平成 3年度 以 前	剛体基礎転倒照査法の検討	剛地盤上の剛体基礎、弾性地盤上の剛体基礎の転倒振動解析法を開発し、岩盤上に設置される大規模な基礎が容易に転倒することはないこと等を明らかにした。
平成 4年度	剛体基礎の転倒に対する照査条件の検討及び長大吊橋上部構造の減衰特性の検討	1)震度法で設計した基礎構造物が関東大震災級の地震力に対してどの程度の浮き上がり変位及び回転角が生じるかを解析し、剛体基礎の転倒に対する照査条件を検討した。この結果、荷重の偏心率ではなく回転角を基本とした基礎構造物の転倒照査法を作成するとともに、昭和53年宮城県沖地震により強震記録が得られている開北橋の固定橋脚基礎を対象に解析を行い、地震時に許容される回転角を暫定的に提案した 2)既往の長大吊橋で行われた振動実験結果を整理し、振動実験から見た長大吊橋の減衰特性を検討した。この結果、振動実験から得られた減衰定数は0.0014~0.0184の範囲にあるがほとんどは0.01以下であり、一般に耐震設計で用いられる減衰定数よりも小さいことが明らかになった。吊橋の減衰定数には、大きな振幅依存性があるため、減衰定数の振幅依存性の検討が必要とされる。
平成 5年度	長大吊橋上部構造の減衰特性の検討	1)既往の長大吊橋の振動実験から得られた減衰定数を再整理するとともに、大鳴門橋、大島大橋、南備讃瀬戸大橋の3橋を対象に減衰定数の振幅依存性を検討した。 2)一般に長大吊橋は長周期構造物であるため地震荷重よりも風荷重が支配的となるが、入力地震動強度が大きく、減衰が小さい場合には風荷重よりも地震荷重が設計上支配的となる場合も生じる可能性がある。このため、長大橋梁の地震応答に及ぼす減衰定数の影響を地震応答解析により検討した。
平成 6年度	長大吊橋上部構造の減衰特性の検討	(検討目的) 1)大規模吊橋の上部構造が実際の地震時にどの程度の減衰性能を有しているかを検討するために、米国のビンセント・トーマス橋において、1987年10月1日ウィッティアー地震及び1994年1月17日ノースリッジ地震により観測された地震記録を対象に分析を行った。 2)減衰性能が小さく、地震時の断面力、あるいは、変位応答が大きくなる長大橋梁に対して、減衰性能の向上方法を検討した。 3)大規模基礎の地震時安定照査法のうち滑動照査法について滑動振動の解析手法を提案するとともに、模型の振動実験結果のシミュレーション解析を行い、解析手法の検証を行った。

(2) 地震観測記録

本橋では、補剛桁、主塔、基礎、地盤等に合計26個の加速度計が取り付けられており、1987年10月1日ウィッティアー地震(M=5.9)及び1994年1月17日ノースリッジ地震(M=6.8)⁵⁾により地震記録が観測された。図-2は、このうち1994年ノースリッジ地震により観測された加速度記録の最大値を示したものである。これより各振動方向の振動特性をまとめると以下ようになる。

① 橋軸方向

基礎位置の最大加速度は約0.25gであるが、補剛桁位置で2.3倍に、主塔頂部で2倍に増幅する。主塔頂部よりも補剛桁位置で最大加速度は大きい。これは、主塔頂部の橋軸方向の変形は主ケーブルにより拘束されるため、補剛桁位置の振動が大きくなる振動モードが卓越するためと考えられる。

② 橋軸直角方向

基礎位置における最大加速度は約0.2gであるが、主塔位置の補剛桁で3.4倍に、主塔頂部では2.4倍に大きくなる。橋軸方向と同様に補剛桁位置の方が主塔頂部よりも大きい。補剛桁については、

最大加速度は中央支間中央部で0.26 g、側径間中央部で0.31 g となり、基礎位置に比較して1.4～1.6倍に増幅している。

③ 上下方向

基礎位置における最大加速度は、約0.03～0.08 gと小さい。これが、補剛桁位置では、中央支間位置で0.17 gに、側径間中央位置で0.44 gに大きくなり、基礎上面に比較して2～2.5倍に増幅する。特に側径間部の振動が大きい点が特徴的である。

(3) 地震観測記録から見た減衰特性の検討

上記の2つの地震記録をもとに、各振動モードに対する減衰定数をハーフパワー法により求めた。地震記録等からの減衰定数の推定方法については精度良い方法が確立されていないが、ここでは、以下の2つの方法により減衰定数を算出した。まずは、主要な観測点のパワースペクトルを求め、これより当該固有振動数の減衰定数をハーフパワー法により算出した。さらに、基礎の地震入力に対する各観測点の伝達関数を求め、同様にハーフパワー法により減衰定数を算出した。表-2は、このようにして求めた減衰定数を示したものである。これによれば、1987年ウィッティアー地震による記録から推定された減衰定数は0.5～8 %の範囲にある。鉛直たわみ振動及び面外横たわみ振動については、およそ2～5 %の減衰定数となっているが、ねじり振動では1 %程度と小さい。一方、1994年ノースリッジ地震による記録から推定された減衰定数は、0.4～6 %の範囲である。鉛直たわみ及び面外横たわみ振動については1～3 %であり、ウィッティアー地震から推定された値よりも小さい。振動の変位振幅は、ノースリッジ地震による方が大きいが減衰定数が小さく推定されたことは興味深い。平成5年度までの検討によれば、振幅が大きくなるほど減衰定数が大きくなるという減衰定数の振幅依存性が振動実験結果からわかっているが、今回の地震記録からは逆の傾向が見られた。なお、ねじり振動については同様に1 %程度である。

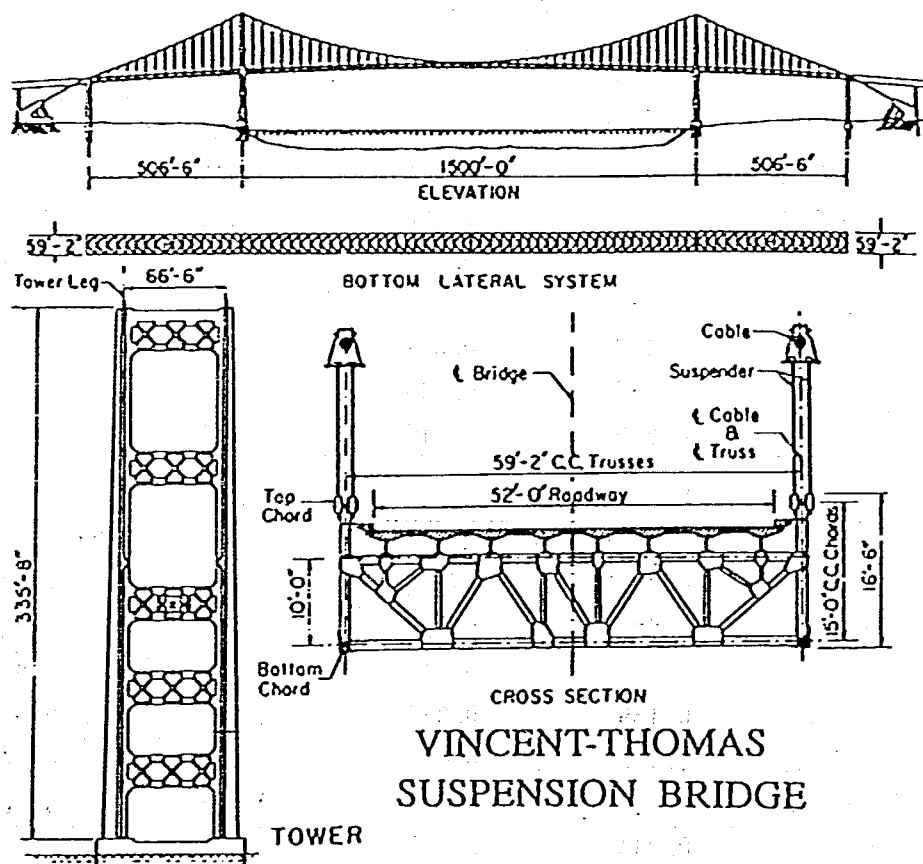
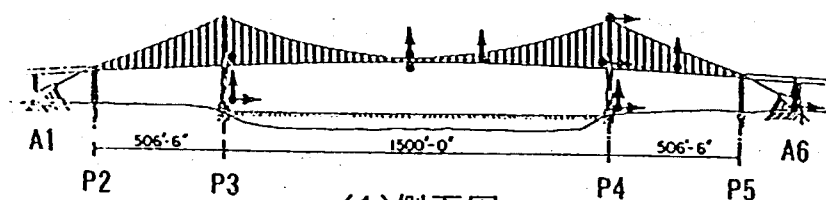
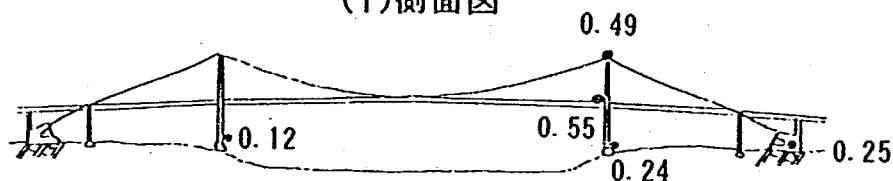


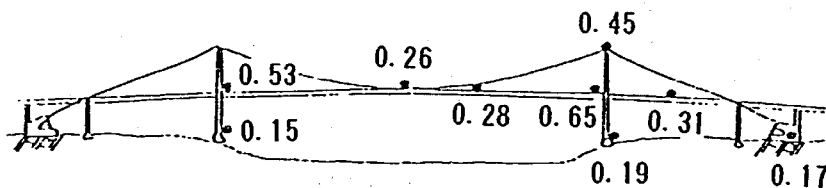
図-1 ビンセント・トーマス橋の一般図



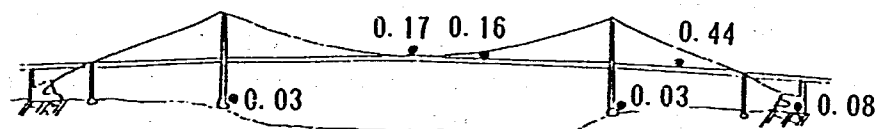
(1)側面図



(2)橋軸方向



(3)橋軸直角方向



(4)上下方向

[単位：g]

図-2 1994年ノースリッジ地震により得られた最大加速度

表-2 地震観測記録から推定された減衰定数

(1) 1987年10月ウィットティアー地震

振動モード		パワースペクトル		伝達関数	
		振動数(Hz)	減衰定数	振動数(Hz)	減衰定数
鉛直 たわみ	対称1次	0.226	0.053	0.226	0.024
	対称2次	0.372	0.028	0.378	0.012
	逆対称1次	0.183	0.039	0.177	0.015
面外横 たわみ	対称1次	0.134	0.079	0.134	0.054
	逆対称1次	0.427	0.021	0.421	0.007
遊動円木		0.232	0.043	—	—
ねじれ対称1次		0.510	0.019	0.507	0.005

(2) 1994年1月ノースリッジ地震

振動モード		パワースペクトル		伝達関数	
		振動数(Hz)	減衰定数	振動数(Hz)	減衰定数
鉛直 たわみ	対称1次	0.226	0.020	0.226	0.025
	対称2次	0.342	0.011	0.336	0.022
	逆対称1次	0.159	0.035	0.165	0.035
面外横 たわみ	対称1次	0.110	0.033	0.110	0.042
	逆対称1次	0.419	0.017	0.421	0.007
遊動円木		0.244	0.059	—	—
ねじれ対称1次		0.530	0.017	0.531	0.004

3. 2 長大吊橋に対する付加減衰の検討

減衰性能が小さく、地震時の断面力、あるいは、変位応答が大きくなる長大橋梁に対して、減衰性能の向上方法を検討した。ここでは、免震装置をリンク部、ステイケーブル（エンド及びセンター）に設置した場合の有効性、及びハンガーケーブルに設置した場合の地震時の振動応答の低減可能性を地震応答解析により検討した。この結果、図-3に示すようなハープ型斜吊ケーブルを配置することにより地震時の断面力を約20%低減できる可能性のあることがわかった。

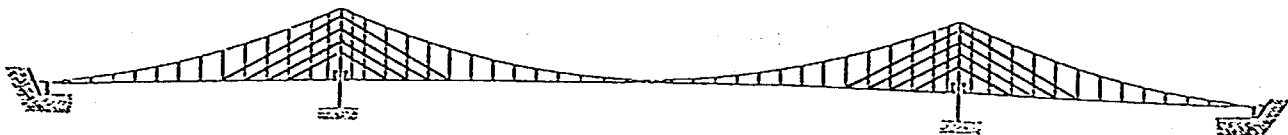


図-3 ケーブルシステムによる付加減衰機構の一例

3. 3 大規模基礎の耐震設計法の検討

大規模地震時における基礎の滑動に対する安定照査条件の検討を目的として、基礎～地盤系の非線形地震応答解析法を提案するとともに基礎の滑動振動特性に着目して行われた模型実験結果のシミュレーション解析を行い、滑動解析手法の妥当性を検討した。

解析では、土木研究所で開発した基礎を水平、鉛直、回転変位の3自由度を有する剛体としてモデル化し、これに上部構造や橋脚を2次元線形骨組構造モデルとして考慮することが可能な剛体基礎の滑動・転倒解析手法を用いた。図-4は、開北橋記録の水平成分の最大加速度を500galに調整して入力した場合の応答加速度と相対変位を示したものである。解析値は実験値をよく再現している。この他にも、板島橋記録、津軽大橋記録の水平成分を入力した場合についても同様の計算を行い、解析結果が実験値をよく再現することを検証した。

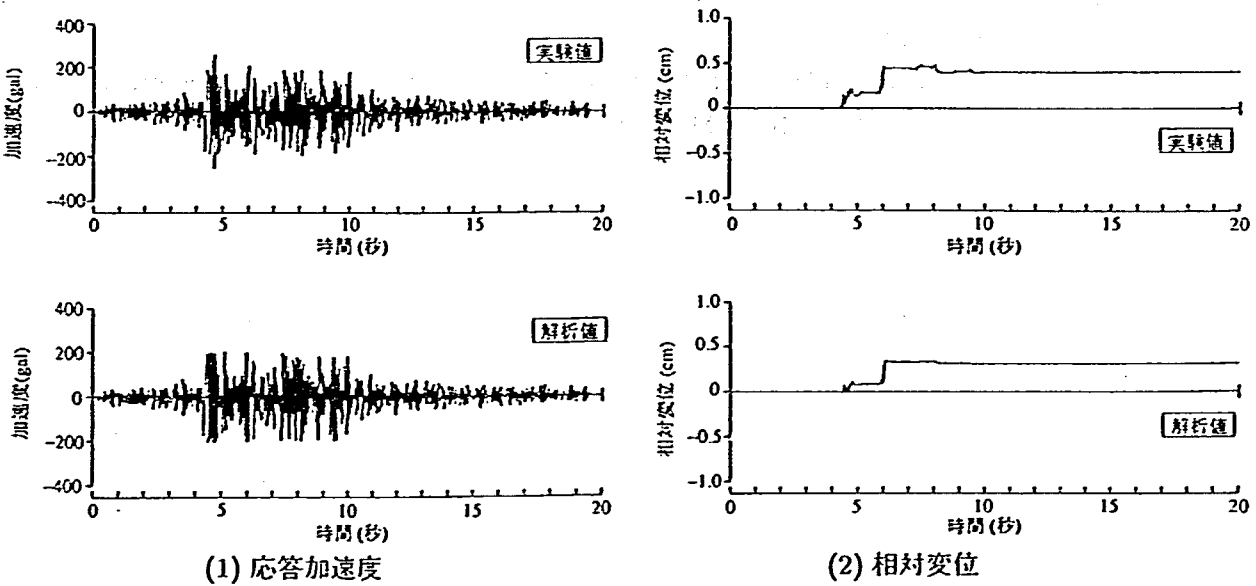


図-4 地震波加振実験とそのシミュレーション解析（開北橋記録、最大加速度500gal）

4. まとめ

平成6年度は、米国のビンセント・トーマス橋において得られた地震記録をもとに長大吊橋の減衰定数を推定した。さらに、減衰性能が小さく、地震時の断面力、あるいは、変位応答が大きくなる長大橋梁に対して、減衰性能の向上方法を検討した。また、大規模基礎の地震時の滑動振動の解析手法を提案し、模型の振動実験結果のシミュレーション解析を行い、解析手法の検証を行った。本検討結果をまとめると以下になる。

(1) 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

鉛直たわみ及び水平横たわみ振動の減衰定数は、ウィットィアー地震による場合が2～5%、ノースリッジ地震による場合が1～3%と推定された。平成5年度までの検討によれば、振幅が大きくなるほど減衰定数は大きくなる傾向を有していることが振動実験結果からわかっているが、今回の地震記録からは逆の傾向が見られた。今後、シミュレーション解析を行い、より詳細に減衰特性を検討する必要がある。

(2) 長大吊橋に対する付加減衰の検討

免震装置をリンク部、ステイケーブル（エンド及びセンター）に設置した場合の有効性、及びハンガーケーブルに設置した場合の地震時の振動応答の低減可能性を地震応答解析により検討した。この結果、ハープ型斜吊ケーブルを配置することにより地震時の断面力を約20%低減できる可能性のあることがわかった。

(3) 大規模基礎の耐震設計法の検討

提案する解析手法により基礎の滑動振動を精度良く推定することが可能なことが明らかにされた。今後、基礎の滑動限界、滑動量の算定方法を検討し、滑動照査法を開発する。

【参考文献】

- 1) A. M. Abdel-Ghaffar and G. W. Housner : An Analysis of the Dynamic Characteristics of A Suspension Bridge by Ambient Vibration Measurements, EERL Report, No.77-01, California Institute of Technology, 1977
- 2) A. M. Abdel-Ghaffar and G. W. Housner : Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge, J. of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol.104, No. EM5, Oct.1978
- 3) A. M. Abdel-Ghaffar, S. F. Masri and A. S. M. Niazly : Seismic Performance Evaluation of Suspension Bridges, Proc. of 10th WCEE, Madrid, Spain, July, 1992
- 4) A. M. Abdel-Ghaffar : Seismic Behaviour of Cable-Stayed and Suspension Bridges, International Conference on Normandie Bridge, Paris, 1994
- 5) California Department of Conservation : CSMIP Strong-Motion Records from the Northridge, California Earthquake of 17 January 1994, Report No.OSMS94-07, Feb.18,1994

12. 橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響に関する研究 (受託工事費)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
向 秀毅

1. まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いに関して次のように解説されている。「耐震設計においては活荷重は考慮する必要はない。これに対して比較的長時間交通車両が滞留する橋では、活荷重を地震の影響と同時に考慮すべきであるとする見解もあったが、考慮すべき活荷重の大きさ、安全率などを規定するには今後の調査研究に待つところが多く、従来慣行に従った」。しかしながら、特に、首都高速道路を始めとする首都圏の道路橋では、慢性的な渋滞の発生により、常時活荷重が橋梁に載荷されるような場合も少なくなく、このような状態で地震が発生した場合の橋梁の安全性に関して検討することが必要とされている。

本研究は、以上のような背景のもとで、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を検討し、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法を検討することを目的として、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で受託した研究である。

2. 研究内容

橋梁の耐震設計において活荷重の影響を考慮する必要性、また、必要であるとすればどのような路線（渋滞頻発区間等）か、考慮する活荷重の大きさ及びその載荷方法、載荷活荷重の力学モデルの設定法等を明らかにする必要がある。活荷重は、時間的、空間的に変動するものであり、本来は確率的にその大きさ及び量を定める必要があるが、現状では確率的に定めることは難しいのが実状である。このため、本研究では、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法を検討するために、表-1に示すように、①活荷重の滞留状況、②活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響、③橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性、について検討することとした。

平成5年度は、このうち、①、②について検討を行った。①活荷重の滞留状況については、活荷重の現地調査結果等の既往の資料調査を中心として、地震時に載荷が想定される活荷重の大きさ、及び車両の積載方法（車両間隔、大型車両の配置等）に関して検討した。②活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響については、関東地震クラスの大地震時において活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討するために、大型車両をローリング振動を有する1自由度系にモデル化し、これを渋滞時に相当する量を積載した場合の橋梁の非線形地震応答解析を行った。その結果、耐震設計上重要な橋脚基部の曲げモーメントで見ると、活荷重を考慮することにより、橋脚を線形とした場合には最大で14%、また、橋脚に非線形特性を考慮した場合には最大で8%大きくなる。今回考慮した活荷重は最も厳しい条件と考えられるものであるが、その影響は10%程度と小さい。また、橋脚の非線形性を考慮することにより活荷重の影響は一般に小さくなることが明らかになった。

以上の成果を踏まえて、平成6年度は以下の検討を行った。

(1) 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討

大型車両を5自由度系にモデル化し、これを渋滞時に相当する量を積載した場合の橋梁の非

線形地震応答解析を行い、関東地震クラスの大地震時において活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討した。

(2) 橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性に関する検討

上記(1)の解析結果を踏まえ、活荷重の影響の有無及びその程度を検討した。

表-1 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響に関する研究の進め方

研究項目	平成5年度	平成6年度
1. 活荷重の滞留状況に関する検討	①活荷重の滞留状況に関する調査 ②渋滞時の車両間隔、大型車の連行状況に関する調査 ③地震時に考慮すべき活荷重に関する検討	
2. 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討	・ 関東地震クラスの大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討(簡易車両モデルを用いた場合)	・ 大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討(高精度車両モデルを用いた場合・各種構造条件の影響)
3. 橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性に関する検討		①活荷重の影響の有無及びその程度の検討 ②考慮すべき活荷重の大きさ及び載荷方法の検討

3. 研究結果

3.1 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響

(1) 解析方法

本解析では、橋脚の非線形特性を考慮するために、橋脚をモデル化する梁要素の回転成分には剛性低下型の武藤型トリリニアモデルを用いた。活荷重を載荷した橋梁は3次元骨組構造にモデル化するものとし、これが地震動を受ける場合の運動方程式は増分系で表わすと次式のようになる。

$$\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{x}} + \underline{C} \cdot \underline{\Delta \dot{x}} + \underline{K(t)} \cdot \underline{\Delta x} = -\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{z}_B} \quad (1)$$

ここで、

$\underline{M}$: 質量マトリックス

$\underline{C}$: 減衰マトリックス

$\underline{K(t)}$: 剛性マトリックス (T:時刻)

$\underline{\Delta x}$: 応答変位増分ベクトル

$\underline{\Delta z_B}$: 入力地震動変位ベクトル

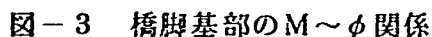
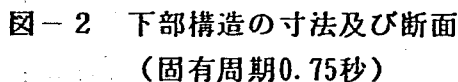
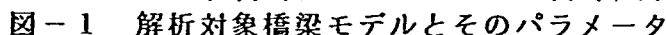
式(1)の解法としては、ニューマークの β 法($\beta=1/4$)による直接積分法を適用した。

(2) 検討橋梁モデル及び解析条件

1) 橋梁モデル

検討対象橋梁としては、首都高速道路公団の標準図集を参考に、図-1に示すような一般的な単純形式の都市内高架橋とした。上部構造は単純合成1桁橋、道路幅員は4車一体幅員構成

図-2は、下部構造の骨組モデルを示したものである。下部構造の断面寸法としては、固有周期に応じて設計計算を行い、橋脚の断面寸法及び配筋を設定した。橋脚基部のモーメント～曲率（ $M \sim \phi$ ）関係は図-3に示す通りである。なお、隣接する径間の影響に関しては、橋脚上の質点に隣接半径間分の重量及び回転慣性モーメントを付加することによって考慮した。



橋梁の地震応答に及ぼす影響が大きいのは大型車であることから、大型車のみの力学モデルを考慮した。中型車及び小型車に関しては、その重量が大型車に比較して小さく、橋梁の振動に及ぼす車両振動の影響が小さいため付加重量として考慮した。活荷重のモデル諸元は、表-

2に示すように設定した。大型車の車両長さは1台当たり7m、重量は20tfとした。渋滞時の車頭間隔は完全渋滞時（速度0km/h）を考慮して2mとした。大型車両の連行台数については、最大載荷状態を考慮するものとして3台を想定した。また、上り・下り両方向で荷物を満載した大型車が渋滞する確率は非常に小さいと考えられるため、4車線のうち片側2車線に載荷し、小型車は大型車以外のところに積載した。小型車の車両間隔は同様に2mとした。

車両の力学モデルとしては、図-4に示すような5自由度モデルを用いた²⁾。車両のローリングの固有周期は、車両の種類、積載重量等によって異なるが、ここでは実車両（積載率 $r=1.05$ ）の振動実験から得られた結果をもとに0.75秒とした。なお、大型車の載荷位置は、中央部、桁端部等種々考えられるが、橋脚上に集中した場合が当該橋脚に対してはより厳しい条件となることから、2径間の中央の橋脚上に対称に載荷することとした。

3) 解析モデル及び解析ケース

図-5は、上記に示した橋梁モデル及び活荷重モデルを用いて最終的に解析に用いた骨組モデルを示したものである。大型車については、その位置特性を表すために、剛部材を介して車線の重心位置に積載するものとし、小型車は付加重量として考慮し、重量及び回転慣性モーメントは全て橋桁の質点に集中させた。解析パラメータとしては、橋梁モデル（固有周期）及び橋脚の剛性（線形、非線形）、及び活荷重の載荷の有無とし、合計12ケースの解析を行った。

入力地震動としては、道路橋示方書V耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力レベルの応答スペクトルに適合する波形（Ⅱ種地盤）とした。

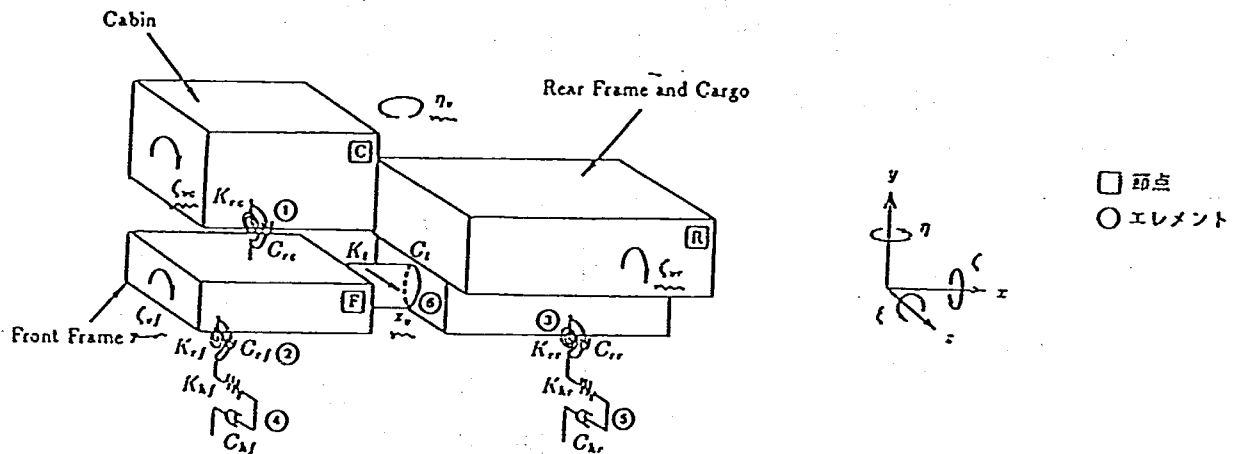


図-4 5自由度系車両モデル²⁾

表-2 活荷重のモデル化

車両条件	大 型 車	小 型 車
車両長さ	7 m / 台	4.5 m / 台
渋滞時車頭間隔	2 m	2 m
渋滞時の車両連行台数	3 台	大型車以外は全て小型車
車両1台の重量	20tf	1.5tf
固有周期	0.75秒	-

(3) 解析結果

活荷重が耐震設計上重要となる橋脚基部の曲げモーメントに及ぼす影響を示したのが図-6である。ここでは、活荷重を考慮しない場合の最大応答値に対する比として示している。これによれば、最大曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。橋脚を線形と仮定した場合には活荷重を考慮することにより3~18%程度大きくなるが、橋脚が非線形に入る場合にはその差5%程度である。

表-3は、中間橋脚基部の曲率塑性率（降伏曲率に対する最大曲率の比）に及ぼす活荷重の影響を示したものである。これによれば、活荷重がない場合の曲率塑性率は、非線形解析を行った場合には約2程度となっており、終局に対する比は、0.2~0.5の範囲となっている。活荷重を考慮することにより、考慮しない場合に比較して塑性率は大きくなるが、その差は最大で10%程度である。

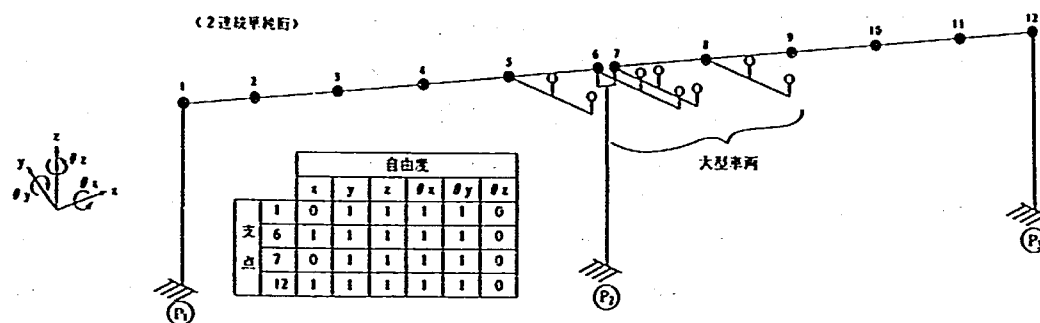


図-5 解析モデル

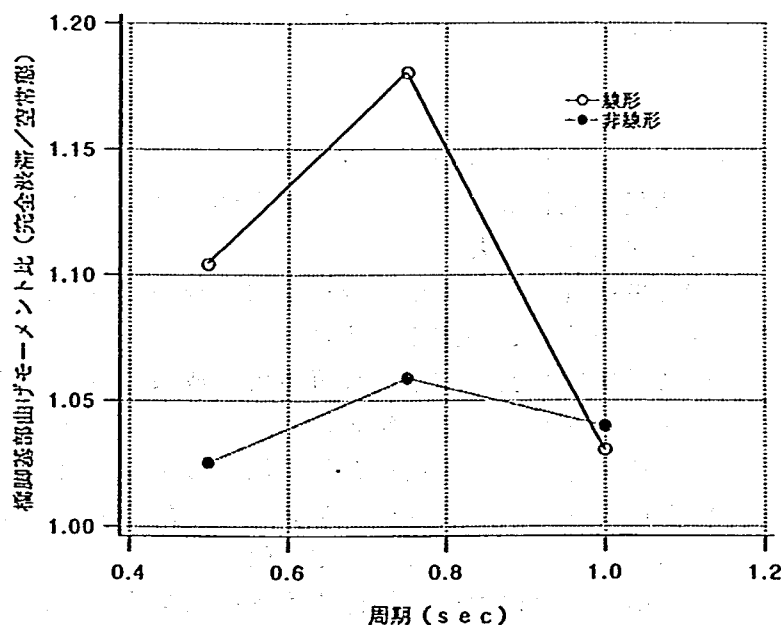


図-6 中間橋脚基部の最大曲げモーメント

表-3 非線形解析による中間橋脚基部の曲率塑性率 μ

橋の固有周期 (秒)	完全渋滞①	空状態②	①/②
0.5	2.24	2.28	0.98
0.75	2.25	2.06	1.09
1.0	1.88	1.68	1.12

4. 結論及び今後の検討課題

本年度は、大型車両を5自由度系にモデル化し、これを渋滞時に相当する量を積載した場合の橋梁の非線形地震応答解析を行い、関東地震クラスの大地震時において活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討した。この解析結果をもとに橋梁の耐震設計における活荷重の影響の有無及びその程度を検討した。

本年度の検討結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 耐震設計上重要となる橋脚基部の曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなるが、その差5%程度である。
- 2) 橋脚基部の曲率塑性率（降伏曲率に対する最大曲率の比）は、活荷重を考慮することにより、考慮しない場合に比較して塑性率は大きくなるが、その差は最大で10%程度である。
- 3) 本解析では、車両を5自由度系するなどより精度良いモデル化を行うとともに、車両の載荷方法としてもほぼ最大の満載状態に近い状態を想定して解析を行った。このような解析に対して、耐震設計上重要となる橋脚基部の断面力は、活荷重を考慮しない場合に比較しても最大で5%、曲率塑性率でも10%程度の増加となっている。解析では、大型車両のモデル化、小型車のモデル化等多くの仮定を含んでいる結果ではあるが、本解析から見る限りでは、地震動を受ける場合には車両による橋の地震応答の増幅効果は小さい。
- 4) 本受託研究は、2カ年間で今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱い方法の方向性を明らかにすることを目的としたものであり、これで研究を終了するが、活荷重の絵強についてはまだ明らかにされていない点も多くあり、今後さらに以下の点について検討を行う必要がある。

①交通渋滞区間の渋滞車両モデルの設定法（耐震設計で考慮すべき渋滞交通）

②地震及び渋滞の同時発生 の確率を考慮した地震力の設定法

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成2年2月
- 2) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究、平成3年3月
- 3) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究（その2）、平成4年3月
- 4) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁－載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究（その3）、平成5年3月
- 5) 阪神高速道路公団：阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究、平成4年3月
- 6) 阪神高速道路公団、(財)阪神高速道路管理技術センター：設計荷重（HDL）委員会報告書、阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究、昭和61年12月
- 7) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料、第2539号、昭和63年1月
- 8) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討Ⅱ、土木研究所資料、第2700号、昭和63年1月
- 9) 建設省土木研究所：橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（その1）、土木研究所資料、第3316号、平成6年12月

13. 新技術を用いた橋梁の耐震補強技術の開発に関する研究 (科学技術振興調整費、重点基礎研究)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
研究員 星隈 順一

1. まえがき

近年の橋梁の地震被害形態の中で、特に重要な点は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部で曲げからせん断に至る破壊が生じていることである。これは、段落しされた軸方向鉄筋が十分な定着長を確保していないために、この段落し部でまず曲げによるコンクリートの引張クラックが生じ、それに伴う断面のせん断耐力の低下により、脆性的なせん断破壊に移行して生じたものである。このような震災経験から、昭和55年の道路橋示方書改訂においては、段落し部でのコンクリートの許容せん断応力度が従前よりも引き下げられるとともに、段落し鉄筋の定着長が延長された。したがって、昭和55年以降の基準に準拠して設計された鉄筋コンクリート橋脚では、軸方向鉄筋段落し部で損傷が生じることはないが、これよりも前に設計された橋梁については、適切な耐震点検を行い、耐震性が低いと判定された鉄筋コンクリート橋脚については、その程度に応じた耐震補強対策を講じていく必要がある。

こうした背景から、土木研究所ではこれまでに、軸方向鉄筋段落し部に対する耐震判定法の提案を行うとともに、その耐震補強法として実用性の高い鋼板巻立て工法を取り上げ、補強効果について実験的な検討を実施してきている。その結果、鋼板巻き立てにより補強断面の剛性が増大すること、ならびに、コンクリートの拘束により変形性能が向上することが明らかになっている。そこで、本研究では、補強鋼板が橋脚の剛性向上に及ぼす影響を検討することを目的として、鋼板-コンクリート間の付着特性に関して実験的な検討を行った。

2. 研究目的

鋼板-コンクリート間の付着特性を明らかにし、軸方向鉄筋段落し部に対する耐震補強設計法を確立していくことを目的とする。

3. 研究方法

鋼板-コンクリート間の付着特性を検討するために、模型による付着接合実験を行った。実験供試体は、断面が $20 \times 25\text{cm}$ で、高さが 50cm のコンクリートブロックに充填材を用いて補強材を接合して製作した。実験ケースは、表-1に示す通りであり、補強材の付着面積は $20 \times 20\text{cm}$ 、 $20 \times 30\text{cm}$ (SS400+1:1[※]樹脂充填時のみ)、 $20 \times 40\text{cm}$ の3通りとし、同一実験条件で2体の供試体を製作した。載荷装置は、写真-1に示す通りであり、コンクリートブロックを反力フレームにPC鋼棒4本で固定し、鋼板に偏心荷重が作用しないように配慮した。引張荷重載荷方法は、単調載荷及び漸増繰返し載荷のいずれかとした。漸増繰返し載荷方法は、無載荷状態からそれぞれ1tの整数倍程度までの繰返しによる漸増載荷を基本とした。

接合付着実験に用いた補強材は、表-2に示す物理的性質を有する冷間圧延鋼材SPCC、一般構造用圧延鋼材SS400及び炭素繊維シートとした。なお、鋼板SS400については、予め付着面をショットブラスト表面処理したもの、炭素繊維シートについては、予め一層の炭素繊維シートをエポキシ樹脂で成形したものを使用した。使用した充填材としては、エポキシ樹脂 (20°C , 7日材令における圧縮強度 807kgf/cm^2 、圧縮弾性係数 $2.37 \times 10^4\text{kgf/cm}^2$)、ポリマーセメント系グラウト (SBR系: ポリマーセメント比=10%、 10°C , 28日材令における圧縮強度 643kgf/cm^2 、弾性係数 $2.4 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$)、無収縮モルタル (20°C , 28日材令における圧縮強度 704kgf/cm^2 、弾性係数 $2.7 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$) の3種類である。なお、ブロックに使用したコンクリートの試験時 (材令31日) 圧縮強度は 268kgf/cm^2 であった。

4. 実験結果

接合付着実験結果得られた最大引張荷重及び平均付着強度を表-3に示す。ただし、平均付着

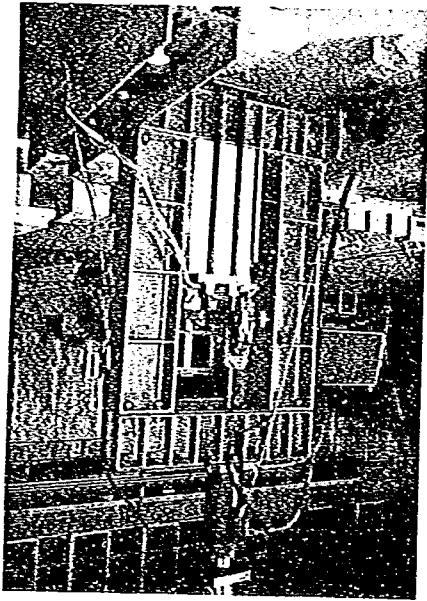


写真-1 付着実験状況

表-1 実験ケース

No	補強材種類	充填材種類	充填幅	付着面積	載荷方法
1	鋼板 SPCC	エポキシ樹脂	3mm	20×40cm	単調
2					漸増繰返し
3		無収縮モルタル	20mm	20×40cm	単調
4					漸増繰返し
5	鋼板 SS400	ポリマーセメント系グラウト	3mm	20×40cm	単調
6					漸増繰返し
7				20×20cm	単調
8					
9		エポキシ樹脂	3mm	20×40cm	単調
10					漸増繰返し
11				20×30cm	単調
12				20×20cm	単調
13	炭素繊維シート	エポキシ樹脂	直貼り	20×40cm	単調
14					漸増繰返し
15				20×20cm	単調

表-2 補強材の物理的性質

補強材の種類	降伏応力(kgf/cm ²)	引張強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)	伸び(%)
鋼板SPCC (厚さt=1mm)	—	3224	2.053×10^6	52
鋼材SS400(t=6mm)	3422	4650	2.081×10^6	28
炭素繊維シート(t=0.165)	—	47100	2.54×10^6	1.83

強度とは、最大引張荷重を補強材の付着面積で除した値で定義した。また、写真-1～6に補強材と充填材との各組合せの中で代表的な模型供試体における載荷終了後のはく離状況を示す。

これらより、コンクリートブロックと補強材との付着特性は、補強材及び充填材の種類に著しく依存することがわかる。最大引張荷重は[鋼板SS400+エポキシ樹脂]の組合せが最も大きく、次いで[鋼板SS400+ポリマーセメント系グラウト]と[鋼板SS400+無収縮モルタル]であり、エポキシ樹脂の場合の約1/2である。炭素繊維シートは[鋼板SPCC+エポキシ樹脂]と同程度である。特に、[鋼板SPCC+無収縮モルタル]の組合せによる付着は極めて低いことがわかる。平均付着強度で見れば、[SS400とエポキシ樹脂]の組合せによる鋼板接着が最も有効と考えられる。

破壊モードでは、SPCC鋼板を用いた供試体では、写真-2～3に示すように、充填材がエポキシ樹脂、無収縮モルタルのいずれの場合であっても、鋼板と充填材間の剥離によるものであった。また、SS400の鋼板では、充填材としてポリマーセメント系グラウトや無収縮モルタルを用いた場合には、写真-4～5のように、鋼板と充填材間の剥離によって最終的に破壊に至った。一方、エポキシ樹脂を用いた場合には、写真-6に示すように、載荷引張側ではコンクリートブロック表面が剥離し、鋼板の剥離面にはコンクリートの一部が付着したままであった。また、鋼板定着側では鋼板と充填材間の剥離が生じていた。このような損傷は、付着面端部において大きな付着応力が集中して生じていたことを示すものと言える。

平均付着強度と破壊形態の関係をみると、鋼板と充填材間での付着破壊の場合には、充填材とコンクリートブロック間での付着破壊の場合と比較して平均付着強度が小さくなっている。これは、鋼板と充填材間の付着力が充填材とコンクリート間の付着力よりも小さいために、充填材とコンクリートの付着力が失われる前に、鋼板と充填材が付着切れを起こしたものと考えられる。

一方、補強材として炭素繊維シートを用いた供試体では、写真-7に示すように、いずれも最

表-3 接合付着実験結果一覧

供試体 No.	補強材 の種類	充填材 の種類	付着 長さ	載荷 方法	最大引張 荷重(kg)	平均付着強度 (kgf/cm ²)	破壊モード
1-1 2	鋼板 SPCC t=1mm	エポキシ 樹脂	40cm	単調	3,900 3,500	4.9 4.4	いずれの場合も 鋼板-エポキシ樹脂間のはく離
2-1 2				漸増 繰返	3,300 3,200	4.1 4.0	
3-1 2		無収縮 モルタル	40cm	単調	500 500	0.6 0.6	いずれの場合も 鋼板-モルタル間のはく離
4-1 2				漸増 繰返	700 650	0.9 0.8	
5-1 2	鋼板 SS400 t=6mm	ポリマー セメント系 グラウト	40cm	単調	5,200 7,500	6.5 9.4	いずれの場合も 鋼板-グラウト間のはく離
6-1 2				漸増 繰返	6,000 6,200	7.5 7.8	
7-1 2			20cm	単調	2,800 4,100	7.0 10.3	
8-1 2		エポキシ 樹脂	40cm	単調	14,000 11,400	17.5 14.3	上側約1/3:樹脂-ブロック間のはく離 その他:鋼板-樹脂間のはく離
9-1 2				漸増 繰返	13,000 16,400	16.3 20.5	
10-1 2			30cm	単調	13,500 13,400	22.5 22.3	上側約1/2:樹脂-ブロック間のはく離 その他:鋼板-樹脂間のはく離
11-1 2			20cm	単調	11,400 13,000	28.5 32.5	
12-1 2		無収縮 モルタル	40cm	単調	6,200 6,800	7.8 8.5	いずれの場合も 鋼板-モルタル間のはく離
13-1 2	炭素繊維 シート 直貼り	エポキシ 樹脂	40cm	単調	3,300 3,200	4.1 4.0	いずれの場合も 樹脂-ブロック間のはく離
14-1 2				漸増 繰返	3,200 3,400	4.0 4.3	
15-1 2			20cm	単調	3,200 3,400	8.0 8.5	

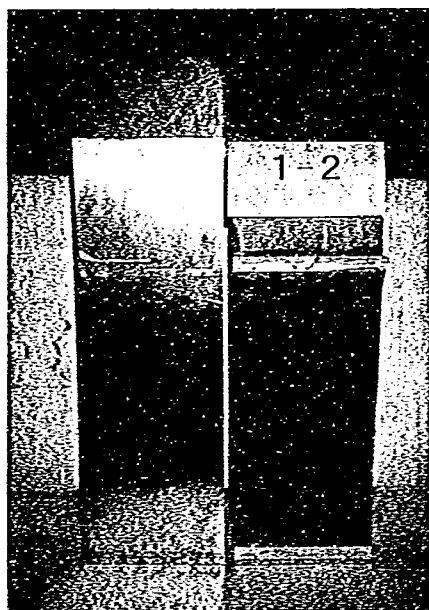


写真-2 鋼板SPCC-エポキシ樹脂供試体の剥離状況

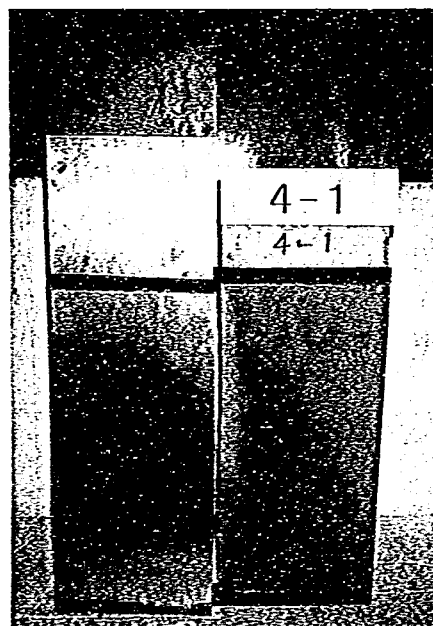


写真-3 鋼板SPCC-無収縮モルタル供試体の剥離状況

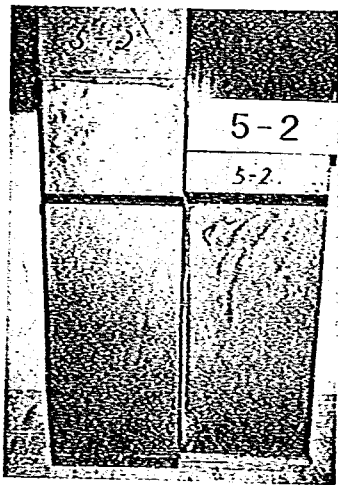


写真-4 鋼板SS400-ポリアセト系
グラウト供試体

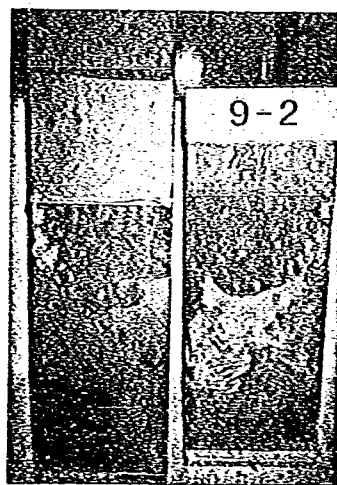


写真-5 鋼板SS400-無収縮
エポキシ樹脂供試体

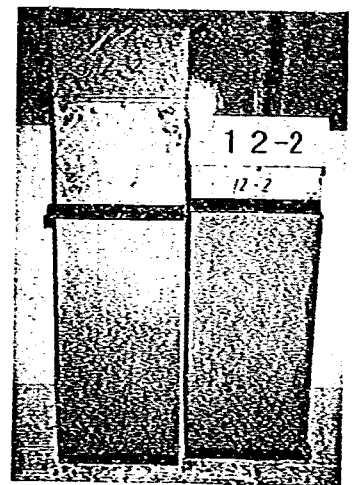


写真-6 鋼板SS400-エポキシ
樹脂供試体

最終的には樹脂とコンクリートブロック間の剥離により破壊した。付着破壊は、炭素繊維シート全面に及んでいた。

本実験結果を整理すると、以下の通りである。図-5は、最大引張荷重及び平均付着強度と付着長さの関係を示したものである。また、図-6～8は、供試体の補強材に貼付したひずみゲージ測定値から算出した最大引張荷重時における付着応力の分布状況をそれぞれ示したものである。エポキシ樹脂を充填材とし、鋼板(SS400)及び炭素繊維を補強材とした組合せの供試体においては、付着長さの増加に伴う最大引張荷重の顕著な増加はほとんど認められない。このために、単に最大引張荷重を付着面積で除した平均付着強度は、付着長さの増大に伴って減少する傾向にある。この理由としては、鋼板の付着長に関わらず付着面端部の一定の領域に付着応力が局所的に生じ、この領域が付着破壊すると、鋼板の剥離と同時に著しい衝撃力が付着面全体に作用して瞬間的に全面が剥離するためと考えられる。図-6～8からもわかるように、付着面端部から20cm程度の範囲に応力が著しく集中し、付着端部から30cm以上では作用する応力は小さくなっている。

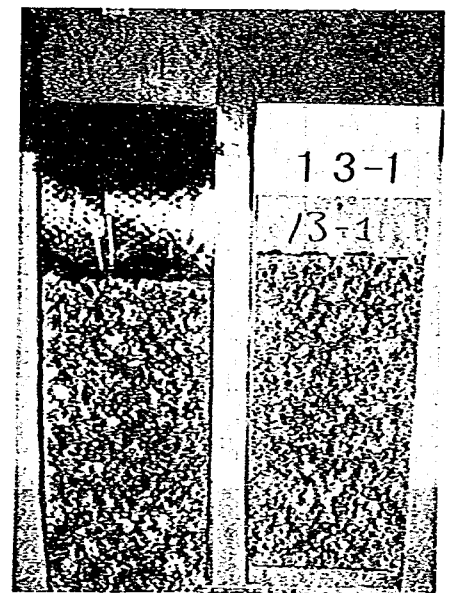


写真-7 炭素繊維シート+エポキシ樹脂
供試体の剥離状況

図-9～13は、補強材と充填材とを各種組合せた供試体に対する単調載荷及び漸増繰返し載荷において、補強材に貼付した付着端部から1cmの位置におけるひずみの測定値と引張荷重との関係を示したものである。単調載荷と漸増繰返し載荷での荷重-ひずみ曲線を比較した場合、最大引張荷重では若干の差異が認められるが、いずれの補強材と充填材の組合せにおいても、荷重-ひずみ曲線の定量的な傾向は同様であり、設計で考慮する程度の有意な影響はないと言える。

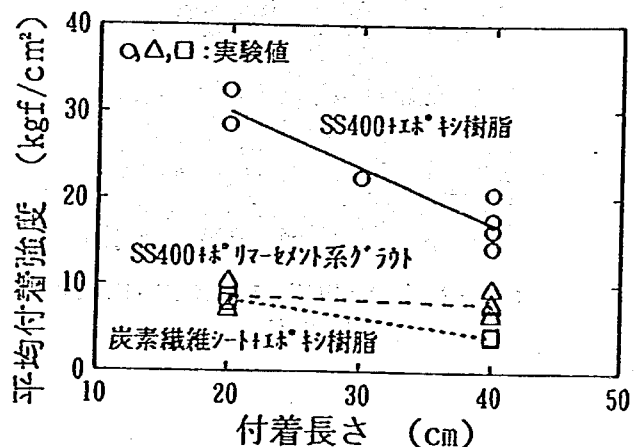
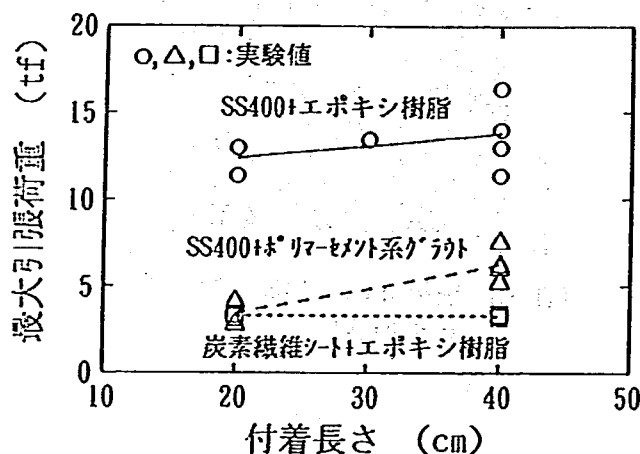


図-5 最大引張荷重及び平均付着強度と付着長さの関係

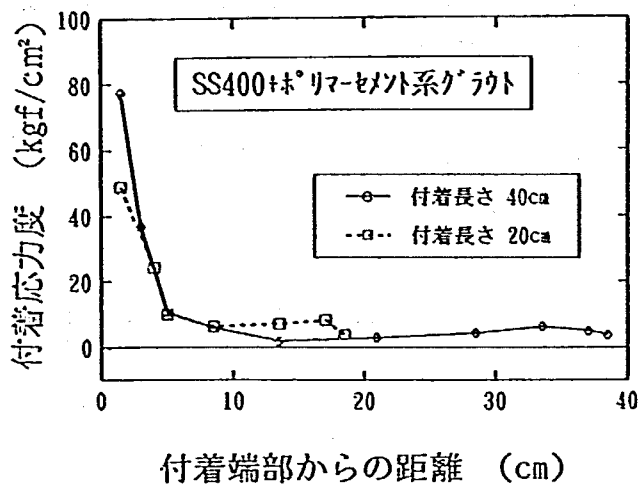


図-6 [SS400+エポキシ樹脂系グラウト]の付着応力度分布

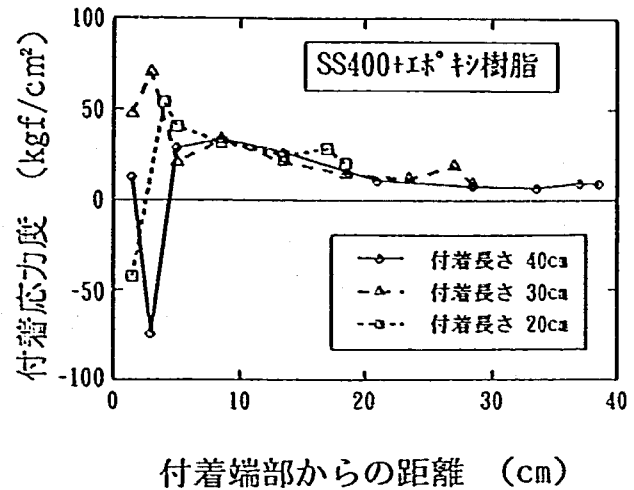


図-7 [SS400+エポキシ樹脂]の付着応力度分布

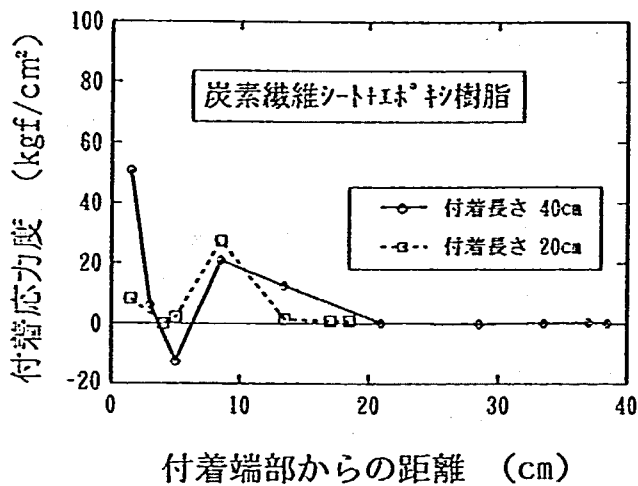


図-8 [炭素繊維シート+エポキシ樹脂]の付着応力度分布

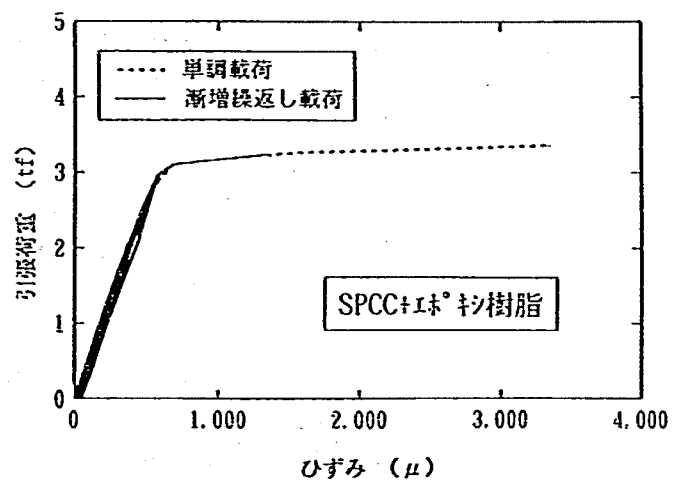


図-9 [SPCC+エポキシ樹脂]の引張荷重-ひずみ曲線

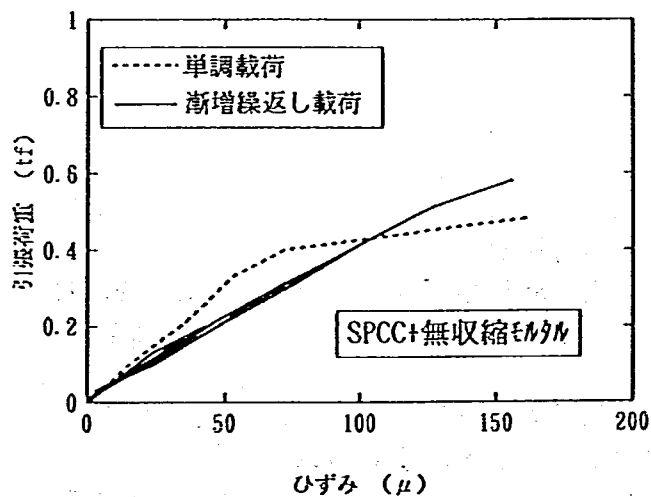


図-10 [SPCC+無収縮モルタル]の引張荷重-ひずみ曲線

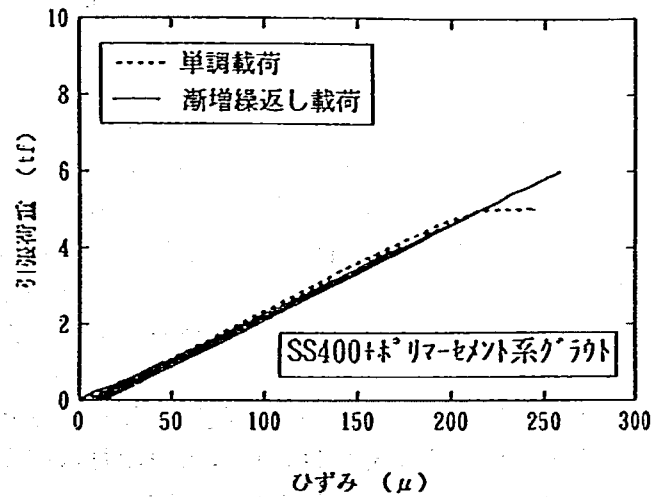


図-11 [SS400+エポキシ樹脂系グラウト]の引張荷重-ひずみ曲線

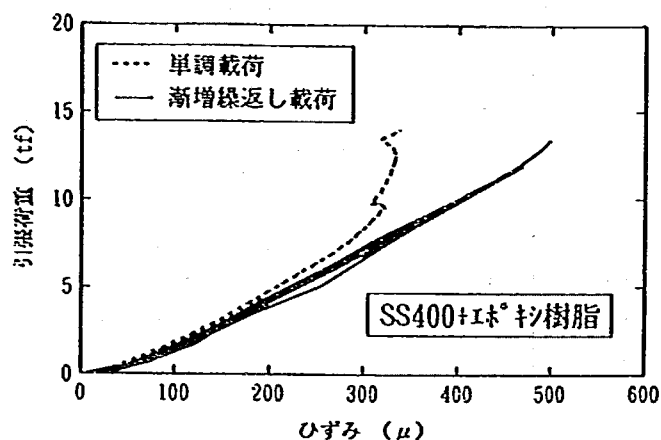


図-1 2 [SS400+エポキシ樹脂]の引張荷重-ひずみ曲線

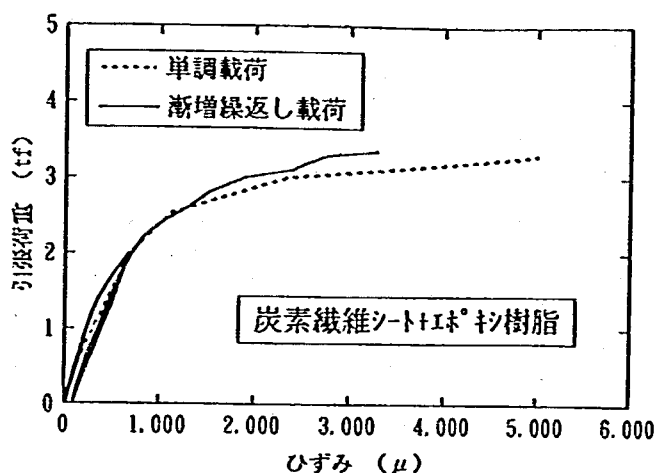


図-1 3 [炭素繊維シート+エポキシ樹脂]の引張強度-ひずみ曲線

5. 補強材巻き立て工法における充填材の付着特性に関する一考察

軸方向鉄筋の段落し部に対する鋼板巻き立て補強工法においては、過去に実施された実験結果を基に、鋼板の巻き立て範囲を橋脚幅の1.5倍程度以上とすればよいことが明らかになっている。さらに、付着面での局所的な付着応力が、今回の実験における付着幅と同等の20cm以下に集中していること、また、繰返し載荷の影響は顕著ではないことを鑑み、設計用として、付着幅の2倍の付着長さ(40cm)における平均付着強度を充填材の付着強度として定義するものとする。したがって、本実験結果から判断すれば、各充填材に対する付着強度は表-5のように評価できる。

表-5 各充填材の付着強度

補強接合法	設計用付着強度
鋼板SPCC + エポキシ樹脂	4 kgf/cm ²
鋼板SPCC + 無収縮モルタル	0.7 kgf/cm ²
鋼板SS400 + ポリマーセメント系グラウト	8 kgf/cm ²
鋼板SS400 + エポキシ樹脂	17 kgf/cm ²
鋼板SS400 + 無収縮モルタル	8 kgf/cm ²
炭素繊維シート + エポキシ樹脂	4 kgf/cm ²

6. まとめ

鋼板巻き立てによりRC橋脚軸方向鉄筋段落し部の耐震補強する場合の鋼板とコンクリートとの付着特性について実験的に検討した。本検討により明らかになった事項は、以下の通りである。

- 1) 鋼板等の補強材と充填材のと付着特性はそれらの材料特性や組合せに著しく依存する。
- 2) 本実験の範囲内では、平均付着強度の観点から見ると、SS400鋼板の巻き立てに用いる充填材としては、無収縮モルタルやポリマーセメント系グラウトよりもエポキシ樹脂の方が効果的である。
- 3) 鋼板と充填材との間での付着破壊が先行すると、平均付着応力が小さくなる。大きな平均付着強度を確保するためには、鋼板と充填材は確実に接着されなければならない。
- 4) 1層の炭素繊維シートに対する実験では、付着破壊は充填材とコンクリートブロックとの間で生じた。
- 5) 鋼板や炭素繊維シートとコンクリートの付着特性を、充填材の付着強度によって表-5のように評価した。