

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3452号

土木研究所資料

平成7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 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7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
	主任研究員	寺山徹
	前研究員	野崎智文 ²⁾
	研究員	星隈順一
	研究員	長屋和宏
		佐藤貴志

1) 現東北大学工学部助教授

2) 現耐震技術研究センター防災技術課主任研究員

要 旨

平成7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わ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、インテリジェント耐震構造、大都市、耐震補強、合成構造、超多径間連続橋、RC橋脚、鋼製橋脚、RCラーメン橋脚、長大橋梁、道路占用施設・沿道施設、地下構造物、社会経済影響評価、兵庫県南部地震

目 次

1.都市震災の波及構造に関する研究	1
(行政部費)	
2.インテリジェント耐震構造技術に関する日米共同研究	7
(行政部費)	
3.大都市地域における地震防災技術の開発	13
- 都市構造物の耐震設計法の開発 -	
(建設技術研究開発経費<総プロ>)	
4.大都市地域における地震防災技術の開発	19
- 超軟弱粘性地盤に建設される構造物耐震設計法の開発 -	
(建設技術研究開発経費〈総プロ〉)	
5.合成構造の耐震設計法の開発	25
(道路事業調査費〈一般調査〉)	
6.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〉)	
7.橋脚の耐震補強技術に関する試験調査	29
(道路事業調査費〈特定調査〉)	
8.超多径間連続道路橋の耐震設計法に関する試験調査.....	31
(道路事業調査費〈大規模〉)	
9.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.....	33
(道路事業調査費〈大規模〉)	
10.鋼製橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査	37
(道路事業調査費〈大規模〉)	
11.道路トンネルの耐震性に関する試験調査	39
(道路事業調査費〈大規模〉)	
12.長大橋梁の耐震設計法に関する試験調査	41
(道路事業調査費〈新交通軸調査〉)	
13.大規模橋梁の耐震設計法に関する調査試験	43
(受託工事〈本州四国連絡橋公団〉)	

14.鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査法に関する研究	49
(受託工事〈首都高速道路公団〉)	
15.都市震災の社会経済的影響評価システムに関する研究	55
(科学技術振興調査費〈生活者ニーズ対応研究〉)	
16.鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究.....	61
(科学技術振興調査費〈重点基礎研究〉)	
17.鉄筋コンクリート橋脚の地震被害特性に及ぼす地震動強度の影響に関する研究.....	67
(科学技術振興調査費〈個別重要国際〉)	
18.兵庫県南部地震に関わる道路橋の耐震設計法に関する調査.....	73
(一般国道直轄改修費〈測量及び試験費〉)	

1. 都市震災の波及構造に関する研究 (行政部費)

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。

2. 手法の構築

昨年度までに構築した表－1に示す20種類のFEM法に基づく震災波及構造モデルを総合化し、産業連関表を組み合わせることで、地震による物的個体被害を入力したときの地域の年間ベースでの低下率を出力して求める手法（構造化解析手法）には、いくつかの改良すべき点（復旧期間・物的個体被害率等の設定）が残っている。本年度は、以下に示すように手法を改良し、手法の精度を向上させた。

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		

①復旧については、昨年度は地震発生後の被害が全面復旧までの間直線的に減少するものとしたが、本年度は、過去の地震被害を踏まえた実現的な復旧曲線に修正した。（図－1）

②昨年度は、地震直後の物的個体被害と復旧期間の両方が入力条件として必要であったが、両者の間には相関があると考えられ、この関係を設定することにより、地震直後の物的個体被害のみを入力条件とするように修正した。（図－2）

③①②より、復旧の影響を考慮する方法（復旧曲線）を決定した。復旧日をTとした場合、年間ベースでの平均的な被害率は、一年間をT₀とした場合図－3のようになる。

④ライフライン施設以外については、兵庫県南部地震の事例を用いた被害量と復旧日の関係を用いることとした。交通施設については、被害量と復旧日に比例関係があるとみなし、その他の施設については被害量によらず復旧日は一定であるとした。（表－2）

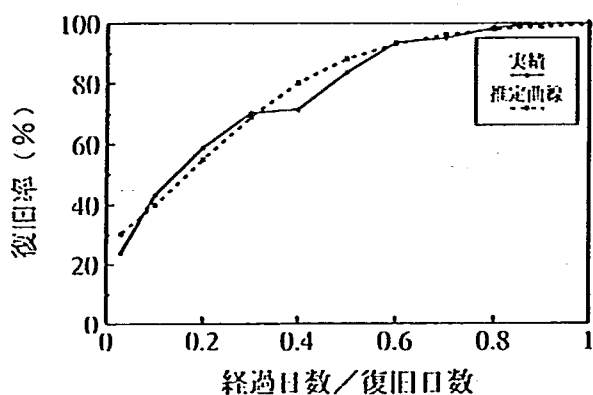


図-1 実現的な復旧曲線（上水道）

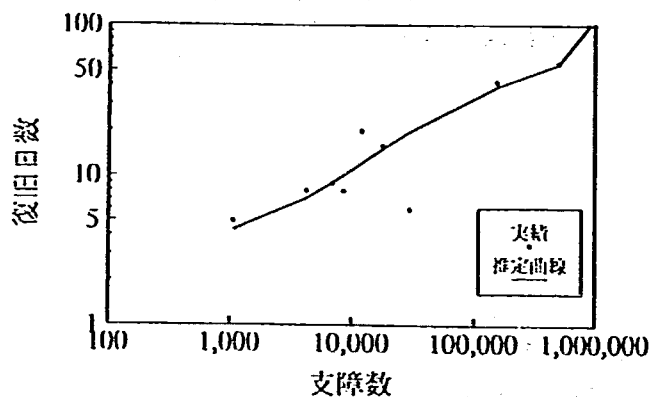


図-2 支障数と復旧日数の関係（上水道）

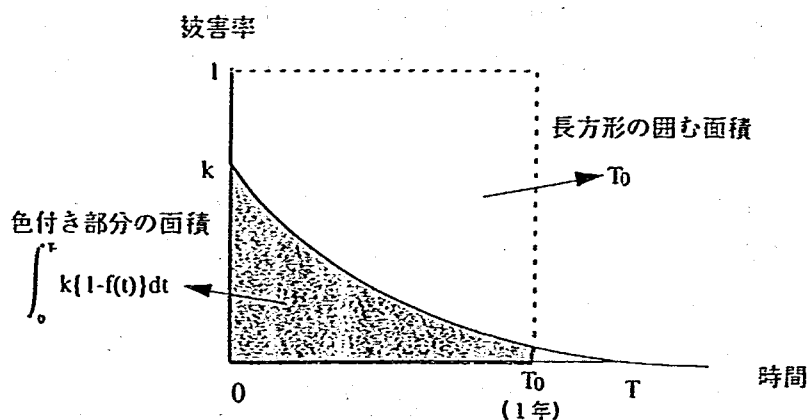


図-3 年間ベースでの平均的な被害率

この結果、地震直後の支障率(=a)と年間ベースでの支障率(=y)との関係は、表-2の通りとなる。（ただし、住宅関連施設については復旧が3年要するとしたので、最初の1年間の年間ベースでの支障率を示した。）

表-2 地震直後の支障率と年間ベースでの支障率との関係(ライフライン施設以外)

道路施設	$y=a-1.7\%$ (復旧>1年) $y=3/20 \times a^2$ (復旧<1年)
鉄道施設	$1/3 \times a^2 / 100\%$
港湾施設	$y=a-16\%$ (復旧>1年) $y=3/190 \times a^2$ (復旧<1年)
河川施設	—
空港施設	—
商業関連施設	$y=a \times 1/2$
金融関連施設	$y=a \times 1/24$
サービス関連施設	$y=a \times 1/2$
医療関連施設	$y=a \times 1/2$
教育関連施設	$y=a \times 1/24$
行政関連施設	$y=a \times 1/24$
報道関連施設	$y=a \times 1/24$
住宅関連施設	$y=a \times 5/6$
生産関連施設	$y=a \times 1/2$

3. 手法の検証

手法における入力として必要となるのは、物的個体被害の数値であるが、兵庫県南部地震の場合、物的個体被害のデータとして得られなかったものもある。したがって、このような点については波及構造のうち最下層の物的個体被害ではなく、データの得られているより上層の機能被害を設定値として与えることとする。また、復旧期間が長引けば、社会経済的な影響も大きくなるため、被害率のみならず復旧期間を考慮する必要がある

さらに、「2.」で設定した関係をもとに地震発生直後の支障率を年間ベースでの支障率を算出した。

各施設の主要な被害、復旧期間に関する新聞記事等の情報をまとめたもの及び年間ベースでの支障率は、表-3に示す通りである。

表-3 被害量、復旧日数及び年間ベースでの支障率

	地震直後の被害量及び被害率	復旧期間	年間ベースでの支障率
道路施設	道路主要被害→支障率（交通量減少率）10%	3年	8.5%
鉄道施設	鉄道主要被害→支障率（輸送量減少率）100%	7～8カ月	10%
港湾施設	港湾護岸損壊→使用可能なのは5/170支障率97%	3年	80%
河川施設	住宅冠水等→0	—	0%
空港施設	空港滑走路損壊→被害はほとんどなし	—	0%
電力施設	電力供給→支障率（停電率）83%	1週間	0.13%
ガス施設	ガス供給→支障率（停止率）71%	3カ月	5.8%
上水道施設	断水→支障率（断水率）79%	2カ月	3.0%
下水道施設	下水流下→支障率（排水支障率）2.2%	3カ月	0.25%
通信施設	電話通信支障→25%	2週間	0.64%
商業関連施設	一般建築施設損壊→被害率16%	1年	8.0%
金融関連施設	一般建築施設損壊→被害率12%	1カ月	0.50%
サービス関連施設	一般建築施設損壊→支障率12%	1年	6.0%
医療関連施設	一般建築施設損壊→支障率6%	1年	3.0%
教育関連施設	一般建築施設損壊→支障率4%	1カ月	0.16%
行政関連施設	一般建築施設損壊→被害率11%	1カ月	0.46%
報道関連施設	一般建築施設損壊→被害率12%	1カ月	0.50%
住宅関連施設	一般建築施設損壊→被害率10% 火災延焼→焼失率0.6%	3年	12%
生産関連施設	生産工場損壊→被害率31% 農地損壊・浸水→0 一般建築施設損壊→被害率11%	1年	15% 0% 10%

これらの復旧作業を考慮した年間ベースでの平均的な被害規模を代入して、地震被害の被災地域内での都市機能への直接的な影響（年間ベースでの支障率）を算出した。また、兵庫県の生産額がこの分だけ減少するとして、国内全体レベルでの需要の減少率を算出した。（表-4）

その結果、被災地での都市機能は、年間で10～20%程度低下し、国内全体の需要は、年間で0.1～1.0%程度低下するとがわかる。

表-4 都市機能への直接的な影響及び国内全体レベルでの需要の減少率

産業連関上の分類	対応する項目	年間ベースでの支障率	平均値	国内レベルでの需要減少率
商業	市場機能 在庫管理	18% 5%	11%	0.42%
金融・保険	証券情報 証券取引 保険	2% 1% 7%	2%	0.076%
サービス	宿泊機能 娯楽 情報サービス 専門サービス 事業	4% 9% 9% 9% 9%	8%	0.30%
教育・研究 医療・保険	研究開発 診察治療	6% 4%	5%	0.19%
公務	復旧活動遅	5%	5%	0.19%
電気・機械	電気製品	14%	14%	0.63%
化学製品	化学製品	22%	22%	1.0%
食料品	食料品不足 加工食品	17% 7%	12%	0.45%

また、産業連関表を用いて地震被害を考慮した場合の需要を算出し、さらにこの需要を入力して、地震後1年間のGDPの落ち込みを算出した。(表-5)

表-5 各産業の産出額の低下率

産業連関表の分類	最終需要計	最終需要計 (地震を考慮)	産出額	産出額 (地震を考慮)	産出額の 低下率 (%)
農林水産業	0.01252	0.01252	0.05258	0.05245	0.26
鉱業	0.00021	0.00021	1.01192	1.01192	0.00
食料品	0.07228	0.07195	0.11336	0.11292	0.39
繊維製品	0.02185	0.02185	0.04549	0.04548	0.03
パルプ・紙・木製品	0.00577	0.00577	0.05951	0.05945	0.09
化学製品	0.01239	0.01229	0.08732	0.08709	0.26
石油・石炭製品	0.00858	0.00858	0.10917	0.10911	0.05
窯業・土石製品	0.00277	0.00277	0.02686	0.02685	0.07
鉄鋼	0.00816	0.00816	0.10944	0.10939	0.04
非鉄金属	0.00247	0.00247	0.02249	0.02246	0.12
金属製品	0.00481	0.00481	0.05489	0.05487	0.05
一般機械	0.04542	0.04542	0.09444	0.09442	0.03
電気機械	0.06482	0.06447	0.12349	0.12300	0.39
輸送機械	0.05703	0.05703	0.15224	0.15221	0.02
精密機械	0.00858	0.00858	0.01264	0.01263	0.04
その他の製造工業製品	0.01891	0.01891	0.09631	0.09622	0.09
建設	0.13784	0.13784	0.16398	0.16396	0.01
電気・ガス・熱供給	0.01176	0.01176	0.09074	0.09068	0.06
水道・廃棄物処理	0.00648	0.00648	0.02025	0.02024	0.07
商業	0.10921	0.10874	0.21105	0.21047	0.28
金融・保険	0.01729	0.01728	0.15239	0.15228	0.07
不動産	0.07513	0.07513	0.11982	0.11977	0.05
運輸	0.03535	0.03535	0.39075	0.39064	0.03
通信・放送	0.00787	0.00787	0.03481	0.03478	0.10
公務	0.04545	0.04537	0.04801	0.04792	0.17
教育・研究・医療・保健	0.10596	0.10575	0.13438	0.13414	0.18
サービス業	0.09850	0.09819	0.19780	0.19736	0.22
事務用品	0.00000	0.00000	0.00846	0.00845	0.11
分類不明	0.00260	0.00260	0.04487	0.04484	0.06
合計	1.00000	0.99814	3.78947	3.78600	0.09

4. 道路及びライフライン施設の地震対策と地震被害の関係分析

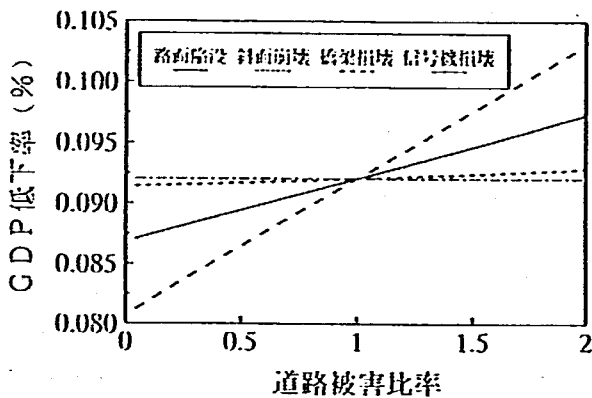
兵庫県南部地震におけるGDPの低下について、耐震対策がとられていることにより、どれだけGDPの低下を軽減できるかを検討した。

手順は、物的個体被害の設定に対し、波及構造における波及計算を行い、この結果得られた産業の低下率を産業連関表に組み込み、GDPの低下を求めるという順序であり、特定の被害について、被害量を現状の0～2倍に変化させてGDPの低下率との関係を見た。（図－4）

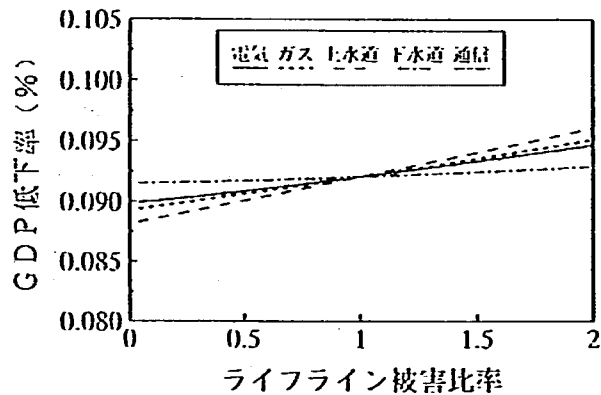
また、対象とした被害は、表－6に示す通りである。

表－6 対象とした被害

道路施設	ライフライン施設
道路路面陥没、斜面崩壊 橋梁損壊、道路信号機損壊	電力配電設備損壊、低圧ガス管損壊 上水道配水管損壊、下水管損壊、通信回線損壊



図－4 道路に関わる耐震化の影響



図－5 ライフラインに関わる耐震化の影響

図－5に示すように、道路施設の被害では、橋梁被害の影響が最も大きく、次に路面陥没の影響が大きいとの結果を得た。斜面崩壊や信号機損壊の影響はほとんど見られなかった。

橋梁被害の影響が最も大きいのは、兵庫県南部地震に基づく設定で橋梁被害による影響が道路被害の中で最も大きいためであり、耐震対策をすることにより橋梁被害が全く発生しなければ、GDPの低下率を0.01%程度減少することができる。これは、地震後に予想されるGDPの低下のうち約10%であり、金額換算では500億円程度の効果である。

また、図－6に示すように、ライフライン施設の被害では、上水道被害が最も大きく、次にガスの影響が大きいとの結果を得た。下水道の影響は被害を受けた世帯がそれほど多くないため影響はほとんど見られなかった。

上水道やガスの影響が大きいのは、復旧に比較的長時間を要するためである。電気や電話は、重要度は高いが、応急復旧が早期に終了するため、影響は小さめとなっている。

6. 波及ルート of 地震対策と経済的影響の関係

「5.」では、特定の物的個体被害の大きさを変化させた場合の影響について検討したが、次に物的個体被害の大きさは兵庫県南部地震の設定通りとし、中間段階での波及率を変化（現状の0～2倍）させた場合について検討を行った。

表－7に、主な道路物的被害である橋梁損壊及び路面陥没の直接の波及先及び波及率を示す。

表-7 道路物的被害の直接波及先及び波及率

主な道路物的個体被害	波及被害	波及率の変化
橋梁損壊	道路通行不能制約	現状 6.8→6.8×0~2
路面陥没	道路通行不能制約	現状 4.1→4.1×0~2
	配電設備損傷	現状 0.62→0.62×0~2
	上水送水管損傷	現状 0.55→0.55×0~2
	上水配水管損傷	現状 0.45→0.45×0~2
	下水管損傷	現状 0.48→0.48×0~2
	低圧ガス管損傷	現状 0.77→0.77×0~2

以下に、道路通行支障への影響と路面陥没によるライフライン被害への波及率を変化させた場合の経済的影響を図-7に示す。

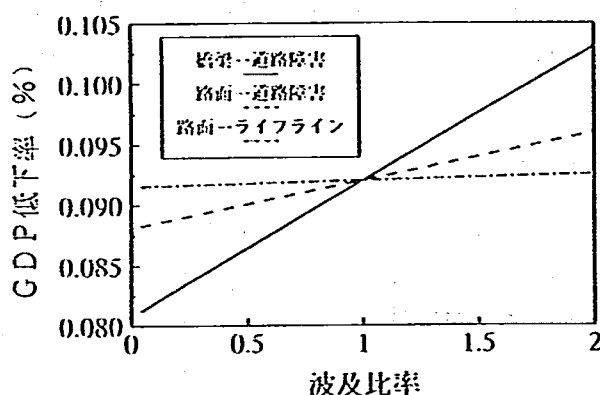


図-7 波及率を変化させた場合の経済的影響

道路被害のうち、特に橋梁損傷による交通被害の影響が大きいため、橋梁通行の代替ルートを確認しておくことが、道路物的個体被害の影響を減少させる上で最も重要との結論が得られる。路面被害により埋没されたライフラインが被害を受けることについては、それほど大きな影響は与えないとの結果が得られた。ライフラインは、このような路面陥没による影響以前に、それら自体が地震動により直接的に受ける被害の割合が高いためである。

5. まとめ

本検討により、以下の点が明らかとなった。

- ・物的個体被害のうち、最も間接的経済影響が大きいのは、建築物被害である。建築物被害は、直接的に産業活動をストップさせるものであり、復旧に比較的長期を要するためである。
- ・道路被害のうち、特に影響の大きいのが橋梁損壊であり、次に路面陥没である。道路被害の影響は、通行支障を通じて、生産、商業等の物資輸送への影響を及ぼすことが分かった。路面陥没よりも橋梁被害の影響が大きいのは、橋梁被害があった場合に代替ルートを確認するのが困難なためである。
- ・ライフライン被害のうち、特に電気や水道は、都市活動に欠かせないものであり、地震直後の影響は、非常に大きい。復旧が早いために、年間ペースで見た場合の影響としてはそれほど大きくはない。
- ・道路物的個体被害の波及先としては、道路通行支障によるもののほか、路面陥没によるライフライン被害に伴う波及もあるが、このような事象がライフライン被害全体に占める割合が小さいため、道路通行支障による影響に比べるとかなり小さい。
- ・経済的影響を最小限に抑えるには、主要道路の橋梁の耐震対策が重要である。
- ・復旧対策においては、間接被害の影響を小さくする効果の大きい順（道路通行量が多く被害の復旧の早い道路から順に補修を行っていくことが最も適切な手順といえる。

2. インテリジェント耐震構造技術に関する日米共同研究 (行政部費)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
長屋 和宏
佐藤 貴志

1. まえがき

現在の構造物の耐震設計は、鉄筋コンクリートや鋼材を用いて地震力に耐えられるように構造物を造るという手法を基本に行われている。しかしながら、大地震に対して全く被害を受けないように構造物を造ることは非常に困難であり、現状では大地震時には何らかの損傷を生じるのが実状である。土木構造物は、震後復旧のための緊急輸送路などとしての重要な役割を担っており、被災しにくく、かつ、震後の修復が容易な構造物の開発が必要とされている。

本研究は、近年開発がめざましいインテリジェント・マテリアル（自己診断材料、自己修復材料）を活用することにより、震後に容易に被害状況を診断でき、さらに、容易に復旧が可能なインテリジェント耐震構造技術を開発することを目的として、平成7年度から5カ年間の計画でスタートしたものであり、本年度は初年度に当たる。

本研究は、UJNR耐風耐震構造専門部会の活動の一環としての日米間の共同研究として実施している。共同研究の課題は、①自己修復耐震構造に関する研究、及び、②自己診断耐震構造に関する研究、の2つを対象としている。

2. 研究目的

インテリジェントマテリアルを活用し、従来の耐震技術の延長では期待できない抜本的な耐震性向上技術を開発する。容易な震後の診断・修復を実現する自己修復機能、自己診断機能を有するインテリジェント耐震構造といった独創技術の開発を図ることを目的とする。

3. 研究内容

平成7年度は、本研究の初年度にあたり以下の項目に関して検討を行った。

(1) 新材料の適用方法の検討

近年開発がめざましい各種の新材料の調査を行い、自己修復機能材料、自己診断機能材料、高性能材料等の耐震構造への適用方法を検討した。

(2) 自己修復機能材料を用いた支承・ジョイント構造の検討

自己修復機能を有する材料の載荷試験によりその特性を検討するとともに、自己修復機能材料を用いた支承構造・伸縮装置構造を検討した。

4. 研究成果

4. 1 新材料の適用方法の検討

(1) 適用可能な新材料の調査

新素材としては、幅広い産業分野で様々なものが開発されつつあり、実際に開発メーカーがサンプルとして出荷の段階に至っているものや構想から研究開発の段階にあるものまであり、その全てが実用化されているとは言い難い。図-1は、現在開発されている新素材・新材料の中で土木構造物で適用が可能と考えられる素材を大まかに分類したものである。材料としては、有機材料、金属材料、無機材料、新素材、複合材料と各種のものがある。また、特性で分類すると、高強度・高じん性といったハイパフォーマンス材料、自己修復材料や自己診断材料といったインテリジェント材料がある。

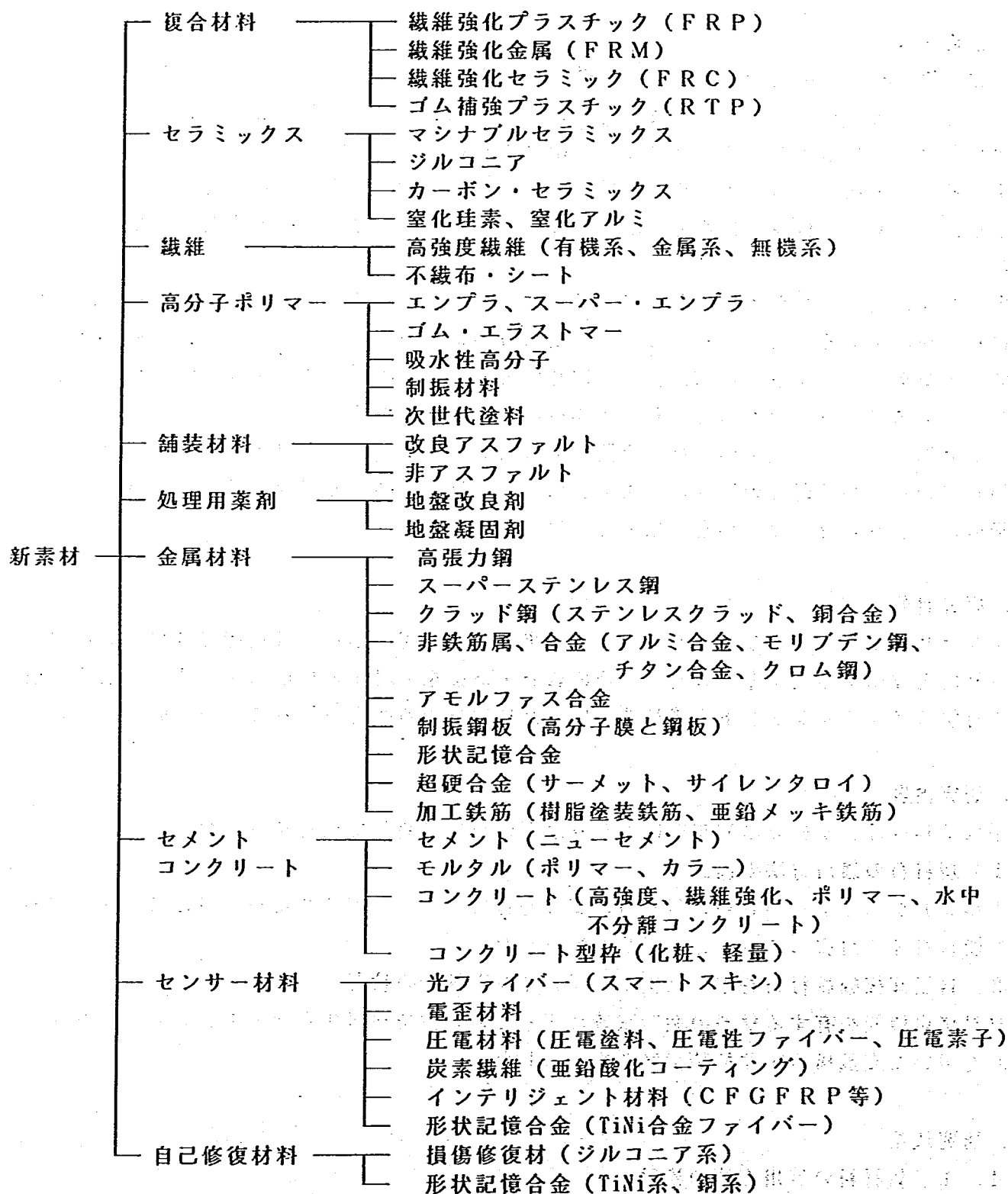


図-1 建設分野における適用可能な新素材

(2) 新材料の耐震構造への適用性

耐震構造に適用の可能性がある表-1に示す新材料を対象として、新たなセンサー技術への適用性、自己修復機能への適用性、及び主要な構造材料等への適用性を整理した。表-2及び表-3は、整理結果を簡単にまとめたものである。

表-1 検討対象とした新材料

適用目的	新材料	特 徴
自己診断技術	形状記憶合金	・TiNi合金をファイバー化してエポキシ樹脂で一体化
	光ファイバー	・光ファイバーの断裂や屈折率の変化で変状を把握
	スマートスキン	・光ファイバーセンサーを構造物全体に配置
	C F G F R P	・導電性の炭素繊維の破断で残留電気抵抗が変化
	C C D カメラ	・位置センサーとして活用
自己修復技術	損傷修復材料	・ジルコニア系セラミック材料
	複合材料	・構造母材に損傷修復材を組み込む
	形状記憶合金	・超弾性特性を利用して大変形を回復
ハイパフォーマン ス材料	高強度コンクリート	・ハイパフォーマン材料
	高強度金属材料	・チタン鋼等の高強度材料
	超強力鋼	・従来材料を高強度化
	F R P	・複合材料
	ファイバセラミック	・窒化珪素等の高強度材料
	超低降伏点鋼	・従来材料を低降伏点化

表-2 新材料を用いたセンサー技術の適用性

適用目的	センサー技術	適用性	備 考
自己診断技術	形状記憶合金	・応力履歴の判定	・既存構造物に適用困難
	光ファイバー	・各種の構造体に適用可能	・計測用装置が必要
	スマートスキン	・構造物全体のセンシング	・構想段階
	C F G F R P	・応力履歴の判定	・既存構造物に適用困難
	C C D カメラ	・リアルタイムの状況観測	・装置が複雑
大規模地震 直後の点検	圧電塗料	・塗装面全体の変形観測	・構想段階
	光ファイバースコープ	・可搬型で計測可能	・労力が必要
	C F G F R P	・応力履歴の判定	・既存構造物に適用困難
	形状記憶合金	・電気抵抗の測定	・構想段階

表-3 新材料を用いた自己修復技術の適用性

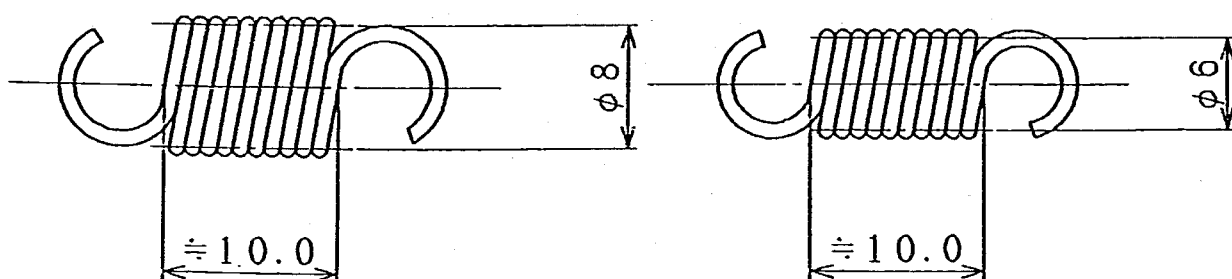
適用目的	センサー技術	特 徴	備 考
自己修復技術	損傷修復材料	・構造物全体に配置可能	・構想段階で、実用化は未知数
	複合材料	・構造体の寿命延長を目的	
	形状記憶合金	・部分的に適用性あり	

4. 2 自己修復機能材料を用いた支承・ジョイント構造の検討

(1) 形状記憶合金ばねの特性

自己修復機能材料として形状記憶合金を取り上げ、形状記憶合金で製作したばねを対象に荷重～変位特性及び復元力特性を調査した。

対象とした形状記憶合金は、図-2に示すような直径が変化する2種類のコイルタイプのばねとし、直径8mm及び6mm、コイル長さは1cmである。形状記憶合金の材料としては、チタン・ニッケル系とし、伸び最大変化率300%で、60℃で完全に復元するように製作したものである。なお、専用に材料開発をすることができなかったため、既開発済みの材料を用いた。材料特性は、表-4のとおりである。



(1) 試験体-1 (直径8mm)

(2) 試験体-2 (直径6mm)

図-2 形状記憶合金ばね

表-4 形状記憶合金の特性

(1) 記憶特性・超弾性特性

変態温度 ℃	ヒステリシス deg.	疲労特性		最大形状回復応力 kgf/mm ²
		10 ⁵	10 ⁷	
-10～110	10～30	$\xi = 0.02$	$\xi = 0.005$	60

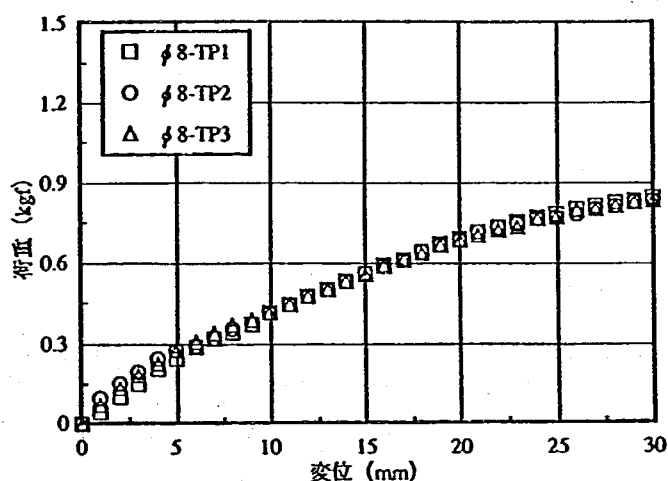
(2) 物理的特性・機械的特性

密度 g/cm ³	融点 ℃	比熱 cal/g・℃	線膨張係数 10-6/℃	熱伝導率 cal/cm・℃・S	比抵抗 $\mu \Omega \cdot \text{cm}$
6.4～6.5	1200～1310	0.06	10	50～100	50～100
引張強さ kgf/mm ²	降伏強さ kgf/mm ²		伸び %	硬さ Hv	
	低温用	高温用			
90～180	15～30	20～90	10～60		180～330

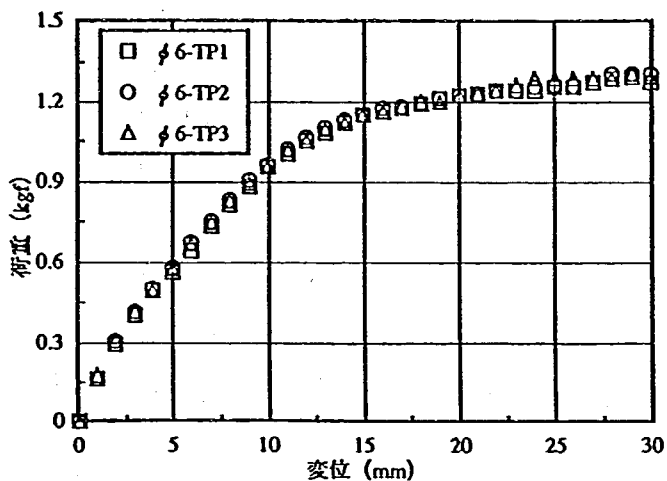
試験では、3体の同一種類の試験体に対して荷重～変位特性と温度による復元力特性を調査した。図-3は、試験体に30mmの変位を与えた場合の各ばねの荷重～変位特性を示したものである。これによれば、試験体-1 (直径8mm) では、30mmの変位の中ではほぼ2次放物線的に荷重～変位特性が変化するが、試験体-2 (直径6mm) では、変位15mmで降伏が生じるような特性となる。このようにコイルの直径を変化させることにより、荷重～変位の特性を変化させることができることがわかる。なお、3体の試験体間には相違はほとんどない。

次に、図-4は温度による復元力特性を示したものであるが、引張試験で30mm伸ばした後

に温風をあててその時の温度と復元力を計測した。これによれば、復元力特性は温風の温度を高くするにつれて大きくなり、80℃では変形を与える際に载荷した荷重の約2倍の復元力を有していることがわかる。30mmの変位までは復元力はコイルの直径が小さい方が大きい。

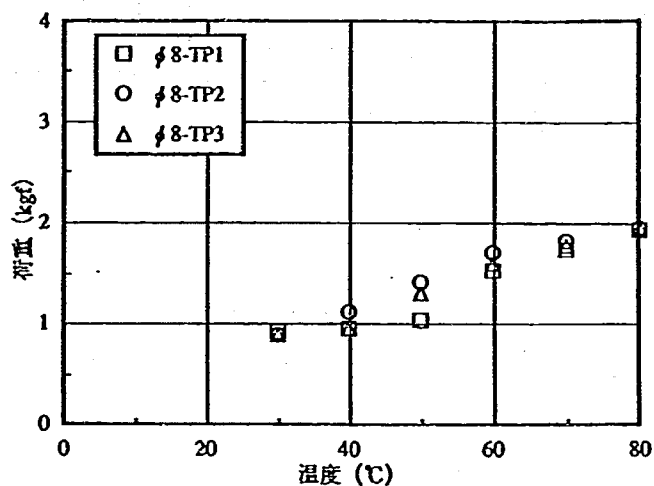


(1) 試験体 - 1 (直径 8 mm)

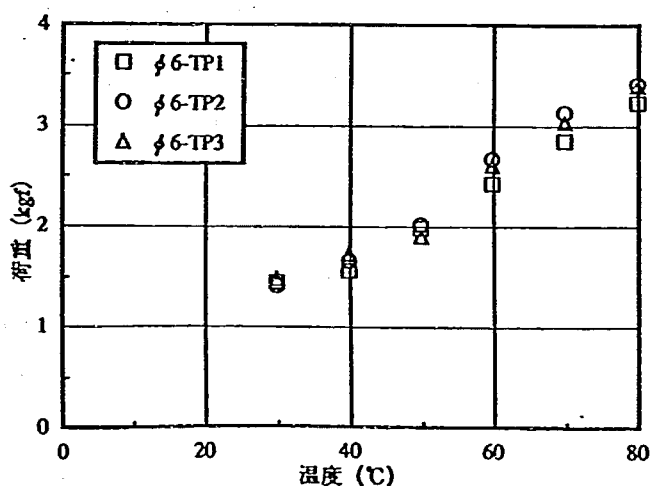


(2) 試験体 - 2 (直径 6 mm)

図 - 3 荷重～変位特性



(1) 試験体 - 1 (直径 8 mm)



(2) 試験体 - 2 (直径 6 mm)

図 - 4 温度に応じた復元力特性

(2) 形状記憶合金を用いた支承・伸縮装置模型の開発

上記(1)に示した形状記憶合金ばねを用いて復元性能を有する支承及び伸縮装置の構造を検討した。図-5は、復元機構の原理図を示したものである。支承に変位が生じた場合に形状記憶ばねにより変形を拘束するとともに、最終的に残留した変形を形状記憶合金の復元力で戻そうとするものである。写真-1及び2は、それぞれ、模型を示したものであるが、上記(1)のばねを用いているので30mmまでの変形までは完全にもとの状態に復元することが試験的に明らかになった。

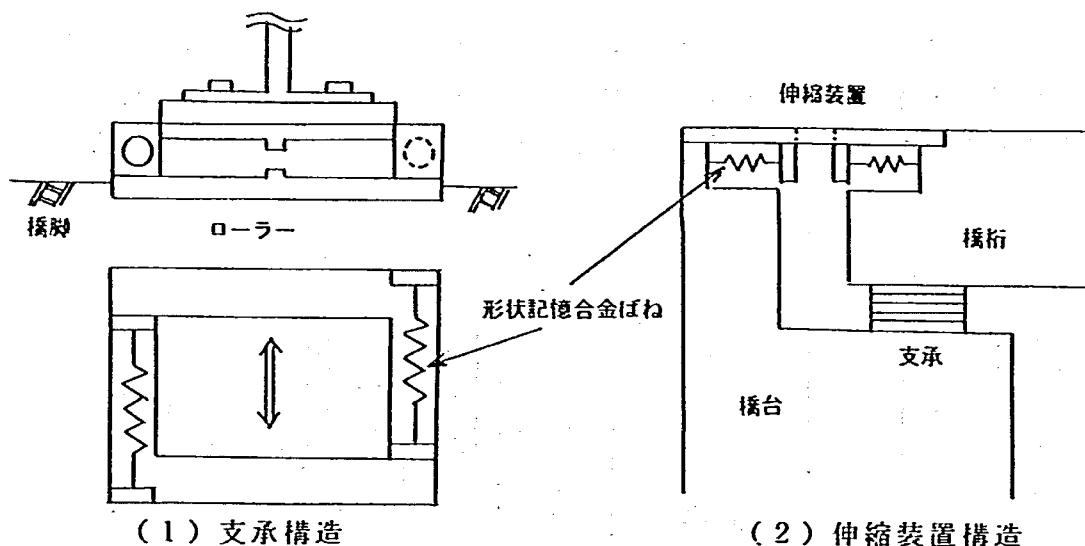


図-5 形状記憶合金ばねを用いた支承・伸縮装置の構造原理

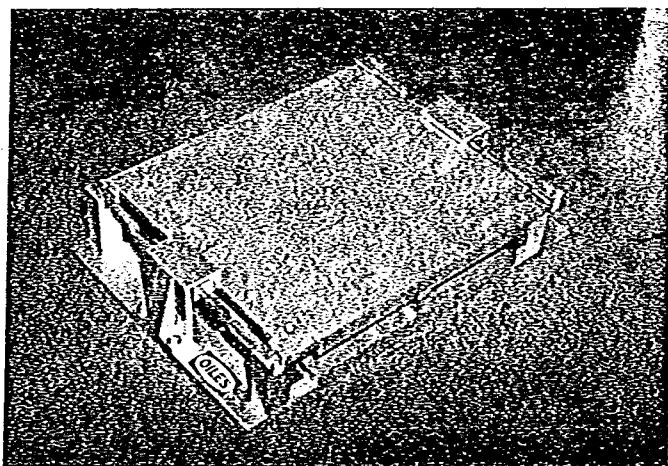


写真-1 支承模型

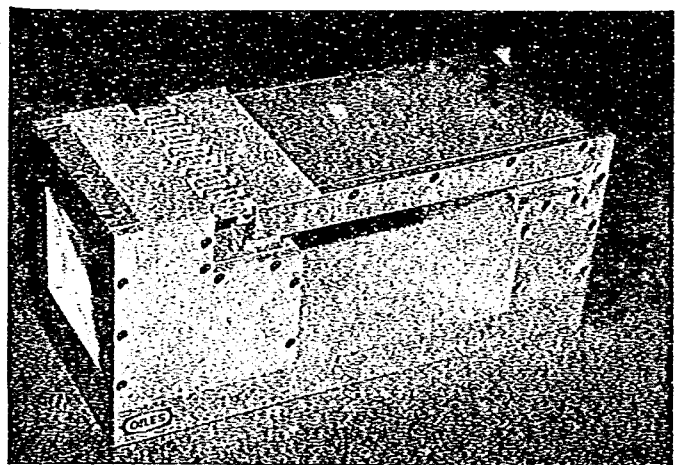


写真-2 伸縮装置模型

5. まとめ

(1) 新材料の適用方法の検討

耐震構造に適用可能なインテリジェント材料について調査整理するとともに、自己診断に用いるセンサー材料、自己修復材料、及び高強度等のハイパフォーマンス材料についてその適用性を整理した。

(2) 自己修復機能材料を用いた支承・ジョイント構造の検討

形状記憶合金を用いたコイル式のばねの荷重～変位特性、温度による復元力特性を検討した。さらに、形状記憶合金ばねを用いて復元性能を有する支承及び伸縮装置の構造を検討するとともに、模型を製作し、復元性能を試験的に検討した。

6. 今後の研究課題

本年度の成果を踏まえ、平成8年度は以下の検討を実施する。

(1) 形状記憶合金を用いた支承構造の開発

形状記憶合金を用いた支承構造・ジョイント構造を開発する。

(2) 载荷実験による自己修復機能の検証

形状記憶合金を用いた支承の载荷実験、振動台実験により自己修復機能を検証する。

3. 大都市地域における地震防災技術の開発

— 都市構造物の耐震計算法の開発 —

(建設技術研究開発経費(総プロ))

耐震研究室 室 長 大塚 久哲

研究員 星隈 順一

1. はじめに

近年、大都市を中心とした都市部では、建設用地条件等の制約から、道路高架橋と地中構造物が一体化したり、あるいは非常に近接して建設される事例が多くなっている^{1)・2)}。このような複合した構造物の耐震設計では、各々の構造物に対する設計基準が適用されており、複合構造の影響としては、一体構造物において静的な地震力のやりとりが考慮される程度で、近接構造物では特に考慮されていないのが現状である。

近接構造物としては、これまでの調査により道路高架橋と共同溝が近接している事例が多いことが判明している¹⁾。このよう近接構造物では、両構造物の質量や振動特性が大きく異なるため、耐震性の観点から見ると、近接の影響を設計において考慮しておくことが望ましいと考えられる³⁾。

共同溝の耐震設計では、横断面方向については、従来耐震性の照査を行っていない。しかしながら、高架橋が近接している共同溝の地震応答は、共同溝のみの場合と比較すると動的な相互作用により応答特性に変化が生じることが、これまでの検討により明らかになっている。

そこで、本年度は、高架橋基礎が近接する場合を想定して共同溝に生じる土圧、応力等の最大値や分布形状に着目し、共同溝の耐震設計に取り入れられるように、高架橋基礎が近接している影響の評価法について検討することとする。

2. 高架橋と共同溝が近接した構造系の地震応答解析

2. 1 解析対象とした近接構造

解析対象とした近接構造は、高架橋の杭基礎が共同溝を跨ぐように構築された構造とした。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。すなわち、橋梁上部構造は、支間長40mの3径間連続鋼鈹桁橋とし、桁両端部が可動支承で、2基の中間橋脚に固定支承で支持された2点固定方式の構造である。下部構造は、図-1に示すように、高さ16.0mのRC張り出

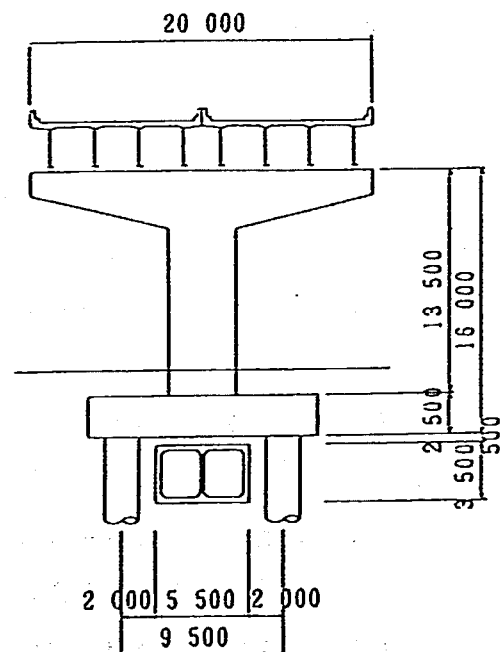


図-1 高架橋と共同溝の近接構造

し橋脚とし、固定支承を有する橋脚の断面は4.0m×4.0mの正方形断面である。

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。表層地盤面から基盤面までの深さは、それぞれ5.5m、19.6m、31.3mである。ただし、共同溝が先行施工されることを想定し、表層地盤面から深さ3.0mの範囲の地盤は埋戻し土として考慮した。なお、杭はいずれも直径2.0mの場所打ち杭とした。

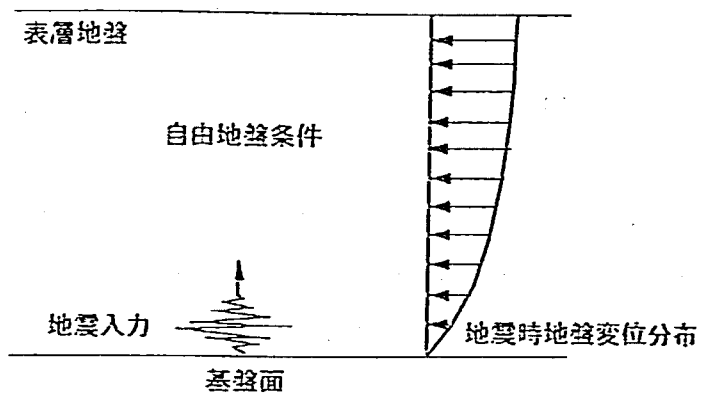
一方、共同溝は開削工法で施工されたRC2連ボックス構造とし、断面寸法は3.5×5.5mとした。ここで、杭と共同溝躯体の近接距離は0.5mであり、これは杭径の1/4に相当する。また、フーチング下面と共同溝上床版の近接距離も0.5mである。橋脚基礎と共同溝との近接距離は、動的相互作用を評価する上で重要なファクターであるが³⁾、本検討では近接距離は一定値とした。これは、近接の影響によって生じる動的相互作用が、橋脚や共同溝の地震応答特性に対して定量的にどの程度影響を及ぼすのかを検討することに重点を置いているためであり、既往の検討結果や実際の近接施工実績等を踏まえ、ここでは近接条件として最も厳しい条件を設定することとした。なお、高架橋及び共同溝の断面については、それぞれ道路橋示方書⁴⁾及び共同溝設計指針⁵⁾に準拠して設計したものである。

2. 2 解析の概要

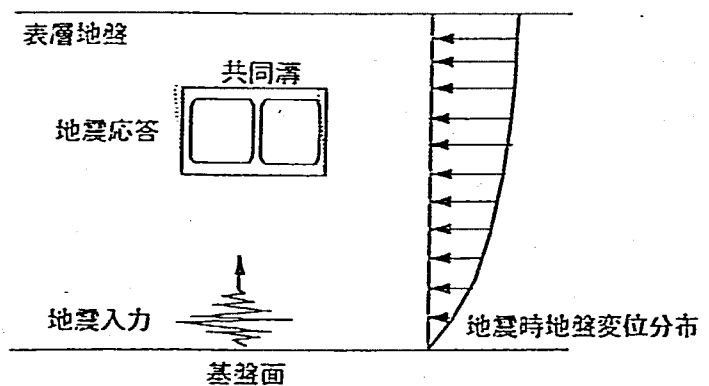
本解析では、高架橋基礎が近接して存在することが地震時地盤変位や地盤反力ばねに及ぼす影響を検討するために、2次元動的有限要素解析を行った。解析系は図-2に示す3通りであり、その内容を以下に示す。

1) 自由地盤の応答 (Free-Field Analysis)

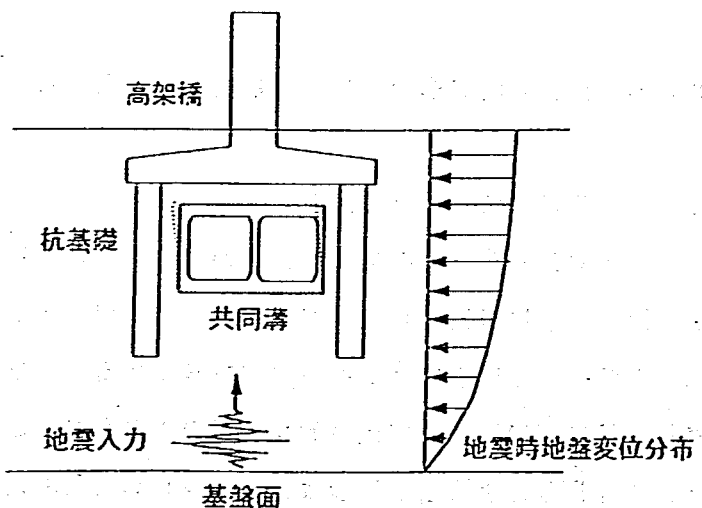
自由地盤解析における最大応答分布と発生時刻により共同溝に最大の応答を生じさせる場合の自由地盤での変位形状を確認する。これは、応答変位法における入力



(a)自由地盤の応答



(b)共同溝のみの動的応答



(c)共同溝と高架橋との動的相互作用応答

図-2 解析の概要図

の変位形状分布を設定する上で重要である。

2) 共同溝のみの動的応答 (Soil-Structure Interaction Analysis)

自由地盤の応答と比較することにより、動的相互作用の影響を把握する。これまでの検討により、加速度、変位応答には有意な影響がないことが確認されたが、共同溝に作用する土圧と応力について再検討を行うと共に、分布形状と発生時刻にも着目し、自由地盤の挙動との相互関係を検討する。

3) 共同溝と高架橋との動的相互作用応答 (Cross-Interaction Analysis)

共同溝と高架橋基礎の近接の影響による動的相互作用応答を、上記1)と2)による応答との比較により検討する。

本解析では、地盤の非線形性を考慮するために、まず、入力地震動レベルで生じる解析対象地盤のせん断ひずみを等価線形法により予め解析し、このせん断ひずみレベルに対する等価剛性及び等価減衰定数を用いて解析を行った。ここで、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用いた。

3. 地震時地盤変位の設定に関する検討

橋脚基礎と近接した共同溝の耐震設計に用いる地震時地盤変位を検討するために、図-2に示す3通りの解析を、それぞれ各種地盤毎に行った。

図-3～5は、入力加速度が最大の時刻における

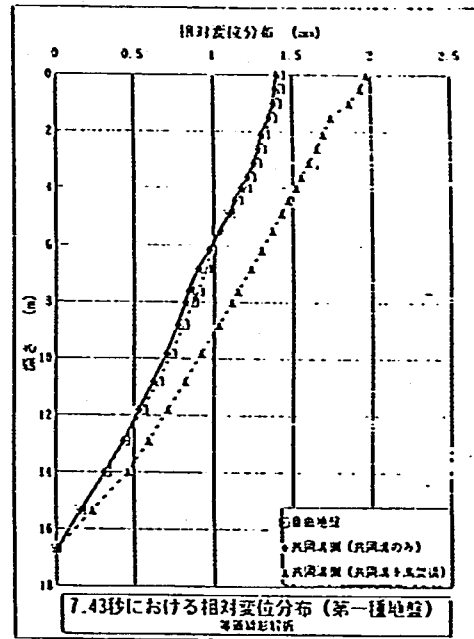


図-3 7.43秒における加速度と
相対変位分布 (第1種地盤)

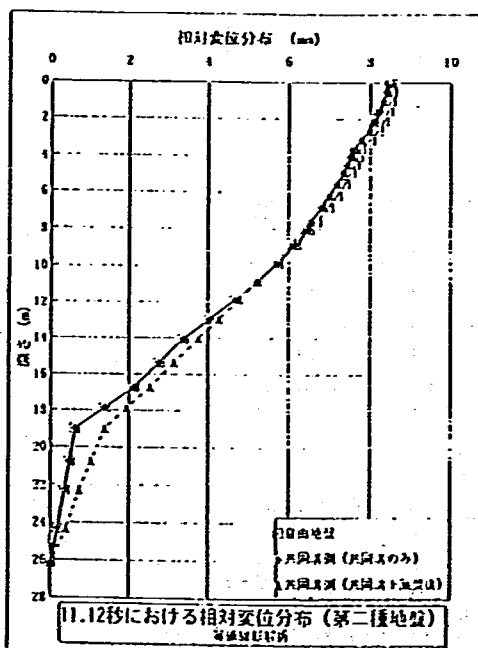


図-4 11.12秒における加速度と
相対変位分布 (第2種地盤)

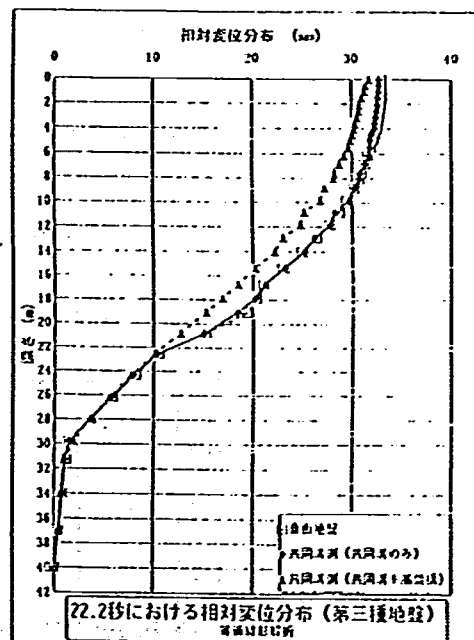
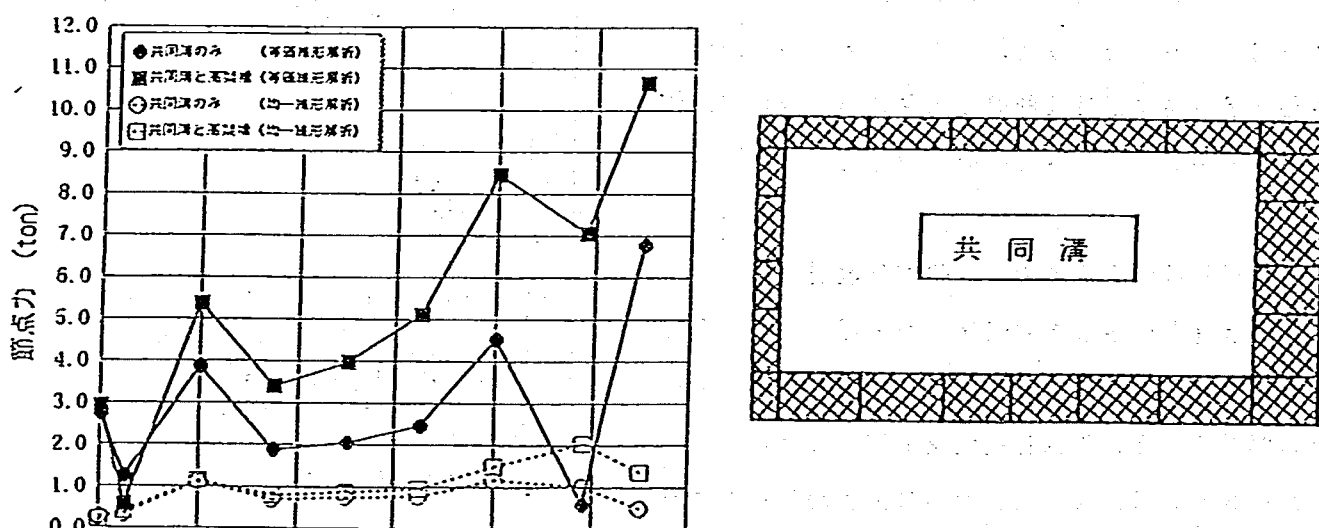


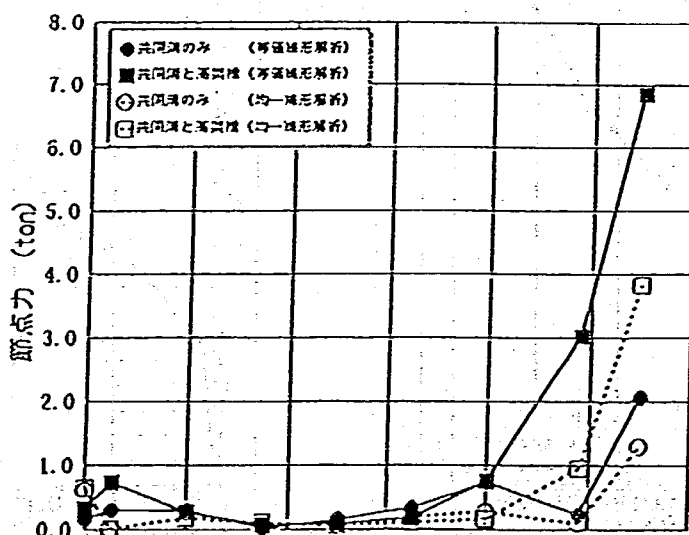
図-5 22.2秒における加速度と
相対変位分布 (第3種地盤)

地盤の加速度ならびに相対変位の深さ方向分布を示したものである。これより、共同溝のみの場合の地震応答は、加速度ならびに相対変位ともに自由地盤の地震応答と概ね等しいことがわかる。これは、共同溝のみの場合には、共同溝は地盤と一体となって変形することを示している。一方、高架橋基礎が近接して存在する場合には、自由地盤や共同溝のみの場合と比較すると、地震応答特性が若干異なっている。傾向としては、Ⅰ種地盤では高架橋基礎が近接してある場合の方が相対変位が大きく、逆にⅡ種地盤、Ⅲ種地盤では、相対変位が小さくなっている。このように、地震応答特性に変化が生じるのは、高架橋基礎－地盤－共同溝間に動的な相互作用が生じているためと考えられ、この相互作用が、今回の地震波入力条件では、Ⅰ種地盤では相対変位を大きくする方向に、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤では相対変位を小さくする方向に作用したものと考えられる。ただし、Ⅰ種地盤でも相対変位の増分はおよそ0.5mmであり、定量的には、動的相互作用による加速度や相対変位の変化は顕著ではないと言える。

図－6及び7は、Ⅲ種地盤における共同溝に作用する水平方向と鉛直方向の最大土圧の分布を示したものである。ここで示す土圧とは、有限要素解析により求めた共同溝に設けた節点に作用す



図－6 第3種地盤での水平方向の最大節点力布



図－7 第3種地盤での鉛直方向の最大節点力布

る力である。これより、高架橋基礎が近接していることにより、共同溝側面においては水平方向土圧が大きくなっており、また、上下床版では鉛直方向土圧が大きくなる傾向があることがわかる。このような傾向は、Ⅰ種地盤とⅡ種地盤に対する解析結果からも得られた。また、ここには示さないが、共同溝躯体に生じる断面応力 (σ_x , σ_y , τ_{xy}) の分布を各種地盤毎に算出して共同溝のみの場合と比較してみると、高架橋基礎が近接することにより断面応力も増大していることもわかった。

以上より、高架橋基礎が近接することにより、地震時地盤変位は顕著に変化しないが、共同溝に作用する土圧が増大し、その結果、地震時に発生する断面応力が大きくなることがわかった。これは、高架橋基礎が近接していることにより、地盤反力ばねが大きくなっていることを示している。

4. 地盤反力ばねの評価

地下構造物の耐震設計に適用する地盤反力ばねの評価手法に関しては様々な提案がなされているが、ここでは駐車場設計・施工指針に準拠し、静的な有限要素法により解析した。ここでは、単位奥行当りの強制変位を与えた場合の地盤反力から地盤反力ばねを算出した。

表-1は、各地盤種別毎に共同溝のみの場合と高架橋基礎が近接している場合の地盤反力ばねを比較して示したものである。これより、高架橋基礎が共同溝に近接していることが地盤反力ばねに及ぼす影響は大きく、共同溝のみの場合と比較すると、水平方向地盤反力ばねならびに鉛直方向地盤反力ばねがともにおよそ20%程度増大していることがわかる。これは、共同溝に近接して相対的に剛性の高い杭が存在しているためである。

表-1 地盤反力ばねの解析結果

(a) 水平方向地盤反力ばね (tf/m^3)

	共同溝単独①	共同溝と高架橋②	増幅率
Ⅰ種地盤	17655	18905	1.07
Ⅱ種地盤	10906	13586	1.25
Ⅲ種地盤	7259	8382	1.15

(b) 鉛直方向地盤反力ばね (tf/m^3)

	共同溝単独①	共同溝と高架橋②	増幅率
Ⅰ種地盤	13017	15072	1.16
Ⅱ種地盤	12351	11718	0.95
Ⅲ種地盤	11684	13284	1.14

5. まとめ

共同溝が高架橋基礎を潜るように通過するタイプの近接構造を対象として、応答変位法による耐震設計に用いる地震時地盤変位ならびに地盤反力ばねについて、2次元有限要素解析法により検討を行った。本検討により得られた事項をまとめると、以下の通りである。

- 1) 本研究で対象としたような近接構造では、近接の影響に伴う動的相互作用によって地震時地盤変位が有意に変化するような傾向は認められなかった。したがって、地震時地盤変位については、近接の影響を特に考慮する必要はないものと考えられる。
- 2) 近接の影響により、共同溝躯体に作用する土圧は大きくなり、これにより断面応力が増大することが明らかになった。
- 3) 静的有限要素法により応答変位法に適用する地盤反力ばねを解析した結果、高架橋の杭基礎が近接していることにより、水平方向地盤反力ばねならびに鉛直方向地盤反力ばねは、共同溝のみの場合と比較するとおよそ1.2倍に大きくなった。したがって、高架橋基礎との近接部を有する共同溝の耐震設計では、共同溝単体（一般部）に対する耐震設計で算出された地盤反力ばねの値を1.2倍とすることにより、近接時の地盤反力ばねを簡便に推定できるものと考えられる。

【参考文献】

- 1) 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
- 2) 浅沼秀弥、神長耕二、森浩樹、杉崎光義、小林延房：近接基礎設計施工要領(案)、土木研究所資料、第2009号、昭和58年6月
- 3) 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

4. 大都市地域における地震防災技術の開発

— 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 — (建設技術研究開発経費(総プロ))

耐震研究室 室長 大塚 久哲

研究員 星隈 順一

長屋 和宏

1. はじめに

道路橋の耐震設計においては、震度法をベースとした許容応力度設計から、部材の耐力や変形性能を考慮して設計する地震時保有水平耐力設計へと移行する趨勢にある。橋脚基礎については、地中の構造物であり震後における被災の発見が難易であること、また、被災に対する迅速な復旧が困難であることから、橋全体としての耐震設計を考えた場合、橋脚基礎に損傷を生じさせるような設計は好ましくないと考えられる。こうした観点から、地震時保有水平耐力設計の体系の中では、橋脚基礎には橋脚躯体と同等もしくはそれ以上の耐力を確保しておくことが求められている¹⁾。しかしながら、壁式や小判型橋脚を有する基礎の橋軸直角方向に対する耐震設計では、耐力を橋脚躯体と同等以上にすることが合理的でない場合もある。また、地盤が液状化して基礎に対する水平地盤反力度が低下するような場合には、基礎に大きな水平変位が生じることも考えられる。したがって、設計条件に応じては、基礎に対しても変形の非線形特性を考慮した地震時保有水平耐力設計法が必要となる。

本研究で対象とする高強度プレストレストコンクリート杭（以下、PHC杭と呼ぶ）は、導入したプレストレスにより運搬中や打込み中に発生するひびわれが防止できるとともに、設計においても許容応力が大きく確保できることから、現在では既製コンクリート杭の中ではPHC杭が採用されることが多くなっている。しかしながら、耐震設計が許容応力度設計から地震時保有水平耐力設計へと移行すると、設計条件によっては、杭体にもある程度の変形性能が要求されることになる。PHC杭は、高強度コンクリートを用いてプレストレスを導入している点が構造的な特徴であり、許容応力度設計の体系の中では合理的な部材であるが、変形性能の観点から見ると、これらの特徴が逆に不利な条件となっている点に注目すべきである。本研究でPHC杭を対象としたのは、PHC杭がこのような構造的な特徴を有しているためであり、従来からあるPHC杭のメリットを保持しつつ、さらに変形性能をも確保できるようなPHC杭ならびにその耐震計算法の開発が必要と考えたためである。

こうした背景から、本研究では、変形性能と損傷度の関係に着目してPHC杭の正負交番載荷実験を行った。さらに、PHC杭に対する変形性能の評価手法を提案するとともに、杭体に生じた損傷度の観点から計算値と実験結果との比較を行い、本評価手法の妥当性を検討した。

2. PHC杭の正負交番載荷実験

2. 1 実験供試体

実験供試体は図-1に示すように、外径が60

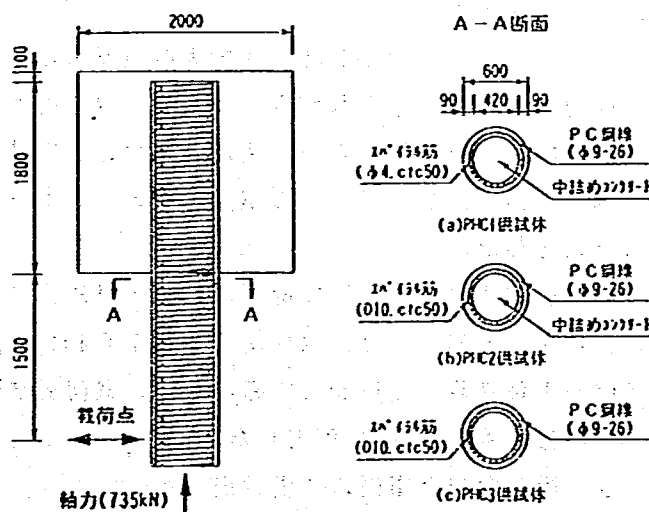


図-1 供試体の諸元と詳細

cm、内径が42cmのB種のPHC杭（有効プレストレス 80kgf/cm^2 ）である。PHC杭の変形性能を向上させるためには、実際の被害に見られるようなせん断破壊を防止するとともに、塑性ヒンジとなる領域には中詰めコンクリートを充填して拘束効果を高めることが有効であると考えられる。そこで、本実験では、スパイラル筋の効果と中詰めコンクリートの効果を実験パラメータとして設定し、表-1に示す3体の供試体を製作した。

表-1 実験供試体とパラメータ

供試体	スパイラル筋	中詰めコンクリート
PHC1	$\phi 4$ ctc50	有り
PHC2	D10 ctc50	有り
PHC3	D10 ctc50	無し

PHC1供試体では、スパイラル筋として $\phi 4$ の鉄線(SWM-B)が50mmのピッチで配筋されている。ただし、実際の施工では、杭体とフーチングを接合するために、杭頭部の中空断面にはコンクリートが充填されることを考慮し、PHC1供試体には中詰めコンクリートを充填した。PHC2供試体は、スパイラル筋をD10(SD295)に変更し、せん断耐力と横拘束効果を増大させたものである。また、PHC3供試体は、スパイラル筋はD10であるが、中詰めコンクリートを充填していない。

本実験では、杭頭から載荷点までの長さを150cmとし、せん断支間比を2.5に設定した。せん断支間比を2.5とした理由は、宮城県沖地震で被害を受けたPHC杭のせん断ひびわれの進展状況から判断すると、杭頭部付近の地震時応力状態はせん断支間比に換算して2.5程度であることから決定したものである。もちろん、地震時に杭頭部に生じる曲げモーメントとせん断力の割合は、地盤条件によって様々に変化するため、これを一律には定義できないが、既往のこの種の研究では、せん断支間比を2.5前後としている実験が多いことから、本実験でもこれに従うこととした。

2.2 載荷方法

実験は、供試体を横にした状態で死荷重反力に相当する軸力を杭端部に与えながら、反力壁に取り付けた動的加振機により水平荷重を加えた。軸力としては、上部構造、橋脚、フーチングの重量を想定し、本実験では75tとした。

本実験供試体に対する予備解析の結果、最外縁のPC鋼線が降伏する時の水平荷重が約40tであったことから、本実験では、水平荷重がおおよそ40tとなった時の水平変位を降伏変位とし、その整数倍の変位を正負交番に変位制御で載荷した。載荷変位は正弦波とし、載荷速度は3cm/sec、各載荷ステップでの載荷繰返し回数は3回とした。

2.3 履歴曲線と損傷の進展状況

図-2は、各供試体の載荷点位置における水平荷重-水平変位の履歴曲線を示したものである。ただし、水平変位については実測値からフーチング自身の回転による水平変位を差し引いた値であるが、

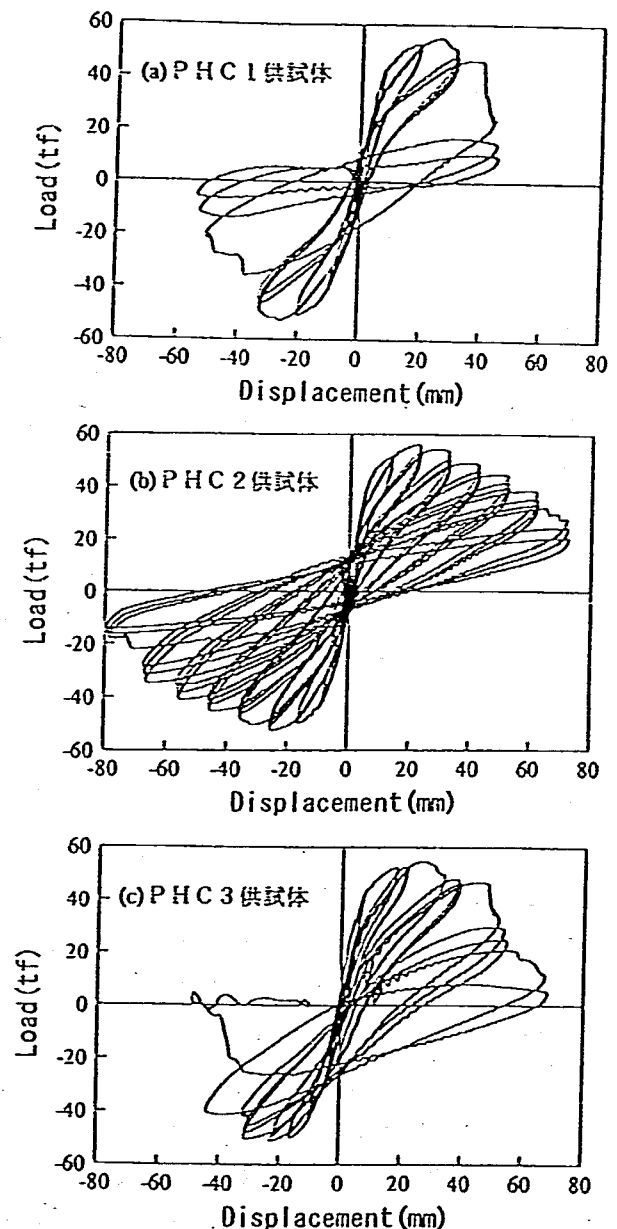


図-2 水平荷重-水平変位関係の履歴曲線

杭体のフーチングからの抜け出しに関しては補正を行っていない。これより、プレストレスが導入されているため、履歴曲線が原点指向型であり、除荷時の残留変位も小さく、復元特性に優れていることがわかる。

図-3は、各供試体の損傷の進展状況を示したものである。PHC1供試体では、 $2\delta y$ の載荷で杭頭部においてX状の斜めひびわれが発生し、 $3\delta y$ の載荷で杭頭部において最外縁のかぶりコンクリートが剥落し始めるとともに、斜めひびわれが載荷点の方へと進展した。そして、 $4\delta y$ 載荷の1波目においてスパイラル筋が破断して杭体がせん断破壊し、これに伴って鉛直支持力が失われ、軸力によりPC鋼線が座屈した。

スパイラル筋をD10としたPHC2供試体では、 $2\delta y$ の載荷で杭頭部において水平ならびに斜め方向のひびわれが発生した。 $3\delta y$ の載荷では、最外縁のコンクリートがわずかに剥落したが、斜めひびわれは

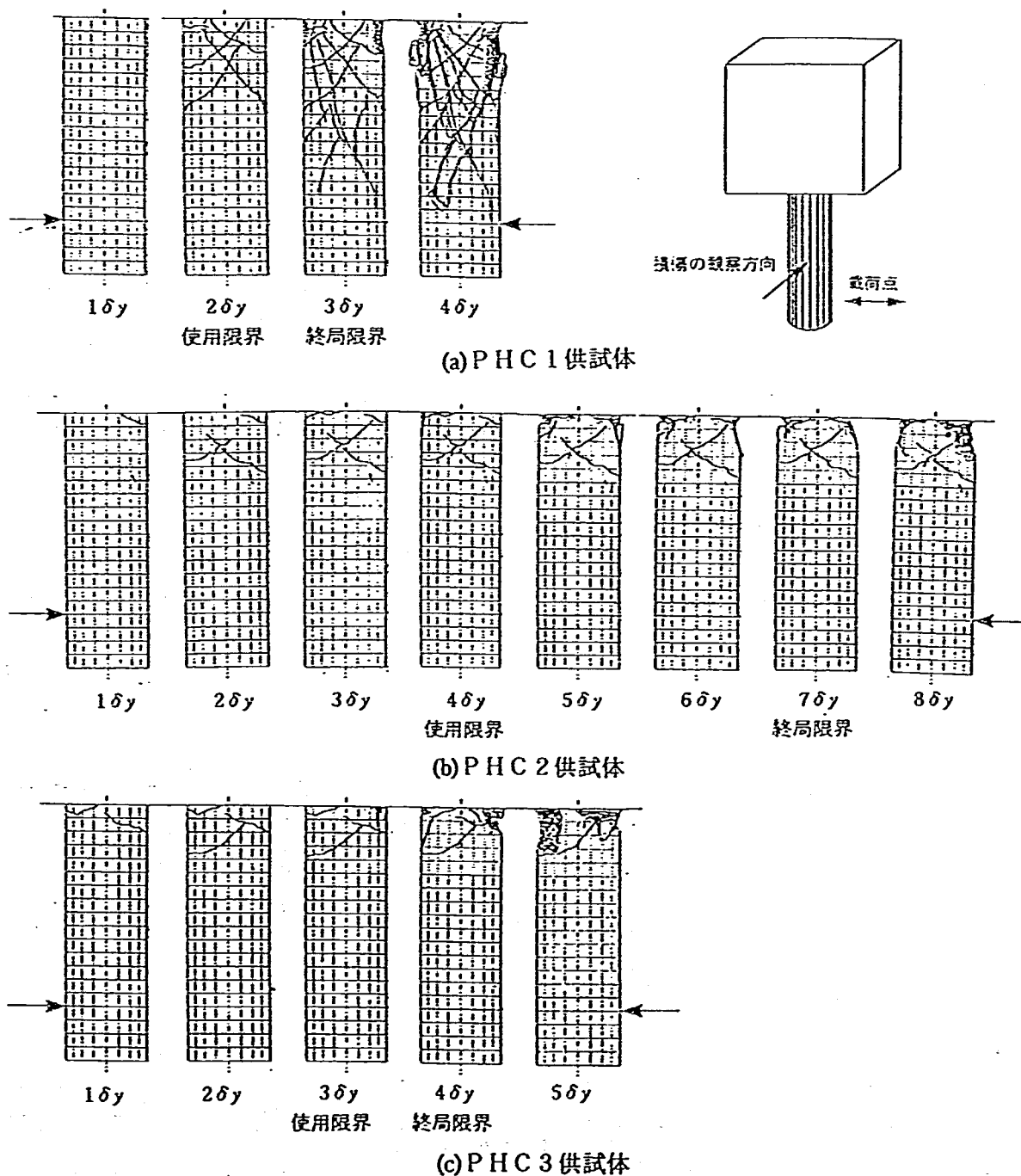


図-3 損傷の進展状況

進展しなかった。5 δy の載荷で、基部から約30cmの範囲においてかぶりコンクリートが剥落し、スパイラル筋が露出した。そして、7 δy の載荷で、スパイラル筋で拘束されていたコアコンクリートが損傷し始めるとともに、P C鋼線が座屈した。8 δy の載荷で、座屈したP C鋼線が6本破断し、ここで載荷を終了した。破壊形態は曲げ破壊であり、塑性ヒンジを形成したが、プレストレスが導入されているためにひびわれの本数が少なく、フーチングからの距離が5~10cmの範囲の断面に損傷が集中した。

一方、スパイラル筋をD10として中詰めコンクリートのないPHC3供試体では、2 δy の載荷で斜めひびわれが発生し、3 δy の載荷で杭頭部の最外縁のかぶりコンクリートが剥落した。4 δy の載荷では、かぶりコンクリートの剥落が大きく進展し、P C鋼線やスパイラル筋が露出した。そして、5 δy の1波目で、P C鋼線よりも内側にあるコンクリートが断面内部の中空部に剥落した。これにより、杭頭部において鉛直支持力が失われ、軸力により押しつぶされるように破壊した。

2. 4 変形性能

変形性能に関しては、一般に、柱状部材の正負交番載荷実験に関する研究では、終局限界変位を実験により得られた水平荷重-水平変位の履歴曲線の包絡線を基に評価することが多い。しかしながら、耐震設計において、震後における迅速な復旧が可能であることを目標とするような場合には、部材が保有している残存耐力に加えて、損傷度から見た限界状態を設定しておく必要がある。そこで、本文では、表-2に定義する使用限界変位と終局限界変位を用いて変形性能を評価することにした。ここで、使用限界変位とは、損傷がひびわれの発生もしくはスパイラル筋が露出しない程度のわずかなかぶりコンクリートの剥落程度に相当する変位であり、再度この使用限界変位に相当する変形が生じたとしても、従前と同等の最大水平耐力を発揮し得る状態とする。また、終局限界変位とは、P C鋼線の座屈やコアコンクリートの損傷等、震後において杭としての機能を果たせなくなるレベルの損傷に至る直前の状態に相当する変位であり、これは水平耐力が降伏水平耐力レベルにまで低下した状態に相当する。

限界変位をこのように定義すると、各供試体の使用限界変位ならびに終局限界変位は、図-3に示した損傷度を基に表-3のように評価できる。これより、PHC2供試体では、他の供試体として使用限界変位、終局限界変位がともに向上していることがわかる。また、終局限界変位は使用限界変位のおよそ1.8倍であり、終局限界に対する余裕度も他の供試体よりも高くなっている。したがって、スパイラル筋を多く配筋することと中詰めコンクリートを充填することにより、P H C杭の変形性能を向上させることができる。

表-2 限界変位の定義

	損傷の程度	残存水平耐力
使用限界変位	ひびわれの発生やスパイラル筋が露出しない程度のわずかなかぶりコンクリートの剥落	最大水平耐力レベル
終局限界変位	P C鋼線の座屈やコアコンクリートの損傷に至る直前の損傷	降伏水平耐力レベル

3. 曲げ耐力と変形性能の評価

3. 1 解析方法

一般に、鉄筋コンクリート柱部材の耐力や変形性能に関する耐震計算法として、コンクリートの応力度-ひずみ曲線を仮定し、断面の釣合い条件から曲げモーメントと曲率の関係を算出する手法が耐震設計では実用されている。そこで、本研究でもこの従来法に従うことを基本とするが、P H C杭に固有な構造的特徴を考慮するため、以下に示す解析モデルを設定した。

表-3 実験により計測された限界変位

	PHC1	PHC2	PHC3
使用限界変位①(mm)	20	30	30
終局限界変位②(mm)	30	55	40
②/①	1.50	1.80	1.33

- ①断面内の応力分布の設定では中詰めコンクリートを無視して中空断面として計算する。
- ②有効プレストレスを軸力として付加する。
- ③スパイラル筋による拘束効果を考慮してコンクリートの応力度－ひずみ曲線を設定する。

PHC杭の変形性能という観点からは、特に③の設定が重要となる。そこで、本研究では、コンクリートの応力度－ひずみ曲線として、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査用として提案されている星隈らのモデル³⁾を適用することとした。本モデルでは、スパイラル筋の効果が帯鉄筋体積比として評価され、コンクリートの終局ひずみが、コンクリートの設計基準強度や帯鉄筋体積比に応じて算出することができる。

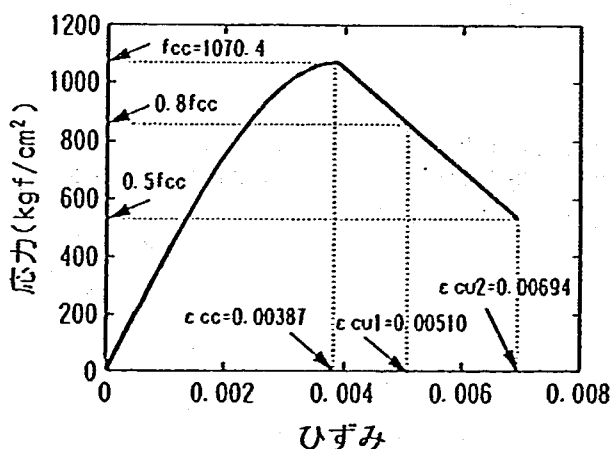
3. 2 曲げモーメント－曲率関係の解析と実験結果との比較

上述の解析手法の妥当性を検証するため、塑性ヒンジを形成して曲げ破壊したPHC2供試体に対して、曲げモーメントと曲率の関係の解析を行った。図－4は、解析に適用したコンクリートの応力度－ひずみ曲線を示したものである。ここでは、コンクリートの終局ひずみを、圧縮応力が最大値の80%に低下した時のひずみ(ϵ_{cu1})ならびに50%に低下した時のひずみ(ϵ_{cu2})として2ケースを設定した。

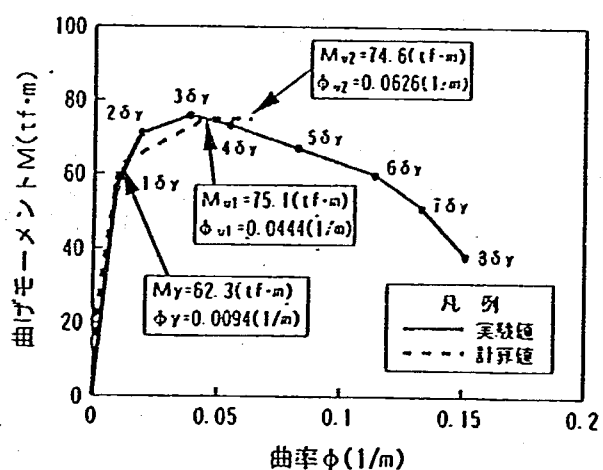
図－5は、フーチングから11.25cmの断面における曲げモーメント－曲率関係を計算し、これを実験結果と比較して示したものである。ここで、曲率の実験値は、フーチングからの距離が5～17.5cmの区間で計測を行った値である。これは、PHC2供試体では、フーチングからの距離が5～10cmの範囲に損傷が集中して生じており、この範囲を跨ぐようにして曲率を計測していた区間を選定したものである。ただし、この区間における曲率は $2\delta y$ の載荷までしか実測できていない。そこで、 $3\delta y$ 以降の曲率は、以下の仮定を基に推定した値である。

- ①杭体のフーチングからの抜け出し変位は、載荷点に与えた水平変位に比例すると仮定し¹³⁾、 $2\delta y$ の載荷までに計測された抜け出し変位を外挿してそれ以降の抜け出し変位を推定する。
- ② $3\delta y$ の載荷以降は水平荷重は増加しないため、載荷点に与えられた水平変位から降伏変位を差し引いた塑性変位は、フーチングから11.25cmの断面での塑性回転により生じる。

図－5より、解析の結果得られたフーチングから11.25cmの断面における曲げモーメント－曲率の関係は、実験結果の傾向とよく一致していることがわかる。また、コンクリートの圧縮応力が最大値の50%にまで低下したときのひずみを終局ひずみとして解析すると、終局曲率は 0.0626m^{-1} と算定された。これは、図－5からわかるように、 $4\delta y$ から $5\delta y$ の載荷における曲率に相当するものである。したがって、本解析により算定される終局曲率時には、杭体のかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じることになる。これは使用限界を若干超える損傷であるが、終局限界に対しては余裕が確保されている。また、コンクリートの圧縮応力が最大値の80%にまで低下したときのひずみを終局ひずみとし



図－4 解析に適用したコンクリートの
応力度－ひずみ曲線



図－5 曲げモーメント－曲率関係の計算値と
実験値との比較（杭頭から11.25cmの断面）

て解析した場合には、終局曲率は 0.0444mm^{-1} と算定され、これは $3\delta y$ から $4\delta y$ の载荷における曲率に相当している。この時の損傷は、ひびわれが発生し、わずかにかぶりコンクリートが剥落する程度であり、これは使用限界時の損傷と一致していることがわかる。

一方、曲げ耐力については、解析値と実験値がよい一致を示した。したがって、本解析モデルにより、中詰めコンクリートを有するPHC杭の曲げ耐力と変形性能を適切に評価できるものと考えられる。

4. 結論

本文では、高強度コンクリートを用いてプレストレスを導入したPHC杭を対象として、変形性能に着目して正負交番载荷実験を行うとともに、PHC杭の地震時保有水平耐力法による耐震設計に適用可能な曲げモーメント-曲率関係の評価手法を提案し、損傷度の観点から実験結果との比較を行った。本研究の結論をまとめると、以下の通りである。

- 1) せん断支間比を2.5とした正負交番载荷実験の結果、スパイラル筋として $\phi 4$ を用いたPHC杭は、脆性的なせん断破壊を生じた。スパイラル筋としてD10を用いたPHC杭では曲げ破壊となり、杭頭部で塑性ヒンジを形成した。ただし、プレストレスが導入されていることにより、損傷は5cm程の狭い範囲の断面に集中して生じた。
- 2) スパイラル筋によるコンクリートの拘束効果を高め、変形性能を向上させるためには、PHC杭の中空部に中詰めコンクリートを充填するのが効果的である。
- 3) PHC杭の変形性能を評価するために、損傷度と残存耐力の観点から、使用限界変位と終局限界変位の2種類の限界変位を定義した。
- 4) 中詰めコンクリートを充填したPHC杭の保有する曲げ耐力ならびに変形性能の解析モデルを提案した。ここでは、スパイラル筋によるコンクリートの拘束効果を考慮した。
- 5) 本解析モデルにより算定される終局曲率とその時に杭体に生じる損傷度の関係を、繰返し回数が3回の正負交番载荷実験の結果と比較した。その結果、コンクリートの応力度-ひずみ曲線の下降域において、圧縮強度が最大値の50%にまで低下した時のひずみを終局ひずみとした場合には、計算で求まる終局曲率時には、杭体にはかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じている。また、コンクリートの圧縮強度が最大値の80%にまで低下した時のひずみを終局ひずみとして解析すると、終局曲率時にはわずかにかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じており、これは使用限界時の損傷とよく一致している。
- 6) 本解析モデルにより算出される曲げ耐力は、実験値とよく一致した。

参 考 文 献

- 1) 建設省道路局：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、1995年2月
- 2) 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、No. 520/V-8、pp. 1-11、1995年8月

5. 合成構造の耐震設計法の開発 (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
長屋 和宏
佐藤 貴志

1. まえがき

近年、都市部や沿岸部における橋脚は、用地などの制約から橋脚の断面が制限され、かつ桁下空間の確保が求められることが多くなっている。また、施工性の面からも、工期の短縮化を図れる新しい工法の開発が求められている。

そのような中、合理的な橋脚の設計法として従来の鉄筋コンクリート構造に、さらに鋼材を組み込んだ合成構造にも注目が集まっている。これまで、鉄筋コンクリート橋脚に関しては、耐震性能を向上させる目的で、数多くの動的載荷実験が行われてきた。これらの成果として、従来より曲げ・せん断耐力およびじん性を向上させた橋脚の耐震設計法が確立されつつある。一方、合成構造橋脚では、じん性に富むことが一般に知られているが、耐震設計法の確立を目的とした、道路橋の合成構造橋脚の耐震性に関する実験・研究例は少なく、データがほとんどないのが実状である。

本研究は、合成構造橋脚の耐震設計法の確立を目的とするものであり、本年度は、合成構造橋脚の基礎実験のデータ収集を目的として、大型模型を用いた正負交番繰返し載荷実験を行い、基本的な耐震性能に関する検討を行った。

2. 合成構造橋脚(SRC橋脚)模型の正負交番載荷実験

2-1 実験供試体

実験に用いたSRC橋脚模型供試体は、過去に当研究室で行われたRC橋脚模型をもとに、じん性能などの耐震性能の比較検討を行えるように、曲げ耐力・せん断耐力を合わせる形で設計した。

SRC部材の設計では、建築や鉄道のラーメン橋脚などに用いられ、大断面の鋼材を使用する「累加型構造」と、形鋼などの鋼材と鉄筋を併用する「鉄筋鉄骨併用構造」があるが、ここでは「鉄筋鉄骨併用構造」として設計を行った。また、耐力などは、鋼材量を鉄筋に換算する形で計算を行った。

実験供試体を図-1に示す。供試体は、断面が70cm×70cmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3.01m、せん断支間比は4.3である。軸方向鉄筋と

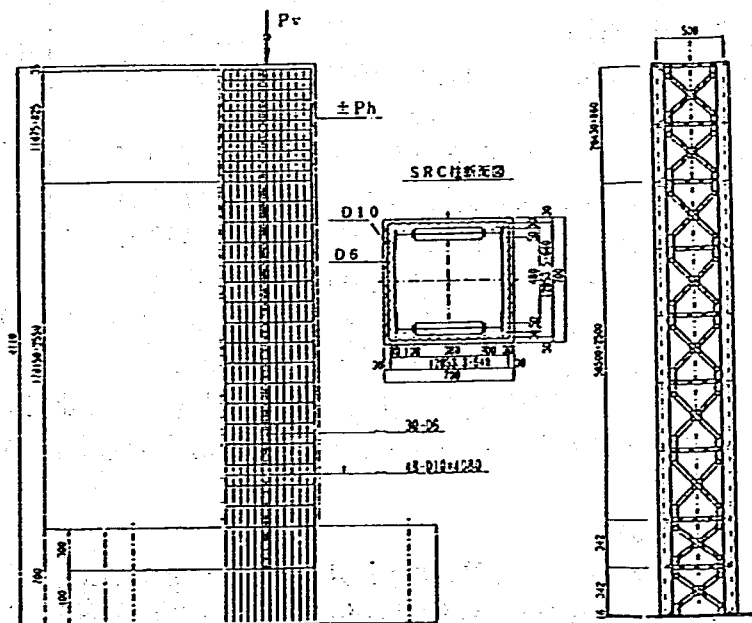


図-1 実験供試体の緒元

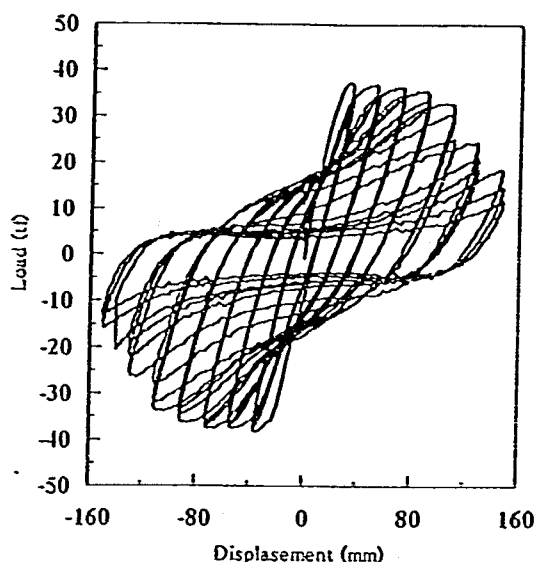


図-2 RC供試体における
水平変位-荷重の履歴曲線

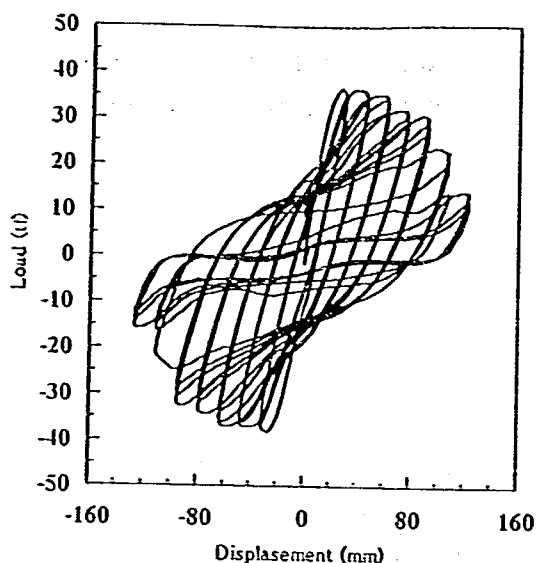


図-3 SRC供試体における
水平変位-荷重の履歴曲線

してはSD295, D10を48本配置し、その内側にH-100×50×5×7の鋼材を4本配置した。

2-2 載荷方法

載荷は実験供試体を横にした状態で、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、反力壁に取り付けた動的加振機により水平荷重を加えた。なお、本実験では、軸力は64.2tfとした。これは、 13.1kgf/cm^2 の圧縮応力度に相当する。

供試体の軸方向鉄筋が降伏する時の載荷点の水平変位を $1\delta_y$ (降伏変位)とし、その整数倍の変位を正負交番に変位制御で載荷した。載荷変位は正弦波とし、載荷速度は3cm/sec、各載荷ステップでの載荷繰返し回数は3回とした。なお、ここでは、実験による終局変位を水平耐力が降伏耐力にまで低減した時の変位として定義した。

3. 実験結果

図-2、図-3は、それぞれRC橋脚とSRC橋脚の供試体載荷位置における水平荷重-水平変位の履歴曲線を示したものである。RC橋脚模型では降伏変位、最大荷重がそれぞれ18.4mm, 38.2tf、SRC橋脚模型で15.0mm, 38.0tfであった。SRC橋脚模型では、 $4\delta_y$ 載荷時にかぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋が露出した。 $5\delta_y$ 載荷時には軸方向鉄筋が大きく変形し座屈した。さらに、 $7\delta_y$ 載荷時には鋼材がすべて座屈、破断した。 $8\delta_y$ 載荷時には軸方向鉄筋が数本切れる音がし、急激に耐力が低下した。

耐力および変形性能を比較したものが表-1である。これより、本実験条件下では、RC構造とSRC構造の耐力や変形性能に顕著な差は認められなかった。

表-1 耐力および変形性能

	SRC供試体	RC供試体
降伏耐力 P_y (tf)	28.1	28.7
最大耐力 P_u (tf)	32.3	37.8
P_u/P_y	1.1	1.3
降伏変位 δ_y (mm)	14.8	17.7
終局変位 δ_u (mm)	101.1	122.0
じん性率 δ_u/δ_y	6.9	6.9

4. まとめ

合成構造橋脚の耐震設計法の確立を目的とした、大型模型を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。その結果、鋼材量を鉄筋量に換算して設計することによりRC橋脚とほぼ同等の耐力、変形性能が得られた。しかし、本実験条件下ではじん性の向上は顕著ではなかった。今後、鋼材の最適な配置方法などに関して実験を行う必要がある。

6. 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

地震直後の道路は、救急車や消防車などの緊急車両や復旧用物資の運搬用車両など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担っている。しかしながら、兵庫県南部地震でも明らかになったように道路占用物や道路沿道施設等の被災は道路を閉塞させたり、道路を陥没させたりして、車両通行に著しく影響を及ぼすことになる。したがって、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向上させるため、必要な震前対策を行うための耐震点検手法の開発が必要とされている。

2. 研究目的

本研究は、平成5年度に実施された道路の占用・沿道施設の震災点検結果を分析し、その問題点をまとめ、さらに平成7年兵庫県南部地震における道路占用・沿道施設の被害を踏まえて、これらの施設の新耐震点検法及びその要領を開発し、さらに点検法の評価・利用法についてまとめることを目的とする。

3. 研究方法

本点検要領作成の主たる目的は、占用・沿道施設の緊急車両の通行機能に及ぼす影響を重視し、平成8年度に計画されている点検によってその後の対策の優先順位づけなどを行うための資料としての「データベース」の作成である。従って、要領案は「データベース」として利用しやすいように以下の点に注意している。

- ・点検結果に点検者によるの差異が生じないこと
- ・500m程度ごとの集計を行い、道路管理者が優先順位をつけやすいこと
- ・点検結果の集計が容易であること

4. 道路占用・沿道施設の新耐震点検法の開発

4. 1 兵庫県南部地震における事例調査

兵庫県南部地震における道路の占用・沿道施設の被害調査写真から見た被害の特徴及び、点検対象とした場合の問題点は以下のようなものである。

- 電 柱：基本的に本体の破壊が多い。本体の強度不足に起因しており、目視点検での事前評価は困難である。
- 鉄道（地上）：鉄道跨道橋が落橋した場合、道路交通に著しい影響を与える。落橋防止装置の有無に対する評価以外は、目視点検での評価は困難である。
- 鉄道（地中）：地下鉄構造の被災により、道路陥没が発生し、道路のほとんど全車線が通行止めとなった。地中構造物のため、点検評価は難しい。
- 公 告 看 板 等：建物が健全であるにも関わらず建物に取り付けた看板が落下したものはほとんどなく、建物の倒壊や大きな損傷に伴って落下している。歩行者には障害を生じるが、道路交通に対する影響は小さい。
- アーケード：アーケードの天井の落下や周辺構造の倒壊が見られ、歩行者に対する影響は極めて大きい。しかしながら、車両走行道路にはアーケードはほとんど設置されておらず、点検対象からは除くべきである。
- 木 造 建 物：倒壊しても車両走行にはほとんど影響はない。ただし道路幅が狭く、歩道と車道の区がない道路では、車両走行に影響を及ぼす。また、建物の老朽程度とはあまり相関はなく、地盤や断層との相関が強いので目視点検による評価は困難である。
- 非木造建築物：建物が倒壊した場合、道路幅の狭い道路では車両走行に影響を及ぼすが、建物倒壊の可能性を点検により評価するのは困難である。

ブロック塀：車両走行に大きな影響は生じていない。

石 積：歩行者に生じる影響は大きいものの、車両走行に大きな影響は生じていない。

危険物貯蔵所：タンク等が大破損しない限り、道路交通に対する影響はない。

自動販売機：車両走行に対する影響はほとんどない。

横断歩道橋：車道横断部には被災は生じておらず、車両走行に対する影響はほとんどない。

以上を参考にし、点検の対象とすべき物件を以下の表のように抽出した。点検対象の抽出には、緊急輸送路としての機能確保にとって重要な物件を抽出し、次ぎに被害を受けやすく人命に対する影響が大きいもの、人命に対する影響は小さいがデータベース作成の参考資料とすべき物件を抽出した。

表 道路の占用・沿道施設の点検の対象とすべき物件

施設	被害の受けやすさ	人命への直接的な影響	消防・救急等の緊急交通と避難への影響	緊急輸送への影響	点検の難易			点検要否		点検対象
					数量	点検の 手間	点検の 難易	人命	緊急輸送	
道路情報管理施設	小	中	中(幅員小)	中	小	中	○	△	△	○
電力・電話(地上)	中	小	中(幅員小)	小	大	小	△	×	△	△
水管(地上)	中	中 落橋	中 落橋	中 落橋	小			△	△	○
電力・電話(地中)	小	小	中 浮上り 陥没	中 浮上り 陥没	大	中	△	×	△	○
水管(地中)	小	小			大	外観の	外観の	×	△	○
下水道管	小	小			大	みでは	みでは	×	△	○
ガス管	小	中			大	不可	不可	△	△	○
石油管	小	火災			小			△	△	○
鉄道(地上)	小	中	大	大	小	中	やや難	△	○	○
鉄道(地中)	小	中 陥没	中 陥没	中 陥没	中	大	難	○	○	○
新交通・モノレール	中	大	大	大	中	大	やや難	○	○	○
非木造建築物	小	中 壁落下	中 幅員小	中 倒壊	大	大	難	○	△	△
木造建築物	大	中 倒壊		小	大	大	難	○	×	△
擁壁・ブロック塀	大	中 倒壊		小	大	小	△	○	×	△
煙突	中	中 倒壊		小	小	小	△	○	×	△

4. 2 各物件の点検手法の検討

点検実施者：原則として道路管理者が行う。目視点検が不可能なものや、専門的な知識が必要となるものについては、占用物の監理者が行うのがよい。

点検手法：原則として目視点検とする。地中構造物や、鉄道のように構造、耐震設計の有無が重要な要素となる構造物については設計施工図書等が必要である。また、点検は個別に行うが、結果はある区間ごと、路線別に集計する必要がある。

4. 3 点検結果の整理様式・方法の検討

点検結果を整理分析し、点検者による点検結果の差異を小さくし、利用しやすい形式とするために以下の諸点に留意する必要がある。

- ・交通量等は点検対象ごと共通事項であるため、点検表中から除く。
- ・総括表は、管理者ごと、路線ごとの2種類とする。また路線総括表には、対象物の500mごとの集計表を添付する。
- ・点検表・総括表は、一定の書式でフロッピーディスクを提出するものとする。
- ・点検報告書には、点検路線、対象、条件等を明示することが必要であり、点検要領に含めることとする。

7. 橋脚の耐震補強技術に関する試験調査 (道路事業調査費(特定調査))

耐震研究室 室長 大塚 久哲
研究員 星隈 順一
長屋 和宏

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、橋脚の崩壊によって高架道路の落橋が生じた。崩壊の詳細な原因やメカニズムについては別途報告されているが¹⁾、これによると昭和55年よりも前の設計基準で耐震設計された橋脚に損傷が多く生じていることが明らかになっている。この当時は、曲げ耐力やせん断耐力の照査法がまだ確立しておらず、また、帯鉄筋に関する規定も、じん性能という観点から見れば十分なものとは言えない。鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強法に関しては、これまで鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法が一般的に用いられているが、都市を中心とした地域では施工条件の制約上これらの既存工法が適用できないような場合もあり、新技術を導入した耐震補強工法の開発が求められている。そこで、本研究では、施工性に優れた炭素繊維シート巻立てによる鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強技術の開発を行うものである。本文では、炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚のじん性補強効果を模型橋脚による正負交番載荷実験により検証した結果を報告する。

2. 実験の概要

図-1に実験供試体の概要を示す。断面は直径が70cmの円形で、基部から載荷点までの高さは210cm、せん断支間比は3.0とした。補強供試体では、全高に炭素繊維シートを1層巻立てているが、塑性ヒンジを形成する断面基部の領域では、さらに1層巻立てて2層巻きになっている。なお、炭素繊維は20cmの継手長により巻立てられている。ただし、本実験では基部から断面直径に等しい70cmの高さの範囲を塑性ヒンジを形成する領域とした。また、炭素繊維シートは目付量 $300\text{g}/\text{m}^2$ 、設計引張強度が $35500\text{kgf}/\text{cm}^2$ のものを使用した。

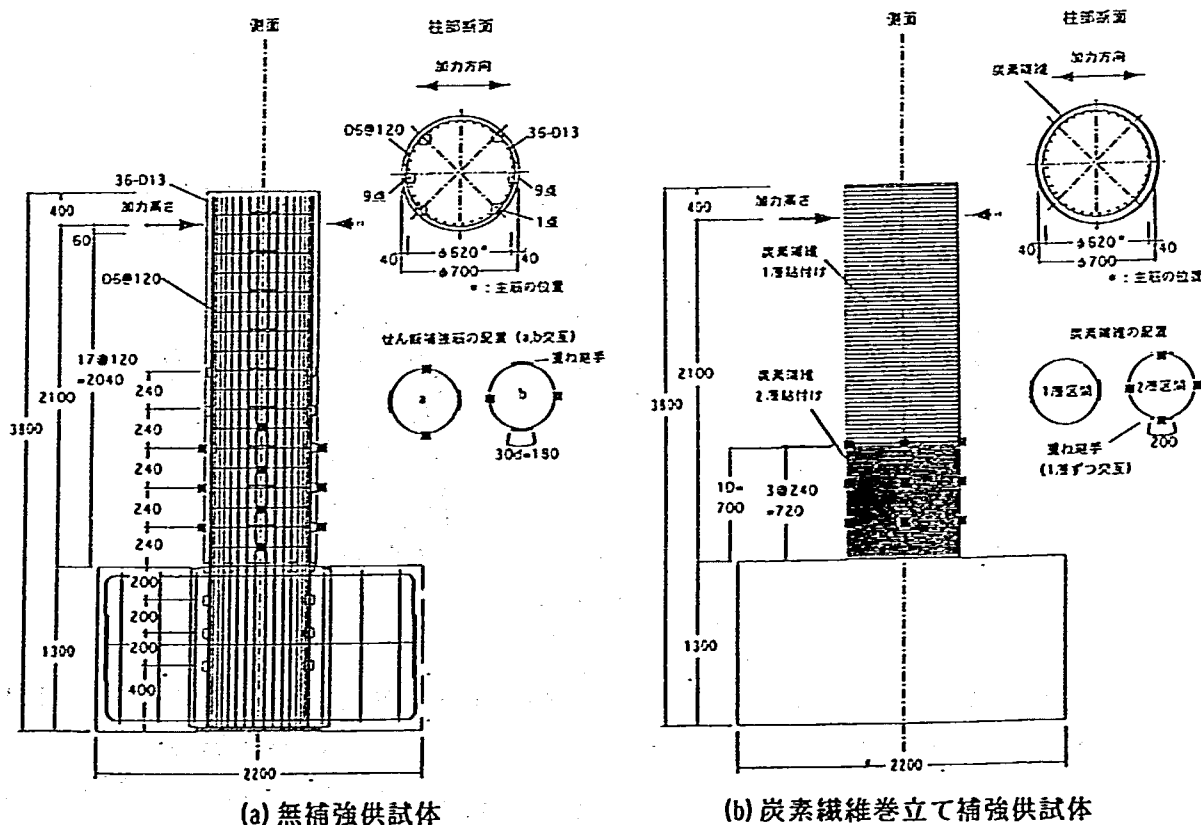


図-1 実験供試体の諸元

実験は、写真-1に示すように、供試体を横にした形にセットし、動的加振機により荷重を正負交番に変位制御で与えた。ここでは、基部における最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏した時の載荷点変位を降伏変位とし、その整数倍の変位を順次繰り返し回数3回で載荷した。軸力は、軸圧縮応力に換算して 23kgf/cm^2 を加えた。

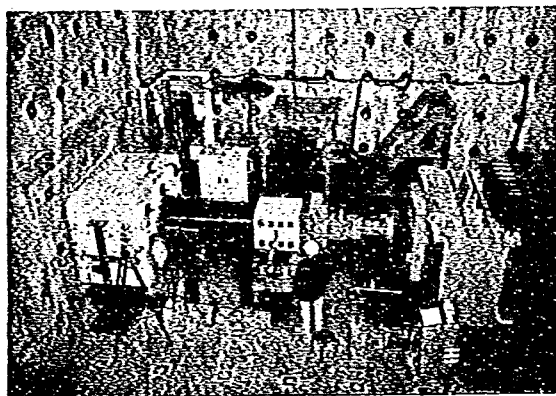


写真-1 載荷実験状況

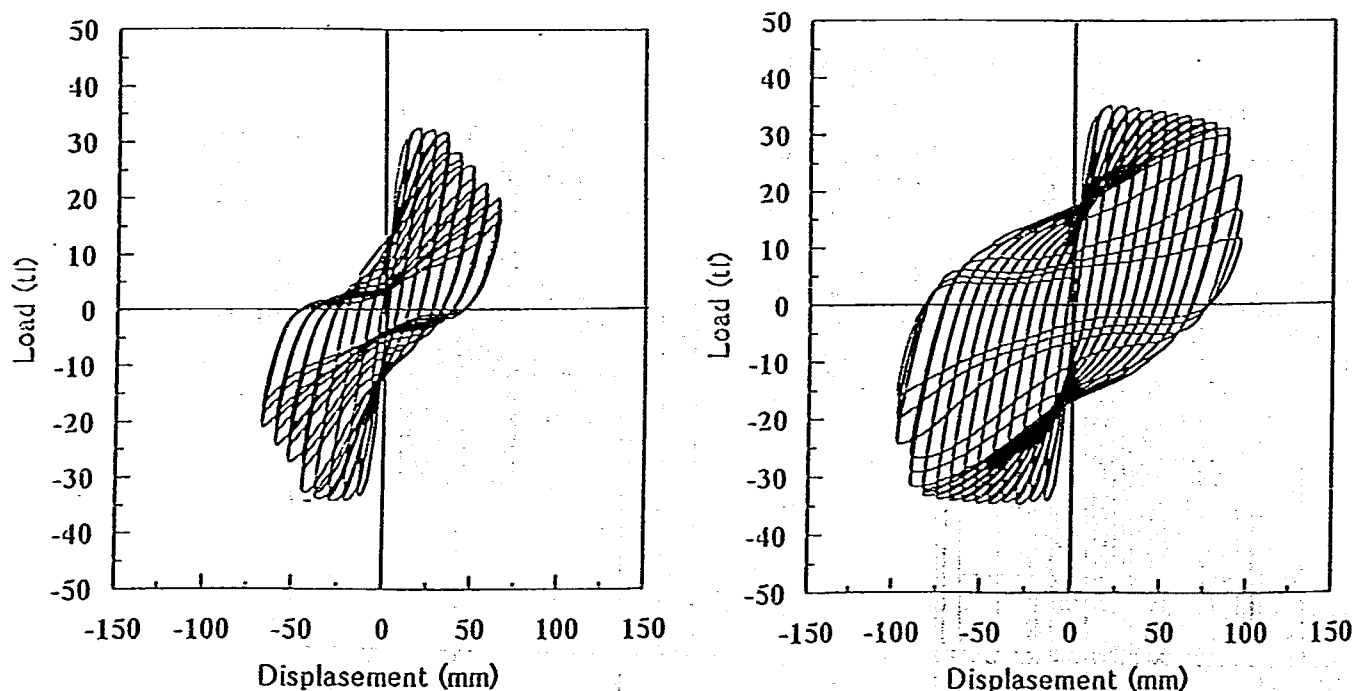
3. 実験結果

図-2は、実験により得られた載荷点における水平荷重と水平変位の履歴曲線を示したものである。無補強供試体では、 $5\delta_y$ の載荷でかぶりコンクリートが剥落し始め、これ以降の載荷ではコアコンクリートの損傷が進展し、これに伴って水平耐力が低下した。破壊形態は曲げ破壊であった。一方、補強供試体では、 $11\delta_y$ の載荷まで最大水平耐力が保持されており、外観から観察した損傷は見られなかった。 $12\delta_y$ の載荷で断面基部に巻立てた2層の炭素繊維シートが破断し、これにより水平耐力が低下し始めた。最終的には軸方向鉄筋が破断し、水平耐力が大きく低下した。なお、本工法では曲げ耐力に対する補強は行っていないため、最大水平耐力はいずれの供試体とも等しくなっている。

履歴曲線と損傷の進展状況からわかるように、炭素繊維シートを巻立てることにより塑性ヒンジ領域での塑性変形性能を著しく改善できることがわかる。また、補強供試体では大変形域においても履歴曲線のループが安定した形状を示しており、補強効果が優れていることを示している。

5. まとめと今後の課題

本文では、炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート橋脚のじん性補強効果を模型橋脚による正負交番載荷実験により検証した。これより、円形断面では炭素繊維シートにより鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を大きく改善することができることがわかった。今後は、拘束効果の小さい矩形断面橋脚に対する適用や、変形性能とともに曲げ耐力をも向上できるような補強工法について検討を行う必要がある。



(a) 無補強供試体

(b) 炭素繊維巻立て補強供試体

図-2 水平荷重-水平変位関係の履歴曲線

8. 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<大規模>)

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. 研究目的

免震設計とは、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繰返し載荷及び温度変化によりその剛性が影響を受けることが予想され、その場合設計で想定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及び疲労特性を実験的に検討することを目的とする。

2. 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種類である。それぞれのゴムの材料特性値を表-1に、試験ケースを表-2に、また、免震支承の形状及び寸法を図-1に示す。なお、供試体の中心部及び表面付近のそれぞれ2ヶ所(計4ヶ所)に熱伝対を設置し、温度が所定の温度($\pm 3^{\circ}\text{C}$ を目安とした)に達した後、実験を行った。

表-1 ゴムの材料特性値

	LRB	HDR (標準タイプ)	HDR (改良タイプ)
硬度 (度)	50 $\pm$ 5	60	68
破断伸び (%)	550以上	650以上	550以上
引張強度 (kgf/cm ²)	150以上	100以上	150以上

表-2 試験ケース

試験温度(°C)	-10	0	+10	+20	+30	+40
LRB	LRB-04	LRB-05	LRB-06	LRB-07	LRB-08	
HDR (標準)	HDR-04	HDR-05	HDR-06	HDR-07	HDR-08	HDR-09
HDR (改良)	HDR-14	HDR-15	HDR-16	HDR-17	HDR-18	HDR-19

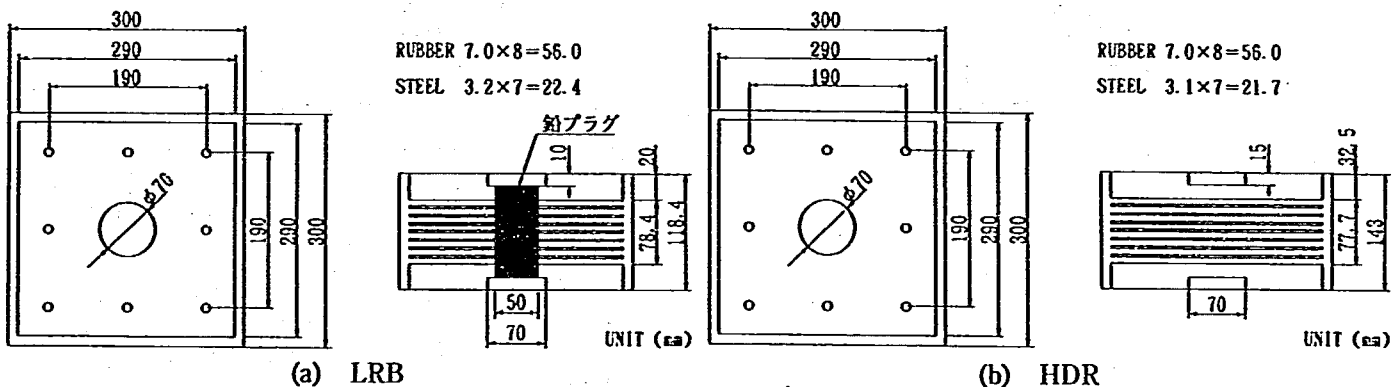


図-1 実験に用いた供試体

3. 繰返し載荷時(疲労実験)における免震支承の温度依存性

本実験に先立ち、 20°C の試験温度のもとで、支承のなじみをとるため予備載荷を行った。HDR供試体の予備載荷は、42.0t(支圧応力度:50kgf/cm²)の鉛直荷重をかけ、載荷振幅50%(3回)→100%(3回)→150%(3回)の載荷手順を2回繰返し行った。本実験において、載荷振幅とは水平載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を載荷振幅100%とした。なお、載荷振動数は全て0.5Hzとした。

疲労実験における載荷振幅及び繰返し回数は、以下に示す通りである。(免震橋梁の供用期間中に50%程度の小さな振幅が800回、150%程度の大きな振幅が200回程度起こると想定し、繰返し回数を決定した。)

①50%(200回)→150%(50回)→②50%(200回)→150%(50回)
→③50%(200回)→150%(50回)→④50%(200回)→150%(50回)

また、①②③④の載荷は供試体を所定の温度に戻したした後、載荷を行った。

実験は、当初 -30°C ～ $+30^{\circ}\text{C}$ の試験温度で行う予定であったが、供試体内部を -10°C 以下に冷やすことが

できなかったため、 $-10^{\circ}\text{C}\sim+40^{\circ}\text{C}$ (LRB供試体については、 $-10^{\circ}\text{C}\sim+30^{\circ}\text{C}$)の試験温度で行った。

HDR-7($+20^{\circ}\text{C}$)により得られた疲労実験①及び④における荷重～変位関係を図-2に、疲労実験における等価剛性及び等価減衰定数の変化を図-3に示す。

また、疲労実験における温度依存性を検討した結果を図-4示す。なお、温度依存性を検討するにあたり、④の50%振幅時の10～200回目の等価剛性及び等価減衰定数を平均したものを用いることとした。

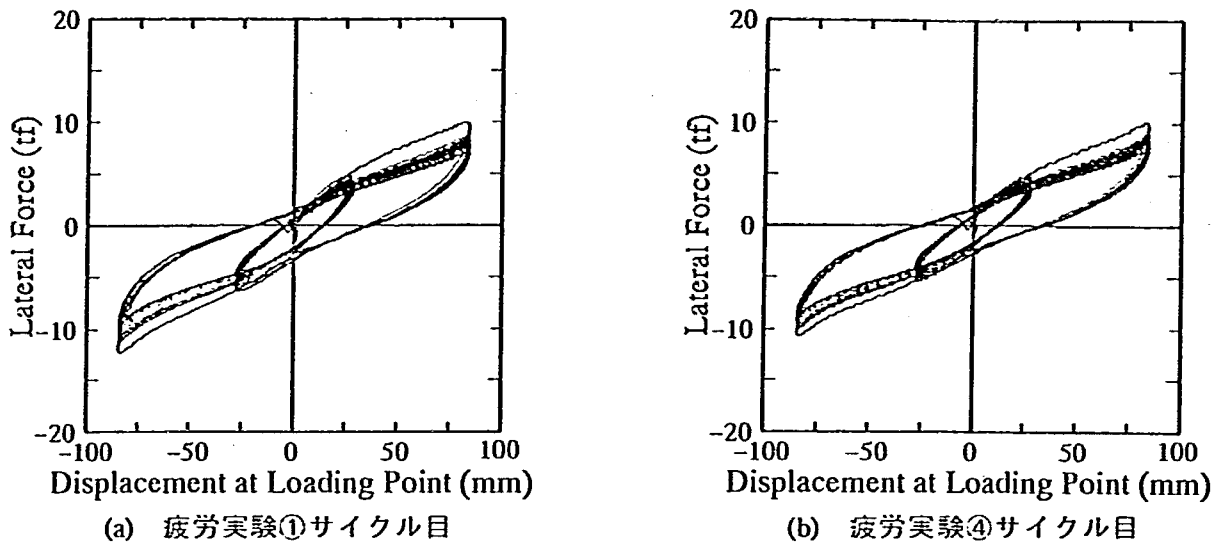


図-2 実験により得られた荷重～変位関係 (HDR-07)

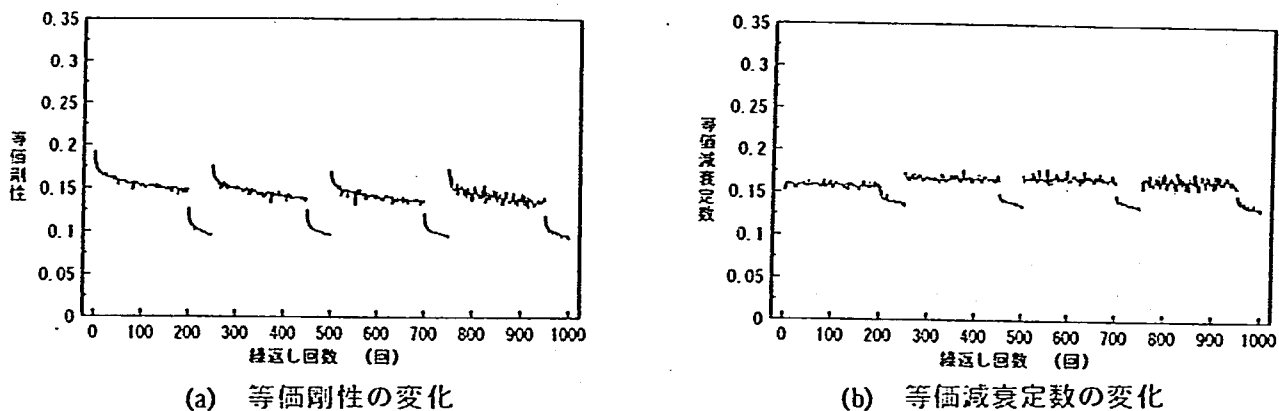


図-3 疲労実験における等価剛性及び等価減衰定数の変化 (HDR-07)

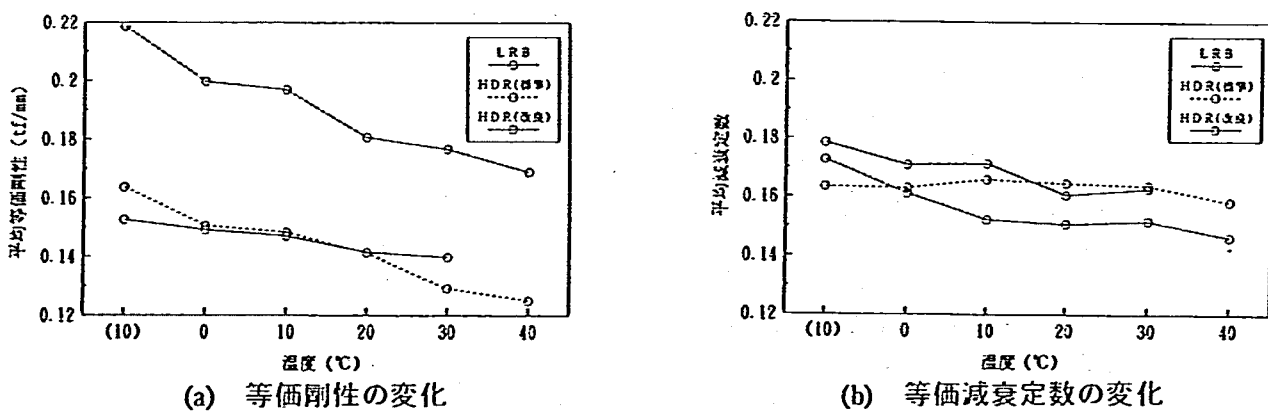


図-4 疲労実験における温度依存性

4. まとめ

本検討では、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疲労特性及び温度依存性を実験的に検討した結果、以下の点が明らかとなった。

- ①免震橋梁の供用期間中に50%程度の小さな振幅が800回、150%程度の大きな振幅が200回程度起こると想定し、疲労実験を行ったが、各載荷振幅においては等価剛性及び等価減衰定数はほとんど低下しない。
- ②疲労実験における免震支承の温度依存性を検討したが、等価剛性及び等価減衰定数の変化は 20°C と比較して最大20%程度である。

9. 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>)

耐震研究室	室	長	大塚	久哲
	主任研究員		運上	茂樹
			長屋	和宏
			佐藤	貴志

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7年度は、本調査の最終年度のあたり以下の検討を行った。

(1) 偏心曲げを受けるRC橋脚の残留変位量の算定方法の検討

1) 偏心曲げを受けるRC橋脚の振動台実験のシミュレーション解析により残留変位に及ぼす偏心曲げの大きさの影響を解析的に検討した。

2) 残留変位の拘束を考慮した地震時保有水平耐力法による耐震計算法を検討した。

(2) 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本調査のとりまとめ

3. 調査結果

(1) 偏心曲げを受けるRC橋脚の地震地震動特性の解析手法の検討

解析手法としては、偏心曲げとP- δ 効果による影響を荷重～変位関係に取り込んで動的解析を行う方法を提案し、平成4年度に実施した模型橋脚の振動台実験結果のシミュレーション解析により解析手法を検証した。

振動台実験に用いた供試体の、載荷高さは2.55m、断面は52cm×42cm(橋軸方向幅52cm)の矩形である。主鉄筋としては、偏心曲げにより圧縮側となる面にはD16×5本(鉄筋比:0.46%)、引張側となる面にはD22×6本(鉄筋比:1.06%)、側方筋としてはD16×3本(鉄筋比:0.27%)を配筋した。帯鉄筋としては、D10を17.3cmピッチで配筋した。帯鉄筋比は0.16%である。

実験では、地震波加振を行うものとし、入力地震動としては、昭和58年日本海中部地震により八郎潟堤防周辺地盤上で観測された記録(以下、八郎潟記録とよぶ)の水平、鉛直両成分の時間軸を1/2、最大水平加速度を0.35gに調整した波形を用いた。図-1は、八郎潟記録を作用させた場合に桁に生じた加速度と変位を示したものである。加振後には、基部で偏心曲げにより圧縮側となる面のかぶりコンクリートの圧壊が生じ、この方向に16cm程度の残留変位を生じた。残留変位は、加振後12秒あたりで入力加速度が最大値をとる時から生じ始め、主要動が一度終る17秒あたりでは、ほぼ16cm程度の値に達している。図-1には、提案手法による解析した結果もあわせて示しているが、これによれば、提案手法により加速度および変位ともによく近似できることがわかる。

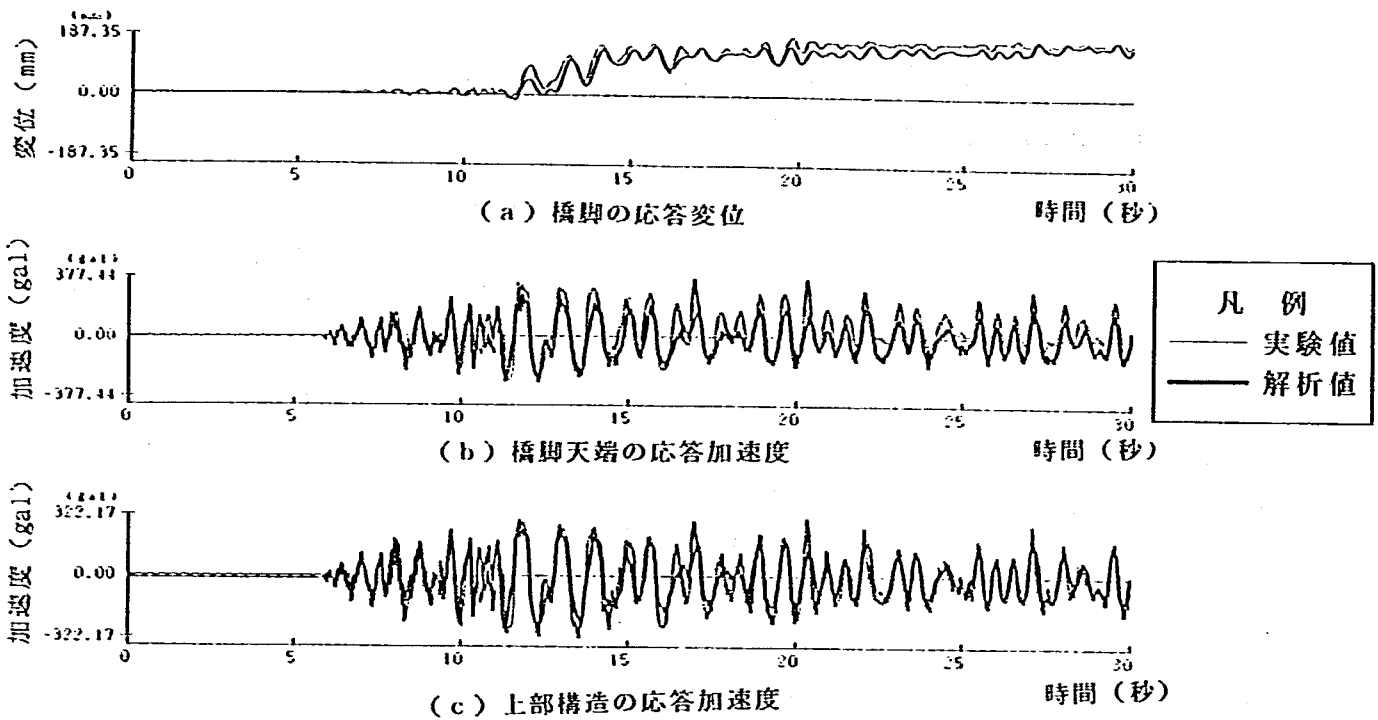


図-1 桁の応答加速度及び応答変位（実験値と解析値の比較）

(2) 残留変位を抑制するための耐震計算法の検討

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、偏心モーメントが作用する方向にのみ損傷が進展し、大きな残留変位が生じる可能性があることが上記(1)の実験および解析から明らかになっている。このような場合には、変位の拘束を考慮した設計方法の検討が必要とされる。

地震時に橋脚に変位が生じると、 $P \sim \delta$ 効果による付加モーメントが生じるが、この大きさが橋脚の地震時保有水平耐力に比較して十分小さければその影響はほとんど生じない。しかしながら、図-2に示すように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、これを受けない場合に比較して $P \sim \delta$ 効果による付加モーメントの影響を受けやすくなる。これは、図-3に示すように付加モーメントによって橋脚の荷重～変位関係が変化するためである。付加モーメントの影響が大きくなって、2次剛性が負の値となると、地震時には損傷が一方向にのみ生じ、残留変位が一方向に蓄積しやすくなる。このように地震時に橋脚に生じる残留変位は、2次剛性の大きさに大きく影響することが明らかになっているので、これを拘束することによりその影響を低減した設計が可能なる。図-4は、合計63成分の地震記録をもとに動的解析を行い、その結果を統計処理することにより求められた残留変位応答スペクトルである。これによれば、次式により定義される荷重～変位関係の1次剛性と2次剛性の比の値が -0.025 よりも小さくなると残留変位が大きくなりやすいことから、これを $P \sim \delta$ 効果の影響を考慮する条件とすればよいことがわかる。

$$r_p = \frac{1 - \frac{h}{D} \frac{P_u - P_r}{\delta_u - \delta_r}}{1 - \frac{P_r}{\delta_r - \delta_o} \frac{h}{D}} \leq -0.025 \quad (2)$$

ここに、

- r_o : $P \sim \delta$ 効果の影響係数
- h : 橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
- D : 上部構造等の死荷重 (tf)
- P_u, P_r : 橋脚の終局水平耐力、降伏水平耐力 (tf)
- δ_u, δ_r : 橋脚の終局変位、降伏変位 (m)
- δ_o : 偏心曲げモーメントによる初期変位 (m)

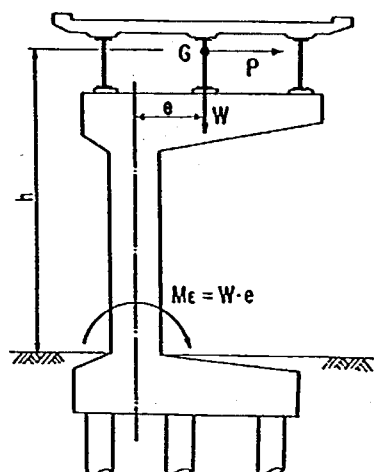


図-2 偏心モーメントが作用する橋脚

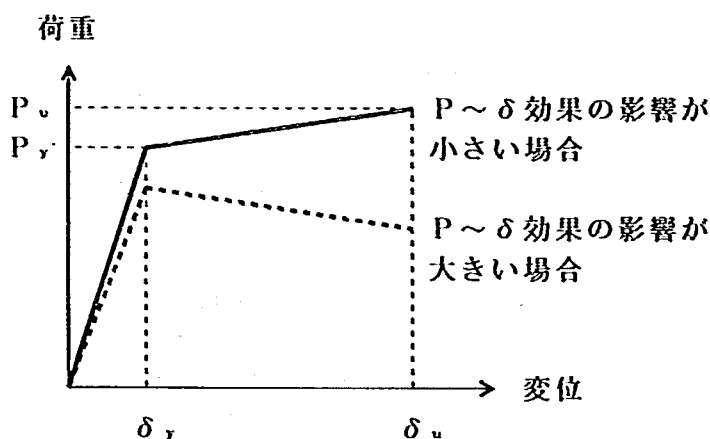


図-3 偏心モーメントが作用する場合の水平力と変位の関係

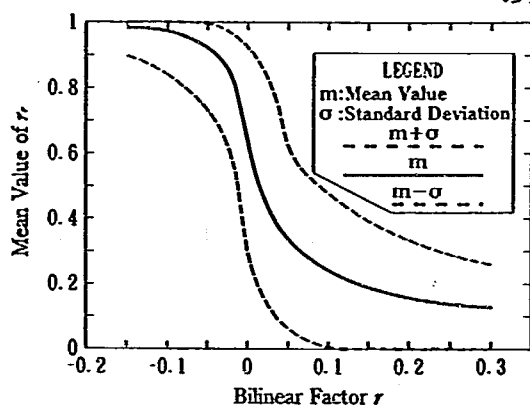


図-4 残留変位応答スペクトル

4. 調査結果のとりまとめ

表-1 は、5 カ年間の本調査の成果概要を示したものである。

表-1 調査成果の概要

検討課題	調査成果概要
1. 不静定 R C 橋脚の動的特性	R C ラーメン橋脚模型の動的載荷実験により、破壊特性、動的耐力、変形性能を検討した。この結果、損傷は隅角部において進展し、R C 単柱に比較して降伏以後の最大耐力までの荷重の増加が大きいことを明らかにするとともに、ハンチが最大耐力および変形性能に影響のないことを明らかにした。
2. 偏心曲げを受ける R C 橋脚の動的特性	橋軸直角方向に偏心曲げを受ける R C 橋脚の地震応答特性を模型橋脚の振動台実験、載荷実験により検討し、常時偏心曲げが作用する場合には、損傷が一方向のみで生じ、大きな残留変位が生じることが明らかになった。 さらに、偏心曲げ、非対称骨格曲線、 $P \sim \delta$ 効果を考慮した動的解析手法を開発し、電算プログラムを作成した。また、橋軸直角方向に偏心曲げを受ける橋脚が橋軸方向に地震力を受けた場合の振動特性を動的解析により検討し、橋脚の及ぼすねじりの影響が大きいことが明らかになった。
3. 偏心曲げを受ける R C 橋脚の地震時保有水平耐力法	偏心曲げを受ける R C 橋脚の場合の地震時保有水平耐力の照査法として、偏心曲げの補正方法を開発した。
4. 偏心曲げを受ける R C 橋脚の残留変位量の算定方法	偏心曲げを受ける場合には、一方向にのみ残留変位が生じることから、残留変位を抑制するために、許容塑性率を低減するための計算方法をとってまとめた。

4. 今後の検討課題

逆L字型等の偏心曲げモーメントを受けるRC橋脚の地震時振動特性を検討し、地震時保有水平耐力の照査法としてとりまとめた。この他に、不静定RC構造、高軸力を受けるRC部材、合成構造等の構造部材の耐震設計法や構造部材のみならず橋全体系の地震時保有水平耐力法の開発が必要とされる。

5. 成果の利用（技術基準等への反映）

(1) 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様(案)への反映

・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取り入れられた。

(2) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の改訂への反映

・偏心曲げを受ける場合の地震時保有水平耐力法の計算法として反映される予定である。

6. 研究成果

- 1) 川島一彦、長島博之、飯田寛之：くり返し載荷実験による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的耐力、土木技術資料Vol. 33、No. 11、1991年11月
- 2) 川島一彦、長島博之：鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的特性に及ぼすハンチの影響、土木技術資料Vol. 35、No. 2、1993年2月
- 3) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、小山達彦、吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告第190号、平成5年9月
- 4) 川島一彦、運上茂樹、木暮深、飯田寛之：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、土木学会第22回地震工学研究発表会、1993年
- 5) 川島一彦、運上茂樹、向秀毅：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22回地震工学研究発表会、1993年
- 6) 川島一彦、運上茂樹、向秀毅：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
- 7) 川島一彦、運上茂樹、向秀毅：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
- 8) 川島一彦、運上茂樹、長島博之、飯田寛之、向秀毅：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
- 9) 運上茂樹、向秀毅：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、Vol. 37、No. 7、平成7年12月
- 10) K.Kawashima, S. Unjoh and H. Mukai : Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Piers subjected to Eccentric Loading, Proc. of the Ninth US-Japan Bridge Engineering Workshop, Technical Memorandum of PWRI, No.3230, May, 1993
- 11) K.Kawashima, S. Unjoh and H. Mukai : Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Piers subjected to Eccentric Loading, Proc. of the Second US-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Technical Memorandum of PWRI, No.3230, January, 1994
- 12) K.Kawashima, S. Unjoh and H. Mukai : Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Piers subjected to Eccentric Loading, Proc. of the Fifth US National Conference on Earthquake Engineering, EERI, July, 1994
- 13) 建設省：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、平成7年2月
- 14) (社)日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)

10. 鋼製橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査 (道路事業調査費〈大規模〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
主任研究員 寺山 徹
佐藤 貴志

1. まえがき

都市部や沿岸部の道路橋では、立地条件などの制約のため、そしてその多くが比較的軟弱な沖積層上に立地しているため、地震時慣性力をできるだけ小さくことを目的として鋼製橋脚が採用される例が多い。このような現状の中で、平成7年1月の兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚にも鋼板の局部座屈の発生等数多くの被災を生じた。鋼製橋脚の動的耐力や変形性能といった地震時挙動に関する研究は、地震以前から着々と実施されてはいるが、未だ基準化されるには至っておらず、早急な基準化が望まれている。本調査は、薄肉補剛版で構成され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

昨年度までに行われた研究により、鋼製橋脚の耐震性能に影響を与える主な変動因子として以下の7項目が判明している。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の影響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補剛材及び垂直補剛材の幅厚比である。今後、これらの変動因子を検討していくためには解析及び実験を用いた研究が必要である。7年度は、シェル要素を用いた弾塑性解析プログラムを使用して解析を行い、実際に建設省土木研究所で行われた鋼製橋脚の縮小モデル実験結果と比較することにより解析プログラムの解析能力及び信頼性を検討した。

また、中詰めコンクリートを有する既設の鋼製橋脚を対象として、中詰めコンクリート上端位置の鋼板の外側に鋼板パネルよりも降伏強度の低い鋼板を接着し、この接着した鋼板により地震エネルギーを吸収させようという耐震補強方法を提案した。本耐震補強方法の効果を確認するために、鋼材及び中詰めコンクリートの繰返し弾塑性応力-ひずみ関係及び幾何学的非線形性を考慮に入れた弾塑性動的応答解析手法を用いて、耐震補強の有効性を検証した。

3. 研究結果

3.1 シェル要素を用いた弾塑性解析プログラム

鋼製橋脚の縮小モデル供試体の諸元を図-1に示す。細長比パラメータ $\lambda=0.250$ 、補剛材の板厚比パラメータ $R_r=0.587$ 、補剛材剛比は道示の規定で $\gamma_1/\gamma_{1req}=0.914$ である。解析はMarc(ver. K6)を用いて実施した。材料定数は引張試験の結果得られた応力-ひずみ関係をそのまま与えた。幾何学的非線形性はUpgrade Lagrangien手法により考慮し、弾塑性判定はvon Misesの降伏条件、塑性域は関連流れ則に従うものとし、移動硬化則を採用した。解析には初期たわみは考慮していないが、溶接型の残留応力分布を仮定し、縦補剛材にも端部でのガス切断に対応した残留応力を導入している。図-2に、水平荷重と水平変位の履歴曲線について実験結果と解析結果を比較した結果を示す。両者を比較すると、細部では異なるものの、ほぼ等しい結果を得た。

3. 2 鋼板接着による耐震補強方法

解析モデルを図-3に示す。本解析では、はり柱要素の有限要素法とニューマークの β 法及び修正ニュートンラフソン法を併用した弾塑性地震応答解析を行った。鋼板補強を接着した場合と接着しない場合の中詰めコンクリート上端位置での橋脚母材断面最外縁の応力-ひずみ関係を図-4に示す。補強鋼板を接着することにより、橋脚母材の最大塑性ひずみが鋼板補強しない場合に比べてある程度減少していることがわかる。これは、補強鋼板が地震によるエネルギーを吸収したためであると考えられる。

4. 今後の問題点

シェル要素を用いた弾塑性解析モデルにより、鋼製橋脚の履歴曲線をかなりの精度で追跡できることがわかった。今後は、耐震性能の向上を目指した新たな鋼製橋脚の断面を検討し、実験的及び解析的な研究が必要となる。さらに、そうした研究成果を早期に基準化していくことも強く求められている。

また、既設の鋼製橋脚に対しても、兵庫県南部地震に余裕をもって耐えられる耐震補強方法を検討していく必要がある。

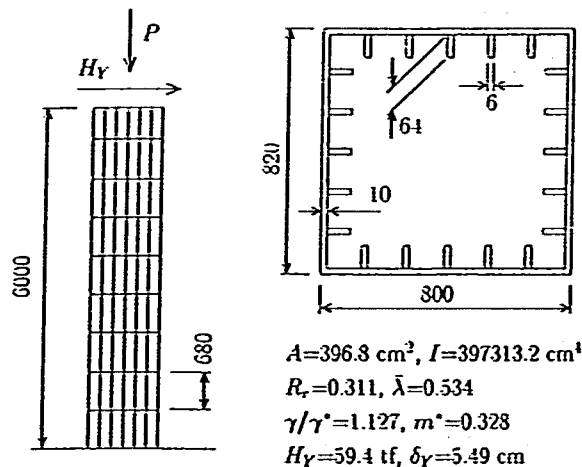


図-1 シェル要素を用いた解析モデル

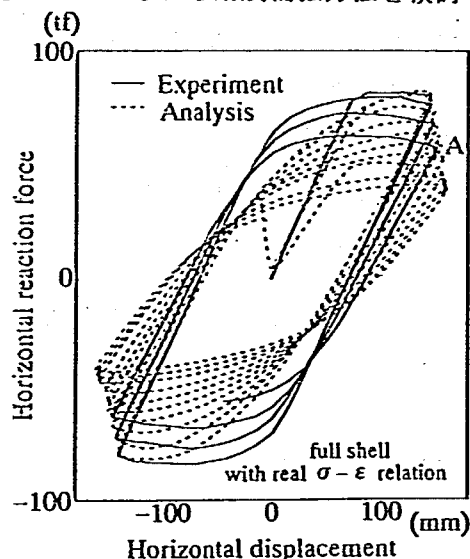


図-2 履歴曲線の比較

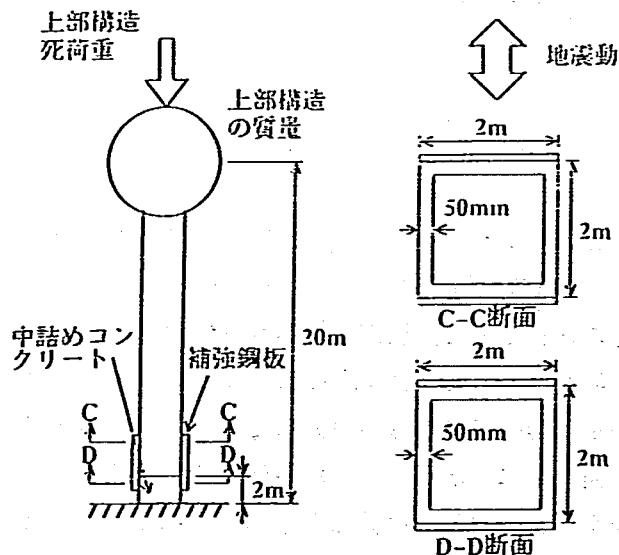


図-3 鋼板接着工法の解析モデル

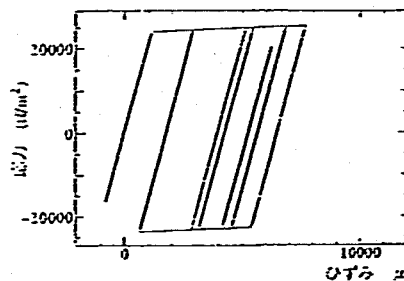


図-4 (1) 橋脚母材断面最外縁の応力-ひずみ曲線 (鋼板接着がない場合)

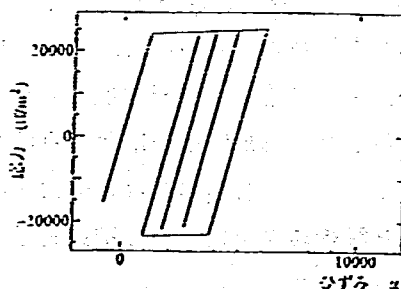


図-4 (2) 橋脚母材断面最外縁の応力-ひずみ曲線 (鋼板接着がある場合)

11. 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〉)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
研究員 星隈 順一

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、地下鉄をはじめとした地下構造物にも、これまでにないような甚大な被害が生じた。我が国で地下構造物が地盤の振動によって大きな被害を被った事例はこれまでにほとんどなく、今後はこのような大規模な地震に対する地下構造物の耐震安全性を耐震設計の中で考慮しておくことが必要とされている。そこで、本研究では、従来許容応力度設計レベルで適用されてきた応答変位法に加えて、さらに地震時限界状態を考慮した地中構造物の耐震設計法の確立を目指している。本文では、限界状態に応じた耐震設計法と横断方向に対する耐震設計法について検討した結果を示すものとする。

2. 地下構造物の耐震設計の基本

兵庫県南部地震による地下構造物の被害を鑑み、地下構造物の周辺地盤の変形形状については、平面及び深さ方向の変形形状を地震動のレベルに応じて検討し、地下構造物の横断ならびに縦断方向について耐震設計を行うことが必要と考えられる。そこで、地下構造物の耐震計算法を地震動のレベル毎に整理すると、表-1の通りである。ここで、設計地震動レベルを2種類に分類し、それぞれに対して地下構造物が満足すべき性能は表-2の通りと考えられる。ただし、レベル2の地震に対しては、地下構造物躯体の変形性能を高める手法の他に、可撓性継手や免震層を用いた免震構造とする手法もある。

表-1 地震動レベルに応じた耐震設計法

	横断方向	縦断方向
レベル1	応答変位法で設計 (必要に応じて動的解析により照査)	応答変位法で設計 (必要に応じて動的解析により照査)
レベル2	応答変位法で照査 (必要に応じて動的解析により照査)	地盤変位を動的解析により求め、構造物を静的な弾性床上の梁としてモデル化して照査 (必要に応じて動的解析により照査)

3. 地盤の地震時挙動の評価法

表-2 地震動レベルに応じた地下構造物の要求性能

3.1 地盤の等価剛性

従来の応答変位法による地中構造物の耐震設計では、地盤の動的せん断変形係数はせん断弾性波速度から求められる微小ひずみのせん断弾性係数と地盤ひずみの大きさに基づく補正係数より一律に算出されていた。この方法では、レベル1クラスの地震動に対しては十分な精度を有しているが、

大規模な地震に対しては地盤の非線形を考慮して動的せん断変形係数を設定する必要がある。そこで、レベル2に対する耐震設計での地盤動的せん断変形係数は、ひずみ依存性を考慮した等価線形解析法を用いて等価剛性として求める。

レベル1	地下構造物の部材が原則として弾性範囲にあり、地震後もそのまま供用できる状態
レベル2	地下構造物の部材は、水が浸入しない連続した構造を維持し、短期間の補修に供用を再開できる状態

3. 2 地盤の固有値解析

表層地盤の固有周期は従来、せん断弾性波速度と層厚より得られる地盤の特性値にひずみレベルに応じた補正係数を乗じて求められていた。しかしながら、本手法では、多層地盤系の固有周期を十分な精度で評価できないという問題がある。地中構造物の耐震設計では、地盤の固有周期の算定が非常に重要であることを鑑みれば、地盤の固有周期ならびにそのモード形については、多層地盤モデルによる固有値解析を行って評価するのがよいと考えられる。

ここで耐震設計上の基盤面でのインピーダンス比が大きい場合には、基盤付近のせん断ひずみを過大評価する可能性がある。このような場合には通常の基盤面の下に仮想基盤面を設定して固有値解析を行えばよい。

4. 横断方向の耐震設計法

横断方向の耐震計算法として、ここでは応答震度法を用いることを検討した。応答震度法は、時刻歴応答解析と同等な解が得られる簡便な計算法であり、以下の手順で行う。

- ①自由地盤の一次元応答解析を行い、地盤各層の変位、加速度の時刻歴データを求める。この際3. 1に示した地盤の等価剛性値も同時に求める。
- ②得られた変位時刻歴データのうち地中構造物の上端下端の相対変位が最大になる時刻を求め、この時刻における加速度分布を求め、これを各層ごとの震度分布に換算する。
- ③図-1に示すような地中構造物を含む二次元有限要素モデルを作成する。地盤の剛性値は①で得られた等価剛性値とし、②で求められた震度分布を慣性力として解析モデルの側方に与える。これより地中構造物の地震時断面力を算出する。

本計算法を用いると、従来の応答変位法で行っていた有限要素法による地盤パネの算出や、地震時土圧、周面せん断力の計算は不要となり、また慣性力も個別に算出する必要がなくなる。

なお、有限要素モデルの作成においては、梁要素として表す地中構造物の構造部材の剛性は地震レベルごとに設定する必要がある。レベル1に対する耐震設計では、表-2に示したように、部材は弾性範囲での挙動であるため、弾性剛性を用いればよく、またレベル2に対する耐震設計では、部材の非線形性を考慮した曲げモーメント-曲率関係を用いて剛性を評価する。

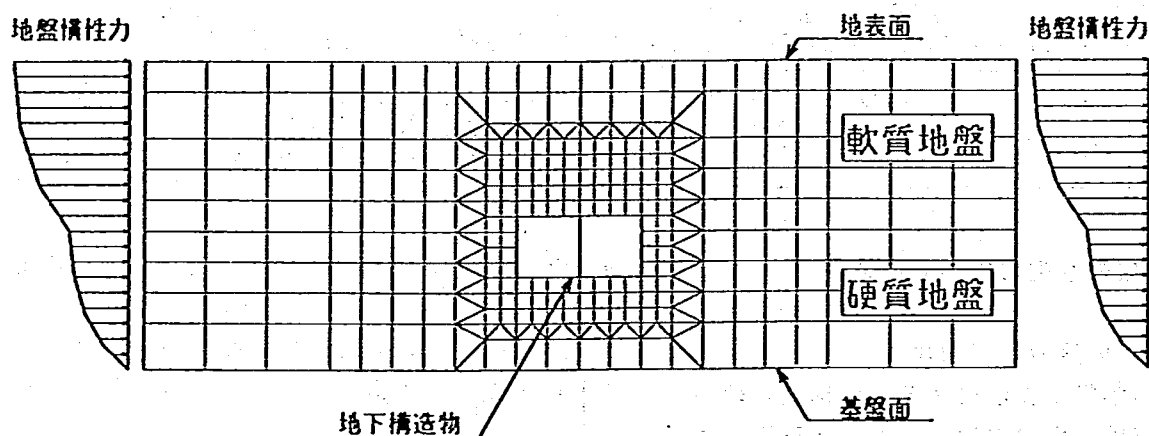


図-1 有限要素モデルを用いた地中構造物の横断方向の耐震計算

5. 今後の課題

本文では、限界状態設計法による地中構造物の耐震設計を行うために必要な事項について検討を行った。今後は、縦断方向の耐震設計法ならびに地中構造物本体の耐力・変形性能の評価法について解析や実験を行うとともに、地中構造物の耐震設計法として体系化を図っていく必要がある。

12. 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<新交通軸調査>)

耐震研究室	室長	大塚	久哲
	主任研究員	運上	茂樹
		長屋	和宏
		佐藤	貴志

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凝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7年度は、以下の項目に関して検討を行った。

(1) 近距離・大規模地震に対する基礎の耐震設計法の検討

断層移動、あるいは、地盤破壊に伴う基礎の支点移動が長大吊橋上部構造に及ぼす影響を上部構造の変形、断面力の観点から定量的に評価し、許容可能な基礎の移動量を検討した。

(2) 上部構造の耐震設計法の検討

支間長2,000m級の長大橋梁において地震時に支配的となる可能性がある部材に対する高減衰化装置による地震応答の低減の効果を検討した。

3. 調査結果

(1) 近距離・大規模地震に対する基礎の耐震設計法の検討

明石海峡大橋クラスの長大吊橋を対象に基礎の移動が上部構造に及ぼす影響を検討した。解析モデルは、明石海峡大橋の上部構造の諸元を参考に作成した。解析モデルとしては、各基礎を固定条件とした上部構造の線形骨組モデルとし、線形化有限変位解析法により解析を行った。支点移動としては、アンカレイジ及び主塔基礎に単位の変位、または、回転を仮定するものとし、主塔、補剛桁及びケーブルの変形及び断面力によってその影響を考慮することとした。

解析ケースは、1Aアンカレイジと2P主塔基礎に単位移動量を与えることにより橋に生じる変形や付加断面力を算定した。単位移動量としては1m、単位回転量としては1/1000radを仮定した。中央径間長に対する単位移動量の比は、 $1/1990=0.0005$ となる。さらに、平成7年兵庫県南部地震により実際に観測された移動量も考慮した。

なお、解析は、明石海峡大橋の諸元を参考に作成した橋を対象としたが、実際の明石海峡大橋の条件とは異なるので、本解析結果は、明石海峡大橋の実際の挙動を表して居ないことに注意する必要がある。

以上の条件のもとで解析した結果によれば、アンカレイジ及び主塔基礎に1m程度の移動が生じたと仮定した場合に部材に生じる付加応力度は、最も大きいところで材料の許容応力度(常時)の10%程度である。アンカレイジが橋軸方向に1m移動したと仮定した場合の補剛桁の鉛直変位は、中央径間1/2点では1.4mである。兵庫県南部地震により実際に生じた移動量程度が生じたと仮定した場合には、移動量に伴う応力度の変動は同様に許容応力度(常時)の数%であり、中央径間1/2点の鉛直変位は1.7m程度となる。

このように、たとえ兵庫県南部地震により実際に生じた移動量を想定した場合でも、それによって、地震後の吊橋の安全性に影響を及ぼすほどの応力増加と変形は生じないと考えられる。

(2) 上部構造の耐震設計法の検討

上記(1)と同じモデルを用いて高減衰化装置の有効性を検討した。解析では、上部構造の線形3次元骨組モデルを用いて応答スペクトル法により算定した。入力地震動としては、解析用に設定したL2スペクトルを用いた。本スペクトルは、解析に用いることだけを考慮し、関東地域

を想定して以下の条件で仮に求めたものである。このため、設計対象橋が特定された場合には新たに入力地震動として定め直す必要があることに注意する必要がある。L2スペクトルは、関東地震級の地震が近傍で発生した場合を想定して設定した加速度応答スペクトル（ $M=7.9$ 、 $\Delta=20\text{km}$ ）である。

橋が本来有している減衰定数としては、0.5%を仮定した。ここでは、高減衰化装置の設置により地震時の寄与が大きい主要振動モードに減衰定数を0.05（合計0.055）を付加した場合の地震時の応答低減効果を検討した。

表-1は、地震時に設計上支配的となる可能性がある前述の補剛桁の橋軸方向変位及び主塔基部の断面力について、減衰付加前と付加後の応答値を比較したものである。これによれば、当初0.005であった減衰定数を0.055まで向上させることができれば、応答値を約半分まで低減させることが可能になることがわかる。

表-1 高減衰化装置による応答値の低減効果

対象振動モード	高減衰化装置の 必要減衰係数C (tf・sec/m)	減衰付加前 の最大応答値 A	減衰付加後 の最大応答値 B	B / A
主塔基部面外曲げ	2,964	193,031 tf・m	125,308 tf・m	0.65
側径間水平変位	190	2.16 m	1.20 m	0.56
中央径間水平変位	669	1.00 m	0.60 m	0.60

高減衰化装置により主要振動モードに5%の減衰定数を付加することとした場合の高減衰化装置を試設計した。表-1に示した主塔基部の曲げモーメントに着目し、減衰係数としては約3000tf・s/mを考慮することとした。ここでは、1主塔当たり2基の高減衰化装置を設置することとし、高減衰化装置の設計条件としては、減衰係数3000tf・s/m、地震時の相対変位を8.5cmとした。なお、変位振幅に関しては、常時の温度変化等による影響も考慮し、±60cmの許容変位を考慮した。図-1は、このようにして試設計した高減衰化装置の一例を示したものである。

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、滑動照査法を設計法としてとりまとめる。

(2) 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。

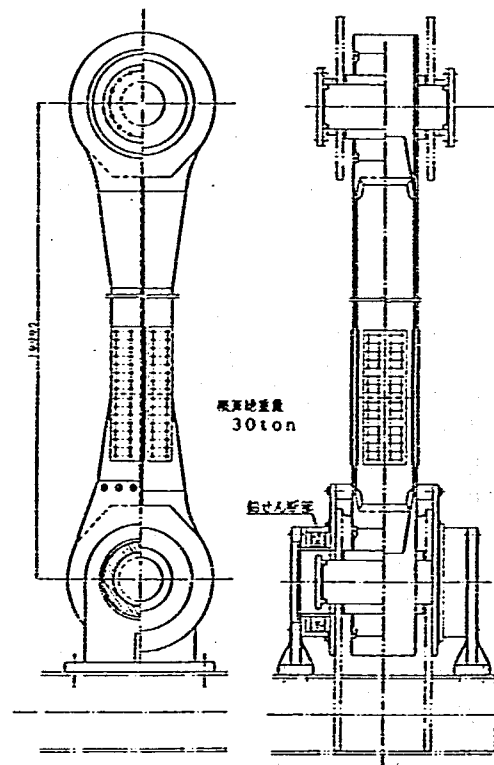


図-1 設計例：回転型鉛塑性ダンパー（タワーリンクに設置）

【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、土木研究所共同研究報告書第101号（平成6年3月）、127号（平成7年3月）、（その3は報告書番号請求準備中）

13. 大規模橋梁の耐震設計法に関する調査試験 (受託工事〈本州四国連絡橋公団〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 運上 茂樹
長屋 和宏
佐藤 貴志

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さが存在する。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。平成6年度は、長大吊橋の上部構造の地震時の減衰性能を検討するために、米国のビンセント・トーマス橋で得られた2つの地震記録の分析を行った。さらに、長大橋梁に対する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に対する安定照査法を検討するために、滑動振動の解析手法を提案するとともに、模型振動実験結果のシミュレーション解析により解析手法の検証を行った。平成7年度は、平成6年度の検討をさらに進め、米国のビンセント・トーマス橋の地震応答解析により長大吊橋の減衰性能を検討するとともに、平成6年度に検証した解析手法を用いて地震時の大規模基礎の滑動振動特性を検討した。

2. 調査内容

平成7年度は、平成6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について検討した。

(1) 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

平成6年度に引き続き、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日ウィットピア地震(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をもとに、地震応答解析により長大吊橋の上部構造の減衰特性を検討した。

(2) 大規模基礎の耐震設計法の検討

大規模基礎の地震時の動的安定照査法のうち滑動照査法について、平成6年度に検証した解析手法を用いた大規模基礎の地震応答解析により地震時の滑動振動特性を検討した。

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) 解析対象吊橋と地震観測記録

解析対象としたビンセント・トーマス橋は、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¹⁾⁻³⁾。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。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日ウィットピア地震(M=5.9)及び1994年1月17日ノースリッジ地震(M=6.8)³⁾により地震記録が観測された。

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あり得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・基礎の滑動振動特性の検討	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日ウィットティア地震及び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。
平 成 7 年 度	長大吊橋上部構造の減衰特性・基礎の滑動振動特性の検討	1)米国のビンセント・トーマス橋で1987年10月1日ウィットティア地震及び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もとに、ビンセント・トーマス橋の地震応答解析により長大吊橋の上部構造の減衰特性を検討した。 2)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、検証した解析手法を用いた大規模基礎の地震応答解析により地震時の滑動振動特性を検討した。

(2) ビンセント・トーマス橋の地震応答解析

平成6年度は、ビンセント・トーマス橋で観測された地震記録をもとに、パワースペクトルと伝達関数を算定し、これをもとにハーフパワー法により減衰定数を推定した。その結果、鉛直たわみ及び水平横たわみ振動の減衰定数は、ウィットティア地震による場合が2~5%、ノースリッジ地震による場合が1~3%程度と推定された。

本年度は、ビンセント・トーマス橋の地震応答解析を行い、地震応答解析から得られた最大応答値をもとに減衰定数を推定した。上部構造は3次元の線形骨組解析モデルにモデル化した。基礎は、固定条件とし、地震により観測された加速度記録を各基礎への入力地震動とした。解析モデルの作成時には、解析モデルの固有周期が実測記録から得られる固有周期に近似するかどうかを検討した。表-2は、固有振動数及び固有周期の実測値と解析値を比較したものである。これによれば、固有値解析から求められる固有周期は概ね実測値と一致しており、解析モデルがほぼ主要な振動モードを表現していることがわかる。

このようにして作成した解析モデルを用いて地震応答解析を行った。橋が有している減衰定数は、固有振

動モード毎に異なると考えられるが、減衰定数が振動モード毎にどのように変化するかは明らかになっていないため、ここでは全ての振動モードに対して一律0、1、2、3、5%の5種類に変化させて解析を行った。

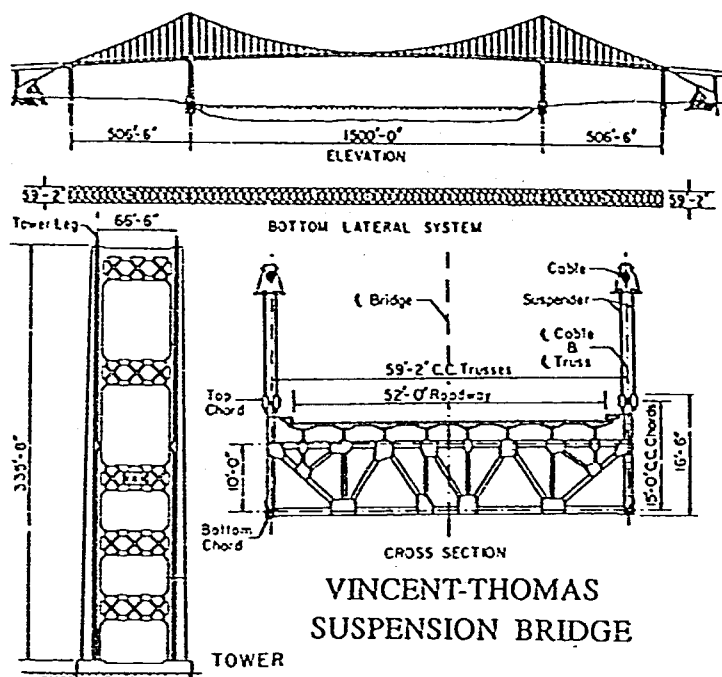


図-1 ビンセント・トーマス橋の一般図¹⁾

表-2 固有周期の解析値と実測値の比較

振動モード		解析による固有振動特性			実測による固有振動特性			
					ウィットティア地震		ノースリッジ地震	
		次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)
鉛直たわみ	対称1次	5	0.219	4.563	0.216	4.630	0.226	4.425
	対称2次	7	0.339	2.951	0.366	2.732	0.342	2.924
	逆対称1次	4	0.163	6.138	0.172	5.814	0.159	6.289
面外横たわみ	対称1次	1	0.126	7.931	0.135	7.407	0.110	9.091
	逆対称1次	9	0.421	2.373	0.428	2.336	0.421	2.375
遊動円木		6	0.224	4.459	0.232	4.310	0.244	4.098
ねじれ対称1次		16	0.584	1.711	0.513	1.949	0.531	1.883

図-2は、実測波形と解析波形の比較の一例を示したものである。ノースリッジ地震により得られた観測記録を対象として、中央支間の補剛桁中間位置の橋軸直角水平方向の変位波形を比較したものである。地震時には面外横たわみの対称1次振動が卓越しており、解析波形は概ね実測波形を表していることがわかる。ただし、時間の経過とともに振幅のずれが見られる。これは、実測値の卓越周期は9.09秒であるが、解析では7.93秒であるので、その分振幅のずれが見られたものである。ここでは、中央支間の補剛桁中間位置について示したが、他の観測位置についても同様な傾向が見られた。より精度のよいシミュレーションを行うためには、さらにモデル化について検討する必要がある。

減衰定数を0%から5%に大きくしていくと、解析による最大応答変位が小さくなり、最大応答値の実測値との近似度が高くなっていく。減衰定数0、1、2、3、5%では、最大応答変位は、それぞれ、13.8cm、8.2cm、6.8cm、5.8cm、4.9cmとなる。実測値は3.5cmであるので、面外横たわみの対称1次振動の減衰定数は、およそ5%程度以上と推定される。

このようにして各観測位置の最大応答値をもとに、減衰定数を推定した結果が表-3である。これによれば、以下の点が指摘される。

- 1) ウィットティア地震による観測記録から得られた減衰定数は、ばらつきはあるが、主塔の橋軸方向については5%程度、主塔及び補剛桁の橋軸直角方向については0~3%程度、補剛桁の鉛直方向については0~2%程度と推定される。
- 2) ノースリッジ地震による観測記録から得られた減衰定数も同様にばらつきは見られるが、主塔の橋軸方向については5%程度、主塔及び補剛桁の橋軸直角方向については1~5%程度、中央支間の補剛桁の鉛直方向については3~5%程度、側径間の鉛直方向については0~1%程度と推定される。
- 3) ノースリッジ地震による観測記録から減衰定数を求めた場合とウィットティア地震による観測記録から減衰定数を求めた場合を比較して見ると、いずれもばらつきはみられるが、全体としてはより大きな振動振幅が生じたノースリッジ地震による観測記録から求めた減衰定数の方が減衰定数は大きくなっている。平成6年度にハーフパワー法により求めた減衰定数では逆の傾向が得られており、今後さらに検討が必要とされる。

表-3 最大応答加速度で比較した場合の減衰定数の推定値のまとめ

観測位置		ウィットティア地震		ノースリッジ地震	
		最大加速度の実測値(gal)	減衰定数の推定値	最大加速度の実測値(gal)	減衰定数の推定値
橋軸方向	塔頂南側	125	5%以上	393	5%以上
	塔頂北側	117	5%以上	473	5%以上
	主桁主塔3P位置	165	0%	468	0%
橋軸直角方向	塔頂南側	215	0~1%	441	5%以上
	主桁主塔2P位置	178	0%	337	1~2%
	主桁主塔3P位置	200	0%	413	3~5%
	中央径間中央上側	87	3%	156	5%以上
	中央径間中央下側	109	1~2%	178	3~5%
	中央径間1/3点上側	83	1%	144	3%
	側径間中央	197	0~1%	249	5%以上
鉛直方向	中央径間中央北側	115	0~1%	133	5%以上
	中央径間中央南側	128	0~1%	152	5%以上
	中央径間1/3点北側	66	1~2%	149	3%
	中央径間1/3点南側	82	1~2%	130	5%以上
	側径間中央北側	243	0~1%	417	0~1%
	側径間中央南側	249	0~1%	373	0~1%

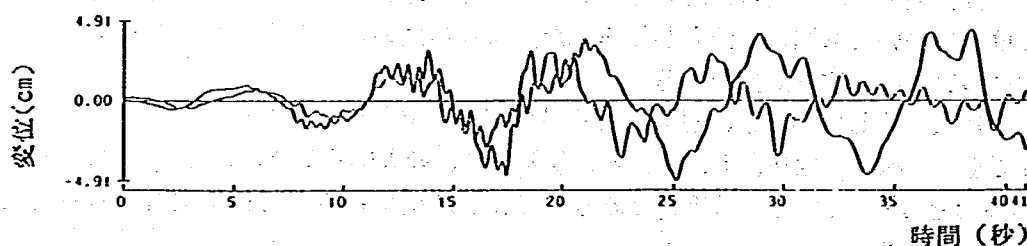
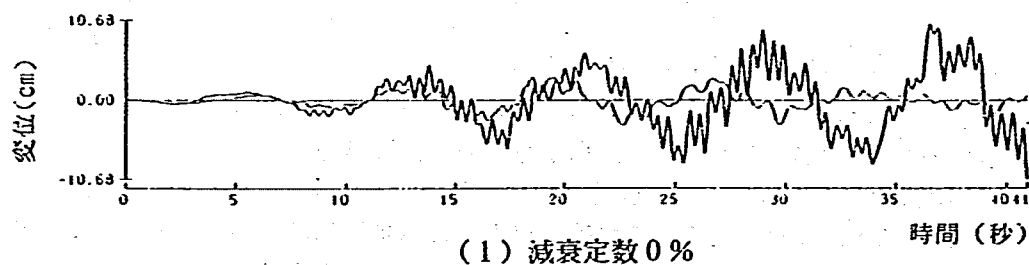


図-2 中央支間中間部橋軸直角方向の変位応答波形(ノースリッジ地震)

3. 2 大規模基礎の耐震設計法の検討

(1) 解析手法と解析対象基礎

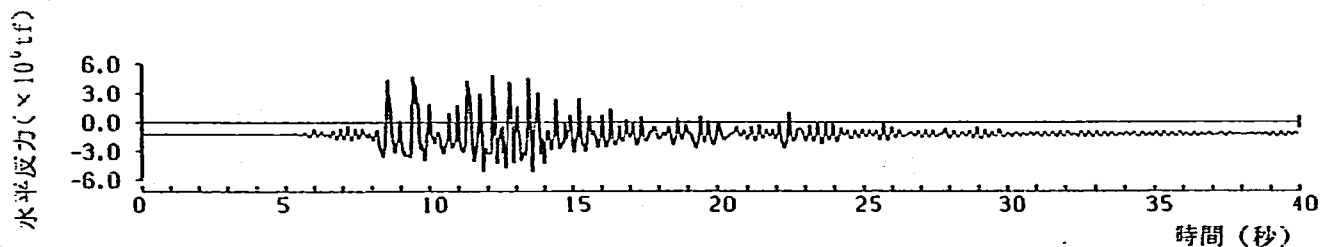
解析では、明石海峡大橋 3 P 主塔基礎及び 4 A アンカレイジを対象とした。地盤バネとしては、せん断弾性波速度より求めた値を離散化 (16 分割) してモデルに取り入れた。滑動解析で重要となる基礎底面の摩擦係数としては、底面地盤の摩擦角を基本に求めた。3 P 主塔基礎では 0.47 (摩擦角 ϕ 25 度)、4 A アンカレイジでは 0.75 (摩擦角 ϕ 37 度) とした。なお、解析モデルには、常時作用する静的外力として、上部工反力、ケーブル張力等も考慮した。

入力地震動は、基礎底面位置の地盤バネの固定点で与えるものとし、平成 2 年道路橋示方書 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の照査に用いる加速度応答スペクトルの特性に一致するように振動数領域で調整した 3 波形 (地盤種別 I 種～Ⅲ種)、さらに、平成 7 年兵庫県南部地震により得られた東神戸大橋近傍で観測された記録、神戸海洋気象台で観測された記録の合計 5 波を用いた。

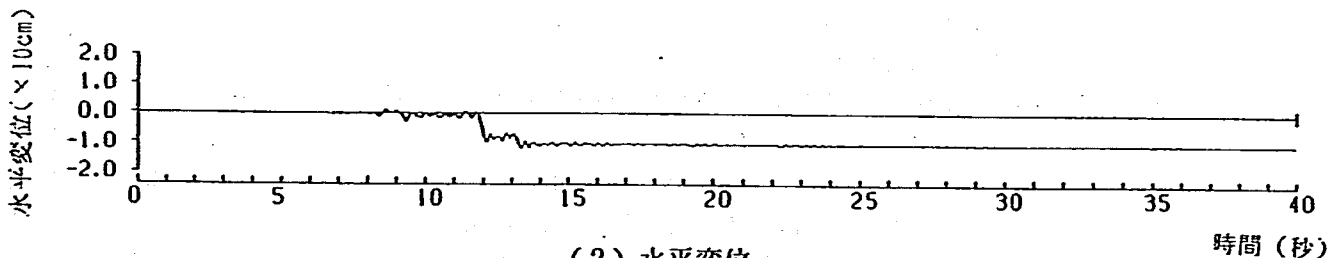
(2) 滑動振動特性

滑動振動の解析結果の一例を示すと図-3 のようになる。ここでは、4 A アンカレイジが神戸海洋気象台の記録を受けた場合の水平反力、水平変位を示している。水平反力は、常時作用するケーブル張力のために、一方向に偏った振動特性を示している。水平変位を見てみると、時刻約 12 秒で一度大きなすべりが生じ、地震後には 10 cm の水平残留変位が生じていることがわかる。

表-4 は、このようにして算出した最大水平変位と残留変位を示したものである。これによれば、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力の照査レベルの地震動の場合にはほとんど残留変位は生じない。神戸海洋気象台記録を入力した場合に最も大きな水平残留変位が算定されるが、この値は 10 cm 程度と 2000 m 級の橋では小さい変位量と考えることができる。



(1) 水平反力



(2) 水平変位

図-3 4 A アンカレイジ基礎の滑動振動解析結果 (神戸海洋気象台記録を入力した場合)

表-4 滑動振動解析による最大水平変位及び最大残留変位

入力地震動	3 P 主塔基礎		4 A アンカレイジ	
	水平変位 (cm)	残留変位 (cm)	水平変位 (cm)	残留変位 (cm)
L 2 (I 種地盤)	5.29	0.0	0.97	0.03
L 2 (II 種地盤)	4.33	0.0	1.05	0.01
L 2 (III 種地盤)	7.06	0.0	3.42	2.26
東神戸大橋記録	7.21	0.0	0.97	0.0
神戸海洋気象台記録	14.00	7.10	11.57	10.37

注) L 2 : 平成 2 年道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力の照査レベルの地震動を示す。

4. まとめ

平成7年度は、米国のビンセント・トーマス橋の地震応答解析により長大吊橋の減衰性能を検討するとともに、明石海峡大橋の3P主塔基礎及び4Aアンカレイジ基礎を対象として地震時の大規模基礎の滑動振動特性を検討した。本検討結果をまとめると以下ようになる。

(1) 長大吊橋の上部構造の減衰特性の検討

- 1) ウィットピア地震による観測記録から得られた減衰定数は、ばらつきはあるが、主塔の橋軸方向については5%程度、主塔及び補剛桁の橋軸直角方向については0~3%程度、補剛桁の鉛直方向については0~2%程度と推定される。
- 2) ノースリッジ地震による観測記録から得られた減衰定数も同様にばらつきは見られるが、主塔の橋軸方向については5%程度、主塔及び補剛桁の橋軸直角方向については1~5%程度、中央支間の補剛桁の鉛直方向については3~5%程度、側径間の鉛直方向については0~1%程度と推定される。
- 3) ノースリッジ地震による観測記録から減衰定数を求めた場合とウィットピア地震による観測記録から減衰定数を求めた場合を比較して見ると、いずれもばらつきはみられるが、全体としてはより大きな振動振幅が生じたノースリッジ地震による観測記録から求めた減衰定数の方が減衰定数は大きくなっている。平成6年度にハーフパワー法により求めた減衰定数では逆の傾向が得られており、今後さらに検討が必要とされる。

(2) 大規模基礎の耐震設計法の検討

本検討で仮定した解析条件のもとでの動的解析結果によれば、道路橋示方書V耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力の照査レベルの地震動を入力した場合には、3P主塔基礎及び4Aアンカレイジ基礎に滑動が生じず、ほとんど残留変位は生じない。神戸海洋気象台記録を入力した場合に最も大きな水平残留変位が算定されるが、この値は10cm程度と2000m級の橋では小さい変位量と考えることができる。

【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. Niaz : 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
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成2年2月
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編、平成6年2月
- 8) 川島一彦、運上茂樹：基礎地盤の変形と軟化を考慮した剛体基礎の動的な転倒解析法、土木技術資料、Vol. 33、No. 3、1991年
- 9) 川島一彦、運上茂樹、向 秀毅：地震時の直接基礎の回転振動特性、土木技術資料、Vol. 36、No. 7、1994年
- 10) 大塚久哲、細川雅人：地震時におけるケーソン基礎の滑動現象に着目した振動台模型実験、土木研究所資料、第3300号、平成6年8月
- 11) 大塚久哲、運上茂樹、向 秀毅：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、1995年

14. 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力照査法に関する研究 (受託工事<首都高速道路公団>)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 寺山 徹

1. まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(1)では、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査について次のように解説されている。「鉄筋コンクリート橋脚の中でも、以下のものは一般に十分な変形性能があり、地震時保有水平耐力の照査を省略してもよい。①壁式橋脚の橋軸直角方向、②不静定の橋脚、③橋脚躯体の高さが15mを越える橋脚。ここで、不静定の橋脚とは、ラーメン橋やラーメン橋脚を指し、面内および面外いずれの方向についても一般に地震時保有水平耐力の照査を省略してもよい。

しかし、兵庫県南部地震において鉄筋コンクリートラーメン橋脚にいくつかの被災を生じた例を差みると、不静定な構造物であるというだけで大きな地震力を受けたときの動的耐力や地震時挙動を把握しないということは、合理的な設計と言うことはできない。また、橋全体系の耐震性を考える場合、基礎や支承の水平保有耐力と橋脚の水平保有耐力との大小関係を算出し、最終的にどの部材が損傷を受けるのかということ把握することは欠かすことができないことになる。この意味からも、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を開発することは、大いに意味のあることである。

本研究は、以上のような背景のもとで、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を開発することを目的として、首都高速道路公団から平成7年度および平成8年度の2ヵ年の予定で受託した研究である。

2. 研究目的

本研究は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を開発することを目的としている。

3. 研究内容

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計を行うにあたり、地震時の変形性能やじん性の考え方を取り入れている国内および海外の諸機関の技術基準の調査を行った。

また、平成3年度に建設省土木研究所耐震研究室において実施された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の繰返し載荷実験(2)を対象として、鉄筋コンクリートの拘束効果を考慮に入れた応力-ひずみ関係に関する新しい知見(3)(4)を取り入れた静的非線形解析を行い、実験結果の再検討を行った。これらの検討結果から、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の提案を行った。

4. 研究結果

4.1 国内外の他の機関の技術基準

J R (5)、AASHTO(6) (現在提案中) およびCaltrans (カリフォルニア州交通局) (7)等で鉄筋コンクリートラーメン橋脚の保有耐力の算定について記述があるが、これらの手法の中で、今後の検討において参考になると考えられるCaltransの手法について、以下に示す。

- 1) 各柱に対する曲げ弾性耐力 M_n と曲げ塑性耐力 M_p ($M_p=1.3M_n$) を求める。この算出にあたってはプログラム“Yield”を用いる。
- 2) 柱に発生するせん断力 V_u を各柱の想定される塑性ヒンジ発生位置 (図-1) で1) の塑性モーメントを作用させることより求める。
- 3) ラーメン橋脚柱の軸剛性に基づき転倒モーメントより発生する軸力を求める。
- 4) 転倒モーメント (上部工の質量中心に作用されるせん断力、図-2) により発生する軸力を死荷重による軸力と加算した状態での曲げ弾性耐力 M_n と曲げ塑性耐力 M_p を再度求める。
- 5) 補正された M_p に基づく柱のせん断力 V_u を再度求める。
- 6) 上部工質量中心に作用させるせん断力と補正された柱のせん断力が所用の誤差におさまるまで繰り返す。
- 7) 補正された M_p に基づく要求じん性能を評価する。
- 8) 補正された柱のせん断力を許容値と比較する。

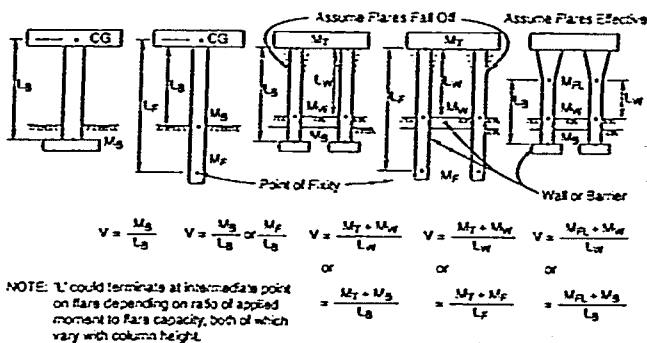


図-1 想定される塑性ヒンジ発生位置

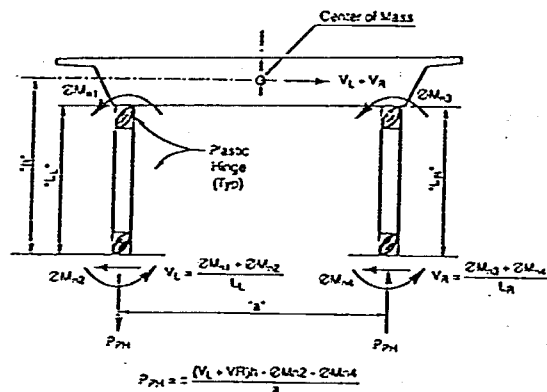


図-2 塑性ヒンジに生じる軸力

4. 2 既往の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の実験結果に対する静的非線形解析

4. 2. 1 概要

平成3年度に建設省土木研究所耐震研究室で実施された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の縮尺模型に対する繰返し載荷実験を対象として静的非線形解析を行った。図-3に実験供試体を示す。

この実験供試体の断面構成においてはそもそも中間帯鉄筋が存在せず、横方向拘束筋の量が少ないので、拘束効果を考慮に入れる式を適用できないので、本解析においては、平成2年道路橋示方書耐震設計編の拘束効果を考慮しないコンクリート応力～ひずみ特性を用いた。さらに、復旧仕様に従って横方向拘束筋を配置した場合を仮想設計し、同様の解析を行い、両者の差異についての考察を行なった。

4. 2. 2 解析手法

解析は、骨組モデルによる非線形静的解析法を適用した。解析モデルを図-4に示す。繰り返し載荷については除荷時および再び載荷した時の挙動を合理的に表現できるモデルがないので、特に繰り返し挙動を追跡するシミュレーションは行わず、一方向載荷として解析を実施した水平変位増分解析手法であり、その特徴を以下に挙げる。

材料非線形特性は $M \sim \phi$ により定義し、 M_c 、 M_y 、 M_u の3点を剛性の変化点として、 M_u 以降は剛性を0とした。ただし、軸力変動による剛性の変化は考慮せず、ある一定軸力下における材料非線形特性 $M \sim \phi$ を算出し、解析に用いた。(図-5) ここで問題となるのが材料非線形特性 $M \sim \phi$ を算出するときの軸力であるが、両柱の軸力に関しては、ラーメンの両柱基部がともに降伏した時の左右両柱に発生しているそれぞれの軸力値を用いた。従って、本解析にあたっては、ラーメン全体の降伏時に左右柱に発生する軸力値を得るための予備解析を行なった。まず、復旧仕様(4)における抗基礎(抗ラーメン)の計算モデルと同様な計算上の仮定条件として、それぞれの柱の軸力を受け持つ比率を引張側は0、圧縮側は1として予備解析を行なった。予備検討を行なった結果、両柱で発生した軸力を本解析での $M \sim \phi$ 算出時の軸力の値としてそれぞれ採用した。ただし、梁の $M \sim \phi$ 算出時の軸力は0とした。

3) 隅角部の剛域は、実験報告書(3)の中の各荷重載荷後の損傷の進展状況を参考にして、柱及び梁の付け根から $D/4$ (D は柱、梁の各幅)の範囲から外側を非線形部材とし、この範囲の隅角部側を剛域として設定した。なお、解析モデル上は剛域の断面2次モーメントを隣接する部材の10倍として入力した。

4. 2. 3 入力荷重

解析は、水平変位増分解析を行ったので、変位により発生した内力が作用荷重となった。実験における $1\delta_y$ に相当する強制変位 9.1mm を $1\delta_y$ とし、 $10\delta_o$ まで入力した。載荷方向は左側から右側の一方向載荷とした。また死荷重に相当する鉛直力は梁部材を構成する全節点に等分配に載荷した。

4. 2. 4 解析結果

正載荷及び負載荷の実験結果、実験供試体の静的非線形解析結果及び復旧仕様に基づいて中間帯鉄筋を配筋した場合の静的非線形解析結果による荷重-変位曲線を図-6に示す。この図から、以下の点がわかった。

- 1) 解析での初期勾配は実験における負載荷側での初期勾配とほぼ同じ程度であった。
- 2) 最大耐力の値としては解析結果の方が20%程度低く出ているが、これは、解析で設定した鉄筋の降伏強度と公称値の差と思われる。
- 3) 最大耐力発生前後での荷重-変位関係に着目すると、実験の正載荷側と解析結果とは類似したものとなっている。
- 4) 中間帯鉄筋を配置してもしなくても、最大耐力にはほとんど影響を与えていないが、中間帯鉄筋を配置した方が終局変位がのびている。これは、中間帯鉄筋の配置により横拘束効果が増し、終局耐力は変わらないが、終局曲率が大きくなったことによるものと思われる。

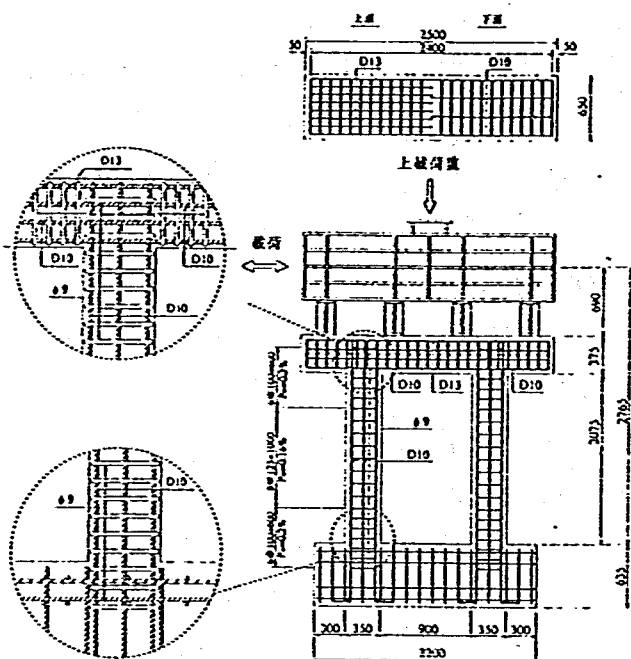


図-3 実験供試体

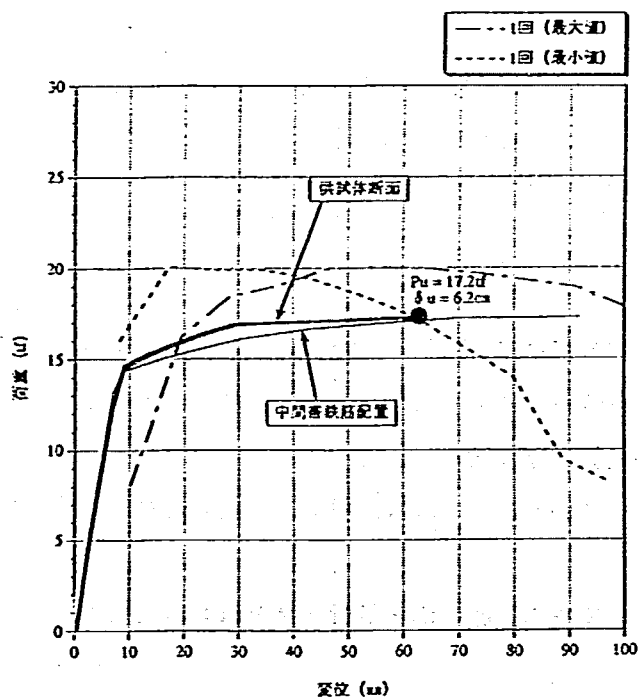


図-6 荷重-変位曲線の比較

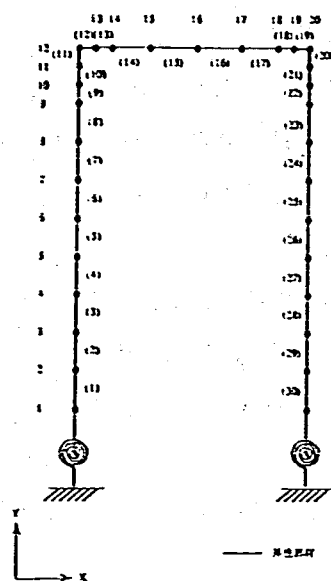


図-4 解析モデル図

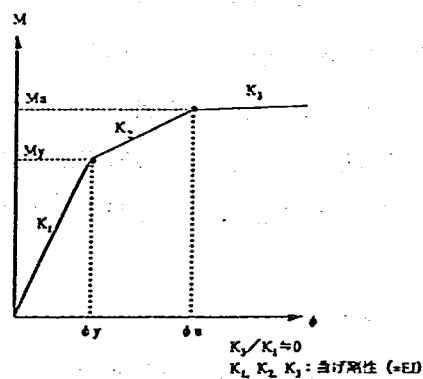


図-5 $M-\phi$ で定義される復元力特性

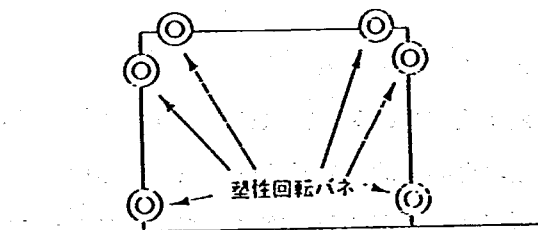


図-7 骨組解析モデル

4. 3 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の提案

これらの検討を基にして、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を提案し、以下に示す。

1) 構造解析

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の算出にあたっては、各鉛直部材に作用する軸力の変動及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる、部材の両端に材端モーメントー材端曲率の関係を与える図-7に示すような塑性回転バネをもつ骨組モデルでモデル化する。塑性回転バネの材端モーメントー材端曲率関係は、図-8に示す完全弾塑性型のモーメントー曲率関係で定義するものとする。また、 M_u は図-9に定められる軸力ーモーメント相関関係に基づき、逐次変化する軸力によって定められるものとする。ここで、降伏までの剛性は、降伏剛性とする。

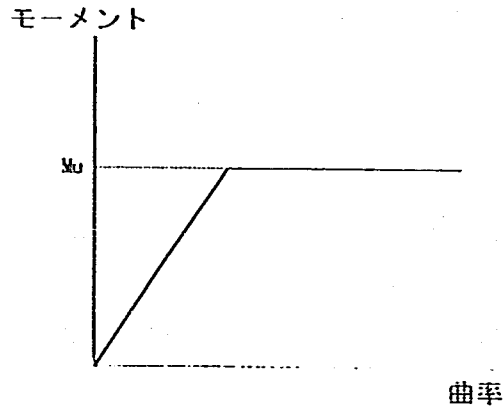


図-8 M- ϕ 関係

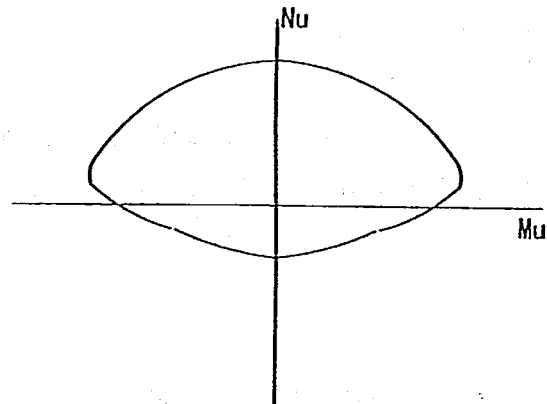


図-9 軸力ーモーメント関係

2) 終局水平耐力の算出

降伏変位 δ_y 及び終局水平耐力 P_u は、1)の構造解析モデルを用いて水平変位増分解析を行い、荷重ー変位曲線の骨格曲線を求めることにより算出するものとする。(図-10)

3) 各塑性ヒンジでの塑性回転角の算出

各塑性ヒンジ位置での塑性回転角 θ_{pi} は、その位置での降伏曲率 ϕ_{yi} 及び終局曲率 ϕ_{ui} を算出し、次式により求めるものとする。

$$\theta_{pi} = (\phi_{ui} / \phi_{yi} - 1) \cdot L_{pi} \cdot \phi_{yi}$$

ここに、 i 塑性ヒンジの発生箇所

L_{pi} 塑性ヒンジ長

4) 終局変位の算出

鉄筋コンクリートラーメン橋脚全体系の終局変位 δ_u は、3)で求められた各塑性ヒンジ位置の塑性回転角 θ_{pi} から得られる終局変位 δ_{ui} の中の最小値とする。

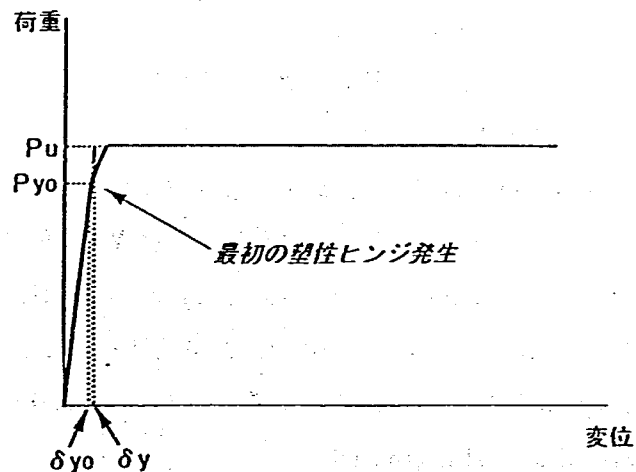


図-10 荷重ー変位曲線の骨格曲線

5. 結論及び今後の検討課題

5. 1 結論

7年度は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する国内外の既往の資料を調査するとともに、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時挙動について、静的非線形解析により検討した。7年度の検討結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 水平変位増分解析による静的非線形解析により、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の荷重-変位関係の骨格曲線はおおむね追跡できることがわかった。
- 2) これらの検討結果をもとにして、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を提案した。

5. 2 今後の検討

7年度の検討を踏まえ、今後以下の検討が必要になる。

1) 提案した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の妥当性の確認

今後、実橋脚等で多くの試設計を実施し、本提案手法の妥当性を確認し、信頼性及び精度を上げていく必要がある。

2) 動的解析との比較

動的非線形解析との比較を実施し、提案した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査法との比較検討を行う必要がある。

3) ハンチの影響の検討

一般に、鉄筋コンクリートラーメン橋脚は柱、梁隅角部にハンチを有する。地震時保有水平耐力の照査法を適用する場合、柱と梁の塑性ヒンジが発生する位置をハンチの外もしくは内のどちらに想定するかについて実験的そして解析的検討が必要になる。

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7年2月
- (2) 星隈 他：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、No. 520/V-8、pp1-11、1995年8月
- (3) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究、土木研究所報告、平成5年9月
- (4) 建設省道路局：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、1995年2月
- (5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物（平成4年10月）
- (6) Caltrans：Bridge Memo to Designers Manual, 1995
- (7) AASHTO：Interim Report to the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, "Division I-A, Seismic Design" American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC

15. 都市震災の社会経済的影響評価システムに関する研究
(科学技術振興調整費<生活者ニーズ対応研究>)

耐震研究室 室長 大塚 久哲
研究員 野崎 智文
佐藤 貴志

1. 研究目的

人口、社会活動が集中した都市部において大規模な地震が発生した場合、交通網や住宅、産業施設等の社会基盤が被災し、それらが相互に関連しあって被災の影響が拡大し、中長期的な経済活動に支障が生ずることは、1995年兵庫県南部地震の例からも明らかである。この場合、道路網の被災による通行止めの箇所数、復旧期間の長さ、代替道路の有無等によって、経済活動に及ぼす影響は大きく異なるものと思われる。

本研究は、道路網の耐震性の向上を図るための投資の優先順位決定や、被災道路網の復旧計画立案を支援するツールとして利用可能な、都市震災の社会経済的影響評価システムを構築することを目的とする。

2. 研究方法

2.1 評価システムの概要

道路投資効果の評価体系の概要を図1に示す。このモデルは、入力として予測データを用いれば震前対策

(入力)

(計測モデル)

(出力指標)

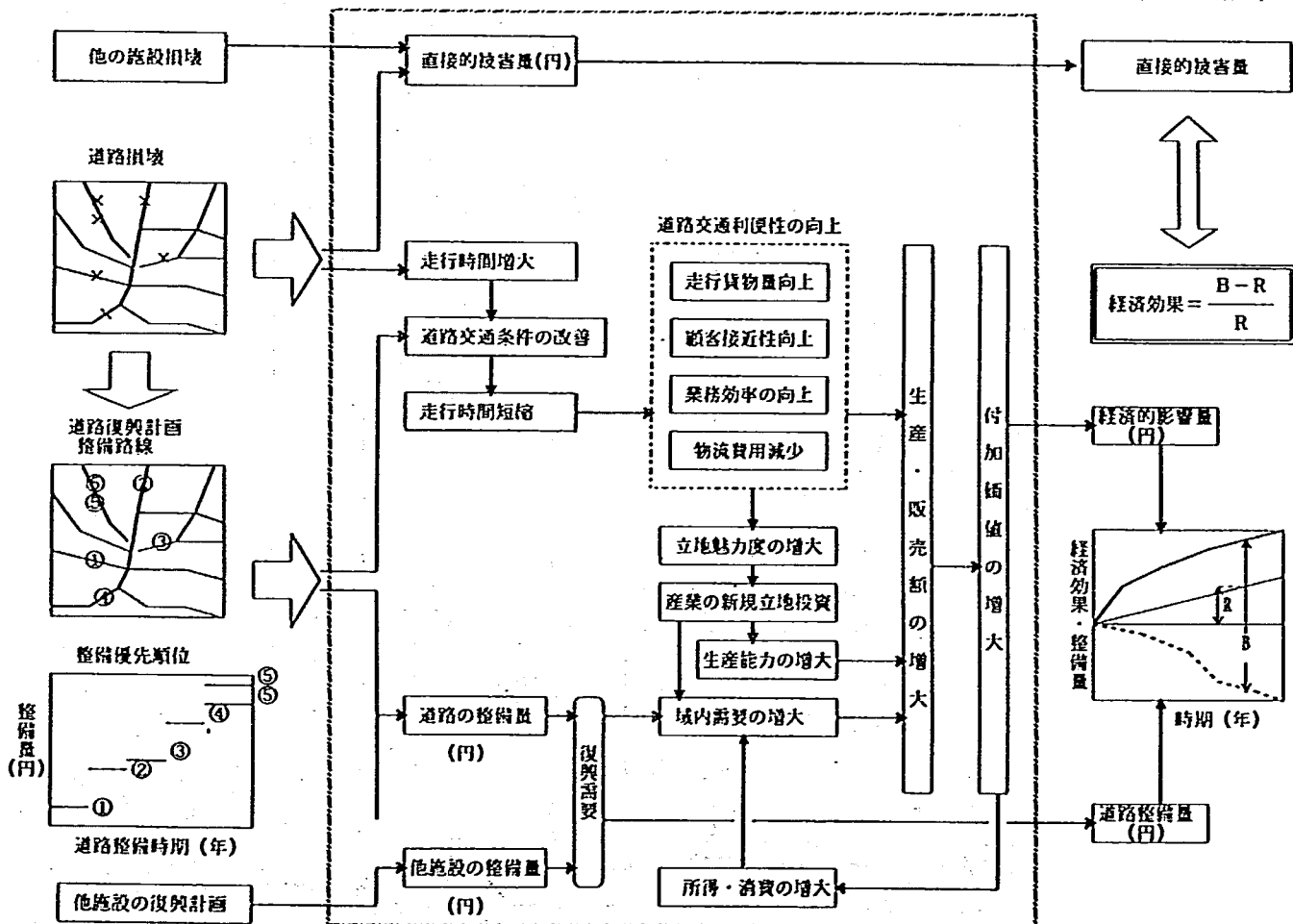


図1 道路投資効果の評価体系

となり、実被害データを用いれば震後対策として利用できる。整備優先順位が異なった代替案を多数考え、そのうち経済効果を最大にする整備計画を選定することになる。経済効果は、道路整備量を分母に、道路整備を行った場合と行わなかった場合の経済的影響評価指標の差から、道路整備量を差し引いた値を分子にして算出する。計測モデルの枠組みは、立地魅力度の増大が産業の新規立地投資を誘発し、それが生産能力の増大と域内需要の増大として現れ、経済的影響量を評価しうると仮定して構築した。ここで、立地魅力度の増大は道路交通利便性の向上によって評価されると考え、その道路利便性の向上は、(1) 走行貨物量の増大、(2) 顧客接近性の向上、(3) 業務効率の向上、(4) 物流費用の減少の4項目で評価できるものと仮定した。

3. 研究結果

3. 1 モデルの構造

図2は計測モデルの構造を記述したものであり左側に県内sゾーン、右側に県全体での入出力を示している。ここで、上段の破線による矢印は、 $t-1$ 期の変数の引用であり、菱形で囲まれた項目は政策・外生変数である。地域分類については、都道府県レベルで道路交通条件を記述するために、3桁ゾーンの地域分類を

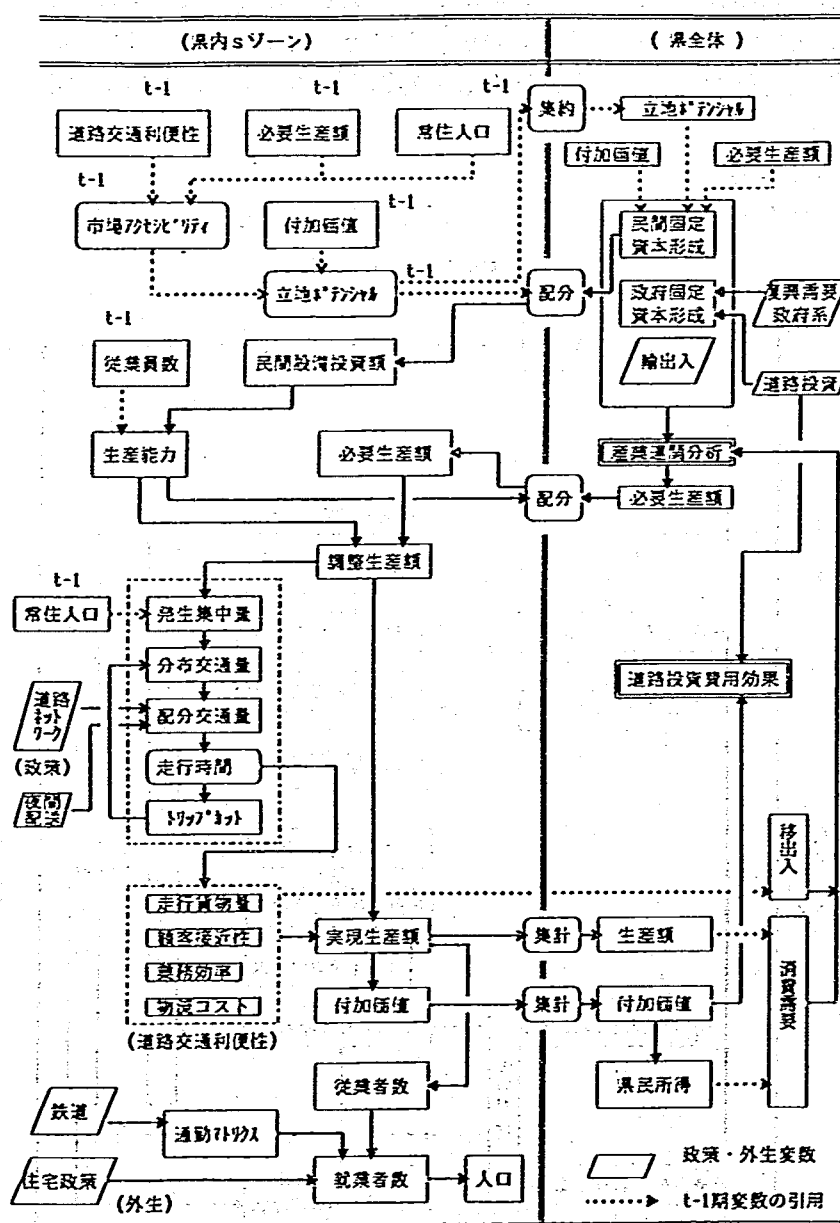


図2 モデルの構造

基本的なものとす。ただし、統計データの有無などの制約がある場合は市区町村程度まで集約することがある。

3. 2モデルの入力

(1) 被害想定指標（与件）

阪神・淡路大震災などの実際の被害や、東京都などの被害想定の結果を与件として、都市震災によるダメージを初期値として与える。被害の結果は以下のような指標により説明する。

①建物被害

建物被害は生産（販売）設備能力の推計に使用する。建物被害は地域別の被災度判定の結果、または被害想定指標で与える。地震直後の生産設備能力は民間企業設備額とし、設備損壊率を基に算定する。

②道路・橋梁

機能支障：2地点間の導通確率（ゾーン間の不通でない確率）で与えられる。

導通確率0：不通

導通確率1：平常時と同様

$$\text{被災時の道路幅員} = \text{平常時幅員} \times \text{導通確率}$$

走行時間算定のための道路幅員として反映する。導通確率の増大のために要する費用については検討の必要がある。

③地震火災

地域別焼失面積（棟数）で与えられる。建築物被害と同様の方法で機能支障を推計する。

各地域の設備被害率は全業種で共通とし（建物用途別に推計結果は得られない）、焼失率で生産能力を調整する。

(2) 復興政策

公共施設の毎期の復興量を与件とする。

$$(\Delta GFC)_{jt} = (\Delta GS)_{jt} \times (GM)_j$$

$(\Delta GFC)_{jt}$: 公共施設jのt期における復興投資額

$(\Delta GS)_{jt}$: 公共施設jのt期における復興整備量（政策）

$(GM)_j$: 公共施設jの整備原単価

道路以外の $(\Delta GS)_{jt}$ は外生的に与件とする。道路については道路整備の優先順位をケースとして与え、ケース別の政策実験を行う。

道路整備ルールは以下の2点を組み合わせる

1. 地域への配分（市街地、その他地域）

2. 道路種別への配分（市町村道、県道、国道、高速道）

3. 3モデルの中間処理

(1) 立地ポテンシャルの決定 兵庫県産業連関表15部門をベースに全国的な産業（基幹産業）と地域固有の産業（地域産業）に集約するとともに、道路交通条件に対し独立の反応を示すと思われる6個の産業群に分類する（表1）。基幹産業（農林漁業・鉱工業）と地域産業（建設不動産・商業・運輸業・地域サービス）の市場アクセシビリティは適切な関数形を仮定する。立地ポテンシャルは市場アクセシビリティの関数形で表示できるものとする。

(2) 民間資本の形成 民間の設備投資は1期前の付加価値額（投資能力）と必要生産額（需要）によって説明できるものとする。

(3) 生産能力の決定 生産（販売）能力は設備能力（設備額）と従業員数の関数とする。

(4) 最終需要・必要生産額の決定 家計外消費支出、民間消費支出、一般政府消費支出、県内総固定資本形成、移出入、輸出入を考慮して最終需要を決定する。最終需要額と県の投入係数を用いて産業連関分析を行い、必要生産額を決定する。

表1 産業分類の統合

15分類	本モデルでの分類	
01 農業 02 林業 03 漁業	1. 農林漁業	基幹産業
04 鉱業 05 製造業	2. 鉱工業	
06 建設業 07 不動産業	3. 建設・不動産業	地域産業
08 商業	4. 商業	
11 運輸業	5. 運輸業	
09 電力・ガス・水道 10 金融・保険 12 通信・放送 13 公共サービス 14 雑分類 15 不明	6. 地域サービス	

(5) 生産調整（調整生産額の決定）

必要生産額が生産能力以下の場合は、実生産額は必要生産額となる。逆の場合は、需給ギャップを埋めるべく生産能力の向上が図られるのでそれを考慮できるものとする。

(6) 道路交通量の決定 貨物車、乗用車別による発生・集中交通量の算定、分布交通量の算定、道路網への交通配分量の決定を行い、OD間走行時間、OD間業種別貨物量、OD間走行費用を計算する。

3. 4モデルの出力

(1) 実現生産額の決定（交通条件による生産調整）

交通条件による生産調整を行って実現生産額を決定する。

この調整は道路交通の利便性を表す指標により行うこととし、具体的には、(1) 走行貨物量の増大、(2) 顧客接近性の向上、(3) 業務効率の向上、(4) 物流費用の減少の4項目で評価できるものとした。走行貨物量は基幹産業に、顧客接近性は地域産業に特に関連し、業務効率、物流コストは両産業に関連するものと考えられる。実現生産額の決定は調整生産額に生産効率をかけることによって表せるものとする。

$$\text{実現生産額} = (\text{調整生産額}) \times (\text{生産効率})$$

以下4項目の生産効率の算定の考え方を述べる。

1) 走行貨物量

物が運ばれないと生産が成立しない基幹産業に主として適用される。震災後の生産額では走行時間よりも総走行台数との関連が強いとみることができる。したがって、生産効率は、ネットワーク配分後の可能発生・集中貨物量と調整生産額で計算した発生・集中貨物量との比の関数とする。

$$\text{生産効率} = f \left(\frac{\text{ネットワーク配分後の可能発生・集中貨物量}}{\text{調整生産額で計算した発生・集中貨物量}} \right)$$

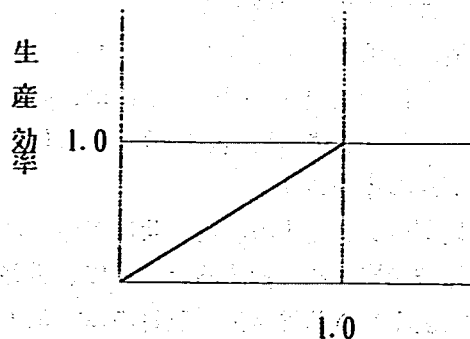
ここに、ネットワーク配分後の可能発生・集中貨物量は以下のように定義する。

$$TUs = Ts + Us$$

$$Ts : s\text{-}j\text{-}r\text{の} \text{実現発生貨物量} = \sum_r Q_{sr}$$

$$Us : s\text{-}j\text{-}r\text{の} \text{実現集中貨物量} = \sum_r Q_{rs}$$

図3に関数形を例示する。ここでは直線としている。



ネットワーク配分後の可能発生・集中貨物量

調整現生産額で計算した発生・集中貨物量

図3 関数形の例示

2) 顧客接近性

観光、小売等の地域産業は地域内の常住人口へ販売、サービスを提供するもので、道路被害による走行時間の増大は顧客のアクセシビリティの低下による影響としてとらえることができる。したがって、生産効率は顧客接近性の関数として表せるものとする。

$$\text{生産効率} = f(\text{顧客接近性})$$

ここに、顧客接近性は以下のように定義する。

$$ACCs = \sum_r \frac{Pr}{t_{sr} + t_{rs}}$$

Pr : r ゾーンの常住人口

(観光の場合の Pr は県外の人口となる。)

t_{sr} : s ゾーンから r ゾーンへの平均走行時間

3) 業務効率

通勤時間、業務時間の増大、営業の移動時間増加など業務効率に関わる影響は全業種に共通的に影響するものとし、生産効率は移動時間効率の関数として表せるものとする。

$$\text{生産効率} = f(\text{移動時間効率})$$

移動時間効率は次のように定義する。

$$JEs = \sum_r \frac{Er}{t_{sr} + t_{rs}}$$

Er : r ゾーンの従業員数

t_{sr} : s ゾーンから r ゾーンへの平均走行時間

4) 物流コスト

運送費用が上昇すると経常利益に少なからず影響が発生し、企業収益を圧迫する。運送費用は売り上げよりも企業収益に直接影響する。生産効率は物流費用比(震災後/平常時)の関数で表せるものとする。

$$\text{生産効率} = f(\text{物流費用比})$$

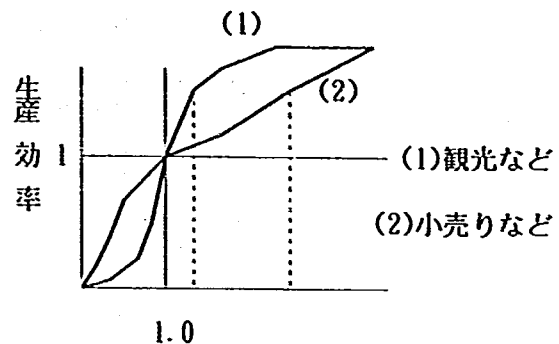
s ゾーンの物流費用は以下のように定義する。

$$TCs = \sum_r (TCsr \times Tsr \times Dsr)$$

Tsr : s ゾーンから r ゾーンへの貨物車台数

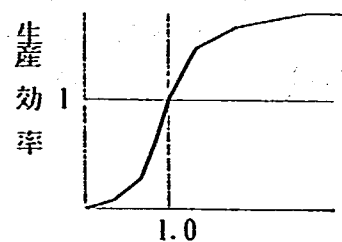
Dsr : s ゾーンから r ゾーンへの走行キロ数

$TCsr$: s ゾーンから r ゾーンへの走行費用(円/台km)



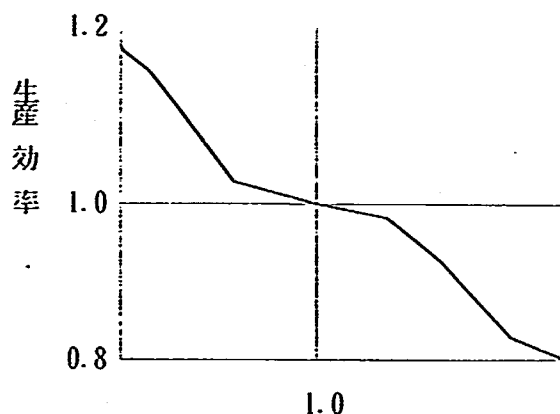
顧客接近性(震災後/平常時)

図4 関数形の例示



移動時間効率(震災後/平常時)

図5 関数形の例示



物流費用比(震災後/平常時)

図6 関数形の例示

以上の実現生産額を決定後、付加価値、雇用者所得、従業者数を算定する。

(2) 常住人口の決定

阪神・淡路地震では人口減少の影響が多であり、これは特に小売業、サービス業への影響が顕著である。

地域依存型産業への影響を記述するために住宅政策、産業の転出に伴う人口減、居住者の転出に伴う人口減をモデルに組み込む必要がある。産業の転出入と常住人口との関係は表2のような通勤マトリクスにより計算する。

表2 通勤マトリクスの例

就業者 居住者	ゾーン1	2	3
ゾーン1	0.7	0.3	0.2
2	0.2	0.6	0.3
3	0.1	0.1	0.5
ゾーン合計	1.0	1.0	1.0

(3) 政策評価

シミュレーション結果の評価方法、評価指標、評価システムとしての入力、出力は図1、2に示す通りである。道路の投資額を与件として、他の施設整備は外生的に与え、シミュレーションにより計算された経済的波及効果（付加価値）との比により道路投資効果を計測する。

住宅政策、港湾、供給処理施設などの復興政策のなかで道路整備の経済的影響の大きさを計測できることが望ましいが、そのためには他の政策による経済的影響をモデルのなかに記述する必要があり、本研究ではそこまでは対象を広げていない。したがって、他の条件は、全く同じ条件として道路の整備効果のみを計測することとする。

4. あとがき

本研究は、道路への投資額を与件として、シミュレーションにより、経済効果を評価しうるシステムの構築を目指したものである。このシステムを用いれば、震前対策としての道路網整備と、震後対策としての道路網復旧計画が経済指標によって行われうる。

16. 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究 (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
主任研究員 寺山 徹

1. まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(1)では、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査について次のように解説されている。「鉄筋コンクリート橋脚の中でも、以下のものは一般に十分な変形性能があり、地震時保有水平耐力の照査を省略してもよい。①壁式橋脚の橋軸直角方向、②不静定の橋脚、③橋脚躯体の高さが15mを越える橋脚。ここで、不静定の橋脚とは、ラーメン橋やラーメン橋脚を指し、面内および面外いずれの方向についても一般に地震時保有水平耐力の照査を省略してもよい。

しかし、兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリートラーメン橋脚にも被災を生じた例があり、不静定な構造物は耐震性が高いというだけで大きな地震力を受けたときの動的耐力や地震時挙動を把握しないということは、合理的な設計とはいえない。また、橋全体系の耐震性を考える場合、基礎や支承の水平保有耐力と橋脚の水平保有耐力との大小関係を算出し、最終的にどの部材が損傷を受けるのかということ把握することは欠かすことができないことになる。このような背景から、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時挙動を把握し、耐震設計法に資することは、大いに意味のあることと思われる。

2. 研究目的

本研究は、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的耐力及び動的変形性能を検討し、その耐震設計法に関わる技術開発を行う。

3. 研究内容

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時挙動を把握するために、兵庫県南部地震によって被災を生じた阪神高速道路公団3号神戸線の鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象として、被災の分析を静的非線形解析により実施し、その損傷メカニズムを明らかにした。さらに、7年度に土木研究所で実施した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の正負交番載荷実験の結果と静的非線形解析の結果を比較して、解析手法の信頼性と精度を確認した。

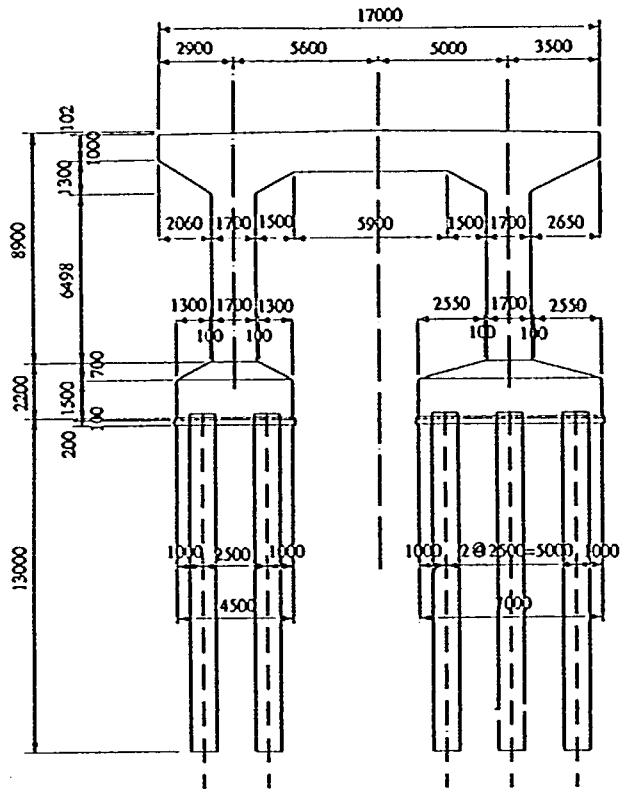
4. 研究結果

4.1 兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の解析

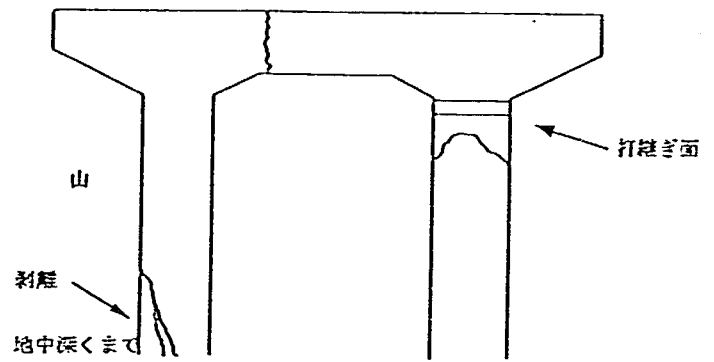
4.1.1 概要

阪神高速3号神戸線岩屋地区にある神P346橋脚を解析対象として選定した。当該橋脚は気象庁震度階で7の激震地域に非常に近いところに位置している。橋脚の一般図を図-1に示す。

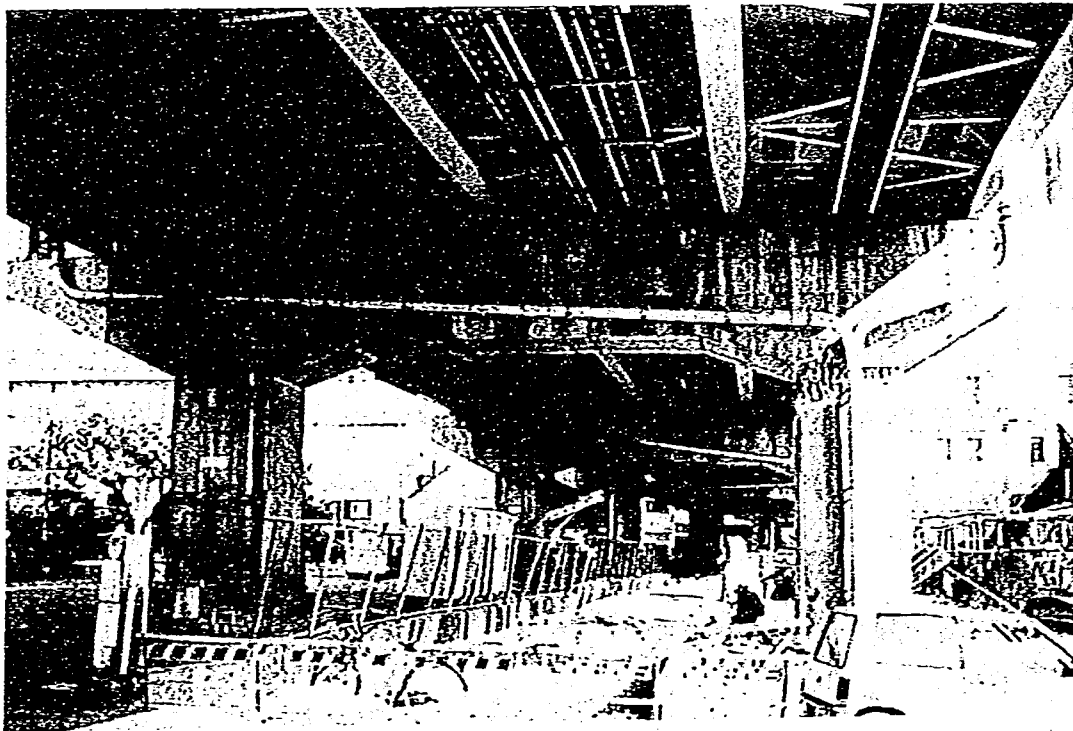
また、被災を生じた直後に被災調査を行った者による被害状況図を図-2に、被災の写真写真-1に示す。



図一 1 解析する橋脚の一般図



図一 2 被害状況図



写真一 1 被災状況

す、これらによると、左柱基部外側は地中深くまでかぶりコンクリートが剥離している。右柱の隅角部直下でも大きくかぶりコンクリートが剥離しており、梁にもクラックの発生が見られる。

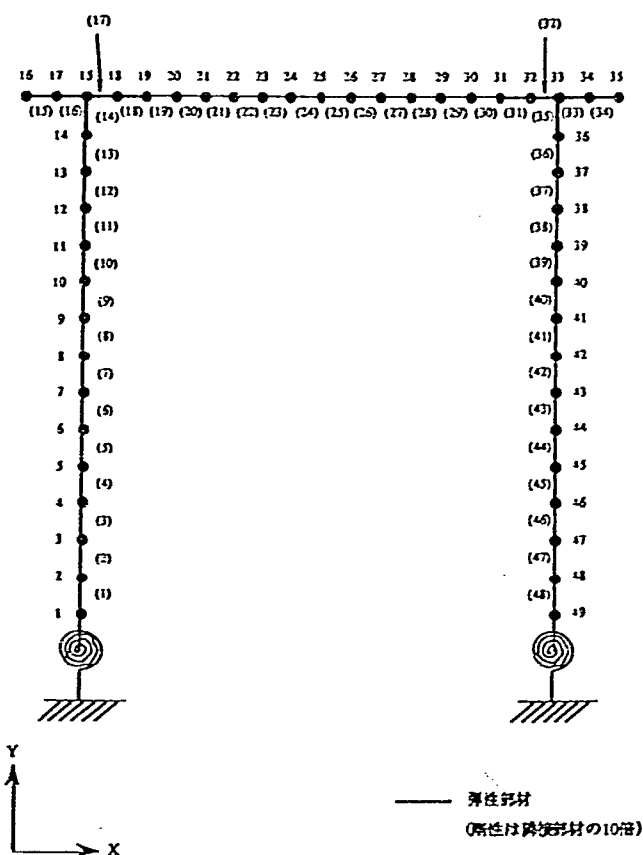
4. 1. 2 解析手法

解析は、骨組モデルによる変位増分解析による非線形静的解析法を実施した。解析モデルを図一3に示す。ここで、材料非線形特性は図一4に示すように $M \sim \phi$ により定義し、 M_c 、 M_y 、 M_u の3点を剛性の変化点として、 M_u 以降は剛性を0とした。このときに問題となるのが、材料非線形特性 $M \sim \phi$ を算出するときの軸力である。両柱の軸力に関しては、ラーメンの両柱基部がともに降伏した時の左右両柱に発生しているそれぞれの軸力値を用いた。従って、本解析にあたっては、ラーメン全体の降伏時に左右柱に発生する軸力値を得るための予備解析を行なった。まず、復旧仕様(2)における抗基礎（抗ラーメン）の計算モデルと同様な計算上の仮定条件として、それぞれの柱の軸力を受け持つ比率を引張側は0、圧縮側は1として予備解析を行なった。予備検討を行なった結果、両柱で発生した軸力を本解析での $M \sim \phi$ 算出時の軸力の値としてそれぞれ採用した。ただし、梁の $M \sim \phi$ 算出時の軸力は0とした。

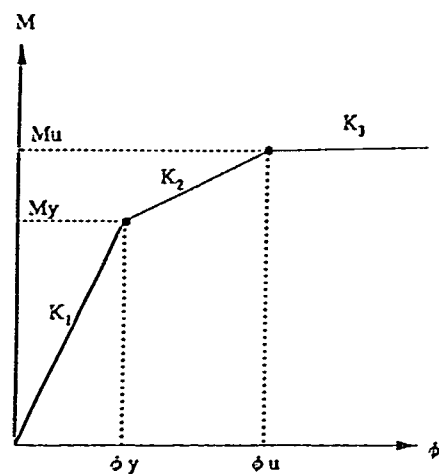
降伏あるいは終局状態等の限界状態の評価は定義した部材の中央で行なった。すなわち、材中央で各限界状態曲げ耐力と発生曲げモーメントとの比較を行ない、各限界状態に達しているかを評価した。

橋脚の水平変位に対する柱基部の軸方向鉄筋抜け出しによる影響は、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物（平成4年10月）(3)にある算定式により、柱基部の回転バネとして反映させた。

入力強制変位2.0cmを1 δo とし、10 δo まで入力した。载荷方向は左側から右側の一方向载荷とした。また死荷重に相当す鉛直力は梁部材を構成する全節点に等分配に载荷した。



図一3 解析モデル



図一4 モーメントー曲率関係

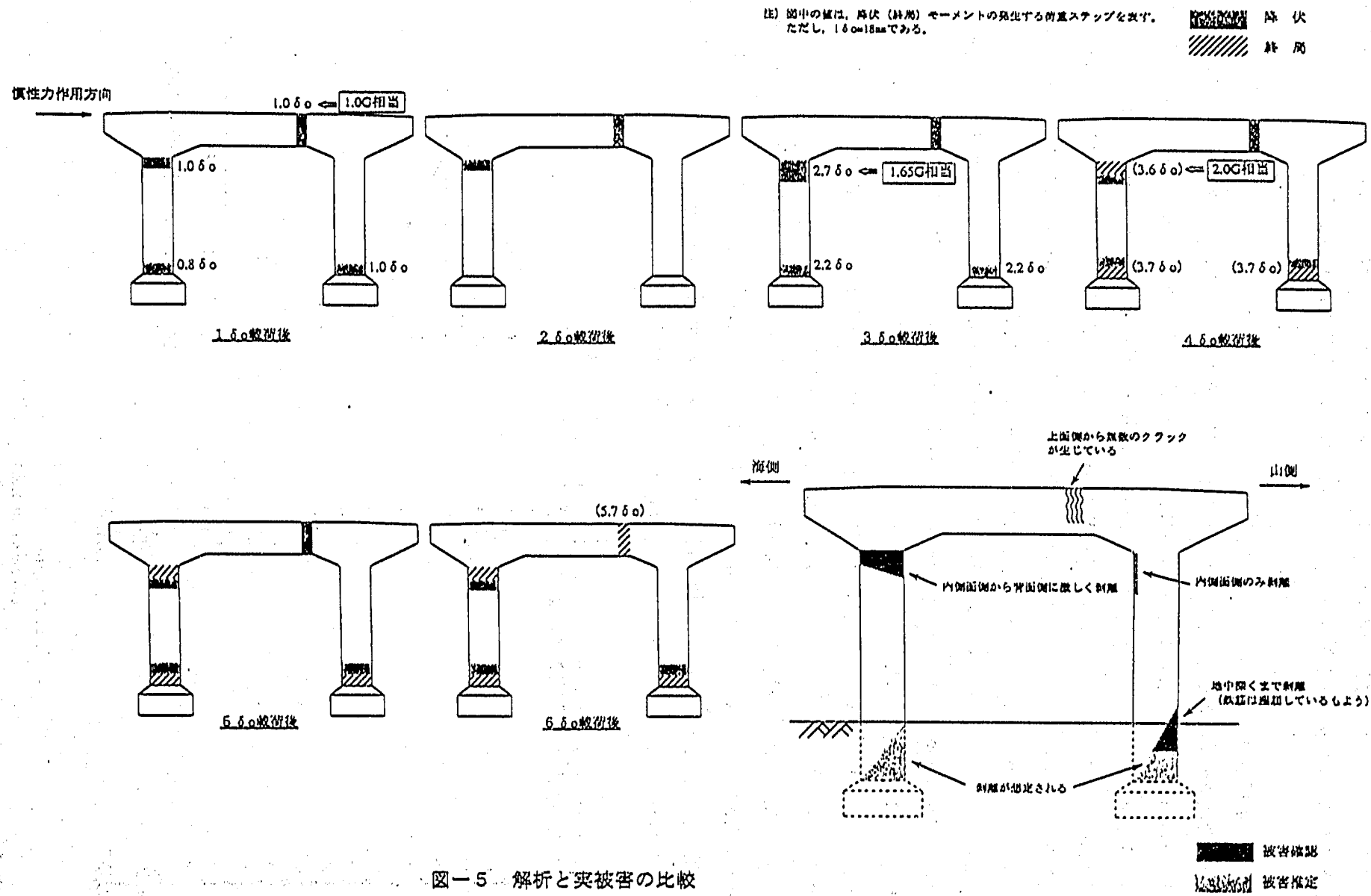


図-5 解析と実被害の比較

4. 1. 3 解析結果

解析結果から推定される被害パターンと実際の被害状況を図-5で比較した。なお、実被害状況については数少ない写真や被害状況報告等から判断したものであり、これらを吟味し、確認されていない部分の被害を推定した。

解析結果と実被害との比較から以下のことがわかった。

- 1) 実被害状況は、海側から山側に荷重が加わったときの被害が支配的であると推定される。これは、海側柱上端のコンクリート剥離が内側面内で激しくなっていることからの推定である。つまり、本橋脚の被害は非常に大きな力が一方向に作用したことで発生した可能性が強いと思われる。したがって、解析における一方向載荷に基づく想定損傷位置が実被害と比較的良く一致していると考えられる。
- 2) 解析モデルの左柱上端では、解析で降伏または終局になっている。実被害では、海側柱上端のコンクリートの剥離が生じており、解析とほぼ同じ箇所となっている。
- 3) 解析結果として柱が弱く、梁が強い傾向となっているが、これは実被害状況から見ても顕著に現れている。
- 4) 実被害についての情報量の不足のため確認できてはいないが、解析結果によると左右柱基部においても損傷を受けたものと推定される。

以上から、本解析手法により実被害状況をある程度追跡できることが確認された。

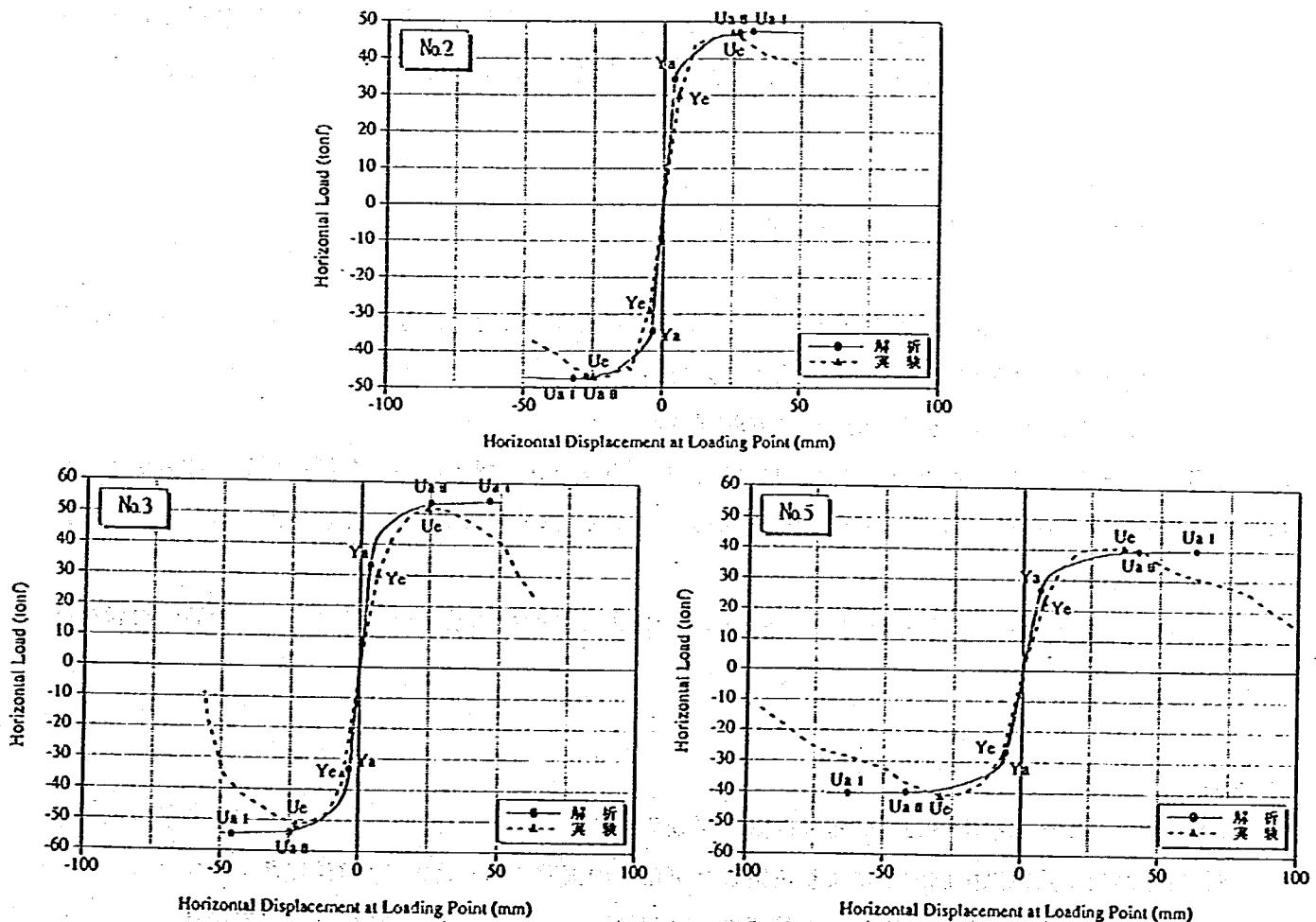


図-6 実験結果と解析結果の比較

4. 2 実験供試体の解析

7年度には、土木研究所耐震研究室において、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の縮尺模型に対する正負交番載荷実験を実施した。このうちの3供試体を対象として、4. 1に記述している手法と同じ解析を行った結果得られた荷重－変位曲線と実際の正負交番載荷実験の結果得られた荷重－変位曲線の包絡線を比較して図－7に示す。両者を比較すると、おおむね一致しており、本解析手法によって鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的挙動を追跡できることが確認された。

5. 結論及び今後の検討課題

5. 1 結論

7年度は、兵庫県南部地震で被災を生じた鉄筋コンクリートラーメン橋脚を対象として、水平変位増分解析を実施して損傷のメカニズムを検討した。また、7年度に実施した鉄筋コンクリートラーメン橋脚の縮尺模型を対象として同じ手法の解析を行い、解析結果と実験結果の比較を行った。

7年度の検討結果をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 解析が一方向載荷を前提とした解析であるにもかかわらず、水平変位増分解析による静的非線形解析により柱上下端の損傷や梁の軽微な損傷等の実被害状況をかなり高い精度で再現できた。
- 2) 7年度に実施した3供試体の正負交番載荷実験の結果得られた荷重－変位曲線と解析の結果求められた荷重－変位曲線とを比較した。両者はおおむね一致し、水平変位増分解析による静的非線形解析により、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の荷重－変位関係の骨格曲線はおおむね追跡できることが確認された。

5. 2 今後の検討

本年度の検討を踏まえ、今後以下の検討が必要になる。

1) 解析の高度化

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時挙動をより詳細に把握するためには、鉄筋やコンクリートの要素モデルを使った非線形FEM等による解析を実施する必要がある。

2) 被災を生じた橋脚と被災を生じなかった橋脚の解析

兵庫県南部地震において、被災を生じた鉄筋コンクリートラーメン橋脚の解析を行ったが、被災を生じた橋脚と被災を生じなかった橋脚の差はどの要因があったのかといった点についても検討する必要がある。

3) 動的挙動の検討

動的非線形解析を実施し、鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的な挙動についてより精度の高い検討を行う必要がある。

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7年2月
- (2) 建設省道路局：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、1995年2月
- (3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、平成4年10月

17. 鉄筋コンクリート橋脚の地震被害特性に及ぼす地震動強度の影響に関する研究 (科学技術振興調整費〈個別重要国際〉)

耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 寺山 徹
研 究 員 星隈 順一

1. まえがき

我が国の構造物の耐震設計は、0.2～0.3の設計水平震度から求められる慣性力を静的に構造物に作用させて、構造計算を行う震度法と許容応力度法を基本として行われてきている。平成5年1月の釧路沖地震や平成7年1月の兵庫県南部地震では、設計で想定している0.2g～0.3gの最大加速度をはるかに越える大きな最大加速度が観測されており、たとえば釧路沖地震では地盤上で922gal、兵庫県南部地震では地盤上で818galという最大加速度が観測されている。しかし、このような大きな地盤加速度を受けたと推定されるにもかかわらず、全く被害を生じなかった構造物も被害を受けた構造物に近接して存在している。どのような場合に被害を受け、どのような場合に被害を受けないのかを定量的に把握することが求められている。

同様に、米国においても平成6年1月に起きたノースリッジ地震でも震源地の近くでは、地盤上で1,800galという最大加速度が得られているが、落橋に至る大被害を生じた構造物の近くでも被害を全く受けていない構造物が多数存在し、被害原因はまだ十分には明らかではない。

このように、近年相次いで起こった地震では、大きな地盤加速度が得られているにもかかわらず、被害を受けない構造物が混在し、その被害特性が十分に明らかになっていないのが実状である。

構造物の破壊特性や耐力特性、変形性能を明らかにするために、これまで構造物の非線形領域の特性に関する実験的、解析的研究が数多く行われてきている(1)。このような研究により、構造物の破壊は作用した最大加速度の大きさのみならず、作用力の繰返し回数などに大きく影響を受けることが明らかにされているが、実地震波との関連において定量的にはまだ十分把握されていないのが実状である。

そこで、大きく設計法が異なる日本および米国両国の技術基準「米双方のコンクリート構造物の地震被害特性を解析的および実験的研究から明らかにして、日本と米国の設計法の利点を融合させた新たな耐震設計法の開発に資するものである。なお、本研究は、米国運輸省連邦道路庁との共同研究の一環として実施するものである。

2. 研究目的

以上に述べたような背景のもとで、本研究では日本および米国両国の技術基準で設計された鉄筋コンクリート橋脚の地震被害特性に及ぼす地震動強度の影響を解明することを目的とするものである。被害特性が明らかになれば、何を基準として設計すべきかが明らかになり、将来の新しい耐震設計の方向性を示す上で非常に重要な知見を与えることになる。

3. 研究内容

我が国では、震度法と許容応力度法を組み合わせた耐力重視の設計方法が基本である。一方、米国ではじ

ん性を積極的に評価し、じん性確保により地震力を大幅に低減可能とする設計方法が採用されている。

7年度は橋梁形式および地盤条件を同一の条件にして日米それぞれの基準にしたがい、日米それぞれの設計加速度応答スペクトルを使って鉄筋コンクリート橋脚の比較設計を行い、強度を基本とした日本の設計方法とじん性を基本とした米国の設計方法の相違を明らかにする。そして、設計された鉄筋コンクリート橋脚を対象として非線形動的解析を実施し、地震時の挙動を把握する。

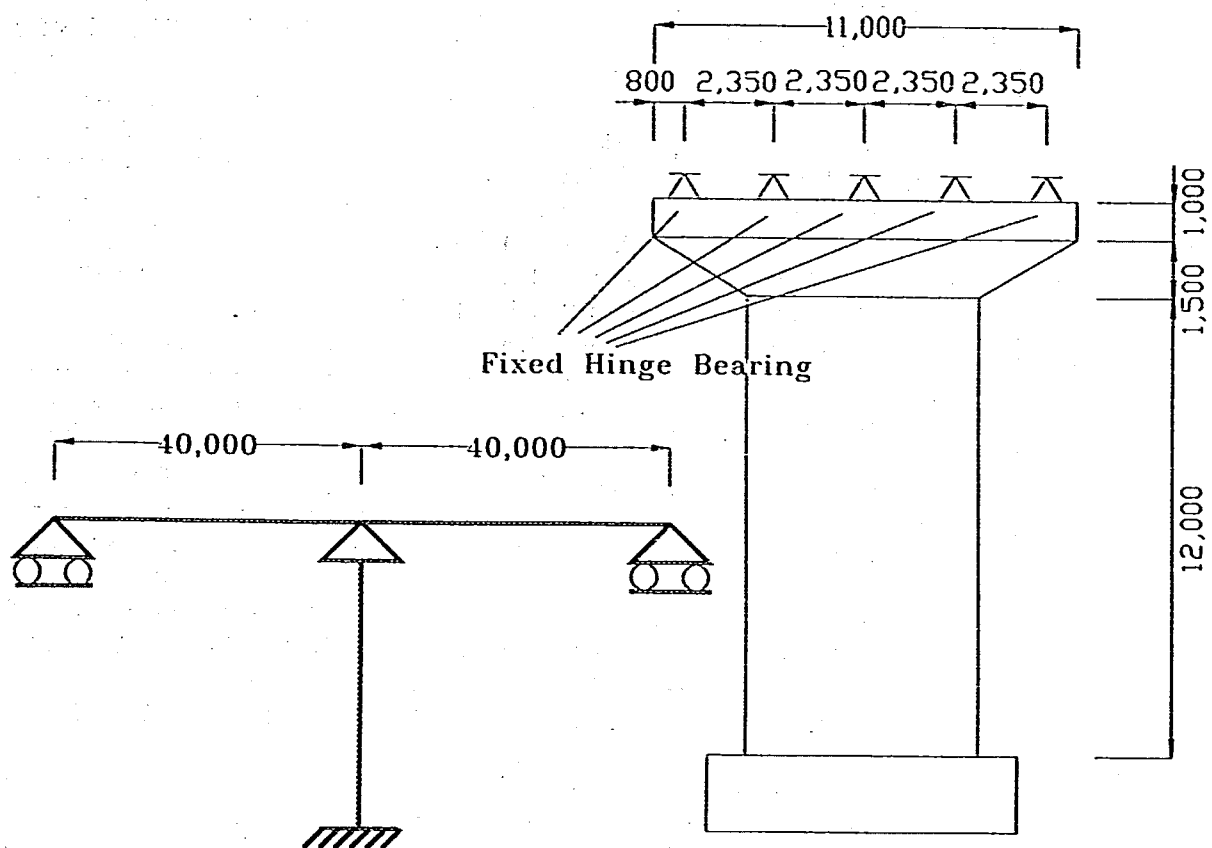
4. 研究結果

4. 1 設計条件

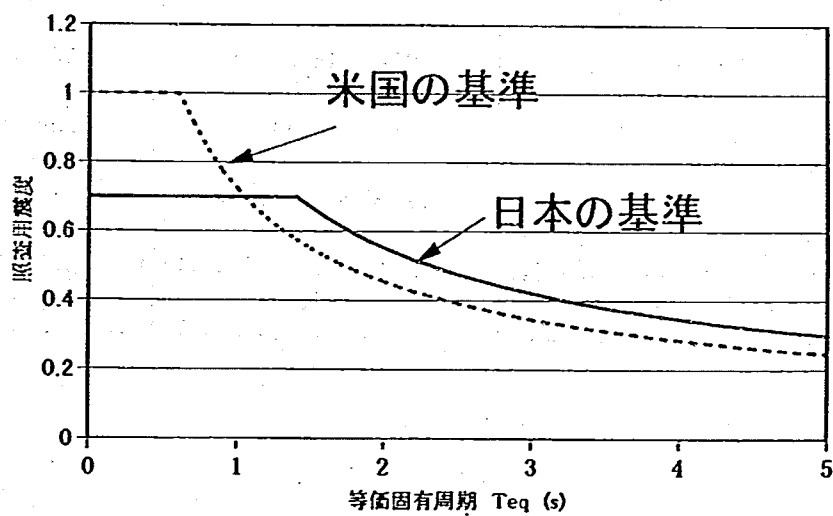
米国側は、AASHTO(2) (現在提案中) に基づき設計を実施し、日本側は道路橋示方書V耐震設計編(3)により設計を実施した。主な設計条件を以下に示す。

- 1) 土質条件 地層の厚さ 14m
 せん断弾性波速度 300m/s
 地盤の特性値 0.18s (地盤種別 I 種)
- 2) 鉄筋コンクリート橋脚 円形
 コンクリート強度 $f_c' = 270\text{kg/cm}^2$
 コンクリートの弾性係数 $E_c = 2.65 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$
- 3) 基礎形式 フーチングによる直接基礎
 コンクリート強度 $f_c' = 210\text{kg/cm}^2$
 コンクリートの弾性係数 $E_c = 2.35 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$
- 4) コンクリートの単位重量 $\gamma = 2,500\text{kg/m}^3$
- 5) 鉄筋 鉄筋の降伏強度 $f_y = 3,500\text{kg/cm}^2$
 鉄筋の弾性係数 $E_c = 2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
- 6) 地盤強度 90tf/m^2
- 7) 支承条件 ヒンジ支承 (5 支承)
- 8) 加速度係数 $A = 0.4$ (AASHTO)
 $k_{h0} = 0.2$ (震度法)
 $k_{h0} = 1.0$ (地震時保有水平耐力による照査)
- 9) 上部構造の単位長さ当り重量 $W_s = 12\text{tf/m}$
- 10) 橋軸方向慣性力は橋脚横梁の上面の高さに作用し、橋軸直角方向慣性力は上部構造の床板下面の高さ (橋脚横梁の上面より2.3m上方の高さと仮定する) に作用することとする。
- 11) 橋軸方向には2径間すべての上部構造慣性力が橋脚に作用し、橋軸直角方向にはおのおのの支間の半分の重量が作用するものとする。

橋脚の諸元等を、図-1に示す。また、日本と米国の基準に規定される振動特性別照査用震度を図-2に示す。



図一 設計条件



図一 2 日米の振動特性別照査用震度

表-1 比較設計の結果

	ケース1 (日本の基準による設計)	ケース2 (日本の基準による設計)	ケース3 (米国の基準による設計)
設計結果概要	φ2,700 (日本) 主鉄筋 D51 帯鉄筋 D22	φ3,200 (日本) 主鉄筋 D32 帯鉄筋 D19	φ2,134 (米国) 主鉄筋 #18 (直径57.3mm) 帯鉄筋 #7 (直径22.2mm)
断面積A 主鉄筋断面積 As 主鉄筋比 p	A = 57,256 cm ² As = 2,189 cm ² (D51 × 54本 × 2段) p = 3.82 %	A = 80,425 cm ² As = 1,271 cm ² (D32 × 80本 × 2段) p = 1.58 %	A = 35,767 cm ² As = 1,400 cm ² (#18 × 56本) p = 3.91 %
帯鉄筋 帯鉄筋比 pw	外側・内側D22@150 pw = 0.87 %	外側・内側D19@150 pw = 0.52 %	外側・内側#7@3 in. (D22.2@76.2) pw = 1.00 %
ひび割れ時、 降伏時、終局 時の変位及び 耐力	荷重(tf) 変位(cm) 0点時 Pc=77.5 lc=0.79 降伏時 Py=366.8 ly=7.41 終局時 Pu=523.3 lu=17.73	荷重(tf) 変位(cm) 0点時 Pc=105.33 lc=0.65 降伏時 Py=315.75 ly=5.17 終局時 Pu=445.37 lu=17.45	荷重(tf) 変位(cm) 0点時 Pc=58.31 lc=1.10 降伏時 Py=224.00 ly=8.99 終局時 Pu=301.88 lu=20.35
地震時保有水 平耐力	Pa = 471.1 tf	Pa = 402.2 tf	Pa = 275.9 tf
せん断耐力	Ps = 1,071.1 tf	Ps = 1,115.4 tf	Ps = 715.2 tf
許容塑性率	μ = 1.9	μ = 2.6	μ = 1.8
等価固有周期	Teq = 0.928 sec	Teq = 0.847 sec	Teq = 1.338 sec
設計水平震度	khc = 0.70	khc = 0.70	khc = 0.70
等価重量	W = 1,117.7 tf	W = 1,167.2 tf	W = 1,069.3 tf
等価水平震度	khe = 0.41	khe = 0.34	khe = 0.43
慣性力	khe · W = 458.3 tf	khe · W = 396.9 tf	khe · W = 459.8 tf
地震時保有水 平耐力の照査	Pa=471.1tf > Khe · W=458.3tf OK	Pa=402.2tf > Khe · W=396.9tf OK	Pa=275.9tf < Khe · W=459.8tf OUT

4. 2 設計結果

設計の結果得られた断面と配筋を表-1に示す。日本の基準による設計は長周期型であるケース1と短周期型であるケース2の2種類であり、米国の基準による設計はケース3の1種類である。また、設計結果を道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(3)にある地震時保有水平耐力によって照査した結果をあわせて表-1に示す。

日本の基準による長周期型のケース1は、円形橋脚の断面を2700mmとして絞っており、D51の鉄筋を54本ずつ2段に配筋している。これに対して短周期型のケース2は円形断面を3200mmと太くしており、鉄筋はD32を80本ずつ2段に配筋している。日本の基準による橋脚の断面が2700mmあるいは3200mmであるのに対して、米国の基準による橋脚の断面は2134mmと細くなっているが、主鉄筋比と帯鉄筋比は米国の基準による橋脚の方が大きい。これは、米国がじん性を重視した設計を行っているのに対して、日本の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(3)では耐力を重視した設計を行っていることのあらわれである。

表-1の最下段の欄を見ると日本の基準によるケース1およびケース2は両者とも地震時保有水平耐力の照査により配筋が決められていることがわかる。これに対して米国の基準による設計であるケース3は地震時保有水平耐力の照査を満足していない。これは、この地震時保有水平耐力の照査では帯鉄筋による拘束効果のコンクリートの終局ひずみへの影響を考慮できないので、じん性に期待する米国の設計の特徴を正確に反映できていないことが原因となっている。また、ケース3の橋脚の等価固有周期は1.338秒であり、図-2からわかるように、この周期領域の日本の照査用震度と米国の照査用震度を比べると、日本の値がかなり大きく、このことも米国の設計が地震時保有水平耐力の照査を満足しないことの原因となっている。

4. 3 動的解析

設計された橋脚を対象として、非線形動的解析を実施した。動的解析モデルは繰返し載荷時の剛性低下を考慮できる剛性低下型の武田モデルを使った。減衰定数は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(3)表-解6.2.1に規定される参考値から橋脚躯体として2%とした。また、入力地震動は設計条件をⅠ種地盤としているので、神戸海洋気象台の記録を使用した。

非線形動的解析の結果算出した橋脚天端の応答加速度の最大値、橋脚天端の応答変位の最大値および橋脚基部で発生する曲げモーメントの最大値を表-2に示す。また、地震時保有水平耐力の照査で算出する δa および終局曲げモーメント M_u を比較のために表中に記述した。ここで、 δa および M_u の算出には帯鉄筋の拘束効果を復旧仕様(4)に基づき考慮している。これは、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(3)の地震時保有水平耐力の照査で使われているコンクリートの応力-ひずみ関係に対して復旧仕様で規定されているコンクリートの応力-ひずみ関係は、帯鉄筋による拘束効果を考慮することができ、コンクリート橋脚の非線形域での挙動を正確に追跡することが可能であり、非線形動的解析の結果との変位や曲げモーメントの比較を行うためには、ふさわしいからである。

表-2を見ると、日本の基準による2種類のケースおよび米国の基準による1ケースにおいて、いずれも橋脚天端の応答変位の最大値および橋脚基部で発生する曲げモーメントの最大値は地震時保有水平耐力の δa および M_u を下回っている。

日本の基準に基づいたケース1およびケース2と米国の基準に基づくケース3を比較すると、ケース3が天端の応答変位は大きい、基部で発生する曲げモーメントは小さい。これは、4.2でも記述したとおり日本の耐力重視型の設計と米国のじん性重視型の設計の違いが明確になった結果である。

表一 2 非線形動的解析結果

	ケース 1 (日本の基準による設計) φ 2, 7 0 0	ケース 2 (日本の基準による設計) φ 3, 2 0 0	ケース 3 (米国の基準による設計) φ 2, 1 3 4
天端の応答加速 度の最大値	490 gal	494 gal	329 gal
天端の応答変位 の最大値	23.0 cm	19.5 cm	23.7 cm
地震時保有水平 耐力の照査で算 出する δ a	34.0 cm	23.0 cm	31.0 cm
基部で発生する 最大モーメント	6,550 tf-m	5,710 tf-m	3,470 tf-m
地震時保有水平 耐力の照査で算 出する終局曲げ モーメント M _u	7,998 tf-m	6,329 tf-m	4,471 tf-m

5. 結論及び今後の検討課題

5. 1 結論

7年度は橋梁形式、地盤条件、地震力など同一の条件下で日米それぞれの基準にしたがって鉄筋コンクリート橋脚の比較設計を行い、耐力を基本とした日本の設計方法とじん性を基本とした米国の設計法の相違を明らかにした。また、設計された橋脚を対象として非線形動的解析を実施し、橋脚の挙動自体も両国の設計法の違いをそのまま反映していることを確認した。

5. 2 今後の検討

今後、日米両国の技術基準に基づいて設計された橋脚の縮尺模型を使って振動台実験等を実施し、7年度の研究で実施した非線形動的解析の結果との比較および検証を実施する必要がある。同時に、設計で想定している地震動やより大きな地震動を受けたときの被害特性について実験的に把握する必要がある。その結果、設計で想定している地震動強度と橋脚の被害特性について明らかにしていくことができる。

参考文献

- (1) 建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法に関する研究、土木研究所報告、平成5年9月
- (2) AASHTO：Interim Report to the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, "Division I-A, Seismic Design" American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC
- (3) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成7年2月
- (4) 建設省道路局：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、1995年2月

18. 兵庫県南部地震に関わる道路橋の耐震設計法に関する調査
(一般国道直轄改修費(測量及び試験費))

振動研究室 室 長 田村 敬一
主任研究員 二宮 嘉朗
主任研究員 金子 正洋
研 究 員 本田 利器
研 究 員 東 拓生
研 究 員 濱田 禎
耐震研究室 室 長 大塚 久哲
主任研究員 鈴木 基行
主任研究員 運上 茂樹
主任研究員 寺山 徹
研 究 員 星隈 順一
長屋 和宏
佐藤 貴志
動土質研究室 室 長 松尾 修
研 究 員 島津多賀夫

基礎研究室 室 長 中野 正則
主任研究員 木村 嘉富
研 究 員 石田 雅弘
研 究 員 七澤 利明
橋梁研究室 室 長 西川 和廣
主任研究員 村越 潤
研 究 員 山本 悟司
研 究 員 上仙 靖
高橋 実
構造研究室 室 長 佐藤 弘史
研 究 員 今野 久志
研 究 員 間瀬 利明
コンクリート研究室 室 長 河野 広隆
主任研究員 渡辺 博志
研 究 員 菊森 佳幹

1. まえがき

兵庫県南部地震では、都市部を襲った直下型地震により、阪神高速道路3号神戸線、5号湾岸線を始めとし、多数の道路橋が大きな被害を受けた。落橋に至るような大被害の多くは、RC橋脚または鋼製橋脚が崩壊したために引き起こされたものであり、早急に被災状況を検討し、大きな地震力を受けた時でも崩壊しないような道路橋の構造の検討が必要とされている。

本調査は、地震動、地質、橋脚、基礎等の各項目について、今回の地震による被災の解析等を踏まえ、今後の道路橋の耐震設計法を検討するものである。

2. 調査概要

本調査では、以下の項目に関して検討を行った。

- | | |
|---------------------------------|-----------|
| (1) 地震動・液状化に関する調査 | 振動研究室 |
| (2) 液状化強度評価法の開発 | 動土質研究室 |
| (3) 橋脚の耐震設計法及び耐震計算法に関する調査 | 耐震研究室 |
| (4) 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の評価に関する調査 | 橋梁研究室 |
| (5) コンクリートの負担するせん断耐力の寸法効果に関する調査 | コンクリート研究室 |
| (6) 基礎の耐力・変形性能に関する試験調査 | 基礎研究室 |
| (7) 緩衝剤の衝撃載荷実験 | 構造研究室 |

3. 地震動・液状化に関する調査（振動研究室）

3.1 調査内容

(1) 地震動に関する調査

兵庫県南部地震は、震源の近傍での強震記録が数多く得られた。これは我が国では初の事例であり、これらの強震記録は、いわゆる直下型地震が発生した際にも十分な耐震性を有する構造物の設計を行うための設計用地震動を検討する上で非常に重要な記録であるといえる。そのため、本調査では、兵庫県南部地震の強震記録に基づき、地震動の距離減衰特性について検討した。

地震動の距離減衰特性は地盤条件と密接に関係しているため、本調査においては、道路橋示方書に示される地盤種別ごとに検討した。また、距離の指標としては、余震分布域の中心を通る直線分を断層と仮定し、この線分からの最短距離をもって各観測地点の断層距離とした。距離減衰特性を検討する地震動特性値としては、設計において重要となる最大加速度及び加速度応答スペクトルの値とした。ここで、加速度応答スペクトルについては、固有周期 $T=0.2$ 、 0.7 、 2.0 秒における値を検討の対象とした。減衰定数としては、設計用のスペクトルとして道路橋示方書に示されているスペクトルと同様に5%を仮定した。

(2) 液状化に関する調査

兵庫県南部地震においては、臨海埋立地における地盤の液状化と護岸の不安定化に伴い、護岸の背後地盤が水路方向に移動する流動化現象が発生し、この影響により橋梁基礎にも残留変位が生じた。この被災事例に鑑み、地盤の流動化に対する配慮を今後の設計に取り入れるため、航空写真を用いて臨海埋立地における地盤の移動量を計測するとともに、阪神高速道路公団が計測した5号湾岸線の橋脚の移動量とその周辺の地盤の移動量との対比を行い、設計上地盤流動力を見込むべき範囲について検討した。なお、地盤流動力については、被災した橋脚の逆解析を別途行って検討した。

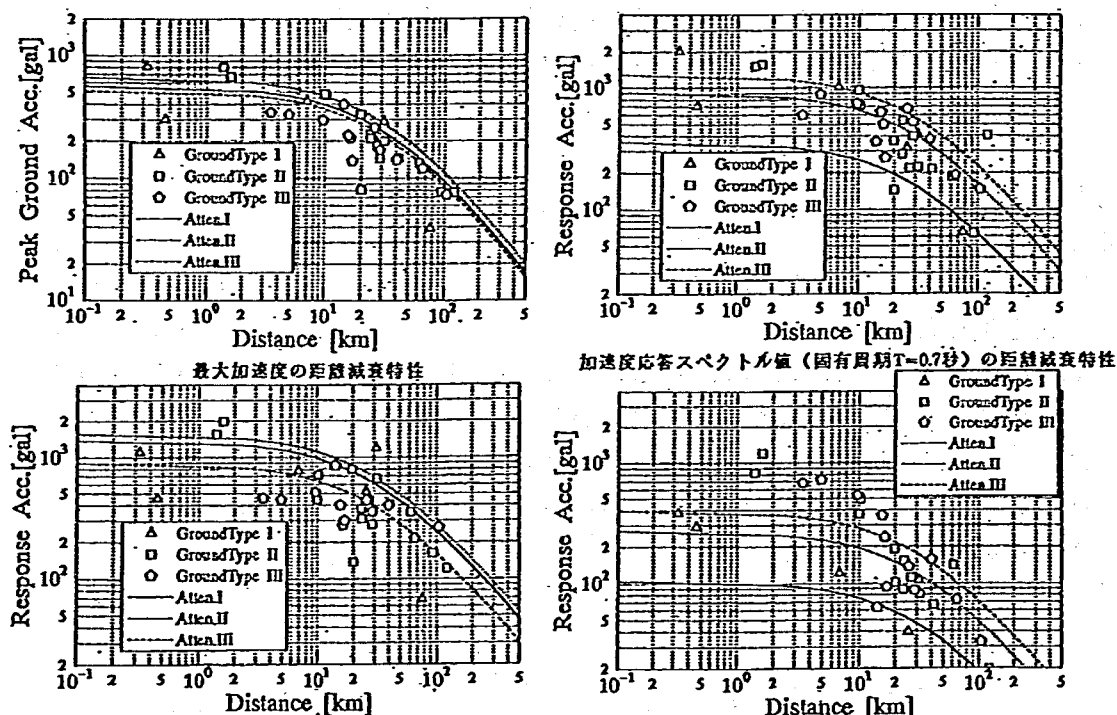


図-3.1 最大加速度及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性

3. 2 調査結果

(1) 地震動に関する調査

図-3.1に、最大加速度及び加速度応答スペクトルと断層距離との関係を示した。図中では、道路橋示方書に規定される地盤種別（Ⅰ～Ⅲ種）ごとにマーカーを変えて示している。また、既往の強震記録と比較するため、同図には道路橋示方書に示される距離減衰式の与える距離減衰特性も示した。ただし、ここでは、震央距離の項に断層距離を代入して用いた。

これらの図より、今回の地震動の距離減衰特性は、既往の距離減衰式と概ね整合していることがわかる。ただし、固有周期2.0秒の加速度応答スペクトル値は、断層距離が短い範囲において既往の距離減衰式を上回っており、震源近傍における地震動特性についてさらに検討を進める必要がある。

(2) 液状化に関する調査

図-3.2は、南芦屋浜東岸付近の地盤移動量の測定結果である。図の移動量ベクトルは測定点の地震前の座標と地震後の座標との差を表している。これによると、護岸直近の地盤では大きいところで約2mの変位を生じており、その背後の地盤では護岸から離れるにつれて移動量は低減している。また、太いベクトルは同様に橋脚の地震前・後の座標の差を表しており、護岸直近の橋脚が1m近く移動している。図-3.3は測量を行った全ての橋脚について、橋脚の移動量と周辺地盤の移動量の関係を図示したものである。基礎の耐力・護岸からの距離等、地盤流動の影響の受けやすさはそれぞれの基礎によって異なる点に留意する必要があるが、周辺地盤の変位が大きいところでは橋脚の変位も大きくなっている。これらのことから、護岸直近の基礎については、流動化の影響を特に受けやすいため、基礎の剛性を高めるとか、周辺地盤が流動しにくくなるような対策を講じるといった方法により、耐震設計上流動化を考慮する必要があると考えられる。

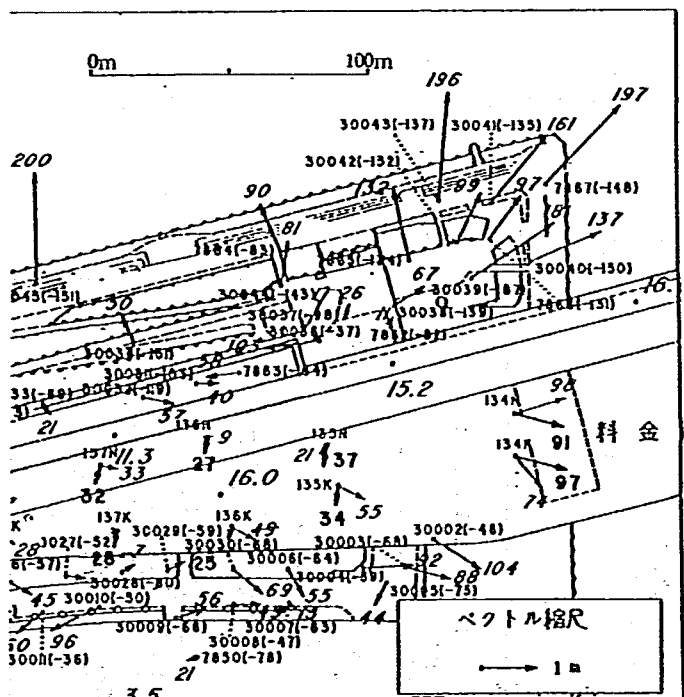


図-3.2 南芦屋浜東岸の地盤移動量

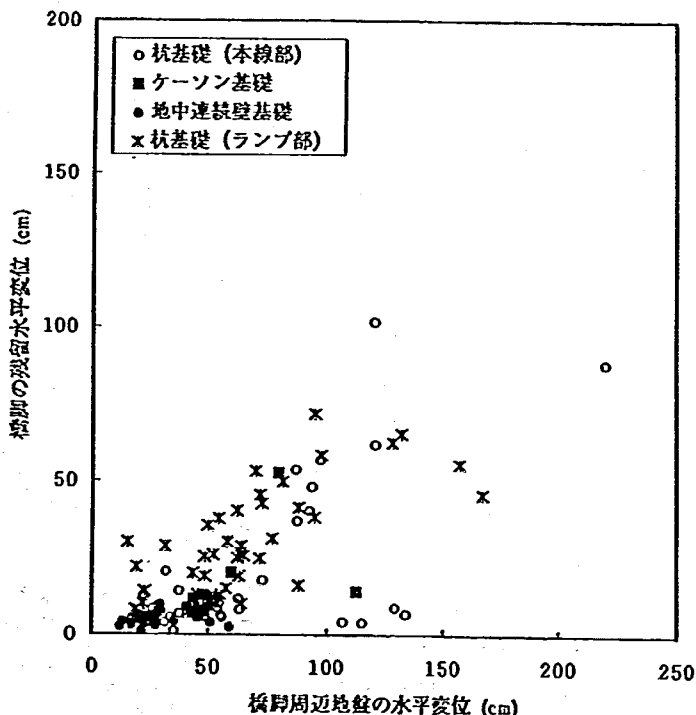


図-3.3 橋脚の変位と地盤の変位

4. 液状化強度評価法の開発（動土質研究室）

4. 1 まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震において粒度分布の良いマサ土による埋立地盤の液状化被害を契機に、道路橋示方書¹⁾に示されている液状化判定法を見直す必要が生じた²⁾。そこで本調査では、主として原位置凍結サンプリング法で採取した試料の既存及び新規の液状化試験結果を基に、液状化強度の簡易的な予測手法を検討し、従来よりも適用範囲を広げた液状化判定法を提案した。

4. 2 分析に用いたデータ

分析は新規及び既存の凍結試料より得られたデータの他、従来のチューブサンプラーで採取した試料から得られたデータ^{3), 4)}も用いて行った。

4. 3 新しい液状化判定法の提案

道路橋示方書からの主な修正点を以下に述べる。

(1) 液状化判定の判定を行う必要のある土層

従来は、沖積砂質土のみを対象としていたが、今後の基準改訂において大規模地震に対する液状化判定がなされる見通しであることから、埋立土、洪積土及び礫質土をも新たに対象に加えた。

(a) 埋土層については現地盤面からの深度が20m以上であっても判定を行う。

(b) 細粒分含有率 F_c が35%以下、塑性指数 I_p が15以下、あるいは粘土分含有率 C_c が10%以下のいずれかに該当する土層。

(c) 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層。

上記(a)は兵庫県南部地震で埋立地盤において、現地盤面から20m以上の深さで高い過剰間隙水圧が観察されたことによる。(b)は近年の研究成果を踏まえたもので、(c)については兵庫県南部地震を含む最近の地震で D_{50} が2mmを越える礫質土の液状化が観察されていることに基づいている。粒度の下限については、粗粒で均等係数の低い礫質土は、透水性が高く液状化しにくいことを考慮したものである。

(2) 動的せん断強度比 R の算出

図-4.1に凍結試料において三軸試験による R_L と換算 N 値 N_1 の関係を示す。 N_1 値が20付近から急激に増加する。同図に示した標準曲線は従来のレベル1の地震動に相当する強度曲線であり、次式のように表される。

$$R = 0.0882 \times \sqrt{(N_a / 1.7)} \quad (N_a < 14)$$

$$= 0.0882 \times \sqrt{(N_a / 1.7)} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 \leq N_a)$$

ここで、補正 N 値 N_a は、 $N_a = C_N \cdot N_1 + \Delta N_2$ で表され、 C_N 及び ΔN_2 は F_c の関数である。道路橋示方書の判定式は、粒度が動的せん断強度比に及ぼす影響を R の増分として評価していたが、今回の分析の結果、 D_{50} よりも F_c で評価の方がその傾向が明瞭に現れること、 F_c が多くかつ N 値の大きい土の強度を適切に評価できることなどより

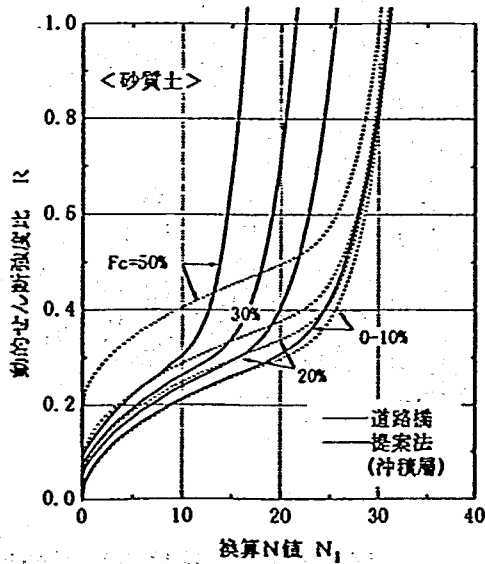
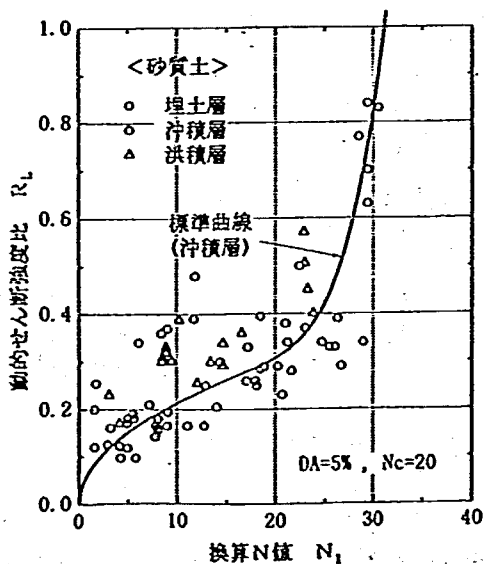


図-4.1 R_L と N_1 値の関係(凍結試料) 図-4.2 提案法と道路橋の比較

、提案式は粒度による影響を N_1 値の増分として補正することにした。強地震動や洪積層対応の強度曲線は、上式の標準曲線に比べ R を大きく評価し、逆に埋土層については若干 R を低減させるようにした。人工的に締め固められた地盤の R については土粒子構造が乱されて、続成作用等の年代効果が失われてしまうと考えられるため、沖積層、埋土層及び礫質土については、それぞれの評価式により求め、洪積層については沖積層の評価式により求めることとしている。図-4.2には道路橋示方書と提案式の F_c による違いを $R-N_1$ 値関係図に示した。同図より提案式は道路橋示方書に比べ、 F_c が多いほど R の急増する N_1 値が小さくなるという特徴を持つ。図-4.3には提案法の R と三軸試験による動的せん断強度比 R_L を比較した。 R を F_c で補正する際、補正式をばらつくデータのほぼ下限値で設定したため、 R_L が R よりやや大きい傾向にある。図-4.4には液状化・非液状地点の N_1 値と地震時最大せん断応力比 L_{max} の関係を示す。分析を行った地震は新潟・十勝沖・宮城県沖・日本海中部・千葉県東方沖・釧路沖・北海道南西沖・兵庫県南部の8地震である。液状化・非液状化地点の判断は、噴砂、噴水、地盤沈下など地盤変状が地表で見られた地点とした。 N_1 値については、地下水位以深8mの範囲に分布する砂質土で2番目に小さい N_1 値を採用した。これは、噴砂や噴水が地表で観察されるためには、表層10m程度までに分布する土層で液状化が生じたと考えたことと、細粒分の影響により局所的に小さくなる N_1 値を避けたものである。同図に示すように、液状化・非液状化地点は $F_c=20\%$ による

強度曲線を境に分離できるようにみえる。しかし、プロットデータに F_c や地震動レベルや土層区分の影響が反映されていないため、今後これらの影響を考慮した上で、さらにデータを追加して再検討する必要がある。一方、礫質土の標準曲線は、上式の N_1 値を大型貫入試験の換算貫入抵抗値 N_{60} 値で置き換えた形となる。 N_{60} 値は、理論上求められる打撃エネルギー密度の比から、 N 値との間に $N=1.5 \cdot N_{60}$ なる関係が成り立つ。この提案の背景には、今回の分析において N 値 >30 でこの関係が成り立っていること、 N_{60} 値が N 値よりも相関が良いこと、砂と礫では礫が混入することで R が増加することがある。また、礫質土の R をさらに精度よく評価するためには、礫の影響の少ないと考えられる貫入抵抗値（貫入量-打撃回数関係図の最大勾配から求められる貫入抵抗値）の導入が考えられる。

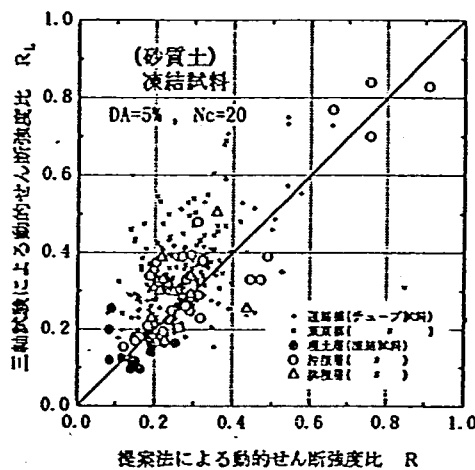


図-4.3 R_L と R の関係

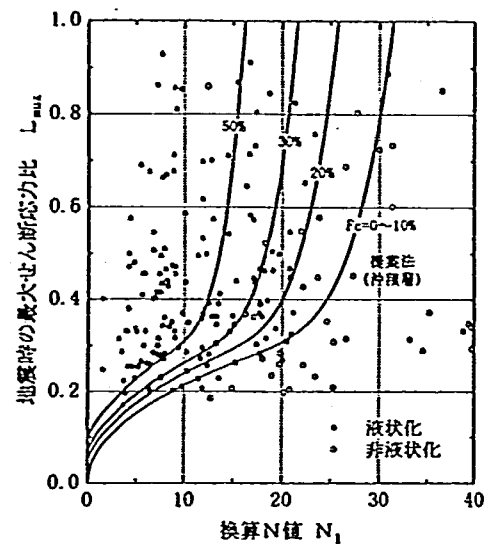


図-4.4 L_{max} と N_1 値の関係

4.4 まとめ

原位置凍結サンプリング法で採取した試料の液状化試験結果に基づき、細粒分の多い砂質土から礫質土まで広範囲な土に対し強地震動や土層の堆積年代も加味した、新しい液状化判定法を提案した。

【参考文献】 1) 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 2) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第2次提言」、平成8年1月 3) 佐々木 康、松本秀彦・近藤益央：室内土質試験に基づく液状化強度-細粒分含有量の影響-、建設省土木研究所資料、昭和63年2月 4) 東京都土木研究所：東京低地の液状化予測、昭和62年

5. 橋脚の耐震設計法及び耐震計算法に関する調査（耐震研究室）

（1）補強法の検討

平成7年兵庫県南部地震のような大きな地震に対して橋が耐えられるように補強するためには、橋脚躯体の曲げ耐力とじん性の両者の向上が期待できる補強工法を適用する必要がある。ただし、橋脚躯体の曲げ耐力を向上させると、その分だけ基礎構造物へ伝達される地震力も大きくなる。したがって、基礎の耐力を計算し、これが補強後の橋脚躯体の耐力よりも小さければ、基礎も含めた大規模な補強が必要となる。一方、橋脚の曲げ耐力が不足したままでじん性ばかりを向上させると、大地震時には大きな塑性変形が橋脚に生じ、復旧が困難となる程度の残留変形が生じることもある。したがって、基礎が支持できる範囲内で所要の曲げ耐力の向上を図り、じん性の向上とバランスさせた補強設計を行うことが重要である。

こうした背景から、鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力とじん性の両者をバランスよく向上できる補強工法として図-5.1に示される曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法を提案した。そして、本補強工法による耐力や変形性能の向上効果等を大型模型を用いた正負交番繰返し载荷実験により検討を行った（写真-5.1）。

図-5.2は、载荷点位置における水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を示したものである。これより、無補強供試体では最大耐力が23.1tfであるのに対し、補強供試体では31.8tfとなった。この曲げ耐力の向上は、別途実施した計算値ともよく一致しており、所要の曲げ耐力を本補強工法により向上させることができることが明らかとなった。また、じん性率で評価すると、無補強供試体が5.4であるのに対し、補強供試体では7.6にまで向上している。また、補強効果は、累積吸収エネルギーや等価減衰定数等の値でも確認された。以上より、本補強工法により、橋脚の曲げ耐力とじん性の両者が補強され、既設橋脚の耐震性を向上させることができるものと判断される。

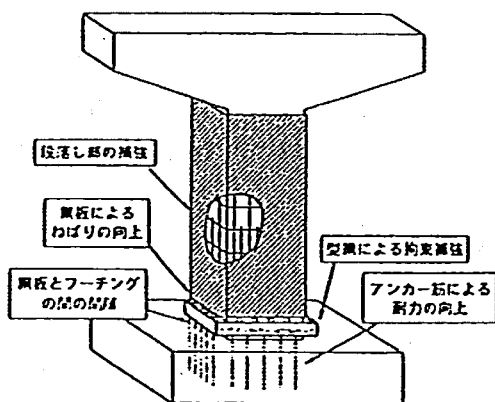
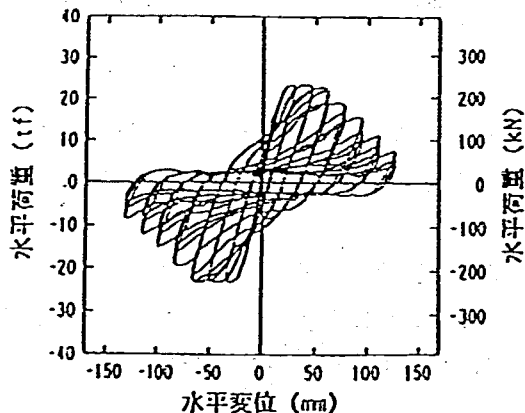


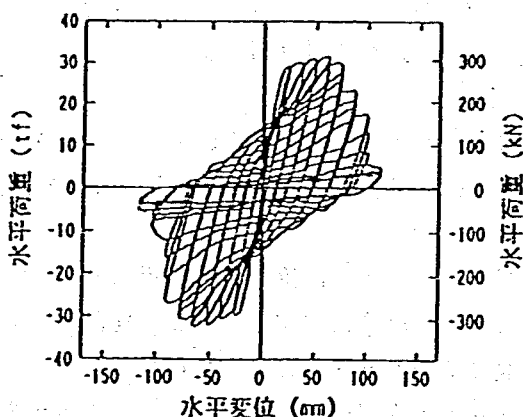
図-5.1 曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法



写真-5.1 実験状況



(a) 無補強供試体



(b) 補強供試体

図-5.2 水平荷重-水平変位の履歴曲線

(2) じん性の向上方法

本研究は、矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚の中間帯鉄筋のピッチ及び配筋細目の違いにより生じるエネルギー吸収性能の差によって、中間帯鉄筋による拘束効果を把握することを目的として行った実験的研究である。1200mm×600mmの断面をもつ供試体に対して載荷高さ2,400mmにおいて一定振幅変位漸増方式で正負交番載荷実験を行った。

供試体は次に示す5ケースである。①中間帯鉄筋がないケース(帯鉄筋D16060、 $\rho_s=1.30\%$)、②中間帯鉄筋を1本配筋したケース(帯鉄筋D13080、 $\rho_s=1.24\%$)、③中間帯鉄筋を2本配筋したケース(帯鉄筋D13080、 $\rho_s=1.27\%$)、④中間帯鉄筋の片端を直角フックとしたケース(帯鉄筋D13080、 $\rho_s=1.27\%$)、⑤中間帯鉄筋を重ね継手としたケース(帯鉄筋D13080、 $\rho_s=1.27\%$)。なお、④以外の中間帯鉄筋は両端ともに半円形フックである。ケース①だけはケース③に ρ_s をあわせるために、帯鉄筋の径を太く間隔を密にしている。また、軸方向鉄筋はすべての供試体でD16であり、軸方向鉄筋比は0.99%である。

実験の結果得られた履歴吸収エネルギーの比較を図-5.3に示す。この図から以下の点が明らかになった。

1) 帯鉄筋の径が太く、ピッチが密であるため中間帯鉄筋がないにもかかわらず帯鉄筋の体積比 ρ_s の値が③よりも大きい①と③を比較すると、③のエネルギー吸収性能が大きい。

2) 中間帯鉄筋の両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されている③と片端が半円形フックで片端が直角フックである④を比較すると、③のエネルギー吸収性能が大きい。

3) 両端が半円形フックでコアコンクリートに定着されているが施工性を向上させるために中間帯鉄筋を重ね継手となっている⑤

と③を比較すると、③のエネルギー吸収性能の方が大きい、⑤のエネルギー吸収性能は④とほぼ同程度である。

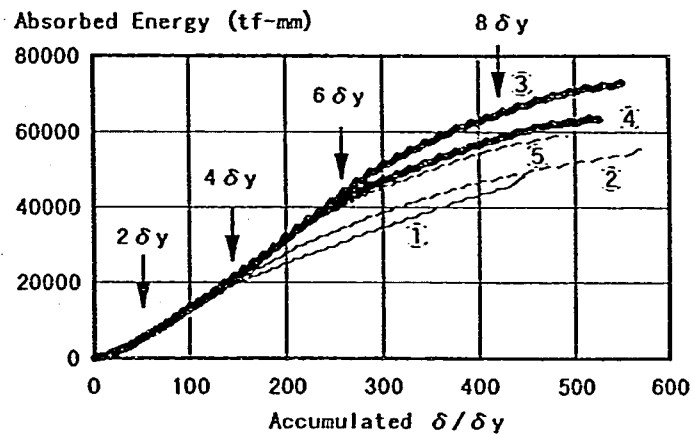


図-5.3 履歴吸収エネルギーの比較

6. 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の評価に関する調査（橋梁研究室）

（1）まえがき

兵庫県南部地震では鋼製橋脚が初めて大きな被害を受けた。鋼製橋脚の大地震時の応答および抵抗メカニズムやじん性の評価については未解明な点が多く、これらの特性を明らかにし、早急に設計法を確立する必要がある。「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」においては、鋼製橋脚は、コンクリートを充填することとしているが、既設橋脚では、コンクリート充填による耐力の上昇や剛性増加の応答への影響を考慮すると、基礎やアンカー部の補強を行う必要が生じる場合がある。現場施工の困難さを考えると、剛性および耐力の上昇を極力抑えた補強方法が望まれている。

本研究では、鋼製橋脚の耐力を大幅に上昇させず、じん性を向上させるような補強方法を矩形断面、円形断面それぞれの橋脚に対して提案し、大型供試体を用いた準静的2軸繰り返し載荷実験を実施して、その耐震性の向上効果を確認することを目的とする。

（2）実験方法

1）供試体

供試体は、主に図-6.1に示すような矩形断面および円形断面のものとし、このうちNo. 2とNo. 6, 8をそれぞれ矩形断面および円形断面の基本供試体とし、残りの供試体を補強を施したものとした。構造諸元を表-6.1に示す。矩形断面の補強供試体については、補強材の断面積がほぼ等しくなるように設定し、No. 3は縦リブを追加したものであり、No. 4は内側に閉断面となるようにコーナプレート、No. 5はフィラープレートを通してアングル材を高力ボルトで接合したものである。円形断面の補強供試体については、間隔を10mm確保し、鋼板を巻き立て、基部は脚の変形を拘束しないように溶接しないものとした。

2）. 載荷方法

供試体を平行に寝かせた状態で鋼製フレームにPC鋼棒で固定し、基本供試体の降伏軸力（公称値）の15%の軸力を一定に保持した後、供試体天端から高さ230mmの位置に水平力を正負交番載荷した。

（3）実験結果

図-6.2にそれぞれの供試体の荷重-変位履歴曲線を示す。これらの実験結果から以下の結果を得た。矩形断面橋脚においては角補強を施すことにより、補剛板の局部座屈後にも角部が構成する4本柱と座屈した補剛板のプレーシング効果により安定した構造系を保つことが明らかとなり、じん性の向上が確認された。円形断面橋脚では、隙間を空け巻き立てた鋼板の拘束効果により、局部座屈発生後の変形を制御し、変形領域を拡げることで、剛性および耐力を上昇させることなくじん性を向上させ得ることを確認できた。

（4）今後の課題

今後、これらの工法において各種パラメータを変化させた場合の強度やじん性に及ぼす影響等について、実験および解析を行い、鋼製橋脚の耐震設計の策定に生かしていきたいと考えている。

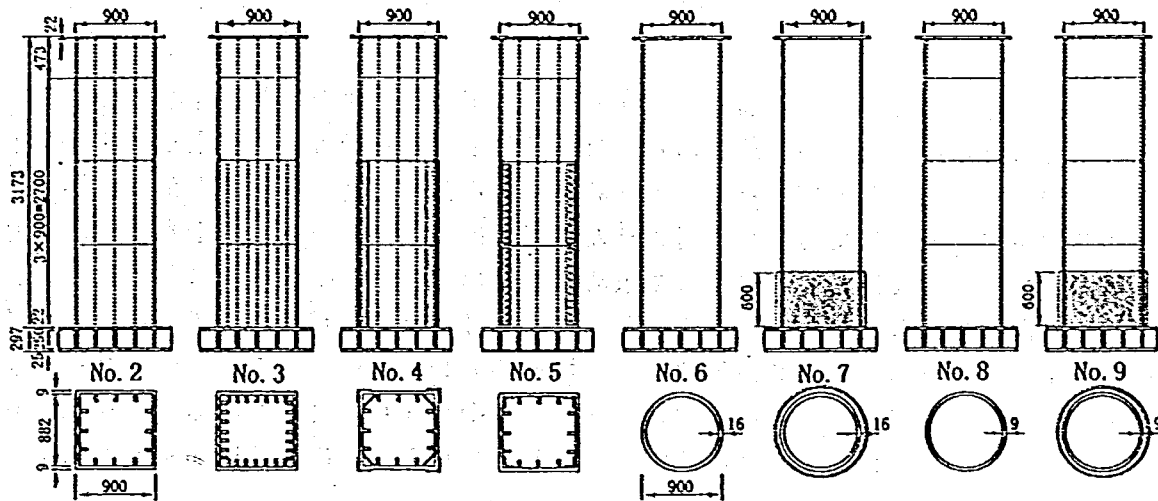


図-6.1 供試体の概略

表-6.1 供試体の諸元

供試体	A^* (cm ²)	I^* (cm ⁴)	R_f	γ/γ^*	σ , (kgf/cm ²)	供試体	A^* (cm ²)	I^* (cm ⁴)	R/t	σ , (kgf/cm ²)
No. 2	378.4	480480	0.51	0.91	3860	No. 6	444.3	434,189	28.1	3,510
No. 3	455.2	566520	0.26	0.37	3750	No. 7	444.3	434,189	28.1	3,540
No. 4	481.6	652808	0.51	0.91	3770	No. 8	251.9	250,023	50.0	2,960
No. 5	485.4	661327	0.51	0.91	3770	No. 9	251.9	250,023	50.0	2,850

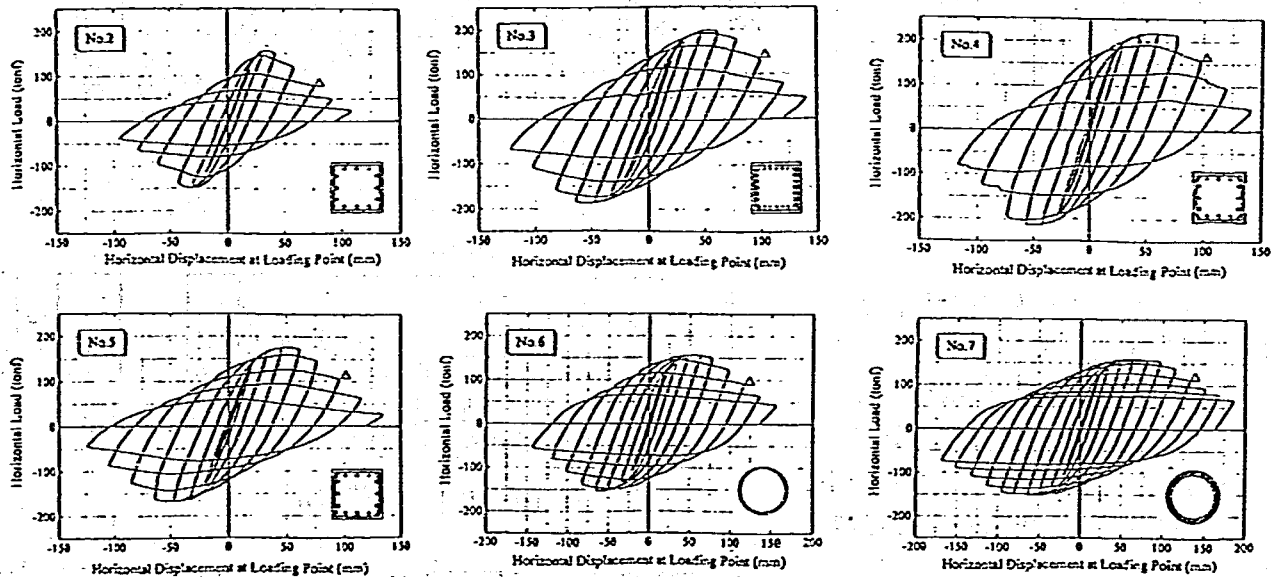


図-6.2 荷重-変位履歴曲線

7. コンクリートの負担するせん断耐力の寸法効果に関する調査（コンクリート研究室）

（1）調査目的

先の兵庫県南部地震では多くの鉄筋コンクリート（以下RC）構造物がせん断破壊を起こした。一般にRC部材のせん断破壊は脆性的であり、耐震設計上はせん断破壊を防止し、曲げタイプの破壊形態に誘導することが重要である。このためにはRC部材のせん断強度を正確に把握しておく必要がある。現在の設計法ではRC部材のせん断耐力はコンクリートの負担するせん断力とせん断補強筋の負担するせん断力の和によって求められている。コンクリートの負担するせん断力は、部材寸法が大きくなるに従って小さくなること（寸法効果）が既往の研究により指摘されているが、大型RC部材のせん断載荷試験は、試験そのものの困難さから実験データが少なく、限られたデータから検討されているのが現状である。大型のRC部材におけるコンクリートの負担するせん断力を正確に把握するためには、大型RC部材のせん断強度に関する実験データを蓄積し、精度を向上させる必要がある。

このような背景から、ここではコンクリートの負担するせん断力の寸法効果に着目し、せん断補強筋を有しない大型RC部材のせん断載荷実施した。

表-7.1 供試体の諸元

供試体番号	有効高さ (mm)	G_{max} (mm)	寸法 (mm)						引張鉄筋比 (%)
			la	lb	lc	lall	B	h	
A-1	300	20	400	900	400	3,000	105	330	1.26
A-2	500	20	500	1,500	600	4,600	176	570	1.35
A-3	950	20	750	2,850	800	8,000	350	1,050	1.22
A-4	2,000	40	1,050	6,000	1,000	15,100	600	200	1.20
B-1	300	5	400	900	400	3,000	105	330	1.26
B-2	500	13	500	1,500	600	4,600	176	570	1.35

* 最大粗骨材寸法

（2）実験方法

実験要因として部材の有効高さ、骨材の最大寸法を選び、1ケース当たり2体ずつ合計12体供試体を作製した。供試体はせん断スパン比3、引張鉄筋比1.2%程度、コンクリートの圧縮強度は200~250kgf/cm²程度とした。表-7.1に供試体の諸元、図-7.1に載荷方法および図-7.2に各供試体の断面図を示す。

載荷方法は単純はり形式、2点集中荷重で単調載荷とした。載荷制御はごく初期を除き変位制御で行った。

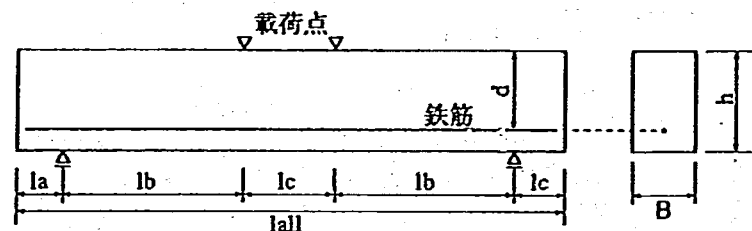


図-7.1 載荷方法

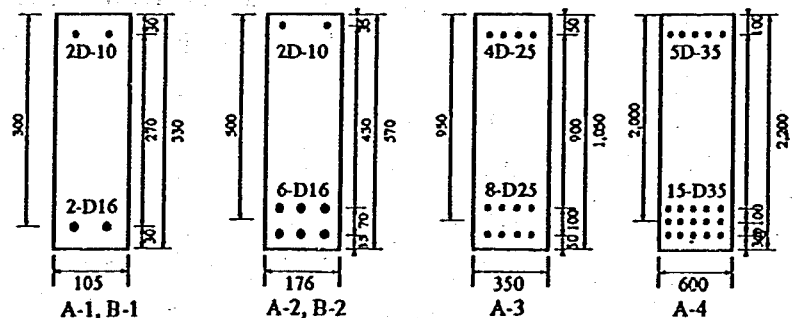


図-7.2 供試体断面

（3）調査結果

表-7.2に試験結果を示す。なお、 P_{max} は最大載荷荷重、 τ_u は破壊時に作用していたせん断力を部材

幅と有効高さで除した平均せん断応力、圧縮強度、引張強度はそれぞれ強度管理用のφ15×30供試体の圧縮強度と割裂引張強度である。

図-7.3に各供試体の破壊状況を示す。いずれの供試体でもひび割れ状況に大差はなく、部材寸法によるひび割れ発生形状の差は認められなかった。破壊に至るまでのひび割れの発生過程はおおよそ次のようである。まず、最初に載荷点下の等曲げモーメント区間に曲げひび割れが発生し、荷重が増加するに従ってその範囲が支点の方に広がっていった。その後せん断スパン中央付近に斜めせん断ひび割れを生じ、最終的にそのひび割れが大きくずれて破壊に至った。特にA-4-2の供試体ではせん断スパン中央に発生した斜めひび割れを起点として、その両端がそれぞれ載荷点と支点へと進行して破壊に至ったことを観察した。

図-7.3に破壊時に作用する平均せん断応力度(τ_{u*})と部材の有効高さの関係を示す。 τ_{u*} はコンクリート強度240kgf/cm²および引張鉄筋比1.2%の場合を標準とし、照査断面を支点から載荷点に向かって有効高さの1.5倍の位置として死荷重によるせん断力を加算し、各供試体間の寸法効果以外の影響による差を補正したものである。これによると有効高さ50cm以上の供試体については明瞭な寸法効果が現れていることがわかる。また、50cm以下のものについては寸法効果は現れていないが、部材寸法の小さいものについては部材耐力にバラつきが出やすいため寸法効果が明確には現れなかったものと思われる。Bシリーズについては寸法効果は現れていないが、部材寸法の小さいため部材耐力がバラつきやすいことと合わせて、骨材の最大寸法を部材寸法に比例させた場合、寸法効果は緩やかになることが指摘されており、それが影響していることも考えられる。

以上より、せん断補強筋を有しない大型RCはりのせん断載荷試験を実施し、コンクリートの負担する平均せん断応力度に明瞭な寸法効果が確認された。しかしながら、部材寸法、粗骨材最大寸法の違いによるRCはりの破壊形状には大きな差異は認められなかった。

表-7.2 実験結果一覧表

No.	P_{max} (tf)	τ_{u*} (kgf/cm ²)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
A-1-1	6.8	10.8	251.3	23.4
A-1-2	6.0	9.5	251.3	23.4
A-2-1	16.8	9.5	204.7	23.1
A-2-2	20.7	11.8	204.7	23.1
A-3-1	44.1	6.6	208.1	19.1
A-3-2	48.4	7.3	225.7	19.1
A-4-1	124.5	5.2	225.2	20.4
A-4-2	114.2	4.8	237.2	20.4
B-1-1	4.9	7.8	242.0	20.3
B-1-2	4.9	7.8	242.0	20.3
B-2-1	19.5	11.1	242.0	20.3
B-2-2	17.6	10.0	242.0	20.3

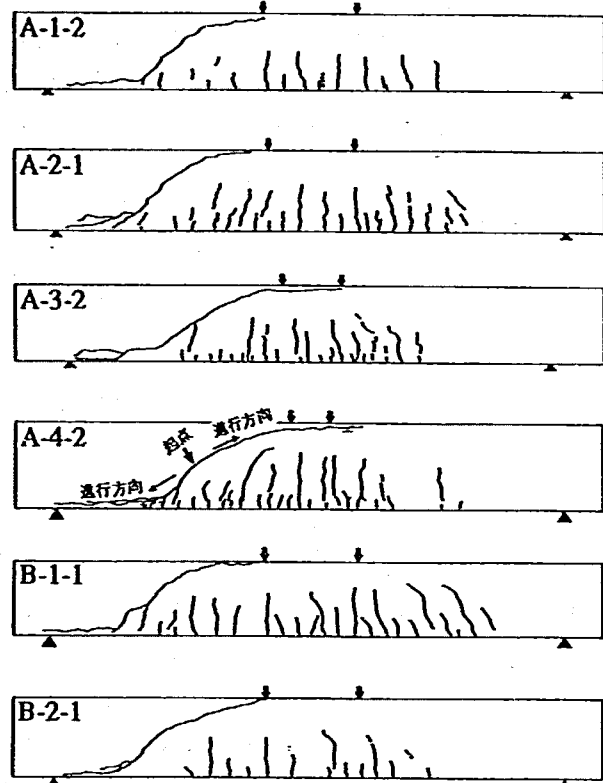


図-3

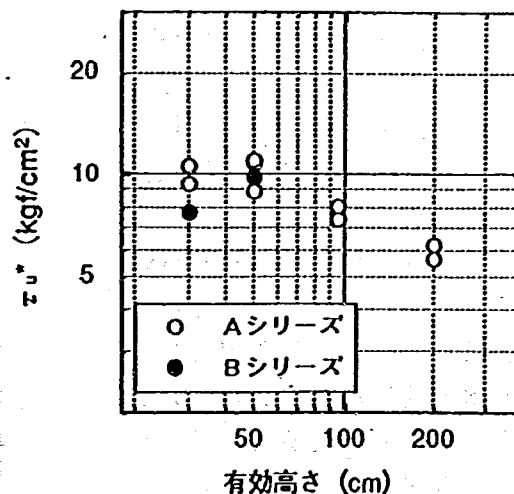


図-7.4 有効高さとせん断応力度

8. 基礎の耐力・変形性能に関する試験調査（基礎研究室）

8.1 調査内容

兵庫県南部地震により、道路橋の基礎においても亀裂が生じているものがあった。このため、基礎の耐力、変形性能に関する以下の項目の検討を行った。

- (1) 兵庫県南部地震における道路橋基礎の被災状況の整理
- (2) 道路橋基礎の損傷調査手法
- (3) 杭基礎の変形性能に関する実験

ここでは、これらのうち、杭基礎の変形性能に関する実験について報告する。

8.2 調査結果

(1) 実験の概要

基礎全体の変形性能（じん性）に関しては、地盤の塑性化と基礎部材の塑性化の両方を考慮して照査する必要がある。そこで、複数の杭がフーチングで結合された杭基礎の杭部材のじん性を確認することを目的として、場所打ち杭基礎とPHC杭基礎の小型模型を製作し、気中で水平繰返し載荷を行った。

本実験の載荷概要図を図-8.1示す。杭径は300mmで、1列、2列、1列の4本の組杭とした。杭長は1,800mmで、フーチングから杭体の曲げモーメントが0となるまでの長さは杭径の3倍である。杭の諸元を表-1に示す。軸方向鉄筋および帯鉄筋は、一般的な場所打ち杭の鉄筋比となるように配筋した。また、コンクリート強度は、場所打ち杭が水中コンクリートであることを考慮して低めに設定した。Case 1は鉛直荷重を0tfとし、Case2は死荷重相当として50tfの鉛直荷重を載荷して一定に保った。水平荷重の載荷方法は、全ての杭において最初の鉄筋が降伏したときの上側フーチングの水平変位を δ_y として、この整数倍の変位で漸増する正負交番載荷（繰返し回数3回）とした。なお、ここではCase2の実験結果を中心に以下に示す。

(2) 実験結果

Case2では、水平荷重6.2tfで引抜き杭に曲げひびわれが生じた。その後、引抜き杭、中間杭、押込み杭の順に杭体の軸方向鉄筋が降伏した。この部分の荷重-変位包絡線を図-8.2に示す。最後の杭の鉄筋が降伏するまでは、荷重-変位曲線はほぼ直線関係を保っている。したがって、全ての杭体の鉄筋が降伏したときを基礎全体の降伏と考えることは十分安全側の設定である。

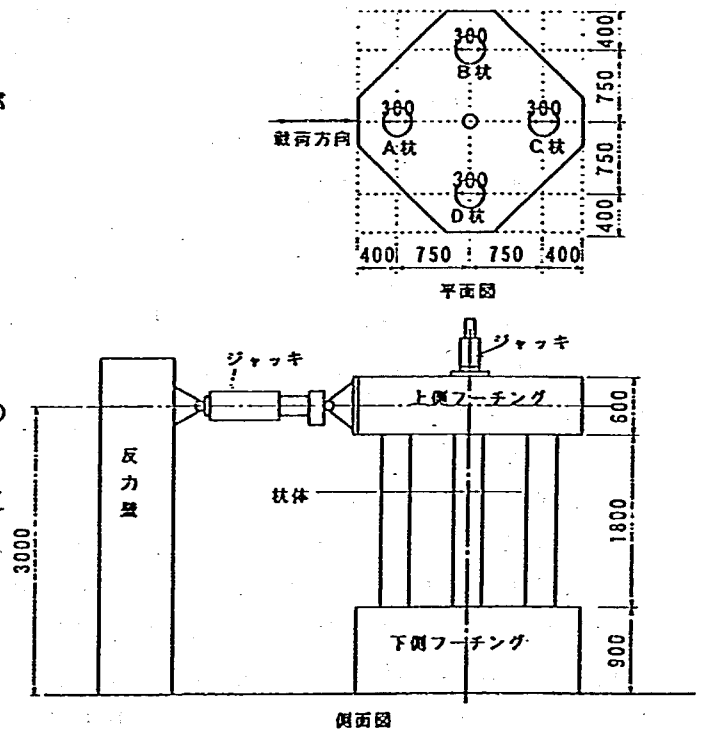


図-8.1 実験概要図

表-8.1 杭体諸元

Case	コンクリート強度	軸鉄筋	帯鉄筋	鉛直荷重
1	240kgf/cm ² (設計基準強度)	D10-16本 鉄筋比 1.61%	D6-10cm間隔 鉄筋比 0.21% $\rho_s = 0.59\%$	0tf
2	"	"	"	50tf

ρ_s : 復旧仕様¹⁾に示す横拘束鉄筋の体積比



写真-8.1 変形の様子
(Case 2、 $8\delta_y$ 載荷時)

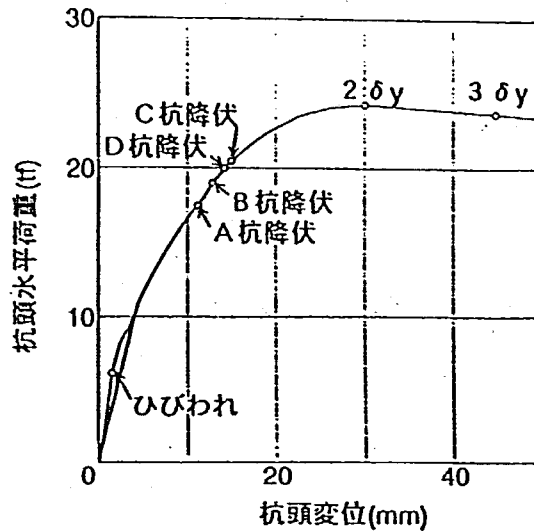


図-8.2 降伏付近の荷重-変位包絡線
(Case 2)

Case 2 の荷重-変位曲線を図-8.3に示す。 $2\delta_y$ の 1 回目の載荷時に最大荷重を示したが、 $3\delta_y$ では C 杭上端の内側に軽微な剥離がみられ荷重がわずかに低下した。 $5\delta_y$ で C 杭の剥離がさらに大きくなり、 $6\delta_y$ のマイナス側 3 回目載荷時に C 杭上端内側の鉄筋が破断して荷重が大きく低下した。載荷は $8\delta_y$ まで行った。 $8\delta_y$ 載荷時の変形の様子を写真-8.1に示す。杭の上フーチング側に関しては、外側の A 杭、C 杭は、杭に押込み力が作用するときに内側に曲げ圧縮力が、引抜き力が作用するとき

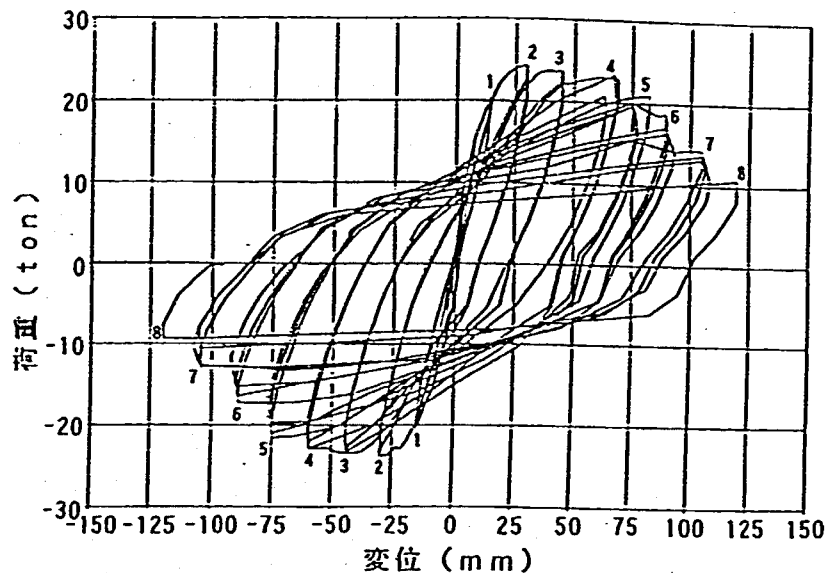


図-8.3 荷重変位曲線 (Case 2)

に内側に曲げ引張力が作用することから、内側の損傷が外側よりも大きくなっている。一方、中間の B 杭、D 杭は、杭の両側とも対称に損傷している。なお、 $8\delta_y$ まで載荷しても上側フーチングは沈下せず、杭は鉛直方向の支持力を有していた。

今回の実験により、組杭部材全体の基本的な特性を把握することができた。しかし、杭頭付近の帯鉄筋間隔が実際の杭 (15cm 以内) に比べて相対的に広いこと、気中で載荷したため実際の曲げモーメントやせん断力分布とは異なること、フーチングに水平荷重を作用させたことから基礎全体に作用するモーメントと水平力の比率が異なるなど、実際の基礎とはそのままでは比較できない。今後は、今回の実験結果を基に解析の妥当性を確認し、実際の地盤中の組杭基礎の設計に活かしていきたい。

9. 緩衝材の衝撃载荷試験（構造研究室）

（1）まえがき

兵庫県南部地震においては多数の橋梁が落橋し、道路交通網が寸断され救助活動の妨げとなった。橋梁の耐震対策においては交通を寸断しないように落橋を防ぐことが重要であり、十分な縁端距離（桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さ）の確保とともに、落橋防止装置等の設置が有効である。また、落橋防止装置等の対策がなされている場合でも、衝撃的な破壊により落橋したケースが多く見られ、対策が必要となっている。

（2）研究目的

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においては、落橋防止装置等の対策が求められており、それらの装置が衝撃的な破壊を起こさないように、地震力の衝撃を緩和する緩衝材を効果的に使用する必要がある。ここでは、緩衝材の緩衝効果、材料的性質の把握、および、緩衝効果の高い適切な緩衝材の選定に必要な基本的データの収集を目的として実験的に検討を行った。

（3）衝撃载荷試験

ゴムなどの緩衝材供試体を2辺支持のH型钢上に設置し、この上に図-9.1に示すような衝撃载荷装置によって鋼製重錘を自由落下により衝突させ、動的特性についての試験を行った。

H型钢は図-9.2に示すように3箇所に変位計と10箇所にひずみゲージを設置し、鋼製重錘には写真-9.1に示すように2箇所に加速度計と変位計を設置した。サンプリング周波数は2,000Hzとし、同一材料について供試体を変えて3回の実験を行いその平均値を求めた。表-9.1に実験ケース一覧を示す。

（4）研究結果

図-9.3～8に実験結果を示す。計測された加速度と重錘の質量の積を発生衝撃力として、図-9.3に縦軸に発生最大衝撃力 F (tf)、横軸に板厚 t (mm)をとると、板厚が減少するにつれて発生衝撃力は大きくなっているが、板厚が最も薄い10mmでは、横方向へのはらみだしが少ないことから支圧応力度の影響はほとんど見られず、発生衝撃力はほぼ同じ大きさとなっている。図-9.4では、重錘重量を半分にすると衝撃力も半分となっている。図-9.5では、運動エネルギーは衝突速度の2乗に比例することから、衝突速度の差が明瞭に出ており、衝突速度が大きいほど、板厚が薄くなるほど発生衝撃力は大きくなっている。図-9.6では、合成ゴム(CR)、防舷材(SBR)の2種類の発生衝撃力が小さいことがわかる。高減衰ゴム(HDR)では板厚がさらに厚くなれば効果が期待できる。図-9.7、9.8では繰り返し衝撃荷重を数分間隔で作用させると、初めて荷重を受けた場合よりも2割程度発生衝撃力が大きくなっており、緩衝効果が減少していることがわかる。

5. 今後の問題点

重錘衝撃力からの評価だけでなく、変形量やエネルギー吸収能の観点からの評価を行

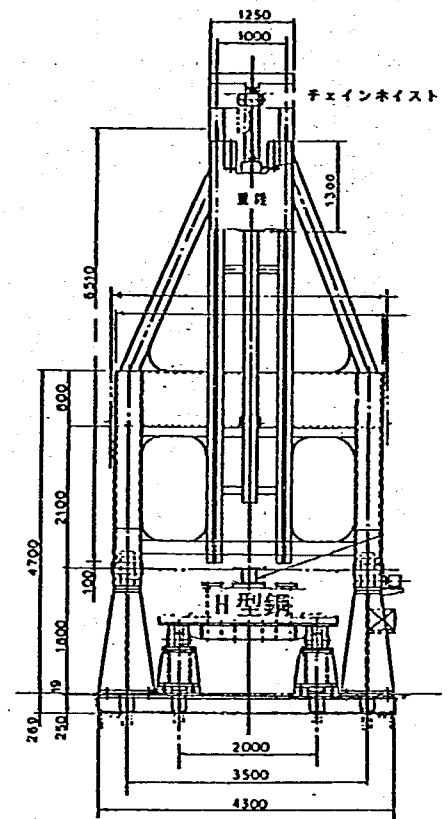


図-9.1 衝撃载荷装置

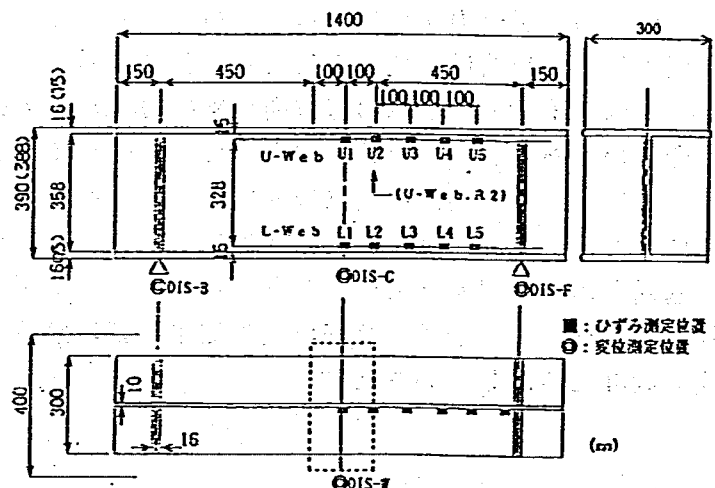


図-9.2 変位計・ひずみゲージ位置

い、緩衝材の効果を経合的に判断する必要がある。

表-9.1 実験ケース一覧

検討項目	材質	硬度	平面形状 (mm)	支圧 応力度 (kg/cm ²)	厚さ (mm)	重錘 重量 (kg)	衝突 速度 (cm/s)
支圧応力 度の影響	合成ゴム(CR)	60	100×100	10	5.3.2.1	1.0	200
	"	"	75×75	18	"	"	"
	"	"	50×50	40	"	"	"
衝突速度 の影響	合成ゴム(CR)	60	75×75	18	5.3.2.1	1.0	100
	"	"	"	"	"	"	300
	"	"	"	"	"	"	400
重錘重量 の影響	合成ゴム(CR)	60	75×75	18	5.3.2.1	0.5	200
形状係数 の影響	合成ゴム(CR)	60	80×80(φ32)	18	5.3.2.1	1.0	200
	"	"	90×90(φ56)	"	"	"	"
硬度の影 響	合成ゴム(CR)	50	75×75	18	5.3.2.1	1.0	200
	"	55	"	"	"	"	"
緩衝材料 の影響	天然ゴム(NR)	60	75×75	18	5.3.2.1	1.0	200, 400
	"	"	50×50	40	"	"	200
	高減衰ゴム(HDR)	-	75×75	18	"	"	200, 400
	"	-	50×50	40	"	"	200
	防振材(SBR)	-	75×75	18	"	"	"
	スポンジ材	-	"	"	"	"	"
	合成樹脂	-	"	"	"	"	"
	弾性シム材	-	"	"	"	"	"
繰返し載 荷の影響	合成ゴム(CR)	60	75×75	18	5.3.2.1	1.0	200
	天然ゴム(NR)	60	"	"	3	"	"
	高減衰ゴム(HDR)	-	"	"	3	"	"

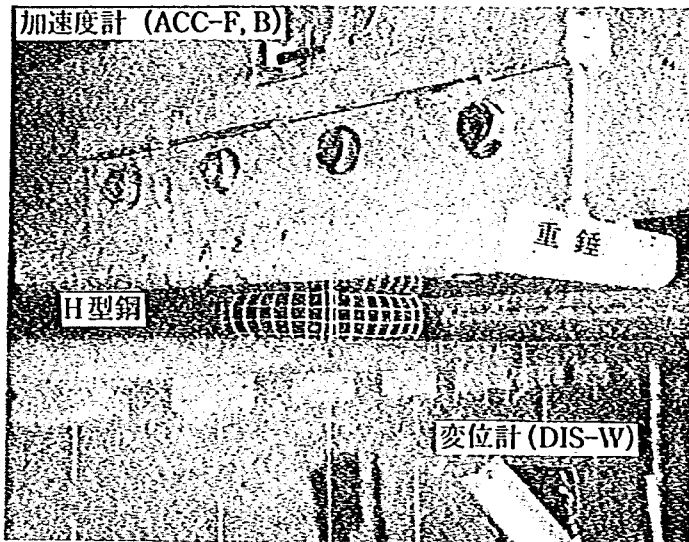


写真-9.1 载荷状況

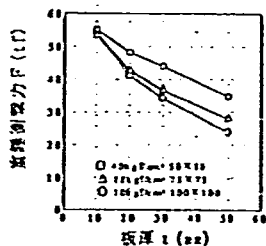


図-9.3 支圧応力度の影響 (CR)

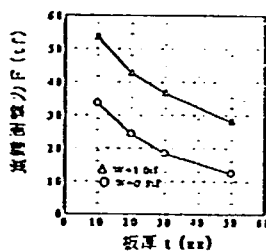


図-9.4 重錘重量の影響 (CR)

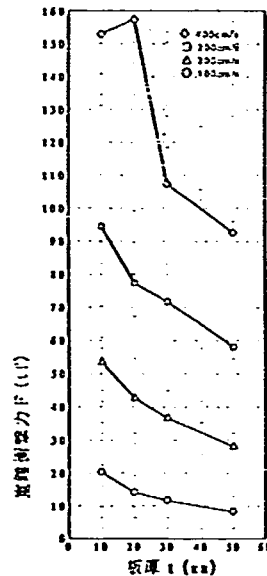


図-9.5 衝突速度の影響 (CR)

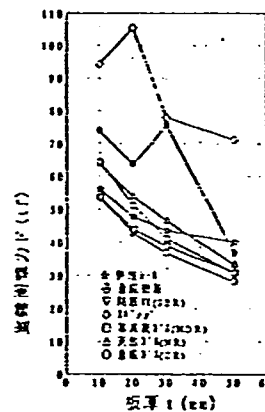


図-9.6 緩衝材の影響 (CR)

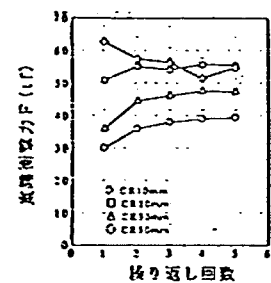


図-9.7 繰返し载荷の影響 (CR)

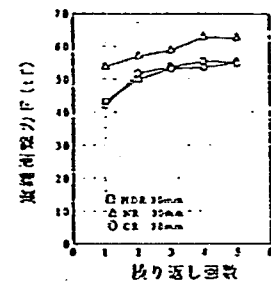


図-9.8 繰返し载荷の影響

(CR, NR, HDR)