January 2009

防災科学技術研究所研究資料 第331号

Technical Note of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention No.331

# E-Defenseを用いた実大RC橋脚(C1-1橋脚) 震動破壊実験研究報告書

-1970年代に建設された基部曲げ破壊タイプのRC橋脚震動台実験-

# Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model (C1-1model) Using E-Defense

- Experiment on a RC Column Build in 1970s which Fails in Flexure -





# E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-1 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 1970 年代に建設された基部曲げ破壊タイプの RC 橋脚震動台実験-

右近大道<sup>\*1</sup>・梶原浩一<sup>\*1</sup>・川島一彦<sup>\*2</sup>・佐々木智大<sup>\*2</sup>・運上茂樹<sup>\*3</sup> 堺 淳一<sup>\*3</sup>・高橋良和<sup>\*4</sup>・幸左賢二<sup>\*5</sup>・矢部正明<sup>\*6</sup>

# Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model (C1-1model) Using E-Defense -Experiment on a RC Column Build in 1970s which Fails in Flexure-

Hiromichi UKON<sup>\*1</sup>, Koichi KAJIWARA<sup>\*1</sup>, Kazuhiko KAWASHIMA<sup>\*2</sup>, Tomohiro SASAKI<sup>\*2</sup>, Shigeki UNJOH<sup>\*3</sup>, Junichi SAKAI<sup>\*3</sup>, Yoshikazu TAKAHASHI<sup>\*4</sup>, Kenji KOSA<sup>\*5</sup>, and Masaaki YABE<sup>\*6</sup>

> \*1 Hyogo Earthquake Engineering Research Center, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, ukon@bosai.go.jp, kaji@bosai.go.jp
>  \*2 Tokyo Institute of Technology kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp, sasaki.t.aa@m.titech.ac.jp
>  \*3 Public Works Research Institute unjoh@pwri.go.jp, sakai55@pwri.go.jp
>  \*4 Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp
>  \*5 Kyushu Institute of Technology kosa@civil.kyutech.ac.jp
>  \*6 Earthquake Engineering Division, Chodai yabe-m@chodai.co.jp

#### Abstract

This report presents a 3D shake table experiment on a large scale reinforced concrete bridge column using E-Defense. The model was a typical column built in 1970s which fails in flexure. Collapse of this type of columns was one of the major sources of the extensive damage in 1995 Kobe, Japan earthquake. A 7.5m tall 1.8 m diameter column model was excited twice using a near-field ground motion recorded during the 1995 Kobe earthquake. A preliminary analysis on the measured data including an analytical correlation is presented.

Key words: Bridges, Earthquake, Seismic design, Seismic retrofit, E-Defense, Shake table experiment

<sup>\*1</sup> 独立行政法人 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター

<sup>\*2</sup> 東京工業大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻

<sup>\*3</sup> 独立行政法人 土木研究所

<sup>\*4</sup> 京都大学 防災研究所

<sup>\*5</sup> 九州工業大学

<sup>\*6</sup>株式会社 長大 構造事業部

	目次	
1.	. はじめに	4
	1.1 橋梁耐震実験研究推進の背景	4
2.	橋梁耐震実験研究の目的と推進体制	4
	2.1 研究目的	4
	2.2 実験の種類	4
	2.3 研究推進体制	ł
3	C1-1	,
0.	31	,
	9.9 DC 接脚構刑制作と実験社器のセットアップ	16
	9.2 MU 簡単換主要 FC 天映表直のビットアック	14
		12
	3.2.2 夫厥表世のビットアック	1
	3.3 計測	2
		28
	3.4.1 対象とした地盤と構造物のモテル化	28
	3.4.2         2 次元 FEM 動的解析による橋脚・基礎構造・地盤糸モデルによる加速度応答	33
	3.4.3 動的相互作用を考慮した入力地震動の低減効果	34
	3.4.4 実大橋梁構造物震動破壊実験で用いる入力地震動	30
	3.5 加振条件	3'
	3.5.1 震動台の構成	3
	3.5.2 震動台の仕様	3'
	3.5.3 震動台の機器配置と計測システムの基本仕様	40
	3.5.4 震動台の加振システム構成	4
	3.5.5 C1-1 実験における加振条件	4
4.	- 地震応答特性と破壊特性 	4'
	4.1 橋脚模型の振動特性	4'
	4.2 入力地震動	4'
	4.3 橋脚模型の損傷の進展と破壊形態	4
	4.4 応答加速度	4
	4.5 応答変位	4
	4.6 模型橋脚に作用した慣性力	4
	4.7 模型橋脚の水平力~水平変位の履歴特性	4
	4.8 ひずみ	49

<ol> <li>ファイバー要素解析に基づく地震応答解析</li> </ol>	76
5.1 検討ポイント	76
5.2 解析条件	76
5.2.1 モデルA	76
5.2.2 モデル B	77
5.3 再現解析	78
5.3.1 モデル A の場合	78
5.3.2 モデル B の場合	79
6. まとめ	92
謝 辞	93

	95
参考文献	93
関連発表論文	94
要 旨	96
<添付1>橋梁耐震実験研究分科会委員名簿	97
<添付2>橋梁耐震実験研究実行部会委員名簿	98
<添付 3>橋梁耐震実験研究実行部会ワーキングループ委員名簿	99
<添付4>実験装置,RC橋脚模型損傷写真等カラー図版	101

【執筆担当】

第1章	東京工業大学	川島	一彦		
第2章	防災科学技術研究所	右近	大道		
第3章	防災科学技術研究所	梶原	浩一,	右近	大道
	株式会社 長大	矢部	正明		
第4章	東京工業大学	川島	一彦,	佐々木	智大
	土木研究所	運上	茂樹,	堺 淳	
	京都大学	高橋	良和		
	九州工業大学	幸左	馭二 貝二		
第5章	東京工業大学	川島	一彦,	佐々木	智大
	土木研究所	堺 湾	<u>≩</u> —		
第6章	東京工業大学	川島	一彦		

#### 1. はじめに

実大三次元震動破壊実験施設(以下, E-Defense と呼ぶ) は(独)防災科学技術研究所によって兵庫県三木市に建 設された世界最大最強の振動台である. E-Defense を用 いた橋梁の耐震実験研究では、1) RC 橋脚系の耐震性を 検討する研究プログラム(コンポーネント模型実験,以 下,C1実験と呼ぶ)と、2)橋梁の逐次破壊効果の検討や ダンパー,新型落橋防止構造等の特性等を検討する研究 プログラム(橋梁システム実験,以下,C2実験と呼ぶ) から構成されている.C1実験で鉄筋コンクリート橋脚 (RC 橋脚)が取り上げられているのは、兵庫県南部地 震による被害の主要な原因が RC 橋脚の被害によるもの であったことによる.C1実験では、できるだけ実大規模 に近い模型を用いて RC 橋脚の破壊特性を検討すると同 時に、現在の設計基準で建設されたり、耐震補強された RC 橋脚の耐震性の検証が含まれている.

本報告書では、このうち C1-1 実験結果の概要を示す. C1-1 実験は、E-Defense を用いた橋梁に対する最初の実 験として、 平成 19 年 12 月 13 日に実施されたもので、 1970 年代に建設された曲げ破壊先行型の RC 橋脚の履歴 特性、破壊特性を研究対象としている.実大規模の模型 を用いて、ポストピークを含む非線形領域の挙動を 3 次 元地震動入力の下で振動台を用いて加振実験した例は、 我が国のみならず諸外国においてもなく、橋梁の耐震技 術研究の歴史に新しいーページを開いたと言っても過言 ではない.

従来,実験施設の制約から,縮小模型を用いて各種の 制約条件の下に研究が進められてきたが,寸法効果をは じめとして,実験結果の解釈や解析モデルの検証に各種 の課題を抱えていた. E-Defense を用いることによって, これらの制約を大きく緩めて研究を進めることができる ようになったことは,今後の耐震技術開発に大きく貢献 すると期待される.

この報告は, 現時点における C1-1 実験結果を暫定的に とりまとめたものである. 677 成分に及ぶ膨大な実験 データの解析は現在まだ鋭意進行中であり, 現状ではま だおおよその輪郭が浮かび上がってきたに過ぎない.

今後, さらに各方面からの検討を加え, RC 橋脚の破 壊メカニズムに関する研究を進めていく予定である.

#### 1.1 橋梁耐震実験研究推進の背景

1995年の兵庫県南部地震,1989年のロマプリータ地震, 1994年ノースリッジ地震などでは,都市内高速道路や都 市間を結ぶ道路,橋梁に甚大な被害を与え,交通系ライ フラインの機能を大きく損なわせた[2.2.1].橋梁は都市 や地域を結ぶ生命線であり,橋梁の被害により生じる交 通系ライフラインの大幅な機能低下は,地震直後の避難, 緊急車両の通行,震災後の復旧活動等に重大な影響を与 え,国民の生命と財産を脅かすものである.これらの地 震被害の多くは,橋脚,特に RC橋脚で発生している. RC橋脚の耐震性の検証のために,正負交番載荷実験や 振動台加振実験が日米両国で多数行われてきた.しかし, これらの実験は実験装置の制約から,小型模型による検 討に留まっており,実大規模の橋脚を用いた破壊現象の 解明が求められてきたところである.また,上部構造の 被害では,桁間衝突や落橋防止構造等が複雑に影響した, いわゆる進行性破壊が発生しており,これらの解明も重 要な課題である.しかし,現象が複雑であり,従来の小 型模型では十分な検討が行えない状況にある.これらに ついても,より規模を拡大した実験研究の実施が求めら れている.

これらの課題を背景とし、「橋梁の耐震実験研究」では、 RC 橋脚の耐震性を対象とし、E-Defense による実大を含 む実験の実施を目指すこととした。研究の推進では、米 国の「The Gorge Brown Jr. for Earthquake Engineering Simulation」(NEES)の研究施設群との相互連携の体制を 整えつつ、目的として、RC 橋脚の破壊特性の解明、耐 震性能の検証を行うとともに、データの蓄積・公開を目 指す. これらのデータは、今後の橋梁の耐震性向上に貢 献する多くの実験研究の参考になるデータ、いわゆる原 器データとなることを期待している.

#### 2. 橋梁耐震実験研究の目的と推進体制

#### 2.1 研究目的

大型橋梁耐震実験を計画するに当り,以下を研究の目 的とした.実験の種類と目的を表2.1.1 にまとめて示す. 1)従来,実験装置の制約から十分な検討が出来なかった 破壊現象や複雑な地震応答の解明.

2)兵庫県南部地震で被災した橋梁の破壊メカニズムの解明と現在の耐震補強技術,耐震設計法の有効性の実証. この中には,現在の耐震技術で建設された橋梁の耐震余裕度の検討を含む.

3) 耐震性の向上を図るための次世代型耐震技術の開発. 上記の推進では, NEES と E-Defense の協力関係を持っ て実施し,実験計画は,米国側の E-Defense 実験への参 画を見据えて,米側研究者と十分な連携を行う.また, 本研究の推進過程で,日本側の若手研究者の育成にも配 慮することとした.

#### 2.2 実験の種類

兵庫県南部地震においても多く見られた RC 橋脚の損 傷モードを分類すると以下の通りである[2.2.1].

1) 柱地盤面位置の曲げ破壊:被りコンクリートの崩落, 主鉄筋の座屈,コアコンクリートの圧壊.

2) 柱地盤面位置のせん断破壊

3)曲げせん断破壊:一般にせん断耐力と曲げ耐力が近接 している部材に現れるモード.軸力を支持する機能を喪 失.

4) 段落し部のせん断破壊:顕著な斜めひび割れが見られ るのが特徴.この破壊モードは一般に脆性的な挙動を示 し,主鉄筋の降伏以前に斜めひび割れを発生.軸力を支 持する機能を喪失. 5)上部構造では、桁の過大な移動(慣性力)により、伸縮装置の破損、支承の破損、桁の支承からの落下、桁どうしの衝突、桁の横ずれ、落橋防止構造の破損、桁の落下などが発生.

これらの事象を踏まえ,橋梁耐震実験では,RC橋脚 に着目した2つの実験の種類を設定し実施する(表2.1.1). 1つは,RC橋脚の破壊特性に着目した橋梁コンポーネン ト実験(C1実験,写真2.1.1,表2.1.2),もう一つは橋梁 のシステムとしての進行性破壊特性並びに新耐震技術の 開発を目指した橋梁システム実験(C2実験,図2.1.1) である.2007年度~2009年度においてはC1実験を実施 し,2010年度にC2実験を実施する予定である.

C1 実験は震動台上に 2 径間橋梁模型を構築して実施 する. E-Defense の実験では試験橋脚の RC 橋脚は実物大 とし,相似律を設定せずに,実験データがブレークス ルーできるものとする.一方,C2 実験は,震動台上に多 径間橋梁模型を構築し,伸縮装置,支承,落橋防止装置, ダンパー等に着目した実験である.震動台上に実物大の 多径間橋梁模型の設置は不可能であることから,模型橋 梁の設計に当っては,相似律を設定することになる.C2 実験については,現在検討中であり,詳細な実験内容は 定まっていない.

#### 2.3 研究推進体制

防災科学技術研究所は,橋梁の耐震実験研究を推進す るために,実験研究を推進する分科会と実行部会を組織 し,国内の有識者により実験研究を推進している.それ ぞれの役割は以下である.

1) 橋梁耐震実験研究分科会

日米共同研究として橋梁の耐震に関する実験的研究を 推進していくための全体調整,橋梁耐震実験研究実行部 会の研究活動への助言および評価,橋梁の耐震性に関わ る研究コミュニティとの連携および他機関で実施されて いる橋梁の耐震性に関する研究プロジェクトとの連携を 促進することを目的とする.

2) 橋梁耐震実験研究実行部会

橋梁の耐震性に関する実験的研究を具体的に推進する ことを目的とする.ここでは、E-Defense で行う実験の計 画,試験体仕様,入力地震動等についても議論され決定 される.

本章に示した研究目的,研究計画等は,この実行部会 にて議論され進められている内容である.

Table 2.1.1	The objectives	of the C1	experiment and	the C2 experiment.
-------------	----------------	-----------	----------------	--------------------

	1)The failure mechanism of RC columns which failed during 1995 Kobe earthquake					
The C1 2)The effectiveness of standard seismic retrofit measures for existing RC columns						
experiment 3)The seismic performance of RC columns designed in accordance with the current design						
	4)The seismic performance of RC columns designed based on the current design requirements under					
	stronger than the current code specified ground motions					
	5)The effect of new damper technology					
The C2	1)The progress failure mechanism of bridge system due to combination of poundings and rupture of					
experiment	expansion joints, bearings, restrainers and columns					
	2)Seismic performance of advanced and critical columns					
	3)Effectiveness of advanced dampers and energy dissipating units					
	4)Effectiveness of advanced unseating prevention devices					

表 2.1.2 実験全体ケース(暫定案)

Table 2.1.2 Experimental Program in 2007-2010.						
Year	Model	Purposes				
2005-2006	C1	Preliminary analyses and design				
2007	C1-1	Column built in 1970s which fails in flexure				
2008 C1-2 Column built in 1970s which fails in shear		Column built in 1970s which fails in shear				
	C1-5	Column by the current code				
2009	C1-3	Retrofitted column by steel jacket				
	C1-4	Retrofitted column by CFS				
	C1-6	Current column subjected to stronger than code specified ground motions				
	C1-7	US column				

......

The system failure mechanism of a bridge

Table 2.1.2Experimental Program in 2007-2010.



2010

C2

写真 2.1.1 C1-1 実験 Photo 2.1.1 C1 Component experiments (Single column).

図 2.1.1 橋梁システム実験 Fig.2.1.1 C2 System experiments (Progressive collapse).

#### 3. C1-1 模型の特性と加振条件

#### 3.1 模型の設計

C1-1 模型は, 1970 年代に建設された道路橋の RC 橋脚 を対象とした実大模型である. 1970 年代に設計・建設さ れた RC 橋脚は, 1964 年鋼道路橋示方書に規定された荷 重を用いて設計されているが,現在のような詳細な構造細 目が規定されていなかったので,配筋等は, 1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で被災した都市内高架橋の RC 橋脚 [3.1.1]を参考としながらその配筋を決めた.

図 3.1.1 は C1-1 模型の配筋状況を,表 3.1.1 は設計条 件を,それぞれ整理したものである.橋脚躯体の高さ 7.5m,直径 1.8mの円形断面を有する RC 橋脚である.実 験では、上部構造から橋脚に作用する慣性力をできるだ け大きくするために、橋脚が支持するべき上部構造重量 を 2 連の桁とその上に配置した鋼板を積み重ねた付加マ スによってモデル化した.2 連の桁は、鋼板を積み重ね た付加マスを支持することと、その慣性力を橋脚に伝え るのが目的であり、その剛性は実際の桁よりも剛となる ように設計した.また、橋脚に大きな曲げ変形が生じた ことによって桁が落下することがないように、左右の桁 の支承を、橋軸方向と橋軸直角方向ともに固定とした. 両端部の橋脚では、桁の支承は、橋軸方向に可動で橋軸 直角方向には固定とした.

耐震設計上の地盤種別は、1995 年 1 月 17 日兵庫県南 部地震で非常に大きな地震動強度を有する強震記録が観 測されているⅡ種地盤とした. 橋脚の断面形状を円形と したのは、日米共同研究であることから、米国でも用い られている円形断面を対象とした.

軸方向鉄筋は、直径 φ 29mm の鉄筋が外側と中央に 32 本、内側に 16 本配置されており、帯鉄筋は、直径 φ 13mm の鉄筋を、30 φ という重ね継手長で配筋した。1970 年代 当時も、柱とはりが交わる部分は、弱点となりやすいた め、帯鉄筋の間隔を密にすることが推奨されており [3.1.2]、帯鉄筋は、橋脚基部と柱上端部で間隔を一般部 よりも狭くしている。具体的には、外側、中央、内側と も 300mm 間隔で帯鉄筋を配置した。ただし、外側の帯 鉄筋においては、橋脚の基部と上端部では 150mm 間隔 で配置した。

死荷重反力は2,080kN, 地震時に支持するべき上部構 造重量は橋軸方向で2,960kN, 橋軸直角方向で2,080kN, 橋脚の自重は794.5kNである.上部構造慣性力の作用位 置は,橋軸方向が橋脚天端より0.5m,橋軸直角方向が橋 脚天端より1.8mの高さとなる.

コンクリートの設計基準強度は σ<sub>ck</sub>=27N/mm<sup>2</sup>,鉄筋の 降伏点強度は σ<sub>sy</sub>=345N/mm<sup>2</sup> とした.コンクリートの設 計基準強度が,一般的な国道の RC 橋脚に用いられてい たものよりも大きいのは,都市内高架橋のため上部構造 重量が重かったので,柱の断面寸法を小さくするためと 予想される.鉄筋の降伏点強度が当時一般に用いられて いたと考えられる SD295 よりも大きいのは,現在の鉄筋 の入手状況によっている. 1970年代の耐震設計は,震度法であり,ここでも震度 法を用いて耐震設計を行った.その設計震度は,橋軸方 向と橋軸直角方向が 0.23,鉛直方向は±0.11 である.

表 3.1.2 は、震度法による耐震設計によって得られた 応力度と許容応力度を比較したものである。圧縮応力度 と引張応力度およびせん断応力度は、何れも、橋軸方向 から作用する地震動の方が大きい値が得られており、圧 縮応力度は許容応力度の約 89%、引張応力度は許容応力 度の約 83%となっている。せん断応力度は、許容応力度 の約 34%と余裕を残していることがわかる。

震度法で耐震設計した C1-1 橋脚の耐力や変形性能を 推定するために,現行の道路橋示方書[3.1.3]に規定され る RC 橋脚の地震時保有水平耐力法に準じて,その耐力 と破壊形態および変形性能の推定を行った.実験で用い る入力地震動は,1995年兵庫県南部地震で観測されたJR 鷹取駅記録であることから,地震時保有水平耐力法では タイプII地震動を想定した.表 3.1.3 は,その結果を整 理したものである.曲げに関する終局状態は,帯鉄筋の 端部がコアコンクリート内に定着されていないので,そ の拘束効果は期待できないとして,コンクリートが最大 圧縮応力度に達するときのひずみとした[3.1.4].終局の 判定は,圧縮側における外側の軸方向鉄筋位置に生じる ひずみに着目して行った.コンクリートが負担するせん 断耐力は,荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補 正係数をタイプII地震動の 0.8 として算出した.

死荷重によって橋脚基部に生じる圧縮応力度は 1.13N/mm<sup>2</sup>, と大きいことがわかる. せん断支間比は, 橋軸方向が 4.4, 橋軸直角方向が 5.2 となり, 一般的な柱 部材としての範囲にあることがわかる. 軸方向鉄筋比は 2.02%, 帯鉄筋の体積比は柱の一般部で約 0.32%, 橋脚 基部と柱の上端部で約 0.42%となる.

曲げ耐力は,初降伏で約8,793 k N.m,終局で約12,936 k N.m である.終局曲げ耐力は,初降伏曲げ耐力の約1.5 倍となり,軸方向鉄筋が降伏してからの耐力上昇が大きいことがわかる.

せん断耐力は,橋脚の中間部に位置する一般部で約 2,026 k N,帯鉄筋が密に配置された橋脚基部と柱上端部 で約2,391 k N となる.コンクリートが負担する分が,一 般部で約46%,橋脚基部と柱の上端部で約39%となる.

図 3.1.2 は、各断面の初降伏曲げモーメントと終局曲 げモーメントを、各断面位置から上部構造慣性力作用位 置までの距離で除した曲げ耐力(上部構造慣性力作用位 置の曲げ水平耐力)と、せん断耐力を比較したものであ る.せん断耐力は、荷重の正負交番繰返し作用の影響に 関する補正係数をタイプⅡ地震動の 0.8 としたものと、 1.0 とした 2 種類を示してある.図より、橋軸方向、橋 軸直角方向の両方向とも、曲げ耐力よりもせん断耐力の 方が大きく、曲げ耐力は橋脚基部で最も小さくなってい ることがわかる.これより、図 3.1.1 に示した C1-1 模型 の破壊形態は、橋脚基部に損傷が集中する曲げ破壊タイ プと推定される.

図 3.1.3 は、上部構造慣性力作用位置における水平力

と水平変位の関係を示したものである.降伏変位として, 初降伏変位を用いて算出した終局塑性率は,橋軸方向で 約3.1,橋軸直角方向で約2.9と現在の耐震設計基準で耐 震設計されたものと比較すると、何れも小さいことがわ かる.



図 3.1.1 C1-1 模型の配筋状況

Fig.3.1.1 Arrangement of reinforcements in cross section.

	Table 3.	<b>1.1</b> Design Conditions					
	Value						
	Pier height H						
	Section shape of pier		Circular				
Dia	meter of cross section	of pier D	1.8m				
	Reaction $R_d$		2,080kN				
		Longitudinal $W_u^{LG}$	2,960kN				
Weight	Superstructure	Transverse $W_u^{TR}$	2,080kN				
	Pier W <sub>p</sub>		Pier $W_p$		794.5kN		
Height of	Longitudinal $h_{LG}$		0.5m				
force	Transverse $h_{TR}$		1.8m				
Matarial strength	Conc		27N/mm <sup>2</sup>				
Material strength	Yield strength of reinforcement $\sigma_{sy}$		Yield strength of reinforcement $\sigma_{sy}$		345N/mm <sup>2</sup>		
Madalaa afalaatiaita	Concrete E <sub>c</sub>		Concrete E <sub>c</sub>		2.65×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>		
Modulus of elasticity	Reinforcement $E_s$		Reinforcement $E_s$		Reinforcement $E_s$		2.0×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
	Longitudinal $k_h^{LG}$		0.23				
Design seismic coefficient	Tran	sverse $k_h^{TR}$	0.23				
	Vertical $k_v$		±0.11				

表 3.1.1	設計条件
Table 3 1 1 D	lesion Conditi

~	1 4010 01112	v ennieution			
			Direction		
			Longitudinal	Transverse	
		Stress	$+k_v$	12N/mm <sup>2</sup>	10N/mm <sup>2</sup>
	Compression		$-k_{v}$	12N/mm <sup>2</sup>	10N/mm <sup>2</sup>
Flowuro		Allowable stress		13.5N/mm <sup>2</sup>	13.5N/mm <sup>2</sup>
riexule	Tensile	Stress	$+k_v$	237N/mm <sup>2</sup>	183N/mm <sup>2</sup>
			$-k_v$	250N/mm <sup>2</sup>	196N/mm <sup>2</sup>
		Allowable stress		300N/mm <sup>2</sup>	300N/mm <sup>2</sup>
Shoor	Stre			0.36N/mm <sup>2</sup>	0.27N/mm <sup>2</sup>
Sileal	Allowable stress		1.125N/mm <sup>2</sup>	1.125N/mm <sup>2</sup>	

表 3.1.2 震度法による応力度と許容応力度の比較 Table 3.1.2 Verification of stress by design seismic coefficients





# 防災科学技術研究所研究資料 第 331号 2009 年 1 月

		Longitudinal Transverse			
	Compression	1.13N/mm <sup>2</sup>			
		4.4	5.2		
		Reinforcement ratio		2.0	2%
		А	rea	φ 13×3 : 380.1mm <sup>2</sup>	
Tie in	general region	Spacing		300mm	
		Tie	ratio	0.317%	
		А	rea	φ 13×2 : 2	253.4mm <sup>2</sup>
Tie	in end region	Spa	ncing	150	mm
		Tie	ratio	0.422%	
	Y	ielding period of pier		0.61sec	0.64sec
	Cracking	Moment		2090.8kN•m	
	Cracking	Curvature		1.279×10 <sup>-4</sup> (1/m)	
	Initial yielding	Moment		8792.7kN•m	
		Curvature		1.644×10 <sup>-3</sup> (1/m)	
	Ultimate	Moment		12936.	3kN∙m
Flexural	Offinate	Curvature		1.009×10 <sup>-2</sup> (1/m)	
strength	Push over load-displacement	Initial yielding	Load	1099.1kN	945.4kN
			Deflection	0.0315m	0.0418m
		Vielding	Load	1617.0kN	1391.0kN
		load-displacement	Tielding	Deflection	0.0463m
		Ultimate	Load	1617.0kN	1391.0kN
		Offiniate	Deflection	0.0984m	0.1226m
		Shear strength provided by concrete		928.7kN	
	Design shear force	Shear strength provided by shear reinforcement		1097.0kN	
Shear		Design shear force		2025.6kN	
strength		Shear strength provided by concrete		928.7kN	
	Design shear force	Shear strength provided by reinforcement		1462.6kN	
	- 6 -	Design shear force		2391.3kN	

**表 3.1.3** 現在の地震時保有水平耐力法による計算結果 **Table 3.1.3** Summary of determined dimensions.



図 3.1.3 荷重~変位 Fig.3.1.3 Load vs. Displacement Relation.

#### 3.2 RC 橋脚模型製作と実験装置のセットアップ

# 3.2.1 RC 橋脚模型製作

1)コンクリート試験練

RC 橋脚模型のコンクリートの設計強度は 27N/mm<sup>2</sup>で ある.この設計強度のコンクリートを製作するために試 験体製作に先立ってコンクリートの試験練と圧縮強度試 験を行い,使用する生コンクリートの呼び強度を 24 N/mm<sup>2</sup>と決定した.試験練り結果を**表 3.2.1**に示す.

#### 2)RC 橋脚模型製作・運搬

RC 橋脚模型は, E-Defense 敷地内に設けた製作ヤード において配筋組立, コンクリートの打設を行って製作し た. コンクリートの打設は, フーチング部, 橋脚柱基部, 柱上部,梁部の 4 回に分けて行った. RC 橋脚模型製作 に用いたコンクリート配合表を表 3.2.2~3 に示す.

試験体製作ヤードからの運搬は、フーチング側面に 4 基のブラケットを設置し、ジャッキアップして E-Defense が所有するユニットキャリーに搭載して震動実験棟内に 運搬した. その状況を写真 3.2.1~2 に示す. 3)RC 橋脚模型コンクリート及び鉄筋の材料試験結果

表 3.2.4 は, 生コンクリートの品質管理を目的とした 標準養生と現地気中養生による圧縮強度である. 震動台 実験日の気中養生による圧縮強度は 30.7 N/mm<sup>2</sup>である が, 28 日強度では 34.1 N/mm<sup>2</sup>と疑問の残る結果であっ た.

表 3.2.5~8 はコンクリートの圧縮強度と静弾性定数を 求めるために実施した材料試験結果である.表 3.2.5 は 直径 φ 150×高さ 300mm のテストピースによる柱部の材 齢 28 日強度で,その値は 27~29N/mm<sup>2</sup>である.表 3.2.6 は柱基部コンクリート打設に合わせて作成した 1m 角の コンクリートブロックからコア抜きした材齢 28 日の φ 100×200mm のテストピースによるもので,28N/mm<sup>2</sup>であ る.

表 3.2.5~6 に示す材齢 28 日でのコンクリートの圧縮 強度は目標強度 27 N/mm<sup>2</sup>を満足するものであった.

表 3.2.7~8 は震動実験当日での圧縮強度と静弾性係数 である. 柱基部の圧縮強度は 32~34 N/mm<sup>2</sup> であり,材 齢 28 日強度よりは増加していた. 橋脚上部は,橋脚基部 に比べて圧縮強度が低めであった.

RC橋脚模型に用いた鉄筋のJIS規格に基づいた材料試 験結果を表 3.2.9 に示す.



写真 3.2.2 RC 橋脚模型運搬 Photo 3.2.2 Transportation of the Specimen.



写真 3.2.1 RC 橋脚模型ジャッキアップ Photo 3.2.1 Jacking up of the column.

表 3.2.1 コンクリート試験練結果 Table 3.2.1 Proliminary comprossion test of column of

Table 3.2.1	Preliminary	compression	test of column	concrete.
-------------	-------------	-------------	----------------	-----------

					The	e day of mixi	ing:5-Jul-07		
		1Week	k(12th July)	4Weeks (2	2th August)	8Weeks	8Weeks(30th August)		
Nominal	$\left( N / mm^2 \right)$	Standard	Atmospheric	Standard	Atmospheric	Standard	Atmospheric		
strength		curing	curing	curing	curing	curing	curing		
	No. 1	18.7	16.6	22.8	22.0	24.6	22.8		
18	No. 2	17.8	17.3	22.5	20.5	25.0	22.3		
	No. 3	18.6	17.7	23.3	21.3	25.5	23.4		
	Average	18.4	17.2	22.9	21.3	25.0	22.8		
	No. 1	20.8	20.4	25.0	23.7	26.9	24.4		
21	No. 2	19.5	19.5	26.2	24.3	27.5	24.7		
	No. 3	19.4	19.4	26.0	22.9	27.4	25.3		
	Average	19.9	19.8	25.7	23.6	27.3	24.8		
	No. 1	25.1	23.3	30.3	28.4	32.8	29.7		
24	No. 2	24.2	22.9	31.2	27.9	33.2	27.9		
	No. 3	24.8	23.3	30.6	27.8	33.1	28.3		
	Average	24.7	23.2	30.7	28.0	33.0	28.6		

表 3.2.2 コンクリート配合表 橋脚及び橋脚頂部 Table 3.2.2 Mix proportion for column concrete.

Cemen	ıt	Nominal strength (required)			Sli	ump	Maximum size of coarse aggregate	
Oridinary por	rtland c.	24 (N/mm²)			80 (mm)		20 (mm)	
Water-cement	Sand			Weight of u	unit volume	(kg/m <sup>3</sup> )		
W/C (%)	s/a (%)	Cement	Water	Sand(1)	Sand(2)	Aggregate	Additive	Additive
57	45.1	295	168	334	490	1002	2.95	

# 表 3.2.3 コンクリート配合表 フーチング部 Table 3.2.3 Mix proportion for column concrete.

Cemer	it	Nominal strength (required)			Sli	ump	Maximum size of coarse aggregate	
Portland blas slag c.	t-furnace (B)	30 (N/mm²)			80(	(mm)	200	mm)
Water-cement	Sand			Weight of u	unit volume	(kg/m³)		
W/C (%)	s/a (%)	Cement	Water	Sand(1)	Sand(2)	Aggregate	Additive	Additive
47	42.8	353	166	308	451	1013	3. 53	

Test			Age	С	ompressive s	trength	
Y/M/D	Position	Size(mm)	Days	Νο.	$(N/mm^2)$	Average (N/mm <sup>2</sup> )	Note
2007/9/21	the lower part of column	φ 100× 200	7	1 2 3	26.0 26.0 25.6	25.9	standard curing
2007/10/12	the lower part of column	φ 100× 200	28	1 2 3	32.8 33.2 34.1	33.4	standard curing
2007/10/12	the lower part of column	φ 100× 200	28	$\begin{array}{c} 1 \\ 2 \\ 3 \end{array}$	33.9 34.0 34.3	34.1	atmospheric curing
2007/12/13	the lower part of column	φ 100× 200	90	1 2 3	39.0 39.6 35.0	37.9	standard curing
2007/12/13	the lower part of column	$\phi 100 \times 200$	90	1 2 3	29.0 30.7 32.5	30.7	atmospheric curing

**表 3.2.4** 品質管理を目的とした RC 橋脚模型脚部のコンクリート圧縮試験結果 **Table 3.2.4** Compressive strength of column concrete.

表 3.2.5 コンクリート材齢 28 日強度 (その 1) Table 3.2.5 28-day strength of column concrete (1).

Test			Age		Comp	pressive stre	ngth
Y/M/D	Position	Size(mm)	Days	Νο.	Load (Max.) (kN)	C. S (N/mm²)	Average (N/mm2)
2007/10/12	the lower part of column	$\phi 150 \times 300$	20	1 2 3	527 527 506	30.0 29.9 29.1	29.7
2007/10/16	the Upper part of column	$\phi 150 \times 300$	28	1 2 3	488 458 479	28.0 26.2 27.7	27.3

**表 3.2.6** コンクリート材齢 28 日強度 (その 2) **Table 3.2.6** 28-day strength of column concrete (2)

	Table 5.2.0 20 day strength of contain concrete (2).										
Teet			A	Compressive strength and Elastic modulus							
Test	D	C:()	Age		Comp	pressive stre	ngth	Elastic	modulus		
V /M /D	Position	512e(mm)	Dowo	No.	Load (Max.)	C. S	Average	(kN/	mm <sup>2</sup> )		
1 / M/ D			Days		(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		Average		
				In-1	226	29.1		25.4			
			core	In-2	242	31.2	- 28.3	25.8	j l		
	0.1	core		In-3	222	28.6		23.4			
2007/10/12	Cube	specimen	28	In-4	244	31.4		25.4			
2007/10/12	$1 \times 1 \times 1$ m	$\phi 100 \times 1 \times 1 \text{m}$	20	Out-1	205	26.4		23.5	24.5		
	200	200	Out-2	201	25.8		22.4				
				Out-3	192	24.6		22.4			
				Out-4	227	29.1		25.7			

Tost		Sizo	Ago	Cor	npressive str	rength and E	lastic modul	us
Test	Position	SIZE	Compressive stre				Elastic m	nodulus
V/M/D	105101011	(mm)	Dave	Load	C. S	Average	(kN/m	$m^2$ )
1 / M/ D		(11111)	Days	(kN)	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		Average
		+ 100 V		248	31.9		24.0	
	Footing	$\varphi 100 \land$ 200	108	236	30.2	31.1	27.0	25.5
		200		242	31.2		25.5	
				262	33.5		25.4	
	.1 1			261	33.4		26.0	
2007/12/13	the lower	$\phi$ 100 $\times$	90	261	33.5	3/1-1	26.3	25.9
2001/12/13	column	200	50	269	34.7	54.1	25.2	
	001000			277	35.6		26.3	
				266	34.1		26.3	
	the upper	+ 100 V		211	27.0		24.0	
	part of	$\frac{\phi}{200}$	86	211	27.0	26.5	23.8	24.0
	column	200		200	25.6		24.2	
				583	32.9		26.5	
				615	34.8		27.7	
	the lower	$\phi$ 150 $\times$	00	589	33.2	22.6	26.0	96 1
	column	300	90	549	31.0	52.0	24.0	20.1
2007/12/13	001umm			561	31.7		25.4	
				572	32.2		26.8	
	the upper	+ 150 V		515	29.1		26.6	
	part of	φ 150 × 300	86	481	27.2	28.5	22.9	24.7
	column	000		517	29.3		24.5	

表 3.2.7震動台実験日のコンクリート圧縮強度及び静弾性定数(その1)Table 3.2.7Compressive strength of column concrete at test day (1).

**表 3.2.8** 震動台実験日のコンクリート圧縮強度及び静弾性定数(その 2) **Table 3.2.8** Compressive strength of column concrete at test day (2).

Toot		Sizo	Ago	Compressive strength and Elastic modulus					
Iest	Desition	SIZe	Age		Compressiv	e strength	1	Elastic	modulus
V/M/D	POSILION	(mm)	Dava	Load	h/d	C. S	Average	(kN/	$mm^2$ )
1 / NI/ D		(11111)	Days	(kN)	modulus	$(N/mm^2)$	$(N/mm^2)$		Average
				221	0.991	28.1		24.6	
	7/12/13 Cube core specimen $\phi$ 100×		253	-	32.5		23.7		
		core		246	-	31.7		23.6	
2007/12/12		specimen	00	269	-	34.7		25.0	25 1
2007/12/13		90	246	-	31.6	55.0	25.6	20.1	
	1×1×1m 200			259	-	33. 3		25.7	
				267	-	34.3		25.1	
				290	_	37.4		27.8	

### 防災科学技術研究所研究資料 第 331号 2009 年 1 月

# 表 3.2.9 橋脚部に用いた鉄筋の引張試験結果 Table 3.2.9 Strength of column reinforcements.

	Yield strength	Elastic modulus	Tensile strength	Breaking elongation	Notes
	(Mpa)	(Gpa)	(Mpa)	(%)	D29
No. 1	364	194	540	26	ロッド番号
No. 2	367	188	542	28	7G0168
No. 3	367	197	542	26	主鉄筋
Average	366.0	193.0	541.3	26.7	

(a) Longitudinal reinforcement (D29 SD345)

(b) Tie reinforcement (inner layer) (D13 SD345).

	Yield strength	Elastic modulus	Tensile strength	Breaking elongation	Notes
	(Mpa)	(Gpa)	(Mpa)	(%)	D13
No. 1	378	197	528	26	ロッド番号
No. 2	378	218	529	28	7G0371
No. 3	377	202	527	27	内側帯鉄筋
Average	377.7	205.7	528.0	27.0	

(c) Tie reinforcement (middle layer) (D13 SD345).

	Yield strength	Elastic modulus	Tensile strength	Breaking elongation	Notes
	(Mpa)	(Gpa)	(Mpa)	(%)	D13
No. 1	377	205	546	28	ロッド番号
No. 2	371	194	545	27	7C0767
No. 3	381	192	549	28	中側帯鉄筋
Average	376.3	197.0	546.7	27.7	

(d) Tie reinforcement (outer layer) (D13 SD345).

	Yield	Elastic	Tensile	Breaking	Neter
	strength	modulus	strength	elongation	Notes
	(Mpa)	(Gpa)	(Mpa)	(%)	D13
No. 1	385	192	527	27	ロッド番号
No. 2	381	183	530	26	7G0370
No. 3	379	191	528	26	外側帯鉄筋
Average	381.7	188.7	528.3	26.3	

#### 3.2.2 実験装置のセットアップ

実験装置は、2 径間の橋梁形式である. そのセット アップを図 3.2.1 に示す. 図 3.2.1 に示すように中央に RC 橋脚模型を設置し、端部架台との間に桁を渡し、桁 上に上部構造重量に相当するマスを設置している. 桁の 質量は 1 基で 22.7t,大きいマスは 78 t,小さいマスは 44.6t,支承と三分力計で 10.2 t である. 桁,マスに支承 までを含めた全上部構造重量は 2949.8 k N (300.8 t)で ある.上部構造から RC 橋脚模型に作用する死荷重は支 承重量も含めて全体で 2050 k N である.上部構造重量及 び RC 橋脚模型に作用する死荷重反力を図 3.2.2 に示す. RC 橋脚模型上には桁を支持する支承と支承に作用する上部構造慣性力を計測するための三分力計を設置する. その設置状況を図 3.2.3 に示す. RC 橋脚天端上の固定支 承は橋軸方向,橋軸直角方向,鉛直方向に固定で,各軸 周りには可動である.外桁側のすべり支承は桁を鉛直に 支持する転倒防止支承で,桁の鉛直軸周りの回転に応じ て滑る構造である.

図 3.2.4 は端部架台上の支承で,橋軸方向可動,直角 方向固定である.表 3.2.10 は固定支承,可動支承,転倒 防止支承の許容耐力を示すものである.



図 3.2.1 RC 橋脚実験のセットアップ Fig.3.2.1 C1 Component Experiments.





(c)Bearings and Load cells on the bent cap

図 3.2.3 RC 橋脚模型上の支承と三分力計のセットアップ Fig.3.2.3 Bearings and Load Cells on the Bent Cap.



図 3.2.4 端部架台の橋軸方向可動・橋軸直角方向固定支承 Fig.3.2.4 Movable bearings on the end support.

## 防災科学技術研究所研究資料 第 331号 2009 年 1 月

表 3.2.10	支承の耐力
Table 3.2.10	Performance of bearings

C1-6 (C1 setup with additional mass) was considered.

Bearing	Force	Condition	Demand and Capacity
	Vertical compression	During excitation	$R_{V} = 1066 \text{kN} \leq 3800 \times 1.7 = 6460 \text{kN}$ (Allowable stress of support plate)
	force		
	Vertical tensile	During avaitation	$R_U = 1038 kN \leq 5129 kN$
	force	During excitation	(Shear capacity of bolts)
Fixed bearings		Longitudinal	$R_{\rm H}$ =2604kN $\leq$ 5360kN
(On the column)	Lateral force	direction	(Bond strength of anchor bolts)
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	Lateral force	Transverse	$R_{\rm H}$ =1332kN $\leq$ 5811kN
		direction	(Shear capacity of set bolts)
		Longitudinal	$\theta = 5.2^{\circ} \leq 8^{\circ}$
	Rotation	direction	
		Transverse	$\theta = 0.1^{\circ} \leq 8^{\circ}$
		direction	
	Vertical		$R_V = 2375 kN \leq 2946 kN$
	compression	During excitation	(Allowable stress of support plate)
	force		
	Vertical tensile	During excitation	$R_U = 667 kN \leq 1500 kN$
	force		(Tensile strength of bolts)
Movable bearings		Longitudinal	—
(On the end support)	Lateral force	direction	
		Transverse	$R_{\rm H} = 861 \mathrm{kN} \leq 2945 \mathrm{kN}$
		direction	(Shear capacity of set bolts)
		Longitudinal	$\theta = 0.5^{\circ} \leq 6^{\circ}$
	Rotation	direction	
	1000000	Transverse	$\theta = 1.7^{\circ} \leq 6^{\circ}$
		direction*	
Side sliders	Vertical		$R_V = 2072kN \leq 4241kN$
(On the column)	compression	During excitation	(Allowable stress of support plate)
	force		

\*Rotation in longitudinal and transverse directions means rotation around transverse and longitudinal axes, respectively.



#### 3.3 計測

計測成分を表 3.3.1 に示す.加速度計,三分力計,ひ ずみゲージ,変位計,速度計の取り付け計測器の総数は 677 成分である。この他に震動台制御関連の計測が別途 に 64 成分があり、さらに三次元変位計測がある. 計測成 分の方向は橋軸方向をY方向,橋軸直角方向をX方向, 鉛直方向を2方向とそれぞれ定義している.座標の原点 は、橋脚基部の柱断面の中心としている.

図 3.3.1 は震動台, RC 橋脚模型に設置した加速度計の 位置を示している. 図 3.3.2 は桁及び桁上のマスに設置 した加速度計の位置を示している.加速度計はすべて サーボ型加速度計である.

図 3.3.3 は. RC 橋脚模型及び桁に設置した変位計位置 を示している、フーチングの浮上り、すべりの検出には レーザー変位計を用いている.橋脚,桁の大きな変位に ついてはワイヤー式変位計を用いている. 橋脚梁部の角 部にはワイヤー式変位計を直交するように設置し、脚部 は計測架台より斜めにワイヤー式変位計を設置している. なお、橋脚梁下部の鉛直変位はレーザー変位計を用いて いる.

図 3.3.4 は橋脚天端に設置した三分力計(三成分荷重 計)である。一つの固定支承の下に8台、一つの転倒防 止支承の下に4台、計32台の三分力計を設置した。

図 3.3.5 は, RC 橋脚模型内部の軸方向鉄筋,帯鉄筋に 設置したひずみゲージの位置を示している. 軸方向鉄筋 には鉄筋の内側と外側にひずみゲージを貼り、計測時に 曲げ成分を相殺して軸方向ひずみを検出している。帯鉄 筋には鉄筋の上面に鉄筋の軸方向にひずみゲージを設置 した.

図 3.3.6 は、橋脚基部に設置した曲率測定用の変位計 である.変位計は棒状変位計である.橋軸方向と橋軸直 角方向の曲率を測定するように、各軸方向に10台の変位 計を設置した. さらに、45度方向に基部のみに各1台の 変位計を設置した.

図 3.3.7 は、三次元変位測定の測定点と測定点番号を 示している。測定点は LED を用いた発光体である。計測 は、複数台のカメラを用いて各測定点の絶対変位を計測 し、後処理にてフーチング(47 測定点)からの相対変位 にて表示することにした.

#### 表 3.3.1 計測成分 Table 3.3.1 Measuring points.

	(a)Acceleronieters		
ID	Objective	Direction	Number of channels
A-1~12	Table acceleration	X,Y,Z	12
A-13~24	Footing acceleration	X,Y,Z	12
A-25~39	Acceleration at the top of column (7.5m from the base)	X,Y,Z	15
A-40~47	Acceleration at 6.0m from the base	X,Y	8
A-48~55	Acceleration at 4.0m from the base	X,Y	8
A-56~63	Acceleration at 2.0m from the base	X,Y	8
A-64~105	Acceleration at Yp(W) deck and mass blocks on it	X,Y,Z	42
A-106~147	Acceleration at Yn(E) deck and mass blocks on it	X,Y,Z	42
A-148~153	Acceleration at Yp(W) end support	X,Y,Z	6
A-154~159	Acceleration at Yn(E) end support	X,Y,Z	6
A-160~167	Acceleration of center frame at 2.0m from the base	X,Y	8
A-168~175	Acceleration of center frame at 4.0m from the base	X,Y	8
A-176~183	Acceleration of center frame at 6.0m from the base	X,Y	8
A-184~191	Acceleration of center frame at 7.5m from the base	X,Y	8

(a)  $\land$  ccelerometers

(b)Load cells

ID	Objective	Number of points	Number of channels
L1~32	Inertia force at the top of the column	3 directions @ 32 load cells	96

# 防災科学技術研究所研究資料 第 331号 2009 年 1 月

(c)Strain	gauges

ID	Objective	Number of	Number of
ID	Objective	points	channels
S - 1 ~168	Strain of longitudinal bars	168	168
S-169~256	Strain of ties	88	88

(d) Displacement transducers			
ID		Number of	Number of
ID	ID Objective		channels
D1~16	Uplift and slide of the footing	4 @ 4 faces	16
D17~24	Column displacement at 2.0m from the base	2 directions @ 4 faces	8
D25~32	Column displacement at 4.0m from the base	2 directions @ 4 faces	8
D33~40	Column displacement at 6.0m from the base	2 directions @ 4 faces	8
D41~48	Column displacement at 7.5m from the base	2 directions @ 4 faces	8
D49~52	Vertical column displacement at the bottom of lateral beam	2 points @ 2 faces	4
D53~54	Lateral displacement of movable bearing on Yp(W) end support in longitudinal direction	2	2
D55~56	Lateral displacement of movable bearing on Yn(E) end support in longitudinal direction	2	2
D57~60	Displacement of movable bearing on Yp(W) end support in transverse and vertical directions	4	4
D61~64	Displacement of movable bearing on Yn(E) end support in transverse and vertical directions	4	4
D65~74	Vertical displacement for curvature in Xp face	10	10
D75~84	Vertical displacement for curvature in Xn face	10	10
D85~94	Vertical displacement for curvature in Yn face	10	10
D95~104	Vertical displacement for curvature in Yp face	10	10
D105~108	Vertical displacement at the column base	4	4
D109~112	Vertical displacement between the top of the column and Yp(W) deck	4	4
D113~116	Vertical displacement between the top of the column and Yn(E) deck	4	4

# (d) Displacement transducers

-

(e) Vele	ocimeters
----------	-----------

ID	Objective	Number of	Number of
ID	Objective		channels
	A sector of the sector in the sector of the sector of the Constant	3 directions	
V1~9	Acceleration, velocity and displacement measured at footing	@ 3	9
	by velocimeter	components	
	A sector of the	3 directions	
V10~18	Acceleration, velocity and displacement measured at the top	@ 3	9
	of column by velocimeter	components	



図 3.3.1 震動台, RC 橋脚模型加速度計設置位置 Fig 3.3.1 logation of accelerameters on shaking table and acc







図 3.3.3 RC 橋脚模型変位計設置位置

Fig.3.3.3 Location of displacement transducers.



図 3.3.4 RC 橋脚天端三分力計設置位置 Fig.3.3.4 Location of load cells.



図 3.3.5 RC 橋脚模型鉄筋ひずみゲージ設置位置 Fig.3.3.5 Location of strain gauges for reinforcing bars.



図 3.3.6 曲率測定用変位計設置位置

Fig.3.3.6 location of displacement transducers for curvature.





(a) 制御室側正面から見た写真(1~17番)

(b) 裏側から見た写真(18~32番)



(c) 橋脚下部のマーカー配置(35~47番)

図 3.3.7 三次元変位測定 マーカーの配置と番号割当て Fig.3.3.7 Location of markers for three dimensional displacement measurements.

#### 3.4 入力地震動

構造物に作用する地震動は,基礎構造-周辺地盤系の動 的相互作用効果により、地表面上で観測される地震動に 比べてその地震動強度が低下することが古くから知られ ている[3.4.1]~[3.4.3]. そのため、実際に構造物に作用す る地震動を有効入力地震動、地震動強度が低下すること を入力損失と呼ぶことがある.このような現象は、多く の構造物に甚大な被害をもたらした 1995 年兵庫県南部 地震でも観測されている[3.4.4], [3.4.5]. 構造物の実物大 震動破壊実験を目的とした三次元震動破壊実験施設 (E-Defense) を利用した震動実験においても、この動的 相互作用の影響を考慮した形で加震実験を行うのが望ま しい、しかし、E-Defense ほどの大型の震動台でも、半無 限地盤としての波動の逸散現象等を精度良く模型化する ことはできないため、上述した有効入力地震動を模型に よって再現することは難しい.特に、対象とする構造物 の模型が大きくなればなるほど、構造物と遠方地盤間の 距離が短くなるため、半無限地盤としての挙動を模型に よって実現することはより難しくなる. このような状況 下では、 E-Defense の加震に用いる入力地震動そのもの に動的相互作用による地震動の低減効果を考慮する必要 がある

本節では、加震実験に用いる模型構造物を基礎固定と した場合に、加震台に作用させる地震動に動的相互作用 による低減効果をどの程度見込めばよいかの検討を行っ た.具体的には、1基の下部構造(RC橋脚・基礎構造) とそれが支持する上部構造重量を梁要素、周辺地盤を 2 次元平面ひずみ要素でモデル化し、地盤や橋脚の非線形 化と相互作用を考慮した地震応答解析を行い、自由地盤 上の地震動に比較してフーチング上の地震動の強度がど の程度低下するかを検討した.

### 3.4.1 対象とした地盤と構造物のモデル化

(1) 対象とした地盤と橋梁構造物

基礎構造-周辺地盤系の動的相互作用効果は、対象と する地震動の特性によっても変化する.ここでは、 E-Defense で計画されている実大橋梁構造物震動破壊実 験で用いられる、JR 鷹取駅記録の水平2成分を検討対象 とした.

観測地震動には、震源メカニズムの特性、震源から工 学的基盤面までの伝播特性、および、工学的基盤面から 地表面にかけての増幅特性が複合した形で含まれている. JR 鷹取駅記録は、地表面上で観測された地震動なので、 表層地盤の増幅特性が反映されている.このような点を 考慮して、対象とした表層地盤は、JR 鷹取駅記録が観測 された地盤[3.4.6]とし、そこに、1995 年兵庫県南部地震 で被災した高架橋[3.4.7]が建設されている場合を想定し た.

(2) 重複反射理論による入射波の推定

JR 鷹取駅周辺の地盤調査結果[3.4.6]を参考に,表層地 盤を表 3.4.1 に示す 8 層の平行成層構造でモデル化した. 地表面から深さ 12.6 <sup>m</sup> 位置にせん断弾性波速度  $V_{S}=300$  <sup>m/s</sup> の層の上面があり、そこを工学的基盤面と し、その層が半無限に連続していると仮定した.JR 鷹取 駅周辺の地盤調査では、地盤の動的変形特性 ( $G/G_0 \sim \gamma$ ,

h<sup>~γ</sup>関係)は得られていないので,旧建設省土木研究所 の研究成果[3.4.8], [3.4.9]を参考に,図 3.4.1 に示すよう にモデル化した.

地表面上で観測された地震動から,工学的基盤面への 入射波(露頭基盤波)の推定は,1次元の重複反射理論 によって行った.地盤の材料非線形性は,等価剛性と等 価減衰定数で評価したが,それらを図 3.4.1 に示した地 盤の動的変形特性から求めるために必要な有効せん断ひ

ずみ $\gamma_{eff}$ は,式(3.4.1)によって求めた.

$$\gamma_{eff} = \alpha \cdot \gamma_{\max} \tag{3.4.1}$$

ここで,

 α:等価線形化法において有効せん断ひずみを求める際
 の係数

解析では、地盤や構造物の地震応答に大きな影響を与 えない高振動数成分(10Hz以上)はカットし、推定され る入射波に観測地震動には存在しない高振動数成分が現 れないようにした.

等価線形化法において有効せん断ひずみを求める係数

αの値を0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.65, 0.7と変化 させた[3.4.10].

図 3.4.2 は、 $\alpha = 0.3$  とした場合の入射波の加速度応答 スペクトル (2E 表示) と観測地震動を比較したものであ る. 図には、E-W 成分の結果を示してある. 図より、地 表面上と入射波という違いはあるが、解析結果と観測結 果の加速度応答スペクトルの周期特性と応答スペクトル レベルの大小関係は整合していることがわかる.

図 3.4.3 は、等価線形解析による繰り返し計算の最終 値(収束値)より求めた各層の有効ひずみ、有効ひずみ に相当する等価剛性(初期せん断剛性に対する比)と等 価減衰定数を示す.地盤を等価剛性と等価減衰定数でモ デル化する場合には、地盤の剛性と減衰定数は、図 3.4.1 に示した値を用いている.

No.	Depth (m)	Soil type	Shear elastic wave velocity (m/sec)	Sand with gravel (kN/m <sup>3</sup> )	
1	- 0-	Silty fine sand	137	15.69	$\nabla$ Grand
2	- 0.8-	Sand with gravel	202	19.61	water
3	- 3.3-	Clay	267	16.67	level
4	$\begin{bmatrix} 3.9 \\ 6.9 \end{bmatrix}$	Sand with clay	197	17.65	
5	$\begin{bmatrix} 0.2 \\ 8.1 \end{bmatrix}$	Sand with gravel	249	19.61	
6	$\begin{bmatrix} 0.1 \\ 10.5 \end{bmatrix}$	Sandy clay	231	17.65	
7	10.3	Sand with clay	193	17.65	
8	$\begin{bmatrix} 11.7 \\ 12.6 \end{bmatrix}$	Sand with gravel	278	19.61	
	- 12.0-	Engineering bedrock	300	20.59	

表 3.4.1 JR 鷹取駅地盤の特性 Table 3.4.1 Soil profile at JR Takatori St..



図 3.4.1 土のせん断応力及び減衰定数とせん断ひずみの関係





図 3.4.3 有効歪, 等価剛性, 等価減衰定数

(3) 地盤と構造物のモデル化

図3.4.4は、検討に用いた解析モデルである. 表層地盤 は、平面ひずみ要素でモデル化した. 平面ひずみ要素の 奥行き方向の幅は、フーチング幅(9.5m)と同じとした [3.4.11].

波動の逸散を考慮できるように,底面に粘性境界要素

を設けた.底面粘性境界要素の粘性減衰定数<sup>C</sup>Bは,式 (3.4.2)に示すように,工学的基盤と仮定した地盤の密度

 $\rho$ とせん断弾性波速度 $V_S$ から求めることができる.

$$C_B = \rho \cdot V_S \tag{34.2}$$

側方にも波動の逸散を考慮できるように境界条件を 設定する必要があるが、 側方境界は、 底面粘性境界とは 異なり、表面波の成分を含む波動を吸収させる必要があ り、これに関しては様々な提案がある[3.4.12]. ここでは、 後述するように地盤や橋脚の非線形性をできるだけ忠実 に追跡することを目的としているので、これ以降の解析 を全て時間領域で行うことと、底面粘性境界のように物 理的に解析モデルのパラメーターを容易に決定すること ができない境界条件は用いないという方針の下、側方境 界を水平方向に可動としてモデル化した. このような古 典的な境界条件でも、着目している構造物から側方境界 が十分離れていれば側方への波動の逸散現象を適切にモ デル化できることが知られており、図 3.4.4 では、十分 遠方(フーチング幅の約10倍の距離 = 100m)に水平方 向と回転方向は自由, 鉛直方向は固定とするローラーを 配置した.

Rigid connections (	$\gg$ Weight of the
at pile heads 🔺	superstructure
The ground shall be	portion supported by the substructure
modelled as large	body concerned
$region as possible \square$	
so that the range in	HT1
<sup>△</sup> which the influence	
fof the dynamic	cast-in-place
interaction of the	RC pile
structure and the	
ground may become	
small enough	
Visc	ous NM
boun	dary Incident wave



粘性減衰マトリックス [C] は, 式(3.4.3)と式(3.4.4) に示 すように要素剛性比例型減衰としてモデル化した.

$$[C] = \sum_{i=1}^{e} \frac{h_i}{\pi f_0} [K_i]$$
(3.4.3)

$$f_0 = \frac{1}{T_G}$$
(3.4.4)

ここで,

 $h_i$ :要素iの減衰定数

 $f_0: 基準振動数でここでは、地盤の1次固有周期<math>T_G$ から求めた.

2次元モデルの地盤の動的変形特性(G~r, h~r 関係)の検討には、図 3.4.3 に示す1次元の等価線形化法から求めた等価剛性モデルと、骨格曲線を双曲線モデル(以後、H-Dモデルとする)で表し、除荷・再載荷の履歴を Massing 則でモデル化した履歴モデルの2種類を用いた.これは、地盤の非線形モデルが異なっても、前述した入射波を入力地震動として求めた地表面上の加速度波形が観測地震動を再現できれば、ここで対象としている問題は地盤の非線形モデルの違いによって解が大きく変化するものではないことが確認でき、得られた解の信頼度が増すからである.

地盤を等価剛性と等価減衰定数でモデル化する場合は、 地盤の減衰定数は、図 3.4.3 に示す等価減衰定数を平面 ひずみ要素に与えた.地盤を H-D モデルでモデル化する 場合には、図 3.4.1 に示す地盤の動的変形特性における 微小ひずみ時 $\gamma = 10^{\circ}$ の減衰定数を平面ひずみ要素に与 えた. 橋脚の構造減衰定数は 2%を基本とした. これは、 橋脚の線形域における減衰効果を表したものである. 橋 脚を線形梁要素でモデル化する場合には、等価減衰定数 として 5%が用いられることが多いが各解析ケース間の 応答を比較しやすいように 2%で統一した. 線形梁要素 でモデル化した杭基礎(杭体)の等価減衰定数は 5%と した.

解析対象とした橋脚は段落しを有する RC 橋脚 (C1-2) であり,軸方向鉄筋の変化に応じて曲げモーメント-曲率 関係を変化させ,履歴特性を Takeda 型モデルで表した. 橋脚が降伏に達する時の水平力を水平震度で表すと約 0.5 となる.

JR 鷹取駅記録が観測された地盤において, 検討対象橋 の杭基礎を半無限長の杭として仮定できるかをチェック した. 地盤の剛性として微少ひずみ時の剛性を用いて求 めた杭の特性値  $\beta$  と杭長  $\ell$  から求められる  $\beta \ell$  を求める と  $\beta \ell = 3.98 > 3$  となり, 半無限長の杭として挙動するこ とになる.

(4) 固有振動特性

図 3.4.5 は、地盤だけをモデル化した 2 次元 FEM モデ ルの固有振動モードである. 表 3.4.1 に示す地盤に生じ るひずみが γ=10<sup>-6</sup> 時のせん断剛性(初期剛性)を与え た場合は 1 次の固有周期は  $T_e$  =0.23 秒, 図 3.4.3 に示す 有効ひずみ  $\gamma$  eff に相当する等価剛性を与えた場合は  $T_e$ =0.37 秒となる。初期剛性, 等価剛性のいずれを用いて も、1 次と 2 次の固有振動モード形はほぼ同じになる。

図 3.4.6 は、橋脚-基礎構造-地盤系を考慮した 2 次元 FEM モデルの固有振動モードである.全体系の 1 次は、 橋脚の振動が卓越しており、その固有周期は地盤の剛性 として等価剛性を用いた場合には 0.44sec,初期剛性を用 いた場合には 0.43sec となる.橋脚の振動が卓越する固 有振動モードの固有周期は、地盤の剛性の影響をほとん ど受けていない.全体系の 2 次は、地盤の振動が卓越し ており、その固有周期は、図 3.4.5 の(1)とほぼ同じであ る.

(1) First mode (0.37 s for Equivalent stiffness, and 0.23 s for Initial stiffness)

(2) Second mode (0.12 s for Equivalent stiffness, and 0.08 s for Initial stiffness)

図 3.4.5 2次元地盤 FEM モデルの固有振動モード Fig.3.4.5 Mode shapes of free field system.



(1) First mode (0.44 s for Equivalent stiffness, and 0.43 s for Initial stiffness)

- (2) Second mode (0.35 s for Equivalent stiffness, and 0.22 s for Initial stiffness)
- 図 3.4.6 橋脚-基礎構造-地盤系 2 次元 FEM モデルの固 有振動モード
- Fig.3.4.6 Mode shapes of soil-structure interaction model.

(5) 2次元モデルによる観測地震動の再現性

図 3.4.7 の(1)は、地盤に図 3.4.3 に示した等価剛性と 等価減衰定数を与えた 2 次元 FEM モデルより得られた地 表面上における加速度波形を比較したものである.入射 波は、10Hz 以上の高振動数成分をカットして推定されて いるために、解析より求めた地表面上の加速度波形には、 観測された加速度波形にみられる高振動数成分が混在し ていないが、両者の波形は良く近似していることがわか る.最大加速度は観測地震動よりも解析値の方が小さい が、これは 10Hz 以上の高振動数成分をカットして入射 波を求めているためである.

図の中段は加速度応答スペクトルである. 周期 0.2 秒 よりも短周期側で,解析地震動の加速度応答スペクトル の応答レベルが解析値よりも小さくなっている点を除け ば,周期特性と応答レベルはともに良く近似している.

図の下段はフーリェスペクトルである. 解析結果は観 測結果を良く近似していることがわかる.

図 3.4.7 の(2)は、地盤を H-D モデルで表した 2 次元 FEM モデルより得られた地表面上における加速度波形を比較 したものである. 図の上段より、等価線形化モデルを用 いた場合と同様に、解析より得られた地盤の加速度波形 は観測波形をよく再現しており、加速度応答のピーク値 も-0.65g となり、等価線形化モデルを用いた場合よりも 観測地震動に対する近似度が高くなっていることがわか る.

図の中段に示す加速度応答スペクトルは,等価線形化 モデルでは近似度が低かった周期 0.2 秒より短周期側で 解析結果と観測結果の近似度が向上していることがわか る.しかし,等価線形化モデルでは良く近似していた 0.4 秒付近の加速度応答スペクトルの近似度は低下している。 周期 0.2 秒よりも短周期側の近似度が改善されたのは, 地盤に生じるせん断ひずみが小さい領域では,H-Dモデ ルのせん断剛性 *G(γ)* が等価線形モデルの等価せん断 剛性 *G(γ eff)* よりも大きく,短周期成分が等価線形化 モデルよりも強くでるモデルとなっているからである。

図の下段に示すフーリェスペクトルは,等価線形化モ デルと同様に解析結果が観測結果を良く近似しているこ とを示している.

以上より,地盤を平面ひずみ要素でモデル化した2次 元 FEM 解析モデルは,重複反射理論(1次元等価線形解 析)と同程度の精度で観測地震動を求めることができる ようにモデル化されていることがわかる.



Fig.-3.4.7 Comparison of acceleration and spectrum between observed and analysis at ground surface

図 3.4.7 観測波形と解析波形の加速度と加速度応答スペクトルの比較

### 3.4.2 2次元 FEM 動的解析による橋脚-基礎構造-地盤系 モデルによる加速度応答

図 3.4.8 は,解析より得られた橋脚基部(フーチング上)と遠方地盤および観測地震動の加速度応答スペクト ルを比較したものである.

図の(2)は、地盤を等価線形モデルで表し、橋脚を線形 梁要素でモデル化した場合の結果である。加速度応答ス ペクトルを橋脚基部と遠方地盤で比較すると、周期 1.1 秒よりも短周期側で橋脚基部の応答レベルが小さくなっ ていることがわかる。

図の(3)と(4)は、地盤の非線形性をH-Dモデルで表し、

(3)は橋脚を線形梁要素,(4)は橋脚を非線形梁要素でモデ ル化した場合の結果である.橋脚基部の応答を加速度応 答スペクトルによって表すと,橋脚の非線形性の影響は ほとんど現れていないことがわかる.図の(2)に示した地 盤の非線形性を等価線形化モデルで表した場合よりも, 橋脚基部を加速度応答スペクトルが遠方地盤のそれより も小さくなる周期帯が,周期1.0秒よりも短周期側となっ ており,その範囲が僅かに狭くなっている他は,地盤の 非線形性の考慮の仕方による違いは,それほど著しいも のではない.



**Fig.3.4.8** Comparison of acceleration response spectra at the bottom of pier and far field (EW component).

#### 3.4.3 動的相互作用を考慮した入力地震動の低減効果

図 3.4.9 は、橋脚基部と遠方地盤の応答を加速度応答 スペクトル比によって整理したものである. 図の(1)は、 地盤を等価線形化モデルで表した場合と H-D モデルを 用いた場合の比較で、橋脚は線形梁要素でモデル化され ている. 図の(2)は、地盤は H-D モデルを用い、橋脚を線 形梁要素でモデル化した場合と非線形梁要素でモデル化 した場合を比較したものである. 図には、JR 鷹取駅記録 のN-S成分とE-W成分を入力した場合の結果を独立に示 している. 地盤や橋脚のモデル化の違いに関係なく、低 減率の最大値は、何れの場合も約 50%である.

図の(1)より,地盤の非線形性を等価線形化モデルとした場合とH-Dモデルとした場合では,等価線形化モデルの方が僅かに低減率が大きく得られていることがわかる. 等価線形化モデル,H-Dモデルともに,橋脚の振動が卓越する固有振動モードの固有周期よりも長周期側になると,入力地震動の低減率が大きく低下することがわかる.特に,H-Dモデルでは,この傾向が著しい. 図の(2)より,橋脚の応答が非線形域に入ると,低減率 が小さくなることがわかる.低減率の変化の様子も異な り,橋脚が線形域にある場合は,地盤の振動が卓越する 固有振動モードの固有周期から橋脚の振動が卓越する固 有振動モードの固有周期間で低減率はほぼ一定である.

しかし,橋脚の応答が非線形域に入ると,地盤の振動 が卓越する固有振動モードの固有周期から固有周期が長 くなるとともに徐々に低減率が低下する.

橋脚の振動が卓越する固有振動モードの固有周期より も長周期側で入力地震動の低減効果が小さくなるという 事象は、平成12年6月に改正された建築基準法施行令の 限界耐力計算法の中に導入された動的相互作用効果にも 反映されている[3.4.13].しかし、上部構造物の剛性(固 有周期)が時間的に変化する場合の低減率の与え方には、 まだ多くの課題が残されている.地盤や橋脚の非線形モ デルの違いにかかわらず、周期1.0秒よりも長周期側で は、入力地震動の低減効果はほとんどない.これに関し ても、地盤や橋脚の動的特性だけでなく、入力地震動の 特性が影響を与えている可能性があり、今後の検討課題 である.




# 3.4.4 実大橋梁構造物震動破壊実験で用いる入力地震 動

地盤を2次元平面ひずみ要素でモデル化し、1基の下 部構造(RC橋脚-杭基礎系)とそれが支持する上部構造 重量からなる構造系に作用する地震動が、動的相互作用 によってどの程度低減するかを解析的に検討した。1種 類の地盤と橋脚、地震動を対象としただけの検討ではあ るが、上記の解析から以下のような結果が得られた。

1)フーチング上面における入力地震動の低減効果は, 最大で約50%とあるが,橋脚の振動が卓越する固有振動 モードに相当する固有周期よりも長周期領域では,低減 効果は徐々に低下し,周期1秒よりも長周期側では低減 効果はない.

2)地盤の非線形性を等価線形とした場合よりも,非線 形履歴モデルで表した場合の方が低減効果は低下する.

3)橋脚が線形応答する場合よりも非線形応答する場合 の方が、低減効果は小さい。

以上の結果を踏まえて, C1-1 実験では, 1995 年兵庫県 南部地震において JR 鷹取駅の周辺地盤上で観測された 強震記録の 80%に相当する地震動を入力地震動として採 用することにした.本節の検討によれば,低減率は周期 依存性を有しており,これを正確に入力地震動に反映さ せようとすると,オリジナルの観測記録が有していた周 期特性も変化してしまう.もとより,橋梁建設地点の地 盤条件や基礎条件によって有効地震動は変化すべきもの であるが,今回のC1-1実験では1970年代に建設された 標準的な橋脚の破壊特性を研究することが目的であり, 特定のある橋脚の耐震性を検討することが目的ではない. また,各種条件で地震動の特性は複雑に変化するが,ベ ンチマーク実験としては,こうして個々に推定される地 震動を用いることよりも,"1995年兵庫県南部地震の際 に観測された強震記録"を入力として使用することの意 味の方が大きい.

以上の点から、C1-1 実験に用いる入力地震動としては、 オリジナルのJR鷹取記録の周期特性は変化させず、振 幅特性だけをオリジナルの80%に低減させることとした. オリジナルの記録と区別するために、これを"実地震動 レベル"の地震動と呼ぶことにする.

#### 3.5 加振条件

計画開始からおよそ 10 年の歳月を経た 2005 年 3 月, 兵庫県三木市に実大三次元震動破壊実験施設(愛称: E-Defense)が完成した.その運用は 2005 年 4 月より開 始され,これまでの 3 年間の運用にて 26 課題の実験を滞 りなく遂行している.その中でも、今回実施された鉄筋 コンクリート橋脚の実大破壊実験は、ほぼ全ての負荷を 支える橋脚を破壊することにより、最も難しい実験とさ れた.ここでは,E-Defenseの加振に関わる震動台の仕様、 加振システム、実験における加振条件について述べる.

#### 3.5.1 震動台の構成



図 3.5.1 震動台の模式図 Fig.3.5.1 Shaking table of E-Defense.

振動台とは、地面などに見立てた鋼製の箱に動的アク チュエータを連結し、アクチュエータをリアルタイムで 制御、駆動することによって、振動台に搭載した構造物 の地震応答を再現するための装置である.図 3.5.1 に E-Defenseの震動台の模式図を示す.20m×15mの鋼製の 震動テーブルにアクチュエータが、水平二方向に5機ず つと鉛直に14機の計24機取り付けられている.この鋼 製のテーブルだけで、800t近い質量がある.アクチュ エータの反力は周囲のコンクリート製の基礎が負担す るが、その基礎の重量が20万tもある.震動台の最大搭 載重量が1,200tであるので、震動台本体と合わせた2,000t の加震重量に対して、100倍の重量で抵抗しているわけ である.それでも最大加震中の実験棟内では、20万tの 基礎を介して震度1,2程度の僅かな震動が伝わってくる.

#### 3.5.2 震動台の仕様

震動台の性能は、搭載可能重量・加振力・最大速度・ 最大変位などによって表される.表 3.5.1 に、震動台の 性能を示す、性能で目に付くのは、その搭載能力と変位 量の大きさである.実大実験を行うことを主目的とした この仕様により、世界最大規模の震動台と称している. 中小規模振動台では縮小実験も実施するため,時間軸を 縮小した比較的大きな加速度性能が要求されるが. E-Defense の実験は実大実験を基本とするため、むしろ速 度・変位に大きな性能が要求される.表に掲げた数値は、 兵庫県南部地震での震度7に相当する地震動,具体的に は、1995年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で記録され た地震波形を再現できる値となっている。水平方向と鉛 直方向の周波数と積載質量に対応した加振限界性能につ いて図 3.5.2 に示す. なお, E-Defense の震動台は, 実大 の構造物に対して実際の地震を立体的に模擬することが 出来ることから、あえて震動という漢字を充てて震動台 と呼んでいる.

表 3.5.1	震動台の仕様
Table 3.5.1	Major specification of shaking table.

3D Full-scale earthqu	ake testing facility	
Payload	12 MN (1,200 tonf)	
Size	20 × 15 m	
Driving Type	Accumulator charge	e
	Electro-Hydraulic s	ervo control
Shaking direction	X & Y Horizontal	Z Vertical
Max. acceleration*	> 9 m/s/s	> 1.5  m/s/s
Max. Velocity	2 m/s	0.7 m/s
Max. displacement	1 m	0.5 m
Max. allowable	Overturning	Yawing
Moment	Moment	Moment
	150 MN × m	$40 \text{ MN} \times \text{m}$

\* Max. acceleration is at max. loading.





図 3.5.3 震動台の加振機配置位置及び寸法 Fig.3.5.3 Actuators position and size of E-Defense.

#### 3.5.3 震動台の機器配置と計測システムの基本仕様

震動台の加振機配置位置及び震動台寸法について図 3.5.3 に示す.各アクチュエータには、その加振方向に呼応した名称が付けられている.計測システムのチャンネル数、A/D分解性能、最大サンプリング周波数等の基本 仕様を表 3.5.2 に示す.これに加えて、震動台内部に格納した A/D アンプの基本仕様についても記載する.図 3.5.4 に、試験体に取り付けたセンサから A/D アンプを 介して計測制御棟へ信号が流れるイメージ図を示す.写真の方向と方角は、あくまでも装置、センサ等の設置で 参考とされるものであり、実験者が定める入力加振の方向を決めるものではない.

表 3.5.2	計測シス	、テムの基	基本仕様
---------	------	-------	------

 Table 3.5.2
 Major specification of monitoring system.

물니	L 3Ad	_		<u>ה</u> #דר	+	LL+#
61	「沢リ	7-	-20	ノ本	ቝ	111家

		チャンネル数	A/D分解 能	最大サンプリング 周波数
制御用データ(震	動台応答データ)	64ch	24bit	2kHz
試験体計測デー タ	一般サンプリング DCアンプ	800ch	24bit	2kHz
	一般サンプリング ACアンプ	64ch	24bit	2kHz
	高速サンプリング	32ch	16bit	1 MHz
81		960ch	-	-

計測用A/D内蔵アンプの基本仕様

道用センサー	ひずみ型、電圧入力型、サーボ型、LVDT(64ch:一般サンプリング))
測定レンジ	ひずみ型:200, 500 ,1k, 2k, 5k, 10k, 100,000 μ ε (BV=10V時) その他 :1~10,000のゲイン
セルフチェック	入力より基準電圧を印加してアンプ内部のレベルチェックを行う



図 3.5.4 計測機器の配置イメージ図 Fig.3.5.4 Sketch of arrangement of monitoring Equipments.

# 3.5.4 震動台の加振システム構成

#### (1) 加振制御の構成

震動台が動くためには、機器による構成される加振機構とそれを電気信号で操作する制御系が必要となる。図 3.5.5 に震動台の加振制御の構成イメージを示す。

制御系については、TVC (three valuable control) 制御 と震動台が油圧アクチュエータで駆動されることにより 生じる油柱共振を抑えるノッチフィルタによる基本制御 と、積載された構造物による加振波形の乱れを低減する 応用制御により構成される.TVC と応用制御で用いる反 復入力補償については別途記載する.



図 3.5.5 震動台の加振制御の構成 Fig.3.5.5 Construction of shaking control method.

#### 1) 基本制御

震動台の基本となる制御であり,加速度,速度,変位 によるフィードバック制御. どの運転にも用いる.制御 システムに組み込まれており,実験を進める研究者によ る変更は許可されない.

#### 2) 応用制御

加振制御向上のため、基本制御に付加して用いる制御 手法.目標値を調整するフィードフォワード制御.実験 を進める研究者が必要とする場合、この制御システムを 用いて入力補償波を作成し、その入力が変位、速度、加 速度振幅において加振限界内にあることを防災科研が確 認して、震動台を加振する.

加振条件には、応用制御を用いない場合であっても、 入力波が、変位、速度、加速度振幅において加振限界内 にあることを防災科研が確認し許可する手順がある.また、加振に必要なアキュムレータの全吐出量が 20kl のた め、入力波の加振に必要な量をあらかじめ解析で確認し、 その範囲内であることも条件としている.

#### (2) 加振システム構成

図 3.5.6 に震動台の加振システム構成を,制御系と加 振機構間の信号の流れと共に示す.制御系は,先に述べ たとおり基本制御,ノッチフィルタ(図中の Resonance Comp.),入力補償波を生成する応用制御(図中の Reference Generator)と各加振軸方向の操作量を24本の アクチュエータに分配する変換行列を組み込んだ装置に より構成される.加振機構は,サーボ弁とシリンダを重 要な構成要素とする油圧加振機構,アクチュエータと震 動台を結ぶリンク機構,震動台により構成される.加振 時には,震動台は試験体から反力を受けることになるが, この影響を緩和するのが,先に述べた応用制御である. 図より分かるが,震動台の状態量(加速度,速度,変位 等)は,常に基本制御器にフィードバックされ,それに よって操作量が決められ出力される.



図 3.5.6 震動台の加振システム構成



(3) TVC 手法(3 変数制御手法) について

本橋梁の実験研究の中で紹介するには若干異質な事項 となるが、今後の大規模実験にてその加振性能の高精度 化が要求された場合の1つの対応部位となるため記述す る.

基本制御系の基本制御器である TVC 手法 (3 変数制御 手法)は、震動台の加振性能を決める重要な部位である. この TVC 手法について具体的に述べると,目標値(振動 台で再現したい地震波形)と振動台の応答値(変位,速 度,加速度の3つ)の誤差に定係数を乗算して操作信号 とするフィードバックの部分と,目標値の変位,速度, 加速度それぞれに定係数を乗算して,それを操作信号と するフィードフォワード部により構成される.具体的に は、デジタル信号処理ソフトとそれを載せるハードと考 えて良い.この定係数については、震動台製作時に調整 運転によって決められており,一般には変更が許可され ない.しかし,特に震動台の加振性能に影響を与える大 規模構造物実験については,加振性能について高精度化 の要求が出た場合,基本制御系のパラメータの変更につ いて検討するべきと考える.

(4) 入力補償(応用制御)について

応用制御は,震動台の加振波の再現精度を向上させる ため,基本制御に付加して用いる制御手法である.目標 値とする波形をそのまま入力せず,まず試験体を積載し た震動台の応答を確認し,その情報から波形を成型して 入力加振する方法である.図 3.5.8 に応用制御である入 力補償(反復入力補償法)による補償波作成の手順を示 す.その手順は以下である.

1) 震動台加振の指令信号としてランダム波(ホワイトノ イズ)を入力し、入力から震動台応答までの周波数伝達 関数 (G(ω):ωは円振動数)を調べる.これを特性把握 加振と呼ぶ.

2) この伝達関数Gの逆関数G<sup>-1</sup>に, 震動台で再現したい 目標波を入力して補償波(0)を作製し, 震動台に入力し震 動台出力波形(1)を計測する.

3) 震動台出力波形(1)と目標波の誤差をG<sup>-1</sup>に入力し,先 に入力した補償波(0)を加算して,再現精度を高めた補償 波(1)を作製する.再度,震動台に入力し震動台出力波形 (2)を計測する.

4) この作業を3回から4回繰り返す.

5) 最終の補償波を入力波として実験に用いる.





•基本制御+応用制御 反復入力補償法(入力補償)



(参考:三菱重工業「電気油圧式振動台の加速度波形制御」)

図 3.5.8 入力補償(応用制御)による補償波作成の手順 Fig.3.5.8 Input reference modification with iterative technique.

#### 3.5.5 C1-1 実験における加振条件

(1) 同定加振について

同定実験では、試験体にランダム波、パルス波の加振 を行い、試験体の固有値と減衰定数を調べている。その 後、実験の度にパルス波の加振を行い、試験体の動特性 の確認を行っている。特に、パルス波については、10Hz の sin 波を3 方向に時間をずらして同時入力することで、 加振の効率を図った.加振の種類、方向、振幅、収録時 間、サンプリング間隔、フィルタ処理等の一連の加振・ 計測条件については、表 3.5.3 (1) から表 3.5.3 (4) を ご覧いただきたい.

(2) 地震波加振について

今回実施した鉄筋コンクリート橋脚の実大破壊実験は,約 300t の負荷を支える橋脚を曲げ破壊することを目的 としたもので,これまでの実験で最も危険で難しい実験 であった.最終の地震動による加振で用いる地震波形の 補償方法について,予め,破壊による試験体の長周期化 を見込んだ補償波を作製することも検討したが,上述の 通り,従来に無い難しい実験であることと,長周期化を 見込んだ補償波が見込みと異なった場合,過度の補償に よる加振増幅の危険性があることに配慮し,上記従来の 入力補償を用いて加振波形を作製し入力することとした.

再記となるが、加振条件には、応用制御を用いない場 合であっても、入力波が、変位、速度、加速度振幅にお いて加振限界内にあることを防災科研が確認し許可する 手順がある.また、加振に必要なアキュムレータの全吐 出量が 20kl のため、入力波の加振に必要な量をあらかじ め解析で確認し、その範囲内であることも条件としてい る. 表 3.5.3 (1) 橋梁コンポーネント実験(Cl-1 実験) 12月6日試験の加振・計測条件

Table 3.5.3 (1)Large-scale tests on a component models(C1-1 model) 6th Dec 2007.

備考	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調
集録方式	ゆうンジ エント手動
集録 ブロック	$JB01 \sim JB15$
センサ ファイル名	橋梁01
AEF	OFF
ローパス フィルタ	50 Hz
サンフ <sup>。</sup> リング 周波数	200 Hz
収録 時間	180sec
目標加振 レベル	
加振 周波数	Ŧ
加振 方向	慣らし加震
加振条件	
試験番号	2007-1205-001-1M
時刻	18:19
日付	2007.12.05

備考		JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14の <sup>サーポ<sup>*</sup></sup> 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14の <sup>サーボ</sup> 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調	JB04~JB14のサーボ 加速度は不調							
集録方式		トランジェント手動	トランジ、エント連動 (無補償)	トランシ <sup>、</sup> エント連動 (無補償)	トランジェント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジェント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランシ <sup>、</sup> エント連動 (無補償)	<u> デ</u> レス)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジ、エント連動 (無補償)	トランジェント連動 (無補償)	トランジェント連動 (無補償)	トランジェント手動
集録 ブロック		$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	☆ 型加速度計のみ√	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$JB01 \sim JB15$	$\rm JB01\!\sim\!JB15$	$JB01 \sim JB15$
センサ 77仙名		橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	し、バランス実施(サ	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01	橋梁01
AEF		OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	没定をサーポに	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF	OFF
ローパス フィルタ		50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	ℓ度計のフンプ 記	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz	50Hz
サンプリング 周波数	ルバランス	200Hz	200Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	200 Hz	・のサーボ型加遠	200 Hz	200 Hz				
収録 時間	全チャンネ	120sec	前5sec 中3sec 後30sec	前5sec 中3sec 後30sec	前5sec 中3sec 後30sec	前5sec 中3sec 後30sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	JB01~JB03以外	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	前5sec 中41sec 後10sec	60sec
目標加振 レベル		$20 \mathrm{gaI}$	20gal	20ga1	$20 \mathrm{gaI}$	100ga1	100gal	10%	100gal	20%	100ga1		100gal	20%	100gal	30%	100ga1	
加振 周波数	時)							基本		基本		R)		基本		基本		実験終了後
加振 方向	ランス(中立	3 軸	X車由	Y車由	甲車 Z	<b>μ</b> 曲 Υ	AYZ軸	3 軸	AYZ軸	3 軸	h体ZYX	ミリンス (一音	h≢ZYX	3 帕	h体ZYX	3 帕	AYZ軸	
加振条件	Ϋ́ζ	ランダム波	パルス波	パテス波	パルス波	パルス波	パルス波	JR鷹取波	パルス波	JR鷹取波	パルス波		パルス波	JR鷹取波	パルス波	JR鷹取波	パルス波	ゼロ点計測
試験番号		2007-1206-004-1M	2007-1206-005-1M	2007-1206-006-1M	2007-1206-007-1M	2007-1206-008-1M	2007-1206-009-1M	2007-1206-010-1M	2007-1206-011-1M	2007-1206-012-1M	2007-1206-013-1M		2007-1206-014-1M	2007-1206-015-1M	2007-1206-016-1M	2007-1206-017-1M	2007-1206-018-1M	2007-1206-020-1M
時刻	14:40	15:02	15:25	15:37	15:47	16:13	16:43	16:55	17:11	17:26	17:38	18:05	18:20	18:44	18:56	19:15	19:24	19:47
日付								_	0000 10 000	2001.12.00		_		_				

12月7日試験の加振・計測条件	els(C1-1model) 7th Dec 2007.
<b>§梁コンポーネント実験(C1-1 実験)</b>	Large-scale tests on a component mode
-14 <del>2</del> -	(2)
表 3.5.3 (2)	Table 3.5.3

日付	時刻	試験番号	加振条件	加振 方向	加振 周波数	目標加振 レベル	収録 時間	サンプ。リング 周波数	ローパス フィルタ	AEF	センサ 77 仙名	集録 ブロック	集録方式	備考
	8:24	2007-1207-001-1M	ц	点計測(朝-	→番)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁01	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	
	12:39	2007-1207-002-1M	ギロチ	:計測(バラ:	ンス前)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁01	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
	13:00		×	ランス(中立	(時)		全チャンネ	ルバランス	く (バランス前(	Z635ch∼,	640ch춘LPF9	50Hz設定にする)		
	13:09	2007-1207-003-1M	単ロチ	:計測(バラ:	ンス後)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
	14:05	2007-1207-004-1M	ランダム波(調整)	6車曲	特性把握	調整	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	14:31	2007-1207-005-1M	ランダム波(A)	9曲	特性把握	30ga1	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
2007.12.07	14:58	2007-1207-006-1M	ランダム波(B)	9申申	特性把握	30ga1	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	15:26	2007-1207-007-1M	ランダム波 (C)	9申申	特性把握	30ga1	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	15:52	2007-1207-008-1M	JR鷹取波(1回目)	3 車由	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	<sup>トランジ、</sup> ェント連動 (入力補償)	
	16:12	2007-1207-009-1M	JR鷹取波(2回目)	3 車由	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	$50 \mathrm{Hz}$	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	トランジ <sup>、</sup> エント連動 (入力補償)	
	16:35	2007-1207-010-1M	JR鷹取波(3回目)	3 車由	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	$50 \mathrm{Hz}$	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	トランジ <sup>、</sup> エント連動 (入力補償)	
	16:59	2007-1207-011-1M	JR鷹取波(4回目)	3 軸	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	トランジ <sup>・</sup> エント連動 (入力補償)	
	17:08	2007-1207-012-1M	ゼロ点	(計測(実験)	终了後)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁02	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	

12月12日試験の加振・計測条件 橋梁コンポーネント実験(C1-1 実験) 表 3.5.3 (3) Table 3.5.3 (3

•
$\sim$
0
õ
$\widetilde{\sim}$
$\circ$
Ð
Õ
н
_
<u>+</u>
5
64
_
_
e e
ъ
0
ā
日
_
_
(1)
2
č
1
്ല്
Ť
ž
2
8
-
÷
ц
O
ā
5
ž
<u> </u>
R
1
$\sim$
$\circ$
~
D
2
$\circ$
S
÷
$\infty$
o
+
(1)
Ĕ
а
ు
Š
- ï
O
bß
- <del>1</del>
g
. í
$\sim$
3
0
-
-
(1)
i
Ń
3.5
3.5.
e 3.5.
le 3.5.
ble 3.5.

「刻」	試驗番号	加振条件	力 方向	加振 周波数	目標加振 レベル	収録 専間	サンフ°リング、 周波数	ローパスフィルタ	AEF	センサ 77 <i>仙</i> 名	集録 ブロック	集録方式	備考
	2007-1212-001-1M	1 A	ュ点計測(朝-	(舞1		60sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
	3 2007-1212-002-1M		慣らし加震	<b></b>		180sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
	1 2007-1212-003-1M	ゼロ点計測	削(計測系チ:	エックの為)		10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
1 5	7 2007-1212-004-1M	بر ت ا	京計測(バラ)	ンス前)		60sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$\rm JB01\!\sim JB15$	トランシ゛ェント手動	
1 8		× ×	ランス(中立	[時)		歪以外バラ	ンス (614, 0	535, 683 <i>0</i> , ≟	臣もバラン	(と)			
1	7 2007-1212-005-1M	パルス波	XYZ韩由		100gal	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジ、エント連動 (無補償)	
10	t 2007-1212-006-1M	JR鷹取波	3軸	入力補償 波	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジ <sup>・</sup> エント連動 (入力補償)	
1	7 2007-1212-007-1M	ĄПŻ	京計測(実験)	終了後)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$\rm JB01\!\sim JB15$	トランジェント手動	

表 3.5.3 (4) 橋梁コンポーネント実験(Cl-1 実験) 12月13日試験の加振・計測条件 Table 3.5.3 (4) Large-scale tests on a component models(Cl-1model) 13th Dec 2007.

日付	時刻	試驗番号	加振条件	力振	加振 周波数	目標加振 マベゼ	乜 畴 間	サンフ。リング 周波数	ローパスフィルタ	AEF	センサ 77 仙名	集録 ブロック	集録方式	備考
	8:04	2007-1213-001-1M	٦ ج	ュ点計測(朝-	(暴-		60sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	
	13:42	2007-1213-002-1M	Ч́л́д	点計測 (バラ:	ンス前)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	
	14:14		×	ランス(中立	時)		歪以外バラ	ンス (614,4	635, 683 <i>0</i> , ≟	歪もバラン	(と)			
	14:32	2007-1213-003-1M	パテス波	hhZYX		100gal	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (無補償)	
	14:49	2007-1213-004-1M	JR鷹取波	3 单拍	入力補償 波	100%	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (入力補償)	
	15:03	2007-1213-005-1M	パルス波	h抻ZYX		100gal	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (無補償)	
	15:10	2007-1213-006-1M	Ϋ́□Ă	点計測(実験)	終了後)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	
	15:53	2007-1213-007-1M	цĄ	点計測(再実	5験前)		60sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント手動	
2007.12.13	3 17:10	2007-1213-008-1M	ランダム波(A)	9	特性把握	50gal	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	17:16	2007-1213-009-1M	ランダム波(B)	9	特性把握	50gal	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	17:22	2007-1213-010-1M	ランダム波(C)	9单印	特性把握	50gal	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	ランダム波 特性把握	
	17:36	2007-1213-011-1M	JR鷹取波(1回目)	3 軸	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (入力補償)	
	17:44	2007-1213-012-1M	JR鷹取波(2回目)	3軸	入力補償	30%	前5sec 中41sec 後10sec	200Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (入力補償)	
	17:55	2007-1213-013-1M	パルス波	hhZYX		100ga1	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (無補償)	
	18:11	2007-1213-014-1M	JR鷹取波	3 单拍	入力補償 波	100%	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (入力補償)	
	18:19	2007-1213-015-1M	パルス波	h抻ZXX		100gal	前5sec 中41sec 後10sec	200 Hz	50Hz	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランジェント連動 (無補償)	
	18:24	2007-1213-016-1M	Ϋ́IJĂ	点計測(実験)	終了後)		60sec	200Hz	$50\mathrm{Hz}$	OFF	橋梁03	$JB01 \sim JB15$	トランシ゛ェント手動	

#### 4. 地震応答特性と破壊特性

# 4.1 橋脚模型の振動特性

表 4.1, 図 4.1 は,加震実験の前後に実施した 1 m/sec<sup>2</sup> (100 gal) パルス波による加振により得られた固有振動 数と固有周期をまとめた結果である.水平2方向の固有 周期は橋脚基部から 7.37m の位置に設置された変位計を, 上下方向の固有周期は橋脚天端(基部から7.5mの位置) に設置された加速度計を用いて算出している. これによ れば、橋脚模型のセットアップ完了時の橋軸直角(X) 方向,橋軸(Y)方向の固有周期(振動数)はそれぞれ 0.548 秒 (1.82 Hz), 0.463 秒 (2.16 Hz) である. なお, 加速度計が正しく計測できなかったため、上下(Z)方 向の固有周期は算出できなかった.このあと、実地震レ ベルの実験の前に加震振幅 10%, 20%, 30%の予備実験 がそれぞれ1回,2回,6回行われており,これにより水 平方向の固有周期は橋軸直角(X)方向,橋軸(Y)方向 に若干増加し、それぞれ 0.573 秒、0.486 秒となる、なお、 このときの上下方向の固有周期は0.105秒であった.

実地震レベル1回目の実験により後述するように、柱 基部にかぶりコンクリートの剥落,軸方向鉄筋の軽微な はらみ出しが生じたが、こうした損傷により橋脚模型の 固有周期はさらに増加し、橋軸直角(X)方向,橋軸(Y) 方向、上下(Z)方向の固有周期はそれぞれ 0.880 秒, 0.765 秒, 0.106 秒となる.

引き続き、実地震レベル2回目の実験を行い、これに より、柱基部にさらなるかぶりコンクリートの剥落が生 じ、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著となり、帯鉄筋のゆ るみが生じた.この時、橋軸直角(X)方向、橋軸(Y) 方向、上下(Z)方向の固有周期はそれぞれ1.024秒,0.894 秒,0.112秒となる.こうした損傷により、橋脚模型の水 平方向の固有周期は橋軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向 に対して、初期の健全な状態の固有周期よりもそれぞれ 1.87倍、1.93倍に増加している.

#### 4.2 入力地震動

図 4.2 は本実験における震動台の入力信号と実際に フーチング上で計測された加速度を、その応答波形、 フーリエスペクトル、減衰定数 5%を仮定した応答スペ クトルにより比較した結果である.これらによれば、橋 軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向ともに 0.2~1 秒程度 の成分がやや大きめに含まれたこと、上下(Z)方向に は、0.2 秒程度までの成分が大きめに生じたことが分か る.また、これらの傾向は本加震の1回目、2回目でお おむね同様である.

上述した本加震前の橋脚模型の固有周期に相当する固 有周期では,橋軸直角(X)方向には入力信号よりも1.7 倍の,橋軸(Y)方向には入力信号よりも0.96倍の入力 となっている.

#### 4.3 橋脚模型の損傷の進展と破壊形態

前述したとおり,実地震レベルの実験の前に加震振幅

10%, 20%, 30%の予備実験がそれぞれ1回,2回,6回 行われたが,目視で確認できるひびわれはこの実験では 生じていない.

実地震レベル1回目の実験における模型の損傷の進展 の様子を図4.3に示す.実地震レベルの加震を受けると, 3.5秒(点a)付近で基部付近に微細なひび割れが生じる. この後,応答変位が増加するにつれて,図4.3(c)に示す ように明確な曲げひび割れが数本生じるようになる. 5.35秒(点d)付近で後述のように,Yp(W)方向に橋 脚天端において0.07mの応答変位が生じ,この時に圧縮 力を受けるYp(W)面の基部付近にかぶりコンクリート に縦ひび割れが生じており,基部付近から圧壊し始めた ことが分かる.5.35秒から6秒にかけて,Xp(N)面の 基部の表面部分のコンクリートが圧壊し,剥落する.後 述のように 6.9秒においてに最大応答変位が生じるが, 図4.3(e)に示すようにXnYp(SW)面のかぶりコンク リートが圧壊によって剥落し始めており,この後の応答 で剥落した.

図 4.4 は実地震レベル 1 回目の実験終了後の損傷状況 を示した結果である. XnYp (SW) 面において基部から 0.6 m の範囲のコアコンクリートが剥落し, 軸方向鉄筋 が高さ 0.2 m~0.5 m の範囲ではらみ出した. XpYn (NE) 面では基部から 0.2 m の範囲の表面のかぶりコンクリー トが剥落した程度で,鉄筋の露出はなかった.

実地震レベル2回目の実験における模型の損傷の進展 の様子を図4.5 に示す.橋脚天端の応答変位が0.2 mを 超える段階では、1回目の本実験で圧壊したかぶりコン クリートが剥落し始める程度である.最大応答変位が生 じた6.97秒付近では、応答変位は0.3 mを超えており、 XnYp(SW)面において軸方向鉄筋がさらに大きくはら み出し、帯鉄筋がゆるみ、コアコンクリートが圧壊して いる.この時、XpYn(NE)面では、曲げひび割れが無 数に生じたが、軸方向鉄筋のはらみ出しもなく、XnYp (SW)面に比べると損傷は小さめであった。

図 4.6 は実地震レベル 2 回目の実験終了後の損傷状況 を示した結果である. Xn (S) 面から XnYp (SW) 面の 範囲で基部から高さ 0.7 m の範囲のコアコンクリートが 圧壊し,外側の軸方向鉄筋がはらみ出している. 3 段配 筋のうちの真ん中の軸方向鉄筋は僅かに露出した程度で, はらみ出しは顕著ではない. XpYn (NE) 面では基部か ら 0.4 m の範囲のかぶりコンクリートが剥落した程度で, 鉄筋はわずかに露出した程度であった.

実験後に XnYp (SW) 面の 3 段配筋のうちの真ん中, 内側の軸方向鉄筋の損傷状況, コアコンクリートの損傷 状況を調べるために XnYp (SW) 面のコンクリートを除 去した. コンクリート除去の様子を図 4.7, コンクリー ト除去後の鉄筋の様子を図 4.8 に示す. これによれば, 最も内側に配置された軸方向鉄筋 3 本のうち 1 本はコン クリート除去の際に機材が当たり変形してしまっている が,残り 2 本には大きな変状もなく, これより内側のコ アコンクリートにも顕著な損傷がないことが分かる. 横 拘束筋の破断も生じていない.

#### 4.4 応答加速度

表 4.2 は橋脚天端および桁の最大・最小応答加速度を まとめた結果である.図4.9は、橋脚天端の応答加速度 を示した結果である.実地震レベル1回目の実験では、 橋軸(Y) 方向には 3.59 秒において 8.8 m/sec<sup>2</sup>の最大応 答加速度が生じた. これは、後述するように計算上の降 伏変位を超えた段階におおむね相当する. 橋軸直角(X) 方向には、4.14 秒に正側の最大値(8.2 m/sec<sup>2</sup>)が、4.58 秒に負側の最大値(9.4 m/sec<sup>2</sup>)が生じた. この段階は, 橋軸直角方向には後述のように 50 mm を超える変位が 生じて徐々に塑性化が進む段階であり,橋脚模型の最大 耐力付近に相当すると考えられる.ただし、応答加速度 にはパルス的な応答が含まれているため、こうしたパル ス的な応答を除いて、最大応答加速度を平均的に見れば 5~6 m/sec<sup>2</sup>程度であったと言える. こうしたパルス的な 応答は、実験治具や固定支承等におけるがたつきによる ものと推測される.

実地震レベル2回目の実験で、応答加速度にはパルス 的な応答(ノイズ)が含まれており、最大値としては橋 軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向にそれぞれ9.2 m/sec<sup>2</sup>, 10.5 m/sec<sup>2</sup>もの応答加速度が生じた.ここでも、最大応 答加速度を平均的に見れば、5~6 m/sec<sup>2</sup>程度である.

図 4.10 は,橋脚模型側に設置した上部ブロックの重心 位置の応答加速度を示した結果である.これより Yp 側 と Yn 側にある 2 つの桁の挙動はおおむね同様であった と考えられる.最大応答加速度は Yp 側の桁に設置した 上部ブロックでは橋軸直角(X)方向,橋軸(Y)方向に それぞれ 9.6 m/sec<sup>2</sup>, 8.1 m/sec<sup>2</sup>, Yn 側の桁に設置した上 部ブロックでは橋軸直角(X)方向,橋軸(Y)方向にそ れぞれ 8.6 m/sec<sup>2</sup>, 7.2 m/sec<sup>2</sup>である.橋軸(Y)方向に 関しては,橋脚模型上の固定支承において曲げを伝達し ないため,橋脚天端の応答加速度とおおむね同程度とな るが,橋軸直角方向には支承部で曲げを伝えるため,そ の高さ分だけ応答加速度が大きくなっている.

桁上における橋脚模型位置と端部支点位置の応答加速 度の比較を図 4.11 に示す.橋軸方向には橋脚模型上で計 測した結果とおおむね一致する.一方,橋軸直角方向に は端部支点では固定であるため,応答波形は異なり,橋 軸直角方向固定支承の固定機構が機能する際に生じたパ ルス的な応答が顕著にあらわれた結果となる.

### 4.5 応答変位

表 4.3 は橋脚天端の最大応答変位をまとめた結果である. 表 4.4 は橋脚天端の応答変位と損傷の進展状況をまとめた結果である. 図 4.12 は,橋脚天端の応答変位を示した結果である.また,ここには下記により定義する原点からの距離 dt もあわせて示している.

$$d_t = \sqrt{d_{X \cdot t}^2 + d_{Y \cdot t}^2}$$
(4.1)

ここで、 $d_{X:t}$ 、 $d_{Y:t}$ はそれぞれ時刻tにおける X および Y 方向の応答変位である。こうして求めた最大応答変位を $d_{\max}$ と定義する。

なお、橋脚天端の応答変位は巻き取り式変位計を用い ており、多方向加震の場合には、変位の計測に他方向の 変位の影響が含まれることから、以下によりこの影響を 除去している。

まず, 図 4.13 に示した幾何学的な関係から以下の2式 が得られる. なお, RC 橋脚の3 方向加震時の上下方向 の変形量は相対的に小さいことから,ここではその影響 を考慮していない.

$$(D_{x \cdot m} + L_x)^2 = D_{y \cdot r}^2 + (D_{x \cdot r} + L_x)^2$$

$$(4.2)$$

$$(D_{y \cdot m} + L_y)^2 = D_{x \cdot r}^2 + (D_{y \cdot r} + L_y)^2$$

$$(4.3)$$

ここで、 $D_{x\cdot r}$ 、 $D_{y\cdot r}$ は X 方向、Y 方向それぞれの実

際の応答変位,  $D_{x\cdot m}$ ,  $D_{y\cdot m}$  は X 方向, Y 方向それぞ れの計測される応答変位,  $L_x$ ,  $L_y$ は設置時における変 位計からターゲットまでの距離である. 式(4.2)と(4.3)の 差をとって整理すると, 式(4.4)が得られ, これを式(4.2) に代入して解くと, 式(4.5)が得られる.

$$D_{x \cdot r} = a D_{y \cdot r} + b \tag{4.4}$$

$$D_{y\cdot r} = \frac{-a(b+L_x) \pm \sqrt{a^2(b+L_x)^2 - c}}{1+a^2}$$
(4.5)

ここで,

$$a = \frac{L_y}{L_x} \tag{4.6}$$

$$b = \frac{D_{x \cdot m}^{2} + 2L_{x}D_{x \cdot m} - (D_{y \cdot m}^{2} + 2L_{y}D_{y \cdot m})}{2L_{x}}$$
(4.7)

$$c = (1+a^2)(b^2 + 2bL_x - D_{x \cdot m}^2 - 2L_x D_{x \cdot m})$$
(4.8)

実地震レベル1回目の実験では、まず 3.68 秒において Xp 方向, Yn 方向にそれぞれ 0.010 m, 0.039 m の応答変 位が生じ, この時に Xp-Yn 方向の応答変位  $d_{\text{max}}$  は 0.040 m となり,計算による降伏変位 (= 0.04 m)相当の変位 が生じたことになる.次のピークは 4.28 秒であり、この 時の応答変位  $d_{\text{max}}$  は 0.079 m である.この段階で確認 できた損傷は、軽微な曲げひびわれ程度である. この後

は、 d<sub>max</sub> にして 0.07~0.1 m の応答が生じた後、 6.9 秒

において Xn-Yp 方向に大きな応答変位が生じる. このとき Yp 方向, Xn 方向の応答変位はそれぞれ 0.084 m, 0.172

m であり、d<sub>max</sub> にして 0.192 m と計算上の終局変位 (=

0.116 m)の 1.5 倍程度の応答変位が生じたこととなる. 前述の通り,この応答によって,Xn-Yp 面の橋脚基部に おいてかぶりコンクリートの剥落,軸方向鉄筋の座屈が 生じた.

この後は, 7.57 秒にさらに大きな応答変位 (d<sub>max</sub> =

0.195 m)が Xp-Yn 方向に生じ, こうした応答によりこ れまでに圧壊していたコンクリートが剥落した.

残留変位としては,橋軸直角(X)方向,橋軸(Y)方向に対してそれぞれ 0.018 m, 0.017 m 生じた.

実地震レベル 2 回目の実験では、まず 3.73 秒において Xp 方向, Yn 方向にそれぞれ 0.051 m, 0.071 m の応答変 位が生じている.この時の応答変位 d<sub>max</sub> は 0.087 m であ る.その後,4.38 秒には実地震レベル 1 回目の最大応答 変位とほぼ同じ 0.164 m の応答変位 d<sub>max</sub> が生じている.

最大応答変位は、6.97 秒において XnYp 方向に生じてお

り、 d<sub>max</sub> にして 0.314 m である. 前述の通り、この応答

によって,橋脚基部の損傷がさらに進展した.残留変位 としては,橋軸直角方向(X)方向,橋軸(Y)方向に対 してそれぞれ 0.012 m, 0.004 m であり,結果として実地 震レベル 2 回目の実験により残留変位は小さくなったこ ととなる.

#### 4.6 模型橋脚に作用した慣性力

橋脚上端に作用する水平力及び橋脚基部に作用する曲 げモーメントを直接測定するために、図 4.14 に示すよう に、橋脚上端に 32 個のロードセルを設置した. なお、各 転倒防止装置の下にはロードセルが 4 個、各固定支承下 にロードセルが 8 個配置されている. ロードセルで計測 された慣性力(各ロードセルの合力)を図 4.15 に示す. Z(UD)方向については、初期軸力を考慮した値を示して いる.

また間接的に測定するために、上部マス大、上部マス 小、I型桁には合計 28 個(各桁には 14 個)の加速度計 が取り付けられており、橋軸、橋軸直角、鉛直方向の 3 成分の加速度を計測している(図 4.16,各桁の上部マス 大に 4 個、上部マス小に 4 個、I型桁に 6 個の加速度が 取り付けられている).上部マス大及び上部マス小の絶対 加速度として 4 個の絶対加速度の平均、I型桁の模型橋 脚上で計測された絶対加速度として 4 個の絶対加速度の 平均、I型桁の端部橋脚上で計測された絶対加速度とし て 2 個の絶対加速度の平均を用い、また上部マス大、上 部マス小, I 型桁は剛体と仮定して慣性力を算出した. ロードセルによる慣性力との比較については,次節の水 平力~水平変位の履歴特性において示す.

#### 4.7 模型橋脚の水平力~水平変位の履歴特性

図4.17に実地震レベル1回目および2回目における履 歴特性を示す.黒実線が図4.15に示したロードセルによ り計測した値を用いたもの,赤点線が加速度計により計 測した値から算出した値を用いた履歴である.実地震レ ベル1回目を見ると,比較的ロードセルによる値と加速 度計による値が一致していることがわかる.実地震レベ ル2回目においては加速度計による値が大きな値を示し ている.4.1.3節でも述べたように,実地震レベル1回目 で橋脚は大きく塑性化しており,変位応答からも残留変 位が残っている.さらに検討が必要であるものの,2回 目における履歴の差はこれらに起因していると考えられ る.

Y(LG)方向の履歴より, RC 構造でよく見られる紡錘形 をしていることが分かる.一方 X(TR)方向は Y(LG)方向 に比べて水平力の変動が大きな形を示している.これは Y(LG)方向は質量である桁の振動性状が比較的単純であ るのに対し, X(TR)方向は桁が端部橋脚では拘束されて いることやロッキング振動が発生するため,やや複雑な 形状を示していると考えられる.

#### 4.8 ひずみ

供試体に設置されているひずみゲージの位置は図 3.3.5 に示した通りであるが、本節で 4.1.5 節において損 傷状況と対応づけて説明されている時刻におけるひずみ 分布について考察する.

図 4.18~4.21 に実地震レベル1回目における主鉄筋の 鉛直分布を示す. 3.68 秒において Xp 方向, Yn 方向に変 形が生じていることから Xn 方向, Yp 方向において橋脚 基部に降伏相当のひずみが生じている. 4.28 秒では Xp 方向, Yn 方向に大きなひずみが発生し, かぶりコンク リートの剥落, 軸方向鉄筋の座屈が観測された 6.9 秒に おいては, Xn 方向, Yp 方向において大きな圧縮ひずみ が発生している. 引張側である Xp 方向, Yn 方向におい て,基部と高さ 1.2m の範囲で,主鉄筋は降伏ひずみ(1896 µ)の2倍以上に相当する 4000 µ を大きく超えるひずみ が生じており, 大きく塑性化している.

図 4.22~4.24 に実地震レベル 2 回目における主鉄筋の 鉛直分布を示す.実地震レベル 1 回目において既に大き く塑性化しているため,橋脚基部においてひずみデータ がもはや正しく計測されていないが,4000 μ を超えるよ うな大きなひずみが生じた領域は、実地震レベル 1 回目 とほぼ同程度の基部から約 1.5m であることが確認でき る.

図 4.25~4.28 に実地震レベル1回目における帯鉄筋の 平面分布を示す. 3.68 秒, 4.28 秒では帯鉄筋はほとんど 効果を発揮していないが,かぶりコンクリートの剥落, 軸方向鉄筋の座屈が観測された 6.9 秒においては, Xn 方 向, Yp 方向において降伏相当のひずみが発生している. 一方で Xp 方向, Yn 方向では帯鉄筋のひずみは 1000 µ 以 下であり,帯鉄筋の拘束効果は円周上で一様ではない. 既に圧壊していたコンクリートが剥落した 7.57 秒にお いては,帯鉄筋には大きなひずみが発生していない. こ れは帯鉄筋の端部がコンクリートコア内に定着されてい ないため,主鉄筋の座屈,かぶりコンクリートの剥落に よって帯鉄筋が開いてしまい,拘束効果を失っているこ とを意味している.いずれの時刻においても 1.25m より 高い位置の帯鉄筋のひずみはいずれも 500 µ (降伏ひず み 1896 µ の 1/4 程度相当)以下であり,大きなひずみは 発生していない.

図 4.29~4.31 に実地震レベル 2 回目における帯鉄筋の 平面分布を示す.主鉄筋と同じく既に基部で大きく損傷 しているため基部のひずみデータは大きくばらついてい るが、1 回目と異なり 1.25m の帯鉄筋には降伏ひずみを 超えるひずみが生じている.また、これより上の領域に おいても 1000 µ 以上のひずみが帯鉄筋に発生している. 主鉄筋ひずみを見る限り、大きく塑性化した領域は1回 目と 2 回目でほぼ同程度であったが、帯鉄筋ひずみでは 上部へ損傷が広がっていると判断できる.

Table 4	I Natural P	erious and Na	atural Frequen	cies.		
	Transverse	Direction	Longitudinal	Direction		
	(X	)	(Y)	)	Vertical Dire	ection (Z)
	Frequency	Period	Frequency	Period	Frequency	Period
	(Hz)	(sec)	(Hz)	(sec)	(Hz)	(sec)
Before all excitations	1.824	0.548	2.161	0.463		(※)
Before first E-Takatori excitation	1.744	0.573	2.059	0.486	9.495	0.105
After first E-Takatori excitation	1.136	0.880	1.308	0.765	9.424	0.106
After second E-Takatori excitation	0.976	1.024	1.118	0.894	8.961	0.112

表 4.1 振動特性の変化 and Natural Fra Table 4.1 Natural Dariada .

% No result due to problem of accelerometer at the top of column

#### 表 4.2 橋脚天端および桁の最大・最小応答加速度

 Table 4.2 Maximum and Minimum Response Accelerations at Top of the Column and the Deck.

	Тор о	f column (m	/sec <sup>2</sup> )	Yp(V	W) Deck (m/	(sec <sup>2</sup> )	Yn(H	E) Deck (m/s	sec <sup>2</sup> )
	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)
Maximum									
value	8.243	8.764	4.405	12.034	7.328	9.131	8.643	8.332	9.533
Minimum									
value	-9.377	-8.787	-3.562	-10.021	-6.866	-6.489	-9.428	-7.203	-7.342

# (1) First excitation

# (2) 実地震レベル2回目

(2) Second Excitation

	Тор о	f column (m	/sec <sup>2</sup> )	Yp(V	W) Deck (m/	(sec <sup>2</sup> )	Yn(I	E) Deck (m/s	sec <sup>2</sup> )
	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)	X (TR)	Y (LG)	Z (UD)
Maximum									
value	7.629	5.945	4.594	10.299	5.804	8.975	6.873	5.847	5.300
Minimum									
value	-9.206	-10.531	-4.747	-7.359	-6.762	-7.978	-11.441	-6.823	-6.058

表 4.3 橋脚天端の最大・最小応答変位

 Table 4.3 Maximum and Minimum Response Displacement.

## (1) First excitation

	X(TR)(m)	Y(LG)(m)	Distance from the origin (m)
Maximum value	0.134	0.173	0.195
Minimum value	-0.119	-0.170	

# (2) Second excitation

	X(TR)(m)	Y(LG)(m)	Distance from the origin (m)
Maximum value	0.143	0.277	0.314
Minimum value	-0.174	-0.178	

# 防災科学技術研究所研究資料 第 331号 2009 年 1 月

表 4.4 応答変位と損傷の進展

 Table 4.4 Response Displacement and Damage Progress.

			-	(1) First exci	tation	-
Point	Time (sec)	dx (TR) (m)	dy (LG) (m)	Distance (m)	Direction	Observed Events
a	3.680	0.009	-0.038	0.038	Yn (E)	Hair Cracks
b	4.270	-0.066	0.044	0.080	XnYp (SW)	Hair Cracks
с	4.715	0.070	-0.010	0.070	Xp (N)	Flexural Cracks
d	5.350	-0.037	0.072	0.081	XnYp (SW)	Crash of Cover Concrete
е	6.900	-0.093	0.172	0.195	XnYp (SW)	Crash of Cover Concrete Buckling of Longitudinal Rebar
f	7.585	0.086	-0.158	0.180	XpYn (NE)	Spalling of Cover Concrete
g	8.345	0.123	-0.073	0.142	XpYn (NE)	

(2)	Second	excitation
-----	--------	------------

Point	Time (sec)	dx (TR) (m)	dy (LG) (m)	Distance (m)	Direction	Observed Events
а	3.735	0.049	-0.066	0.082	XpYn (NE)	
b	4.375	-0.153	0.068	0.167	XnYp (SW)	Spalling of Cover Concrete
с	4.950	0.104	-0.051	0.116	XpYn (NE)	
d	5.425	-0.091	0.076	0.118	XnYp (SW)	
e	6.970	-0.177	0.277	0.328	XnYp (SW)	Extensive Damage
f	7.705	0.107	-0.161	0.193	XpYn (NE)	











(a) 3.68 秒 (点 a) 付近



(b) 4.27 秒 (点 b) 付近



(c) 4.72 秒 (点 c) 付近



 (d) 5.21 秒 (点 d) 付近

 (1) XpYn (NE) 面
 (2) XnYp (SW) 面

 図 4.3 (1) 実地震レベル 1 回目の損傷の進展

 Fig. 4.3(1) Damage Progress under First Excitation.



(e) 6.9 秒 (点 e) 付近



(f) 7.59 秒 (点 f) 付近



 (g) 8.35 秒 (点 g) 付近

 (1) XpYn (NE) 面
 (2) XnYp (SW) 面

 図 4.3 (2) 実地震レベル 1 回目の損傷の進展

 Fig. 4.3(2) Damage Progress under First Excitation.



(a) Yp (W) 面



(b) Xn (S) 面



(c) Yn (E) 面



(d) Xp (N) 面 図 4.4 実地震レベル 1 回目の実験後の損傷 Fig. 4.4 Damage after First Excitation.



(a) 3.74 秒 (点 a) 付近



(b) 4.38 秒 (点 b) 付近







(d) 5.43 秒 (点 d) 付近 (1) XpYn (NE) 面 図 4.5 (1) 実地震レベル 2 回目の損傷の進展 Fig. 4.5(1) Damage Progress under Second Excitation.



(e) 6.97 秒 (点 e) 付近



 (f) 7.71 秒 (点 f) 付近

 (1) XpYn (NE) 面
 (2) XnYp (SW) 面

 図 4.5 (2) 実地震レベル 2 回目の損傷の進展

 Fig. 4.5(2) Damage Progress under Second Excitation.



(a) Yp (W) 面



(b) Xn (S) 面下側



(c) Yn (E) 面

(d) Xp (N) 面 図 4.6 実地震レベル 2 回目の実験後の損傷 Fig. 4.6 Damage after Second Excitation.







Fig. 4.10 Response Acceleration at the Center of Gravity of Mass Blocks Located near the Column.









図 4.12 (2) 橋脚の応答変位

Fig. 4.12(2) Response Displacement at the Top of the Column.



(a) 測点距離が広がる場合
 (b)測点距離が縮まる場合
 図 4.13 巻き取り式変位計測における他方向変位の影響
 Fig. 4.13 Effect of Lateral Displacement on Displacement measured by Wire Pod.







Fig. 4.15 Lateral Force measured at the Top of the Column.





図 4.18 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル1回目 3.68 秒) Fig. 4.18 Strain Distributions of Longitudinal bar at 3.68 sec (First Excitation).



図 4.19 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル1回目 4.28 秒) Fig. 4.19 Strain Distributions of Longitudinal bar at 4.28 sec (First Excitation).



図 4.20 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル1回目 6.90 秒) Fig. 4.20 Strain Distributions of Longitudinal bar at 6.90 sec (First Excitation).



図 4.21 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル1回目 7.57 秒) Fig. 4.21 Strain Distributions of Longitudinal bars at 7.57 sec (First Excitation).



図 4.22 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル 2 回目 3.73 秒) Fig. 4.22 Strain Distributions of Longitudinal bars at 3.73 sec (Second Excitation).



図 4.23 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル2回目 4.38 秒) Fig. 4.23 Strain Distributions of Longitudinal bars at 4.38 sec (Second Excitation).



図 4.24 主鉄筋ひずみの鉛直分布(実地震レベル 2 回目 6.97 秒) Fig. 4.24 Strain Distributions of Longitudinal bars at 6.97 sec (Second Excitation).


図 4.25 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル1 回目 3.68 秒) Fig. 4.25 Strain of Tie bars at 3.68 sec (First Excitation).



図 4.26 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル1 回目 4.28 秒) Fig. 4.26 Strain of Tie bars at 4.28 sec (First Excitation).



図 4.27 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル1回目 6.90 秒) Fig. 4.27 Strain of Tie bars at 6.90 sec (First Excitation).



図 4.28 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル1回目 7.57 秒) Fig. 4.28 Strain of Tie bars at 7.57 sec (First Excitation).



図 4.29 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル2回目 3.73 秒) Fig. 4.29 Strain of Tie bars at 3.73 sec (Second Excitation).



図 4.30 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル2回目 4.38 秒) Fig. 4.30 Strain of Tie bars at 4.38 sec (Second Excitation).



図 4.31 帯鉄筋ひずみの平面分布(実地震レベル 2 回目 6.97 秒) Fig. 4.31 Strain of Tie bars at 6.97 sec (Second Excitation).

#### 5. ファイバー要素解析に基づく地震応答解析

#### 5.1 検討ポイント

本章では、ファイバー要素を用いた骨組みモデルによ る地震応答解析を実施し、実験結果の再現を試みた.こ こでは、要素の変位(曲率)分布を仮定して、剛性マト リックスを導出する剛性法に基づくファイバー要素(以 下、変位ベースファイバー要素と呼ぶ)を用いたモデル (モデル A)と要素の荷重(モーメント)分布を仮定し て、フレキシビリティマトリックスを導出する柔性法に 基づくファイバー要素(以下、荷重ベースファイバー要 素と呼ぶ) [5.1,5.2]を用いたモデル(モデル B)の2つ のモデルを用いた解析により、以下に関する検討を行っ た.

- 1. 支承の摩擦係数の影響
- 橋脚への入力地震動として、フーチング上面の測定 値を使用した場合とオリジナルの実地震レベル地震 動を使用した場合の違い

なお, 詳細については後述するが, モデル A (変位 ベースファイバー要素モデル) とモデル B (荷重ベース ファイバー要素モデル) の違いは, 上述した RC 橋脚の モデル化に使用するファイバー要素の違いの他, 1)端部 橋脚のモデル化の方法, 2)桁および上部マスのモデル化 の方法, 3)転倒防止支承の摩擦力の取り扱いの 3 点であ る. モデル A (変位ベースファイバー要素モデル) には TDAP III [5.3]を, モデル B (荷重ベースファイバー要素 モデル) には OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) [5.4]を用いている.

ファイバー要素は曲げ損傷する RC 部材の非線形履歴 特性を精度良く表すと言われているが、本解析で用いた ファイバー要素では軸方向鉄筋の座屈を考慮していない ため、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が座屈 するまでが解析で再現可能な範囲である.

### 5.2 解析条件

### 5.2.1 モデル A

モデル A は、図 5.1 に示すとおり支承,桁,上部ブロッ クをモデル化した全体系モデルである.図 5.2 にモデル A の詳細を示す.470 節点995 要素の骨組みモデルであ る.なお,端部橋脚はモデル化せず,その剛性を端部支 点の支承ばねの剛性に含めて考慮することとした.

橋脚部は、すべてファイバー要素でモデル化した. コ ンクリート断面は各ファイバーの面積が等価となるよう に 800 個のファイバーに分割した. 要素長は断面の半径 (=0.9 m)と同じとしている. フーチングおよび上部ブ ロックには全断面有効剛性を仮定した線形はり要素をそ れぞれ用いた. 上部ブロックの重量による P-△効果を考 慮するために、剛性行列に初期応力行列を付加した.

解析に用いる材料の強度に関しては,表 3.2.8, 3.2.9 に示した材料試験のうち,コンクリートについては1 m 角のコンクリートブロックから採取したシリンダーを用 いて実験日に試験した結果を用いた.コアコンクリート の横拘束効果は図 5.3 に示すように Hoshikuma らの提案 モデル[5.5]を用いて評価し、応力~ひずみ曲線は Hoshikuma らの提案式に応力下降域において応力最大圧 縮応力の 20%になった段階で一定となるように修正を加 えたものを用いた.横拘束筋は重ね継ぎ手により定着さ れているため、一般には最大圧縮応力より圧縮ひずみが 大きくなると横拘束効果は期待できないが、ここでは、 横拘束効果が期待できるものとした.また、2.5 段配筋 の横拘束筋のうち、すべての横拘束筋がコアコンクリー トの横拘束に有効に寄与すると仮定している.横拘束筋 比= 0.42%より、コアコンクリートの最大圧縮応力 、そ の時のひずみ、応力下降域の勾配 はそれぞれ 39.1 MPa, 0.0036、7.66 GPa となる.

かぶりコンクリートは、応力上昇域は Hoshikuma らの 提案式を用い、ひずみが 0.002 に達する時に最大応力 (= 無補強コンクリートの耐力) に達することとした. 応力 下降域は、ひずみが 0.005 に達した時に応力が 0 となる ような線形モデルとした.

コンクリートの除荷再載荷の履歴には,図5.4 に示す Sakai・Kawashima の提案モデル[5.6]を用いた.コンク リートの引張強度および引張側の履歴特性は考慮して いない.

軸方向鉄筋の骨格曲線には,図 5.5 に示す降伏後弾性 係数を初期弾性係数の 2%として与えたバイリニアモデ ルを,非線型履歴特性には,堺・川島による修正 Menegotto-Pintoモデル[5.7]を用いた.なお,本解析では 軸方向鉄筋の座屈,破断等を考慮していないため,本解 析の適用範囲は曲げ破壊により軸方向鉄筋が座屈する段 階の直前までである.

なお、橋脚模型では、基部から高さ 0.95 m において外 側の横拘束筋間隔が 0.15 m から 0.3 m に変化するが、本 モデルでは簡単のためにこの変化を考慮していない. な お、仮にこれを考慮するとコアコンクリートの応力~ひ ずみ関係において、基部から 2 つめより上の要素では最 大圧縮応力度、そのときのひずみが小さくなり、応力下 降域の下降勾配が大きくなるが、これが当該要素の曲げ 耐力に及ぼす影響は小さく、地震応答解析結果に及ぼす 影響は無視できる程度と考えられる.

支承部には図 5.6 に示すような特性を有するばね要素 を用いた.橋脚模型上の固定支承は水平2方向および上 下方向を3つの線形ばねでモデル化した.水平方向のば ねの剛性は固定用芯材のせん断抵抗特性から 6×10<sup>6</sup> kN/m とし,鉛直方向のばねは支承の設計計算書より1.13 ×10<sup>6</sup> kN/m とした.

端部支点の橋軸方向可動・橋軸直角方向固定支承では、 橋軸方向にはすべり摩擦力を考慮できるモデルを用いた. ここで、可動支承(すべり機構)の初期剛性は上述のよ うに端部橋脚の剛性を含む端部支点での剛性とし、1.5× 10<sup>5</sup> kN/m とした.すべり機構の動摩擦力の影響を調べる ために、摩擦係数は 10%、20%、30%に変化させた.比 較のために、橋軸方向には完全に自由とする(ばねを用 いない)場合も解析した.ただし、実際にはこうしたす べり機構の摩擦抵抗特性には,面圧依存性,速度依存性 等があること,端部支点の支承は橋軸直角方向には固定 支承であり,橋軸方向の挙動は橋軸直角方向の挙動にも 影響されることが考えられるため,このようにシンプル にモデル化できるものではない.ここでは,現状で比較 的容易に用いることができる解析モデルを用いるという 観点からこうしたモデル化を行っている.

端部支点の直角方向の固定機能は線形ばねとしてモデル化した.その剛性は固定用芯材のせん断抵抗特性と端部橋脚の剛性から 3.5×10<sup>5</sup> kN/m とした.鉛直方向のばね剛性は支承の設計計算書より 6.8×10<sup>5</sup> kN/m とした.

橋脚模型上の転倒防止支承に関しては、桁の鉛直軸周 りの回転に伴い水平方向のすべりが生じることとなるが、 この影響は小さいため、ここでは水平方向には自由とし、 鉛直方向の挙動のみを表すばねを用いた。鉛直方向のば ねは衝突の影響を考慮するために、初期剛性は支承の設 計計算書より1.04×10<sup>6</sup> kN/m とし、圧縮側にはこの剛性 で抵抗するが引張側には剛性がほぼゼロ(1×10<sup>4</sup> kN/m) となり、ほとんど抵抗しないばねとした。

なお,いずれの支承も回転は自由であるため,本解析 でも支承のモデル化には回転ばねを用いていない.

解析には、加震実験においてフーチング上で計測され た加速度を用いた.フーチング上では、4 隅で加速度が 計測されたが、このそれぞれのセットを用いる場合とこ れらの平均値を用いる場合を比較することとした.また、 これとは別に JR 鷹取駅記録のオリジナル波形を振幅調 整した地震動を用いた解析も比較のために行っている.

加震振幅 100%の1回目の本実験の前には、加震振幅 30%以下の予備加震実験が複数回実施されているが、こ こではこの影響は小さいために考慮せず、無損傷の状態 から加震振幅 100%の 1 回目の本実験の地震動を作用さ せることとした. また、加震振幅 100%の 2 回目の本実 験の再現解析の結果も示しているが、4 章に示したよう に加震振幅 100%の 1 回目の本実験後にはかぶりコンク リートの剥落と軸方向鉄筋の座屈が生じており、本解析 モデルが再現可能な範囲を超える損傷レベルを対象とし た解析となっている. これは、こうした解析モデルによ る再現性を調べ、今後の課題を探るために実施したもの である. なお、加震振幅 100%の 1 回目の本実験で橋脚 模型に生じた最大応答変位、残留変位の影響を取り入れ るために、ファイバー要素の各ファイバーの残留ひずみ および応力、各要素の残留変形および力を初期状態とし て考慮して解析した.ただし、後述するように加震振幅 100%の1回目の本実験の再現解析では、残留変位の再現 性が高くないため,解析での残留変位を実験とあわせる ように調整した上で、加震振幅 100%の 2 回目の本実験 の再現解析を行っている.

1 本柱形式のセットアップが用いられた RC 橋脚模型 の振動台加震実験を解析対象とする場合には, RC 橋脚 模型の履歴減衰のみを考慮すると実験結果の再現精度が 向上するという報告[5.8]がある.このため、ここでは, RC 橋脚模型の履歴減衰のみを考慮することとした.た だし,数値解析の安定のためにごく小さな減衰を Rayleigh 減衰として与えることとした.ここで,基準振 動数は2 Hz, 50Hz とし,これらに対していずれも0.1% の減衰定数を考慮した.

#### 5.2.2 モデル B

モデル B は,図 5.7 に示す通りであり,支承,桁,上 部ブロックおよび端部橋脚を含む全体系モデルである. モデル B は,荷重ベースファイバー要素を6要素含む, 233 節点,311 要素の骨組みモデルである.

橋脚部は、すべてファイバー要素でモデル化した. コ ンクリート断面は各ファイバーの面積がほぼ同程度とな るように 920 個のファイバーに分割した. 橋脚高さ方向 の要素長は 1.0 m, 要素内の積分点の数は 5 個とした. 解析では、上部ブロックの重量による P-Δ効果を考慮し た.

解析に用いるコンクリート強度としては,表 3.2.8 に 示した1m角のコンクリートブロックから採取したシリ ンダーを用いて実験当日に試験した結果を用いた.コア コンクリートの横拘束効果は,図 5.3 に示すように Hoshikuma ら[5.5]の提案モデルを用いて評価し,応力~ ひずみ曲線は,Hoshikuma らの提案式に応力下降域にお いて応力が最大圧縮応力の20%になった段階で一定とな るように修正を加えた.本模型では,帯鉄筋が重ね継ぎ 手により定着されているため,横拘束効果は期待できな い可能性があるが,ここでは,最後まで横拘束効果が期 待できると仮定して解析している.また,3 段配筋の帯 鉄筋がコアコンクリートの横拘束に有効に寄与している か否かも検討の余地があるが,ここでは3段の帯鉄筋に よる横拘束があると仮定している.このようにすると帯 鉄筋体積比は0.46%となり,コアコンクリートの最大圧

縮応力 $\sigma_{cc}$ ,その時のひずみ $\varepsilon_{cc}$ ,応力下降域の勾配

Edes はそれぞれ 34.9 MPa, 0.0040, 5.16 GPa となる.

かぶりコンクリートは、応力上昇域では Hoshikuma らの提案式を用い、ひずみが 0.002 に達する時に最大応力 (= 横拘束を受けないコンクリートの耐力)に達するこ ととした.応力下降域では、ひずみが 0.007 に達した時 に応力が 0 となるような線形モデルとした.

コンクリートの除荷・再載荷の履歴には、図 5.4 に示す Sakai, Kawashima の提案モデル[5.6]を用いた. コンク リートの引張強度は考慮していない.

軸方向鉄筋の骨格曲線には,図 5.5 に示す降伏後弾性 係数を初期弾性係数の 2%として与えたバイリニアモデ ルを,非線形履歴特性には,堺,川島による修正 Menegotto-Pintoモデル[5.7]を用いた.また,解析に用い る鉄筋の降伏強度および初期弾性係数としては表 3.2.8 に示した結果の平均値を用いた.なお,本解析では軸方 向鉄筋の座屈,破断等を考慮していないため,本解析の 適用範囲は軸方向鉄筋が局部座屈し始める時点までであ る. 支承部には図 5.6 に示す非線形特性を有するばね要素 を用いた.橋脚上の固定支承は水平2方向および上下方 向を3個の独立した線形ばねでモデル化した.水平2方 向のばねの剛性はシンボウと呼ばれる固定用芯材のせん 断抵抗特性から6×10<sup>6</sup> kN/m とし,鉛直方向のばね剛性 は設計計算書に基づき1.13×10<sup>6</sup> kN/m とした.

端部支点の可動支承では、橋軸方向のすべり摩擦力を 考慮した.ここで、可動支承(すべり機構)の初期剛性 は 6.0×10<sup>6</sup> kN/m とした.また、橋軸直角方向の抵抗は 線形ばねとしてモデル化し、その剛性は橋脚上の固定支 承の剛性と同じ 6.0×10<sup>6</sup> kN/m とした.鉛直方向のばね 剛性は設計計算書に基づき 6.8×10<sup>5</sup> kN/m とした.摩擦 係数を 10%、20%、30%と変化させた.ただし、実際に はこうしたすべり機構の摩擦特性には面圧や速度依存性 等があり、橋軸直角方向に地震力を受ける上沓と下沓の 側面間でも摩擦力が発揮される.このため、可動支承の 力学的特性は複雑であるが、ここではこれらを単純化し て簡易なモデルを用いることとした.

橋脚上の転倒防止支承に関しては,橋軸,橋軸直角方 向については端部支点の可動支承と同様にすべり摩擦力 を考慮できるモデルを用いた.一方,鉛直方向について は桁の橋軸周りの回転に伴う浮き上がりと衝突の影響を 考慮した.初期剛性は支承の設計計算書より 1.04×10<sup>6</sup> kN/m とし,引張側には抵抗しないと仮定した.

なお,いずれの支承においても3軸周りの回転は自由 と仮定した.

解析には、震動台上ではなくフーチング上面で計測された加速度を用いた.これは、震動台上に比較して、 フーチング上では多少の応答の増幅があり、解析の入力 地震動としてはフーチング上面の記録がふさわしいと考 えたためである.フーチング上面では、4 隅で加速度が 計測されているため、4 隅のそれぞれの記録を入力する 場合と4 隅の平均値を入力する場合をともに解析した. また、これとは別にオリジナルの実地震レベル地震動を 用いた解析も比較のために行っている.

実地震レベルの前に加震振幅 10%, 20%, 30%の予備 実験がそれぞれ1回,2回,6回実施されているが,ここ ではこの影響は小さいと考え,無視している.また,実 地震レベル1回目の実験によりすでにかぶりコンクリー トの剥落と軸方向鉄筋の座屈が生じており,実地震レベ ル2回目の実験は、本解析モデルが再現可能な範囲を超 えているが、ポストピーク領域に対する解析モデルの適 用性を検討するために、あえて解析したものである.な お、実地震レベル2回目の解析は、実地震レベル1回目 の入力後、模型の振動が十分収まった後に実施した.

RC 橋脚模型の振動台加震実験による応答を解析する 場合には、逸散減衰が非常に小さいと仮定し、模型の履 歴減衰のみを考慮すると実験結果の再現性がよいという 報告[5.8]がある.このため、ここでは、逸散減衰を0と 見なし、RC 橋脚模型の履歴減衰のみを考慮することと した.なお、数値解析を安定させるためにごく小さな粘 性減衰を与えることとし、振動数が1 Hz と 100Hz にお いて減衰定数 を 0.1%とする Reyleigh 減衰を与えること とした.

### 5.3 再現解析

### 5.3.1 モデル A の場合

(1) 固有振動特性

表 5.1 は、解析モデルの固有周期をまとめた結果であ る.解析では、橋脚部は全断面有効剛性、可動支承の橋 軸方向には、可動支承を履歴モデルでモデル化した際の 初期剛性を有すると仮定した.可動支承の初期剛性は非 常に大きな値を仮定しているため、この場合は事実上、 固定支承とした場合同様な状態の固有値が求められる. また、この他に、橋脚部については降伏剛性を仮定した り、可動支承の摩擦が切れた状態を想定して、この可動 支承の初期剛性をゼロ(橋軸方向に完全自由)とした場 合の結果も示している.

これによれば、実験で得られた固有周期は、橋脚部を 全断面有効剛性としてモデル化する場合と降伏剛性とし てモデル化する場合のおおむね中間程度の値となってい る.上下方向の固有周期については、いずれの場合にも おおむね一致する.なお、解析では端部支点の橋軸方向 可動支承の剛性を考慮しない場合には、橋軸直角(X) 方向と橋軸(Y)方向の固有周期は同程度となるが、実 験では橋軸(Y)方向の固有周期が小さめに得られてお り、端部支点の橋軸方向可動支承の摩擦力が橋軸方向の 振動特性に影響を及ぼしたことが推察される.

(2) フーチング上面の入力とオリジナルの実地震レベル を使用した場合の影響

表5.2, 図5.8は、フーチング上の4隅で計測された加速度,これらを平均した加速度およびJR 鷹取駅記録のオリジナル波形の振幅調整地震動を入力として地震応答解析を行った結果を比較したものである.ここでは、端部支点の橋軸方向可動支承の摩擦係数を20%としている.なお、表5.2には、後述する摩擦係数を変化させた解析結果もあわせて示している.

これらによれば、フーチング上の4隅で計測された加速度とこれらを平均した加速度を用いると、橋脚天端における最大応答変位としては、最大で2%の差が生じることが分かる.平均した加速度による結果では、当然ながら、個々の計測点による加速度から得られた結果の中間的な値を示している.平均した加速度による解析結果では、橋軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向に対して実験結果よりもそれぞれ5%、9%大きめに推定される.これを原点からの最大変位として評価するとその差は4%である.

また,JR 鷹取駅記録のオリジナル波形の振幅調整地震動を入力地震動とするとフーチングで計測された加速度を用いる場合よりも,橋軸(Y)方向には応答変位を1.5 倍大きめに評価することとなる.一方,橋軸直角(X) 方向には正側で30%小さめに,負側で40%大きめに評価する.

#### (3) 端部支点の橋軸方向可動支承の動摩擦力の影響

図 5.9 は、端部支点の橋軸方向可動支承の動摩擦力の モデル化の影響を調べるために、動摩擦係数を 10%、20%、 30%と変化させて再現解析を行った結果を示したもので ある. なお、比較のために、橋軸方向が完全自由の場合 に対しても解析した.最大応答変位は表 5.2 に示したと おりである.ここで、入力地震動としては、フーチング の4 隅で計測された加速度の平均とした.

これらによれば、端部支点の橋軸方向可動支承のすべ り機構のモデル化の影響は大きく、これを完全自由とす る場合に対して動摩擦係数を30%とする場合では、橋脚 天端の最大応答変位に68%の差が生じる.実験結果との 比較によれば、動摩擦係数を20%とする場合が最も推定 精度がよい.ただし、上述のようにすべり機構の摩擦抵 抗特性には、面圧依存性、速度依存性等があることや橋 軸直角方向の挙動とのインターアクション等もあるため、 今後はこうした挙動特性を考慮できるモデル化が必要で あると考えられる.

#### (4) 再現解析

(2),(3)に示した結果をふまえて、入力地震動としては フーチングの4隅の計測点の加速度の平均値を用い、端 部支点の橋軸方向すべり機構の動摩擦係数を20%として、 加震振幅 100%の1回目と2回目の本実験に対する再現 解析を行った.この結果を図 5.10に示す.

加震振幅 100%の 1 回目の本実験に対する解析では、 最大応答変位は 4%の誤差の範囲で推定できている.残 留変位は実験が橋軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向に対 してそれぞれ-0.018 m, -0.017 m であるが、解析ではそ れぞれ 0.004m, -0.004 m と解析の方が小さめに推定する. これは、最大応答変位に達した段階において、実験では 軸方向鉄筋の座屈が生じており、こうした損傷が解析で は考慮されてないことが一因であると考えられる.水平 カ〜水平変位の履歴の比較より、曲げ耐力についてもよ く再現できていることが分かる.

加震振幅 100%の 2 回目の本実験に対する解析では, 最大応答変位,残留変位ともに実験結果よりも大きくな る.かぶりコンクリートの剥落,軸方向鉄筋の座屈が生 じた後の地震応答を再現するのは,現状のファイバー要 素解析では難しく,モデルの改良や新たなモデルの開発 等の取り組みが必要である.

## 5.3.2 モデル B の場合

#### (1) 固有振動特性

OpenSees を用いた固有値解析では、任意の時刻におけ る接線剛性を用いた固有値解析が可能である。そこで、 ここでは、1)自重を作用させた状態、2)実地震レベル 1 回目終了後、3)実地震レベル 2 回目終了後の 3 つの状態 に対して解析した.ここで、2)と 3)の場合には、これら による加振後振動が十分収まった状態に対して固有振動 特性を求めることとした.なお、このためには、任意の 時刻での応答を先に求める必要があり、このため、ここでは、端部支点における可動支承と橋脚上の転倒防止支承の摩擦を考慮しない場合と摩擦係数を 0.20 と仮定した場合の2種類を解析した.ここで、摩擦力は履歴バネによってモデル化しており、初期剛性としては非常に大きな値を仮定しているため、摩擦力を見込んだ場合には事実上、端部支点の可動支承の橋軸方向と橋脚上の転倒防止支承の橋軸直角方向は固定支持されている状態での固有値が求められる.解析には、フーチング上の4隅で計測された加速度の平均値を入力として用いた.

表 5.3 は、固有値解析の結果得られた固有周期をまと めた結果である. 摩擦を考慮しない場合には、橋軸直角 (X)方向の固有周期は 0.39 秒,橋軸(Y)方向の固有 周期は 0.38 秒と水平 2 方向の固有周期が比較的近くなる. 一方、摩擦力を見込んだ場合には、固有周期は橋軸方向 に 0.21 秒,橋軸直角方向に 0.36 秒となる. ここで、摩 擦力を見込んだ場合には、橋軸のみならず橋軸直角方向 の固有周期も短くなるのは、橋軸直角方向への橋脚の変 形に伴って橋脚とその上の転倒防止支承に生じる橋軸方 向の相対変位が拘束されるためである.

解析により得られた固有周期を表 4.1 に示した実験に より得られた固有周期と比較すると、自重作用後の状態 における固有周期が最も短く、実験前にパルス加振によ り計測した固有周期よりも短い.これは、解析では、橋 脚に損傷が全く入っていない全断面有効剛性を有する状 態の固有周期を求めているのに対し、橋脚には微細なク ラックが入っている可能性やフーチング内の軸方向鉄筋 の変形の影響、震動台との結合が剛結ではないこと等が 挙げられる.

実地震レベル1回目終了後にパルス加振によって求めた橋軸直角(X)方向の固有周期は0.77秒であるのに対し、摩擦力を見込んだ場合の解析による固有周期は0.75秒になっており、精度よく推定できている.一方、橋軸(Y)方向の固有周期は、パルス加振によって0.88秒と求められているのに対して、摩擦力を見込んだ場合の解析による固有周期は0.24秒と実験値との一致度が低い、摩擦を考慮しない場合では、橋軸(Y)方向の固有周期は1.00秒となり、実験値は摩擦力を見込まない場合に近く、摩擦力を見込んだ場合との中間にある.

実地震レベル2回目の実験終了後の解析により求めた 橋軸直角(X)方向の固有周期は,摩擦を考慮しないモ デル,摩擦係数0.20を仮定したモデルともに実地震レベ ル1回目終了後の橋軸直角(X)方向の固有周期よりも 短くなっており,実験結果とは一致しないが,この原因 はよくわかっていない.

(2)フーチング上面の入力とオリジナルの実地震レベル を使用した場合の影響

表 5.4, 図 5.11 は、入力地震動として、1)フーチング 上の4 隅で計測された加速度をそれぞれ用いた場合、2) これらの平均加速度を入力した場合、3)実地震レベル地 震動を入力として作用させた場合の地震応答解析結果を 比較したものである.ここでは、摩擦係数を 0.20 と仮定 した場合の解析結果の他、後述する摩擦係数を変化させ た場合の解析結果もあわせて示している.

これらによれば、フーチング上の4隅で計測された加 速度を作用させた場合とこれらの平均加速度を作用させ た場合には、最大応答変位としては、最大11%の差が生 じることが分かる.なお、平均加速度を用いた解析では、 橋軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向の解析値は実験結果 よりもそれぞれ22%、4%小さい.これを水平2成分を 合成した最大変位として評価するとその差は10%になる. オリジナルの実地震レベル地震動を入力した場合には、 フーチング上の平均加速度を入力した場合に比較して、 橋軸直角(X)方向の応答変位は0.9倍に、橋軸(Y)方 向の応答変位は1.3倍になる.

(3)端部支点の可動支承および橋脚上の転倒防止支承の 動摩擦力の影響

図 5.12 は、端部支点の可動支承および橋脚上の転倒防 止支承の動摩擦力のモデル化の影響を調べるために、摩 擦係数を 0, 0.10, 0.20, 0.30 と変化させた場合の応答を 計算した.入力としては、フーチングの平均加速度を用 いている、最大応答変位は表 5.4 に示したとおりである.

これらによれば、端部支点の可動支承および橋脚上の 転倒防止支承の摩擦力の変化の影響は大きく、橋脚天端 における橋軸(Y)方向の最大応答変位は、摩擦を考慮 しない場合には0.355 mであるのに対し,摩擦係数を0.30 とすると、0.095 mと、約1/4 に低下する.実験結果と比 較すると、摩擦係数を0.20 とする場合が、橋軸(Y)方 向の応答変位を、また、摩擦係数を0.10 とする場合が橋 軸直角方向の応答変位をそれぞれ相対的によく再現する. このようになる原因は、橋軸直角方向の桁の応答に伴い 転倒防止支承で浮き上がりが生じ、こうなると摩擦力が 作用しなくなるという特性が見込まれていないためと考 えられる. (4) 再現解析

フーチングの4隅における平均加速度を入力とし,可動 支承および転倒防止支承の摩擦係数を0.20として,実地 震レベル1回目と2回目の応答を解析した. これを実験 値と比較して図5.13に示す.

実地震レベル1回目加振に対する解析では、上述のように水平2方向を合成した最大応答変位は0.174 mであり、実験値の90%となる.残留変位は実験では橋軸直角(X)方向、橋軸(Y)方向に対してそれぞれ0.018 m,0.017 mであるが、解析ではそれぞれ0.006 m,0.008 mと実測値を過小評価する.この原因としては、実験では軸方向鉄筋の座屈が生じており、これを解析では考慮してないことが挙げられる.

また,解析により求めた橋脚基部の水平力~橋脚天端 の水平変位の履歴は実験の結果得られた履歴を再現でき ている.

実地震レベル2回目の実験に対する解析では、最大応 答変位は、橋軸直角(X)方向で0.111 m,橋軸(Y)方 向で0.226 mであり、水平2成分を合成すると0.237 m となる.これらはいずれも実験値よりも小さい.一方、 解析による残留変位は、橋軸直角方向には0であり、実 地震レベル1回目に比較して小さくなるが、橋軸方向に は0.047 mと実地震レベル1回目に比べ著しく大きくな っている.実地震レベル2回目の解析は、軸方向鉄筋の 座屈がすでに生じた後の解析であり、適用範囲を超えて いる点に注意が必要である.

以上の結果より、かぶりコンクリートの剥落、軸方向 鉄筋の座屈が生じた後の地震応答を再現するのは難しい. モデルの改良や新たなモデルの開発等の取り組みが必要 であるといえる.

Table 5.1         Natural Periods of Model A.						
	Transverse direction	Longitudinal direction	Vertical direction			
	(X) (sec)	(Y) (sec)	(Z) (sec)			
Experimental result	0.55	0.46	0.10			
Stiffness of the column was assume	d to be initial stiffness					
Stiffness of movable bearing was considered	0.37	0.18	0.11			
Stiffness of movable bearing was ignored	0.37	0.38	0.11			
Stiffness of the column was assume	Stiffness of the column was assumed to be yield stiffness					
Stiffness of movable bearing was considered	0.63	0.20	0.11			
Stiffness of movable bearing was ignored	0.63	0.64	0.11			

表 5.1 モデルAの固有周期 Table 5.1 Natural Pariods of Model

表 5.2 モデル A による入力地震動および端部支点の橋軸方向可動支承のモデル化の影響 Table 5.2 Effect of Input Ground Accelerations and Bearing Models on the Response Displacement (Model A).

<b>Table 3.2</b> Effect of hiput Ground Accelerations and Bearing Woders on the Response Displacement (Woder A).						
	Transvers	e direction	Longitudinal direction		Maximum	
	(X)	(m)	(Y) (m)		displacement	
	Positive side	Negative side	Positive side	Negative side	(m)	
Experimental result	0.133	-0.119	0.173	-0.170	0.195	
Effect of input ground acce	eleration (Fricti	on coefficient of	movable beari	ng is 20 %)		
Average	0.140	-0.085	0.188	-0.189	0.202	
NW corner	0.142	-0.087	0.186	-0.186	0.200	
NE corner	0.140	-0.086	0.190	-0.191	0.204	
SE corner	0.138	-0.084	0.189	-0.193	0.204	
SW corner	0.143	-0.085	0.183	-0.188	0.201	
80% of original JR Takatori record	0.100	-0.119	0.285	-0.116	0.301	
Effect of input ground acce	Effect of input ground acceleration (Friction coefficient of movable bearing is 20 %)					
No friction force was considered	0.139	-0.085	0.281	-0.229	0.289	
Friction coefficient = 10%	0.146	-0.085	0.222	-0.217	0.234	
Friction coefficient = 20%	0.140	-0.085	0.188	-0.189	0.202	
Friction coefficient = 30%	0.137	-0.085	0.159	-0.158	0.172	

Table 5.		uci D.			
	Transverse direction	Longitudinal	Vertical direction		
	(X) (sec)	direction(Y) (sec)	(Z) (sec)		
1) After dead weight was applied.					
Model considering without friction force	0.39	0.38	0.07		
Model considering with friction force	0.36	0.21	0.07		
2) After first E-Takatori excitation					
Model considering without friction force	0.94	1.00	0.08		
Model considering with friction force	0.75	0.24	0.07		
3) After second E-Takatori excitation					
Model considering without friction force	0.78	0.80	0.07		
Model considering with friction force 0.73 0.24 0.07					

表 5.3 モデル B の固有周期 Table 5.3 Natural Periods of Model B.

表 5.4 モデル B による入力地震動および端部支点の橋軸方向可動支承のモデル化の影響

Table 5.4 Effect of Input Ground Accelerations and Bearing Models on the Response Dis	splacement (Mod	del B).
---	-----------------	---------

	Transverse direction		Longitudinal direction		Maximum
	(X	(X) (m)		(Y) (m)	
	Positive side	Negative side	Positive side	Negative side	(m)
Experimental result	0.133	-0.119	0.173	-0.170	0.195
Effect of input ground accele	eration (Friction	coefficient of m	ovable bearing i	s 20 %)	
Average	0.104	-0.060	0.166	-0.160	0.175
NW corner	0.111	-0.062	0.148	-0.133	0.157
NE corner	0.115	-0.067	0.166	-0.143	0.177
SE corner	0.108	-0.062	0.160	-0.159	0.168
SW corner	0.103	-0.062	0.167	-0.144	0.175
80% of original JR Takatori record	0.094	-0.086	0.220	-0.101	0.233
Effect of input ground acceleration (Friction coefficient of movable bearing is 20 %)					
No friction force was considered	0.127	-0.121	0.355	-0.218	0.366
Friction coefficient = 10%	0.134	-0.078	0.208	-0.203	0.219
Friction coefficient = 20%	0.104	-0.060	0.166	-0.160	0.175
Friction coefficient = 30%	0.096	-0.058	0.084	-0.095	0.106



図 5.1 モデル A (変位ベースファイバー要素モデル) Fig. 5.1 Model A (Displacement Based Fiber Element Model).







**On-Skeleton** 

(c) 上下方向の衝突

Fig. 5.6 Analytical Idealization of Bearings.

Linear

(a) 固定支承



図 5.7 モデル B (荷重ベースファイバー要素モデル) Fig. 5.7 Model B (Force Based Fiber Element Model).















#### 6. まとめ

以上に示したように、実大規模の橋脚を使用した史上 初の崩壊にまで至る3次元震動台加震実験を実施し、相 似則の制約を受けない多数の破壊過程の特性を表す正確 なベンチマーク実験データを得ることができた.破壊過 程の解明を進め、解析手法の検証を実施していく上で、 本実験の意義は限りなく大きい.本実験により生み出さ れた膨大な実験データは、現在、鋭意解析の途上にあり、 まだ、今後の研究を待たなければならない点が多数ある. しかし、これらを通して、従来、一般に指摘されてきた こととは違う現象や、今後の解析に重要な実験データが 得られている.現時点における本実験の特徴と、これか ら明らかとなった今後の検討課題は以下の通りである.

1) 1970 年代に建設された直径 1.8m, 高さ 7.5m の RC 橋 脚(C1-1 模型)は、1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹 取駅で観測された強震記録を地盤と構造物の動的相互作 用を考慮して実地震動レベルに修正した記録を入力する ことにより,第1回目の加振では計算上の終局変位の 1.5 倍(ドリフト 2.56%),第2回目の加振では計算上の終局 変位の約 2.7 倍(ドリフト 4.19%)の塑性応答変位を生 じた.

2) 従来, 塑性化により周期が伸びた状態になると, 余震 等, 2回目の加振では多少の応答変位の増大は生じても 損傷はそれほど進展しないのではないかと考えられてき たが, 実際には, 2回目の加振では1回目の加振よりも 損傷が大きく進展した.現在までの解析では, 1回目の 加振による剛性劣化が橋脚系の周期特性を変化させ, こ れが応答変位を大きくしたと考えられるが, これ以外に 損傷の進展に寄与したメカニズムがないかを検討する必 要がある.

3)帯鉄筋による横拘束は周方向にも高さ方向にも大きく 変化しており、帯鉄筋によるコアコンクリートの横拘束 効果は従来仮定されてきているように、一様ではない.

また、3 段の帯鉄筋による拘束も、内側、中央、外側の 帯鉄筋において複雑に変化している.現在までに、複数 段の帯鉄筋による横拘束効果に関する研究は少なく、今 回の実験がこれに関して貴重な情報を与える.かぶりコ ンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみ出し、帯鉄筋の ばらけ、コアコンクリートの損傷を含むポストピーク領 域まで適用可能なコンクリートの構成則等、今後、さら にモデルの高度化が必要である.この際には、現状では 最大 50cm 程度の断面を有するコンクリート柱の圧縮実 験に基づく応力~ひずみ構成則がベースとなって技術基 準がまとめられてきているが、寸法 2m級の橋脚の横拘 束状態と応力~ひずみの構成則との整合性を考慮に入れ ておく必要がある.

4) 軸方向鉄筋の塑性化は橋脚基部から 1.5m(橋脚直径 の 83%) まで生じており,従来の塑性ヒンジ長の考え方 から見ると,高い範囲まで塑性化していると言える.また,帯鉄筋の降伏に伴う横拘束の頭打ちが生じている高

さ方向の範囲との関係の検討も重要である.現在の設計 では、塑性曲率を簡易な矩形ブロック分布により表し、 終局時の応答変位が載荷実験結果と概ね整合するように、 マクロに塑性ヒンジ長を設定している.しかし、実際に は、三角形分布の方が実際の塑性曲率分布に近く、今後、 こうした点も加味して塑性ヒンジ長を解析し、解析モデ ルの高精度化を図っていく必要がある.

5) フーチング内の軸方向鉄筋の変形により,橋脚基部の 回転が生じている.この影響を,従来我が国ではフーチ ング内の軸方向鉄筋の抜け出しの影響,ニュージーラン ド等では Strain penetration と呼んでいる.フーチング内 の軸方向鉄筋の変形と付着切れ等のメカニズムがはっき りわからないために,異なった解析上の考え方が用いら れてきているが,今後,実験データの解析から,フーチ ング内の軸方向鉄筋の変形が橋脚基部の回転に及ぼすメ カニズムを明らかにし,適切なモデルを開発する必要が ある.伸びだしによる回転変位の影響は全体の応答変位 の10~20%程度あり,これを考慮することにより応答変 位の推定精度を高めることができる.

6)現在の耐震解析は、依然として水平1方向ごとに実施 されているが、実現象では水平2方向と上下方向の3方 向加振下の破壊過程の解析が重要である.今回の実験を 基本に、変動軸力下における2軸曲げ効果を検討して行 く必要がある.

7) 2回目の加振では残留変位が大きくなった.現在の耐 震設計では、残留変位応答スペクトルに基づいて残留変 位の推定が行なわれているが、この推定法の高度化を図 ると同時に、残留変位は圧縮部の損傷、軸方向鉄筋のは らみだし、偏心荷重( $P \sim \delta$ 効果)等によってどのよう な影響を受けるかを検討し、残留変位が生じるかのメカ ニズムを明らかにする必要がある.

8) 現状の設計では、最外縁鉄筋位置でのコンクリートの 圧縮ひずみに基づいて、終局状態が定められているが、 最外縁位置ではなく、ある程度内側まで損傷が進んだ状 態を終局状態と考えるべきではないかという意見もある。 今回の実験からは、円形断面橋脚に対する終局変位の設 定法を検討する必要がある。

9) 寸法効果には、断面の大きさに起因する効果、縮小模型では相似則を正しく考慮できない効果、横拘束等の構成則に見込むべき寸法効果等、マクロ、ミクロの両面からの効果がある.これらを定義した上で、個別に寸法効果を検討する必要がある.縮小実験との比較に基づいて、耐力と変形性能、履歴モデルの特性、エネルギー吸収性能、曲率分布と塑性ヒンジ長に対する寸法効果を明らかにする必要がある.

10) 現在, 耐震設計に広く用いられているコンクリート の横拘束と鉄筋の構成則を組み込んだファイバー要素解 析を基本とする解析モデルを用いることにより, 第1回 目の加振実験に対しては, ある程度の精度で地震応答を 解析できる.しかし, 第2回目の加振実験に対する解析 精度は低い.さらに, 残留変位に対する解析精度が不十 分である.今回の実験結果をベンチマークデータとして, ポストピーク後の履歴応答の予測精度を飛躍的に高める ことができる解析手法の開発が求められる.

### 謝辞

実大三次元震動台破壊実験施設(E-Defense)を用いた 橋梁耐震実験研究は,防災科学技術研究所に設置されて いる橋梁耐震実験研究分科会(委員長:家村浩和,近畿 職業能力開発大学校校長(京都大学名誉教授)),橋梁耐 震実験研究実行部会(委員長:川島一彦,東京工業大学 教授),実行部会に設置されている解析検討WG,計測方 法検討WG,進行性破壊検討WGの委員の協力により遂 行されている.

ここに,委員各位のご芳名を添付資料に掲げ,深く謝 意を表します.

## 参考文献

第2章

[2.2.1]土木学会(1996):阪神・淡路大震災調査報告書 土
 木構造物の被害. 阪神・淡路大震災調査報告編集
 委員会, 21-40.

第3章

- [3.1.1]兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会(1995):兵 庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査 報告書.
- [3.1.2]土木学会コンクリート委員会(1967):コンクリート標準示方書解説【昭和 42 年版】.土木学会, 207-211.
- [3.1.3]日本道路協会(2002):道路橋示方書・同解説 V 耐 震設計編.
- [3.1.4]日本道路協会(1997): 既設道路橋の耐震補強に関 する参考資料, 3-10.
- [3.4.1]山原浩(1969):地震時の地震動と地震波の入力損 失(第1報).日本建築学会構造系論文集, No.165, 61-66.
- [3.4.2]山原浩(1970:地震時の地震動と地震波の入力損 失(第2報). 日本建築学会構造系論文集, No.167, 25-30.
- [3.4.3]石井清・山原浩(1982):大型地下タンクの実測記 録による地震波の入力損失の検討. No.312, 54-61.
- [3.4.4]安井譲・井口道雄・赤城久真・林康裕・中村充 (1998):1995 年兵庫県南部地震における基礎有効 入力動に関する考察.日本建築学会構造系論文集, No.512, 111-118.
- [3.4.5]林康裕・藤森健史・安井譲・井口道雄(1999):1995
   年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応
   答.日本建築学会構造系論文集, No.520, 45-51.
- [3.4.6](財)鉄道総合研究所(1996): JR 地震情報 No.23d 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II). 105-107.
- [3.4.7]兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会(1995):兵 庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査

報告書, p.146.

- [3.4.8]岩崎敏夫・龍岡文夫(1980):地盤の動的変形特性 に関する実験的研究(II) -広範囲なひずみ領域 における砂の動的変形特性-. 土木研究報告, No.153.
- [3.4.9]土木研究所地震防災部震動研究室(1979):沖積粘 土の動的変形特性-せん断剛性率のひずみ依存性 -. 土木研究所資料, No.**1504**.
- [3.4.10]日本建築学会(1996):地盤震動-現象と理論-, 272-278.
- [3.4.11] 淵本正樹・田蔵隆(2001):2次元有限要素法による地盤・杭・構造物系の地震応答解析における地盤の奥行き方向解析幅に関する一考察.清水建設研究報告, No.73, 35-46.
- [3.4.12](社)地盤工学会(2007):地盤の動的解析-基礎 理論から応用まで-, 87-88.
- [3.4.13]日本建築学会(2006):建物と地盤の動的相互作用 を考慮した応答解析と耐震設計, pp.109.
- [3.5.1]武藤高義(1992):アクチュエータの駆動と制御, コロナ社.
- [3.5.2]小波倭文朗·西海考夫(1999):油圧制御システム, 東京電機大学出版局.
- [3.5.3]梶井紳一郎・安田千秋・前川明寛・奥田幸人・原 田孝幸・小川伸行(2003):超大型三次元地震震 動台の動的シミュレータの開発(試験体の破壊現 象に着目したシミュレータの検証)日本機械学会 論文集(C編), **69-**688.

第5章

- [5.1] Neuenhofer, A. and F. C. Filippou (1997): "Evaluation of Nonlinear Frame Finite Element Models." Journal of Structural Engineering, ASCE, 123 (7): 958-966.
- [5.2] Spacone, E., V. Ciampi, and F. C. Filippou (1996) :"Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element." Computers and Structures, 58 (1):71-83.
- [5.3] (株) アーク情報システム: TDAP III. ver2.13.
- [5.4] Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al. (2006) : Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/user manual/index.html.
- [5.5] Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. ,and Taylor, A. W. (1997) : Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, J. Struct.

Engrg, ASCE, 123-5, 624-633.

- [5.6] Sakai, J. and Kawashima, K. (2006) : Unloading and reloading stress-strain model for confined concrete, J. Struct. Engrg., ASCE, 132-1, 112-122.
- [5.7] 堺淳一・川島一彦(2003):部分的な除荷・再載 荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデル の提案. 土木学会論文集, No.738/I-64, 159-169.
- [5.8] 堺淳一・運上茂樹 (2007):ファイバー要素を用 いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚模型の地震 応答解析. 土木技術資料, **49-1**,60-65.

#### 関連発表論文

- Katayama, T. (2005) : Construction of E-Defense a large-sized 3-dimensional shake table, Proc. 1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, 29-38, Nagoya, Japan.
- Nakashima, M., Kawashima, K., Ukon, H. ,and Kajiwara, K. (2008): Shake table experimental project on the seismic performance of bridges using E-Defense, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, S17-02-010 (CD-ROM), Beijing, China.
- Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwara, K. (2008): E-Defense Experiment on the Seismic Performance of a Bridge Column Built in 1970s, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, S17-02-011 (CD-ROM), Beijing, China.
- Sakai, J., Unjoh, S., and Ukon, H. (2008): Earthquake Simulation Tests of Bridge Column Models Damaged During 1995 Kobe Earthquake, Proc. 14th World Conference on Earthquake Engineering, S17-02-010(CD-ROM), Beijing, China.
- 5) Kawashima, K., Ukon, H. ,and Kajiwara, K. (2006): Large-scale Shake Table Tests of Bridges Using E-Defense, Proc. Fourth International Workshop on Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Paper No.02 (CD-ROM), MCEER 06-SP03, MCEER, State University of New York, Buffalo, NY, USA.
- 6) Kawashima, K., Ukon, H. ,and Kajiwara, K. (2007): Bridge Seismic Response Experiment Program Using E-Defense, Proc. 39th UJNR Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, 57-66, Tsukuba, Japan.
- Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Kosa, K., Takahashi, Y., and Yabe, Y. (2008): Seismic Performance of Flexural Failure Type RC Bridge Column based on E-Defense Excitation, Proc. 40th UJNR Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects UJNR, Gaithersburg, MD, USA.

- Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwara, K. (2008): Seismic Performance of Bridge Columns based on Full-scale Excitation Tests, WFEO-JFES-JSCE Joint International Symposium on Disaster Risk Management, 44-50, Sendai, Japan.
- Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwara, K. (2008): E-Defense Experiment on the Seismic Performance of a Bridge Column Built in 1970s, Proc. Fumio Watanabe Symposium, 71-78, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Kyoto, Japan.
- 10) 松本崇志・川島一彦・Mahin, S.A. ・右近大道:振動 台加振実験に基づくインターロッキング式橋脚と 矩形断面橋脚の耐震性に関する研究. 土木学会論文 集(登載決定).
- 11) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwara, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K., and Yabe, M.: Seismic Performance of a Flexural Failure Type Reinforced Concrete Column based on E-Defense Excitation, Journal of Structural and Earthquake Engineering, Invited Paper. Japan Society of Civil Engineers (submitted for Publication).
- 切淳一・運上茂樹・右近大道(2007): 兵庫県南部地 震における RC 橋脚の被災再現のための振動台実験. 地震工学論文集, Vol.29, 934-942, 土木学会, 東京.
- 切淳一・運上茂樹・右近大道(2008): RC 橋脚の振 動台実験における応答変位の計測精度の評価.構造 工学論文集, 331-342, Vol.54A, 土木学会, 東京.
- 14) 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2007): E-Defense を用いた大型橋梁実験における計測計画. 第 10 回 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関す るシンポジューム, 29-34, 土木学会, 東京.
- 15) 梶原浩一・右近大道・川島一彦(2007): E-Defense を用いた大型橋梁実験の目的と概要. 第10回地震 時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシ ンポジューム,23-28,土木学会,東京.
- 16) 佐々木智大・栗田裕樹・川島一彦・渡邊学歩・右近 大道・梶原浩一(2007):主鉄筋段落し部を有する RC橋脚の破壊モードに与える載荷地震動特性の影響 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に 関するシンポジューム,35-42,土木学会,東京.
- 17) 栗田裕樹・佐々木智大・川島一彦・渡邊学歩・右近 大道・梶原浩一(2007):主鉄筋段落としを有する RC 橋脚の破壊特性. 第 10 回地震時保有耐力法に 基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジューム, 43-50, 土木学会, 東京.
- 右近大道・梶原浩一・川島一彦 (2007): E-Defense を用いた大型橋梁耐震実験計画. 地震工学論文集, Vol.29, 1412-1419, 土木学会, 東京.
- 19) 梶原浩一・右近大道・川島一彦(2007): E-Defense を活用した大型橋梁耐震実験計画の概要. 第 62 回 年次学術講演概要, 927-928, 土木学会, 東京.
- 20) 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2007): E-Defense

を活用した橋梁コンポーネント実験計画. 第 62 回 年次学術講演概要, 929-930, 土木学会, 東京.

- 21) 松本崇志・渡邊学歩・永田聖二・川島一彦・右近大道(2007):矩形断面橋脚とインターロッキング式 橋脚の耐震性に関する研究.第62回年次学術講演 概要,939-940,土木学会,東京.
- 22) 右近大道・梶原浩一・川島一彦 (2008): E-Defense

を活用した橋梁耐震実験研究 C1-1 実験報告. 第 63 回年次学術講演概要, 151-152, 土木学会, 東京.

23) 永田聖二・右近大道・金澤健司・矢花修一・梶原浩 一(2008): RC 橋脚の振動台実験における応答変位 の計測精度の評価.第63回年次学術講演概要, 629-630,土木学会,東京.

(原稿受理:2008年12月12日)

## 要 旨

E-Defense を活用した橋梁耐震実験研究として,2005~2006年度には実験計画を作成すると同時に,事前解 析及び事前実験を実施し,2007年度にC1-1模型(1970年代に建設された曲げ破壊タイプのRC橋脚)に対す る E-Defense 震動台実験を実施した.

C1-1 実験に用いたのは、直径 1.8m、高さ 7.5m の円柱橋脚躯体を幅 7m×奥行き 7 m×高さ 1.8 m のフーチン グで支持した、ほぼ実物大の供試体であり、1970 年代に建設された曲げ破壊がせん断破壊に先行する RC 橋脚 をモデル化したものである. E-Defense を用いることによってはじめて可能となった橋脚に対する世界最大の 震動台加震実験である. 1995 兵庫県南部地震でなぜ著しい破壊を生じたかを明らかにするとともに、模型の 寸法効果を検討することを目的として実験したものである.

震動台実験では、1995年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で観測された地震記録に動的相互作用を考慮して 振幅修正した地震動を入力地震動として用いた.1回目の加振では試験体基部には曲げ破壊による損傷が発生 した.2回目の加振ではさらに破壊が進行し、帯鉄筋の重ね継手がはずれ、完全にコアコンクリートに対する 拘束効果を失われた.これは、1995年の兵庫県南部地震での被害を再現する結果となった.

本報告は Cl-1 実験の 1 次解析結果を報告するものであり、今後、破壊の進展や寸法効果に関して、さらに 詳細に検討を進める予定である.

キーワード:橋梁, 地震, 耐震設計, 耐震補強, E-Defense, 震動台実験

# <添付1> 橋梁耐震実験研究分科会委員

委員長	家村 浩利	口 近畿職業能力開発大学校 校長(京都大学名誉教授)
幹事長	川島 一彦	逐 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 教授
委員	長谷川 禾	ロ夫 首都高速道路(株) 保全・交通部長
//	市川 篤言	引 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部長
"	宇佐美 兔	也 名城大学理工学部建築システム工学科 教授
"	大塚 久巷	f 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 教授
"	佐藤 昌志	去 国土交通省北海道開発局 室蘭開発建設部長
//	田蔵 隆	清水建設技術研究所 所長補佐
//	竹田 哲夫	ミ リテックエンジニアリング(株) 取締役
//	中島 正愛	愛 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター所長
//	林川 俊良	阝 北海道大学大学院工学研究科環境創生工学専攻 教授
//	堀 宗良	月 東京大学地震研究所 教授
委員兼幹事	猪熊 康夫	中日本高速道路(株)企画本部 技術開発部長
//	運上 茂樹	約 (独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
//	幸左 賢二	二 九州工業大学工学部建設社会工学科 教授
//	後藤 和清	责 (株)建設技術研究所東京本社構造部 技師長
//	長沼 敏彦	逐 阪神高速道路(株)情報システム部 部長
//	矢部 正明	月 (株)長大構造事業本部耐震技術部 部長

注)委員名簿は、平成20年4月1日時点

# <添付 2> 橋梁耐震実験研究実行部会委員

		去去了 <u>来</u> 1.光1.光防田了兴田应创1.1.1.7.光去去。 推校
安貝 <b>長</b>	川島一彦	果尔上美大子大子阮理上子研究科工个上字导攻 教授
妥 貝	伊津野 和行	立命館大字埋上字部都市システム上字科 教授(H18.12.20~)
"	猪熊 康夫	中日本高速道路(株)企画本部 技術開発部長
"	運上 茂樹	(独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
"	大友 敬三	(財)電力中央研究所地球工学研究所 領域リーダー・上席研究員(H18.10.23~)
//	岡野 素之	(株)大林組技術研究所構造技術研究部 主任研究員(H18.7.26~)
"	大滝健	(株)クレアテック 技術部長
"	葛西 昭	名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 講師
"	幸左 賢二	九州工業大学工学部建設社会工学科 教授
"	後藤 和満	(株)建設技術研究所 東京本社構造部 技師長
"	小林 薫	JR 東日本研究開発センターフロンテアサービス研究所 課長(H19.4.1~)
"	堺 淳一	(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員
"	高橋 良和	京都大学防災研究所 准教授
"	滝本 和志	清水建設(株)技術研究所安全安心技術センター 主任研究員
"	永田 和寿	名古屋工業大学大学院社会工学専攻 准教(H18.10.23~)
//	長沼 敏彦	阪神高速道路(株)情報システム部 部長
//	西 弘明	(独)土木研究所寒地土木研究所 総括主任研究員(H18.11.30~)
"	西岡 勉	阪神高速道路(株)技術部技術開発グループ アシスタントマネージャ(H18.12.23
		$\sim$ )
"	堀 宗朗	東京大学地震研究所 教授(H19.4.1~)
"	前川 宏一	東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻 教授(H19.4.1~)
"	矢部 正明	(株)長大構造事業本部耐震技術部 部長
"	山野辺 慎一	鹿島建設(株)技術研究所十木構造・材料グループ 上席研究員(H18.6.29~)
"	吉田 純司	山梨大学工学部十木環境工学科 准教授
"	渡邊 学歩	東京工業大学大学院理工学研究科十木工学専攻 助教 (~H191214)
"	睦好 宏史	埼玉大学大学院理工学研究科工学部建設工学科 教授(H2041~)
"	松崎 裕	東京工業大学大学院理工学研究科十木工学専攻 助教 (H20 4 1~)
//	<b></b> 梶原 浩一	(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター プロジェクトリーダー・
		主任研究員
"	右近 大道	(狆) 防災科学技術研究所丘庫耐雲工学研究センター 招聘研究員
オブザーバー	- 由浦 老	(株) 長大構造事業大部市日本事業部構造計画 1 部 再門技師
	山山山	
"	本園 康之	(株) 長大構造事業太部国際技術部 専門技師
"	新津 店	市方雷楼大学唐報晋谙学部 教授
"	古民 必	
"	山庄 伯 シロ 和一	不示即立庄木以附回守守门于仪 (世秋)又 (时) 金五山山研究前地球工学研究前地委工学组试 研究目
"	小田 聖一	(約/ 电刀中大妍九川地场上子妍九川地震上子暝飒 研充貝

注)委員名簿は、平成20年4月1日時点

# <添付 3> 橋梁耐震実験研究実行部会ワーキング委員会

## 解析検討 WG 委員

主 査	運上	茂樹	(独) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
"	青戸	拡起	武蔵工業大学大学院工学研究科 客員研究員
"	市村	強	東京工業大学理工学研究科土木工学専攻 准教授
"	右近	大道	(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員
"	大滝	健	(株) クレアテック 技術部長
"	岸	徳光	室蘭工業大学工学部建設システム工学科 教授
"	久保	明英	(株)フォーラムエイト技術サポートグループ
"	幸左	賢二	九州工業大学工学部建設社会工学科 教授
"	堺	淳一	(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員
"	佐藤	知明	JIPテクノサイエンス(株)システム技術研究所
"	田中	浩一	(株)大林組技術研究所構造技術研究部 副主查
"	林	継恩	川田テクノシステム株式会社
"	藤田	亮一	日本技術開発(株)リサーチ・エンジニアリング事業部
"	藤野	明義	(株)横河技術情報解析エンジニアリング部技術グループ
"	牧	秀彦	富士通エフ・アイ・ピー株式会社 科学技術システム部
"	松田	泰治	熊本大学
"	松田	宏	JIPテクノサイエンス(株)東京テクノセンタ橋梁技術部
"	松山	洋人	(株)フォーラムエイト 大阪支社営業グループ
//	八木	和也	(株)横河技術情報解析エンジニアリング部技術グループ

## 計測方法検討 WG 委員

主	査	高橋	良和	京都大学防災研究所 准教授(H20.4.1より主査)
委	員	右近	大道	(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 招聘研究員(~H20.3.31
				まで主査)
,	,	岡野	素之	(株)大林組技術研究所土木構造研究室構造性能グループ長
,	,	大滝	健	(株)クレアテック 技術部長
,	,	大滝	政博	テクニカルリンク(株) 代表取締役
/	,	堺	淳一	(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター 研究員
,	,	滝本	和志	清水建設(株)技術研究所安全安心技術センター 主任研究員
,	,	山野	り 慎一	鹿島建設 (株) 技術研究所土木構造・材料グループ 上席研究員
,	,	吉田	純司	山梨大学工学部土木環境工学科 准教授
,	,	渡邊	学歩	(株)長大 構造事業本部 耐震技術部

## 進行性破壞検討 WG 委員

主 査	矢部 正明	(株)長大構造事業本部耐震技術部 部長
//	宇野 裕恵	オイレス工業(株)第三事業部免制震技術部 部長
//	鵜野 禎史	川口金属工業株式会社技術本部技術 1 部 部長代理
//	小野 潔	東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 准教授
//	久慈 茂樹	東京ファブリック工業(株)本店営業部 技術主任
//	堺 淳一	(独)土木研究所耐震研究グループ 主任研究員
"	佐藤 雄亮	(財)電力中央研究所構造工学領域 研究員
"	高橋 良和	京都大学防災研究所准教授
"	田中 健司	(株) ビービーエム技術本部 副本部長
"	永田 和寿	名古屋工業大学大学院社会工学専攻 准教授
"	西岡 勉	阪神高速道路(株)技術部 技術開発グループ アシスタントマネージャ
"	西村 貴明	(株)ブリヂストン免震開発部 課長
"	吉田 純司	山梨大学工学部土木環境工学科 准教授
//	森下 健一	神鋼鋼線工業(株)尼崎事業所技術部 課長
"	谷中 聡久	(株) 横河ブリッジ技術本部技術研究所 課長
"	渡辺 厚	新日鉄エンジニアリング(株)技術本部技術開発研究所建設・鋼構造技術室
		(~H19.10.31)
"	前田 泰史	新日鉄エンジニアリング(株)建築・鋼構造事業部建築鉄構ユニット免制震
		デバイスマネジャー(H19.11.1~)

注)委員名簿は、平成20年4月1日時点

<添付 4>実験装置, RC 橋脚模型損傷写真等カラー図版



写真 2.1.1 C1-1 実験 Photo 2.1.1 C1 Component experiments (Single column).



図 2.1.1 橋梁システム実験 Fig.2.1.1 C2 System experiments (Progressive collapse).



図 3.1.2 曲げ耐力とせん断耐力の比較





(a) 3.68 秒 (点 a) 付近





(b) 4.27 秒 (点 b) 付近





(c) 4.72 秒 (点 c) 付近



 (d) 5.21 秒 (点 d) 付近

 (1) XpYn (NE) 面
 (2) XnYp (SW) 面

 図 4.3 (1) 実地震レベル 1 回目の損傷の進展

 Fig. 4.3(1) Damage Progress under First Excitation.



(e) 6.9 秒 (点 e) 付近



(f) 7.59 秒 (点 f) 付近





(1) XpYn (NE) 面 図

(g) 8.35 秒 (点 g) 付近
 (2) XnYp (SW) 面
 図 4.3 (2) 実地震レベル 1 回目の損傷の進展
 Fig. 4.3(2) Damage Progress under First Excitation.



(a) Yp (W) 面



(b) Xn (S) 面



(c) Yn (E) 面



(d) Xp (N) 面 図 4.4 実地震レベル 1 回目の実験後の損傷 Fig. 4.4 Damage after First Excitation.





(a) 3.74 秒 (点 a) 付近





(b) 4.38 秒 (点 b) 付近





(c) 4.95 秒 (点 c) 付近



(1) XpYn (NE) 面



(d) 5.43 秒 (点 d) 付近 面 (2) XnYp (SW) 面 図 4.5 (1) 実地震レベル 2 回目の損傷の進展 Fig. 4.5(1) Damage Progress under Second Excitation.



(e) 6.97 秒 (点 e) 付近





 (f) 7.71 秒
 (点 f) 付近

 (1) XpYn (NE) 面
 (2) XnYp (SW) 面

 図 4.5 (2) 実地震レベル 2 回目の損傷の進展

 Fig. 4.5(2) Damage Progress under Second Excitation.



(a) Yp (W) 面



(b) Xn (S) 面下側



(c) Yn (E) 面



(d) Xp (N) 面 図 4.6 実地震レベル 2 回目の実験後の損傷 Fig. 4.6 Damage after Second Excitation.