

E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-5 橋脚) 震動破壊実験研究報告

－現在の技術基準で設計した RC 橋脚の
耐震性に関する震動台実験及びその解析－

Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model (C1-5 model) Using E-Defense

－ Experiment on a RC Column Designed Based on the Current Code －



防災科学技術研究所研究資料

- 第 298 号 神奈川県西部山北南高感度地震観測井の掘削および坑内検層 32pp. 2006 年 10 月発行
- 第 299 号 地すべり地形分布図 第 31 集「高知・窪川」17 葉 (5 万分の 1). 2007 年 3 月発行
- 第 300 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 21 (平成 18 年 No. 1) (CD-ROM). 2007 年 3 月発行
- 第 301 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 22 (平成 18 年 No. 2) (CD-ROM). 2007 年 3 月発行
- 第 302 号 長岡における積雪観測資料 (30) (2005. 11 ～ 2006. 3) 37pp. 2007 年 3 月発行
- 第 303 号 2003 年十勝沖地震の観測記録を用いた強震動予測手法の検証 (CD-ROM 版). 2007 年 3 月発行
- 第 304 号 アジア・太平洋国際地震・火山観測網構築計画に関する事前調査 96pp. 2007 年 3 月発行
- 第 305 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2005/06 年冬期) 45pp. 2007 年 3 月発行
- 第 306 号 地震荷重を受ける減肉配管の破壊過程解明に関する研究報告書 78pp. 2007 年 3 月発行
- 第 307 号 根尾谷断層水鳥地区における深層ボーリング調査と地殻応力測定 (付録 CD-ROM) 33pp. 2007 年 8 月発行
- 第 308 号 地すべり地形分布図 第 32 集「松山・宇和島」26 葉 (5 万分の 1). 2007 年 9 月発行
- 第 309 号 地すべり地形分布図 第 33 集「大分」18 葉 (5 万分の 1). 2007 年 11 月発行
- 第 310 号 Geological and Logging Data of the NIED wells, Japan -Active fault, Seismogenic zone, Hingeline – 29pp. 2008 年 3 月発行
- 第 311 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2006/07 年冬期) 35pp. 2007 年 11 月発行
- 第 312 号 地すべり地形分布図 第 34 集「延岡・宮崎」19 葉 (5 万分の 1). 2008 年 3 月発行
- 第 313 号 微動探査観測ツールの開発 その 1 – 常時微動解析ツール – (付録 CD-ROM) 133pp. 2008 年 3 月発行
- 第 314 号 距離減衰式による地震動予測ツールの開発 (付録 CD-ROM) 66pp. 2008 年 3 月発行
- 第 315 号 地すべり地形分布図 第 35 集「八代」18 葉 (5 万分の 1). 2008 年 3 月発行
- 第 316 号 地すべり地形分布図 第 36 集「熊本」15 葉 (5 万分の 1). 2008 年 3 月発行
- 第 317 号 2004 年新潟県中越地震による斜面変動分布図 (付録 CD-ROM) 37pp. 2008 年 3 月発行
- 第 318 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 23 (平成 19 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2008 年 3 月発行
- 第 319 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 24 (平成 19 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2008 年 3 月発行
- 第 320 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験 - 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM) 152pp. 2008 年 3 月発行
- 第 321 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクト 実大 6 層 RC 建物実験報告書 (付録 CD-ROM) 46pp. 2008 年 3 月発行
- 第 322 号 地すべり地形分布図 第 37 集「福岡・中津」24 葉 (5 万分の 1). 2008 年 8 月発行
- 第 323 号 地すべり地形分布図 第 38 集「長崎・唐津」29 葉 (5 万分の 1). 2008 年 9 月発行
- 第 324 号 地すべり地形分布図 第 39 集「鹿児島」24 葉 (5 万分の 1). 2008 年 11 月発行
- 第 325 号 地すべり地形分布図 第 40 集「一関・石巻」19 葉 (5 万分の 1). 2009 年 2 月発行
- 第 326 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2007/08 年冬期) 33pp. 2008 年 12 月発行
- 第 327 号 防災科学技術研究所 45 年のあゆみ (付録 DVD) 224pp. 2009 年 3 月発行
- 第 328 号 地すべり地形分布図 第 41 集「盛岡」18 葉 (5 万分の 1). 2009 年 3 月発行
- 第 329 号 地すべり地形分布図 第 42 集「野辺地・八戸」24 葉 (5 万分の 1). 2009 年 3 月発行
- 第 330 号 地域リスクとローカルガバナンスに関する調査報告 53pp. 2009 年 3 月発行
- 第 331 号 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 - (付録 DVD) 107pp. 2009 年 1 月発行
- 第 332 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 25 (平成 20 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2009 年 3 月発行
- 第 333 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 26 (平成 20 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2009 年 3 月発行
- 第 334 号 平成 17 年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 地盤基礎実験 - 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM) 62pp. 2009 年 10 月発行
- 第 335 号 地すべり地形分布図 第 43 集「函館」14 葉 (5 万分の 1). 2009 年 12 月発行
- 第 336 号 全国地震動予測地図作成手法の検討 (7 分冊 + CD-ROM 版). 2009 年 11 月発行
- 第 337 号 強震動評価のための全国深部地盤構造モデル作成手法の検討 (付録 DVD). 2009 年 12 月発行
- 第 338 号 地すべり地形分布図 第 44 集「室蘭・久遠」21 葉 (5 万分の 1). 2010 年 3 月発行
- 第 339 号 地すべり地形分布図 第 45 集「岩内」14 葉 (5 万分の 1). 2010 年 3 月発行
- 第 340 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2008/09 年冬期) 33pp. 2010 年 3 月発行
- 第 341 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 27 (平成 21 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2010 年 3 月発行

防災科学技術研究所研究資料

- 第 342 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 28 (平成 21 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2010 年 3 月発行
- 第 343 号 阿寺断層系における深層ボーリング調査の概要と岩石物性試験結果 (付録 CD-ROM) 15pp. 2010 年 3 月発行
- 第 344 号 地すべり地形分布図 第 46 集「札幌・苫小牧」19 葉 (5 万分の 1). 2010 年 7 月発行
- 第 345 号 地すべり地形分布図 第 47 集「夕張岳」16 葉 (5 万分の 1). 2010 年 8 月発行
- 第 346 号 長岡における積雪観測資料 (31) (2006/07, 2007/08, 2008/09 冬期) 47pp. 2010 年 9 月発行
- 第 347 号 地すべり地形分布図 第 48 集「羽幌・留萌」17 葉 (5 万分の 1). 2010 年 11 月発行
- 第 348 号 平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト実大 3 層 RC 建物実験報告書 (付録 DVD) 68pp. 2010 年 8 月発行
- 第 349 号 防災科学技術研究所による深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果 (足尾・新宮・牛伏寺) (付録 CD-ROM) 12pp. 2010 年 8 月発行
- 第 350 号 アジア防災科学技術情報基盤 (DRH-Asia) コンテンツ集 266pp. 2010 年 12 月発行
- 第 351 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2009/10 年冬期) 31pp. 2010 年 12 月発行
- 第 352 号 平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験 - 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM) 120pp. 2011 年 1 月発行
- 第 353 号 地形・地盤分類および常時微動の H/V スペクトル比を用いた地震動のスペクトル増幅率の推定 242pp. 2011 年 1 月発行
- 第 354 号 地震動予測地図作成ツールの開発 (付録 DVD) 155pp. 2011 年 5 月発行
- 第 355 号 ARTS により計測した浅間山の火口内温度分布 (2007 年 4 月から 2010 年 3 月) 28pp. 2011 年 1 月発行
- 第 356 号 長岡における積雪観測資料 (32) (2009/10 冬期) 29pp. 2011 年 2 月発行
- 第 357 号 浅間山鬼押出火山観測井コア試料の岩相と層序 (付録 DVD) 32pp. 2011 年 2 月発行
- 第 358 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 29 (平成 22 年 No. 1) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
- 第 359 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 30 (平成 22 年 No. 2) (CD-ROM 版). 2011 年 2 月発行
- 第 360 号 K-NET・KiK-net 強震データ (1996 – 2010) (DVD 版 6 枚組). 2011 年 3 月発行
- 第 361 号 統合化地下構造データベースの構築 <地下構造データベース構築ワーキンググループ報告書> 平成 23 年 3 月 238pp. 2011 年 3 月発行
- 第 362 号 地すべり地形分布図 第 49 集「旭川」16 葉 (5 万分の 1). 2011 年 11 月発行
- 第 363 号 長岡における積雪観測資料 (33) (2010/11 冬期) 29pp. 2012 年 2 月発行
- 第 364 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2010/11 年冬期) 45pp. 2012 年 2 月発行
- 第 365 号 地すべり地形分布図 第 50 集「名寄」16 葉 (5 万分の 1). 2012 年 3 月発行
- 第 366 号 浅間山高峰火山観測井コア試料の岩相と層序 30pp. 2012 年 2 月発行
- 第 367 号 防災科学技術研究所による関東・東海地域における水圧破碎井の孔井検層データ 29pp. 2012 年 3 月発行
- 第 368 号 台風災害被害データの比較について (1951 年～ 2008 年, 都道府県別資料) (付録 CD-ROM) 19pp. 2012 年 5 月発行

－ 編集委員会 －		防災科学技術研究所研究資料 第 369 号
(委員長)	納口恭明	平成 24 年 10 月 31 日 発行
(委 員)		
實渕哲也	鈴木真一	編集兼 独立行政法人
本吉弘岐	田原健一	発行者 防災科学技術研究所
橋本俊幸		〒 305-0006
(事務局)		茨城県つくば市天王台 3－1
吉田則夫	根岸弘明	電話 (029)863-7635
鈴木比奈子		http://www.bosai.go.jp/
(編集・校正)	樋山信子	印刷所 朝 日 印 刷 株 式 会 社
		茨 城 県 つ く ば 市 東 2-11-15

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention 2012

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ (<http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/index.html>) をご覧ください。

E-Defense を用いた実大 RC 橋脚（C1-5 橋脚）震動破壊実験研究報告書
— 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析 —

右近大道^{*1}・梶原浩一^{*1}・川島一彦^{*2}・佐々木智大^{*2}・運上茂樹^{*3}・
堺 淳一^{*3}・高橋良和^{*4}・幸左賢二^{*5}・矢部正明^{*6}・松崎 裕^{*2}

**Large-scale Shake Table Experiment on a Component Model
(C1-5 Model) Using E-Defense**
— Experiment on a RC Column Designed Based on the Current Code —

Hiromichi UKON^{*1}, Koichi KAJIWARA^{*1}, Kazuhiko KAWASHIMA^{*2}, Tomohiro SASAKI^{*2}, Shigeki UNJOH^{*3},
Junichi SAKAI^{*3}, Yoshikazu TAKAHASHI^{*4}, Kenji KOSA^{*5}, Masaaki YABE^{*6}, and Hiroshi MATSUZAKI^{*2}

^{*1} Hyogo Earthquake Engineering Research Center,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention,
E-mail: ukon@bosai.go.jp, kaji@bosai.go.jp

^{*2} Tokyo Institute of Technology
E-mail: kawashima.k.ae@m.titech.ac.jp, sasaki.t.aa@m.titech.ac.jp, matsuzaki.h.aa@m.titech.ac.jp

^{*3} Public Works Research Institute
E-mail: unjoh@pwri.go.jp, sakai55@pwri.go.jp

^{*4} Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University
E-mail: yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

^{*5} Kyushu Institute of Technology
E-mail: kosa@civil.kyutech.ac.jp

^{*6} Earthquake Engineering Division, Chodai
E-mail: yabe-m@chodai.co.jp

Abstract

This paper presents a 3D shake table experiment on a 7.5 m tall 2 m diameter circular reinforced concrete column which was designed in accordance with 2002 Japan Road Association design code. Failure mechanism was clarified based on a series of excitations and fiber element analyses. It was found that the column behaved satisfactorily under a near-field ground motion recorded during the 1995 Kobe, Japan earthquake. The scale effect on the ultimate displacement due to pull-out of crashed core concrete from steel cage and the lateral confinement by hoops are presented.

Key Words: Bridge, Seismic design, E-Defense, Reinforced concrete pier, Shake table experiment, Nonlinear analysis

^{*1} 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

^{*2} 東京工業大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻

^{*3} 独立行政法人 土木研究所

^{*4} 京都大学 防災研究所

^{*5} 九州工業大学

^{*6} (株)長大 構造事業部

目 次

1. はじめに	3
1.1 橋梁耐震実験研究推進の背景	3
2. 橋梁耐震実験研究の目的と推進体制	3
2.1 研究目的	3
2.2 実験の種類	3
2.3 研究推進体制	4
3. C1-5 実験の必要性	6
4. C1-5 実験と入力条件	6
4.1 加震装置と計測	6
4.2 C1-5 橋脚	7
4.3 入力地震動	9
4.4 加震ケース	10
5. 損傷と応答の進展	11
5.1 C1-5(1)加震	11
5.2 C1-5(2)加震	13
5.3 C1-5(3)加震	14
6. 軸方向鉄筋ひずみ	16
7. 帯鉄筋ひずみ	17
8. 破壊面の損傷状況	19
9. 加震に伴う固有周期および減衰定数の変化	20
10. 解析シミュレーション	21
10.1 解析モデル	21
10.2 解析結果	21
11. 結論	24
＜謝辞＞	24
＜参考文献＞	25
＜関連発表論文＞	26
要 旨	28
＜添付 1＞ 橋梁耐震実験研究分科会委員名簿	29
＜添付 2＞ 橋梁耐震実験研究実行部会委員名簿	30
＜添付 3＞ 橋梁耐震実験研究実行部会ワーキンググループ委員名簿	31
＜添付 4＞ 研究資料内写真図カラー版	33
＜添付 5＞ C1 実験での三分力計による上部構造慣性力の計測	41
＜添付 6＞ C1 実験での三次元変位計測	46
＜添付 7＞ 実験写真集(試験体製作・設置状況・損傷写真集)	52

1. はじめに

実大三次元震動破壊実験施設(以下、Eーディフェンスと呼ぶ)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震動台である。Eーディフェンス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 C1-5 実験結果について示す。なお、本報告書は川島らによる詳細な検討結果¹⁾を研究資料としてまとめたものである。C1-5 実験は、Eーディフェンスを用いた橋梁に対する 2 ケース目の実験として、2008 年 8 月に実施したもので、現在の耐震技術基準で設計された直径 2 m、高さ 7.5 m の大型円形断面 RC 橋脚に対する加震実験である。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震実験した例は、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 1 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ーディフェンス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。

本報告書では、C1-5 実験に基づく大型橋脚模型の破壊特性とこれに対する解析結果を示す。

なお、Eーディフェンスを用いた橋梁耐震実験の 1 ケース目として実施した C1-1 実験は、1970 年代に建設された曲げ破壊先行型の RC 橋脚を対象としたものであり、その実験結果は、防災科学技術研究所資料第 331 号「Eーディフェンスを用いた実大 RC 橋脚(C1-1 橋脚)震動破壊実験研究報告書」²⁾にて報告している。

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。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。これらの地震破

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ーディフェンス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たり、以下を研究の目的とした。実験の種類と目的を表 2.1 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ーディフェンスの協力関係を持って実施し、実験計画は、米国側の Eーディフェンス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³⁾。

- 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 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、表 2.2)、もう 1 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 年度以降に 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ーディフェンス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、今なお検討中であり、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ーディフェンスで行う実験の計画、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。

表 2.1 実験種類と目的

Table 2.1 The objectives of the C1 experiment and the C2 experiment.

The C1 experiment	1) The failure mechanism of RC columns which failed during 1995 Kobe earthquake
	2) The effectiveness of standard seismic retrofit measures for existing RC columns
	3) The seismic performance of RC columns designed in accordance with the current design requirements
	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 experiment	1) The progress failure mechanism of bridge system due to combination of poundings and rupture of 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 2.2 実験全体ケース (暫定案)

Table 2.2 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
	C1-5	Column by the current code
2009	C1-6	Current column subjected to stronger than code specified ground motions
After 2010	C1-3	Retrofitted column by steel jacket
	C1-4	Retrofitted column by CFS
	C1-7	US column
	C2	The system failure mechanism of a bridge

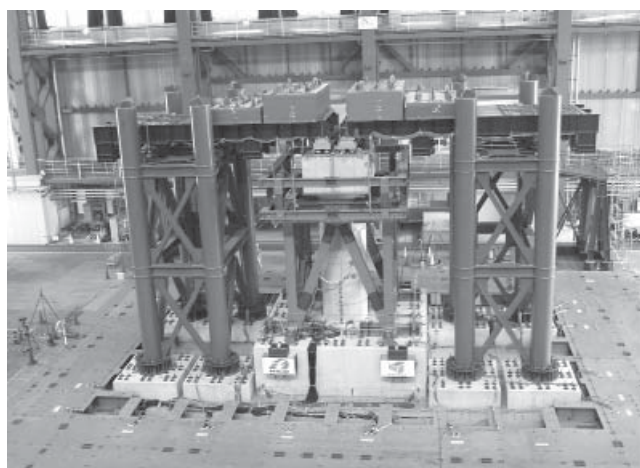


写真 2.1 C1-5 実験

Photo 2.1 C1 Component experiments (Single column).

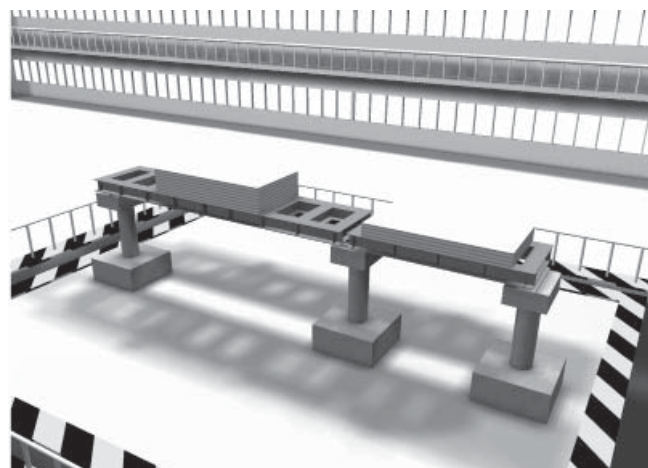


図 2.1 橋梁システム実験

Fig. 2.1 C2 System experiments (Progressive collapse).

1 連の桁上には 2 基のおもりを固定した。おもりは鋼板を重ねた構造で、後述するように標準実験では 78 t + 45 t で計 123 t、加震力を増大させるため質量を増加させた実験では 78 t + 77 t で計 155 t とした。

1 連の桁と 2 基のおもりの質量は 145 t (ただし、おもりの質量を増加させた場合には 177 t) であり、これに 1 基の固定支承、その両側にある 2 基の倒壊防止装置、端部支持装置上の 1 基の可動支承とその両側の倒壊防止装置の質量を合わせると、153 t となる。したがって、橋軸方向には $153 \text{ t} \times 2 = 307 \text{ t}$ の質量 (おもりの質量を増加させた場合には $186 \text{ t} \times 2 = 372 \text{ t}$) が橋脚の慣性力に寄与する。これに対して、橋軸直角方向には端部支持装置も水平力を支持するため、橋脚の慣性力に寄与する質量は 215 t (おもりの質量を増加させた場合には 251 t) となる。

後述するように、橋脚上の固定支承とその両側の倒壊防止装置で測定した慣性力および橋脚躯体の慣性力から橋脚基部に作用する曲げモーメントを求めることとした。このようにして求められる橋脚基部の曲げモーメントの精度に関しては、別途、桁およびおもりの加速度にこれらの質量を乗じた慣性力 (添付 5 参照) から求められる橋脚基部の曲げモーメントと照合することにより確認している¹⁴⁾。基部から 80 mm 高さを最下段とし、以下 200 mm 間隔で高さ 1,880 mm までの合計 10 区間において上下方向変位を 4 面 (N, S, E, W 面) において計測し、これから橋脚の回転角を求め、高さ方向の回転角の変化率から橋脚の曲率を求めた。

端部支持装置上の可動支承の動摩擦係数は加震振動実験結果から約 0.2 と求められている¹⁵⁾。

4.2 C1-5 橋脚

C1-5 実験に用いた橋脚 (以下、C1-5 と呼ぶ) の寸法と配筋を図 4.2 に示す。C1-5 は 2002 年道路橋示方書に基づき、II 種地盤を想定して設計されている¹⁶⁾。自重によって橋脚基部に作用する軸圧縮応力は 0.95 MPa である。

タイプ II 地震動を用いた地震時保有耐力法に基づき、軸方向鉄筋としては径 35 mm の SD345 を 2 段で計 72 本配置し、帯鉄筋としては径 22 mm の SD345 を外側には 150 mm 間隔で、内側には 300 mm 間隔で、それぞれ長さ 220 mm の 135 度曲がりフックでコアコンクリートに定着した。なお、外側の帯鉄筋は内側の軸方向鉄筋を囲むように定着している。かぶりコンクリート厚は 150 mm である。引張試験に基づく軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ 364 MPa, 562 MPa, 189 GPa であり、帯鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ 382 MPa, 555 MPa, 186 GPa である (巻末 DVD-ROM 参照)。鉄筋の特性に関しては、別途、繰返し載荷実験が行われている¹⁷⁾。軸方向鉄筋比は 2.19 % である。

コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、設計基準強度は 27 MPa とした。スランプは 80 mm であり、水セメント比は 57 % である。また、細骨材率は 45.1 %、粗骨材の最大粒径は 20 mm とした。単位量は水量が 168 kg/m³、セメント量が 295 kg/m³、細骨材量が

819 kg/m³、粗骨材が 991 kg/m³、混和剤が 2.95 kg/m³ である。橋脚の曲げ耐力に直接影響する基部に着目すると、圧縮試験から求められたコンクリートの平均強度は 32.2 MPa である (巻末 DVD-ROM 参照)。

帯鉄筋は外側と内側の 2 層に配置されているが、C1-5 の耐震設計では両者がそれぞれ独立にコアコンクリートの横拘束に寄与すると仮定し、外側および内側帯鉄筋の帯鉄筋比 ρ_{sO} および ρ_{sI} の和として帯鉄筋体積比 ρ_s を次式のように求めている。

$$\rho_s = \rho_{sO} + \rho_{sI} \quad (1)$$

ここで、 $\rho_{sO} = 0.0059$ 、 $\rho_{sI} = 0.0033$ であるため、 $\rho_s = 0.0092$ となる。

また、コンクリートの応力 σ_c ~ ひずみ ε_c 曲線は次式で与えられる^{16), 18)}。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \cdots (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \cdots (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} \cdots \cdots \text{タイプ I 地震動} \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_c}{E_{des}} \cdots \cdots \text{タイプ II 地震動} \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 σ_{cc} : 横拘束されたコンクリートの強度、 E_c : コンクリートのヤング係数、 ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力 σ_{cc} に達する時のひずみ、 ε_{cu} : 横拘束されたコンクリートの終局ひずみ、 E_{des} : 下降勾配、 $n = E_c \varepsilon_{cc} / (E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc})$ である。

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{cc} = 27 \text{ MPa}$ 、帯鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = 345 \text{ MPa}$ 、 $\rho_s = 0.0092$ であるから、横拘束されたコンクリートの強度 σ_{cc} およびその時のひずみ ε_{cc} はそれぞれ 39.0 Mpa, 0.00588 となる。したがって、式 (3) より、タイプ I およびタイプ II 地震動に対する ε_u はそれぞれ 0.00588, 0.00891 となる。

地震時保有耐力法による C1-5 に対する耐震照査結果をタイプ II 地震動に対する橋軸方向を例に示すと、表 3.1 のようになる。ここでは、総質量を 372 t に増加させた場合と C1-1 実験に用いた橋脚 (以下、C1-1 と呼ぶ)¹³⁾ に対する照査結果も比較のために示している。C1-1 は水平震度 0.23、鉛直震度 +/-0.11 を用いて震度法によって設計しており、地震時保有耐力法による照査は実施していない。このため、C1-1 は地震時保有耐力法による照査は満足しないが、C1-5 との比較のために示したものである。

表 4.1 地震時保有水平耐力法による照査結果

Table 4.1 Evaluation of C1-1 and C1-5 columns based on JRA 2002.

Columns		C1-5		C1-1
		Standard Mass	Added Mass	
Deck Mass M (t)		307	372	302
Capacity	Flexural Strength P_a (kN)	2347	2371	1614
	Yield Displacement u_y (m)	0.045	0.045	0.046
	Ultimate Displacement u_u (m)	0.230	0.227	0.099
	Design Displacement u_d (m)	0.168	0.166	0.081
	Allowable Ductility Factor μ_d	3.77	3.73	1.75
Demand	Design Response Acceleration S_A (m/s^2)	17.16	17.16	17.16
	Force Reduction Factor R	2.56	2.54	1.58
	Response Acceleration Demand S_A/R (m/s^2)	6.67	6.77	10.89
	Seismic Coefficient k_{hc}	0.68	0.69	1.11
	Weight W (kN)	3451	4093	3407
	Force Demand $k_{hc}W$ (kN)	2347	2824	3782

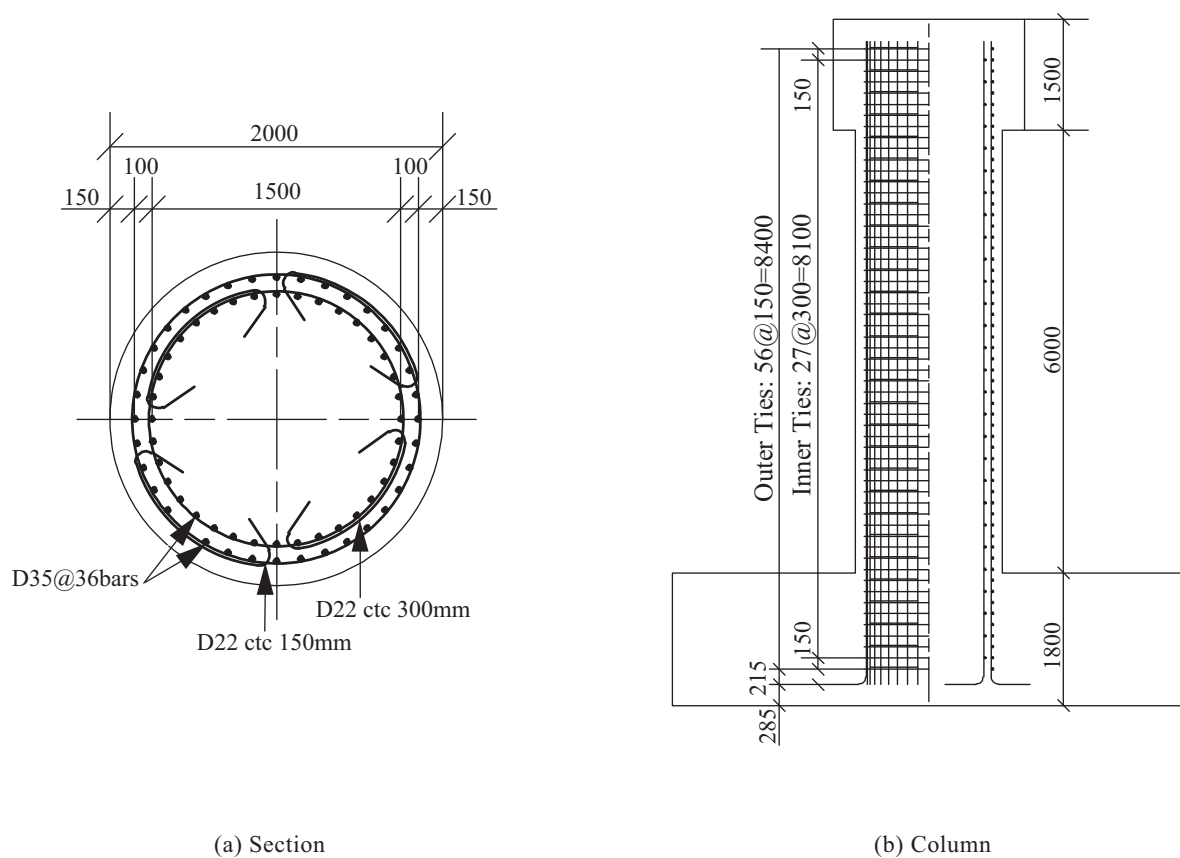


図 4.2 C1-5

Fig. 4.2 C1-5

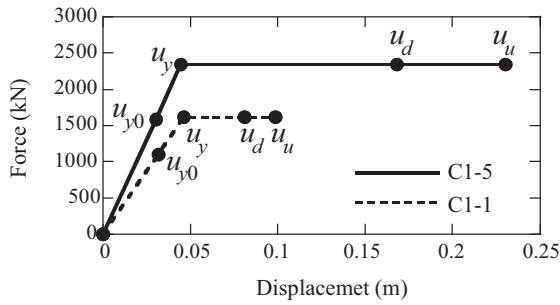


図 4.3 道路橋示方書に基づく水平力～水平変位の履歴
Fig. 4.3 Lateral force vs. lateral displacement hysteresis based on JRA 2002.

表 4.1 に基づき総質量が 307 t の場合を先に示すと、地震時保有耐力を求めるために、橋脚上端における水平力～水平変位の関係を求めると図 4.3 のようになる。地震時保有耐力 P_d は C1-5 では 2,347 kN、C1-1 では 1,614 kN であり、C1-5 および C1-1 の降伏変位 u_y はそれぞれ 0.045 m、0.046 m、終局変位 u_u はそれぞれ 0.230 m、0.099 m となる。これより、設計変位 u_d を求めると、C1-5、C1-1 に対して、それぞれ 0.168 m、0.081 m となる。したがって、C1-5 および C1-1 の設計じん性率 $\mu_d \equiv u_d / u_y$ は、それぞれ 3.77、1.75 となる。

これに対して、必要とされる地震時保有耐力を評価すると、II 種地盤を想定しているため、C1-5、C1-1 とともに設計加速度応答スペクトル S_A は 17.16 m/s^2 となる。上述した設計じん性率から荷重低減係数 $R (=1/c_s : c_s \text{ は構造物特性補正係数})$ は C1-5 では 2.56、C1-1 では 1.58 となるため、応答加速度 S_A / R は C1-5、C1-1 に対して、それぞれ 6.67 m/s^2 、 10.89 m/s^2 、したがって、要求耐力はそれぞれ 2,347 kN、3,782 kN となる。したがって、C1-5 は地震時保有耐力法の照査を満足するが、C1-1 はこれを満足しない。

次に、総質量を 372 t に増加させた場合には、 $P_d = 2,371 \text{ kN}$ となり、 $u_y = 0.045 \text{ m}$ 、 $u_u = 0.227 \text{ m}$ 、 $u_d = 0.166 \text{ m}$ となる。したがって、 $\mu_d \equiv u_d / u_y$ は 3.73 となる。一方、必要とされる地震時保有耐力を評価すると、 S_A は上述した 17.16 m/s^2 と変わらないが、 $R = 2.54$ となるため、 $S_A / R = 6.77 \text{ m/s}^2$ となる。したがって、この場合には、C1-5 は地震時保有耐力法の照査を満足しない。

4.3 入力地震動

1995 年兵庫県南部地震と同程度の地震動を受けたとき、耐震性を確保できるかを検証することを目的に、この地震による強震記録の中から構造物に与える影響が最も強烈な地震動の 1 つである JR 鷹取駅で観測された加速度記録を入力地震動とすることとした。

ここで、入力地震動強度は地盤と構造物の動的相互作用を考慮してオリジナル記録を 80 % に縮小した。これは、震動台上にフーチングを剛結した状態の橋脚の逸散減衰が極めて小さく¹⁹⁾、オリジナル強度のまま震動台に入力すると、フーチングに土被りがあり、逸散減衰がある状

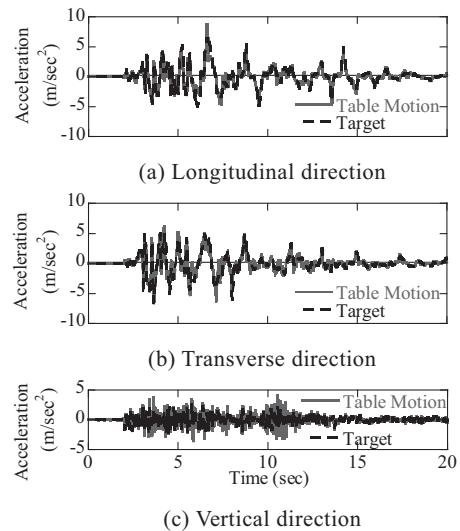


図 4.4 入力加速度(C1-5(1)-1 加震)
Fig. 4.4 E-JR Takatori ground accelerations (C1-5(1)-1 excitation).

態の応答よりも大きくなり過ぎるためである。なお、本来、動的相互作用効果を正確に考慮するためには、地盤や基礎条件を定めて解析しなければならないが、このようにすると、特定の地盤条件と特定の基礎条件に対する震動実験になり、橋脚としての一般性は失われる。さらに、このようにして定めた入力地震動はオリジナルの JR 鷹取駅記録が有している特徴が薄れたものとなる。以上のような利害得失を考慮した上で、ここでは、加速度振幅だけをオリジナル記録の 80 % に下げた地震動を震動台入力とすることとした²⁰⁾。以下、これを実地震レベル 100 % 地震動と呼ぶ。

図 4.4 は実地震レベル 100 % 地震動と、これを震動台で再現した加速度の比較の一例である。模型質量や加震加速度がディフェンスの加震能力ぎりぎりの状態であること、また、橋梁はトップマス構造で橋脚の破壊に伴って橋梁剛性が短時間に大きく変化することから、現在までに実施された E-ディフェンス震動実験の中でも本実験では震動台のコントロールが最も困難であった。結果的には、震動台で再現された加速度は実地震レベル 100 % 地震動の特徴をよく再現している。なお、E-ディフェンスによる地震動の再現性については文献¹²⁾に詳しいため、これを参考にしていただきたい。

図 4.5 は実地震レベル 100 % 地震動によって E-ディフェンスに生じた震動がどの程度の強度を有するかを加速度応答スペクトル(減衰定数 0.01, 0.05)によって示した結果である。ここには C1-5 の耐震設計に用いた設計加速度応答スペクトル(タイプ II, 減衰定数 0.05)も比較のために JRA2002 として示している。JR 鷹取駅記録はもともと周期 0.4 ~ 0.5 秒、0.9 秒、1 ~ 1.2 秒で卓越した地震動である。9 章に後述するように、C1-5 の基本固有周期は加震を繰返すにつれて 0.4 秒から順次長くなり、おもりの質量も増加させたことから、最終的には 1 秒程度となる。

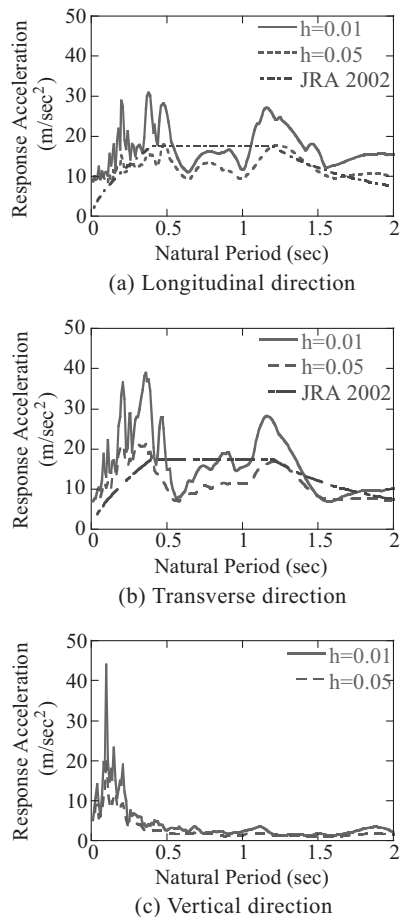


図 4.5 加速度応答スペクトル(C1-5(1)-1 加震)
 Fig. 4.5 Response acceleration spectrum (C1-5(1)-1 excitation).

実地震レベル 100 % 加震では、周期 0.5 ～ 0.7 秒で震動台上の橋脚に生じる加速度応答は設計加速度応答よりも最大で 40 % 程度小さいが、周期 0.8 ～ 1.1 秒で設計加速度応答と同程度、1.2 ～ 1.4 秒で設計加速度よりもかなり大きくなる。ただし、これはあくまでも基本固有周期に相当する弾性応答に基づく比較であり、実際には橋脚は強非線形域に入るため、上述した 0.4 ～ 1 秒よりもさらに長周期の地震動特性が橋の地震応答に影響する。

表 4.2 C1-5 実験における加震
 Table 4.2 Excitations.

Loading sequence	Intensity of excitation	Mass of the deck	Remarks
1	100 %	307 t	C1-5(1)-1
2			C1-5(1)-2
3			C1-5(2)
4	125 %	372 t	C1-5(3)-1
5			C1-5(3)-2

4.4 加震ケース

表 4.2 に示すように 5 回の加震を行った。加震を繰り返したのは、継続時間の長い断層近傍地震動や連発地震、強い余震の作用下の破壊特性を検討すると同時に、道路橋示方書に規定されるよりもさらに強い地震動を受けた場合の耐震性を検討するためである。実地震レベル 100 % 加震を 2 回実施後、上部構造質量を 307 t から 372 t に 21 % 増加させた状態で実地震レベル 100 % 地震動による加震を 1 回、さらに、入力強度を E-ディフェンスの限界の実地震レベル 125 % に増加させた加震を 2 回実施した。上部構造質量を増加させたのは、実地震レベル 125 % が E-ディフェンスの加震限界であることから、これ以上に慣性力を増加させる目的で行ったものである。

以下、上部構造質量を 307 t とした状態で行った 2 回の加震実験を C1-5 (1) 加震、上部構造質量を 372 t に増加させた状態で実地震レベル 100 % 地震動で加震した実験を C1-5 (2) 加震、さらに実地震レベル 125 % 地震動で 2 回加震した実験を C1-5 (3) 加震と呼ぶ。

なお、これ以外に目標入力に近い応答が震動台に生じるように加震系のチューニングのため、各加震実験前に実地震レベル 30 % 地震動による加震を数回実施した。これらの加震による損傷の進展は一般に小さいものであった。この他に、模型の固有周期を評価するため、最大加速度が約 1 m/sec^2 の正弦波 1 波によるパルス加震を 1 回、ランダム波加震を 3 ～ 6 回実施した。

5. 損傷と応答の進展

5.1 C1-5(1)加震

写真 5.1 に 2 回の C1-5 (1) 加震における橋脚基部の損傷を示す。1 回目 C1-5 (1) 加震(以下, C1-5 (1)-1 加震と呼ぶ)では最大幅 1 mm の水平曲げひび割れが全周にわたって生じた。2 回目 C1-5 (1) 加震(以下, C1-5 (1)-2 加震と呼ぶ)では, 基部を中心に曲げひび割れが進展し, W 面～SW 面では基部から高さ約 200 mm の範囲でかぶりコンクリートが剥落した。ただし, 帯鉄筋や軸方向鉄筋はまだ露出していない。これは, 1 回目の実地震レベル 100 % 加震ですでに帯鉄筋が降伏し, 軸方向鉄筋が局部座屈した C1-1 とは大きく異なる点である¹³⁾。明らかに, 1964 年鋼道路橋設計方書によって設計された C1-1 に比較して C1-5 の耐震性は向上している。

図 5.1 および図 5.2 に橋脚上端での水平 2 成分の応答変位および応答加速度を示す。図 5.1 には水平 2 成分変位のリサージュも示している。C1-5 (1)-1 加震における最大応答変位は橋軸方向には 82.7 mm, 橋軸直角方向には 68.7 mm, 最大応答加速度は橋軸方向には 11.5 m/s^2 , 橋軸直角方向には 12.8 m/s^2 である。水平 2 成分変位のリサージュからわかるように, 橋脚の水平応答は WSW- ENE 方向に卓越している。このため, 図 5.3 に示すように, 応答変位が最大となる方向を主応答方向と呼び, 橋軸方向と主応答方向とのなす角 θ_p (以下, 主応答角度と呼ぶ)を定義すると, θ_p は C1-5 (1)-1 および C1-5 (1)-2 加震ではそれぞれ 196.0 度および 192.3 度となる。

主応答角度 θ_p を用いると, 橋脚上端での主応答方向の変位および加速度(以下, それぞれ主応答方向変位 $u_p(t)$, 主応答方向加速度 $\ddot{u}_p(t)$ と呼ぶ)は橋軸および橋軸直角方向の応答変位 u_{LG} , u_{TR} および応答加速度 $\ddot{u}_{LG}$, $\ddot{u}_{TR}$ から次式により求められる。

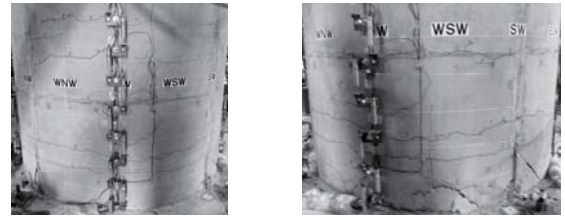
$$u_p = u_{LG} \cos \theta_p + u_{TR} \sin \theta_p \quad (4)$$

$$\ddot{u}_p = \ddot{u}_{LG} \cos \theta_p + \ddot{u}_{TR} \sin \theta_p \quad (5)$$

上式に基づいて主応答方向変位および主応答方向加速度を求めると図 5.4 のようになり, 最大応答変位は 83.5 mm, 最大応答加速度は 11.1 m/s^2 となる。降伏変位は 45.8 mm であるから, 主応答方向の応答変位応答じん性率は 1.82 になる。

これに対して, C1-5 (1)-2 加震による最大主応答方向変位は 124.5 mm, 応答変位応答じん性率 2.72 で, C1-5 (1)-2 加震に比較して約 1.5 倍に増加する。上述したように, W 面と SW 面間の基部でかぶりコンクリートが剥離したが, これは主応答方向に相当する。

以上の加震で重要な点は, 同程度の強度の加震を繰返しても, 応答変位が約 1.5 倍に増加することである。後述するように, C1-5 (1)-2 加震でも曲げ耐力は C1-5 (1)-1 加震時から低下していないため, これは曲げ耐力の減少によるものではない。しかし, 後述するように(図 9.1 参照), 橋脚の基本固有周期は C1-5 (1)-1 加震では $0.6\text{s} \sim 0.68\text{s}$ に, また, C1-5 (1)-2 加震では $0.67\text{s} \sim 0.74\text{s}$ に増加しており,

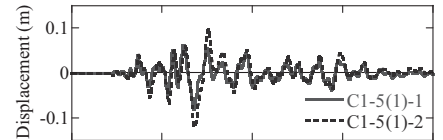


(a) First excitation

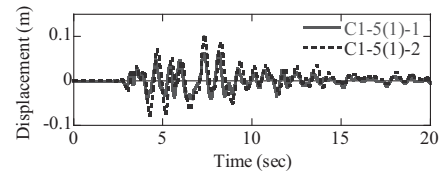
(b) Second excitation

写真 5.1 C1-5(1)加震後の橋脚基部の損傷

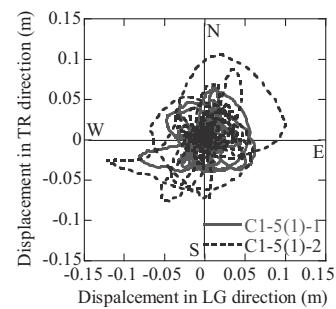
Photo 5.1 Damage of the column after C1-5(1) excitations.



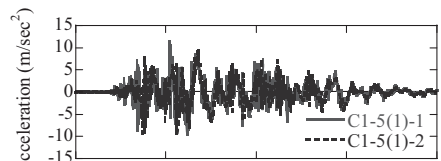
(a) Longitudinal direction



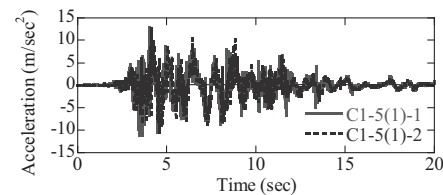
(b) Transverse direction



(c) Orbit

図 5.1 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答変位
Fig. 5.1 Response displacement at the column top during C1-5(1) excitations.

(a) Longitudinal direction



(b) Transverse direction

図 5.2 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答加速度
Fig. 5.2 Response acceleration at the column top during C1-5 (1) excitations.

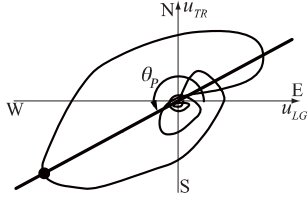


図 5.3 主応答方向の定義
Fig. 5.3 Definition of principal response direction.

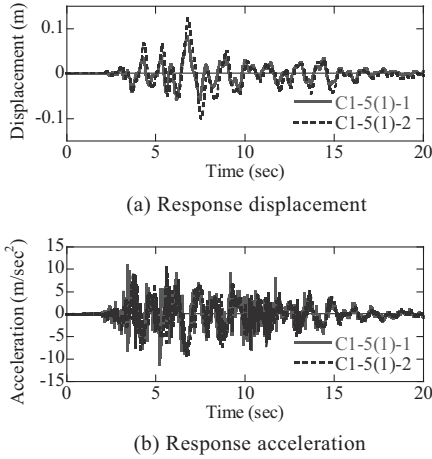


図 5.4 C1-5 (1) 加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度
Fig. 5.4 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(1) excitations.

明らかに橋脚の塑性化は進展している。固有周期の増加に伴って地震動のより強い周期帯域に移行したことも影響している可能性がある。いずれにしても、震動台の入力強度が同じでも、震動の継続により構造系の塑性化の進展に伴う応答変位の増加が生じ得ることは、継続時間の長い地震動や余震、連発地震の作用下における損傷の進展を評価する上で重要である。

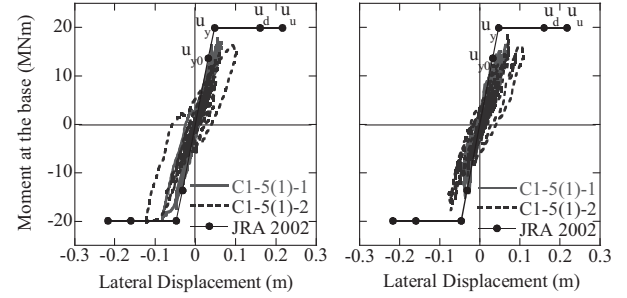
図 5.5 は橋脚基部の曲げモーメント M_k ～橋脚上端の水平変位 u_k の履歴である。ここで、 $k = LG, TR$ はそれぞれ橋軸および橋軸直角方向成分を表す。橋脚基部の曲げモーメント M_k は、次式に示すように、ロードセルにより測定した橋脚上の支承作用力から $P-\Delta$ 効果を見込んで求めた橋脚基部の曲げモーメント M_{Bk} に、橋脚の慣性力によって橋脚基部に生じる曲げモーメント M_{Ck} を加えた値として評価している。

$$M_k = M_{Bk} + M_{Ck} \quad (6)$$

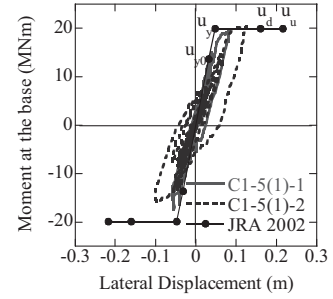
ここで、

$$M_{Bk} = \sum_{i=1}^N \{F_{Lki} h_{Li} - V_{Li} (x_{ki} + u_k)\} \quad (7)$$

$$M_{Ck} = \int_0^{h_B} m_C \ddot{u}_{Ck} dz + \int_{h_B}^h m_B \ddot{u}_{Bk} dz \quad (8)$$



(a) Longitudinal direction (b) Transverse direction



(c) Principal response direction

図 5.5 C1-5(1) 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴
Fig. 5.5 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis during C1-5(1) excitations.

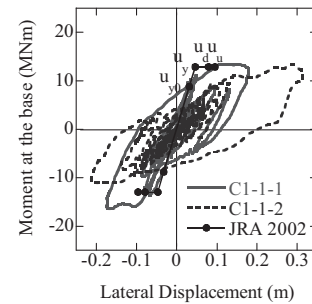


図 5.6 C1-1 実験における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)
Fig. 5.6 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in C1-1 experiment (principal response direction).

ここに、 z : 橋脚基部から上向きに取った座標、 F_{Lki} および V_{Li} : それぞれ橋脚上の i 番目ロードセルで計測された k 方向(橋軸および橋軸直角方向)および上下方向力、 h_{Li} : 橋脚基部から i 番目ロードセルまでの高さ、 x_{ki} : 橋脚中心を原点としたときのロードセル中心の k 方向の座標、 N : 橋脚上のロードセルの個数 ($N=32$)、 m_C , m_B : 橋脚躯体および橋脚横梁の単位高さ当たりの質量、 $\ddot{u}_{Ck}$: 橋脚基部から 2 m, 4 m 位置で測定した応答加速度を線形補間して求めた z における橋脚躯体の応答加速度、 $\ddot{u}_{Bk}$: 横梁の上端および下端で測定した応答加速度を線形補間して求めた z における横梁の応答加速度、 h_B : 基部から橋脚横梁下端までの高さ、 h : 基部から橋脚上端までの高さである。

参考のため、図 5.5 には道路橋示方書によって算出される橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の骨格曲線も示している。これによれば、C1-5 (1) -1 加震では応答変位応答じん性率が 1.82 と小さいため、まだ履歴ループは大きくないが、C1-5 (1) -2 加震になると、剛性が低下するとともに、履歴ループの面積も増加するのがわかる。C1-5 (1) -1 加震では、橋軸方向の曲げ耐力は+側には 19.78 kNm、-側には -17.82 kNm であるのに対して、橋軸直角方向の曲げ耐力は+側には 16.38 kNm、-側には -15.10 kNm と小さい。これは応答が全方向に同じではなく、主応答角度 θ_P が 196.0 度であるためである。

式 (4)、式 (5) と同様に、いま主応答方向の曲げモーメント M_P を橋軸および橋軸直角方向の曲げモーメント M_{LG} 、 M_{TR} から次式のように求めると、

$$M_P = M_{LG} \cos \theta_P + M_{TR} \sin \theta_P \quad (9)$$

M_P ～主応答方向変位の履歴は図 5.5 (c) の通りとなる。曲げ耐力は 19.82 MNm であり、実測の鉄筋およびコンクリート強度を用いて道路橋示方書により求められる曲げ耐力 $M_u \equiv P_u h = 19.87 \text{ kNm}$ はこれとよく一致する。

なお、図 5.5 (c) との比較のため、C1-1 の履歴を主応答方向に対して示すと図 5.6 の通りである。C1-1 では大きく塑性域に入るため、C1-5 に比較して履歴ループの面積もはるかに大きくなる。

図 5.7 は主応答方向の曲率分布を示した結果である。

橋脚の最下段の曲率には、後述するフーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しの影響が入るため、ここでは、これを除去し、橋脚の塑性変形によって生じる曲率を示している。ただし、C1-5 (3) -1 加震に対してだけは、軸方向鉄筋の伸び出しの影響が精度良く求められなかったため、この影響を除去していない。また、ここには後述する C1-5 (2) および C1-5 (3) -1 加震の結果も比較のために示している。ただし、計測精度の制約から、C1-5 (3) -2 加震の結果は示していない。道路橋示方書によって算出される降伏曲率 ϕ_y は 0.0024/m であり、小さな値であることから図 5.7 には示していないが、C1-5 (1) -1 および C1-5 (1) -2 加震ともに橋脚基部から少なくとも 1.78 m 以上の範囲で、 ϕ_y を超す曲率が生じる。最大曲率は橋脚基部で生じ、C1-5 (1) -1 および C1-5 (1) -2 加震ではそれぞれ 0.0099/m、0.0131/m である。

5.2 C1-5(2)加震

写真 5.2 に C1-5 (2) 加震による基部の損傷の進展を示す。加震後 6.77 秒になると SW 面基部のかぶりコンクリートが大きくはらみだして剥離し、8.80 秒になると WSW 面から SSW 面にかけてさらに広い範囲で基部から 500 mm 以下のかぶりコンクリートが剥落する。

図 5.8 および図 5.9 は、それぞれ橋脚上端における主応答方向の応答変位、応答加速度と橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴である。ここで、主応答角度 θ_P は 203.1 度である。ここには比較のため、上述した C1-5 (1) -1 加震結果も示している。最大主応答方向変

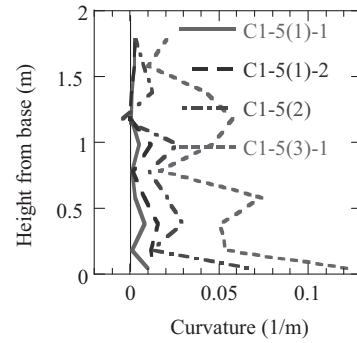


図 5.7 主応答方向の曲率分布

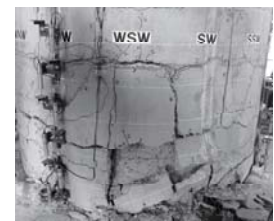
Fig. 5.7 Curvature on the principal response direction.



(1) 6.77 sec



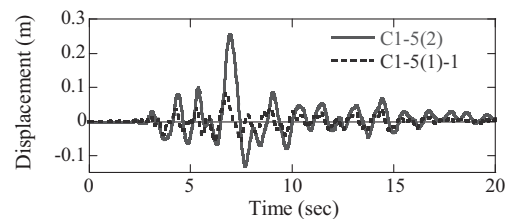
(2) 8.80 sec



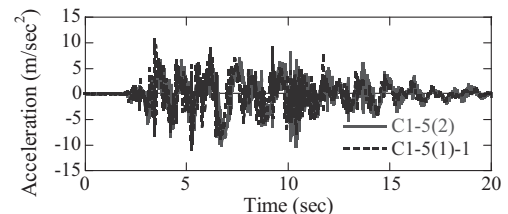
(3) After excitation

写真 5.2 C1-5(2)加震における損傷の進展

Photo 5.2 Progress of damage at the column base during C1-5(2) excitation.



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 5.8 C1-5(2)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 5.8 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(2) excitation.

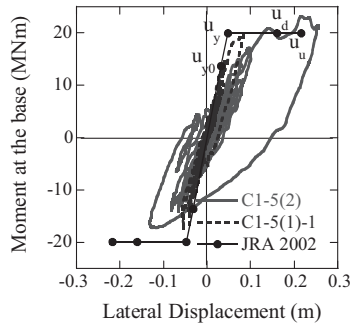


図 5.9 C1-5(2)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 5.9 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(2) excitation.

位は 254.0 mm で、応答変位応答じん性率は 5.55 である。最大主応答方向変位は C1-5 (1)-1 加震と比較して 3.04 倍に増加し、道路橋示方書による終局変位 214.7 mm の 1.18 倍とこれを少し上回るレベルに達している。主応答方向加速度は 10.4 m/s^2 である。また、最大主応答方向曲げモーメント $M_p(t)$ は 23.14 MNm であり、道路橋示方書による曲げ耐力 20.00 MNm よりも 16 % 大きくなる。なお、C1-5 (2) 加震による曲げ耐力は C1-5 (1) 加震の場合と比較して 17 % 増加しており、まだ、この段階では曲げ耐力の低下は生じていない。

図 5.7 に示した曲率分布によれば、C1-5 (1) 加震と比較して曲率は大きく増加し、橋脚基部での最大曲率は $0.0678/\text{m}$ となる。

5.3 C1-5(3)加震

写真 5.3 に第 1 回目 C1-5(3)加震(以下、C1-5(3)-1 加震と呼ぶ)による損傷を示す。ここで、加震前のかぶりコンクリートの損傷が写真 5.2 に示した C1-5 (2) 加震終了後の損傷から少し進展しているが、これは C1-5(3)-1 加震前に震動台のチューニングのために行った実地震レベル 30 % 加震により、すでに C1-5 (2) 加震によりダメージを受けていた SW 面のかぶりコンクリートが基部から 1.2 m の範囲で剥落したためである。

写真 5.3 によれば、加震後 7.20 秒には W 面のかぶりコンクリートが、8.80 秒には SW 面のかぶりコンクリートがそれぞれ大きく剥落した。また、NE 面のかぶりコンクリートも一部剥離している。最終的には、SW 面では基部から 1.8 m の高さまで、NE 面では 0.4 m の高さまでかぶりコンクリートが剥落した。また、SW 面においては 6 本の帯鉄筋が、W 面においては 2 本の軸方向鉄筋が露出した。しかし、軸方向鉄筋は帯鉄筋に拘束されており、まだ視認できる範囲では局部座屈は生じていない。

写真 5.4 に第 2 回目 C1-5(3)加震(以下、C1-5(3)-2 加震と呼ぶ)による損傷を示す。加震後 7.17 秒になると、橋脚は SW 方向へ大きく変位し、SW 面でコアコンクリートが圧壊して破碎し、軸方向鉄筋および帯鉄筋の隙間から破

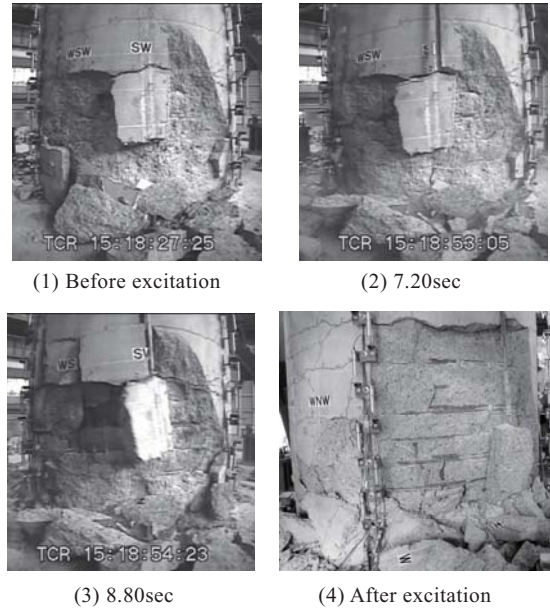


写真 5.3 C1-5(3)-1 加震における損傷の進展

Photo 5.3 Progress of damage at the column base during C1-5(3)-1 excitation.

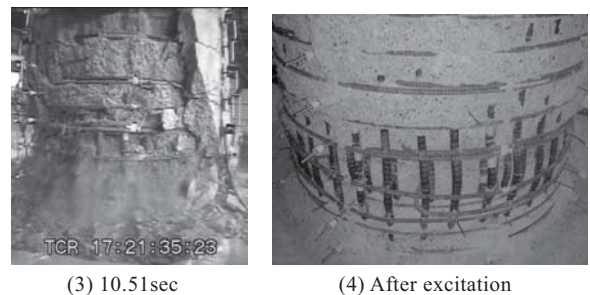


写真 5.4 C1-5(3)-2 加震の橋脚基部の損傷の進展

Photo 5.4 Progress of damage at the column base during C1-5(3)-2 excitation.

砕したコアコンクリートがまるで爆発したかのように噴出した。その後、SW 面から W 面、NW 面、N 面、NE 面と時計周りに回転するように橋脚が変位するに伴い、圧縮側や引張側となった面では次々にかぶりやコアコンクリートが大きく剥落したり、鉄筋カゴから抜け出した。

圧壊してぼろぼろに砕けたコアコンクリートが鉄筋カゴから噴出したことは、従来の小型模型実験では見られなかった現象である。前述したように、粗骨材の最大粒径は 20 mm であるため、コアコンクリートが圧壊すると、

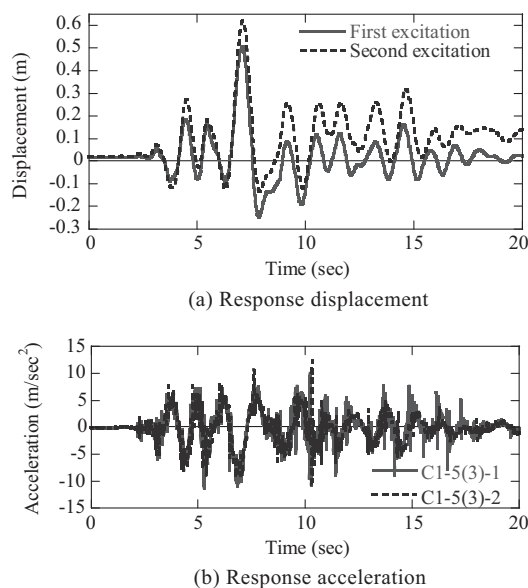


図 5.10 C1-5(3)加震における橋脚上端での応答変位
Fig. 5.10 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(3) excitations.

破碎したコンクリートブロックは 20 ～ 40 mm 程度にまで小さくなる。外側の帯鉄筋のあきは 128 mm，軸方向鉄筋のあきは 132 mm であるため，容易に破碎したコアコンクリートは鉄筋カゴから飛び出して行くことができる。これに対して，仮に幾何学的相似則を 1/5 として C1-5 をモデル化し，直径 400 mm の模型を製作したとすると，帯鉄筋のあきは 26 mm 程度となる。仮に，粗骨材の最大粒径を 12 mm 程度としても，小型模型では破碎したコアコンクリートは簡単には鉄筋カゴから抜け出して行けない。このため，小型模型ではコアコンクリート破壊後の橋脚の塑性変形性能を過大評価することになる。上述した破碎したコアコンクリートの鉄筋カゴからの噴出は，寸法効果の存在を示す重要な現象と考えられる。

加震終了後には外側の軸方向鉄筋は全周にわたってすべて露出し，内側の軸方向鉄筋も主応答方向に相当する SW 面と W 面では合計 9 本が，NE 面と E 面では計 10 本が露出した。また，軸方向鉄筋のうち SW 面側では外側の 11 本と内側の 9 本が，また，NE 面側では外側の 11 本と内側の 10 本が座屈した。帯鉄筋はいずれも最後まで抵抗しており，帯鉄筋の破断や定着部のフックの外れは生じていない。これも C1-1 とは大きく異なる点である¹³⁾。軸方向鉄筋は，おおむね 2 段目の帯鉄筋(橋脚基部から 200 mm)から 6 段目の帯鉄筋(橋脚基部から 800 mm)間で座屈した。座屈長は約 600 mm である。

図 5.10 は C1-5(3)-1 および C1-5(3)-2 加震における橋脚上端の主応答方向変位および主応答方向加速度である。ここで，主応答角度 θ_p は，C1-5(3)-1 加震では 206.6 度，C1-5(3)-2 加震では 211.3 度である。加震を繰返すにつ

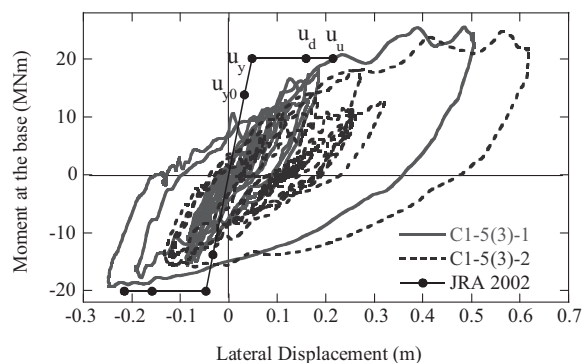


図 5.11 C1-5(3)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)
Fig. 5.11 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(3) excitations.

れて主応答方向が WSW-ENE から SW-NE へと変化するが，これは橋脚の損傷に伴う振動特性の変化によると考えられる。最大主応答方向変位は，C1-5(3)-1 では 506.3 mm，C1-5(3)-2 加震では 619.7 mm であり，それぞれ応答変位じん性率 11.1，13.5 に相当する。これらは道路橋示方書による終局変位 214.7 mm のそれぞれ 2.36 倍，2.89 倍となる。最大主応答方向加速度は C1-5(3)-1 加震では 11.4 m/s²，C1-5(3)-2 加震では 12.4 m/s² である。

図 5.10 で重要な点は，C1-5(3)-2 加震後には，主応答方向に 133.0 mm の残留変位が生じることである。したがって，橋脚の水平変位を橋脚高さで無次元化した量をドリフト比と呼ぶと残留ドリフト比は 1.8 % となり，道路橋示方書に規定される残留ドリフト比を上回る。

図 5.11 に主応答方向の橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴を示す。主応答方向曲げモーメント M_p は，C1-5(3)-1 加震では 25.54 MNm となり，C1-5(2) 加震と比較して，さらに 10 % 増加している。これに対して，C1-5(3)-2 加震では， M_p は 24.85 MNm で，C1-5(3)-1 加震と比較して 3 % 低下している。ここではじめて C1-5 の曲げ耐力が低下し始めたことになる。したがって，C1-5 は曲げ耐力の低下を起さず，少なくとも C1-5(3)-1 加震によって生じた 506.3 mm までの応答に耐えたことになる。ドリフト比は 6.8 % であり，これは橋脚に求められる変形性能から見て，決して小さな値ではない。

図 5.7 に示した曲率分布によれば，C1-5(3)-1 加震ではさらに曲率は大きくなり，基部での最大曲率は 0.1215/m に達する。また，基部だけでなく，基部から 0.58 m および 1.38 m でも終局曲率 0.0263/m を超す曲率が生じる。

6. 軸方向鉄筋ひずみ

図 6.1 に、有効な測定値が得られにくくなった C1-5 (3) -2 加震を除く 4 回の加震による軸方向鉄筋のひずみを示す。これは橋脚の主応答方向変位が最大となる瞬間におけるひずみである。軸方向鉄筋の降伏領域に着目すると、C1-5 (1) -1 加震ではフーチング上面から 150 mm 下方と 1,200 mm 上方間の、長さにして 1,350 mm の区間である。しかし、加震を繰り返すごとに軸方向鉄筋の降伏領域が橋脚上方に広がっていく。C1-5 (1) -1 および C1-5 (1) -2 加震では圧縮ひずみは小さいが、C1-5 (2) 加震になると圧縮ひずみは外側軸方向鉄筋では $10,000 \mu$ を超し、この段階になるとすでにコアコンクリートが大きく圧壊していることを示している。

軸方向鉄筋のひずみはフーチング内でも生じており、これにより橋脚上端に水平変位を生じる。いま、主応答方向に着目し、フーチング内の軸方向鉄筋ひずみによって橋脚上端に生じる変位を u_{pP} とすると、 u_{pP} は次式となる²¹⁾。

$$u_{pP} = \theta_{pP} \times h \quad (10)$$

ここで、

$$\theta_{pP} = \theta_{pLG} \cos \theta_P + \theta_{pTR} \sin \theta_P \quad (11)$$

$$\theta_{pk} = \frac{d_{pkt} - d_{pkc}}{W_p} \quad (k = LG \text{ and } TR) \quad (12)$$

$$d_{pkt} = \int_{-H_p}^0 \varepsilon_{kt} dz \quad (l = t \text{ and } c) \quad (13)$$

ここに、 θ_{pP} 、 θ_{pLG} 、 θ_{pTR} ：フーチング内の軸方向鉄筋の変形によって橋脚基部に生じる、それぞれ、主応答方向、橋軸方向および橋軸直角方向の回転角、 θ_P ：主応答角度、 h ：橋脚基部から上端までの高さ、 W_p ：引張側と圧縮側の軸方向鉄筋間の距離、 d_{pkt} 、 d_{pkc} ：フーチング上面における k 方向 ($k = LG$ および TR) に位置する、それぞれ引張側と圧縮側の軸方向鉄筋の抜け出し量、 ε_{kt} 、 ε_{kc} ：ひずみの測定点間を線形補間して求めた k 方向 ($k = LG$ および TR) に位置する、引張側と圧縮側の軸方向鉄筋のフーチング内の高さ z におけるひずみ、 z ：フーチング上面から上向きに取った座標、 H_p ：フーチング内で軸方向鉄筋ひずみがほぼ 0 となる深さであり、ここではフーチング底面の軸方向鉄筋の定着位置を考えて、 $H_p = 1.518 \text{ m}$ とする。

以上のようにして、式 (10) により主応答方向の軸方向鉄筋の抜け出しによる橋脚上端での変位 u_{pP} を C1-5 (1) -1 および C1-5 (2) 加震を例に示すと、図 6.2 のようになる。これは外側の軸方向鉄筋ひずみから求めた結果である。ここには、比較のため、橋脚上端での主応答方向変位 u_P も示している。 u_{pP} の最大値は C1-5 (1) -1 加震では 19.9 mm、C1-5 (2) 加震では 22.8 mm であるのに対して、 u_P の最大値は C1-5 (1) -1 加震では 83.5 mm、C1-5 (2) 加震では 124.6 mm である。いま、 u_{pP} が u_P に占める割合 r_{pP} を次式のように定義すると、

$$r_{pP} = \left| u_{pP} \right|_{\max} / \left| u_P \right|_{\max} \quad (14)$$

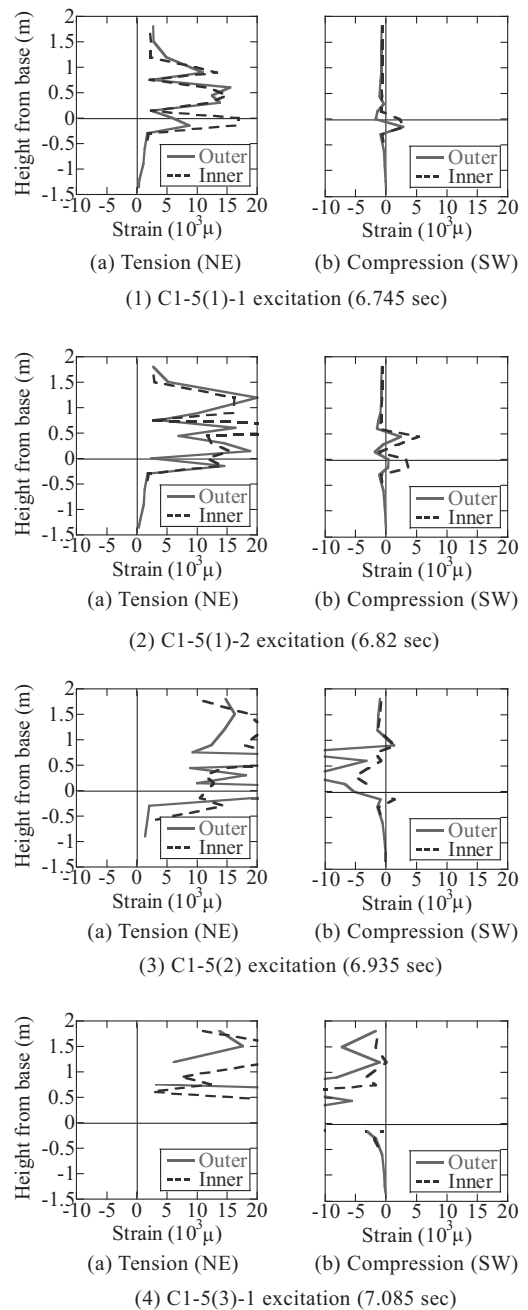


図 6.1 応答変位が最大となるときの軸方向鉄筋ひずみ
Fig. 6.1 Strain of longitudinal bars when column displacement reached its peak value.

r_{pP} は表 6.1 のようになる。ひずみゲージの損傷のため、C1-5 (3) 加震になると軸方向ひずみが測定できなくなってくるため、表 6.1 には C1-5 (3) 加震の結果は示していない。表 6.1 によれば、 u_{pP} は加震を重ねるにつれて増加するが、それ以上に応答変位 u_P の増加が著しいため、 r_{pP} は C1-5 (1) -1 加震では 0.24 であるが、それ以降減少する。これは、加震を繰り返しても橋脚の曲げ保有耐力に相当するモーメントを生じさせる軸力以上の軸力がフーチング内の軸方向鉄筋には作用しないためである。従来の研究では r_{pP} は 0.5 程度を最大に研究者ごとにばらついている^{8), 9)} が、

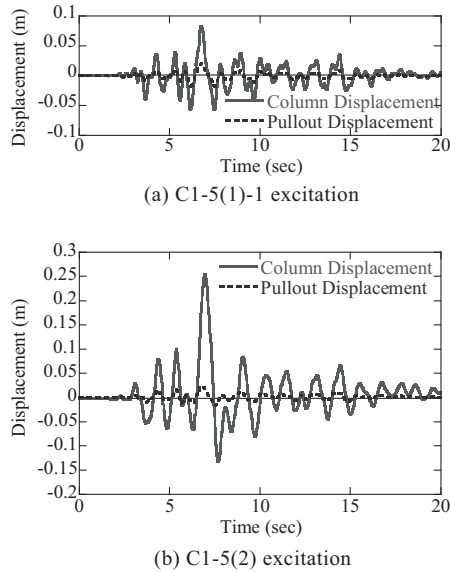


図 6.2 フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しによって橋脚上端に生じる主応答方向変位 (主応答方向)
Fig. 6.2 Lateral displacement at the column top due to bond-slip in the footing in principal response direction.

表 6.1 u_{pP} が u_P に占める割合 r_{pP}
Table 6.1 Ratio of bond-slip displacement u_{pP} in column displacement u_P .

Loading sequence	u_{pP} (mm)	u_P (mm)	r_{pP}
C1-5(1)-1	19.9	83.5	0.24
C1-5(1)-2	22.8	124.6	0.18
C1-5(2)	31.6	254.9	0.12

この原因は模型寸法や鉄筋径, 鉄筋間隔の他に, どの程度の载荷段階を考えているかが異なるためと考えられる. いずれにしても, 今回, ほぼ実物大実験から r_{pP} の特性が明らかにされたため, 今後, この値が参考になると考えられる.

7. 帯鉄筋ひずみ

帯鉄筋がコンクリートの横拘束および軸方向鉄筋の局部座屈の低減にどのように寄与しているかを検討するため, 帯鉄筋ひずみ ε_h を詳細に検討する. まず, 図 7.1 は, 主応答方向変位が最大になる瞬間の基部から 350 mm 高さでの帯鉄筋ひずみ ε_h である. C1-5 (1) 加震では 1 回目, 2 回目加震のいずれの場合にも外側および内側帯鉄筋に生じる ε_h はともに $1,000 \mu$ 以下であり, 帯鉄筋はまだ降伏していない. C1-5 (2) 加震になると, 主応答方向の SW 面や W 面に位置する外側帯鉄筋に最大 $2,850 \mu$ のひずみが生じ, はじめて帯鉄筋は降伏する. ただし, この段階では内側帯鉄筋はまだ降伏していない. 一般に, コンクリートの横拘束モデルでは, 図 7.2 に示すように帯鉄筋には一様なフープテンションが生じると仮定される^{16), 22)} が, 実

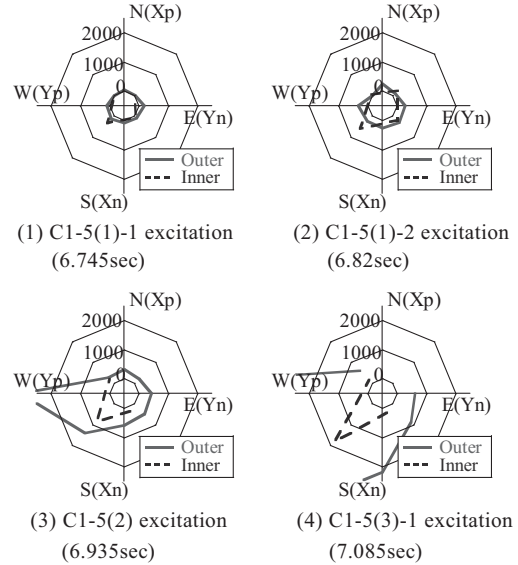


図 7.1 応答変位が最大となる時の基部から 350 mm の帯鉄筋ひずみ (μ)
Fig. 7.1 Tie strains at 350 mm from the column base when lateral displacement at the column top reached its peak value.

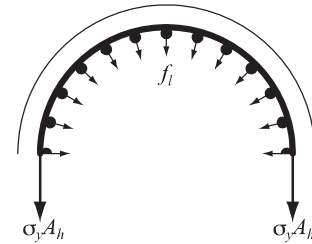


図 7.2 帯鉄筋によるコアコンクリートの横拘束モデル
Fig. 7.2 Lateral confinement model by ties.

際の帯鉄筋ひずみ ε_h は周方向に様ではなく, ローカルに大きく変化する. さらに, 一般に内側帯鉄筋よりも外側帯鉄筋の方が大きなひずみを生じる. このことは, 帯鉄筋を多段配置した場合には, 式 (1) に仮定したように全ての帯鉄筋が均等に横拘束に寄与する訳ではないことを意味しており, 今後, 多段配筋した場合の横拘束効果を検討する必要がある.

C1-5 (3) -1 加震になると, 外側帯鉄筋ひずみは SW 方向で $10,000 \mu$ を超す. 内側帯鉄筋ひずみは外側帯鉄筋ひずみよりも小さく, $2,000 \mu$ とようやく降伏した程度である. ほぼ同じ位置にある軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみがどのような関係にあるかを示した一例が図 7.3 である. これは SW 面における基部から 350 mm 高さの帯鉄筋ひずみ ε_h と基部から 300 mm 高さの軸方向鉄筋ひずみ ε_l の関係である. C1-5 (1) -1 および C1-5 (1) -2 加震では軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみは生じておらず, まだコアコンクリートが健全であることを示している. 内側帯鉄筋では加震とともにひずみが微増する (ただし, まだ降伏していない) のに対して, 外側帯鉄筋にはほとんどひずみは生じない.

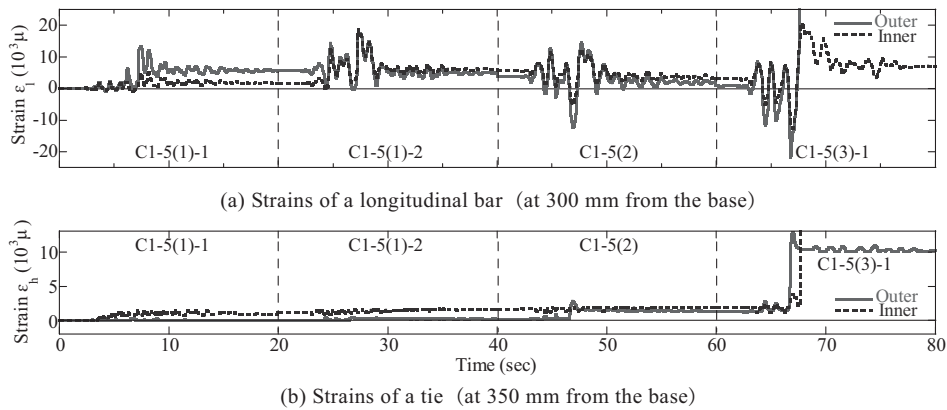


図 7.3 SW 面における軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

Fig. 7.3 Strains of a longitudinal bar and a tie at SW.

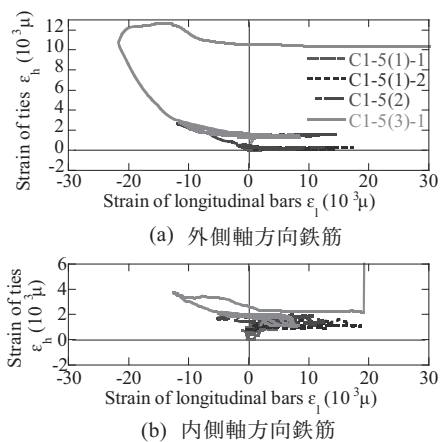


図 7.4 SW 面における基部から 350 mm の帯鉄筋ひずみと基部から 300 mm の軸方向鉄筋ひずみの履歴

Fig. 7.4 Strain of a tie at 350 mm from the base vs. strain of a longitudinal bar at 300 mm from the base hysteresis.

しかし、C1-5 (2) 加震になると、軸方向鉄筋には $14,000 \mu$ の圧縮ひずみが生じ、この瞬間に帯鉄筋には $2,800 \mu$ の引張ひずみが生じる。これは圧縮力を受けて局部座屈しようとする軸方向鉄筋を帯鉄筋が拘束したことを表している。さらに C1-5 (3) -1 加震になると、外側軸方向鉄筋には約 $20,000 \mu$ 、内側軸方向鉄筋には最大約 $12,000 \mu$ の圧縮ひずみが生じた瞬間に、外側帯鉄筋には $13,000 \mu$ 、内側帯鉄筋には $13,000 \mu$ 以上のひずみが生じる。

以上の関係を軸方向鉄筋ひずみ ϵ_l ～ 帯鉄筋ひずみ ϵ_h の履歴として示した結果が図 7.4 である。ここでは図 7.3 に示した C1-5 (1) -1 加震から C1-5 (3) -1 加震に至る計 4 回の加震による履歴を示している。上述したように、C1-5 (3) -1 加震に入り外側、内側ともに軸方向鉄筋に $10,000 \mu$ を超える圧縮ひずみが生じたあたりから急速に帯鉄筋ひずみ ϵ_h が大きくなっており、局部座屈しようとする軸方向鉄筋を帯鉄筋が拘束していることを表している。

次に、コンクリートの横拘束効果と帯鉄筋ひずみの関係であるが、コンクリートの横拘束効果は、一般にコン

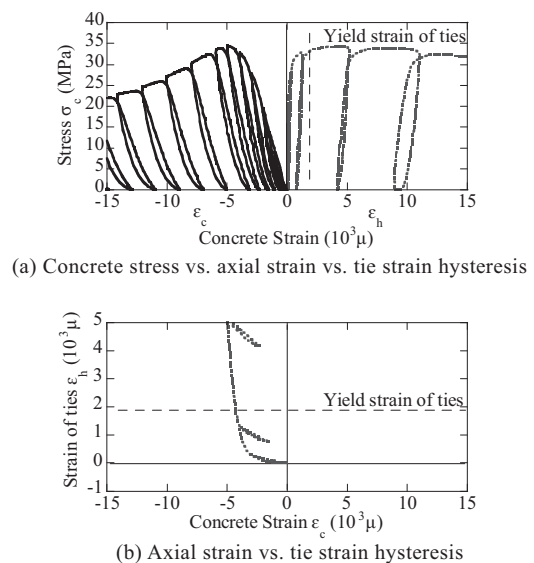


図 7.5 コンクリートシリンダーに対する一軸圧縮実験から得られるコンクリートの軸ひずみと帯鉄筋ひずみの履歴

Fig. 7.5 Axial strain vs. tie strain hysteresis in uniaxial compression loading experiment of a concrete cylinder.

クリート柱の一軸圧縮実験による軸応力 σ_c ～ 軸ひずみ ϵ_c 関係から評価されている。例えば、図 7.5 (a) は Sakai and Kawashima が構成則の開発に用いた一軸圧縮実験の一例であり、コンクリート強度 29.8 MPa 、帯鉄筋体積比 $\rho_s = 1.14 \%$ の場合の結果である²³⁾。 ϵ_c の増加とともに帯鉄筋ひずみ ϵ_h も増加し、 ϵ_h が降伏ひずみ $\epsilon_{hy} = 1,855 \mu$ に達してこれ以上フープテンションが増加しなくなると、 σ_c は最大軸応力 σ_{cc} に達する。これから $\epsilon_c \sim \epsilon_h$ の関係を求めると、図 7.5 (b) のようになる。帯鉄筋が降伏ひずみ ϵ_{hy} に達する時のコンクリートひずみを $\bar{\epsilon}_c$ と定義すると、 $\bar{\epsilon}_c = 4,300 \mu$ となる。

一方、C1-5 においてはコアコンクリートの応力 σ_c 、ひずみ ϵ_c が測定されていないため、図 7.5 に示したような $\sigma_c \sim \epsilon_c$ 関係が実際に生じているかを直接知ることはできない。このため、ここではコアコンクリートの軸ひずみ

ε_c と帯鉄筋ひずみ ε_h の関係を検討する。いま、平面保持の仮定が成立するとすれば、最外縁でのコアコンクリートの軸ひずみ ε_c は橋脚中心での軸方向ひずみ ε_0 と橋脚の曲率 φ から、次式で求められる。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 + \varphi W_e \quad (15)$$

ここで、 W_e は橋脚中心から圧縮側最外縁コアコンクリートまでの距離、 φ は図 5.7 に示した曲率、 ε_0 は橋脚中心での軸方向ひずみである。 ε_0 は曲率測定用鋼棒間の変位測定値から求められる。

図 7.6 はこのようにして C1-5 (1)-1 加震～C1-5 (3)-1 加震までの 4 回の加震に対して求めた主応答方向 SW 面における最外縁コアコンクリートの軸ひずみ ε_c ～帯鉄筋ひずみ ε_h の関係である。コアコンクリートの軸方向ひずみは橋脚基部から 280 mm および 480 mm 高さでの曲率測定用鋼棒の変位から求めたため、この間での平均ひずみである。帯鉄筋ひずみとしては橋脚基部から 350 mm 高さでの値を用いている。図 7.6 によれば、図 7.4 のように滑らかな関係ではなくばらつきが大きい、帯鉄筋の降伏ひずみ ε_h は $2,054 \mu$ であることから、帯鉄筋は C1-5 (2) 加震で降伏し、この時の $\tilde{\varepsilon}_c$ を求めると $7,000 \sim 9,000 \mu$ となる。

上述したように、一軸圧縮実験に用いられた供試体の帯鉄筋は C1-5 に用いられた帯鉄筋よりも降伏ひずみが約 10 % 小さいという違いはあるが、一軸圧縮実験における $\tilde{\varepsilon}_c$ は $4,300 \mu$ であるのに対して、C1-5 における $\tilde{\varepsilon}_c$ ($7,000 \sim 9,000 \mu$) よりも 40 ～ 50 % 小さい。このことは、C1-5 では一軸圧縮実験よりも帯鉄筋による横拘束効果が小さいことを示している。ただし、上述したように、C1-5 (2) 加震では、軸方向鉄筋の座屈により帯鉄筋が大きく変形しており、帯鉄筋ひずみに及ぼす軸方向鉄筋の座屈の影響と横拘束効果の影響を現状では区別できていない。このような点も考慮し、今後、さらに橋脚の横拘束効果について検討していく必要がある。

以上のように、帯鉄筋はコアコンクリートの損傷が激しくなってから機能し始め、ダイラタンシーによるコアコンクリートの変形を拘束すると同時に、軸方向鉄筋の局部座屈を拘束する働きを果たしている。ただし、損傷したコアコンクリートのダイラタンシーによる変形を拘束するためには、縦方向、横方向にもっと密に、かつ、同程度の間隔で帯鉄筋を配置する必要がある。C1-5 では、外側帯鉄筋は上下方向には 150 mm 間隔で配置されていても帯鉄筋の中心間距離は 1,757 mm と大きく、コアコンクリートに対する横拘束効果が十分発揮されていない可能性がある。

8. 破壊面の損傷状況

上述したように 5 回の加震により C1-5 は基部から 500 mm 上方において完全に曲げ破壊した。この高さで軸方向鉄筋を切断し、これより上部の橋脚躯体を撤去して、破壊面を詳しく観察した。

写真 8.1 は破壊面の様子を示したものである。破壊面は比較的滑らかであるが、わずかに破壊面の下面は下側に

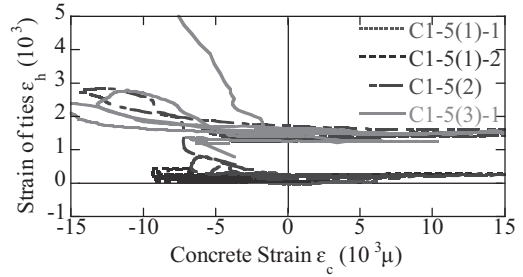


図 7.6 コンクリートの軸ひずみ～帯鉄筋ひずみの履歴
Fig. 7.6 Concrete axial strain vs. tie strain hysteresis.



写真 8.1 破壊面

Photo 8.1 Failure surface after excitations.

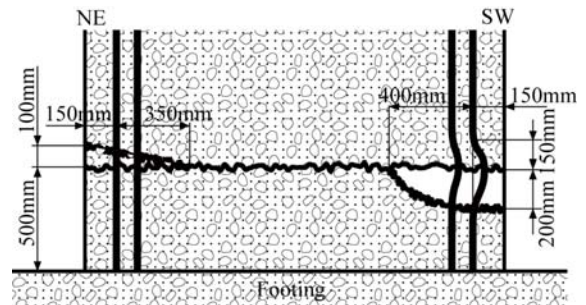


図 8.1 破壊面

Fig. 8.1 Cross section of failure surface after excitations.

凹、上面は下側に凸となっている。主応答方向に相当する SW 面側では、橋脚外周面から 550 mm 程度、すなわち、最外縁鉄筋位置から 400 mm 程度内側に入った領域までコアコンクリートが圧壊している。コアコンクリートは破壊面から約 200 mm の深さまで破碎している。図 8.1 は SW ～ NE 方向の破壊面を示したものである。

図 8.2 は C1-5 (1)-1 ～ C1-5 (3)-1 の 4 回の加振に対して主応答方向の応答変位が最大となった時刻における中立軸の位置を、橋脚基部から 480 ～ 680 mm 間の曲率測定用の変位計による計測値に基づき、平面保持の法則を仮定して求めた結果である。橋脚外周面から中立軸までの距離を示しており、546 ～ 685 mm の範囲である。上述したように、SW 面では橋脚外周面から 550 mm の位置までコ

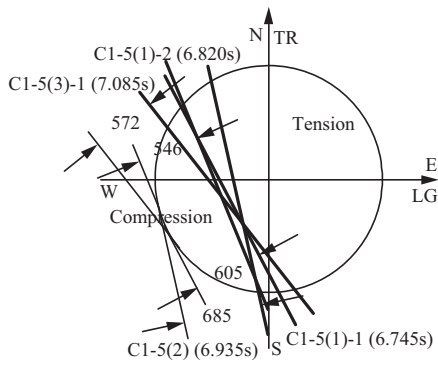


図 8.2 主応答方向の応答変位が最大となる時刻における中立軸までの距離

Fig. 8.2 Neutral axis when the column displacement reached its peak value.

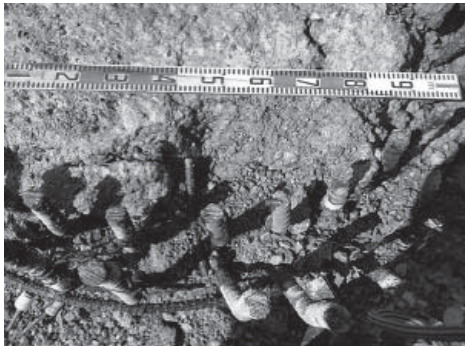


写真 8.2 帯鉄筋の定着部(SW 面)

Photo 8.2 Bent hook of the ties after excitations (SW).

アコンクリートが破碎したが、これはおおむね中立軸までの距離に相当している。

写真 8.2 は SW 面における外側帯鉄筋の定着部を示したものである。帯鉄筋は 135 度曲がりフックで外側および内側の軸方向鉄筋を取り巻いてコアコンクリートに定着されているが、抜け出した痕跡は見られない。定着部ではコアコンクリートの損傷が他の部分よりも著しいが、これは定着部に強い引き抜き力が作用し、帯鉄筋がこれによく耐えたことを示している。

9. 加震に伴う固有周期および減衰定数の変化

5 回の加震前後に実施されたパルス加震から求めた C1-5 の固有周期の変化を図 9.1 に示す。C1-5 の固有周期は加震前には橋軸方向に 0.41 秒、橋軸直角方向に 0.49 秒であったが、損傷の進展とともに長くなる。上部構造質量を増加させた C1-5 (2) 加震以降に着目すると、C1-5 (2) 加震に比較して C1-5 (3)-2 加震後には、固有周期は橋軸方向には 0.79 秒から 0.92 秒、橋軸直角方向には 0.87 秒から 0.97 秒にそれぞれ長くなり、C1-5 (2) 加震前と比較して、固有周期は橋軸方向には 1.2 倍、橋軸直角方向には 1.1 倍に伸びた。

図 5.5, 図 5.9, 図 5.11 に示した履歴曲線から主応答方

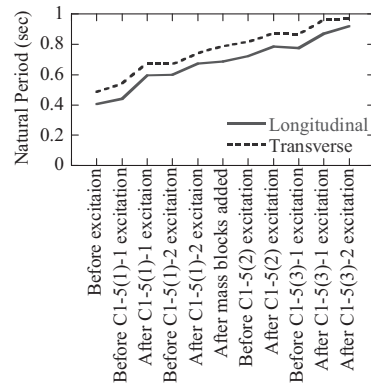
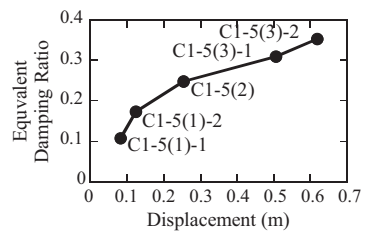
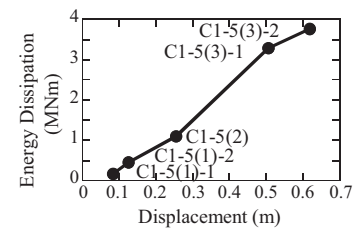


図 9.1 固有周期の変化

Fig. 9.1 Variation of natural periods.



(a) Equivalent damping ratio h_{eqm}



(b) Hysteretic energy W_D

図 9.2 加震実験から求めた等価減衰定数 h_{eqm} および累積吸収エネルギー W_D

Fig. 9.2 Equivalent damping ratio and hysteretic energy.

向に着目して各加震時の最大応答を含む 1 サイクルの等価減衰定数 h_{eqm} および各加震毎の累積吸収エネルギー W_D を、次式により求めた。

$$h_{eqm} = \frac{\Delta W_{Di=m}}{4\pi W_{i=m}} \quad (16)$$

$$W_D = \sum W_{Di} \quad (17)$$

ここで、 ΔW_{Di} 、 W_{Di} :それぞれ主応答方向の第 i 回目の履歴ループの面積および弾性ひずみエネルギー、 m :主応答方向変位が最大となる履歴ループのサイクル数 ($i=m$)、 W_D :各加震毎の累積吸収エネルギーである。これより求めた C1-5 の h_{eqm} ~最大応答変位および W_D ~最大応答変位の関係を示すと、図 9.2 のようになる。加震を繰り返し応答変位が増加するにつれて、 h_{eqm} 、 W_D ともに増加し続けており、エネルギー吸収性能という観点からは、5 回の加震中、C1-5 は安定している。最後の C1-5 (3)-2 加震では h_{eqm} は 0.3 以上となる。

10. 解析シミュレーション

10.1 解析モデル

現在の最先端の研究上の知見に基づき、C1-5 実験結果をファイバー要素解析による骨組モデルを用いた地震応答解析により再現を試みた。解析モデルは図 10.1 に示すように、支承、桁、上部ブロックおよび端部支持装置を含む全体系モデルであり、载荷治具も含めてできるだけ正確に C1-5 実験を再現した。635 節点、1,226 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。ファイバー要素ではコンクリート断面を 362 個に分割し、ファイバー要素長は 1.0 m (= 0.5D) とした。ファイバー要素解析では、コンクリートおよび鉄筋の非線形特性を正しく与える必要がある。コンクリートの応力～ひずみ構成則として、包絡線には式 (3) に示した Hoshikuma らによるモデル¹⁸⁾を、除荷、再载荷履歴には Sakai and Kawashima の履歴モデル²³⁾を用いた。軸方向鉄筋の応力～ひずみ構成則としては、堺、川島が小振幅で除荷・再载荷を行っても応力を過大評価しないように修正した Bauschinger 効果を考慮した Menegotto-Pinto モデルを用いた^{24), 25)}。

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 C1-5(3) 加震において、軸方向鉄筋が局部座屈し始める前までである。また、6 章に示した通り、基部ではフーチング内の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転が生じるが、解析ではこの影響を考慮していない。このため、橋脚上端での応答変位から式 (10) による $u_{pp}(t)$ を差し引いた応答変位と解析結果との比較を以下に示す。

固定支承は支承に生じる変位が十分小さくなるように水平 2 成分および上下方向を剛性が十分大きい 3 個の線形ばねでモデル化した。端部支持装置上の可動支承では、橋軸方向のすべりを完全剛塑性型ばねによってモデル化し、動摩擦係数は 0.2 と仮定した¹⁵⁾。橋脚上の転倒防止装置もすべり摩擦力を完全剛塑性型ばねによってモデル化すると同時に、橋軸周りの桁の回転に伴う下査からの上査の浮き上がりと再接触に伴う衝突の影響を衝突ばねによってモデル化した。固定支承、可動支承、転倒防止装置のいずれも 3 軸周りの回転は拘束しないと仮定した。

解析には、振動台上で計測した加速度を入力として用いた。各加震前には実地震 30 % レベルの予備加震を複数回実施したが、ここではこの影響は無視している。

震動台上に固定された橋脚模型では逸散減衰が小さいため、粘性減衰は 0.001 と仮定した。粘性減衰は Rayleigh 減衰によって与えることとし、2 Hz と 25 Hz において減衰定数が 0.001 となるようにパラメータを定めた。解析においては、この他に橋脚の履歴減衰と可動支承および転倒防止装置における摩擦が減衰を与える。

以上の解析モデルで重要な点は、経験的に定めた減衰定数を除き、入力データは全て模型特性から定めた値であり、解析結果と一致するように調整した値ではないという点である。

解析では、実験と同様に、ある加震によって生じた応

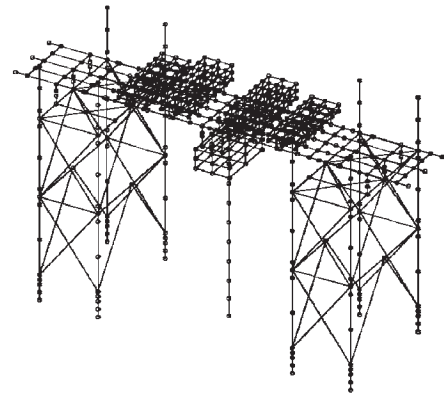
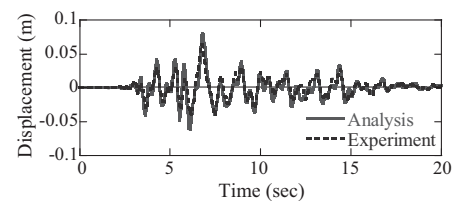
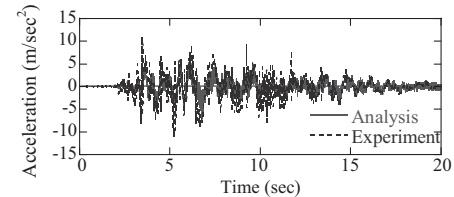


図 10.1 解析モデル

Fig. 10.1 Analytical model.



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 10.2 C1-5(1)-1 加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 10.2 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(1)-1 excitation.

答値を次の加震の初期値として与え、5 回の加震全体を通して地震応答を求めた。

10.2 解析結果

図 10.2 に C1-5(1)-1 加震における主応答方向変位に対する解析結果と実験値 $u_p(t) - u_{pp}(t)$ との比較および加速度応答の比較を、また、図 10.3 に主応答方向に対する橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴を示す。詳細に見ると、ピーク応答付近の変位を 24 % 程度過大に評価しているが、これを除くと、全体として解析結果はよく実験結果を表している。

図 10.4 は基部から 500 mm 高さにおける主応答方向の SW 面および NE 面の軸方向鉄筋ひずみを実験値と比較した結果である。すでに実験値は 10,000 μ を超す大ひずみになっているが、主要動に達するまでは解析値は実験値とよく一致している。しかし、主要動以降になると、解析値は実験値よりも小さく、また、実験に生じる残留ひ

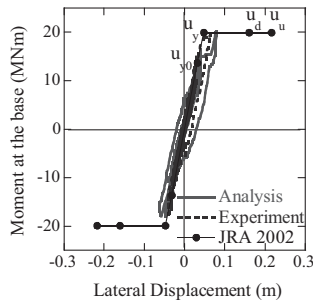


図 10.3 C1-5(1)-1 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 10.3 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(1)-1 excitation.

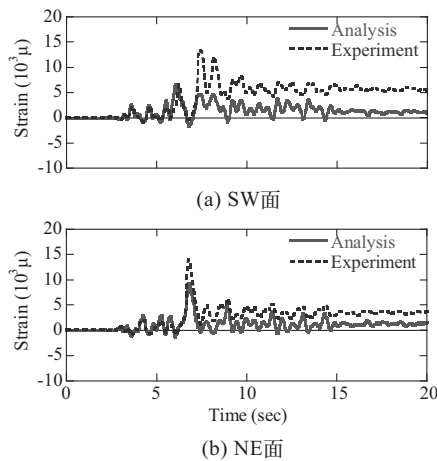


図 10.4 C1-5(1)-1 加震における基部から 500 mm 高さの軸方向鉄筋ひずみ

Fig. 10.4 Strain of longitudinal bars at 500 mm from the column base C1-5(1)-1 excitation.

ずみをうまく再現できていない。この理由としては、実測ひずみは $10,000 \mu$ を超えており、コンクリートひずみの発生に伴う損傷の局所化などによると考えられる。

図 10.5, 図 10.6 および図 10.7 は橋脚基部の SW 面および NE 面の最外縁位置におけるコアコンクリート、かぶりコンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴の解析結果である。点 a が C1-5(1)-1 加震におけるピーク応答で、これ以外に後述する C1-5(1)-2 加震(点 b), C1-5(2)加震(点 c), C1-5(3)-2 加震(点 e)のピーク応答も示している。これによれば、C1-5(1)-1 加震の段階では、SW 面においてはかぶりコンクリートはすでに ε_{cc} を超えているが、コアコンクリートのひずみは $1,800 \mu$ で、まだ ε_{cc} に達していない。

図 10.8, 図 10.9 に C1-5(2)加震に対する解析結果を示す。上述した C1-5(1)加震に比較して解析精度は低下し、解析による主応答方向の最大応答変位は 81.1 mm と、実験値

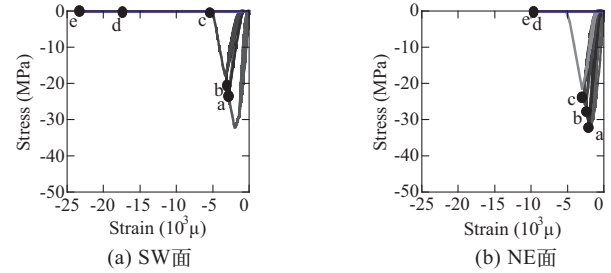


図 10.5 最外縁位置におけるかぶりコンクリートの応力～ひずみ履歴

Fig. 10.5 Stress vs. strain hysteresis of covering concrete.

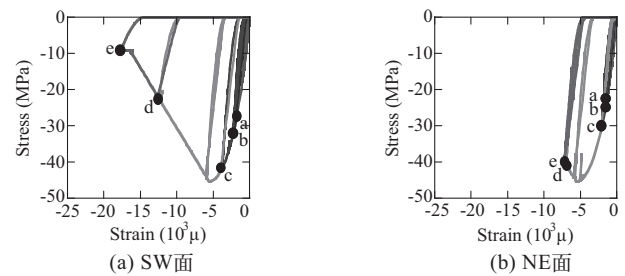


図 10.6 軸方向鉄筋最外縁位置におけるコアコンクリートの応力～ひずみ履歴

Fig. 10.6 Stress vs. strain hysteresis of core concrete.

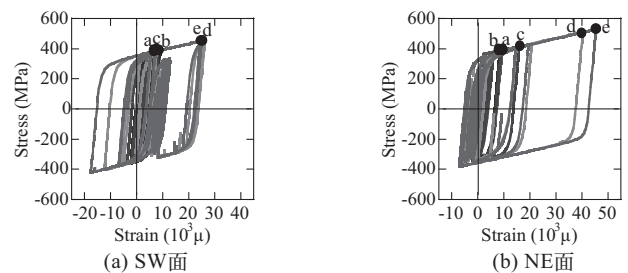
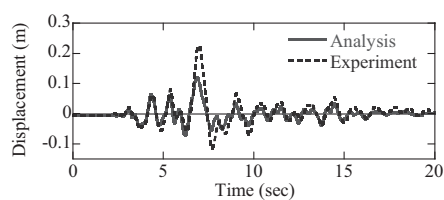


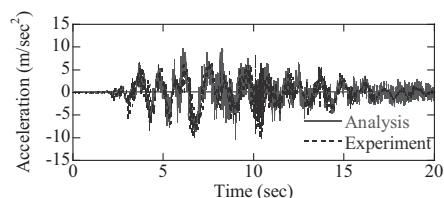
図 10.7 軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴

Fig. 10.7 Stress vs. strain hysteresis of longitudinal bars.

254.9 mm より 68% 小さい。このため、橋脚基部の曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴の一致度も低くなっている。図 10.10 は基部から 500 mm 高さにおける SW 面および NE 面の軸方向鉄筋ひずみを実験値と比較したものである。図 10.4 に示した C1-5(1)-1 加震による残留ひずみが蓄積される結果、実験値に対する解析値の精度はさらに低下する。特に、実験では 7 秒付近で $10,000 \mu$ を超える圧縮ひずみが生じ、コアコンクリートがすでに圧壊していることを示している。これに対して、解析では図 10.5, 図 10.6 の点 b に示すように SW 面のかぶりコンクリートのひずみはまだ C1-5(1)-1 加震とほとんど変わっておらず、コアコンクリートのひずみもまだ $2,200 \mu$ と ε_{cc} に達しない。このため、解析では軸方向鉄筋にはほとんど圧縮ひずみが生じない。全体として、コアコンクリートのひずみが過小評価されていることが実験値との一致度を低下させている。



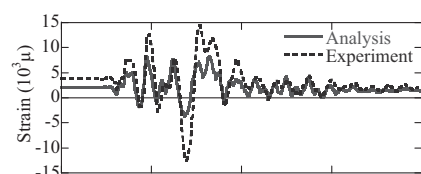
(a) Response displacement



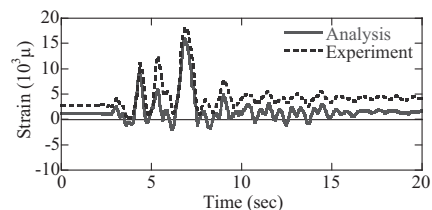
(b) Response acceleration

図 10.8 C1-5(2)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 10.8 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(2) excitation.



(a) SW面



(b) NE面

図 10.10 C1-5(2)加震における基部から 500 mm の軸方向鉄筋ひずみ

Fig. 10.10 Strain of longitudinal bars at 500 mm from the column base C1-5(2) excitation.

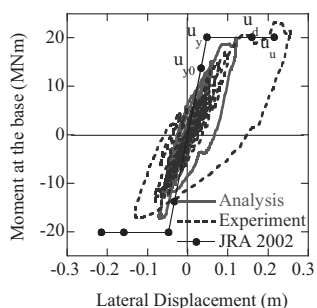


図 10.9 C1-5(2)加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 10.9 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(2) excitation.

以上から見ると、本研究に用いた解析法では、まだ塑性化の度合いが小さい段階ではかなりの精度で加震実験結果を再現できるが、変位応答じん性率で 5.6 に達する C1-5(2) 加震になると、解析精度はまだ不十分であるといえる。今後、性能設計の普及とともに、より終局状態に至る橋梁の応答予測が重要となるが、この目的のためには、非線形履歴が非常に大きい状態での解析精度を向上させていくことが求められる。

11. 結論

2002 年道路橋示方書によって設計された実大 RC 橋脚モデルに対する E-ディフェンス加震実験及び非線形動的解析に基づいて、橋脚の曲げ破壊特性を検討した。大型モデルを用いた加震実験が実施できたことから、従来のように寸法効果や実験データの信頼性という制約から解放され、大地震下の RC 橋脚の耐震性に関して、今後のベンチマーク実験となり得る信頼性のある実験データを得ることができた。本検討により得られた結論をまとめると以下の通りである。

- 1) 現在の耐震基準で設計された RC 橋脚に実地震レベル 100 % JR 鷹取駅記録を作用させると、橋脚には主応答方向に変位応答じん性率 1.81 に相当する応答が生じ、最大幅 1 mm の曲げひび割れが発生する。
- 2) 上記 1) の橋脚に再度同一地震動を作用させると、変位応答じん性率は 2.71 に増加し、基部のかぶりコンクリートが剥落する。曲げ耐力の低下はほとんど無いが、同レベルの地震力で繰返し加震すると損傷は進展し、応答が大きくなり得ることが重要である。JR 鷹取駅記録は継続時間が短いため、継続時間の長い断層近傍地震や連発地震、強い余震の作用下では、損傷の進展に注意する必要がある。
- 3) 上部構造重量を 21 % 増加させ、上記 1) と同一地震動で加震すると、主応答方向の変位応答じん性率は 5.35 になり、道路橋示方書に基づいて求められる終局変位の 1.18 倍に相当する応答が生じる。繰返し载荷実験から、従来、終局変位に達すると、塑性ヒンジ部でかぶりコンクリートの剥離が生じ、曲げ耐力も低下し始めると考えられてきたが、C1-5 では基部のかぶりコンクリートは剥落したが、まだ曲げ耐力は低下し始めない。
- 4) 上部構造重量を増加させた状態で入力地震動を上記 1) より 25 % 増加させた加震を 2 回行くと、最初の加震でかぶりコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋 2 本と帯鉄筋 6 本が露出した。2 回目の加震では、コアコンクリートが圧壊して破碎し、鉄筋力ゴから破碎したコアコンクリートがまるで爆発したかのように逸散し、終局状態に至った。曲げ耐力が低下し始めると同時に、著しい残留変位が生じた。
- 5) 上記 4) の破壊は塑性ヒンジ長の約 1/2 高さに相当する基部から 500 mm の位置で生じた。主応答方向に相当する SW 面側では大きな圧縮を受けた結果、最外縁鉄筋位置から約 400 mm 内側までのコアコンクリートが破壊面から 200 mm の深さまで破碎した。このような現象は従来の幾何学的相似則に基づいて製作した小型模型実験には見られなかった現象であり、圧壊後のコンクリート片と鉄筋力ゴの大きさに基づくスケール効果と考えられる。
- 6) 上記 4) の载荷に至るまで、帯鉄筋を定着するコアコンクリートは損傷を受けはしたが、帯鉄筋は定着部から抜け出すには至らなかった。このことは、コアコンクリートが大きく破壊する段階まで、帯鉄筋の

定着部がよく機能したことを示している。

- 7) 主応答方向に相当する SW 面における軸方向鉄筋とその直近に位置する帯鉄筋ひずみを検討すると、C1-5 (3) 加震になるとコアコンクリートの圧壊に伴い、軸方向鉄筋に $20,000 \mu$ に達する大きな圧縮ひずみが生じ、コアコンクリートの横拘束と軸方向鉄筋の座屈防止のため、帯鉄筋には $10,000 \mu$ を超えるひずみが生じる。帯鉄筋と軸方向鉄筋のひずみ間には相互作用があることが明らかとなった。
- 8) 一般に、外側の帯鉄筋には内側の帯鉄筋よりも大きなひずみが生じる。このことは、帯鉄筋を多段配置する場合には、式 (1) のようにこれらが均等に横拘束に寄与するわけではないことを示している。多段配筋した場合の横拘束のメカニズムと帯鉄筋比の評価方法を検討する必要がある。
- 9) フーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しにより橋脚上端に生じる変位と橋脚の応答変位の最大値の比を r_{pp} と定義すると、 r_{pp} は 0.24 ~ 0.12 となる。橋脚の塑性化が進行し、曲げ耐力が増加しなくなったり低下し始めると、 r_{pp} はこれ以上の値とはならず、加震を重ねるにつれて減少する。
- 10) 道路橋示方書によって求められる曲げ耐力は実験から求められた曲げ耐力とよく一致する。しかし、道路橋示方書による変形性能は実際の橋脚の変形性能を安全側に評価しすぎている。
- 11) 現状で考えられる最先端の研究上の知見に基づいて実施した非線形動的解析は、C1-5 (1) 加震に対してはよく実験値を再現するが、変位応答じん性率で 5.55 に達する C1-5 (2) 加震になると、解析精度は低下する。

謝辞

本 E-ディフェンス実験は、(独) 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)、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た解析検討 WG、支承・ダンパー WG、計測方法検討 WG、解析コンテスト WG の委員各位の協力の下に遂行されている。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。また、日米共同研究として、ネバダ大学リノ校の Ian Buckle 教授、カリフォルニア大学パークレイ校の Stephen Mahin 教授のご協力を得た。ここに記し、厚くお礼申し上げます。

なお、本研究報告書は、参考文献 1) 土木学会論文集 A, pp.324-343, Vol.66 No.2 に掲載された「現在の技術基準で設計された RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析」を研究資料として取りまとめたものである。

参考文献

- 1) 川島一彦・佐々木智大・右近 大道・梶原浩一・運上茂樹・堺 淳一・幸左賢二・高橋良和・矢部正明・松崎 裕 (2010) : 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析. 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, 324-343.
- 2) 右近大道・梶原浩一・川島一彦・佐々木智大・運上茂樹・堺淳一・高橋良和・幸左賢二・矢部正明 (2009) : 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). 防災科学技術研究所研究資料, 第 331 号, つくば.
- 3) 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.
- 4) 武村浩志・川島一彦・運上茂樹・星隈純一 (1997) : 繰返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価. 構造工学論文集, Vol.43A, 869-880.
- 5) Kawashima, K. and Koyama, T. (1988): Effect of number of loading cycles on dynamic characteristics of reinforced concrete bridge pier columns. Structural Engineering and Earthquake Engineering, Journal of JSCE, Vol.5, No.1, 183-191, JSCE.
- 6) 武村浩志・川島一彦 (1997) : 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響. 構造工学論文集, Vol.43A, 849-850.
- 7) 星隈順一・運上茂樹・川島一彦・長屋和宏 (1998) : 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法. 構造工学論文集, Vol.44A, 877-888.
- 8) 幸左賢二・小林和夫・村山八洲雄・吉澤義男 (1996) : 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究. 土木学会論文集, No.538/V-31, 47-56.
- 9) 星隈順一・運上茂樹・長屋和宏 (2001) : 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究. 土木学会論文集, No.669/V-50, 215-232.
- 10) Stone, W. and Cheok, G. S. (1989): Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to cyclic loading. NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, USA.
- 11) Katayama, T. (2005): Construction of E-Defense - A large-size 3-dimensional shake table. Proc. 1st International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering, 29-38, Nagoya, Japan.
- 12) Nakashima, N., Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, K. (2008): Shake table experimental project on the seismic performance of bridges using E-Defense. S17-02-010 (CD-ROM), 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- 13) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwar, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K., and Yabe, M. (2009): Seismic performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on E-Defense excitation. Structural Engineering and Earthquake Engineering, Journal A, Vol.65, No.2, 267-285, JSCE.
- 14) 佐々木智大・陳紹帥・川島一彦 (2009) : E-ディフェンス震動実験におけるロードセルを用いた橋脚作用曲げモーメントの精度に関する研究. 第 12 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ウム講演論文集, 119-124, 土木学会.
- 15) 高橋良和・植田健介・右近大道 (2009) : 大型橋梁耐震実験における滑り支承の動摩擦係数測定とその特性. 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム, 425-430, 土木学会.
- 16) 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編.
- 17) 葛西昭・稲垣冨城 (2009) : 実大 RC 橋脚コンポーネント震動台実験に用いられた鉄筋の繰返し弾塑性挙動. 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 303-310, 土木学会.
- 18) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A.W. (1997): Stress-strain model for confined concrete in bridge piers. Journal of Structural Engineering, Vol.123, No.5, 624-633, ASCE.
- 19) Sakai, J. and Unjoh, S. (2006): Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multi-directional seismic excitation, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.5, No.1, 103-110, Science Press.
- 20) 渡邊学歩・矢部正明 (2008) : 基礎構造 - 周辺地盤の影響を考慮した入力地震動に関する検討. 第 11 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 239-248, 土木学会.
- 21) 佐々木智大・川島一彦 (2009) : E-ディフェンス震動実験に基づくフーチング内軸方向鉄筋の抜けだしに関する検討. 第 12 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ウム講演論文集, 395-402, 土木学会.
- 22) Priestley, N.M.J., Seible, F., and Calvi, M. (1996): Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, New York, USA. (川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998)
- 23) Sakai, J. and Kawashima, K. (2006): Unloading and re-loading stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering, Vol.132, No.1, 112-122, ASCE.
- 24) Menegotto, M. and Pinto, P. E. (1973): Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometricary and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well Defined Repeated Loads, 15-22.
- 25) 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.

関連発表論文

- [1] 川島一彦・佐々木智大・右近大道・梶原浩一・運上茂樹・堺 淳一・幸左賢二・高橋良和・矢部正明・松崎 裕 (2010) : 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析. 土木学会論文集 A, 324-343, Vol. 66 No. 2.
- [2] 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.
- [3] Nakashima, M., Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [4] Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [5] 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.
- [6] Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [7] Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [8] Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwar, 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.
- [9] Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [10] Kawashima, K., Ukon, H., and Kajiwar, 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.
- [11] 松本崇志・川島一彦・Mahin, S.A.・右近大道 (2009) : 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 A, 196-215, Vol.65 No.1, 土木学会, 東京.
- [12] Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwar, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K., and Yabe, M. (2009): Seismic performance of a flexural failure type reinforced concrete bridge column based on E-Defense excitation. Structural Engineering and Earthquake Engineering, Journal A, Vol. 65, No. 2, 267-285, JSCE.
- [13] 堺 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, 第 29 巻, 934-942, 土木学会, 東京.
- [14] 堺 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.
- [15] 佐々木智大・栗田裕樹・川島一彦・右近大道・梶原浩一 (2010) : 2 ヶ所で主鉄筋段落しされた RC 橋脚の破壊特性に及ぼす載荷特性の影響. 土木学会論文集 A, 37-55, Vol. 66 No. 1, 土木学会, 東京.
- [16] 川島一彦・佐々木智大・右近大道・梶原浩一・運上茂樹・堺 淳一・幸左賢二・高橋良和・矢部正明・松崎 裕 (2010) : 現在の技術基準で設計された RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析. 土木学会論文集 A, 324-343, Vol.66 No.2, 土木学会, 東京.
- [17] 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ウム, 29-34, 土木学会, 東京.
- [18] 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ウム, 23-28, 土木学会, 東京.
- [19] 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ウム, 35-42, 土木学会, 東京.
- [20] 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ウム, 43-50, 土木学会, 東京.
- [21] 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, 第 29 巻, 1412-1419, 土木学会, 東京.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] 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.
- [25] 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.
- [26] 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.
- [27] 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2009): E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-5 橋脚)震動破壊実験報告. 第 12 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ウム, 193-198, 土木学会, 東京.
- [28] 右近大道・梶原浩一・川島一彦(2009): E-Defense を用いた実大 RC 橋脚(C1-2 橋脚)震動破壊実験報告. 第 12 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ウム, 199-206, 土木学会, 東京.
- [29] 佐々木智大・川島一彦・松崎 裕・右近大道・梶原浩一(2009): E-ディフェンスを用いた現行基準で設計された RC 橋脚の破壊特性に関する検討. 第 12 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ウム, 177-184, 土木学会, 東京.
- [30] 佐々木智大・川島一彦・松崎 裕・右近大道・梶原浩一(2009): E-ディフェンスを用いた段落し部を有する RC 橋脚の破壊特性に関する検討. 第 12 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ウム, 185-192, 土木学会, 東京.
- [31] 松本崇志・川島一彦・右近大道・梶原浩一(2009): 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. 第 12 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ウム, 207-214, 土木学会, 東京.
- [32] 松崎 裕・佐々木智大・川島一彦(2009): E-ディフェンス震動実験における曲率の測定精度に関する検討. 第 12 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ウム, 111-118, 土木学会, 東京.
- [33] 佐々木智大・陳紹帥・川島一彦(2009): E-ディフェンス震動実験におけるロードセルを用いた橋脚作用曲げモーメントの精度に関する検討. 第 12 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ウム, 119-124, 土木学会, 東京.
- [34] 葛西 昭・稲垣冴城(2009): 実大 RC 橋脚コンポーネント震動台実験に用いられた鉄筋の繰返し弾塑性挙動. 第 12 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ウム, 303-310, 土木学会, 東京.
- [35] 佐々木智大・川島一彦(2009): E-ディフェンス震動実験に基づく RC 橋脚の段落し部の付着切れに関する検討. 第 12 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ウム, 353-356, 土木学会, 東京.
- [36] 佐々木智大・川島一彦(2009): E-ディフェンス震動実験に基づくフーチング内軸方向鉄筋の抜け出しに関する検討. 第 12 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ウム, 353-356, 土木学会, 東京.
- [37] 高橋良和・植田健介・右近大道(2009): 大型橋梁耐震実験における滑り支承の動摩擦係数測定とその特性. 第 12 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ウム, 425-430, 土木学会, 東京.
- [38] 右近大道・梶原浩一・川島一彦・佐々木智大・運上茂樹・堺 淳一・高橋良和・幸左賢二・矢部正明(2009): 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). 防災科学技術研究所研究資料, 第 331 号, つくば.

(2012 年 7 月 5 日原稿受付,
2012 年 7 月 6 日原稿受理)

要 旨

現在の技術基準で耐震設計した高さ 7.5 m、直径 2 m の大型 RC 橋脚に対する加震実験を E-ディフェンスを用いて実施すると同時に、動的解析により橋脚の耐震性を検討した。この結果、1) 本橋脚は 1995 年兵庫県南部地震による断層近傍地震動に対して曲げ損傷程度の被害で耐えること、2) 載荷繰返しによる損傷の進展は大きく、さらに継続時間の長い断層近傍地震動に対する耐震性には検討の余地があること、3) コアコンクリートが圧壊して破碎し、軸方向鉄筋及び帯鉄筋の隙間から破碎したコンクリートがまるで爆発のように飛び出し、従来の小型模型を用いた実験とは異なった破壊特性となること、4) 動的解析は塑性応答が小さい段階ではかなりの精度を持つが、塑性応答が著しくなると、まだ精度不十分であることを明らかにした。

キーワード：橋梁，耐震設計，E-Defense，鉄筋コンクリート橋脚，震動台実験，非線形解析

<添付 1> 橋梁耐震実験研究分科会委員

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)
幹事長	川島 一彦	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 和夫	首都高速道路(株) 保全・交通部長
"	市川 篤司	(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部長
"	宇佐美 勉	名城大学理工学部建築システム工学科 教授
"	大塚 久哲	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	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	リテックエンジニアリング(株) 取締役
"	中島 正愛	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 俊郎	北海道大学大学院工学研究科環境創生工学専攻 教授
"	堀 宗朗	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	(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	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
"	長沼 敏彦	阪神高速道路(株)情報システム部 部長
"	矢部 正明	(株)長大構造事業本部耐震技術部 部長

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 日時点

＜添付 2＞ 橋梁耐震実験研究実行部会委員

委員長	川島 一彦	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	伊津野 和行	立命館大学理工学部都市システム工学科 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ィアサービス研究所 課長 (H19.4.1 ～)
"	鈴木 基行	東北大学 教授 創造工学センター長 (H20.4.1 ～)
"	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 ～)
"	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)技術研究所土木構造・材料グループ 上席研究員 (H18.6.29 ～)
"	吉田 純司	山梨大学工学部土木環境工学科 准教授
"	渡邊 学歩	東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 助教 (～ H19.12.14)
"	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 (H20.4.1 ～)
"	松崎 裕	東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 助教 (H20.4.1 ～)
委員・事務局	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	(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
"	山田 眞吾	(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 技術員 (H20.6.1 ～)
オブザーバー	中浦 孝	(株)長大構造事業本部東日本事業部構造計画 1 部 専門技師
"	山中 真己	"
"	森園 康之	(株)長大構造事業本部国際技術部 専門技師
"	新津 靖	東京電機大学情報環境学部 教授
"	古屋 治	東京都立産業技術高等専門学校 准教授
"	永田 聖二	(財)電力中央研究所地球工学研究所地震工学領域 研究員

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 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 拓起	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	J I P 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 副主査
"	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I7・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	J I P 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
"	山野辺 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

進行性破壊検討 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ージャー(H19.11.1～)

解析コンテスト WG 委員

主 査	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
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
”	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
”	鈴木 基行	東北大学 教授 創造工学センター長
”	堀 宗朗	東京大学地震研究所 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
”	山野辺 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

注)委員名簿は、平成 21 年 3 月 31 日時点

<添付 4> 研究資料内写真図カラー版



写真 2.1 C1-5 実験

Photo 2.1 C1 Component experiments (Single column).

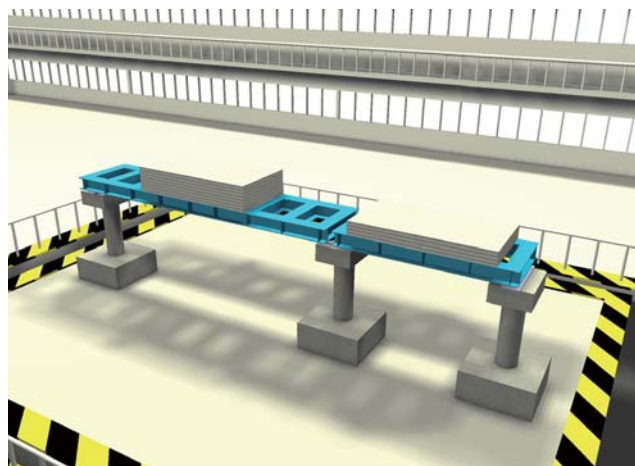


図 2.1 橋梁システム実験

Fig.2.1 C2 System experiments (Progressive collapse).

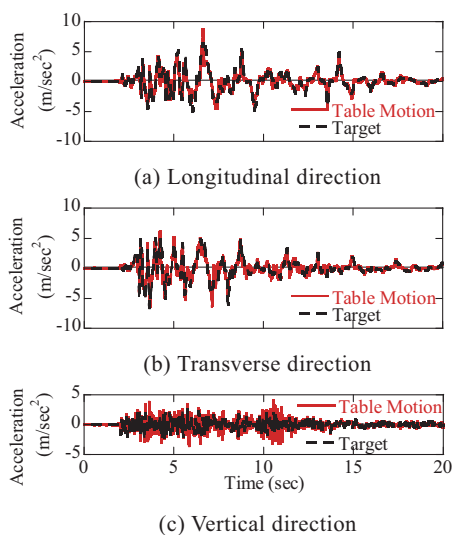


図 4.4 入力加速度(C1-5(1)-1 加震)

Fig. 4.4 E-JR Takatori ground accelerations (C1-5(1)-1 excitation).

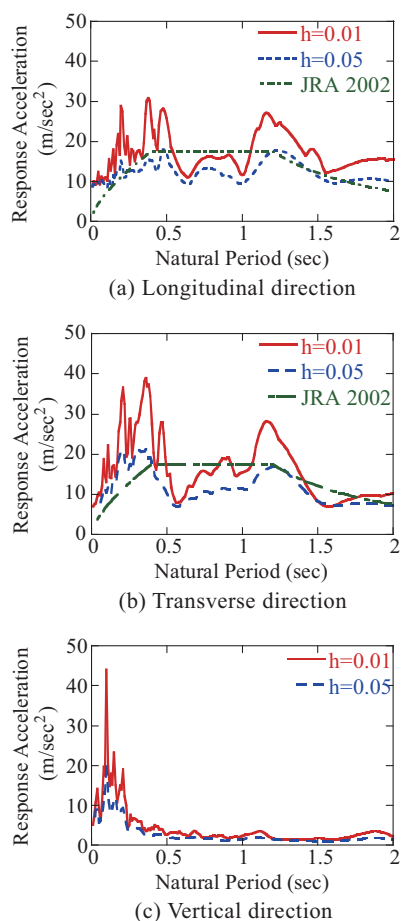


図 4.5 加速度応答スペクトル(C1-5(1)-1 加震)

Fig. 4.5 Response acceleration spectrum (C1-5(1)-1 excitation).

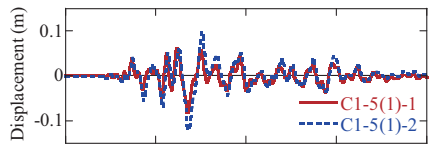


(a) First excitation

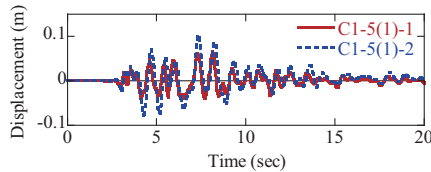
(b) Second excitation

写真 5.1 C1-5(1)加震後の橋脚基部の損傷

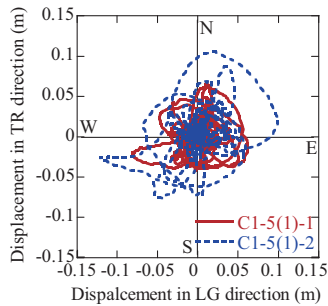
Photo 5.1 Damage of the column after C1-5(1) excitations.



(a) Longitudinal direction



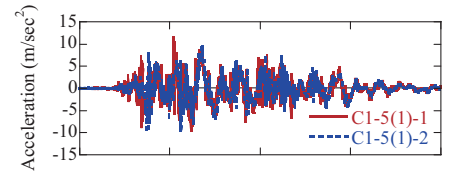
(b) Transverse direction



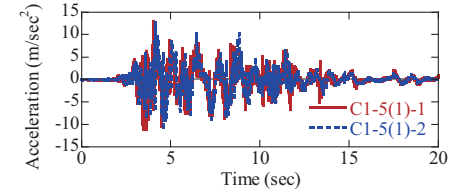
(c) Orbit

図 5.1 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答変位

Fig. 5.1 Response displacement at the column top during C1-5(1) excitations.



(a) Longitudinal direction



(b) Transverse direction

図 5.2 C1-5(1)加震における橋脚上端での応答加速度

Fig. 5.2 Response acceleration at the column top during C1-5(1) excitations.

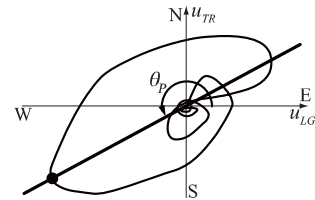
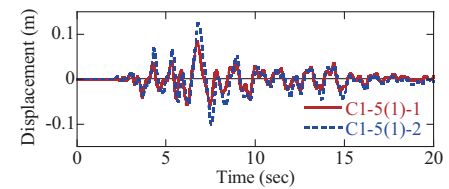
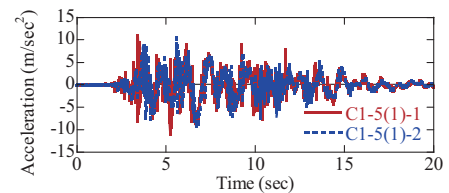


図 5.3 主応答方向の定義

Fig. 5.3 Definition of principal response direction.



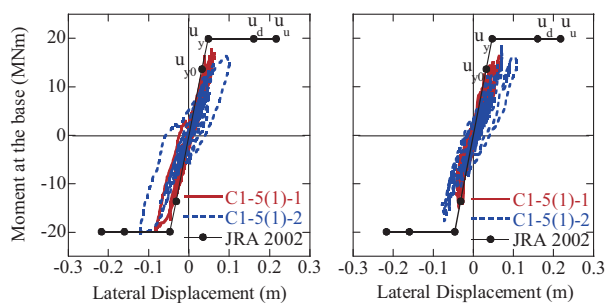
(a) Response displacement



(b) Response acceleration

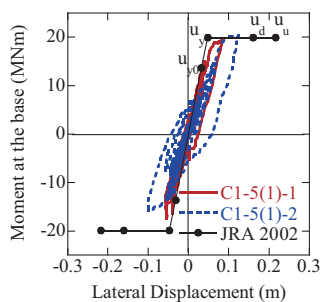
図 5.4 C1-5(1)加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 5.4 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(1) excitations.



(a) Longitudinal direction

(b) Transverse direction



(c) Principal response direction

図 5.5 C1-5(1) 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴

Fig. 5.5 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis during C1-5(1) excitations.

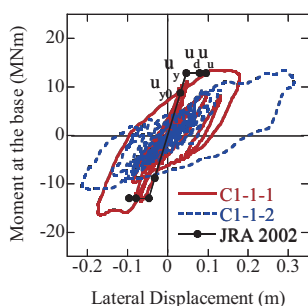


図 5.6 C1-1 実験における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 5.6 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in C1-1 experiment (principal response direction).

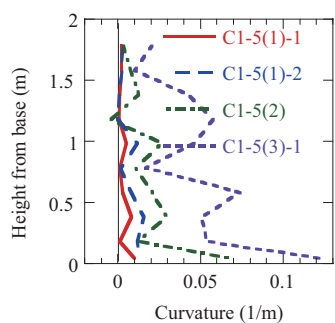


図 5.7 主応答方向の曲率分布

Fig. 5.7 Curvature on the principal response direction.



(1) 6.77 sec



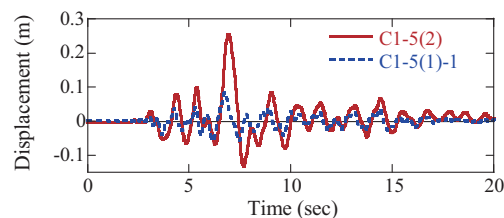
(2) 8.80 sec



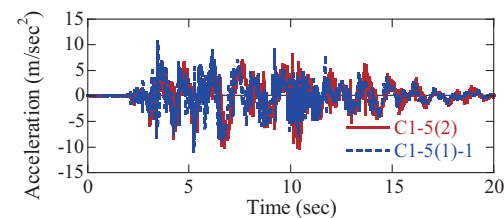
(3) After excitation

写真 5.2 C1-5(2) 加震における損傷の進展

Photo 5.2 Progress of damage at the column base during C1-5(2) excitation.



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 5.8 C1-5(2) 加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 5.8 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(2) excitation.

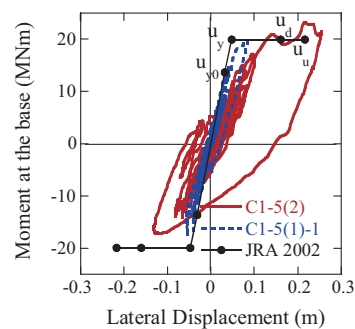


図 5.9 C1-5(2) 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 5.9 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(2) excitation.



(1) Before excitation



(2) 7.20sec



(3) 8.80sec



(4) After excitation

写真 5.3 C1-5(3)-1 加震における損傷の進展

Photo 5.3 Progress of damage at the column base during C1-5(3)-1 excitation.



(1) 4.50sec



(2) 7.17sec



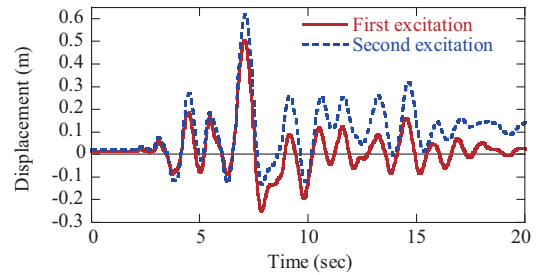
(3) 10.51sec



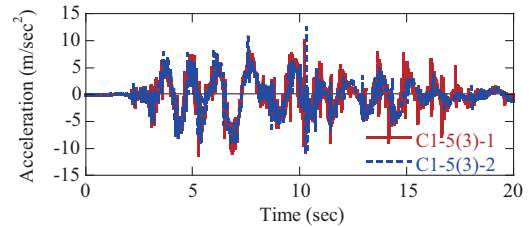
(4) After excitation

写真 5.4 C1-5(3)-2 加震の橋脚基部の損傷の進展

Photo 5.4 Progress of damage at the column base during C1-5(3)-2 excitation.



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 5.10 C1-5(3) 加震における橋脚上端での応答変位

Fig. 5.10 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(3) excitations.

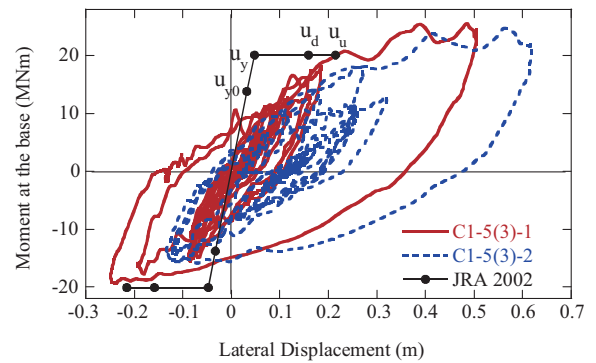


図 5.11 C1-5(3) 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 5.11 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(3) excitations.

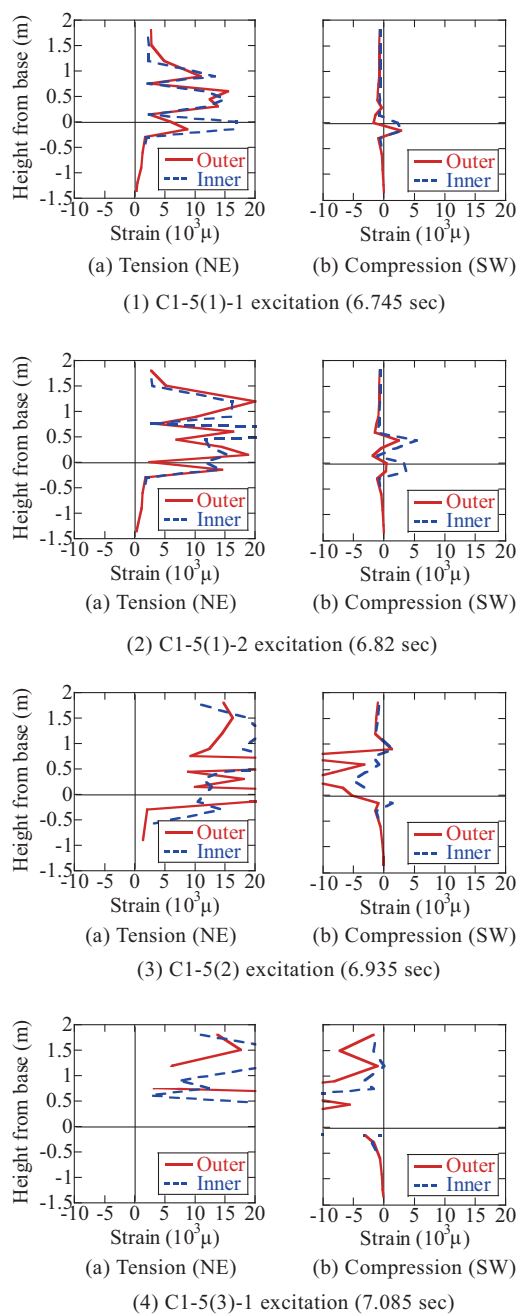


図 6.1 応答変位が最大となる時の軸方向鉄筋ひずみ
Fig. 6.1 Strain of longitudinal bars when column displacement reached its peak value.

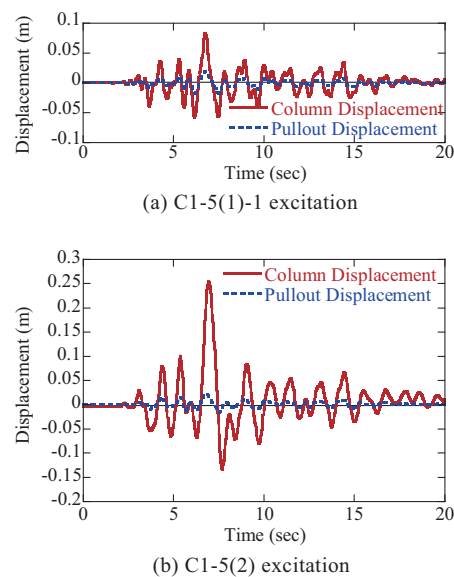


図 6.2 フーチング内軸方向鉄筋の抜け出しによって橋脚上端に生じる主応答方向変位 (主応答方向)
Fig. 6.2 Lateral displacement at the column top due to bond-slip in the footing in principal response direction.

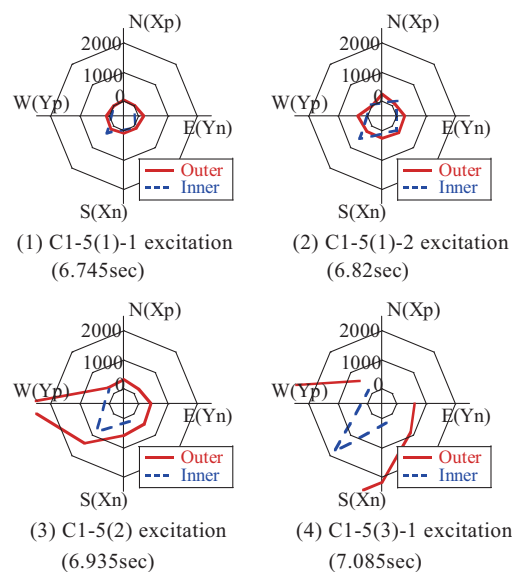


図 7.1 応答変位が最大となる時の基部から 350 mm の帯鉄筋ひずみ (μ)
Fig. 7.1 Tie strains at 350 mm from the column base when lateral displacement at the column top reached its peak value.

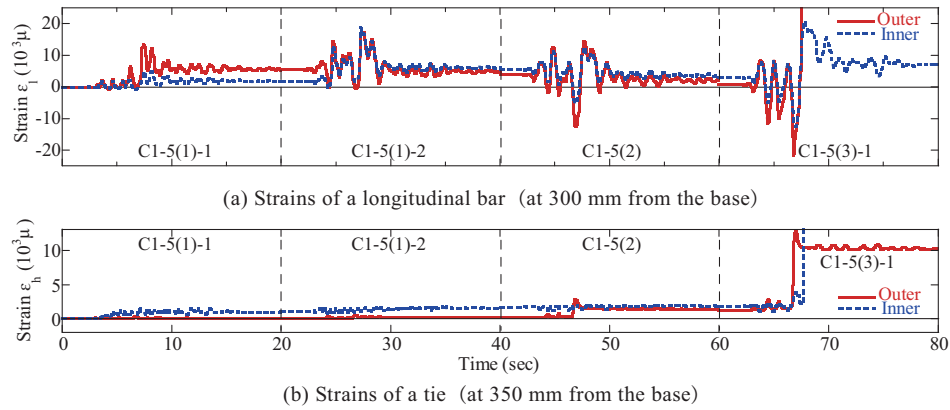


図 7.3 SW 面における軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

Fig. 7.3 Strains of a longitudinal bar and a tie at SW.

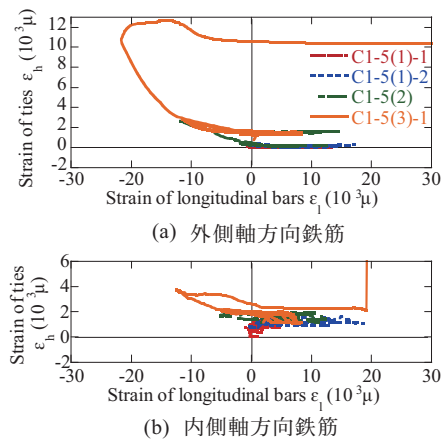


図 7.4 SW 面における基部から 350 mm の帯鉄筋ひずみと基部から 300 mm の軸方向鉄筋ひずみの履歴

Fig. 7.4 Strain of a tie at 350 mm from the base vs. strain of a longitudinal bar at 300 mm from the base hysteresis.

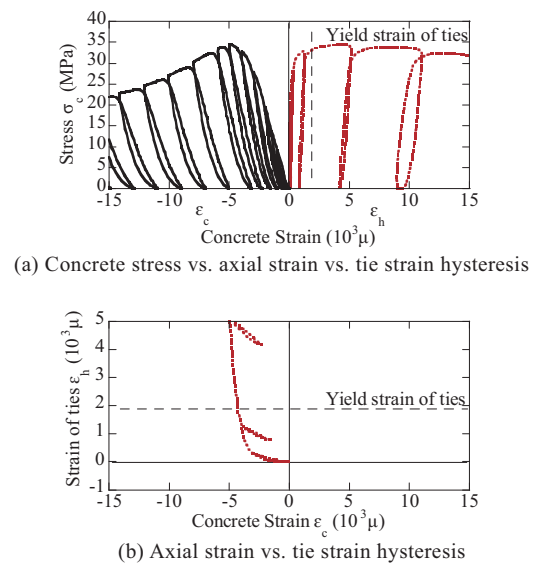


図 7.5 コンクリートシリンダーに対する一軸圧縮実験から得られるコンクリートの軸ひずみと帯鉄筋ひずみの履歴

Fig. 7.5 Axial strain vs. tie strain hysteresis in uniaxial compression loading experiment of a concrete cylinder.

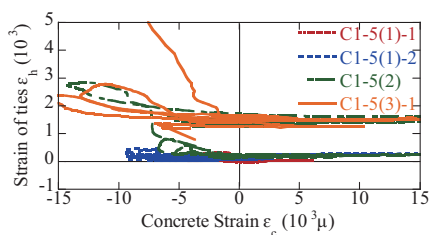


図 7.6 コンクリートの軸ひずみ～帯鉄筋ひずみの履歴
Fig. 7.6 Concrete axial strain vs. tie strain hysteresis.



写真 8.1 破壊面
Photo 8.1 Failure surface after excitations.

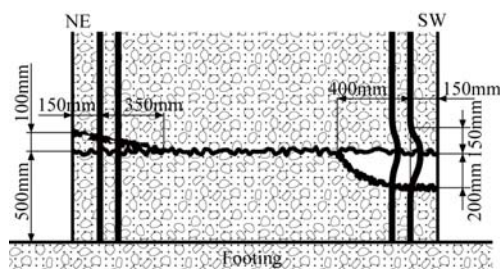
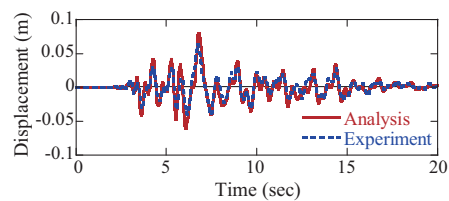


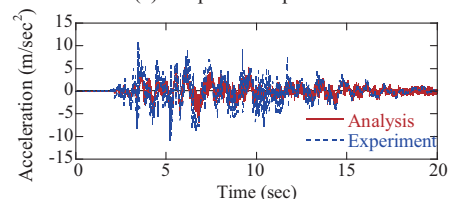
図 8.1 破壊面
Fig. 8.1 Cross section of failure surface after excitations.



写真 8.2 帯鉄筋の定着部(SW 面)
Photo 8.2 Bent hook of the ties after excitations (SW).



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 10.2 C1-5(1)-1 加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 10.2 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(1)-1 excitation.

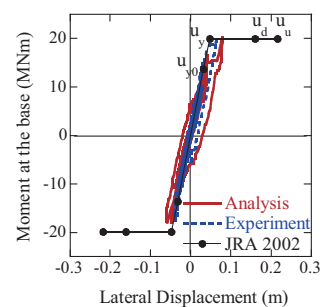
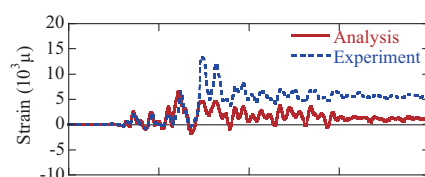
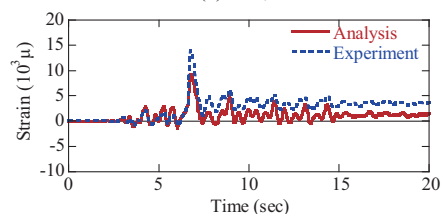


図 10.3 C1-5(1)-1 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 10.3 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(1)-1 excitation.



(a) SW面



(b) NE面

図 10.4 C1-5(1)-1 加震における基部から 500 mm 高さの軸方向鉄筋ひずみ

Fig. 10.4 Strain of longitudinal bars at 500 mm from the column base C1-5(1)-1 excitation.

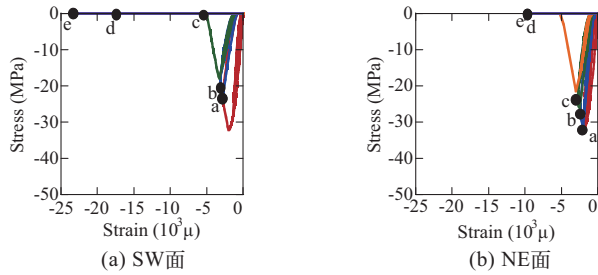


図 10.5 最外縁位置におけるかぶりコンクリートの応力～ひずみ履歴

Fig. 10.5 Stress vs. strain hysteresis of covering concrete.

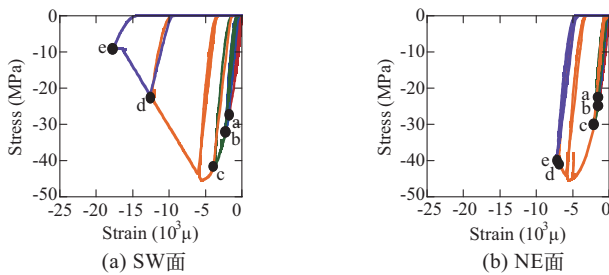


図 10.6 軸方向鉄筋最外縁位置におけるコアコンクリートの応力～ひずみ履歴

Fig. 10.6 Stress vs. strain hysteresis of core concrete.

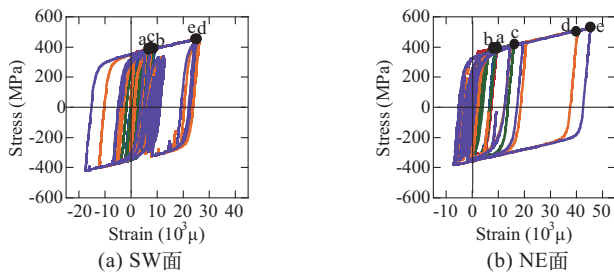
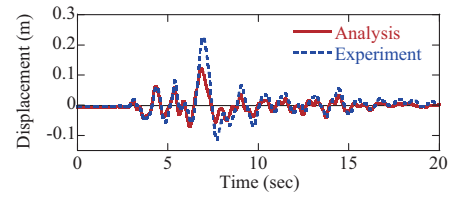
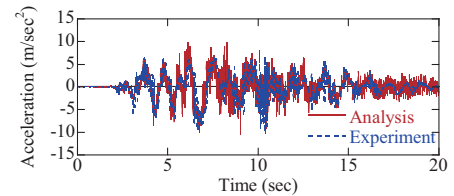


図 10.7 軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴

Fig. 10.7 Stress vs. strain hysteresis of longitudinal bars.



(a) Response displacement



(b) Response acceleration

図 10.8 C1-5(2) 加震における橋脚上端での主応答方向変位および主応答方向加速度

Fig. 10.8 Response displacement and acceleration in principal response direction during C1-5(2) excitation.

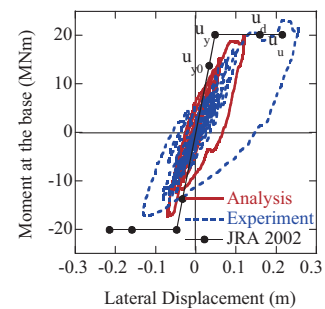
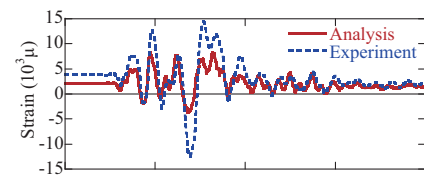
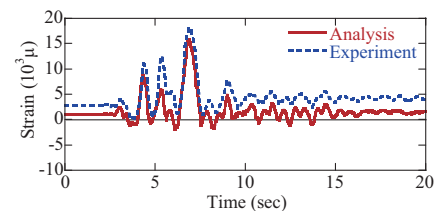


図 10.9 C1-5(2) 加震における橋脚基部でのモーメント～橋脚上端での水平変位の履歴(主応答方向)

Fig. 10.9 Moment at the column base vs. displacement at the column top hysteresis in principal response direction during C1-5(2) excitation.



(a) SW面



(b) NE面

図 10.10 C1-5(2) 加震における基部から 500mm の軸方向鉄筋ひずみ

Fig. 10.10 Strain of longitudinal bars at 500 mm from the column base C1-5(2) excitation.

<添付 5>

C1 実験での三分力計による上部構造慣性力の計測

1. はじめに

E-Defense を用いた橋梁耐震実験 (C1 実験) は、震動台上に 2 径間橋梁模型を設置して実大規模の RC 橋脚の地震時破壊特性を明らかにすることを目的とした実験である。この C1 実験の計画では三次元加振を前提に議論が進められた。加振方向が橋軸方向のみであれば、RC 橋脚上にはピン構造の支承を置き、端部架台 (指示装置) 上には摩擦抵抗の少ないローラー支承を設置して、上部構造には加速度計を設置することにより、上部構造の質量と加速度計計測値の積により上部構造慣性力を算出することが出来る。しかし、三次元加振の場合には、端部架台上に橋軸方向可動、直角方向固定の支承を置く必要がある。このため、端部支承の橋軸方向にはすべり摩擦力が生じることになる。また、直角方向には上部構造の各部位の質量と生じた加速度による慣性力が生じ、両端の支承位置までの距離に応じて、RC 橋脚試験体と端部架台に慣性力が分配されることになる。このような C1 実験では、加速度計のみで上部構造の慣性力を計測することが困難であるとの判断から、支承の下に三分力計を設置し、RC 橋脚に作用する慣性力の計測を行うことにした。

一方、三分力計のような荷重計 (ロードセル) は、動的挙動に対する追従性が問題にされる場合もあり、一般に、動的計測には向かないと危惧される場合もある。また、三分力計の検定自体も各軸方向への静的荷重の载荷によって行われており、三分力計の動的計測に対する信頼性の確立が求められている。

本文では、C1-5 実験での三分力計による計測値と加速度計を用いて算出した上部構造慣性力とを対比して、三分力計による計測の妥当性を検証したものである。

2. C1 実験概要

C1 実験として C1-1 実験 (防災科学技術研究所研究資料第 331 号)、C1-2 実験、C1-5 実験を実施した。それぞれの実験内容については、本研究資料の 2 章に示す。

C1-5 実験状況を図 2-1 に示す。C1 実験で、RC 橋脚に作用する上部構造慣性力の計測方法としては、橋脚天端に三分力計を用いると同時に、桁およびカウンターウェイト (上部構造に相当するマス) に加速度計を設置して計測するものとした。

C1-1 実験では、三分力計を十分に用意できなかったために RC 橋脚試験体天端の支承下側のみに三分力計を設置した。このために、端部架台上のすべり支承に作用する摩擦力の計測が出来なかった。

C1-2 実験、C1-5 実験では端部架台上のすべり支承の下にも三分力計を設置し、滑り支承に作用する摩擦力によって生じる橋軸方向の作用力ならびに、橋軸直角方向の支承反力の計測を行った。三分力計の設置状況を図 2-2 ～ 2-3、写真 2-1 ～ 2-2 に示す。

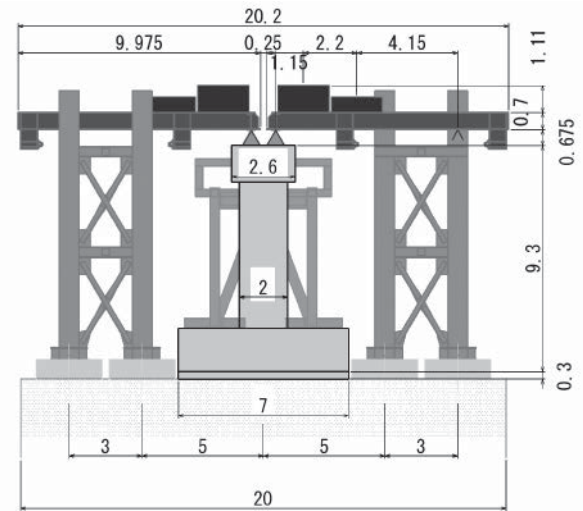


図 2-1 C1-5 実験状況

Fig. 2-1 Setup of C1-5.

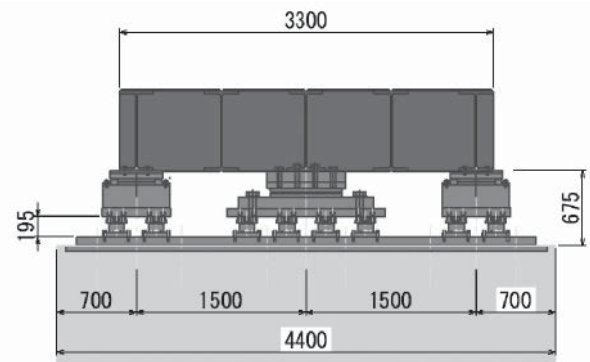


図 2-2 RC 橋脚試験体上の支承・三分力計の設置状況

Fig. 2-2 Bearings and loadcells at the column top.



写真 2-1 橋脚天端支承固定鋼板上の三分力計

Photo 2-1 Loadcells on the steel plate at the column top.

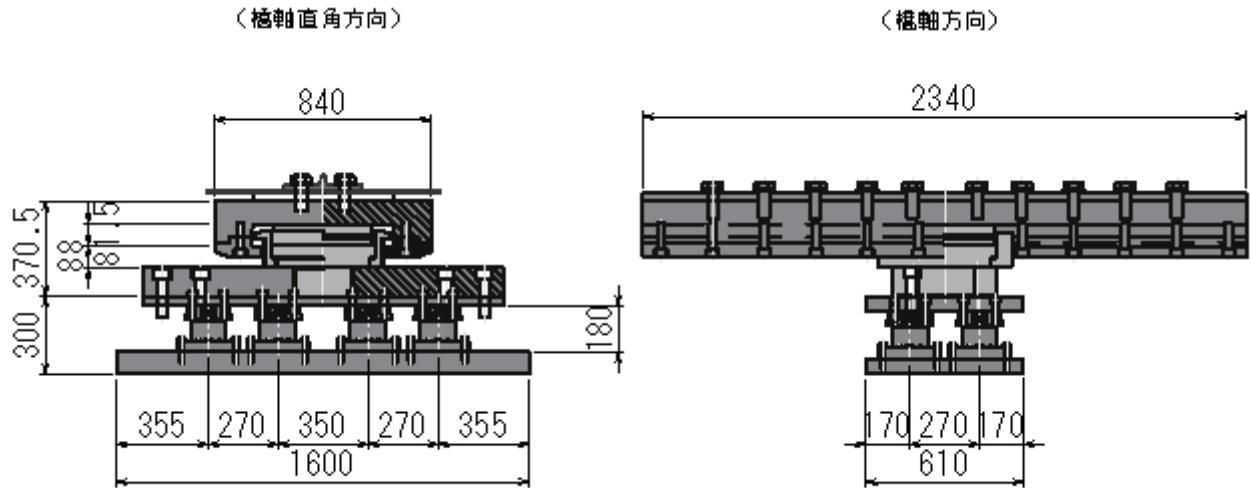


図 2-3 端部架台 すべり支承下の三分力計の設置状況
Fig. 2-3 Movable bearing and loadcells at the top of end support.

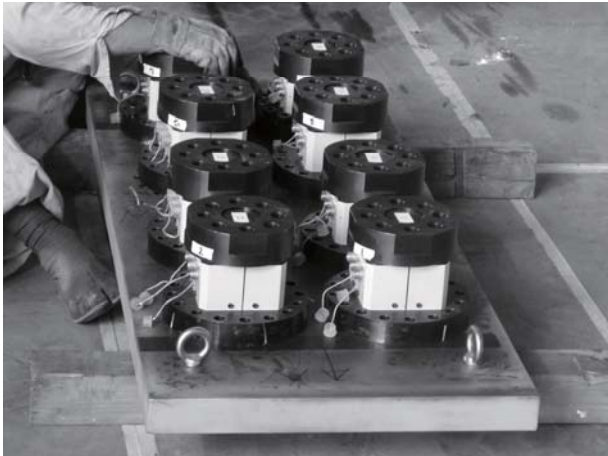


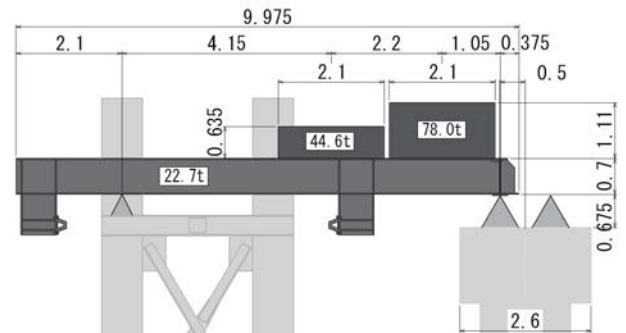
写真 2-2 端部架台支承固定鋼板上の三分力計
Photo 2-2 Loadcells on the steel plate at the top of end support.

C1-2, C1-5 実験で端部架台上に三分力計を設置するためには、端部架台よりも相対的に試験橋脚の全高さを高くする必要があり、試験橋脚のフーチング下に高さ 300 mm の RC 床版を置くことにした。また、C1-5 実験では、RC 橋脚の耐力が増加するため高容量の三分力計が必要となり、三分力計の高さが 180 mm から 195 mm に変化したために、支承部の高さ(三分力計+支承)が 660 mm から 675 mm と変化した(C1-2 実験も同様)。

3. 慣性力の算定

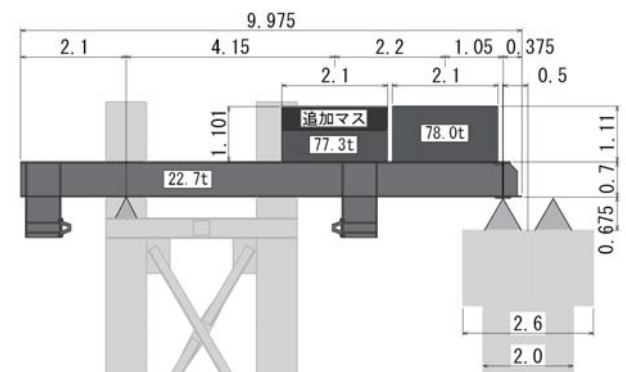
3.1 三分力計による慣性力の測定

RC 橋脚に作用する上部構造慣性力は、橋脚天端に設置した 32 台の三分力計による測定値を橋軸方向、橋軸直角方向の方向ごとに合算した。端部架台に作用する上部構造慣性力(橋軸方向には、すべり支承の摩擦抵抗力である)は 8 台×2 架台で同様に行った。



* 三分力計上の固定支承質量 1.7 t

図 3-1 C1-5(1)実験 桁、カウンターウエイト設置状況
Fig. 3-1 Weight of the deck and mass blocks (C1-5(1) excitations).



* 三分力計上の固定支承質量 1.7 t

図 3-2 C1-5(2) (3)実験 桁、カウンターウエイト設置状況
Fig. 3-2 Weight of the deck and mass blocks (C1-5(2) and C1-5 (3) excitations).

3.2 加速度計による慣性力の算定

加速度計による上部構造慣性力の算定は、桁、カウンターウエイト(マス)、三分力計上の固定支承の質量(表 3-1, 3-2)に各部位での平均加速度を乗じて算定した。

橋軸方向では、全上部構造慣性力を RC 橋脚と端部架台の摩擦力が分担することから、RC 橋脚に作用する橋軸方向慣性力は、全体の慣性力から端部架台での摩擦力を差し引く必要がある。

橋軸直角方向では、静止状態での支承間の距離差に応じて生じる支点反力を RC 橋脚試験体と端部架台に作用する慣性力の有効質量として分配した。

C1-5 実験での上部構造の質量の分布を図 3-1 ～ 3-2 に示す。橋軸方向の全慣性力の算定に用いる上部構造質量は、表 3-1 のようになる。

表 3-1 C1-5 実験橋軸方向の上部構造質量

Table 3-1 Weight of superstructure in longitudinal direction.

	C1-5(1)	C1-5(2) (3)
桁	22.7 t	22.7 t
マス A(大)	78.0 t	78.0 t
マス B(小)	44.6 t	77.3 t
固定支承	1.7 t	1.7 t

橋軸直角方向では、前記のとおり支点間距離に応じて、RC 橋脚試験体と端部架台に作用する慣性力の有効質量となる。RC 橋脚、端部架台での有効質量は表 3-2 のように分配される。

表 3-2 C1-5 実験橋軸直角方向の上部構造質量

Table 3-2 Weight of superstructure in transverse direction.

	C1-5(1)		C1-5(2) (3)	
	RC 橋脚	端部	RC 橋脚	端部
桁	8.7 t	14.0 t	8.7 t	14.0 t
マス A(大)	66.0 t	12.0 t	66.0 t	12.0 t
マス B(小)	24.7 t	19.9 t	42.8 t	34.5 t
固定支承	1.7 t	—	1.7 t	—

4. 慣性力算定結果

4.1 荷重～変位履歴による比較

算定結果を荷重～変位履歴による比較図を図 4-1 ～ 4-5 に示す。橋軸方向の加速度計から算出した慣性力については、端部架台での橋軸方向の合計値(すべり摩擦力)を差し引いている。また、その端部架台での合計値を橋軸方向の履歴図に併記している。

いずれの加振結果も三分力計で測定した上部構造慣性力は、加速度計から算定した慣性力と良好に一致しており、三分力計の有効性が認められる。両者の差には、質量計測に伴う誤差や動的計測に伴う誤差も含まれているものと推察される。

また、本実験装置の場合、質量と加速度から橋軸方向慣性力を算定する場合には、端部支承のすべり摩擦力の計測が必要であり、三分力計による測定が必須であることが分かる。

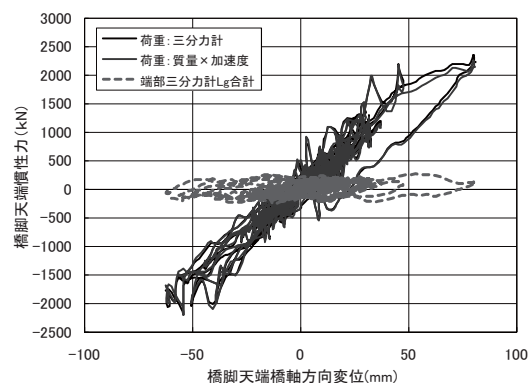


図 4-1(a) C1-5(1)1 回目加振橋軸方向の荷重～変位
Fig. 4-1(a) Lateral force vs. column displacement in longitudinal direction (C1-5(1)-1 excitation).

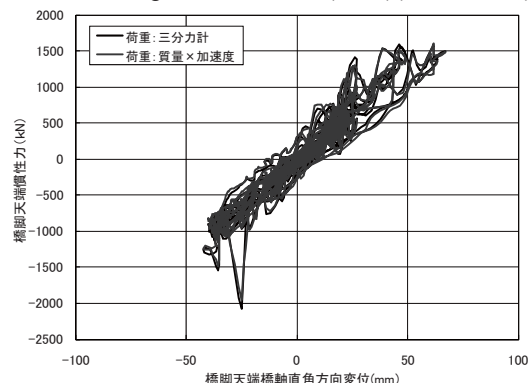


図 4-1(b) C1-5(1)1 回目加振橋軸直角方向の荷重～変位
Fig. 4-1(b) Lateral force vs. column displacement in transverse direction (C1-5(1)-1 excitation).

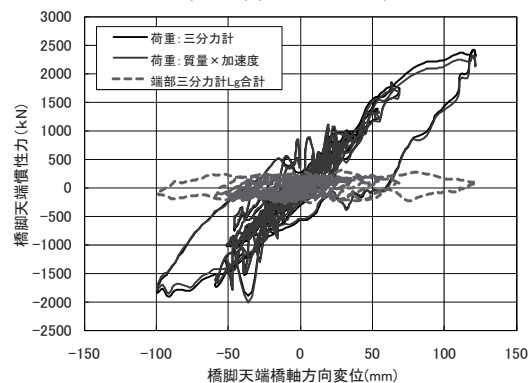


図 4-2(a) C1-5(1)2 回目加振橋軸方向の荷重～変位
Fig. 4-2(a) Lateral force vs. column displacement in longitudinal direction (C1-5(1)-2 excitation).

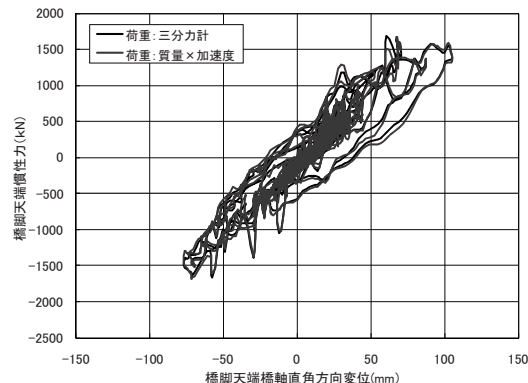


図 4-2(b) C1-5(1)2 回目加振橋軸直角方向の荷重～変位
Fig. 4-2(b) Lateral force vs. column displacement in transverse direction (C1-5(1)-2 excitation).

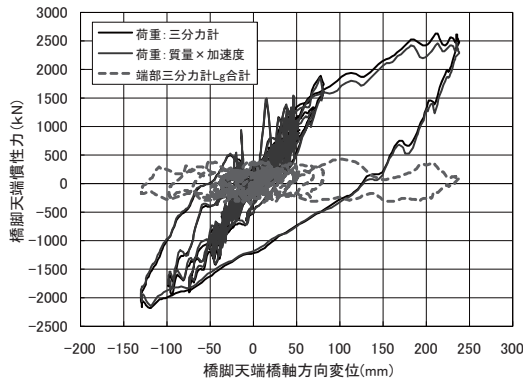


図 4-3(a) C1-5(2)加振橋軸方向の荷重～変位
Fig. 4-3(a) Lateral force vs. column displacement in longitudinal direction (C1-5(2) excitation).

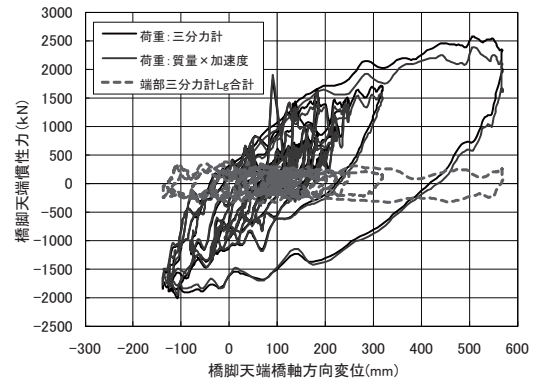


図 4-5(a) C1-5(3)1 回目加振橋軸方向の荷重～変位
Fig. 4-5(a) Lateral force vs. column displacement in longitudinal direction (C1-5(3)-2 excitation).

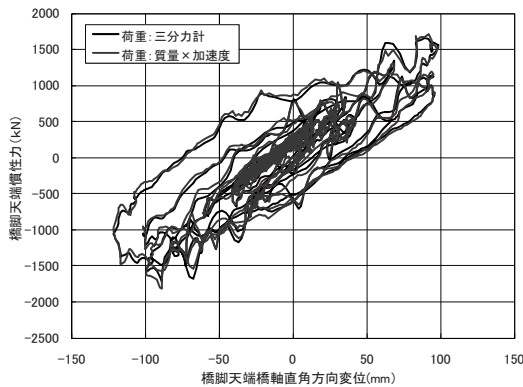


図 4-3(b) C1-5(2)加振橋軸直角方向の荷重～変位
Fig. 4-3(b) Lateral force vs. column displacement in transverse direction (C1-5(2) excitation).

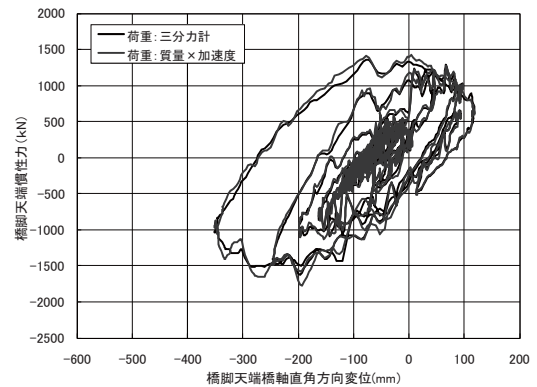


図 4-5(b) C1-5(3)1 回目加振橋軸直角方向の荷重～変位
Fig. 4-5(b) Lateral force vs. column displacement in transverse direction (C1-5(3)-2 excitation).

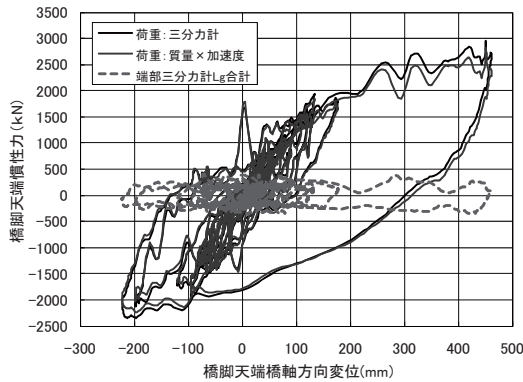


図 4-4(a) C1-5(3)1 回目加振橋軸方向の荷重～変位
Fig. 4-4(a) Lateral force vs. column displacement in longitudinal direction (C1-5(3)-1 excitation).

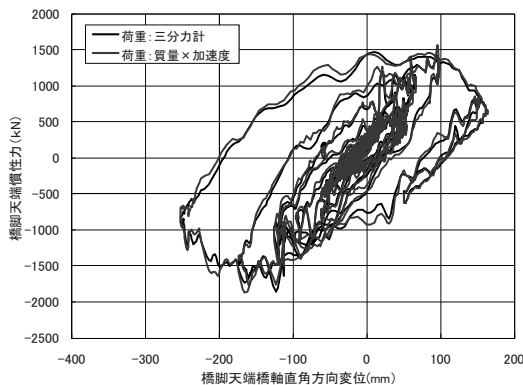
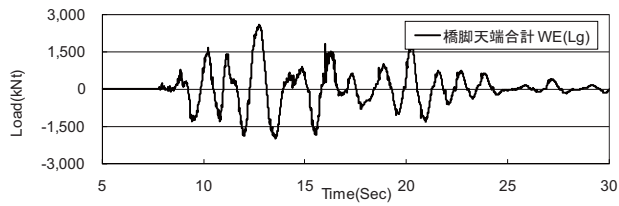
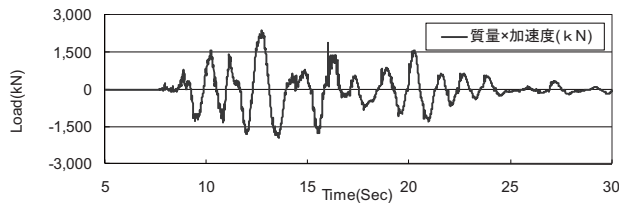
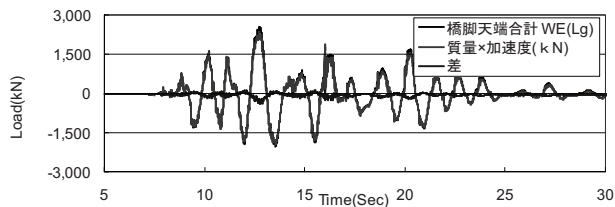


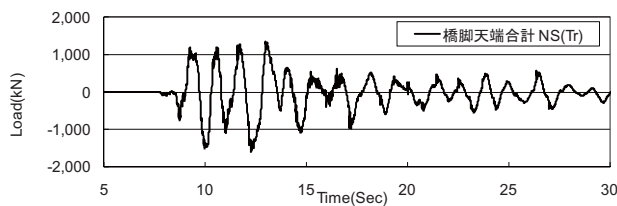
図 4-4(b) C1-5(3)1 回目加振橋軸直角方向の荷重～変位
Fig. 4-4(b) Lateral force vs. column displacement in transverse direction (C1-5(3)-1 excitation).



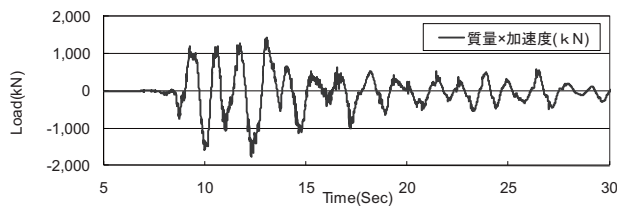
a) 三分力計による橋軸方向慣性力

b) 質量×加速度計による橋軸方向慣性力
(慣性力=全慣性力-端部架台摩擦力)

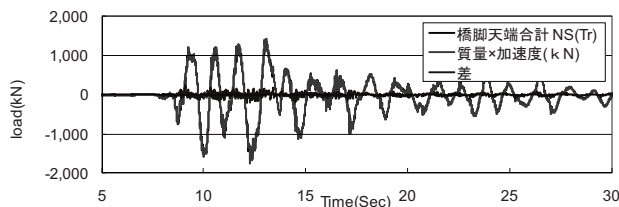
c) 三分力計と質量×加速度による橋軸方向慣性力の比較



d) 三分力計による橋軸直角方向慣性力



e) 質量×加速度計による橋軸直角方向慣性力



f) 三分力計と質量×加速度による橋軸直角方向慣性力の比較

4.2 時刻歴波形による比較

C1-5 (3) 2 回目加振を例に取り時刻歴波形での慣性力の比較を行う。同加振での橋脚天端三分力計の水平 2 方向の慣性力の波形，質量に加速度を乗じた慣性力を図 4-6 に示す。同比較図からも両者が良好に一致していることが分かる。

5. まとめ

以上，三分力計によって計測した上部構造慣性力と質量に加速度を乗じて求めた上部構造慣性力を比較した結果，両者は良好に一致しており，三分力計による計測が正しく行われていると考えられる。

両者の間には微小な差があるが，その差には，質量計測に伴う誤差や動的計測に伴う誤差も含まれているものと推察される。

また，本実験装置の場合，質量と加速度から橋軸方向慣性力を算定する場合には，端部支承のすべり摩擦力の計測が必要であり，三分力計による測定が必須であることが分かる。

三分力計の検定は，検定装置の制約により動的検定が困難であり，静的荷重を一方向に載荷して実施されていることから震動台実験等の動的実験への適用が危惧されたが，問題ないことが確認できた。さらに，32 台(端部を含めて 48 台)の三分力計を組み合わせた計測例は少なく，各三分力計に均等に荷重が作用するか心配されたが，特定の三分力計に荷重が集中することもなく上部構造慣性力の計測ができた。

図 4-6 RC 橋脚天端に作用する上部構造慣性力

Fig. 4-6 Inertia force at the column top.

<添付 6>

C1 実験での三次元変位計測

1. はじめに

E-Defense を用いた橋梁耐震実験 (C1 実験) は、震動台上に 2 径間橋梁模型を設置して実大規模の RC 橋脚の地震時破壊特性を明らかにすることを目的とした実験である。E-Defense は世界最大規模の三次元震動台であり、C1 実験でも三次元加振を前提に実験計画が進められた。加振方向が一方向であれば、RC 橋脚の天端変位の計測は比較手容易で、加振方向 (変形方向) の変位を接触型の棒状変位計やワイヤーを用いた巻き取り式変位計 (以後、ワイヤー式変位計と称す) 等で計測が可能である。

しかし、三次元加振の場合には、計測対象物が三次元方向に挙動することから、三次元方向での計測が必要となる。C1 実験では、橋脚の水平方向変位に対しての鉛直方向変位の影響は少ないとして、橋脚の変位計測にはワイヤー式変位計を水平 2 方向に設置して計測を行うことにした。

一方、大型構造物の三次元震動台実験での変位計測の新たな計測方法の開発を目指して、LED 発光体 (マーカー) を用いた三次元変位計測を行った。ワイヤー式変位計が計測器本体の固定点を必要とするのに対して、三次元変位計測は震動台の外側に設置したカメラを用いた画像計測であることから、煩雑な変位計固定治具 (計測架台) は不要で、任意の点に発光体を設置するだけで良いところに、その特徴がある。

本文は、ワイヤー式変位計を用いた計測と三次元変位計測との比較を行うことにより、三次元変位計測の有用性を検討したものである。

2. ワイヤー式変位計を用いた橋脚の変位計測

2.1 ワイヤー式変位計の設置

RC 橋脚の変位測定では、水平 2 方向の変位計測を行うこととし、橋脚高さ 2 m, 4 m, 梁下端 (6 m), 梁天端 (7.5 m) で計測した (図 2.1 参照)。計測方法は、橋脚天端・下端では梁の角部に、直角 2 方向にワイヤー式変位計 (写真 2.1 参照) を設置した。脚部では東西南北の位置に、2 方向から斜め方向にワイヤー式変位計を設置した。ワイヤー式変位計の固定には、橋脚周りに設置した防護架台を計測架台 (固定点) とし利用した。防護架台は橋脚が鉛直方向の支持力を喪失した時の落橋に備えたもので、十分な剛性を保持している。

2.2 ワイヤー式変位計による計測値の補正

2.2.1 RC 橋脚梁部の変位補正

RC 橋脚梁部では、防護架台より 4 隅の梁角部に直角 2 方向にワイヤー式変位計を設置して、4 点の平均値を橋脚天端、下端の変位とした。計測値は斜め方向の計測値となることから、図 2.2 に示す幾何学的な関係より補正を行って、橋軸方向、橋軸直角方向の変位とした。なお、

RC 橋脚の 3 方向加振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。

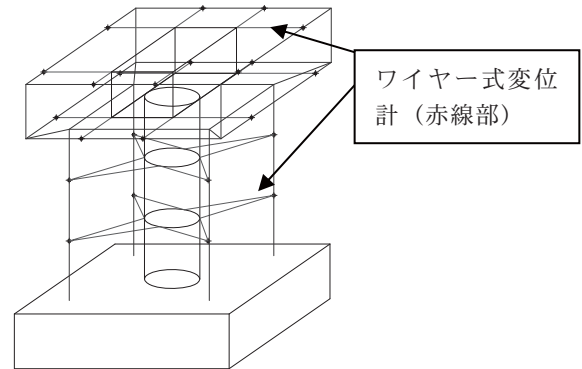


図 2.1 ワイヤー式変位計による RC 橋脚の変位計測

Fig. 2.1 Displacement measurement by wire potentiometers.



写真 2.1 ワイヤー式変位計 (側面に加速度計設置)

Photo 2.1 Wire potentiometers (accelerometer was attached on the side).

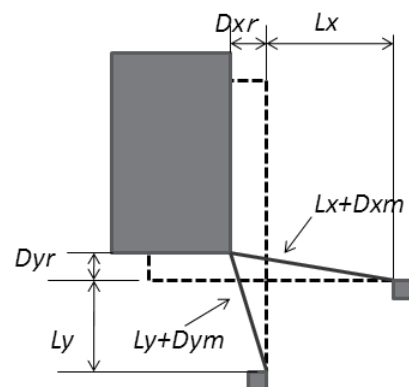


図 2.2 橋脚梁部 2 方向変位イメージ

Fig. 2.2 Displacement of beam at the column top.

D_{xr}, D_{xy} : X 方向, Y 方向それぞれの実際の変位

D_{xm}, D_{ym} : X 方向, Y 方向それぞれの計測変位

L_x, L_y : 設置時における変位計から計測点までの距離

図 2.2 に示す幾何学的な関係から以下の 2 式がえられる。

$$(D_{xm} + L_x)^2 = D_{yr}^2 + (D_{xr} + L_x)^2 \quad (1)$$

$$(D_{ym} + L_y)^2 = D_{xr}^2 + (D_{yr} + L_y)^2 \quad (2)$$

式 (1) と式 (2) の差をとって整理すると、式 (3) が得られ、式 (3) を式 (1) に代入して解くと、式 (4) が得られる。

$$D_{xr} = aD_{yr} + b \quad (3)$$

$$D_{yr} = \frac{-a(b + L_x) \pm \sqrt{C}}{1 + a^2} \quad (4)$$

ここで

$$a = \frac{L_y}{L_x} \quad (5)$$

$$b = \frac{D_{xm}^2 + L_x D_{xm} - (D_{ym}^2 + 2L_y D_{ym})}{2L_x} \quad (6)$$

$$C = a^2(b + L_x)^2 - (1 + a^2)(b^2 + 2bL_x - D_{xm}^2 - 2L_x D_{xm}) \quad (7)$$

2.2.2 橋脚脚部の変位補正

RC 橋脚柱部については、防護架台の柱部より、斜めにワイヤー式変位計を設置して、同一断面高さで 4 点の計測を行い、その平均値をその高さ位置での橋軸方向、橋軸直角方向の変位とした。

図 2.3 に示す幾何学的な関係から、以下の 2 式が得られる。

$$(L_{sx} + u)^2 + (L_{sy} + v)^2 = L_{s1}^2 \quad (8)$$

$$(L_{sx} + u)^2 + (L_{sy} - v)^2 = L_{s2}^2 \quad (9)$$

上式を整理して、 u および v を求めると、次式が得られる。

$$v = \frac{L_{s1}^2 - L_{s2}^2}{4L_{sy}} \quad (10)$$

$$u = -L_{sx} \pm \sqrt{L_{s1}^2 - (L_{sy} + v)^2} \quad (11)$$

同一断面の 4 点にワイヤー式変位計を設置することによりいずれかの変位計に問題が生じてても、他の変位計から変位が計測できる。

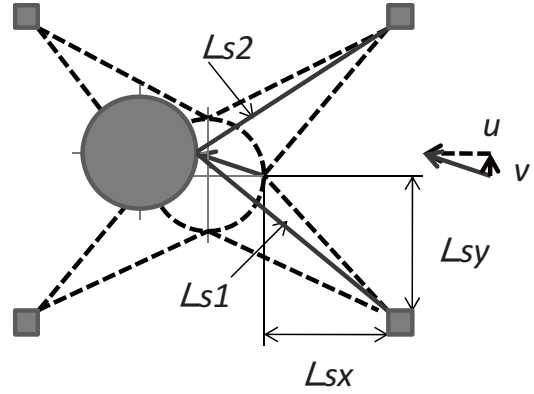


図 2.3 橋脚柱部 2 方向変位イメージ

Fig. 2.3 Displacement of the column body.

3. LED 発光体を用いた橋脚の三次元変位計測

ワイヤー式変位計は、計測するにあたって、変位計を固定する計測架台が必要となるが、光学式変位計は LED を用いた発光体（マーカー）を任意の点に設置することにより計測が可能となる。

3.1 三次元変位計測の原理

マーカーの三次元座標は 2 台以上のカメラ画像から求めることができる。図 3.1 はマーカーの絶対座標 (x, y, z) と 2 台のカメラのスクリーン座標系上のマーカー位置 (X_k, Y_k) の関係を示している。ここで k は k 番目のカメラを意味する。 C_{ij}^k はカメラパラメータと呼ばれるカメラの状態を表すパラメータでありマーカーの座標 (x, y, z) と (X_k, Y_k) の関係は次式 (12) で与えられる。

$$\begin{aligned} C_{11}^k x + C_{12}^k y + C_{13}^k z + C_{14}^k - C_{31}^k x \cdot X_k - C_{32}^k y \cdot X_k \\ - C_{33}^k z \cdot X_k = X_k \\ C_{21}^k x + C_{22}^k y + C_{23}^k z + C_{24}^k - C_{31}^k x \cdot Y_k - C_{32}^k y \cdot Y_k \\ - C_{33}^k z \cdot Y_k = Y_k \end{aligned} \quad (12)$$

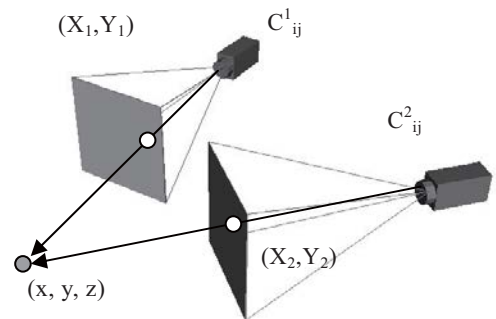


図 3.1 マーカー絶対座標と 2 台のカメラスクリーン座標上の光点の関係

Fig. 3.1 Location of marker and coordinate of the marker points on two camera screens.

カメラが 2 台の場合、式 (12) は 2 セットの計 4 連立方程式になり、 C_{ij}^k と (X_k, Y_k) が与えられれば最小二乗法からマーカー座標 (x, y, z) を求めることができる。線形パラメータ C_{ij}^k はカメラの状態であるカメラ位置、方向、焦点距離、画素の縦横比などを一般化した量である。 C_{ij}^k を求めるには 1 台のカメラごとに 6 点以上の既知の絶対座標 (x, y, z) とそれに対応するカメラ画像上の (X_k, Y_k) のデータが必要である。その 6 セットのデータから式 (12) を用いて、11 個の C_{ij}^k を求めることができる。

3.2 マーカー位置の同定方法

高輝度 LED で発光させた多くのマーカーを三次元座標計測のターゲットとして使用している。これらマーカーのカメラ画像上の座標 (X_k, Y_k) を精密に求める必要がある。マーカーの映像は点光源ではなく、ほぼ円形に分布するガウス分布状の点の集まりとして観察される。この分布する画素の集合からそのマーカーの座標を求めるのに、画素の輝度値を重みとした重心位置の計算手法を用いている。マーカーと考えられるパターンを検索した後、その近傍で輝度値の重心座標 (X_k, Y_k) は f_{ij} を (i, j) 座標の輝度値として次式で計算する。

$$X_k = \frac{\sum_{j=b}^{b+h} \sum_{i=a}^{a+w} i \cdot (f_{ij} - f_{noise}) \cdot \delta(f_{ij} - f_{noise})}{\sum_{j=b}^{b+h} \sum_{i=a}^{a+w} (f_{ij} - f_{noise}) \cdot \delta(f_{ij} - f_{noise})},$$

$$Y_k = \frac{\sum_{j=b}^{b+h} \sum_{i=a}^{a+w} j \cdot (f_{ij} - f_{noise}) \cdot \delta(f_{ij} - f_{noise})}{\sum_{j=b}^{b+h} \sum_{i=a}^{a+w} (f_{ij} - f_{noise}) \cdot \delta(f_{ij} - f_{noise})} \quad (13)$$

$$\delta(x) = \begin{cases} 1 & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases}$$

ここで、 (w, h) はマーカーの画像上の大きさに合わせて指定する部分画像の縦横サイズである。 f_{noise} はバックグラウンドのノイズを除去するために指定する値である。この f_{noise} はマーカー中心付近で重心計算に使用する部分画像の輝度値の平均値のある割合として求めている。

計測状況を図 3.2 に、撮影カメラ、LED 発光体、LED 発光体の設置状況を写真 3.1 ～ 3.5 に示す。

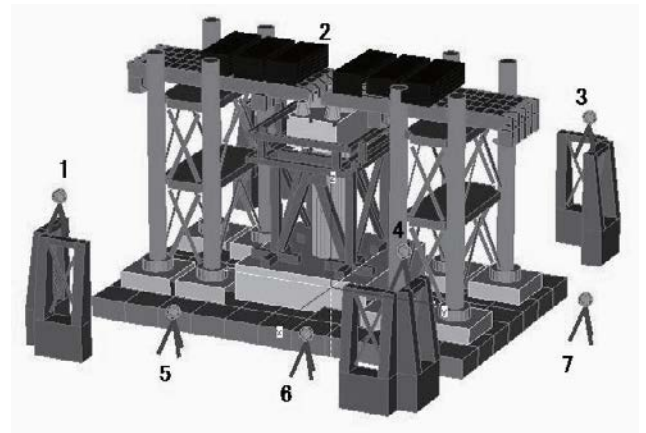


図 3.2 三次元変位計測(カメラ位置)

Fig. 3.2 Location of cameras for image processing system.



写真 3.1 カメラ

Photo 3.1 Cameras.



写真 3.2 LED 発光体(マーカー)

Photo 3.2 LED marker.

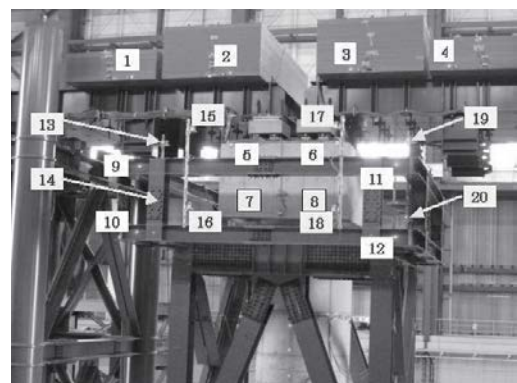


写真 3.3 三次元変位計測マーカー設置位置 観測室側

Photo 3.3 Location of markers (view from control room).

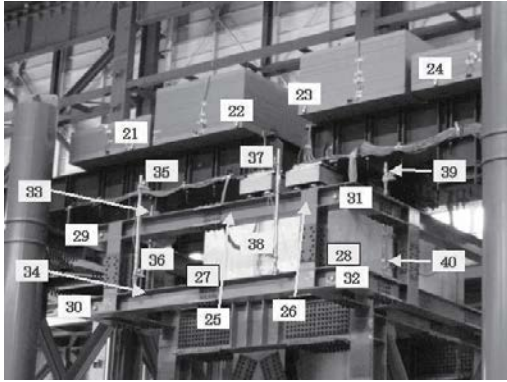


写真 3.4 三次元変位計測マーカー設置位置 反観測室側
Photo 3.4 Location of markers (view from the opposite side of control room).

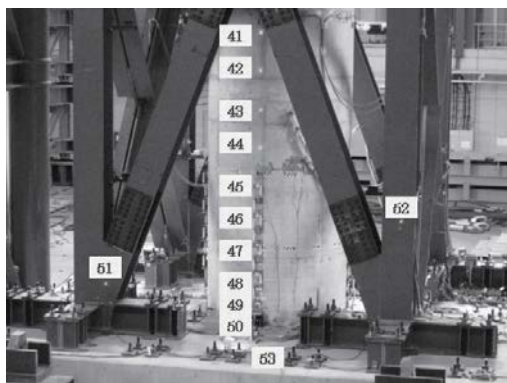


写真 3.5 三次元変位計測マーカー設置位置 橋脚基部
Photo 3.5 Location of markers (column base).

4. ワイヤー式変位計測と三次元変位計測の比較

橋脚天端変位に着目して、ワイヤー式変位計と三次元変位計測とを比較する。比較には、C1-5 実験での橋軸方向、橋軸直角方向変位の変位波形図と変位履歴図を用いる。比較結果を図 4.1 ～ 4.5 に示す。

いずれの加振でも、波形図、変位履歴図には、両者間には多少の差が認められるが、良好に一致している。

両者間に多少の差異が生じる要因としては、ワイヤー式変位計は防護架台に固定しているが、防護架台の振動による変形は考慮していない。また、ワイヤー式変位計は、ワイヤーの巻出し時と巻込時で、出力に差が生じる場合があり、誤差の要因となる。

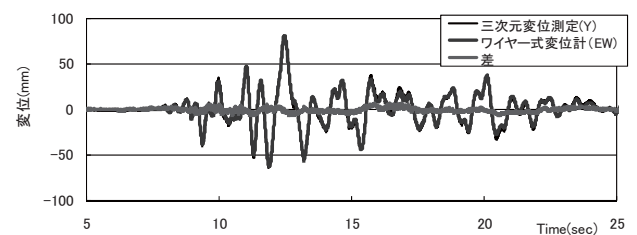
三次元変位計での誤差の要因としては、式 (12) から、明らかなように、次の 3 つに集約される。

- (1) カメラパラメーターの C_{ij}^k 高精度の同定
- (2) マーカー座標 (X_k, Y_k) の高精度の同定
- (3) カメラの振動

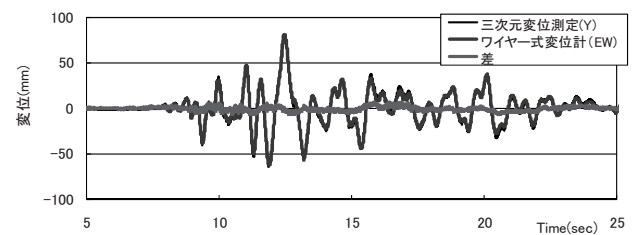
このうち、(3) のカメラ振動は無視している。(2) のマーカー座標 (X_k, Y_k) の同定は、マーカーの計測に適した画像を得ることにある。橋梁実験では、大小 2 種類のマーカーを使っているが、小さいマーカーでも、10 分の 1 ピクセル以上の分解能は得られている。問題になるのは、(1) の

カメラパラメーターの高精度な同定である。カメラパラメーターは 6 点以上の既知のマーカー座標 (x, y, z) と (X_k, Y_k) のセットを式 (12) に代入して 12 連立方程式を組み算出する。この時、マーカー位置の条件として、マーカーが 3 次的に分布していなければならない。平面上にある 6 点からは数学的に求めることができない。橋梁実験では上部構造のマーカー配置が 1 平面上に近い形になっており、カメラパラメーターの精度がやや悪い状況であった。

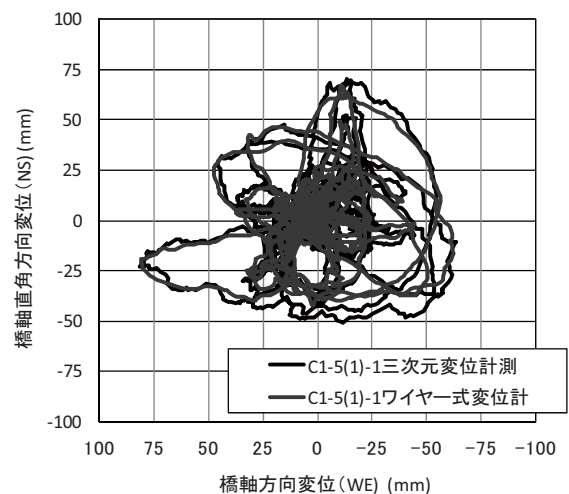
しかし、いかなる計測においても計測値には誤差を含むものである。測定方法の異なる両者の測定値の差がこの程度であることは、両者の計測が正しく行われたものと判断できる。



(a) 橋脚天端橋軸方向変位



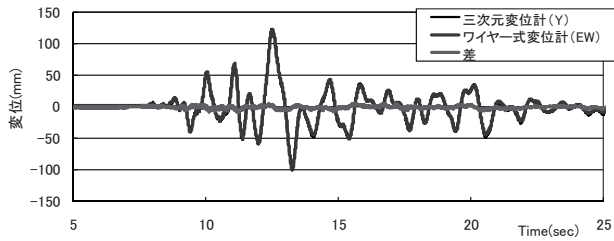
(b) 橋脚天端橋軸直角方向変位



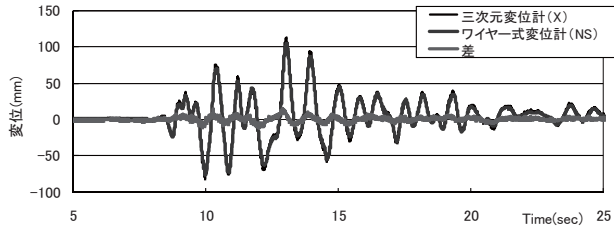
(c) 橋脚天端変位履歴

図 4.1 C1-5(1) 1 回目加振橋脚天端変位

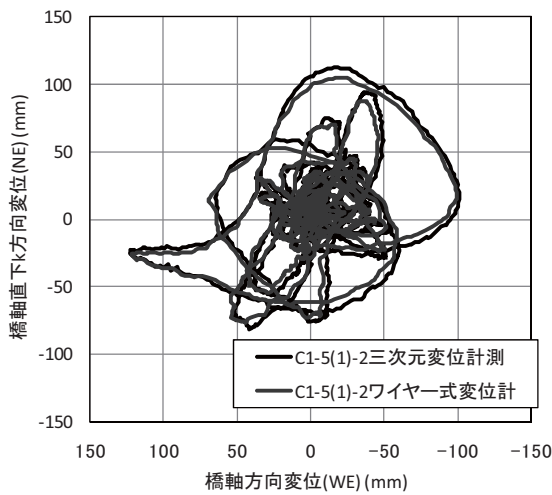
Fig. 4.1 Column displacement (C1-5(1)-1 excitation).



(a) 橋脚天端橋軸方向変位



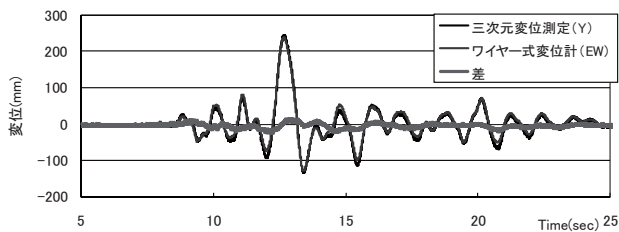
(b) 橋脚天端橋軸直角方向変位



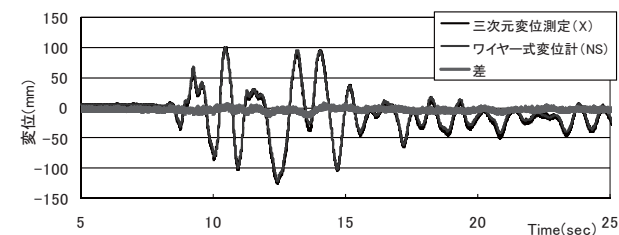
(c) 橋脚天端変位履歴

図 4.2 C1-5(1)-2 回目加振橋脚天端変位

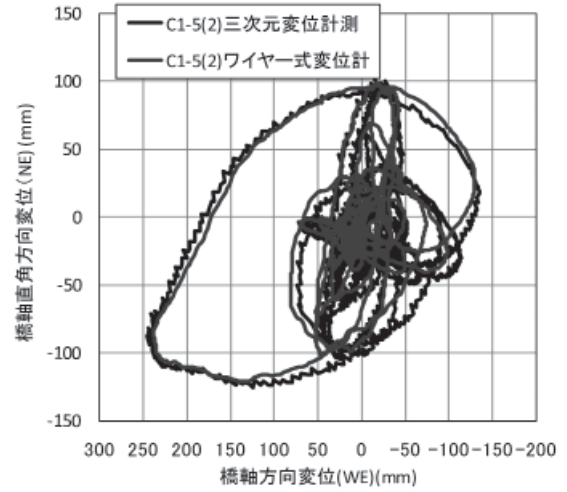
Fig. 4.2 Column displacement (C1-5(1)-2 excitation).



(a) 橋脚天端橋軸方向変位



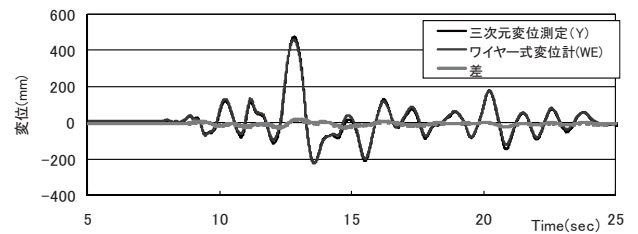
(b) 橋脚天端橋軸直角方向変位



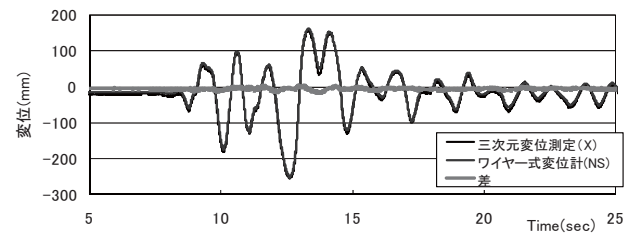
(c) 橋脚天端変位履歴

図 4.3 C1-5(2) 加振橋脚天端変位

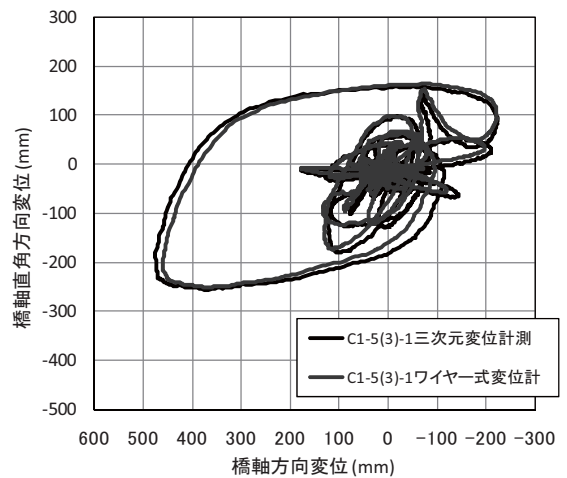
Fig. 4.3 Column displacement (C1-5(2) excitation).



(a) 橋脚天端橋軸方向変位



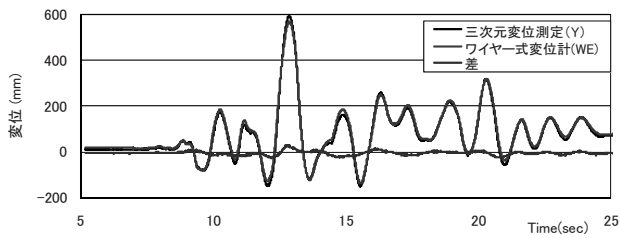
(b) 橋脚天端橋軸直角方向変位



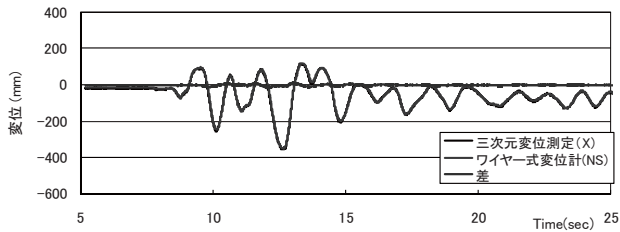
(c) 橋脚天端変位履歴

図 4.4 C1-5(3)1 回目加振橋脚天端変位

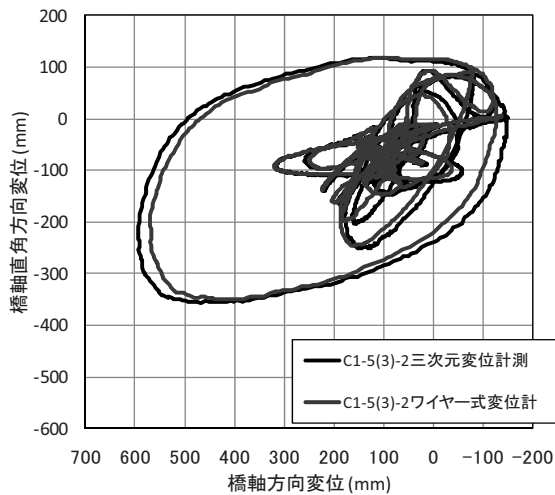
Fig. 4.4 Column displacement (C1-5(3)-1 excitation).



(a) 橋脚天端橋軸方向変位



(b) 橋脚天端橋軸直角方向変位



(c) 橋脚天端変位履歴

図 4.5 C1-5(3)2 回目加振橋脚天端変位

Fig. 4.5 Column displacement (C1-5(3)-2 excitation).

5. まとめ

大型構造物の震動台を用いた実験では、構造物の変位計測が難しい。加振方向が3方向となると、その難しさも増大する。橋梁耐震実験(C1実験)では、橋脚天端や橋脚の鉛直方向の変位や計測架台の変形は小さいものとして、ワイヤー式変位計を主とした計測を行い、同時に、新たな三次元変位計測方法の確立を目指して、LED 発光体を用いた三次元変位計測を行った。

C1-5 実験での5回の加振結果でのワイヤー式変位計と三次元変位計測の測定値はほぼ良好に一致しており、三次元変位計測の有用性が認められた。

三次元変位測定を積極的に用いる場合は、ワイヤー式変位計を固定するための治具等の撤去も可能であり、よりよい視野での計測が可能と思われる。

一方、C1-5 実験の後に実施した RC 橋脚のせん断破壊に着目した C1-2 実験では、RC 橋脚が一瞬にして、せん断破壊し、コンクリートが粉々に砕け噴煙の如く立ち込め、LED 発光体の光を遮断する事態も生じた。このため、三次元変位計測の適用においては、計測対象構造物の破壊特性を見極めての適用が必要と思われる。

＜添付 7＞実験写真集

試験体製作・設置状況・損傷写真集

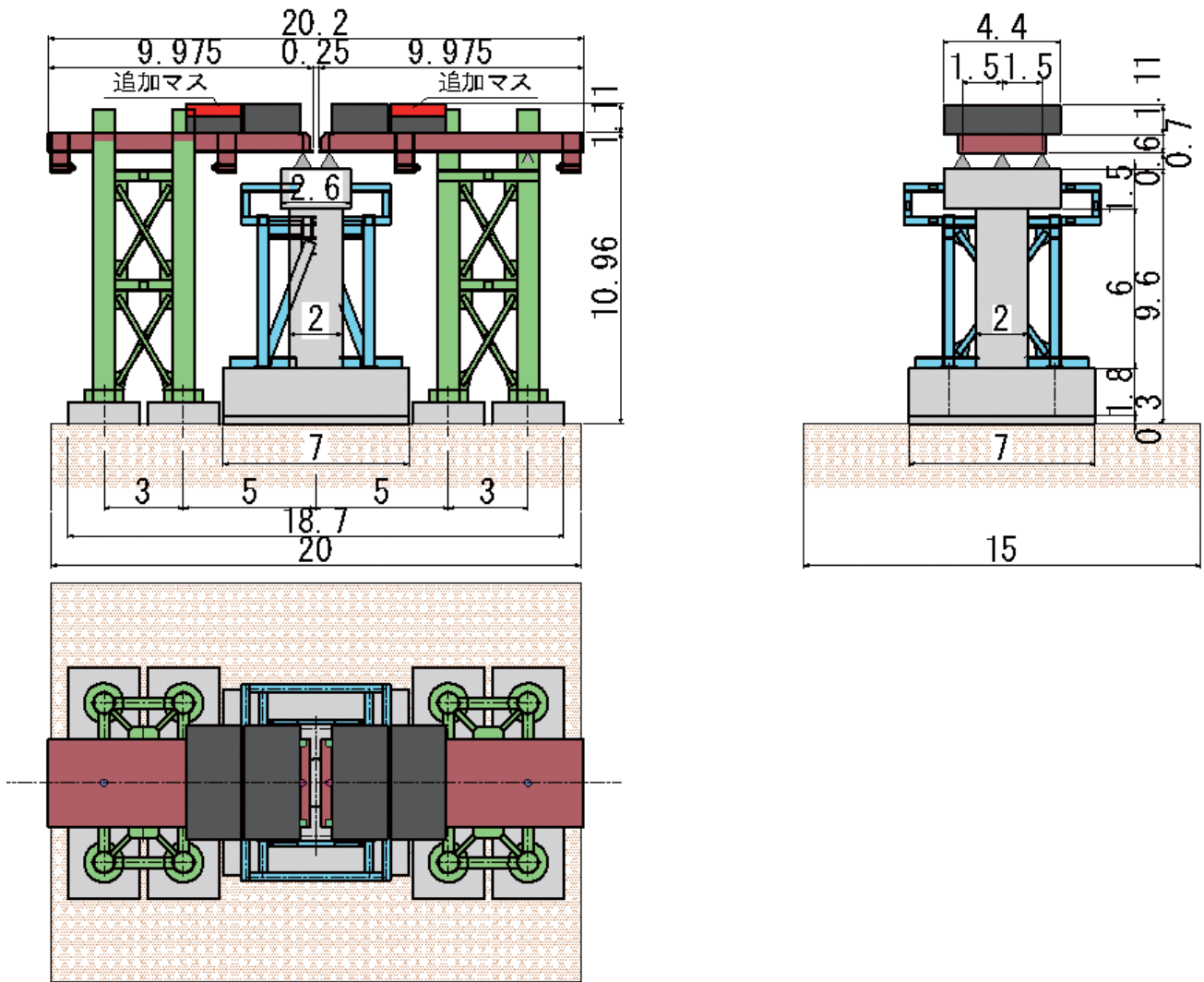


図 1 C1-5 実験

Fig. 1 C1-5 experiment.

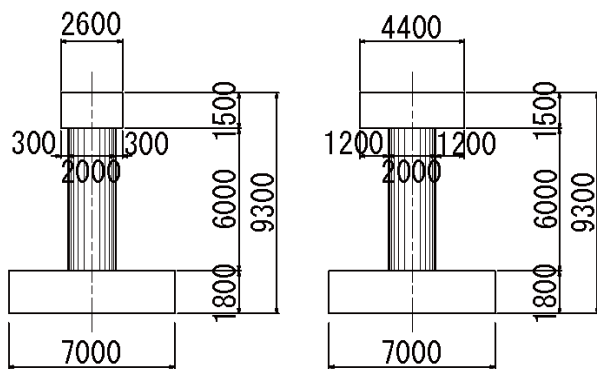


図 2 C1-5 実験試験体一般図

Fig. 2 Dimension of C1-5.

注) 実験装置, RC 橋脚の詳細図面は巻末の DVD-ROM に収録している。

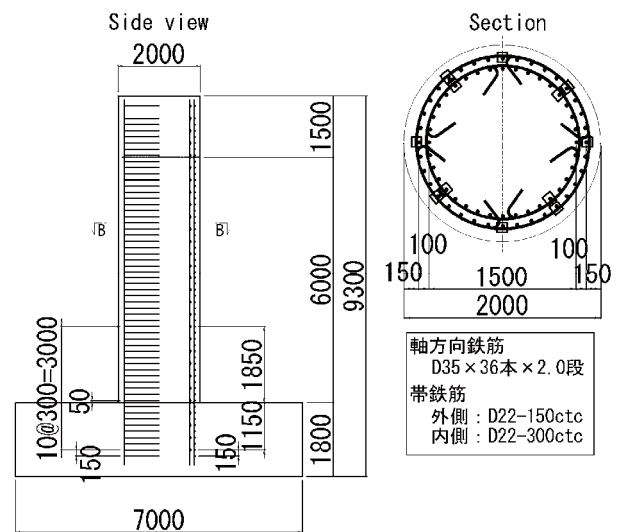


図 3 C1-5 実験 RC 橋脚試験体配筋

Fig. 3 Reinforcing bars in C1-5.



写真1 RC 橋脚製作ヤードの整備レベリングモルタルの打設

Photo 1 Leveling by mortar at the construction area.



写真4 ジャッキアップ用ホームコネクター

Photo 4 Connectors for juck-up.



写真2 アンカーボルト用シース管固定治具設置

Photo 2 Jigs to fix the pipes for anchor bolts.



写真5 C1-5 試験橋脚 フーチングコンクリート打設後

Photo 5 After casting the concrete to the footing in C1-5.



写真3 RC 橋脚フーチング鉄筋

Photo 3 Reinforcing bars in the footing.



写真6 RC 橋脚試験体 フーチング脱型・帯鉄筋設置

Photo 6 Remove footing framework and set ties.



写真 7 C1-5 ひずみゲージ設置

Photo 7 Set strain gauges for C1-5.

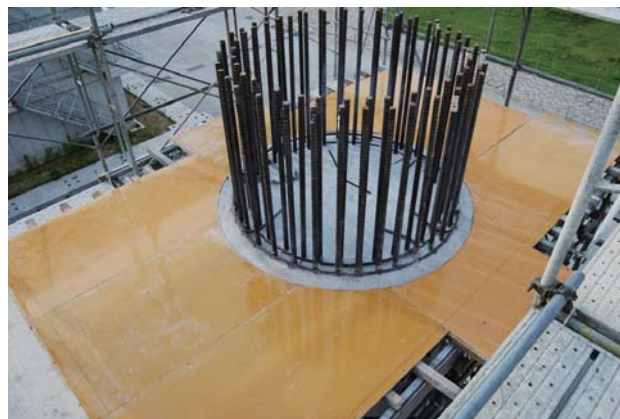


写真 10 C1-5 試験体 梁部床版型枠

Photo 10 Framework for beam at the column top.

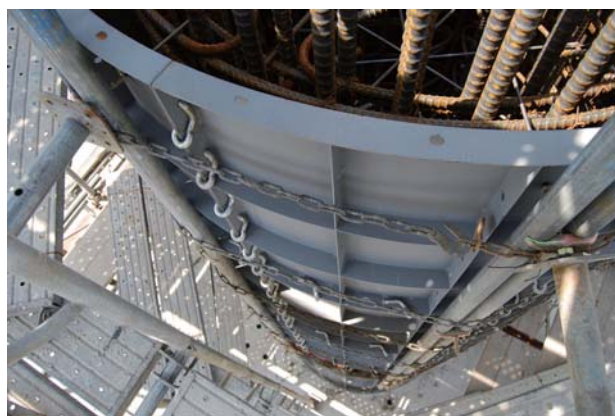


写真 8 C1-5 試験体 柱型枠組立

Photo 8 Framework for column body in C1-5.



写真 11 梁部 鉄筋・型枠 アンカーバー箱抜き

Photo 11 Reinforcing bars and framework for beam.

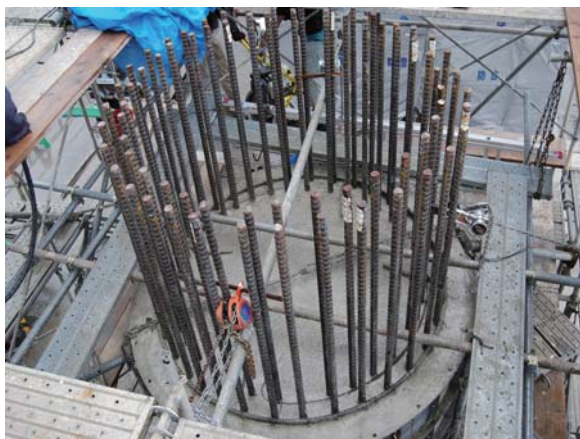


写真 9 C1-5 試験体 柱コンクリート打設完了

Photo 9 After casting concrete to the column body in C1-5.



写真 12 試験体ジャッキアップ

Photo 12 Jack up.



写真 13 試験体 移動状況

Photo 13 Move column to the test bay.



写真 16 端部・中央架台設置状況

Photo 16 End support and center blue frame.

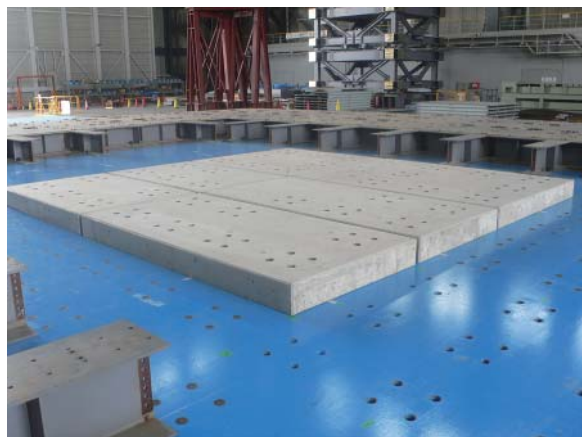


写真 14 RC 橋脚試験体高さ調整用床版 床版高さ 300 mm

Photo 14 Concrete bed for leveling.

* 端部架台上に三分力計を設置するために高さ調整が必要となった。



写真 17 仮組状況

Photo 17 Temporary setup.



写真 15 C1-5 試験体 震動台上設置

Photo 15 Set C1-5 on the table.



写真 18 試験体天端支承設置前

Photo 18 Column top before bearings were set.



写真 19 試験体天端三分力計 (32 個設置)
Photo 19 32 loadcells at the column top.



写真 22 RC 橋脚上固定支承仮設置
Photo 22 Set bearings at the column top.



写真 20 試験体天端三分力計・支承
中央：固定支承 両サイド：滑り支承
Photo 20 Bearings and loadcells center: fixed bearings side: sliders.



写真 23 端部架台支承設置前
Photo 23 End support before movable bearing was set.



写真 21 試験体天端支承設置状況
Photo 21 Set bearings at the column top.



写真 24 端部架台上三分力計 (8 個設置)
Photo 24 Loadcell for movable bearings.



写真 25 端部架台上三分力計・可動支承
支承条件：直角方向固定

Photo 25 Movable bearing and loadcells at the top of end support.



写真 26 端部架台上可動支承設置

Photo 26 Set movable bearing.



写真 27 桁仮設置

Photo 27 Set deck.



写真 28 C1-5(1)実験装置完成

Photo 28 C1-5(1) experiment setup completed.

C1-5(1)実験上部構造重量

桁重量： 22.7×2 基 = 45.6 t

ウエイト 1： 78.0×2 基 = 156.0 t

ウエイト 2： 44.6×2 基 = 89.2 t

支承：16.2 t



写真 29 C1-5(2)(3)実験装置完成

カウンターウエイト追加後

Photo 29 C1-5(2)(3) experiments setup completed.

C1-5(2)(3)実験上部構造重量

桁重量： 22.7×2 基 = 45.6 t

ウエイト 1： 78.0×2 基 = 156.0 t

ウエイト 2： 77.3×2 基 = 154.6 t

支承：16.2 t

○損傷の進行



写真 30 C1-5(1)1 回目加振後北面(計測室側)
Photo 30 Damage on north face after C1-5(1)-1 excitation.



写真 32 C1-5(1)1 回目加振後南面
Photo 32 Damage on south face after C1-5(1)-1 excitation.



写真 31 C1-5(1)1 回目加振後西面
Photo 31 Damage on west face after C1-5(1)-1 excitation.

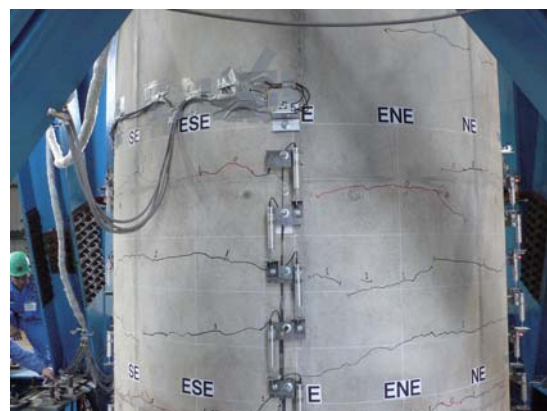


写真 33 C1-5(1)1 回目加振後東面
Photo 33 Damage on east face after C1-5(1)-1 excitation.

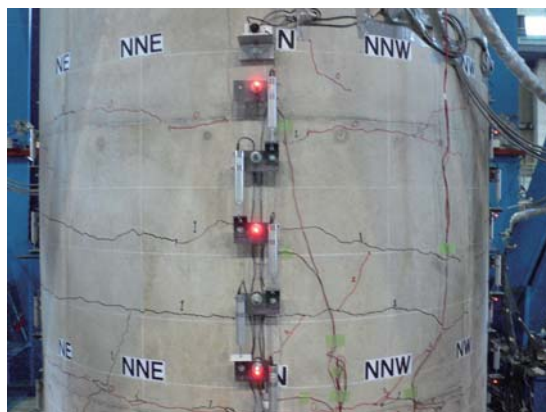


写真 34 C1-5(1)2 回目加振後北面(計測室側)
Photo 34 Damage on north face after C1-5(1)-2 excitation.



写真 36 C1-5(1)2 回目加振後南面
Photo 36 Damage on south face after C1-5(1)-2 excitation.



写真 35 C1-5(1)2 回目加振後西面
Photo 35 Damage on west face after C1-5(1)-2 excitation.

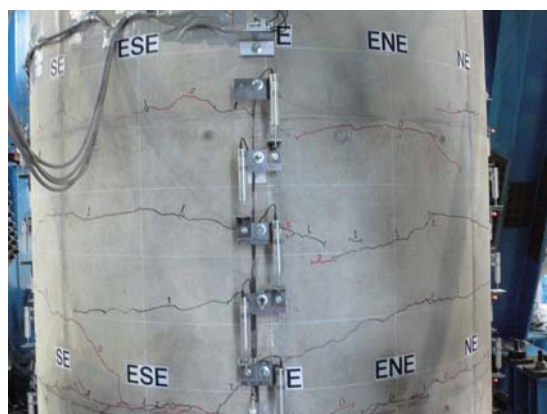


写真 37 C1-5(1)2 回目加振後東面
Photo 37 Damage on east face after C1-5(1)-2 excitation.

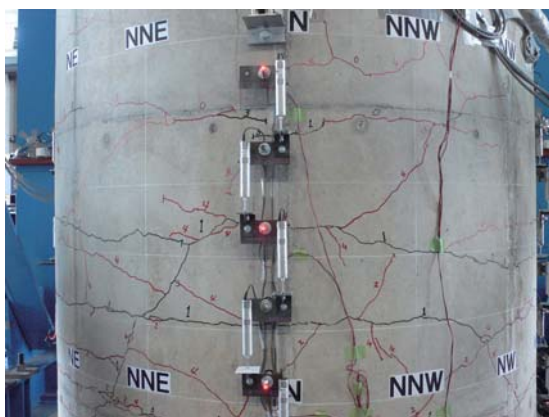


写真 38 C1-5(2)加振後北面(計測室側)
Photo 38 Damage on north face after C1-5(2) excitation.



写真 40 C1-5(2)加振後南面(反計測室側)
Photo 40 Damage on south face after C1-5(2) excitation.



写真 39 C1-5(2)加振後西面
Photo 39 Damage on west face after C1-5(2) excitation.

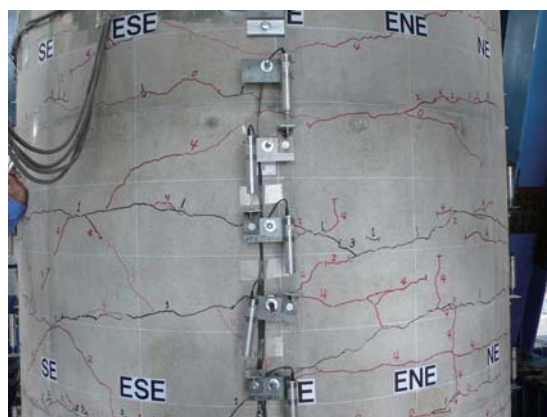


写真 41 C1-5(2)加振後東面
Photo 41 Damage on east face after C1-5(2) excitation.



写真 42 C1-5(2)加振後北西面

Photo 42 Damage on NW face after C1-5(2) excitation.



写真 45 C1-5(2)加振後南西面

剥離したかぶりコンクリート撤去後

Photo 45 Damage on SW face after C1-5(2) excitation
(after covering concrete was removed).



写真 43 C1-5(2)加振後西面

Photo 43 Damage on west face after C1-5(2) excitation.



写真 46 C1-5(2)加振後南西面

剥離したかぶりコンクリート撤去後

Photo 46 Damage on SW face after C1-5(2) excitation
(after covering concrete was removed).



写真 44 C1-5(2)加振後南西面

Photo 44 Damage on SW face after C1-5(2) excitation.



写真 47 C1-5(2)加振後北東面

Photo 47 Damage on NE face after C1-5(2) excitation.

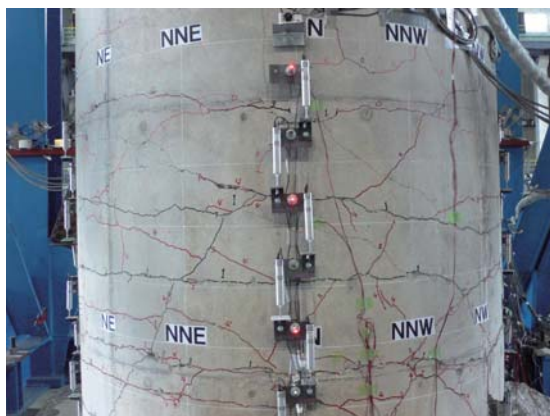


写真 48 C1-5(3)1 回目加振後北面
Photo 48 Damage on north face after C1-5(3)-1 excitation.



写真 50 C1-5(3)1 回目加振後南面
Photo 50 Damage on south face after C1-5(3)-1 excitation.



写真 49 C1-5(3)1 回目加振後西面
Photo 49 Damage on west face after C1-5(3)-1 excitation.

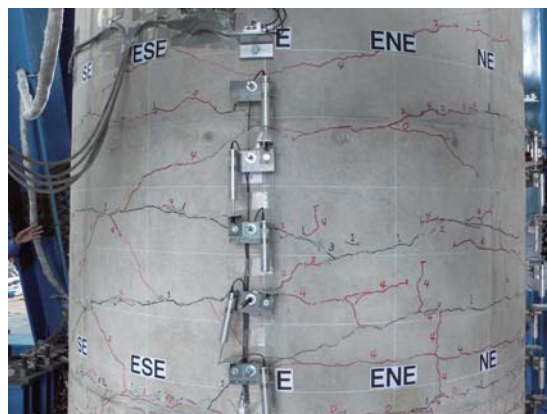


写真 51 C1-5(3)1 回目加振後東面
Photo 51 Damage on east face after C1-5(3)-1 excitation.

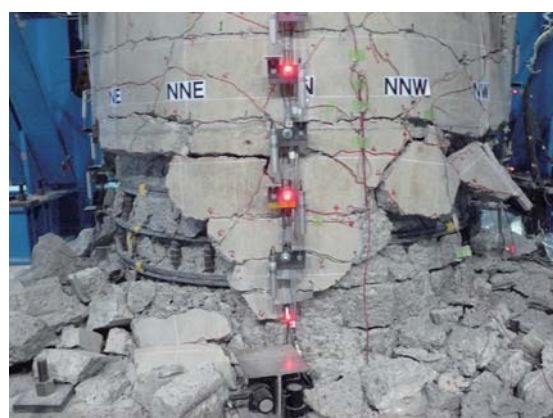
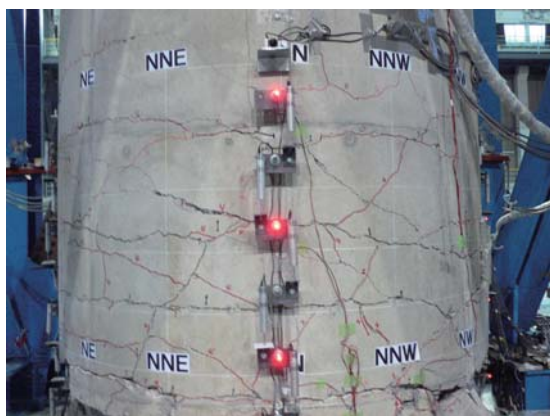


写真 52 C1-5(3)2 回目加振後北面
Photo 52 Damage on north face after C1-5(3)-2 excitation.



写真 54 C1-5(3)2 回目加振後南面
Photo 54 Damage on south face after C1-5(3)-2 excitation.



写真 53 C1-5(3)2 回目加振後西面
Photo 53 Damage on west face after C1-5(3)-2 excitation.

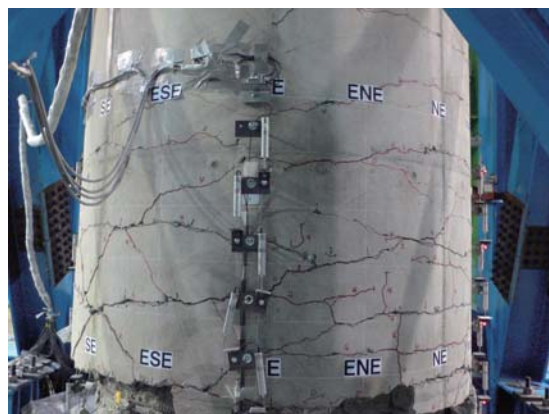


写真 55 C1-5(3)2 回目加振後東面
Photo 55 Damage on east face after C1-5(3)-2 excitation.



写真 56 C1-5(1)(2)(3)実験終了後北面
Photo 56 Damage on north face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 60 C1-5(1)(2)(3)実験終了後南面
Photo 60 Damage on south face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 57 C1-5(1)(2)(3)実験終了後北西面
Photo 57 Damage on NW face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 61 C1-5(1)(2)(3)実験終了後南東面
Photo 61 Damage on SE face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 58 C1-5(1)(2)(3)実験終了後西面
Photo 58 Damage on west face after C1-5(1)(2)(3) excitations.

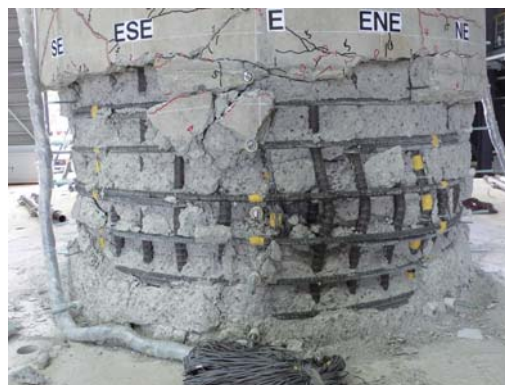


写真 62 C1-5(1)(2)(3)実験終了後東面
Photo 62 Damage on east face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 59 C1-5(1)(2)(3)実験終了後南西面
Photo 59 Damage on SW face after C1-5(1)(2)(3) excitations.



写真 63 C1-5(1)(2)(3)実験終了後北東面
Photo 63 Damage on NE face after C1-5(1)(2)(3) excitations.