

E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-5橋脚） 震動破壊実験報告

右近大道¹・梶原浩一²・川島一彦³

¹正会員（独）防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21）

²工博（独）防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21）

³正会員 工博 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

1. はじめに

1995年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震は、橋梁等の構造物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¹⁾。橋梁は都市や地域の生命線であり、橋梁の被害により生じる都市や地域の機能の大幅な低下は、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。被害の多くは、橋脚、特に鉄筋コンクリート製橋脚（RC橋脚）で発生していた。RC橋脚の耐震性能の向上を目指して、繰り返し載荷実験や振動台加振実験が多数行われてきた。

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、従来の小型模型による検討や解析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、ここで述べる「橋梁の耐震実験研究」では、RC橋脚の耐震性を対象とし、独立行政法人防災科学技術研究所（以下、防災科学技術研究所）のE-Defenseによる実大を含む実験の実施を目指すこととした。研究の推進では、米国のThe Gorge Brown Jr. for Earthquake Engineering Simulation (NEES)の研究施設群との相互連携の体制を整え、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、いわゆるベンチマークデータとなることを期待している。本報告では、2008年度に実施した実大RC橋脚（C1-5橋脚）震動破壊実験について報告する。

2. E-Defenseを用いた大型橋梁実験概要

2-1 実験概要

橋梁に関する震動台実験は、大きく分けて2つのタイプを考えている。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）と橋梁システムとしての進行性破壊や耐震性向上を目指した橋梁システム実験（C2実験）である。本文で報告する振動実験はC1実験に関するものである。C2実験については、まだ検討段階であり、計画が確定した段階で報告する予定である。

2-2 C1実験の目的

E-Defenseを用いたC1実験では、世界最大のRC橋脚模型を用いた震動台実験から、RC橋脚の破壊特性や耐震性能を明らかにすることを目的としている²⁾。

RC橋脚の地震時保有水平耐力については、静的載荷実験、振動台実験などが行なわれ、その特性については既に明らかにされている。しかし、それらの実験での多くの試験体は、実験装置の制約等から縮小模型を用いた実験であった。縮小模型においては、寸法効果の影響が避けられない。また、破壊特性の解明を対象とするRC橋脚実験での相似律の設定は困難である。

E-Defenseで実施する実物大のRC橋脚を用いた震動台実験では、相似律や寸法効果の影響を受けないデータの採取が可能であり、実験結果を直接的に

評価できる。

本研究においては、2007 年～2009 年の 3 年間に表-1 に示す実験ケースを実施し、破壊現象や複雑な地震応答の解明を図ることを目的としている。

表-1 C1 実験全体ケース（暫定案）

年度	試験体	試験橋脚の特性
2007	C1-1	1970 年代に建設された RC 橋脚（基部曲げ破壊タイプ）
2008	C1-2	1970 年代に建設された RC 橋脚（主鉄筋段落し部せん断破壊タイプ）
	C1-5	現在建設されている RC 橋脚の耐震性能の検証
2009	C1-3	1970 年代に建設された RC 橋脚を鋼板巻き立て工法で耐震補強
	C1-4	1970 年代に建設された RC 橋脚をカーボンファイバー巻き立て工法で耐震補強
	C1-6	現在建設されている RC 橋脚の耐震余裕度の検証

3. E-Defense の震動台

3-1 E-Defense の震動台特性³⁾

E-Defense の震動台は、平面寸法 15m×20m、搭載重量 1200tf で、水平 2 方向に各 5 台（片側）、鉛直方向に 14 台、計 24 台のアクチュエーターがある。駆動はアキュムレーターに蓄圧し、電気油圧制御により行う。加振性能を表-2 に示す。また、能力限界曲線を図-1 に示す。

3-2 E-Defense 計測システム⁴⁾

E-Defense の計測システムでは震動台内部に A/D 変換器内蔵型の増幅器が設置されている。このため、震動台上の模型に取り付けられた各センサー（振動計、荷重計、変位計、ひずみ計等最大 896ch）の信号は、震動台側面のジャンクションボックスを介して震動台内部に取り込まれる。その後、A/D 変換器内蔵型の増幅器、光ケーブルを用いて、計測制御室のデータ収録用管理装置に取り込まれる。同時に、震動台制御に関するデータ（変位、速度、加速度等の指令値、応答値 64ch）もデータ収録用管理装置に取り込まれる。試験体に設置するセンサーに対応した増幅器の構成を表-3 に示す。

表-3 増幅器の構成

増幅器	成分数 (ch)	サンプリング周波数	収録時間 (秒)	分解能
DCマルチアンプ	800	10Hz～2kHz	195s (2kHz)	24bit
ACストレインアンプ	64	10Hz～2kHz	195s (2kHz)	24bit
高速マルチアンプ	32	1kHz～1MHz	195s (1MHz)	16bit
計	896			

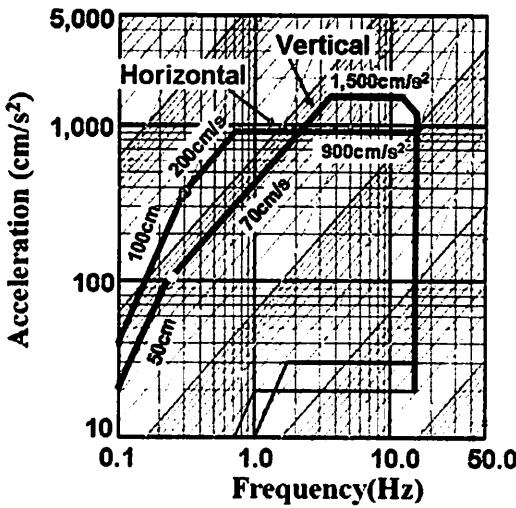


図-1 加振限界曲線（最大質量 1200t 搭載時）

表-2 三次元実大破壊実験装置の性能

搭載重量	1200tf	
大きさ	20m×15m, 775t	
駆動方式	アキュムレーター蓄圧／電気油圧制御	
加震方向	X・Y 水平	Z 鉛直
最大加速度 （最大搭載時）	900cm/s ²	1500cm/s ²
最大速度	200cm/s	70cm/s
最大変位	±100cm	±50cm
許容モーメント	水平軸周り	鉛直軸周り
	150MN・m	40MN・m

4. C1-5 実験

4-1 C1-5 実験加振ケース

C1-5 実験橋脚は、現在建設されている RC 橋脚を対象としたものである。このため、設計で想定している地震動入力では大規模な損傷は生じないと予想された。そこで、設計地震動相当の加振を 2 回行い、地震時保有耐力の検討を行った後に、上部構造重量を 21%（保有する全マス）増加し、設計地震動入力を受けた RC 橋脚の余耐力（余裕度）の検証を行うことにした。加振ケースを表-4 に示す。

表-4 加振ケース

加振ケース	上部構造重量	入力地震動	加振回数
C1-5(1) 実験	基本	実地震動100%	2回
C1-5(2) 実験	基本×1.21	実地震動100%	1回
C1-5(3) 実験	基本×1.21	実地震動125%	2回

4-2 C1-5 実験装置

E-Defense の震動台 (15m×20m) 上に、2 径間橋梁模型を設置する (図-2) . 試験橋脚はフーチング幅 7m×長さ 7m×高さ 1.8m, 橋脚断面はφ2.0m, 高さ 7.5m である (図-3) . 端部架台は RC 製架台上に鋼管を用いた構造である. 桁は 5 主桁構造であり、桁上に上部構造質量に相当する鋼製マスを設置する. 鋼製マスは橋軸直角方向に加振した場合でもできるだけ試験橋脚に慣性力が作用するように試験橋脚側に寄せて設置する. 試験橋脚の変形により桁に過大な変位が生じた場合には、桁を端部支持台に衝突させて橋の落下を防止する構造になっている. また、試験橋脚の回りに設置する中央架台は、試験橋脚がせん断破壊し、桁が落下した場合にこれを防護する装置であり、試験橋脚の変形測定用の変位計固定治具を兼ねている.

支承条件は、試験橋脚上は橋軸、橋軸直角、鉛直各方向固定、各軸回り可動である.

端部架台上は橋軸方向可動、直角方向固定、各軸周り可動 (過大回転変位は拘束) である. なお、端部架台上の橋軸方向可動支承の下に三分力計を設置することにしたために、試験橋脚の下に高さ 300mm の RC 床版を設置している.

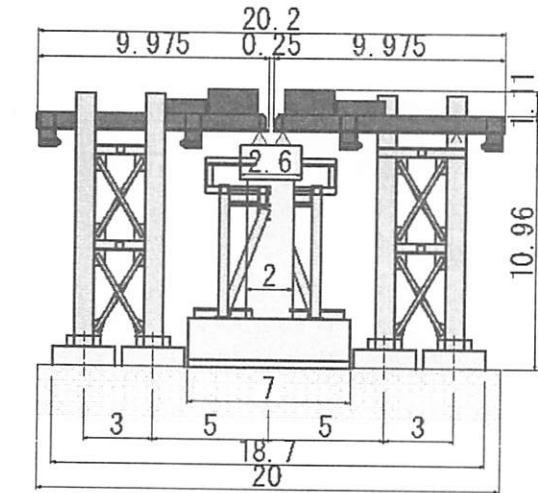


図-2 C1-5 実験

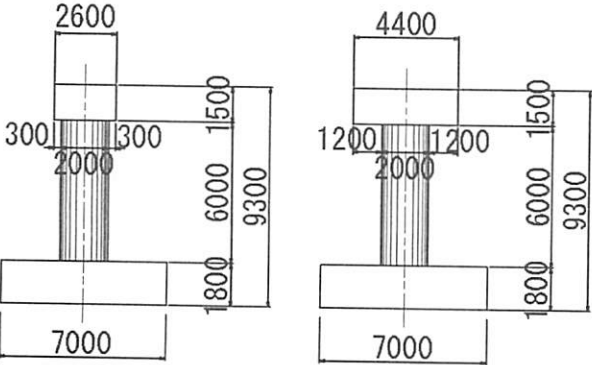


図-3 C1-5 実験試験体一般図

4-3 C1-5 実験 RC 橋脚試験体

1) 試験橋脚設計概要

C1-5 実験 RC 橋脚試験体の設計概要は以下のとおりである. 橋脚の配筋図を図-4 に示す.

橋脚径: φ2.0 m

軸方向鉄筋: A_s : D35×36 本×2 段: 688.7cm²

軸方向鉄筋比: $\rho = A_s/A$: 2.19%

帯鉄筋: D22 (外側 150ctc, 内側 300ctc)

$A_s = 11.613 \text{ cm}^2$ (30cm 当たり)

設計基準: 2002 年道路橋示方書⁴⁾

地盤種別: II 種地盤

コンクリート: $\sigma_{ck} = 27\text{N/mm}^2$

鉄筋: SD345 ($\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$)

設計死荷重: $R_d = 2110\text{kN}$

橋脚が支持する設計上部構造重量, C1-5(1) 実験:

橋軸方向: $W_u = 3010\text{kN}$ (3652kN)

橋軸直角方向: $W_u = 2110\text{kN}$ (2466kN)

() 内は C1-5(2), (3) の場合

橋脚基部軸圧縮応力:

C1-5(1) 実験: 0.95Mpa (1.07Mpa), () 内は同上

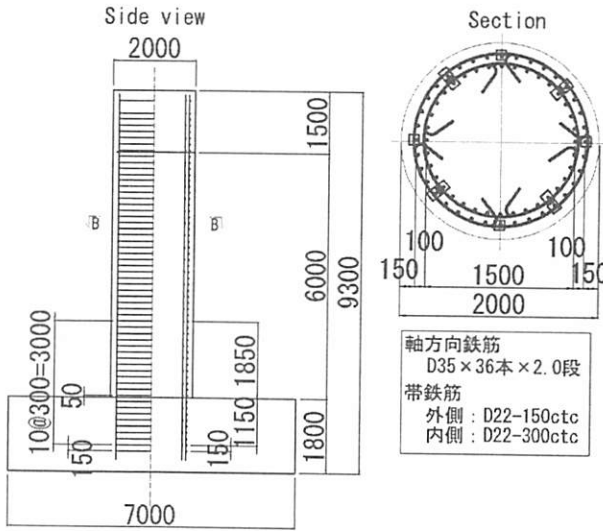


図-4 C1-5 実験 RC 橋脚試験体配筋

2) 試験橋脚の材料強度

実験当日に実施したコンクリート強度試験結果及び、鉄筋材料試験結果を表-5, 6 に示す.

3) 上部構造重量

上部構造の重量は C1-5(1) 実験では、桁: 446tf (223kN×2 桁), 鋼製マス: 2404kN (大: 765kN, 小: 437kN, 各 2 基), 支承: 159kN, 計 3009kN (307tf) である. C1-5(2) 実験では、鋼製マス小の重量を 758kN に変更して、計 3651kN (372tf) とした. 試験橋脚天端及び端部架台上に設置した三分力計による計測値は、表-7 に示すように C1-5(1) 実

験では、桁重量：461.4kN、鋼製マス重量：2462.7kN、合計 3082.8kN、C1-5(2)実験では、鋼製マス重量：3101.6kN(増分：638.9kN)、合計 3721.7kN と、各構造ごとの重量測定値とほぼ同等の値であった。

表-5 コンクリート材料試験結果
(圧縮強度及び静弾性係数試験結果)

打設箇所	試験体形状 (mm)	材齢 (日)	圧縮強度及び静弾性係数試験結果				
			No.	圧縮強度			静弾性係数 (kN/mm ²) 平均値
				最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²) (N/mm ²)	平均値 (N/mm ²)	
フーチング	φ100×200	125	1	290	37.1	29.5	28.9
			2	274	35.2	28.2	
			3	278	35.8	29.0	
柱基部	φ100×200	70	1	254	32.7	27.9	27.6
			2	250	32.0	27.3	
			3	256	32.9	29.4	
			4	238	30.5	25.8	
			5	256	32.8	25.9	
			6	253	32.5	29.0	
柱上部	φ100×200	67	1	272	35.0	29.4	29.4
			2	279	35.9	30.1	
			3	282	36.1	28.6	
柱基部	φ150×300	70	1	528	30.1	26.6	28.8
			2	564	32.1	29.0	
			3	522	29.9	28.2	
			4	543	31.0	30.1	
			5	525	30.0	29.8	
			6	558	32.0	28.8	

表-6 鉄筋材料試験結果

鉄筋径	番号	降伏点 σ _y	引張強さ σ _s	破断伸び (%)	静弾性定数 E
D35 (軸鉄筋)	1	365	562	25	1.93×10 ⁵
	2	364	562	26	1.92×10 ⁵
SD345	3	364	561	26	1.83×10 ⁵
D22 (帯鉄筋)	1	378	555	24	1.85×10 ⁵
	2	384	555	24	1.85×10 ⁵
SD345	3	384	555	23	1.88×10 ⁵

表-7 上部構造重量測定値

	重量測定値 (kN)	三分力計による測定値(kN)
支承部	159	(159)
桁	223×2=446	461.4
鋼製マス大	765×2=1530	1570.7
鋼製マス小	437×2=874	891.7
鋼製マス小2	758×2=1516	1530.6
C1-5(1)重量	3009	3082.8
C1-5(2)重量	3651	3721.7

*支承部重量には、支承、三分力計、固定プレート、アンカーボルトを含む。各部品は部品ごとに重量を測定。

4-4 入力地震動

入力地震動としては 1995 年兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅で記録された地震動記録に動的相互作用効果を考慮して振幅特性のみオリジナル記録の

80%に縮小した地震動を実地震レベル 100%として用いた。

4-5 C1-5 実験計測成分

C1-5 実験での計測項目、計測成分を表-8 に示す。

表-8 計測項目及び成分

計測項目	方向	台	成分
震動台加速度		3	4 12
フーチング加速度		3	4 12
橋脚天端加速度		3	5 15
橋脚梁下端加速度		2	4 8
橋脚柱部加速度		2	8 16
桁(マス)加速度		3	28 84
フーチング速度		1	3 9
橋脚天端速度		1	3 9
フーチング滑動変位		1	8 8
フーチング浮上り		1	8 8
橋脚天端変位		1	8 8
橋脚梁下端変位		1	8 8
橋脚柱部変位		1	16 16
曲率測定(変位計)		1	44 44
桁水平変位		1	8 8
桁鉛直変位		1	12 12
橋脚天端三分力計		3	32 96
端部架台三分力計		3	16 48
軸方向鉄筋ひずみ		1	180 180
帯鉄筋		1	96 96
端部架台天端加速度		3	4 12
計測架台加速度		2	16 32
計			741

* 速度計は加速度、速度、変位を出力する

5. 実験結果

5-1 荷重～変位曲線

荷重～変位曲線を図-5 に示す。同図の a), b)は、C1-5(1)実験と C1-5(2)とを重ねたもので、c), d)は 5 回の加振結果を重ねたものを示している。いずれにも地震時保有水平耐力法⁵⁾(以下、保有耐力法と略す)による荷重、変位も示している。同図の a)は橋軸方向の関係を示すもので、実験値は橋脚の降伏荷重を超えているが、変位の増加は少ないようである。

b)は橋軸直角方向の関係を示すもので、実験値は保有耐力法による結果は実験値をよく近似している。

c)は 5 回の加振による橋軸方向の結果である。C1-5(3)125%の 1 回目加振までは荷重が右肩上がり、変位も大きくなっている。C1-5(3)125%の 2 回目加振での最大荷重は C1-5(3)125%の 1 回目加振より小さくなっており、最大荷重を過ぎたことを示している。また、変形は変位のプラス方向に大きく伸

びており、左右均等ではなく変形が一方に残留していることを示している。

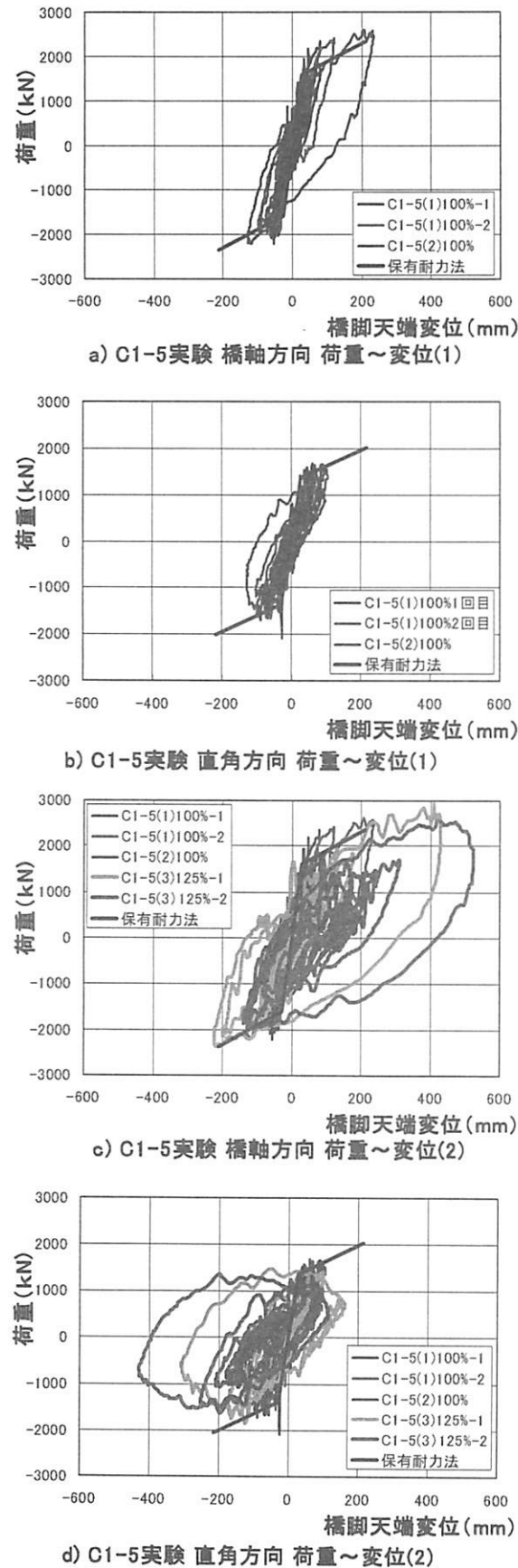


図-5 荷重～変位曲線

d)は5回の加振による橋軸直角方向の結果である。最大荷重は、C1-5(3)125%の1回目加振時に生じているが、保有耐力法による結果に比べやや小さいようである。保有耐力法は方向ごとに、算定しているのに対して、実験は3方向加振である。

これらの図を見る限り C1-5 実験橋脚は、保有耐力法で算定される耐力以上を保持していると考えられる。

5-2 C1-1 実験との比較

2007年12月に実施したC1-1実験結果⁶⁾との比較図を図-6に示す。図-6は100%加振1,2回目の荷重～変位である。C1-1実験橋脚試験体は、1970年代に建設された橋脚である。C1-5実験の結果は、C1-1実験に比べて荷重は大きく、変形は小さいことを示しており、現在建設されているRC橋脚の変形性能が向上していることが伺える。

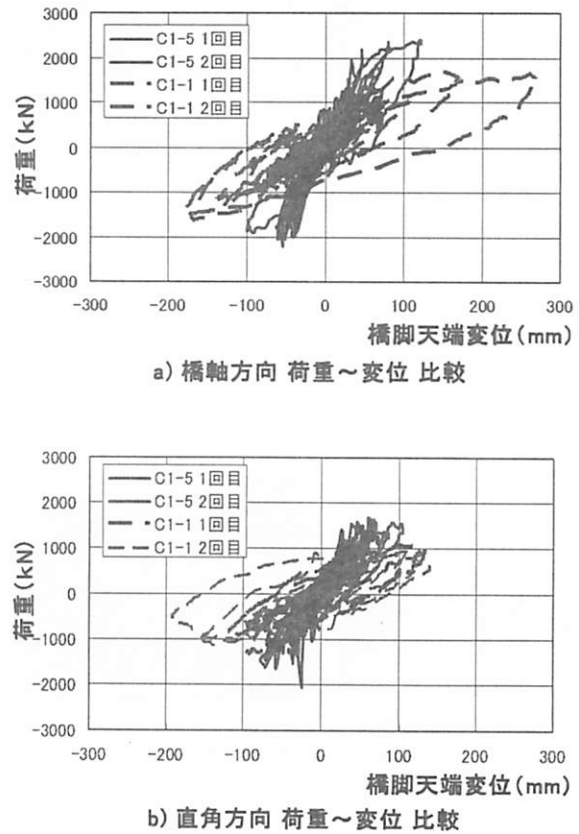


図-6 C1-5 実験と C1-1 実験の比較

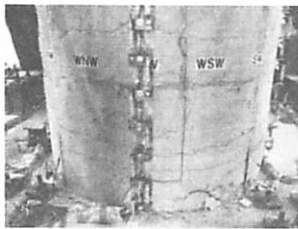
5-3 試験体損傷状況

C1-5 実験での損傷の発生過程を写真-1に示す。同写真で、a)はC1-5(1)100%-2回目加振後である。かぶりコンクリートの浮きは認められるが、まだ、崩落はしていない。なお、1回目加振では曲げクラックが生じている程度であった。

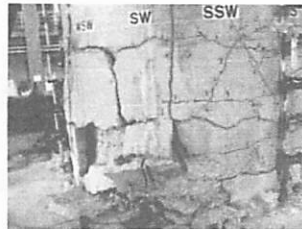
b)は、C1-5(2)100%後である。かぶりコンクリートの崩落が生じた。

c)は、C1-5(3)100%-1 回目後である。かぶりコンクリートは崩落しているが、軸方向鉄筋の座屈は、外観からははっきりとは認められなかった。

d)は、C1-5(3)100%-2 回目後である。軸方向鉄筋の座屈が認められる。



a) C1-5(1)100%-2 回目後



b) C1-5(2)100%後



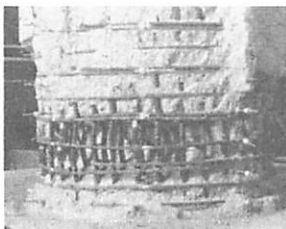
c) C1-5(3)100%-1 回目後



d) C1-5(3)100%-2 回目後

写真-1 C1-5 実験損傷過程

写真-2 は実験終了後の写真である。a)は、解体前であり、b)は解体時に、軸方向鉄筋の座屈位置で鉄筋を溶断して破断面を確認したところである。RC橋脚試験体は、フーチング上より約 50cm の位置で破断していたものと推察される。



a) 解体前 (実験場内)



b) 解体時破断面

写真-2 実験終了後

6. まとめ

2007 年度の C1-1 実験に引き続いて、実大三次元震動破壊実験施設 (E-Defense) を用いて実大規模の RC 橋脚破壊実験の 2 体目を実施した。本報告は、実験の 1 次整理結果を報告するもので、まだ、結論的なことを言える段階ではないが、上部構造質量を設計質量とした C1-5(1)実験での 2 回の 100%加振での損傷はかぶりコンクリートが崩落する前の曲げ

損傷であり、現在建設されている RC 橋脚は、1995 年兵庫県南部地震による JR 鷹取駅記録に対してはほぼ所期の耐震性を保持しているものと推察される。また、C1-5(2), (3)と上部構造質量を増加させて実施した実験では、変形の増加とともに荷重の増加も認められ、保有耐力法による終局変位を上回る変形性能が認められた。今後、各方面から実験データを分析し、検討を進める予定である。

本実験で得られた実験データは、国内外の研究者に活用していただくために当所内のデータ公開システムによって 2 年以内に公開する予定である。

7. 謝辞：実大三次元震動台破壊実験施設 (E-Defense) を用いた橋梁耐震実験研究は、当所に設置した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、進行性破壊検討 WG、計測方法検討 WG の委員各位のご協力の下に遂行している。ここに、深く感謝の意を表します。

さらに、本実験実施に向けて、RC 橋脚試験体の製作、搬入・搬出、解体、実験装置の組立解体、計測機器の設置、加振機の制御等、実験作業に係ったすべての方々にも、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：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、pp. 21-40、1996
- 2) 梶原浩一、右近大道、川島一彦：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講演論文集、23-28、土木学会、2007
- 3) Ogawa, N., Ohotani, K., and Katayama, T.: Construction of A 3-D Large Scale Shaking Table, PVP-Vol.402-2, Seismic Engineering-2000, Volume2, pp199-209, ASME, 2000
- 4) 右近大道、梶原浩一、川島一彦：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講演論文集、29-34、土木学会、2007
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002
- 6) 右近大道、梶原浩一、川島一彦：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、2008