

E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-2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

実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-Defenseと呼ぶ）は（独）防災科学技術研究所によって兵庫県三木市に建設された世界最大最強の振動台である。E-Defenseを用いた橋梁の耐震実験研究¹⁾では、1) RC橋脚系の耐震性を検討する研究プログラム（橋梁コンポーネント実験、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）を取り上げているのは、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。

本報告では、2008年10月に実施したC1-2実験結果の概要を示す。C1-2実験は、1970年代に建設されたRC橋脚を対象としたもので、1995年の兵庫県南部地震で壊滅的なせん断破壊が起こった軸方向鉄筋に段落しを有するRC橋脚の履歴特性、破壊特性を研究対象としている。実大規模のRC橋脚模型を用いた3次元地震動入力による震動破壊実験の例は、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一ページを開いたと言っても過言ではない。

従来、実験施設の制約から、縮小模型を用いて各種の制約条件の下に研究が進められてきたが、寸法効果をはじめとして、実験結果の解釈や解析モデルの検証に各種の課題を抱えていた。E-Defenseを用いることによって、これらの制約を大きく緩めて研

究を進めることができるようになったことは、今後の耐震技術開発に大きく貢献すると期待される。

この報告は、現時点におけるC1-2実験結果を暫定的にとりまとめたものである。

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

なお、C2実験については、まだ検討中であり、計画が確定した段階で報告する予定である。

2. E-Defenseを用いた大型橋梁実験概要

2-1 実験研究の概要

1995年の兵庫県南部地震では、都市内高速道路や都市間を結ぶ道路、橋梁に甚大な被害を与え、交通系ライフラインの機能を大きく損なわせた²⁾。橋梁は都市や地域を結ぶ生命線であり、橋梁の被害により生じる交通系ライフラインの大幅な機能低下は、地震直後の避難、緊急車両の通行、震災後の復旧活動等に重大な影響を与え、国民の生命と財産を脅かすものである。これらの地震被害の多くは、橋脚、特にRC橋脚で発生している。RC橋脚の耐震性の検討のために、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、防災科学技術研究所が推進する「橋梁の耐震実験研究」では、RC橋脚の耐震性を対象とし、E-Defenseによる実大を含む実験の実施を目指すこととした。研究の推進では、米

国の The Gorge Brown Jr. for Earthquake Engineering Simulation (NEES) の研究施設群との相互連携の体制を整えつつ、目的として、RC 橋脚の破壊特性の解明、耐震性能の検証を行うとともに、データの蓄積・公開を目指す。これらのデータは、今後の橋梁の耐震性向上に貢献する多くの実験研究の参考になるデータ、いわゆるベンチマークデータとなることを期待している。

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³⁾。

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⁴⁾

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。

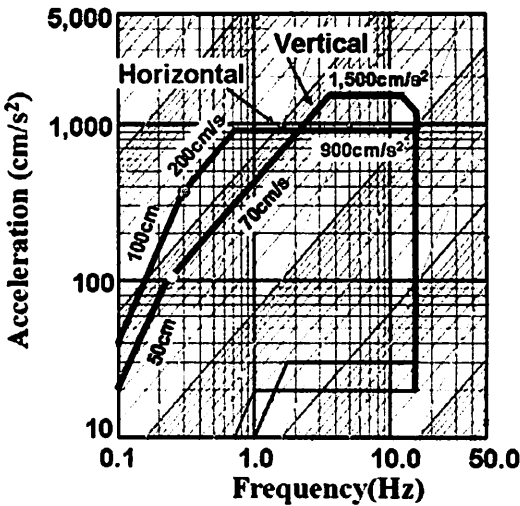


図-1 加振限界曲線（最大質量 1200t 搭載時）

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/s²	1500cm/s²
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 150MN・m	鉛直軸周り 40MN・m

3-2 E-Defense 計測システム⁵⁾

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			

4. C1-2 実験

4-1 C1-2 加振ケース

C1-2 実験橋脚は、1970 年代に建設された RC 橋脚を対象としたものである。1970 年代の RC 橋脚は、上部構造からの慣性力による曲げモーメントが橋脚の高さ方向に変化することに応じて、軸方向鉄筋を段階的に減らす段落しが行なわれている。1995 年の兵庫県南部地震では、段落し部を有する RC 橋脚に壊滅的な損傷が生じている。本実験でも 1 回の加振で大きな損傷が生じるものと予測し、弾性範囲の予備加振の後に、塑性域までの本加振を行なった。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
C1-2予備実験	設計値	実地震動30%	1回
C1-2本実験	設計値	実地震動100%	1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φ1.8m、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、桁上に上部構造重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。

4-3 C1-5 実験 RC 橋脚試験体

1) 試験橋脚設計概要

C1-2 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。

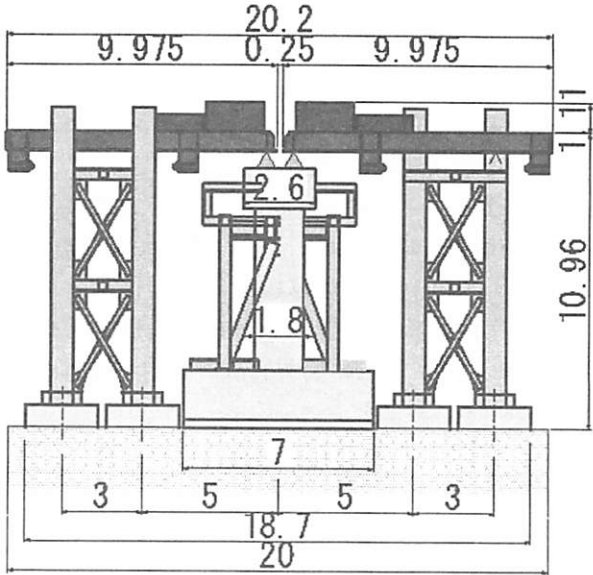


図-2 C1-2 実験

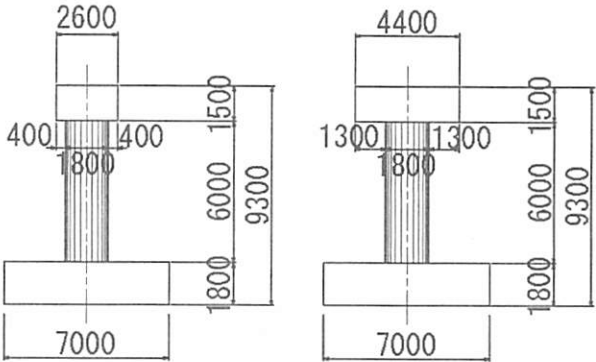


図-3 C1-2 実験試験体一般図

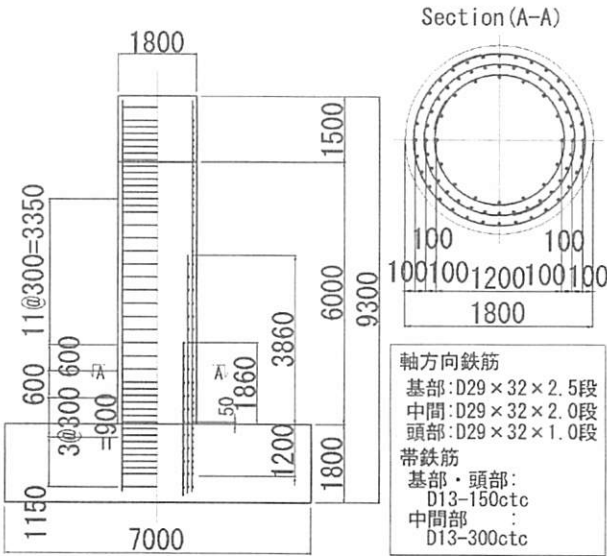


図-4 C1-2 実験 RC 橋脚試験体配筋

・ RC 橋脚の特性

橋脚径：φ1.8 m

軸方向鉄筋：

基部：D29×32 本×2.5 段 (ρ = 2.02%)

中間：D29×32 本×2.0 段 ($\rho=1.62\%$)

基部：D29×32 本×1.0 段 ($\rho=0.81\%$)

* ρ ：軸方向鉄筋比

帯鉄筋：D13-150ctc

橋脚基部及び梁付け根部：

D13-150ctc(横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.22\%$ (最大))

橋脚中間部：D13-300ctc($\rho_s=0.106\%$ (最小))

設計基準：1964 年鋼道路橋設計・製作示方書解説、

1968 年道路橋下部構造設計指針(橋台・橋脚の

設計編、1972 年道路橋耐震設計指針・同解説

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：

橋軸方向： $W_u=3010\text{kN}$

橋軸直角方向： $W_u=2110\text{kN}$

橋脚基部軸圧縮応力： 1.14Mpa

段落し部せん断耐力： 1277.5kN (最小値)

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。

表-5 コンクリート材料試験結果

打設箇所	試験体形状 (mm)	材齢 (日)	圧縮強度試験		割裂強度試験
			圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
フーチング	$\phi 100 \times 200$	159	34.3	27.9	2.34
柱基部	$\phi 100 \times 200$	96	33.1	28.9	2.41
柱上部	$\phi 100 \times 200$	93	28.4	25.3	2.25
柱基部	$\phi 150 \times 300$	96	32.7	28.9	2.46
柱上部	$\phi 150 \times 300$	93	27.9	26.6	2.12

表-6 鉄筋材料試験結果

単位： N/mm^2

鉄筋径	位置	降伏点 σ_y	引張強さ σ_s	破断伸び (%)	静弾性定数 E
D29 (軸鉄筋)	外側	378.7	568.0	24.0	1.987×10^5
	中側	369.3	551.0	24.0	1.933×10^5
SD345	内側	369.3	551.0	24.7	1.917×10^5
D22 (帯鉄筋)	外側	401.7	576.3	22.0	1.890×10^5
	中側	386.7	542.7	23.7	1.907×10^5
SD345	内側	内側は中側と同一ロード			

3) 上部構造重量

上部構造の重量は、桁：446tf ($223\text{kN} \times 2$ 桁)，鋼製マス：2404kN (大：765kN，小：437kN，各 2 基)，

支承：159kN，計 3009kN(307tf)である。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 に示すように桁重量：401.4kN，鋼製マス重量：2459.1kN，合計 3019.5kN (支承込み)と、各構造ごとの重量測定値とほぼ同等の値であった。

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	$223 \times 2 = 446$	401.4
鋼製マス大	$765 \times 2 = 1530$	1561.8
鋼製マス小	$437 \times 2 = 874$	897.3
C1-2重量計	3009	3019.5

*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 C1-2 実験計測成分

C1-2 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	188	188
帯鉄筋	1	176	176
端部架台天端加速度	3	4	12
計測架台加速度	2	16	32
計			829

*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，変位波形

荷重の波形を図-5 に示す。同図には、12 秒過ぎに 1000kN を超える応答値がある。これは橋脚梁部が中央架台に衝突したために増加したものである。

変位の波形を図-6 に示す。同図でも、12 秒過ぎに大きな変位応答があり、その後残留変位が生じている。

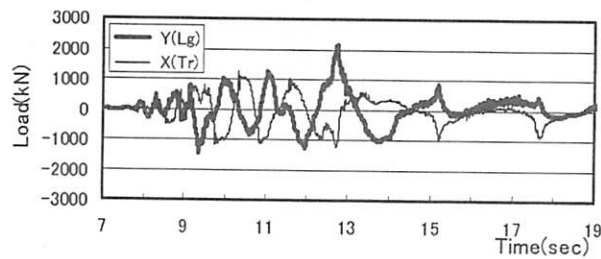


図-5 三分力計による橋脚天端水平力波形

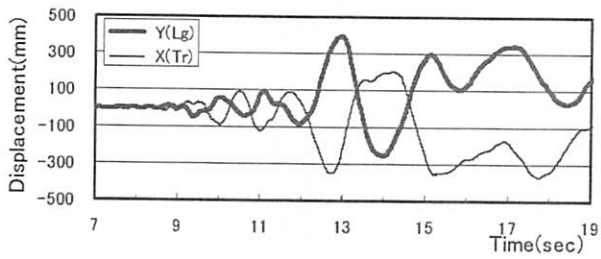
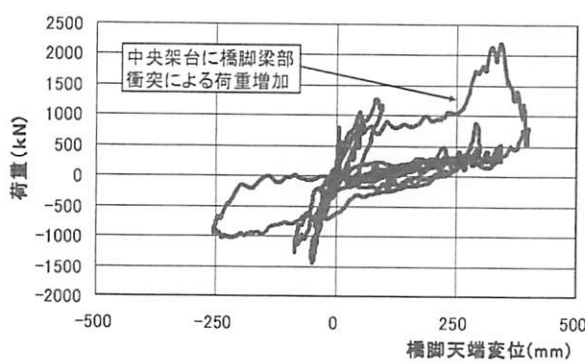
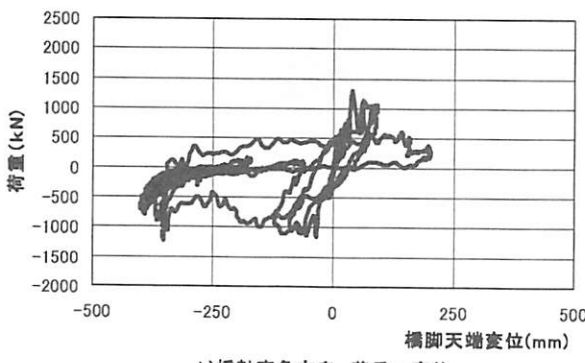


図-6 橋脚天端変位波形



a)橋軸方向 荷重～変位



b)橋軸直角方向 荷重～変位

図-7 荷重～変位曲線

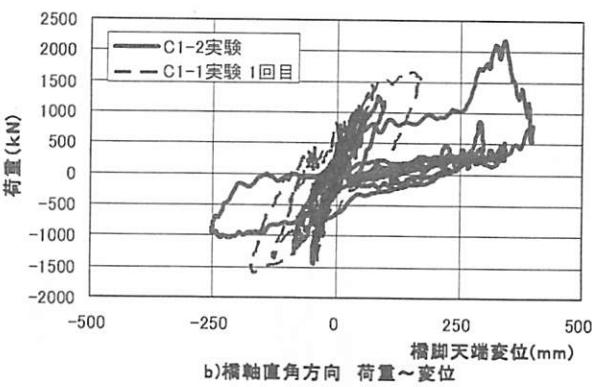
5-2 荷重～変位曲線

荷重～変位曲線を図-7 に示す。同図の a)は橋軸方向、b)は橋軸直角方向である。橋軸方向では変位が 250mm を越えたところで、荷重が急増している。これは、橋脚梁部が中央架台に衝突したためである。また、地震動入力を受けた初期の段階では、剛性を保持しているが、12 秒以後に変位が増大し、剛性の低下が認められる。

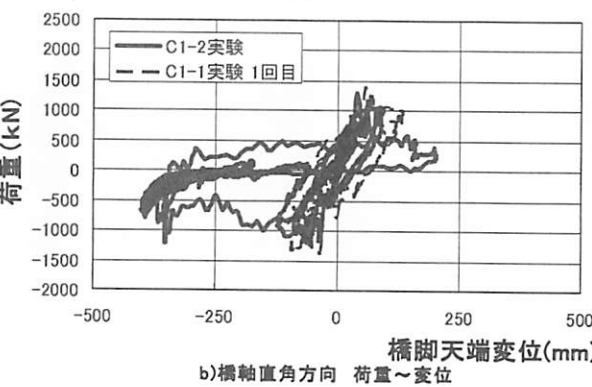
現在の道路橋示方書⁷⁾を用いた上部段落し位置のせん断耐力の算定値(最小値)は 1277.5kN であり、ほぼ、計算とおりのせん断破壊が生じたと考えられる。

5-3 C1-1 実験との比較

2007 年 12 月に実施した C1-1 実験 1 回目加振結果⁶⁾との比較図を図-8 に示す。C1-1 実験橋脚試験体は、1970 年代に建設された橋脚を対象としたもので、段落しのない基部曲げ破壊タイプである。両者の初期の剛性は類似しているが、最大履歴ループでは C1-2 の方が荷重は小さく、変位は増大しており、完全な崩壊が生じていることを示している。



b)橋軸直角方向 荷重～変位



b)橋軸直角方向 荷重～変位

図-8 C1-2 実験と C1-1 実験の比較

5-4 試験体損傷状況

橋軸 (W-E) 方向, 橋軸直角 (N-S) 方向に対して 45 度の角度の北東 (NE), 北西 (NW), 南西 (SW), 南東 (SE) の各面に, 親指大の小型カメラをフーチングより 1m, 3m, 5m の各高さに設置した。この内, 高さ 3m 位置のカメラで撮影した上部段落し位置付近 (橋脚高さ 3~4m 位置) の損傷発生過程を写真-1~4 に示す。

写真-1 は, 加振開始より 10.12 秒ごろに生じたクラックである。NE 面には円周 (横) 方向, NW 面と SE 面には斜めクラックが生じている。

写真-2 は, 写真-1 で生じたクラックが一旦閉じた後, 11.09 秒ごろに生じたクラックである。写真-1 よりもクラックの数が多くなっている。

写真-3 は, 11.62 秒ごろで, NE 面では鉄筋が座屈し, かぶりコンクリートが外側にはらみ出てきている。

写真-4 は, 12.42 秒ごろで, NE 面のかぶりコンクリートは崩落し, SW 面で鉄筋が座屈し, かぶりコンクリートが外側にはらみ出てきている。

写真-1~4 からは, 始めに繰り返しの曲げ変形が生じ, その後に鉄筋の座屈, かぶりコンクリートの崩落, せん断耐力の喪失が生じているものと推察される。

写真-5 は, 13.12 秒ごろに生じたかぶりコンクリートが全周に亘って粉々に崩落する状況である。

写真-6 は, 12.59 秒ごろに発生した橋脚梁部が中央架台に衝突する瞬間と衝突後の状況である。

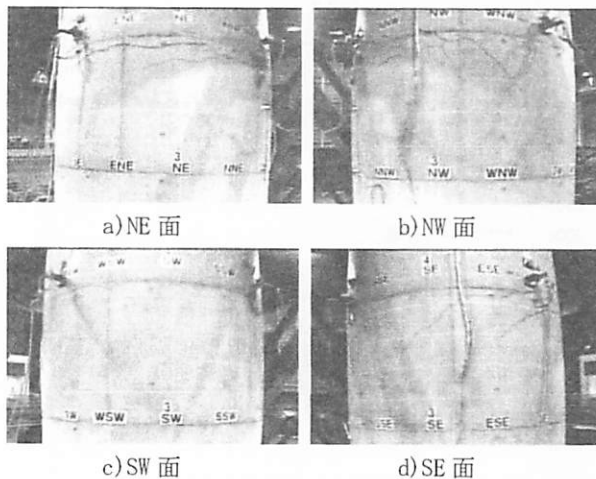


写真-1 10.12 秒ごろ

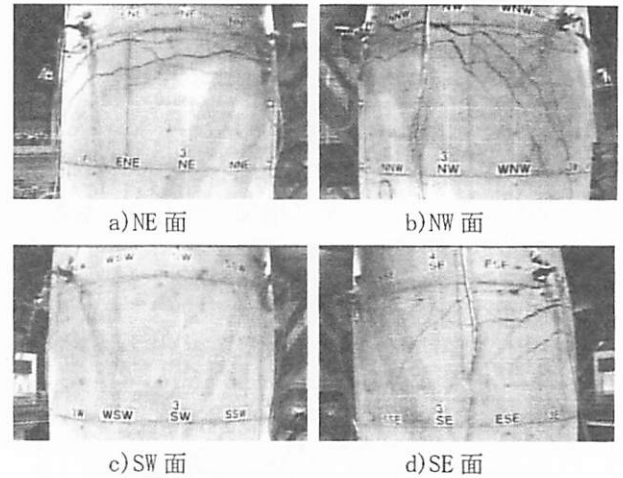


写真-2 11.09 秒 (50:29) ごろ

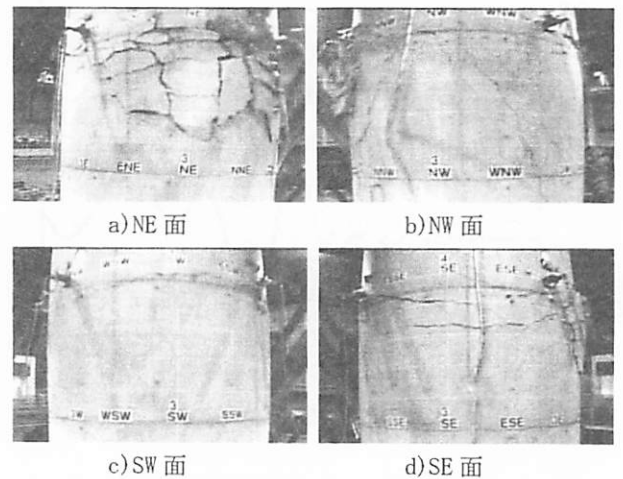


写真-3 11.62 秒ごろ

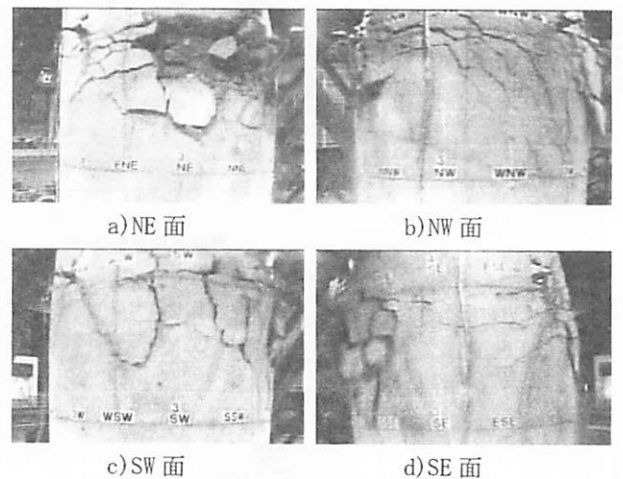
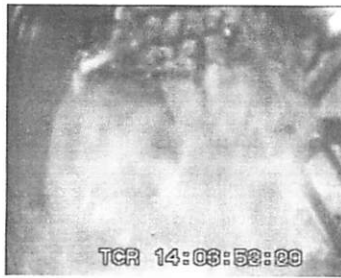
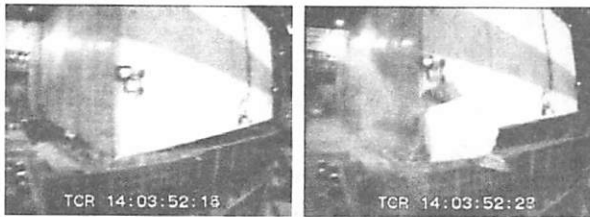


写真-4 12.42 秒ごろ



a) かぶりコンクリートの崩落

写真-5 13.12 秒ごろ



a) 衝突の瞬間

b) 衝突直後

写真-6 12.59 秒ごろ

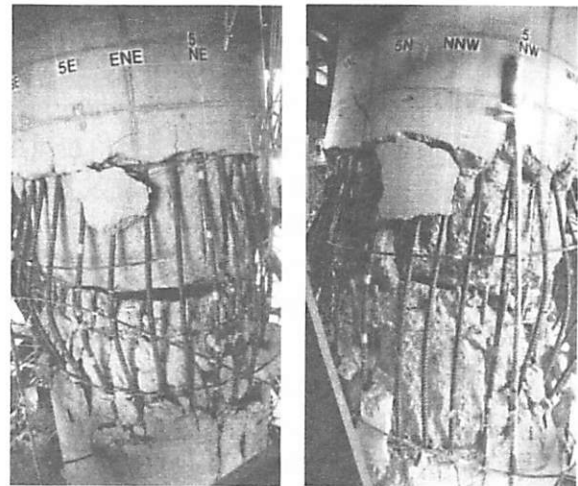
5-5 破断面の状況

写真-7 は、実験後のせん断破壊部の状況である。同写真からは、上部段落し位置（フーチングより高さ 3.86m）の軸方向鉄筋の座屈と同位置で内部コンクリートが破断していることがわかる。

写真-8 は、実験終了時に RC 橋脚試験体梁部が中央架台に接触していたため、橋脚上部をかぶりコンクリートが崩落した上端で鉄筋を溶断し、撤去したところである。RC 橋脚梁部を吊り上げたところ、鉄筋溶断部で鉄筋内部のコンクリートは分離した。加振中にこの溶断位置にてコンクリートも破断していたと推察される。

写真-9 は、屋外に搬出した後の解体時である。a) は段落し位置破断面より上部を撤去した後、b) は段落し位置破断面上部（天地逆転）の破断面、c) は段落し位置破断面より上部を撤去した後を高圧水にて洗浄してコンクリート片を撤去した後である。

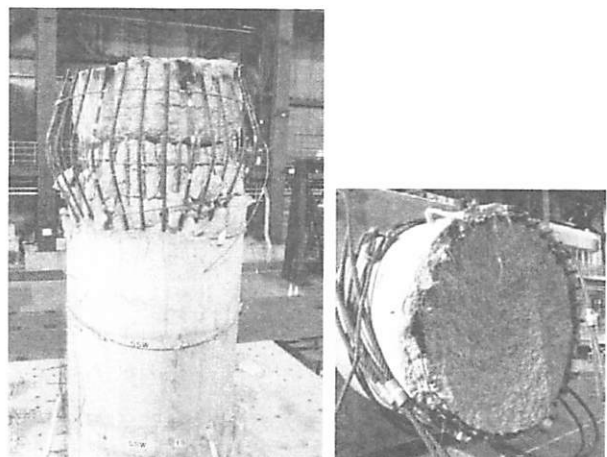
これらの破断面の状況から、段落し位置では、コンクリート全断面にわたる破断面が形成されており、その破断面は上下面ともに凸形状になっている。



a) E~NE 面

b) N~NW 面

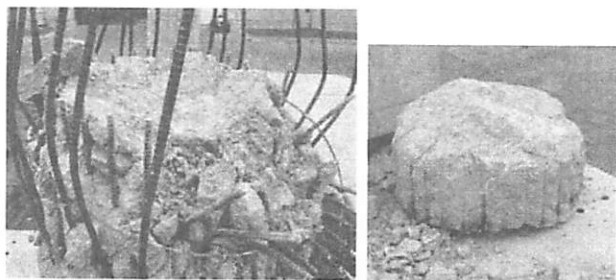
写真-7 実験終了後のせん断破壊面



a) RC 橋脚頭部撤去後

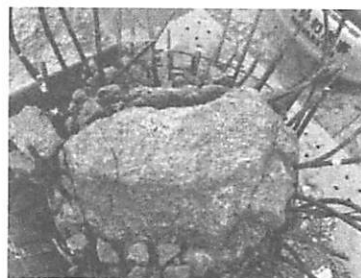
b) 頭部破談面

写真-8 実験終了後搬出時



a) 段落し部橋脚頭部撤去後

b) 頭部破談面



c) 段落し部洗浄後

写真-9 実験終了後解体時

6. まとめ

2007 年度の C1-1 実験, 2008 年度の C1-5 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 3 体目を実施した。C1-2 実験は, 完全崩壊的なせん断破壊が生じることから, 実験装置を含めての安全性が危惧される中で実施したものである。幸い無事に終了することができた。

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, 段落しを有する RC 橋脚が曲げ損傷からせん断破壊に至る過程を捉えることができたと考えている。段落しを有する RC 橋脚 (C1-2) の荷重変位曲線は, 入力地震動が小さい範囲では段落しを有しない基部曲げ破壊破壊タイプ (C1-1) と同様の曲げ変形を示すが, 段落し位置に, クラックや鉄筋の座屈が生じると急激にその耐力を喪失すると考えられる。1970 年代に建設された段落しを有する RC 橋脚は 1995 年兵庫県南部地震の際に, JR 鷹取駅にて記録された地震動を受けると壊滅的な損傷を受けることが実証された。

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。

本実験で得られた計測データは, 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) 右近大道, 梶原浩一, 川島一彦: 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, 2007
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 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
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002