

RC橋脚の曲げ塑性変形に及ぼす粗骨材寸法 及び鉄筋断面積の評価法の影響

川島一彦¹・太田啓介²・大矢智之³・佐々木智大⁴・松崎裕⁵

¹東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻教授 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山二丁目12-1)

E-mail:kawashima.k.aa@m.titech.ac.jp

²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二丁目12-1)

E-mail:ohta.k.aa@m.titech.ac.jp

³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二丁目12-1)

E-mail:ooya.t.ab@m.titech.ac.jp

⁴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
(〒673-0515 三木市志染町三津田字西亀屋1501-21)

E-mail:tomo_s@bosai.go.jp

⁵東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻助教 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山二丁目12-1)

E-mail:matsuzaki.h.aa@m.titech.ac.jp

縮小模型実験により実大RC橋脚の地震時の破壊特性や曲げ復元力をどの程度正確に評価することができるのかは、実大模型に関する実験データがほとんど無かったため十分には検討されてきていない。本研究では、縮小模型実験と実大橋脚模型の震動台実験との比較から、粗骨材の最大寸法と鉄筋断面積の評価法がRC橋脚の破壊特性及び曲げ復元力に及ぼす影響を検討した。その結果、1) 粗骨材の最大寸法が13mmの縮小模型に比較し、5mmの縮小模型の方がコアコンクリートの圧壊が著しいこと、2) 鉄筋の断面積を呼び径に基づいて評価した場合に比較して、鉄筋の最小断面積に基づいて評価した場合の方が、より実大橋脚模型に近い曲げ復元力を与えること、3) 縮小模型に比較して、実大橋脚模型の方が、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展は著しく、縮小模型実験から実大模型の損傷の進展までは再現できないことを明らかにした。

Key Words : Seismic Design, Failure Mode, Size Effect, Scaled Model, Reinforced Concrete Column

1. はじめに

従来、大断面を有するRC橋脚の耐震性能や破壊特性は、実験施設の制約から、縮小模型を用いた載荷実験により評価されてきているが、RC構造物の各種性能には寸法効果の影響があると言われてきている。これまでもRC橋脚の寸法効果について研究がなされているが^{1), 2), 3)}、実大橋脚に対する実験データ、特に動的載荷状態でのRC橋脚の耐震性能や破壊特性に関しては信頼できる実験データがほとんどなかったことから、縮小模型実験により生じる寸法効果の影響に関する研究は十分には行われてきていない。しかし、近年、実大の構造物を用いた震動台実験が可能となったことから、縮小模型を用いた実験結果との比較を含めて、RC橋脚のより詳細な耐震性能の検討が可能となりつつある。2008年には大型震動台施設E-ディフェンスを用いて、現

在の設計基準に基づいて設計された直径2m、高さ7.5mの円形断面を有する実大RC橋脚模型に対する震動台実験が行われた(以下、C1-5実験と呼ぶ)⁴⁾。この実験ではコアコンクリートが圧壊に至る段階で、写真-1に示すように、コアコンクリートが砂状に圧壊し、加震に伴い鉄筋カゴから激しく噴出する様子が見られた。このような現象は、これまで行われてきた静的くり返し載荷下の縮小模型実験では見られなかったものである。従来より、縮小模型実験でコンクリートに用いられてきている粗骨材寸法は、相似則を考慮すると、実橋脚に比べ相対的に大きい。そのため、縮小模型を製作した場合、粗骨材が鉄筋カゴのあきに対して相対的に大きくなり、これが上記の現象の原因の一つではないかと指摘されている⁴⁾。また、縮小模型で用いる鉄筋形状は必ずしも、実橋脚に用いられている鉄筋形状とは一致していないため、縮小模型において鉄筋断面積の評価法が重



写真-1 コアコンクリートの破壊状況

要になる。

そこで本研究では、C1-5橋脚を幾何学的相似則に基づき6/35に縮小した小型橋脚模型に対する載荷実験及びC1-5実験の比較から、RC橋脚の縮小模型実験における破壊特性、曲げ復元力に関する寸法効果の影響を検討した。

2. C1-5実験の概要

C1-5実験は、大型震動台施設E-ディフェンスを用いた実大橋梁の震動実験研究プロジェクト⁵⁾の一環として行われた実大RC橋脚に対する震動台実験である。C1-5橋脚は、2002年道路橋示方書に基づいて設計された断面幅2m、高さ7.5mの円形断面を有するRC橋脚である。配筋及び断面を図-1に、材料特性を表-1にそれぞれ示す。軸方向鉄筋としてはD35異形鉄筋が1段36本で2段、計72本が設置され、軸方向鉄筋比は2.19%である。軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度及び弾性係数はそれぞれ364MPa、562MPa、189GPaである。帯鉄筋としてD22異形鉄筋が外側に150mm間隔、内側に300mm間隔で135度曲がりフックでコアコンクリートに定着されており、横拘束筋体積比は0.92%である。帯鉄筋の降伏強度、引張強度及び弾性係数はそれぞれ382MPa、555MPa、186GPaである。コンクリートには普通ポルトランドセメントと最大寸法が20mmの粗骨材が用いられ、圧縮強度及び弾性係数はそれぞれ32.2MPa、27.6GPaである。

C1-5実験のセットアップを写真-2に示す。C1-5実験では1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された強震記録を入力地震動とした加震が行われ、上部構造重量、地震加速度の強度を変化させて計5回の震動台実験が行われている。実験に際して、構造物と地盤との動的相互作用を考慮して、オリジナルの加速度記録を80%に縮小した入力が基準地震動として用いられており、この状態を加震強度100%の状態と表現されている。実験では、まず上部構造重量が307tの状態、加震強度100%の加震を2回、その後上部構造重量を372tに増加して同様の加震を1回、そして、加震強度を125%に増加した加震が2回行われた。各加震の加震条件及び橋脚の損傷の進展状況を表-2に示す。

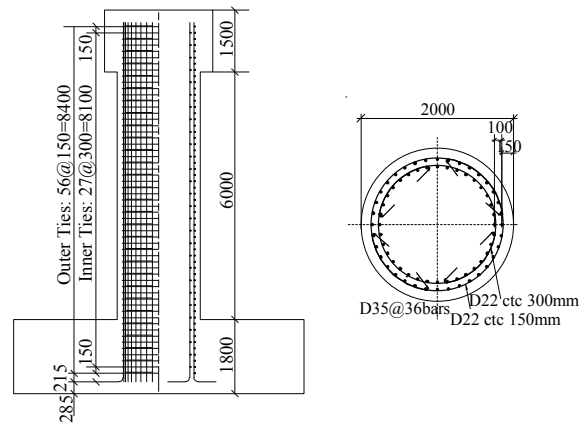


図-1 C1-5橋脚の配筋及び断面

表-1 材料特性

材料特性		C1-5橋脚
コンクリート	圧縮強度	32.2MPa
	弾性係数	27.6GPa
粗骨材最大寸法		20mm
軸方向鉄筋	降伏強度	364MPa
	引張強度	562MPa
	弾性係数	189GPa
軸方向鉄筋比		2.19%
帯鉄筋	降伏強度	382MPa
	引張強度	555MPa
	弾性係数	186GPa
横拘束筋体積比		0.92%



写真-2 C1-5実験のセットアップ

表-2 C1-5 実験の損傷の進展状況

加震	上部構造重量	地震動の強度	C1-5 橋脚の損傷状況
1	307t	100%	曲げひび割れの発生／軸方向鉄筋の降伏
2			かぶりコンクリートの剥落
3			剥落の進展
4	372t	125%	軸方向鉄筋の座屈
5			コアコンクリートの圧壊

3. 縮小模型の考え方

(1) 基本コンセプト

本研究では、C1-5橋脚を対象として、その構造をできるだけ詳細に再現することを目標に縮小模型を製作した。C1-5橋脚では、軸方向鉄筋としてD35異形鉄筋が用いられていたため、縮小模型では入手可能な異形鉄筋としてD6異形鉄筋を使用することにし、鉄筋径に基づいて模型の幾何学的縮尺率を6/35

とすることとした．また，模型とC1-5橋脚はともにRC構造であることから，密度の相似率は1とみなした．また，曲げ復元力の比較を行うため，橋脚基部における応力の相似率を1とした．以上に基づき，他のパラメータの相似比を表-3に示すように決定した．ここで，時間の相似比は本来は6/35となるべきであるが，載荷装置（アクチュエータ）の性能の制約から10とすることとした．そのため，縮小模型実験では，載荷速度は本来1となるべきであるが，6/350となる．しかし，RC橋脚の破壊特性に及ぼす速度の影響は小さいため，問題にはならないと考えられる⁶⁾．

以上の相似率に基づいて，本研究では，コンクリートの粗骨材最大寸法と鉄筋の断面積の評価法の検討に重点を置き縮小模型を製作することとした．

(2) 骨材寸法の影響

C1-5橋脚では帯鉄筋のあきは128mm，軸方向鉄筋のあきは132mmであるが，粗骨材の最大寸法は20mmである．従って，加震に伴いコアコンクリートが圧壊し出すと，最終的にコンクリートブロックは20～40mm程度まで小さくなり得ると考えられるため，コンクリートブロックは容易に鉄筋カゴから飛び出すことができることになる．

しかし，縮小模型では，C1-5橋脚のあきを6/35に縮小すると鉄筋カゴのあきは22×22mm程度となる．従って，従来より一般的に用いられている最大寸法13mmの粗骨材を用いると，簡単には鉄筋カゴから飛び出すことはできない．このようになると縮小模型実験では，コアコンクリート圧壊後の状態において，RC橋脚の塑性変形性能を過大評価する可能性がある．

このため，写真-3に示すように，縮小模型では従来通りの13mmの骨材の他，入手可能な最小の粗骨材として最大寸法5mmの骨材を使用することとした．粗骨材の最大寸法は，C1-5橋脚では20mmの粗骨材が使用されていたため，幾何学的相似則に基づく縮小模型では本来3.4mmとすべきであるが，このサイズの骨材は入手が困難であることから，入手可能かつ最大寸法が最も小さい最大寸法5mmの粗骨材を使用することとしたものである．後述するように，縮小模型では鉄筋カゴのあきが24×20mm程度であるため，5mmの粗骨材は鉄筋カゴのあきに対して1/4程度の大きさとなり，十分に小さいと見なせる．

(3) 鉄筋断面積の評価法

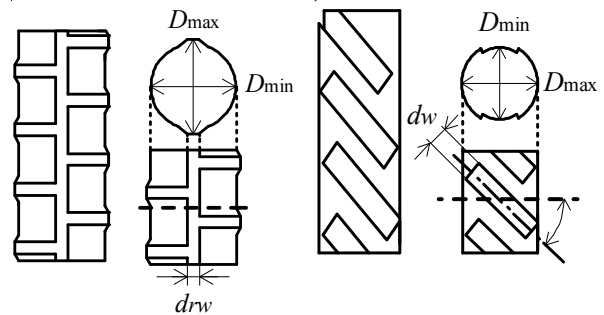
図-2にC1-5橋脚で軸方向鉄筋として使用されたD35と縮小模型に用いるD6の形状を示す．いずれの鉄筋もコンクリートとの付着を高めるために表面に凹凸状の突起が設けられているが，突起の形状は異なっている．図-2(a)に示すようにD35の表面には軸方向に2本のリブがあり，その直角方向に互い違いに節が設けられている．一方，図-2(b)に示すようにD6の表面には，短い彫りが螺旋状に設けられている．いずれの鉄筋も高さ方向に断面積が変化して

表-3 相似率

物理量	次元	相似比から求めた縮尺	実際に用いた縮尺
長さ	L	6/35	6/35
密度	ρ	1	1
応力	σ	1	1
質量	$M = \rho L^3$	$(6/35)^3$	$(6/35)^3$
時間	$T = \sqrt{\rho L^3 / \sigma L}$	6/35	10
速度	$v = L / T$	1	6/350
加速度	$a = L / T^2$	35/6	6/3500
力	$f = \sigma L^2$	$(6/35)^2$	$(6/35)^2$
ひずみ	$\varepsilon (= 1)$	1	1
剛性	$k = \sigma L^2 / \varepsilon L$	6/35	6/35



(a) 13mm (b) 5mm
写真-3 縮小模型に用いた粗骨材の寸法



(a) D35 (b) D6
図-2 異形鉄筋の形状及び最小断面積

いる．そのため，縮小模型を設計する際に，鉄筋の断面をどのように評価するかが重要となる．

ここでは，異なる断面形状を有する異形鉄筋の断面積の評価法として，1)呼び径を鉄筋径とみなし，この鉄筋径を有する円形断面として断面積を評価する場合（以下，呼び径断面と呼ぶ）と，2)鉄筋の断面積が最小となる位置における断面積（以下，最小断面と呼ぶ）の2通りの断面積を定義することとした．

まず，呼び径断面の場合には，D35であれば直径35mmの円形断面を有する鉄筋とみなすため，断面積は962.1mm²となる．同様にD6では断面積は28.3mm²となる．

次に，最小断面で評価する場合には，D35では，最小断面の形状は図-2(a)のようになるため最小断面積 $A_{\min}$ は次式となる．

$$A_{\min} = \frac{D_{\max}^2 \cdot \pi}{4} - (D_{\max} - D_{\min}) \cdot d_{rw} \quad (1)$$

ここで、 $D_{\max}$ 及び $D_{\min}$: 最小断面における最大径及び最小径、 d_{rw} : 節の幅である。一方、D6 では、最小断面の形状は図-2(b)のようになるため最小断面積 $A_{\min}$ は次式となる。

$$A_{\min} = \frac{D_{\max}^2 \cdot \pi}{4} - (D_{\max} - D_{\min}) \cdot \frac{d_w}{\sin \theta} \quad (2)$$

ここで、 $D_{\max}$ 及び $D_{\min}$: 最小断面における最大径及び最小径、 d_w : 彫りの幅、 θ : 彫りの角度である。

式(1)及び式(2)から、最小断面積は D35 では 901.4mm^2 、D6 では 31.20mm^2 となる。なお、帯鉄筋として用いた異形鉄筋 D22 及び D4 についても、形状はそれぞれ D35、D6 と同じであり、式(1)、(2)により最小断面積を求めるとそれぞれ 345.7mm^2 、 12.1mm^2 となる。

以上のようにして 2 種類のモデル化によって鉄筋の断面積を求め、これを公称断面積と合わせて表-4 に示す。

以降では、上記 1) に基づいた設計を、呼び径ベース設計、2) に基づいた設計を最小断面ベース設計と呼ぶ。

4. 縮小模型と実験方法

(1) 縮小模型の製作

粗骨材の最大寸法及び鉄筋断面の評価法を変化させて表-5 に示すように計3体の模型を製作した。これらをそれぞれ S-1、S-2、S-3 模型と呼ぶ。従来の縮小模型実験では公称断面積を基準にした場合が多いのに対し、S-3 模型は鉄筋断面の評価、最大粗骨材寸法をできるだけ実状に合わせたものである。

縮小橋脚模型の配筋と寸法を図-3 に、縮小模型の緒元を表-6 にそれぞれ示す。本研究では採用していないが、もし公称断面積に基づいて鉄筋断面積を評価するとどのようになるかも参考のため表-6 には示している。相似則に基づくと、模型橋脚の載荷点高さ、断面幅はそれぞれ 1.37m 、 350mm となる。S-1、S-2 模型は呼び径ベースで設計したため、C1-5 橋脚と同様に軸方向鉄筋を1段36本で2段配筋、計72本のD6 異形鉄筋を設置することになる。また帯鉄筋としてはD4 異形鉄筋を外側に28mm、内側に56mm 間隔で配置しなければならない。最小鉄筋断面積に基づいて軸方向鉄筋比及び横拘束筋体積比を求めると、それぞれ2.34%、0.87%となる。

一方、最小断面ベースで設計したS-3 模型では、鉄筋比がC1-5 橋脚と等しくなるように設計すると、軸方向鉄筋をS-1、S-2 模型に比較して8本減らし、64本としなければならない。軸方向鉄筋比は2.08%

表-4 各鉄筋の測定値および最小断面積

鉄筋	呼び径に基づく断面積	最小断面積	公称断面積
D4	12.6mm^2	12.1mm^2	14.1mm^2
D6	28.3mm^2	31.2mm^2	31.7mm^2
D22	380.1mm^2	345.7mm^2	387.1mm^2
D35	962.1mm^2	901.4mm^2	956.6mm^2

表-5 縮小模型

模型	軸方向鉄筋断面の評価方法	最大粗骨材寸法
S-1	呼び寸法ベース	13mm
S-2	呼び寸法ベース	5mm
S-3	最小断面ベース	5mm

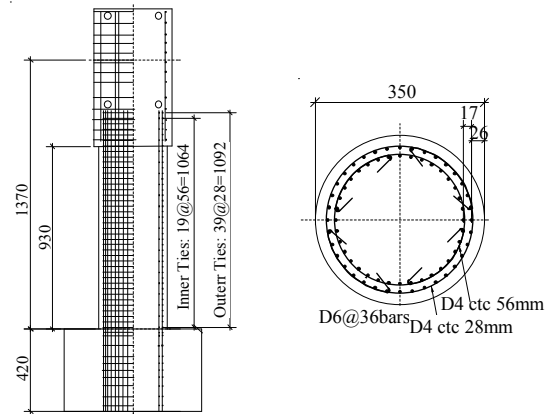


図-3 縮小模型の配筋及び断面

表-6 呼び径と最小断面に基づく鉄筋比

緒元		実大橋脚	縮小模型		
		C1-5	S-1	S-2	S-3
橋脚の直径		2.0 m	0.35 m	0.35 m	
橋脚基部から載荷点までの高さ		8.0 m	1.37 m	1.37 m	
鉄筋のモデル化		-	呼び径	最小断面	
軸方向鉄筋	本数	72 本	72 本	64 本	
	鉄筋比(呼び径)	2.20%	2.15%	1.88%	
	鉄筋比(最小断面)	2.07%	2.34 %	2.08 %	
	鉄筋比(公称断面)	2.19%	2.37%	2.10%	
帯鉄筋	間隔	150 mm	28 mm	29 mm	
	鉄筋比(呼び径)	0.90 %	0.91 %	0.88 %	
	鉄筋比(最小断面)	0.82 %	0.87 %	0.84 %	
	鉄筋比(公称断面)	0.92%	1.02%	0.98%	

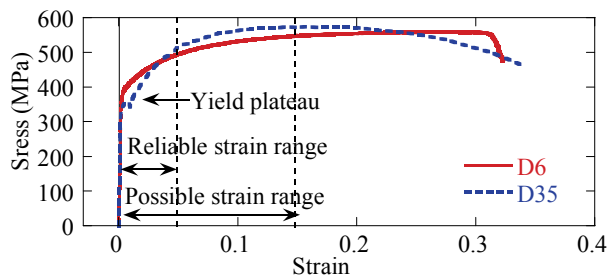
となり、最小断面積から求めたC1-5橋脚の軸方向鉄筋比の2.07%とほぼ同じになる。帯鉄筋は、D4異形鉄筋を高さ方向にS-1、S-2模型に比較して1mm広げ、29mm間隔で配置しなければならない。この結果、最小断面積から求めた横拘束筋体積比は、C1-5橋脚では0.82%であるのに対し、S-3では0.84%とほぼ一致する。

表-7に縮小模型の材料特性を示す。各縮小模型間で材料特性に大きな違いは見られない。図-4(a)にC1-5橋脚に用いられたD35及び縮小模型に用いたD6の応力～ひずみ関係を示す。D35では降伏棚が存在

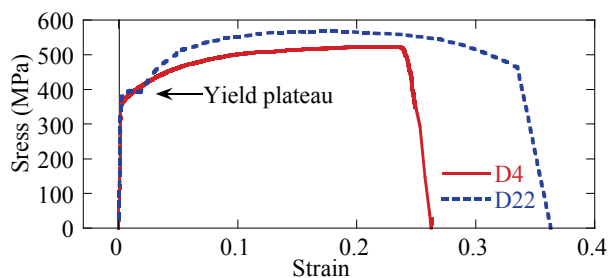
するのに対して、D6では降伏棚が存在しない。ひずみの測定には、最大レンジが5.0%及び2.5%のひずみゲージをそれぞれC1-5橋脚と縮小模型に使用した。C1-5実験において、3回目加震までは軸方向鉄筋のひずみは5%以内に収まっているが、それ以降になると、5%を上回るひずみが生じる。最大ひずみを正確に知ることはできないが、おそらく15%程度に達したのではないかと推定される。軸方向鉄筋ひずみが10～15%の範囲に着目すると、この区間では鉄筋の応力はD35の方がD6に比較し5%程度大きい。同様に、図-4(b)にはC1-5橋脚と縮小模型において帯鉄筋として用いられたD22とD4の応力～ひずみ関係を示す。軸方向鉄筋と同様に、D22では降伏棚が存在するのに対して、D4では降伏棚が存在しない。

表-7 材料特性

材料特性		S-1模型	S-2,S-3模型
コンクリート	圧縮強度	29.1N/mm ²	26.3N/mm ²
	弾性係数	36.9kN/mm ²	35.5kN/mm ²
粗骨材最大寸法		13mm	5mm
軸方向鉄筋	降伏強度	382.1N/mm ²	393.1N/mm ²
	弾性係数	180.1kN/mm ²	197.9kN/mm ²
帯鉄筋	降伏強度	422.9N/mm ²	411.4N/mm ²
	弾性係数	205.1kN/mm ²	214.1kN/mm ²



(a) 軸方向鉄筋



(b) 帯鉄筋

図-4 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

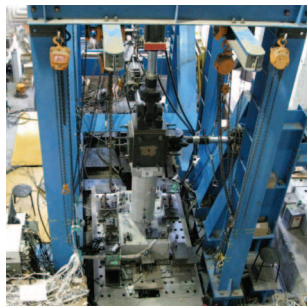
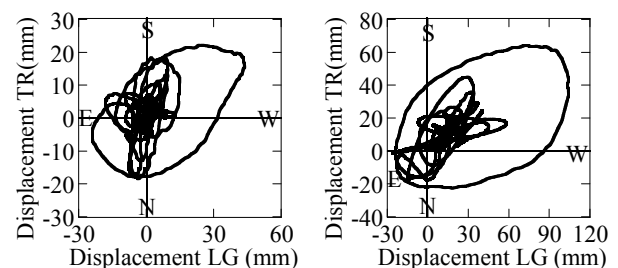


写真-4 縮小模型実験のセットアップ

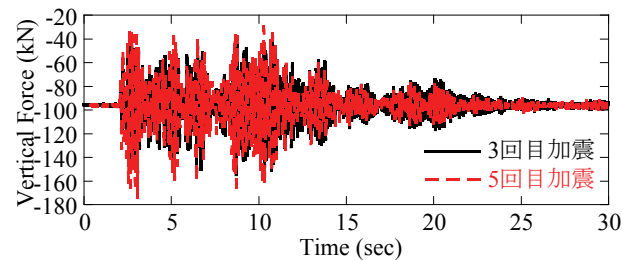
(2) 実験方法

縮小模型実験では、C1-5実験との比較のため、縮小模型にC1-5橋脚と同様の変形を生じさせることが望ましい。そこで、ここではC1-5橋脚の水平2方向の応答変位及び橋脚基部に作用した鉛直荷重を、それぞれ相似則に基づいて縮小した後、本学の3次元載荷実験装置を用いて、それぞれ変位制御、荷重制御により作用させることとした。以降、これを応答載荷実験と呼ぶ。

縮小模型実験のセットアップを写真-4に示す。実験ではC1-5実験に対応した5回の加震を行った後、さらに2回の加震を行った。一例として3回目及び5回目加震の入力変位及び鉛直荷重を図-5に、また各加震での2方向応答を合成した最大変位及び最大ドリフトを表-8に示す。C1-5実験では橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSと呼んでいるため、以下に示す応答載荷実験でもC1-5実験に合わせて、橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSと呼ぶ。5回目以降の载荷には、5回目加震と同一条件でもう一回加震を行い（6回目加震）、その後、5回目加震の水平変位を1.25倍に増加させた载荷を1回（7回目加震）行った。



(a) 橋脚上端の水平応答変位 (3回目加震) (b) 橋脚上端の水平応答変位 (5回目加震)



(c) 橋脚基部に作用する鉛直荷重

図-5 入力変位及び荷重 (3回目加震及び5回目加震)

表-8 橋脚上端における最大応答

加震	最大変位(mm)	最大ドリフト(%)
1	15.5	1.1
2	23.0	1.7
3	46.9	3.4
4	93.3	6.8
5	114.0	8.3
6	114.0	8.3
7	142.5	10.4

5. 骨材寸法の影響

まず、粗骨材の最大寸法が13mmのS-1模型と5mmのS-2模型の比較から、粗骨材の最大寸法の違いがRC橋脚の損傷の進展、及び曲げ復元力に与える影響について検討する。

(1) 損傷の進展状況

1回目加震ではS-1、S-2模型ともに曲げひび割れは認められなかった。最大変位に達した前後で、引張側になるNE面では軸方向鉄筋に降伏ひずみ $2,000\mu$ を上回る $3,000\mu$ 程度の引張ひずみが生じた。2回目加震ではS-1、S-2模型ともに橋脚の基部から50mm～150mmの高さで橋脚の全周に渡って曲げひび割れが生じた。この段階では、S-1、S-2模型ともに全周に渡って軸方向鉄筋に、最大 $8,000\mu$ 程度の引張ひずみが生じている。

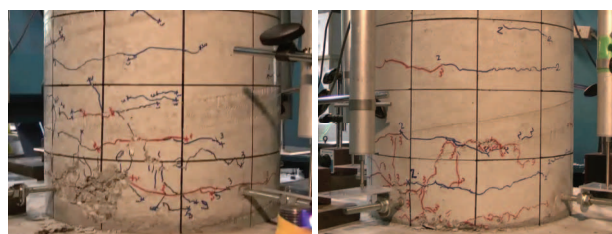
写真-5に3回目加震後の損傷状況を示す。最大ドリフト3.4%に達した段階でS-1、S-2模型ともに基部を中心に水平曲げひび割れが進展し、圧縮側では縦方向のひび割れも発生した。S-1模型では圧縮力が卓越するSW面において基部から50mmの高さにおいてかぶりコンクリートの剥離した。しかし表面が剥がれ落ちた程度であり、まだ鉄筋は露出していない。

4回目加震においては、入力地震強度を0.25倍増加させた結果、最大ドリフトは6.8%に達した。最大変位が生じる7秒付近においては、S-1模型では、**写真-6**に示すようにW～S面にかけて基部から最大で170mmまでのかぶりコンクリートが、S-2模型ではNW～S面にかけて基部から最大で150mmまでのかぶりコンクリートがそれぞれ剥落した。S-1模型ではSW面において基部から3段目と4段目の帯鉄筋が露出している。S-2模型ではSW面のかぶりコンクリートがはらみ出したが、まだコアコンクリートは剥落していない。ただし、かぶりコンクリートはコアコンクリートからは既に剥離している。S-1模型と同様にこの段階で帯鉄筋はすでに露出しており、かぶりコンクリートは浮いていたため、かぶりコンクリートによる横拘束は期待できない状態になっていたと考えられる。

続く5回目加震では、**写真-7**に示すようにS-1、S-2模型ともにNW～S面にかけて基部から150mmまでかぶりコンクリートが剥落し、2～5段目の帯鉄筋及び軸方向鉄筋が露出した。ただし、この段階では、まだコアコンクリートに大きな損傷は見られない。

6回目加震後の損傷状況を**写真-8**に示す。S-1、S-2模型ともにコアコンクリートが基部から120mmの範囲で圧壊に至り、SW面では内側軸方向鉄筋が露出した。S-1、S-2模型ともにC1-5実験のように、コアコンクリートが圧壊し、鉄筋カゴから粒状に飛び出すような激しい破壊は見られなかった。

7回目加震後の損傷状況を**写真-9**に示す。入力地震動強度を25%大きくした7回目加震では、コアコンクリートの圧壊が進展し、S-1、S-2模型ともに軸方向鉄筋の座屈及び破断が生じた。最大変位に達し



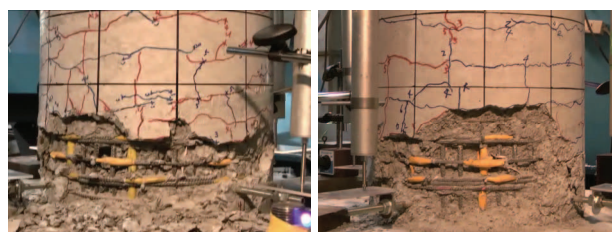
(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-5 3回目加震後の損傷状況 (SW面)



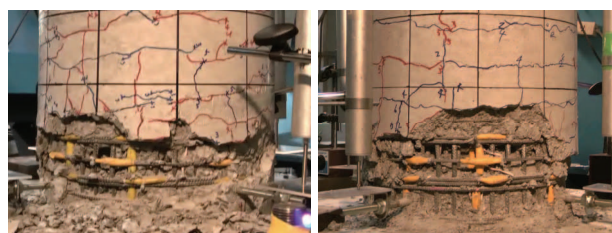
(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-6 4回目加震後の損傷状況 (SW面)



(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-7 5回目加震後の損傷状況 (SW面)



(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-8 6回目加震後の損傷状況 (SW面)



(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-9 7回目加震後の損傷状況 (SW面)

た7秒付近の損傷状況を**写真-10**に示す。S-1模型では破壊したコアコンクリートの多くがまだ鉄筋カゴに残っているが、S-2模型では圧壊したコアコンクリートが鉄筋カゴから出てきている。軸方向鉄筋は、S-1模型では下から3段目の帯鉄筋、S-2模型では下から4段目の帯鉄筋のあたりで座屈しており、S-1、S-2模型間では座屈高さが帯鉄筋1段分異なっている。この理由は骨材寸法の影響というよりも、

S-2模型では施工の都合上、2段目帯鉄筋が上方にずれ、3段目帯鉄筋のすぐ下あたりに配置されていたため、3段目の位置での帯鉄筋による座屈抵抗が大きく、この結果、4段目位置で座屈したと考えられる。また、最大応答変位時に引張側となるNE面を見ると、写真-11に示すように、S-1模型では曲げひび割れが見られる程度であるが、S-2模型ではかぶりコンクリートが基部から100mmの高さにかけて剥落している。

表-9は、以上に示したS-1模型及びS-2模型の損傷の進展状況を示したものである。加震に伴い、損傷は、曲げひび割れの発生、軸方向鉄筋の降伏、かぶりコンクリートの剥離と剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊、軸方向鉄筋の破断と進展する。6回目加震までは、S-1、S-2模型の損傷度に顕著な違いはないが、7回目加震になると、S-1模型ではS-2模型に比較して圧壊したコアコンクリートが鉄筋カゴ内にほぼ留まっているのに対して、S-2模型では、鉄筋カゴから圧壊したコアコンクリートが出てきている。なお、S-2模型では、C1-5橋脚のようにコアコンクリートが鉄筋カゴから噴出するような現象は見られなかった。これは擬似静的な応答載荷実験では、震動台実験のように震動によって圧壊したコアコンクリートが飛び出すことはないためと考えられる。

(2) 耐力及びエネルギー吸収性能

図-6に各加震におけるS-1、S-2模型の載荷高さでの水平変位 - 橋脚基部に作用する曲げモーメントの履歴を主応答方向について示す。ここで、主応答方向とは、応答変位が最大となる方向である。以降、主応答方向に着目して結果を示す。各加震における履歴をS-1模型とS-2模型で比較すると、最大変位付近で多少の違いは見られるが、基本的に顕著な違いは認められない。図-7に各加震における最大ドリフトと曲げ復元力の関係を示す。S-1、S-2模型では3回目加震からかぶりコンクリートの剥落が生じた4回目加震にかけて曲げ復元力は最大となり、その後、損傷の進展に伴い復元力は低下していく。このような特性は、コアコンクリートの圧壊が生じた6回目加震や7回目加震においても変わらない。これは、橋脚の曲げ復元力に対して鉄筋の抵抗力の寄与度が大きく、コンクリートの損傷状況に違いがあっても、鉄筋の最小断面積が同じであれば同程度の曲げ復元力を与えるためと考えられる。

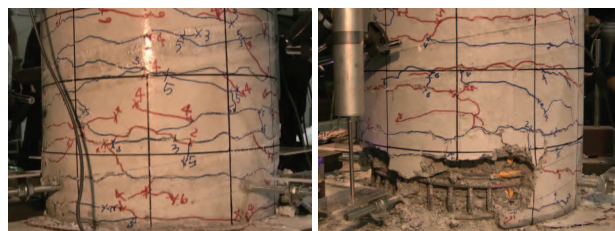
図-8に各模型実験における等価減衰定数を示す。ここで示す等価減衰定数は、載荷履歴のうち、最大変位が生じる1サイクル間の履歴吸収エネルギーに基づいて算出した値である。等価減衰定数は損傷の進展にともない増加するが、S-1、S-2模型間には顕著な違いは認められない。

(3) 鉄筋ひずみ

最大変位発生時に圧縮側になるSW面側の外側及び内側軸方向鉄筋、これらに対応する帯鉄筋のひず



(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-10 SW面における最大変位発生時の損傷状況 (7回目加震)



(a) S-1模型 (b) S-2模型
写真-11 7回目加震後の損傷状況 (NE面)

表-9 小型模型実験の損傷の進展状況

加震	S-1模型	S-2模型
1	・軸方向鉄筋の降伏	・軸方向鉄筋の降伏
2	・曲げひび割れの発生	・曲げひび割れの発生
3	・曲げひび割れの進展	・曲げひび割れの進展
4	・かぶりコンクリートの剥落	・かぶりコンクリートの剥落
5	・かぶりコンクリートの剥落の進展	・かぶりコンクリートの剥落の進展
6	・軸方向鉄筋の座屈 ・コアコンクリートの圧壊	・軸方向鉄筋の座屈 ・コアコンクリートの圧壊
7	・軸方向鉄筋の破断 ・S-2模型に比較すると圧壊したコアコンクリートが鉄筋カゴ内に留まっている ・引張が卓越したNE面においてかぶりコンクリートの剥落は生じていない	・軸方向鉄筋の破断 ・S-1模型に比較すると圧壊したコアコンクリートが鉄筋カゴから抜け出している ・NE面ではかぶりコンクリートの剥落

みをそれぞれ図-9、図-10に、引張側になるNE面側の軸方向鉄筋ひずみを図-11に示す。1回目加震では、S-1模型とS-2模型で軸方向鉄筋ひずみに大きな違いは見られないが、それ以降、徐々に違いが生じてくる。SW面の外側軸方向鉄筋については2回目加震以降、S-1模型に比べてS-2模型の方が大きなひずみが生じている。逆に、内側軸方向鉄筋については、S-2模型に比べてS-1模型の方が大きなひずみが生じている。また、内側軸方向鉄筋の圧縮ひずみを見るとS-1、S-2模型間で差は見られないが、内側軸方向鉄筋の帯鉄筋ひずみを見ると、4回目加震においてはS-2模型では2,000 μ を上回る大きな引張ひずみが生じている。これについては、C1-5橋脚では150mm間隔で軸方向鉄筋のひずみを測定しているが、これを6/35に縮小すると、S-1、S-2模型では52mm間隔で

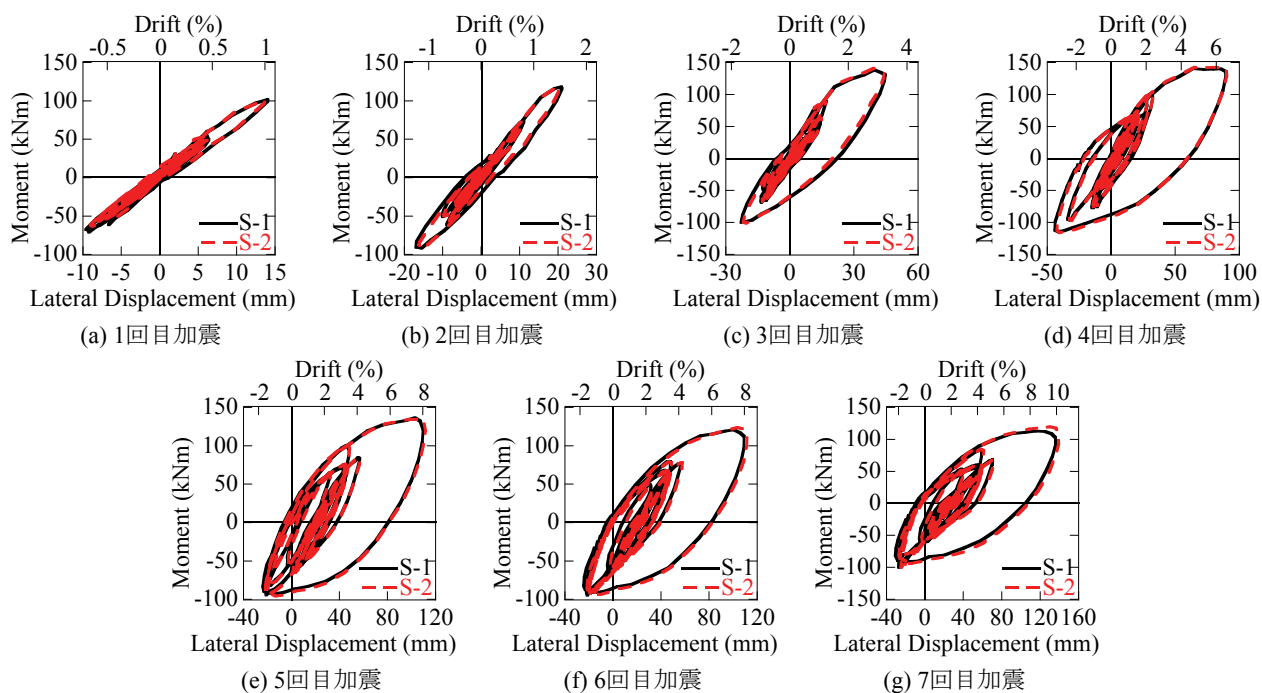


図-6 橋脚上端の水平変位-橋脚基部の曲げモーメント-水平変位の履歴

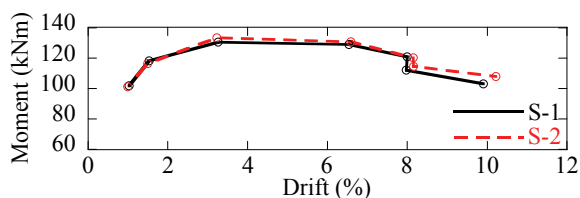


図-7 最大変位時の曲げモーメント

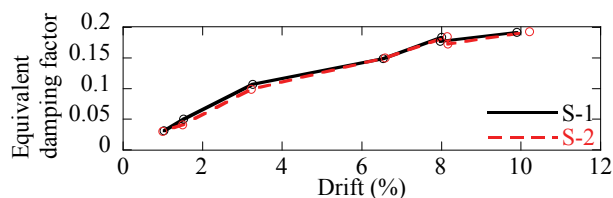
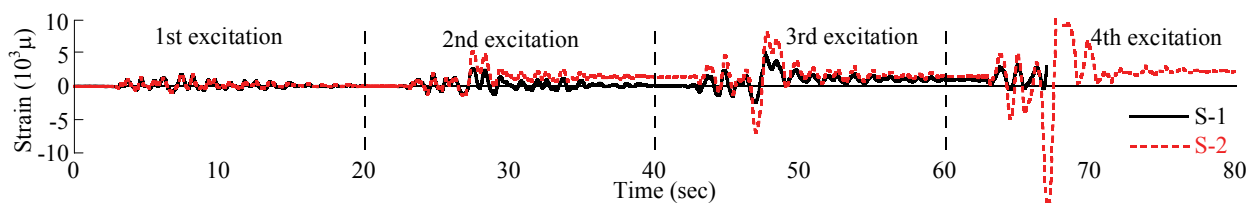
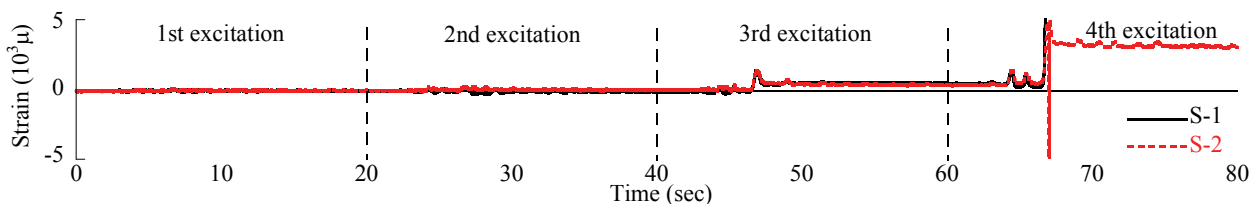


図-8 等価減衰定数



(a) 軸方向鉄筋ひずみ (基部から 52mm)



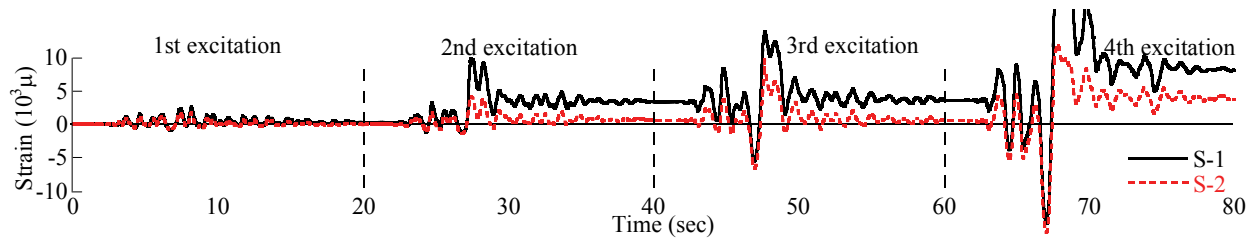
(b) 帯鉄筋ひずみ (基部から 67mm)

図-9 SW面の外側軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

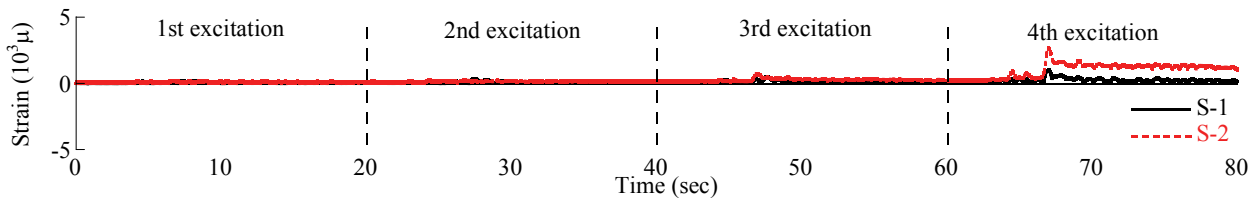
ひずみゲージを貼付しなければならないことになり、防水被覆の長さが40mm程度あるため、軸方向鉄筋はほとんどアンボンド状態になっており、縮小模型におけるひずみの測定方法そのものにも問題があると考えられる。もともと縮小模型では、密な間隔でのひずみ測定が困難であるためである。

6. 鉄筋断面の評価法の影響

次に、呼び径ベース設計したS-2模型と最小断面ベース設計したS-3模型との比較から、鉄筋断面の評価法の違いによる影響を検討する。加えて、実大RC橋脚模型であるC1-5橋脚との比較を行う。



(a) 軸方向鉄筋ひずみ (基部から 52mm)



(b) 帯鉄筋ひずみ (基部から 67mm)

図-10 SW 面の内側軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

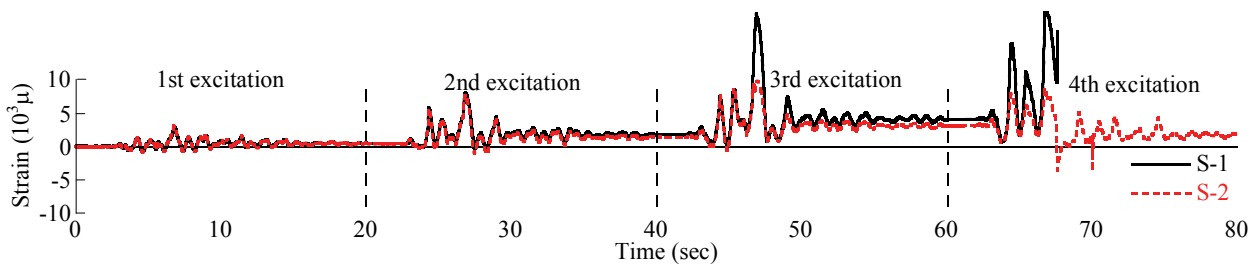
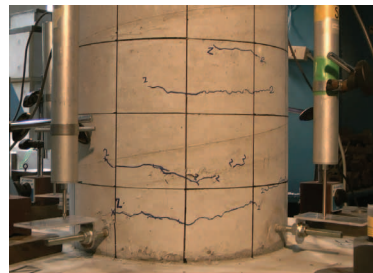


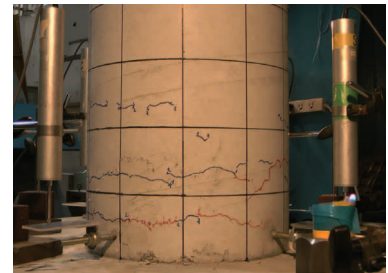
図-11 NE 面の外側軸方向鉄筋ひずみ (基部から 104mm)



(a) C1-5 橋脚



(b) S-2 模型



(c) S-3 模型

写真-12 3回目加震後の損傷

(1) 損傷の比較

1回目加震においては、C1-5橋脚では高さ200～3000mmの範囲で全周にわたり、曲げひび割れが発生したのに対し、S-2、S-3模型では、C1-5橋脚の高さに換算して、高さ2000mmまでの範囲において数か所にわずかな曲げひび割れが発生しただけである。

2回目加震では、C1-5橋脚では圧縮力の卓越するSW面において高さ500mm付近で10mm×20mmほどの範囲でかぶりコンクリートが剥落したが、S-2、S-3模型では水平曲げひび割れが進展するとどまり、かぶりコンクリートの剥離、剥落は生じない。

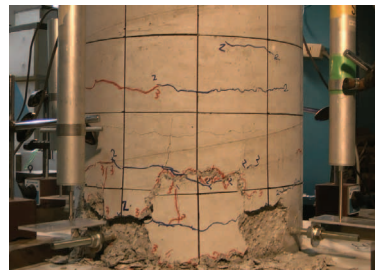
3回目加震では、写真-12(a)に示すように、C1-5橋脚ではSW面を中心に基部から高さ700mmまでのかぶりコンクリートが剥落し、2本の帯鉄筋が露出したのに対して、写真-12(b), (c)に示すように、縮小模型では、いずれも高さ900mmまでのかぶりコンクリートの表面が所々剥離した程度であり、C1-5橋脚のように鉄筋が露出するような損傷は生じない。

4回目加震においては、写真-13(a)に示すように、C1-5橋脚ではSW面を中心に高さ1800mmまでのかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が11本露出し、軸方向鉄筋も高さ200～500mmで3本露出した。これに対して、写真-13(b), (c)に示すように、縮小模型ではいずれも高さ800mmまでかぶりコンクリートが剥落し、S-3模型では高さ400～600mmの範囲で帯鉄筋が2本露出した。

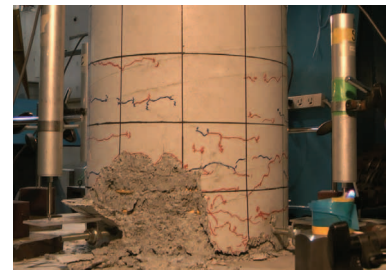
5回目加震では、C1-5橋脚では、写真-14(a)に示すように、N面を除く全ての面において、高さ200～500mmの範囲でコアコンクリートが圧壊し、圧壊したコアコンクリートが軸方向鉄筋と帯鉄筋の間から噴き出すように崩れ出すと同時に、SW面では全ての軸方向鉄筋が露出し、座屈した。一方、写真-14(b)に示すように、S-2模型ではSW面を中心に かぶりコンクリートの剥落が進展し、軸方向鉄筋が1本、帯鉄筋が4本露出し、露出した軸方向鉄筋が座屈した。これに対して、写真-14(c)に示すように、S-3模



(a) C1-5 橋脚



(b) S-2 模型



(c) S-3 模型

写真-13 4回目加震後の損傷



(a) C1-5 橋脚



(b) S-2 模型



(c) S-3 模型

写真-14 5回目加震後の損傷

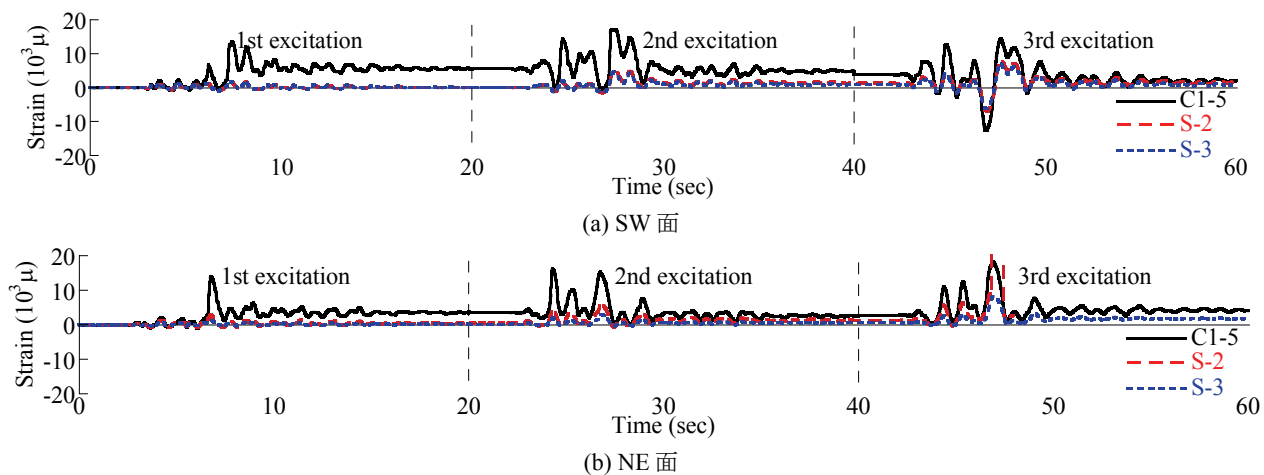


図-12 軸方向鉄筋のひずみ（基部から 300mm）

型ではかぶりコンクリートの剥落が進展したことに加え、一部のコアコンクリートが圧壊し、3本の軸方向鉄筋及び4本の帯鉄筋が露出し、軸方向鉄筋の座屈が確認できた。

以上の点から、C1-5橋脚では、S-2、S-3模型に比較して、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展が著しい。さらに、露出した鉄筋本数や、コアコンクリート圧壊の程度といった損傷状況は、S-2模型に比較して、S-3模型の方が著しい。

(2) 軸方向鉄筋のひずみの比較

図-12にC1-5橋脚及び縮小模型のSW面とNE面における基部から300mm高さでの軸方向鉄筋のひずみを示す。1回目加震においては、C1-5橋脚ではSW面で最大13,400 μ のひずみが生じたのに対し、S-2模型では1,700 μ 、S-3模型では1,900 μ と、いずれもC1-5橋脚の7分の1程度のひずみしか生じていない。また、NE面においても、C1-5橋脚では最大14,000 μ のひず

みが生じたのに対し、S-2模型では2,800 μ 、S-3模型では1,350 μ にとどまっている。同様に2回目、3回目加震においてもC1-5橋脚ではS-2、S-3模型よりも大きなひずみが計測されており、同一の塑性変形条件下でも、実大橋脚では縮小模型よりも軸方向鉄筋のひずみが大きいことがわかる。前述したようにD35とD6とで応力～ひずみ関係が異なるため、鉄筋に作用する応力が300～400MPa程度の場合ではC1-5橋脚と縮小模型の軸方向鉄筋ひずみに差が生じる可能性がある。しかし、それ以上の応力が作用するような段階においてこの影響はないと考えられる。

問題は何故このような違いが生じるかである。これについては、事実このようなひずみ分布になるという考え方と、前述したように、S-2、S-3模型では軸方向鉄筋のひずみの計測に問題があるという見方があるが、後者の可能性が高いと考えられる。すなわち、S-2、S-3模型では鉄筋の両面にひずみゲージを貼付し、その平均から軸ひずみを求めている。しかし、C1-5橋脚では300mm間隔でひずみゲージが貼

付されているのに対し、S-2、S-3模型ではこれを6/35にしているため、52mm間隔でひずみゲージを貼付した。このため、ひずみゲージの被覆長を考えると、塑性ヒンジ区間では軸方向鉄筋がほとんどアンボンドされた状態となっていることから、正しくひずみが計測できていないためではないかと考えられる。

(3) 曲げ復元力の比較

実験で得られた橋脚基部における曲げモーメント～水平変位の履歴のうち、4回目、5回目加震の結果を図-13に示す。ここでは、C1-5橋脚との比較のため、縮小模型については、実験値を相似則に基づき拡大した結果を示している。4回目の加震における、C1-5橋脚の最大曲げモーメントは25.54MNmであるのに対して、S-2模型ではC1-5橋脚に換算して28.44MNmとC1-5橋脚と比較して、11%大きくなっている。一方、S-3模型では最大曲げモーメントは25.32MNmとC1-5橋脚と同程度の値になる。また、5回目加震では、C1-5橋脚の最大曲げモーメントが24.86MNmであるのに対して、S-2模型では26.87MNmと、C1-5橋脚と比較して8%大きいものに対して、S-3模型では24.00MNmと、C1-5橋脚と比較して3%小さくなるに過ぎない。以上より、最小断面ベース設計したS-3模型は、呼び径ベース設計したS-2模型に比較して、C1-5橋脚により近い曲げ復元力を与えることがわかる。各加震における曲げモーメントの最大値を表-10に示す。なお、前述したように、ひずみが10～15%程度の領域では、軸方向鉄筋の応力はS-3模型の方がC1-5橋脚よりも5%程度小さい。したがって、帯鉄筋による横拘束は別とし、もし、同一ひずみにおけるS-3模型の軸方向鉄筋応力がC1-5橋脚の軸方向鉄筋応力と同じであったと仮定し、単純に表-10の最大曲げ復元力に5%を乗じると、表-11のようになる。C1-5橋脚との一致度は表-10に比較して少し低下するが、S-3模型の方がS-2模型よりもC1-5橋脚の復元力に対する一致度が高いという点は変化しない。

以上の点から、RC橋脚の曲げ復元力に対しては鉄筋負担分の影響が大きいと、同程度の降伏強度を有する鉄筋が所定の位置に存在する限りは、最小断面ベース設計で鉄筋量を等しくしさえすれば、ある程度の精度で曲げ復元力を推定できることを示している。ただし、これは、本載荷実験のように、コアコンクリートの損傷により、軸方向鉄筋の位置が大きく移動するような橋脚の損傷が起こらない、まだ限られた状態にある段階で言えることであり、最終的に崩壊に近い状態になった場合の寸法効果については別途検討する必要がある。

7. 結論

実大RC橋脚模型（C1-5橋脚）の震動台実験に基づき、3体の縮小模型に対する応答載荷実験から、

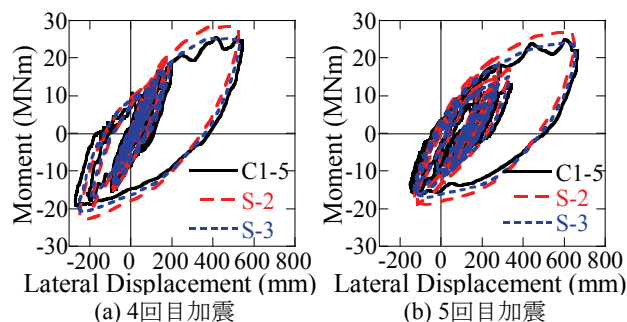


図-13 曲げモーメント～水平変位履歴曲線

表-10 各加震毎の最大曲げ復元力

加震	C1-5	S-2	S-3
1回目	18.62	20.90 (1.07)	18.63 (1.00)
2回目	20.37	23.68 (1.16)	21.50 (1.05)
3回目	23.14	28.15 (1.22)	25.08 (1.08)
4回目	25.54	28.44 (1.11)	25.32 (0.99)
5回目	24.86	26.87 (1.08)	24.00 (0.97)

表中の（）中にはC1-5実験との比率を表す。単位:MNm

表-11 各加震毎の最大曲げ復元力(鉄筋応力補正)

加震	C1-5	S-2	S-3
1回目	18.62	21.09 (1.13)	19.56 (1.05)
2回目	20.37	24.86 (1.22)	22.58 (1.11)
3回目	23.14	29.56 (1.28)	26.34 (1.14)
4回目	25.54	29.87 (1.17)	26.59 (1.04)
5回目	24.86	228.21 (1.13)	25.20 (1.01)

表中の（）中にはC1-5実験との比率を表す。単位:MNm

RC橋脚の破壊性状と曲げ復元力に対する鉄筋断面積の評価法のモデル化及び最大粗骨材寸法の違いによる影響について検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 粗骨材の最大寸法が13mmのS-1模型と5mmのS-2模型間では1～6回目加震までの段階では模型の損傷及び損傷度には大きな違いはないが、コアコンクリートの圧壊が進む7回目加震になると、粗骨材の最大寸法が13mmのS-1模型では圧壊したコアコンクリートの多くが鉄筋カゴ内に留まるのに対して、骨材の最大寸法が5mmのS-2模型では圧壊したコアコンクリートが鉄筋カゴからはみ出してくる。この点において圧壊したコアコンクリートのはみ出しに対する粗骨材寸法の影響はあると考えられる。ただし、本実験ではC1-5実験で見られたような圧壊したコアコンクリートの鉄筋かごからの噴出は認められなかった。これは加震による抜け出しの促進効果によると考えられる。
- 2) 今回の載荷実験程度の損傷であれば、曲げ復元力に及ぼす粗骨材の最大寸法の影響は顕著ではない。これは鉄筋の抵抗が橋脚模型の曲げ復元力に大きく貢献するためであり、軸方向鉄筋が定められた位置にある限りは、曲げ復元力はほぼ同一になるためと考えられる。しかし、上記

- 1) に示した現象により、さらに大きな損傷が生じ、これが軸方向鉄筋の座屈や破断に影響を与える状況に至った場合には、粗骨材寸法の影響が現れてくる可能性がある。
- 3) 縮小模型実験に際しては、実物及び模型の軸方向鉄筋の断面積を呼び径に基づいて評価すると、実大橋脚模型の曲げ復元力を過大評価するが、最小断面積に基づいて評価すると、実大橋脚模型の曲げ復元力に近い値を得ることができる。
- 4) 縮小模型に比較して、実大橋脚模型の方がかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊といった損傷の進展は著しく、縮小模型では実大模型の損傷の進展までは正しく再現できない。
- 2) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：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, pp. 215-232, 2001.
- 3) Stone, W. and Cheok, G.S.: 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, 1989.
- 4) 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：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, 2010.
- 5) 川島一彦，梶原浩一：E - ディフェンスを用いた実大橋梁の震動台実験研究プロジェクト，コンクリート工学，Vol. 47, No. 11, pp. 9-15, 2009.
- 6) 川島一彦，長谷川金二，小林達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響，土木技術資料，29-11, pp.567-572, 1987.

参考文献

- 1) 幸左賢二，小林和夫，村山八洲雄，吉澤義男：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, pp. 47-56, 1996.

EFFECT OF MAXIMUM AGGREGATE SIZE AND REBAR SECTION EVALUATION ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF RC BRIDGE COLUMNS

Kazuhiko KAWASHIMA, Keisuke OHTA, Tomoyuki OYA, Tomohiro SASAKI and Hiroshi MATSUZAKI

It is always an argument whether we can predict response and failure mode of prototype structures based on scaled model experiments. In this study, the effect of maximum aggregate size and evaluation of rebar section area on the seismic performance of RC bridge columns was investigated. It is shown that crush of core concrete is more significant in the scaled model with the maximum aggregate size of 5mm than that with 13mm, and that the moment capacity of the prototype column can be well predicted based on the scaled model in which the minimum rebar section area is assumed. However progress of damage of the prototype column such as spall and crush of core and cover concrete is more significant in the prototype column than the scaled model columns.