

RC橋脚の曲げ塑性変形に及ぼす最大骨材寸法の影響に関する研究

○太田啓介¹・大矢智之¹・佐々木智大²・松崎裕³・川島一彦⁴

¹学生会員 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）

²正会員 博（工） 独立行政法人防災科学技術研究所特別研究員（〒673-0515 三木市志染町三津田字西亀屋1501-21）

³正会員 博（工） 東京工業大学助教 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）

⁴正会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

近年、実大の RC 橋脚を用いた震動台実験が可能となり、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（以下、C1-5 橋脚）に対する震動台実験が行われた（以下、C1-5 実験）¹⁾。実験中コアコンクリートが圧壊に至る段階で、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小型模型実験では見られなかったものである。C1-5 橋脚は帯鉄筋のあきは 128mm、軸方向鉄筋のあきは 132mm であった。これに対して粗骨材の最大粒径は 20mm であり、加震に伴い圧壊して 20~40mm 程度の大きさまで小さくなった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、幾何学的相似則に基づき縮小した小型橋脚模型について考えてみると、仮に 1/6 にモデル化した場合、鉄筋カゴのあきは 22×22mm 程度となり、従来より用いられている最大粒径 13mm 程度の粗骨材では、簡単には鉄筋カゴから飛び出すことはできないことになる。そのため小型模型実験では、コアコンクリート破壊後の段階において、RC 橋脚の塑性変形性能を過大に評価する可能性が考えられる。

そこで本研究では、C1-5 実験を対象として、最大粗骨材寸法が 13mm、5mm の異なるコンクリートを用いて製作した 2 種類の小型 RC 橋脚模型に対する載荷実験を行い、両者の比較から、コンクリートの



写真-1 C1-5実験のセットアップ



写真-2 コアコンクリートの破壊状況

表-1 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			
4	372t	125%	軸方向鉄筋の座屈
5			コアコンクリートの圧壊

最大骨材寸法が地震動下での RC 橋脚の破壊特性や曲げ耐力へ与える影響を検討した。

2. C1-5橋脚模型の震動台実験の概要

C1-5 実験のセットアップを写真-1 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加震記録を入力地震動とした加震が行われ、上部構造質量、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。まず上部構造重量が 307t の状態で、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

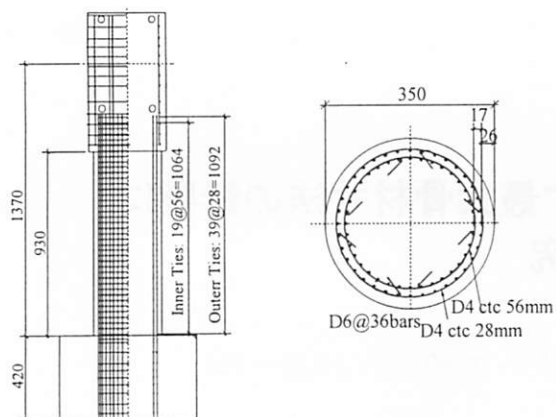


図-1 橋脚模型の配筋及び断面

表-2 材料特性

材料特性		S-1模型	S-2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
	引張強度	550.0N/mm ²	570.5N/mm ²
	弾性係数	180.1kN/mm ²	197.9kN/mm ²
	軸方向鉄筋比	2.34%	2.34%
帯鉄筋	降伏強度	422.9N/mm ²	411.4N/mm ²
	引張強度	598.1N/mm ²	597.0N/mm ²
	弾性係数	205.1kN/mm ²	214.1kN/mm ²
帯鉄筋体積比		0.87%	0.87%

回行われた。加震に伴う橋脚の損傷の進展状況を表-1に示す。5回目の加震中、コアコンクリートは圧壊したが、圧壊により細かく破碎したコアコンクリートが加震に伴い軸方向鉄筋及び帯鉄筋の隙間からまるで爆発したかのように噴出する様子が見られた(写真-2)。

3. 小型模型実験の概要

(1) 小型橋脚模型の製作

小型橋脚模型の配筋と寸法を図-1に示す。小型模型は前述のC1-5橋脚を幾何学的相似則に基づき、6/35倍に縮小して製作したものである。載荷点高さ1.37m、直径350mmである。ここで6/35倍としたのは、C1-5橋脚では軸方向鉄筋としてはD35が用いられていたのに対して、小型模型ではD6の異形鉄筋を軸方向鉄筋として用いることとしたためである。

小型模型実験では、骨材寸法の影響を検討するために従来より模型実験に用いてきた最大寸法13mmの粗骨材を使用した供試体を1体（以下、S-1模型）、粗骨材も縮小した供試体を1体（以下、S-2模型）の計2体を製作し実験を行った。ここで粗骨材の最大寸法は、幾何学的相似則に基づくと本来3.4mmとす

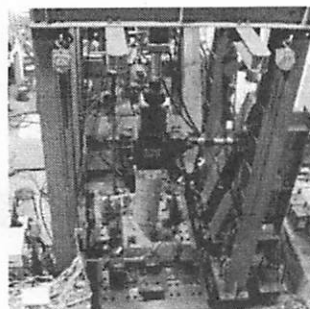
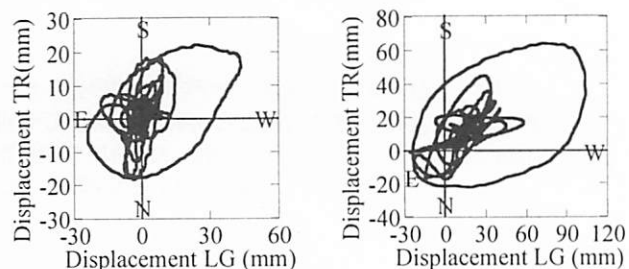
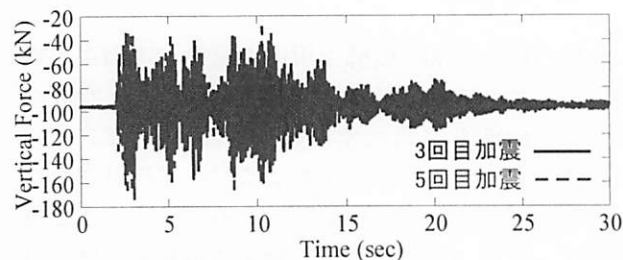


写真-3 縮小模型実験のセットアップ



(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

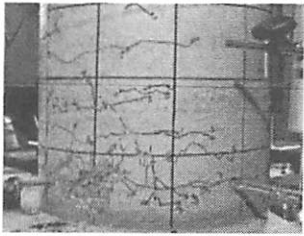
図-2 入力変位及び荷重 (3回目加震及び5回目加震)

表-3 橋脚上端における最大応答

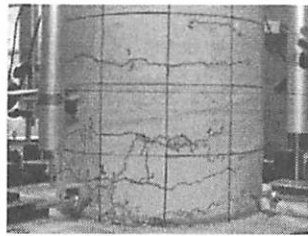
加震	最大変位(mm)	最大ドリフト(%)
1	15.5	1.1
2	23.0	1.7
3	46.9	3.4
4	93.3	6.8
5	114.0	8.3
6	114.0	8.3
7	142.5	10.4

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、S-2模型では入手可能な最も小さい5mmの粗骨材を使用することとした。小型模型の鉄筋カゴのあきは24×20mmであるため、これに対して5mmの粗骨材は十分に小さいと判断しこれを使用することとしたものである。

小型模型は、C1-5橋脚と同様に軸方向鉄筋を1段36本で2段配筋で設置した円形断面を有するRC橋脚模型であり、鉄筋の最小断面積に基づいて軸方向鉄筋比を求めると2.34%となる。帯鉄筋にはD4の異形鉄筋を外側に28mm、内側に56mmの間隔で設置した。帯鉄筋体積比は0.87%である。表-2にS-1模型及びS-

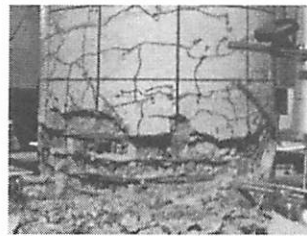


(a) S-1模型

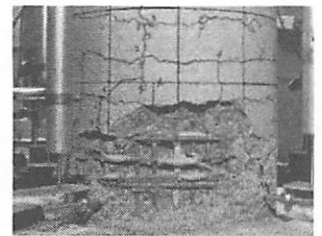


(b) S-2模型

写真-4 3回目加震後の損傷状況 (SW面)

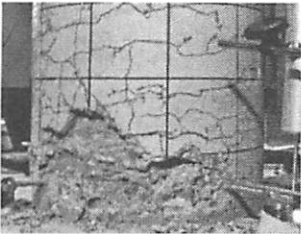


(a) S-1模型

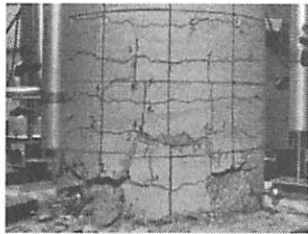


(b) S-2模型

写真-7 6回目加震後の損傷状況 (SW面)

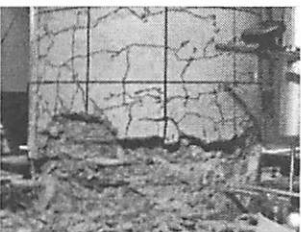


(a) S-1模型

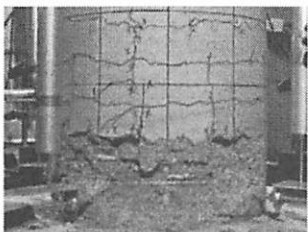


(b) S-2模型

写真-5 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-6 5回目加震後の損傷状況 (SW面)

2模型の材料特性を示す。S-1模型とS-2模型とで材料特性に大きな違いは見られない。

(2) 実験方法

小型模型実験のセットアップを写真-3に示す。小型模型実験には、C1-5実験の際に計測された橋桁の慣性力作用点における水平2方向の応答変位及び橋脚基部に作用した鉛直方向荷重を相似律に基づき縮小した値を、東工大の3次元載荷試験機を用いて、それぞれ変位制御、荷重制御により作用させた。実験ではC1-5実験に対応した5回の加震を行い、その後、さらに2回の加震を行った。一例として3回目及び5回目の入力変位及び荷重を図-2に、また各加震での2方向応答を合成した最大変位及びその際のドリフトを表-3に示す。実験では橋軸方向をEW、橋軸直角方向をNSとしている。5回目以降の載荷には、5回目加震と同じ条件で加震をもう一度行い（6回目加震）、その後、5回目加震の水平変位を1.25倍に増加させた載荷を1回（7回目加震）行った。

4. 小型模型実験結果とその比較

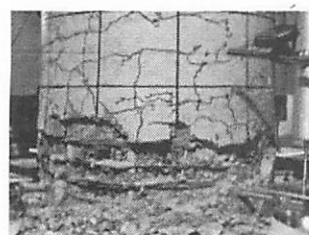
(1) 損傷の進展

1回目加震ではS-1、S-2模型共に曲げひび割れなどの損傷は生じていない。最大変位が生じた際、引張側になるNE面では軸方向鉄筋に3000 μ 程度の引張ひずみが生じ降伏している。2回目加震ではS-1、S-2模型共に橋脚の基部から50mm~150mmの高さを中心に全周に渡って曲げひび割れが生じた。この段階でS-1、S-2模型共に全周に渡って軸方向鉄筋が降伏しており、最大で8000 μ 程度の引張ひずみが生じている。

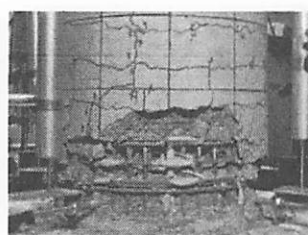
写真-4に3回目加震後の損傷状況を示す。最大変位時にドリフトが3.4%に達した段階においてS-1、S-2模型共に基部を中心に曲げひび割れが進展し、圧縮側では縦方向のひび割れも発生している。S-1模型では圧縮力が卓越するSW面において基部から50mmの高さでかぶりコンクリートの剥離が生じた。しかし表面が剥がれ落ちた程度であり、この段階では鉄筋はまだ露出してない。

その後4回目加震においては、さらに地震力を0.25倍増加させ、最大ドリフトは6.8%に達した。最大変位の生じる7秒付近でS-1模型では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剥落した（写真-5）。S-1模型ではSW面において基部から3段目、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。次の5回目加震の様子から、既に、S-1模型と同様にこの段階で帯鉄筋は露出し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S-1、S-2模型共に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（写真-6）。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かった。

6回目加震後の損傷状況を写真-7に示す。5回目加震と同様の入力条件で行った6回目加震ではS-1、S-2模型共にコアコンクリートが基部から120mmの範

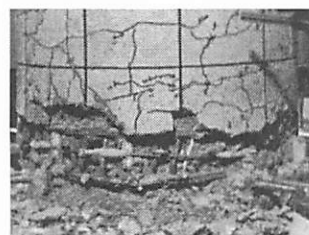


(a) S-1模型

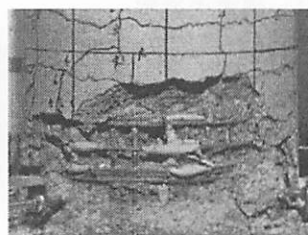


(b) S-2模型

写真-8 7回目加震後の損傷状況 (SW面)

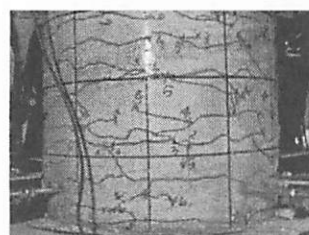


(a) S-1模型

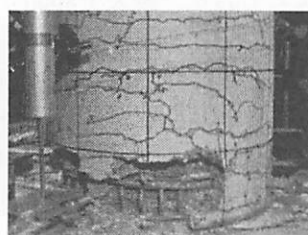


(b) S-2模型

写真-9 コアコンクリートの圧壊の様子



(a) S-1模型



(b) S-2模型

写真-10 7回目加震後の損傷状況 (NE面)

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模型共にC1-5実験の様なコアコンクリートが圧壊し、鉄筋カゴから砂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-8に示す。入力変位を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模型共に軸方向鉄筋の座屈及び破断が生じた。最大変位の生じた7秒付近の損傷状況を写真-9に示す。S-1模型では破壊したコアコンクリートが鉄筋カゴの中に残っているように見える。これに対して、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模型間では座屈の発生した高さが帯鉄筋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段目のすぐ下あたりに配置されたため、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、引張力の卓越するNE面を見ると、S-1模型では曲げひび割れが見られる程度の損傷であるが、S-2模型ではかぶりコンクリートが基部から

表-4 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		
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		
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面でも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出て来ている ・NE面ではかぶりコンクリートの剥落

100mmの高さにかけて剥落している (写真-10)。

表-4にS-1模型及びS-2模型の損傷の進展状況を示す。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、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加震に伴い進展している。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模型に比較して鉄筋カゴ内に圧壊したコアコンクリートが留まっているのに対して、S-2模型ではS-1模型に比較して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、コアコンクリートの破壊性状についても、C1-5実験で見られた爆発するような破壊は見られなかった。これは震動台実験と疑静的な応答載荷実験では、鉄筋カゴからの圧壊したコアコンクリートの飛び出す速度が違うためと考えられる。

(2) 耐力及びエネルギー吸収性能

図-3に各加震での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主応答方向での履歴を示す。ここで主応答方向とは各加震ごとに応答変位が最大となる方向であり、以降、主応答方向について結果を示す。各加震での履歴を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、顕著な違いはない。図-4に各加震における最大変位に相当するドリフトと曲げ耐力の関係を示す。S-1、S-2模型ではかぶりコンクリートの剥落が生じた4回目加震とその前の3回目加震の際に曲げ耐力は最大となり、その後損傷の進展に伴い耐力は低下していく。また、コアコンクリートの圧壊が生じた6回目加震においてS-1模型とS-2

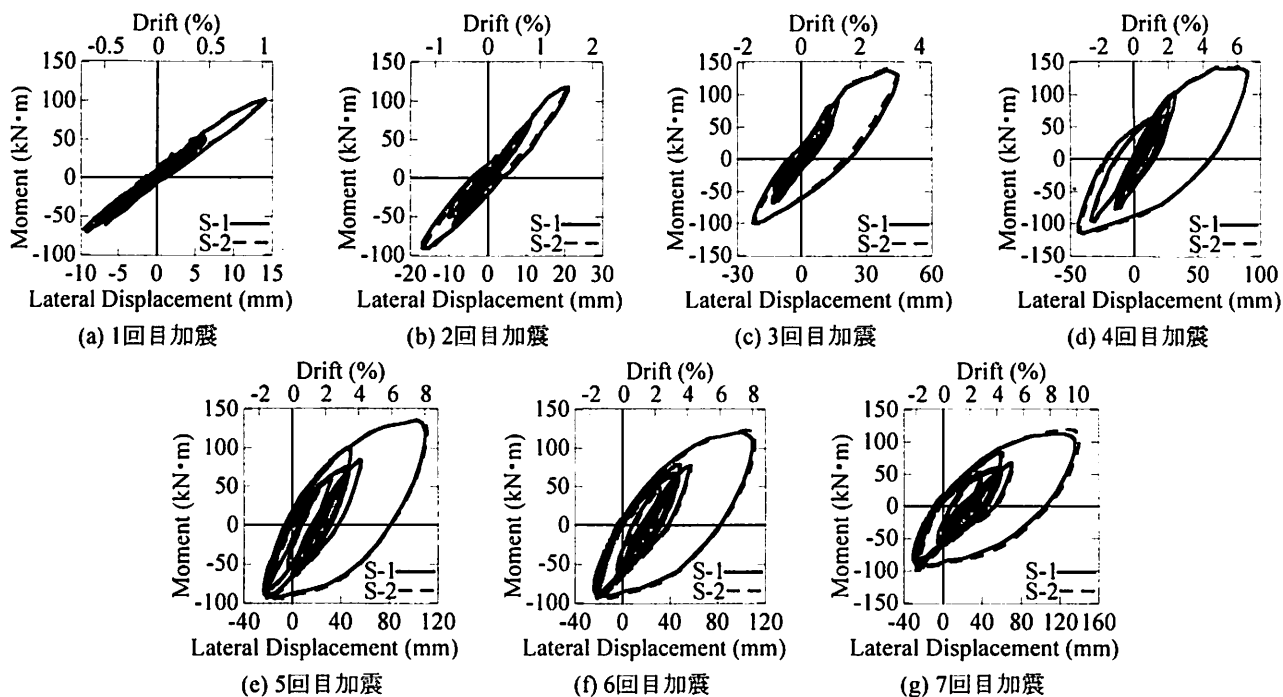


図-3 橋脚上端の水平変位-橋脚基部の曲げモーメント履歴

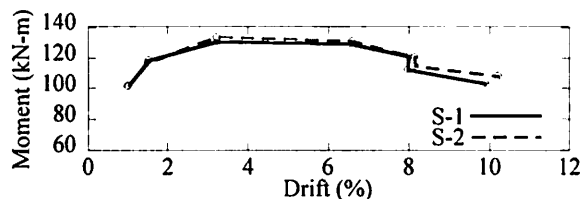


図-4 最大変位時の曲げモーメント

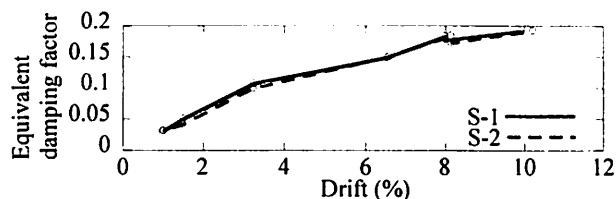


図-5 等価減衰定数

模型での履歴の傾向に違いは見られない。7回目加震では前述したようにSW面を中心にコアコンクリートの圧壊、S-2模型ではNE面のかぶりコンクリートの剥落が生じているが、S-1、S-2模型間で耐力に大きな違いは見られない。これは、橋脚の曲げ耐力は鉄筋の耐力に支配されており、鉄筋の最小断面積が同じであれば同程度の耐力を与えるためと考えられる。

図-5に各模型実験における等価減衰を示す。ここで示す等価減衰は、載荷履歴のうち、最大変位が生じる1サイクルを対象として算出した値である。等価減衰は損傷の進展にともない増加し、S-1、S-2模型で顕著な差は見られない。

(3) 鉄筋ひずみ

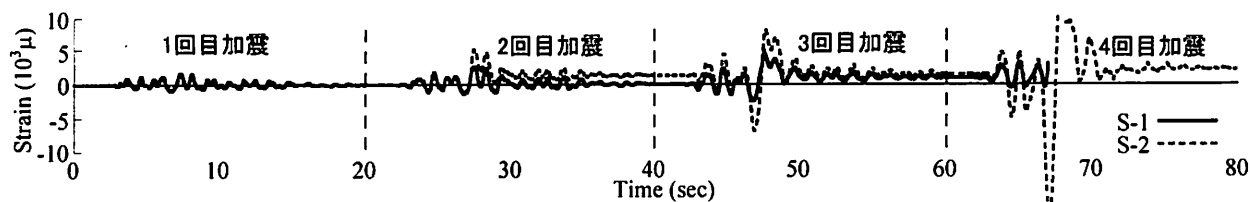
最大変位発生時に圧縮側になるSW面の外側軸方向鉄筋、内側軸方向鉄筋及びそれぞれに対応する帯鉄筋のひずみをそれぞれ図-6、図-7に、引張側になるNE面での軸方向鉄筋ひずみを図-8に示す。3回目加震までは、S-1模型とS-2模型で鉄筋ひずみに大きな違いは見られない。かぶりコンクリートの剥落の生じた4回目加震以降になると、圧縮側の内側軸方向鉄筋ではS-1模型で10,000 μ を超す大きな引張ひず

みが生じている。また、4回目加震以降の帯鉄筋を見ると、全体としてS-2模型で20,000 μ を上回る大きな引張ひずみが生じているが、S-1模型とS-2模型間には軸方向鉄筋の圧縮力に大きな違いは見られない。上述のように鉄筋ひずみにS-1模型とS-2模型とで違いがある。C1-5橋脚では最小で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に縮小したS-1、S-2模型では52mm間隔にひずみゲージを貼付している。防水被覆の幅を考えると、軸方向鉄筋はほとんどアンボンド状態になっており、小型模型におけるひずみの測定方法そのものにも問題を残していると考えられる。

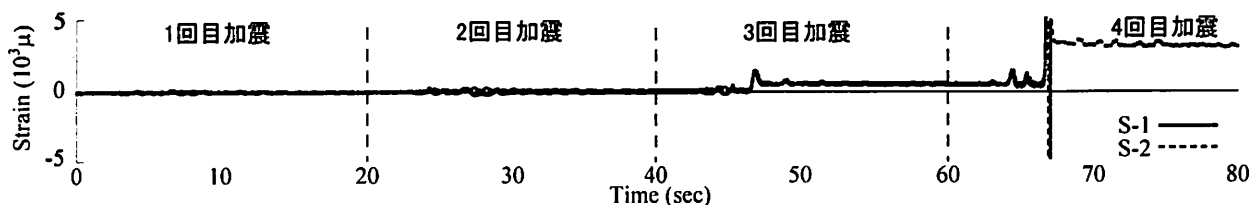
5. 結論

粗骨材の最大寸法が13mmと5mmの2種類の小型RC橋脚模型に対する載荷実験を行い、実験結果の比較に基づき、コンクリートの最大粗骨材寸法が曲げ塑性変形に与える影響について検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

(1) S-1模型と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

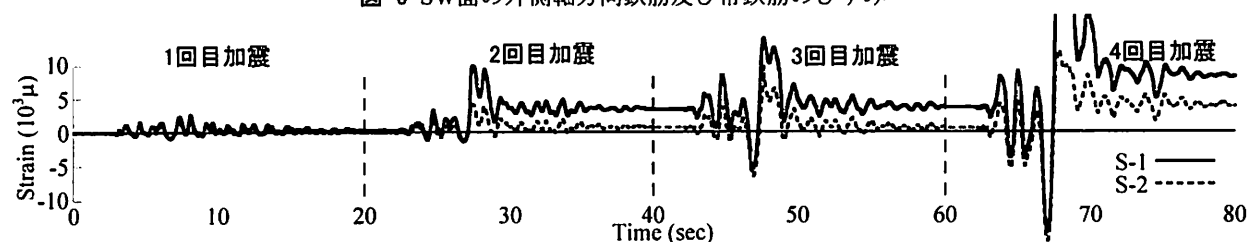


(a) 軸方向鉄筋ひずみ (基部から 52mm)

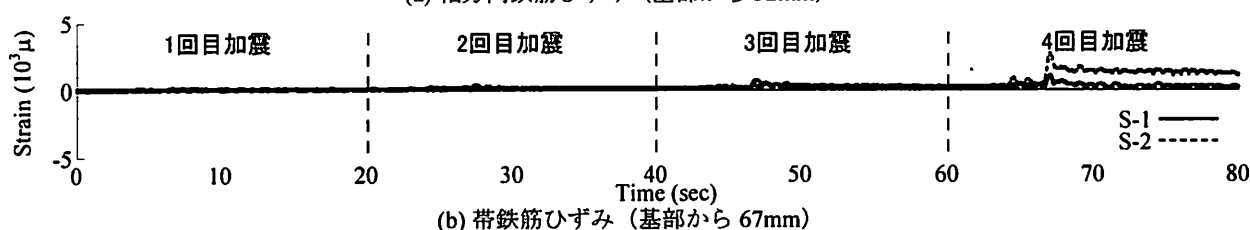


(b) 帯鉄筋ひずみ (基部から 67mm)

図-6 SW面の外側軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ



(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-7 SW面の内側軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

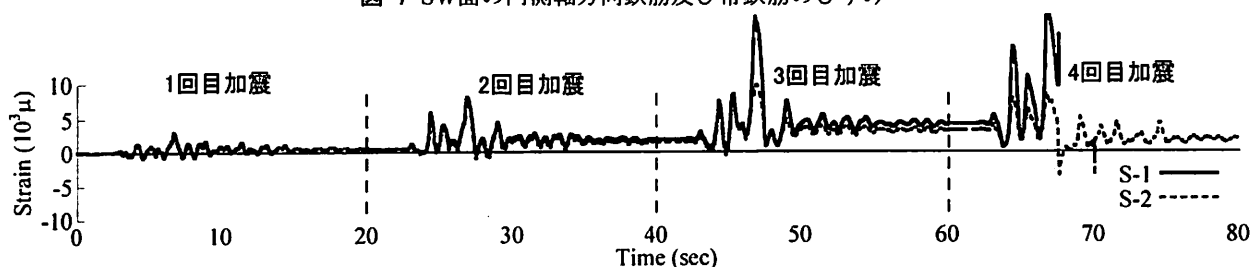


図-8 NE面の外側軸方向鉄筋ひずみ (基部から 104mm)

いが、7回目加震になるとS-1模型とS-2模型間でコアコンクリートの圧壊とその鉄筋カゴからはみ出しに違いが生じてくる。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が鉄筋カゴ内に留まるのに対して、5mmのS-2模型では鉄筋カゴからはみ出してくる。この点で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違いはあると考えられる。ただし、C1-5実験で見られたような圧壊したコアコンクリートが鉄筋かごから爆発するように飛び出す状況は本実験では認められなかった。これには載荷速度が影響しているためと考えられる。

(2) 曲げ耐力に及ぼす粗骨材の最大寸法の影響は顕著ではない。これは鉄筋の軸変形が橋脚模型の曲げ耐力に支配的であり、軸方向鉄筋が定められた位

置にある条件下では、同一の軸方向鉄筋を使用する限り、曲げ耐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、更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。

参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 邇上茂樹, 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.