

In-Core Shield工法の提案及び 応答載荷実験に基づくその有効性に関する研究

全 貴蓮¹・佐々木 智大²・太田 啓介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2-12-1）

²学生会員 工修 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（同上）

³学生会員 東京工業大学 工学部土木工学科（同上）

⁴フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

E-ディフェンスを用いて現在の耐震基準で設計された実大RC橋脚（以下、C1-5橋脚と呼ぶ）に対する震動実験では、設計地震動よりも大きな地震動を繰り返して受けると、塑性ヒンジ部において曲げ圧縮より圧壊したコアコンクリートが軸方向鉄筋及び帯鉄筋の隙間から逸脱することにより橋脚が終局状態を迎えることが明らかとなった^{1,2)}。写真-1に示すように圧壊してぼろぼろに砕けたコアコンクリートが鉄筋かごから爆発するように噴出する被害は、従来の小型模型実験では見られなかった現象である。

本研究では、破碎したコアコンクリートの逸脱を防止するため、鉄筋かごの内側にある程度の剛性と強度を有する膜状の部材（以下、インコアシールド（In-Core Shield）と呼ぶ）を配置する構造を提案し、In-Core Shieldとしてパンチングメタルを用いた橋脚（以下、ICS-PM橋脚と呼ぶ）とアラミド繊維シートを用いた橋脚（以下、ICS-AFS橋脚と呼ぶ）を対象に、In-Core Shieldの有効性を応答載荷実験により検討する。

2. 基本コンセプト

In-Core Shield橋脚は継続時間の長い断層近傍地震動や強い余震等、耐震基準に規定された設計地震動よりさらに強い地震動を受けた場合に、圧壊したコアコンクリートが鉄筋かごから噴出しないようにコアコンクリートを保護することを目的とするものである。鋼板巻き立て工法のように、橋脚の外周面に配置するためには、巻き立てる部材にはかなりの強度と剛性が要求されるが、軸方向鉄筋の内側に配置

するのであれば、鉄筋かごから圧壊したコアコンクリートが噴出することを防止できるだけの強度と剛性があればよい。鋼板巻き立て工法のように厚い鋼板³⁾は必要としない。

なお、In-Core Shieldの問題点は、軸方向鉄筋の内側に膜状の部材を配置するため、コアコンクリートに定着される帯鉄筋と干渉することである。これに対する対処方法としてはいろいろ考えられるが、ここでは、In-Core Shieldに対する初めての検討であることから、帯鉄筋が圧接されている状態を想定することとした。

また、In-Core Shieldのもう一つの問題点は、In-Core Shieldがコアコンクリートとかぶりコンクリートを隔離することから、かぶりコンクリートが剥離しやすくなる可能性があることとコンクリートの打設が面倒であるという点である。前者の問題に対しては、かぶりコンクリートが初期の段階で軸方向鉄筋の局部座屈を抑える効果があるという側面もあるが、かぶりコンクリートの主目的は鉄筋の腐食防止であり、耐震設計的には横拘束されていないかぶりコンクリートは必要部材ではないという点から、問題にならないと考えた。また、後者については、施工の手間は増大するが、コアコンクリート部分とかぶりコンクリート部分のコンクリート高さがほぼ同じになるようにコンクリートを打設すればよいと考えられる。

なお、In-Core Shieldに近いコンセプトとして、すでに内巻きスパイラル工法が開発されている⁴⁾。内巻きスパイラル工法では、塑性ヒンジ区間において、軸方向鉄筋の座屈長を長くすることにより軸方向鉄筋座屈後の鉄筋破断を生じにくくし、これにより急激な耐力低下を避けることを目的とするものである。このため、外巻き帯鉄筋を直角フックにより定着す

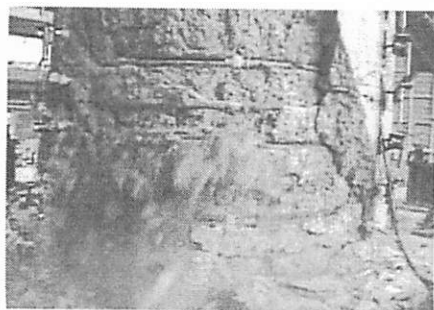


写真-1 C1-5 橋脚の損傷状況

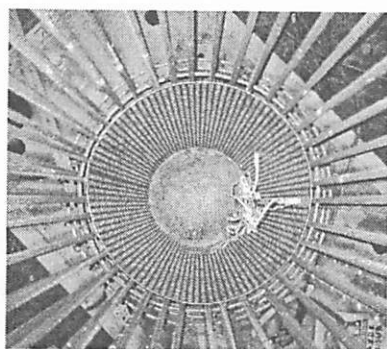


写真-2 In-core Shieldの設置方法
(パンチングメタルの場合)

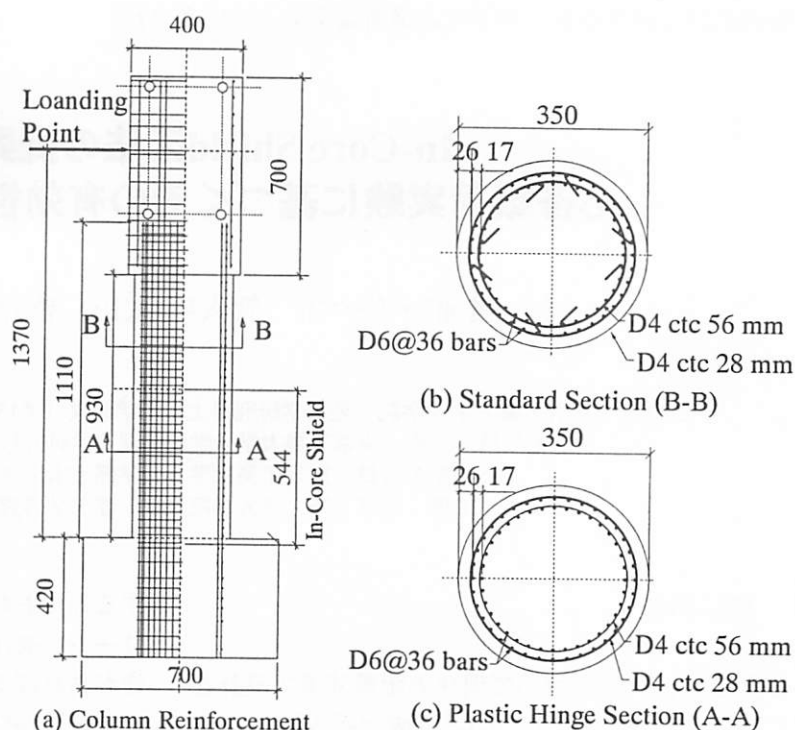


図-1 実験供試体

るが、外巻き帯鉄筋のフックがはずれた後においても、横拘束が失われ、曲げ耐力や座屈性能が低下しないように内巻きスパイラル帯鉄筋により、コアコンクリートを拘束している。コアコンクリートを内巻きスパイラル筋により拘束する点は、今回提案するIn-Core Shield工法の軸方向鉄筋の内側に横拘束する部材を入れる点と共通点があるが、圧壊したコアコンクリートの鉄筋かごからの噴出を防止することを主目的としているわけではない。

3. 実験に用いた模型橋脚及び載荷方法

(1) 模型橋脚

橋脚の模型化に際しては、C1-5橋脚をプロットタイプと考え、この6/35の縮小模型を製作することとした。このため、模型橋脚は直径が350 mmの円形断面を有し、橋脚基部から水平力作用点までの高さ(有効高さ)は1370 mmとした。図-1に模型橋脚の配筋及び断面を示す。ICS-PM橋脚とICS-AFS橋脚に各1体、計2体の模型を製作した。表-1にC1-5橋脚とこれを6/35に縮小した模型橋脚の諸元を比較したものである。軸方向鉄筋としては径6 mmのSD345を2段で計72本配置し、帯鉄筋としては4 mmのSD295を外側には28 mm間隔で、内側には56 mm間隔で設置した。In-Core Shieldは橋脚径Dの1.5倍の区間に設置することとしたが、この区間では帯鉄筋を圧接しフ

ックを用いず定着することにした。1.5D区間以外の柱部では135度曲がりフックにより帯鉄筋を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の厚さは26 mmであり、せん断支間比は4.60である。C1-5橋脚の粗骨材の最大寸法は20 mmであるが、これを6/35に縮小すると3.4 mmとなる。このような骨材の入手は難しいことから、ここでは最大寸法5 mmの7号碎石を用いることにした。

In-Core Shield材料としては、安価で施工し安く、さらに耐久性に問題のない材料を選択することが重要である。いろいろな材料が考えられるが、ここでは、In-Core Shieldの材料としてパンチングメタルと2方向アラミド繊維シートを使用することとした。表-2には使用材料の特性を示す。7号碎石を用いたコアコンクリートから圧縮後にパンチングメタルから外側に飛び出さないようにパンチングメタルの穴の大きさは5 mmとした。写真-2にパンチングメタルの設置状況を示す。アラミド繊維シートも同様に、内側軸方向鉄筋に結束線で上下方向で4カ所、周方向で4カ所固定した。In-Core Shieldがあるため、コアコンクリートとかぶりコンクリートに分けてコンクリートを打設した。

(2) 載荷方法及び加震ケース

東京工業大学の耐震実験施設を用いて載荷実験を

表-1 6/35に縮小した模型橋脚の諸元

Properties		A: In-Core Shield Column	B: C1-5 Column	$\alpha = A/(B \times 6/35)$ $\beta = A/B$
Column	Height (mm)	1630	7500	-----
	Effective Height(mm)	1370	8000	$\alpha = 1.00$
	Diameter (mm)	$6/35 \times 2000 = 342 \rightarrow 350$	2000	$\alpha = 1.02$
	Shear Span Ratio	4.60	4.71	$\beta = 0.98$
Longitudinal Bars	Diameter (mm)	6-SD345	35-SD345	$\alpha = 1.00$
	Number	2@36	2@36	$\beta = 1.00$
	Elastic Modulus (Gpa)	180	189	-----
	Yield Strength (MPa)	379	364	-----
	Tension Strength (MPa)	550	562	-----
	Longitudinal Reinforcement Ratio	2.37%	2.19%	$\beta = 1.08$
Tie Bars	Diameter (mm)	$6/35 \times 22 = 3.77 \rightarrow 4$	22	$\alpha = 1.06$
	Spacing	$6/35 \times 150 = 25.7 \rightarrow 28$	150	$\alpha = 1.09$
	Elastic Modulus (Gpa)	203	186	-----
	Yield Strength (MPa)	430	382	-----
	Tension Strength (MPa)	603	555	-----
	Volumetric tie reinforcement Ratio	0.92%	0.92%	$\beta = 1.00$
Concrete	Design Concrete Strength (MPa)	27.0	27.0	$\beta = 1.00$
	Elastic Modulus (Gpa)	ICS-PM: 27.4, ICS-AFS: 27.3	27.6	-----
	Compression Strength (MPa)	ICS-PM: 30.1, ICS-AFS: 29.3	32.2	-----
	Maximum Aggregate Size (mm)	$6/35 \times 20 = 3.4 \rightarrow 5$	20	$\alpha = 1.47$
	Tie Bars Spacing/Aggregate Size	5.6	7.5	$\beta = 1.34$

行った。写真-3は模型橋脚の設置状況を示す。表-3に示すように、C1-5橋脚の震動実験では、上部構造質量を307 t (100%)として兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された地震動を動的相互作用効果を考慮して80%に縮小した地震動（以下、100%地震入力と呼ぶ）で2回加震(C1-5(1)-1, C1-5(1)-2)後に、上部構造質量を372 t (125%)に増加させて100%加震を1回(C1-5(2))、さらに入力強度を25%増加させて2回の加震(C1-5(3)-1, C1-5(3)-2)が行われている。C1-5橋脚の橋軸方向の有効高さ（橋脚基部から8 m）における水平2成分の応答変位を6/35に縮小し、模型橋脚の載荷では、これを2台の水平方向動的アクチュエーターにより変位制御で縮小模型の有効高さ位置に作用させた。また、上下方向について、C1-5震動実験においてロードセルにより支承位置で計測された桁からC1-5橋脚への作用力を $(6/35)^2$ に縮小して上下方向アクチュエーターにより荷重制御で模型橋脚に作用させた。

以下、このような載荷方式を応答載荷と呼ぶ。実験施設の制限によりリアルタイムで応答載荷することができなかったため、応答載荷実験では、C1-5震動実験の1/10の速度で水平2成分の変位及び上下方向力を作用させることとした。上部構造質量や橋脚質

表-2 In-Core Shieldの材料特性

Punching Metal		Aramid Fiber Sheet	
Material	SS400	Tension Strength	2,000 MPa
Thickness	0.8 mm	Elastic Modulus	1.2×10^5 MPa
Mesh Size	5 mm	Rupture Strain	2%

量に作用する慣性力の結果として、C1-5橋脚の橋軸方向の有効高さ位置に生じた応答変位を変位制御で模型橋脚に作用させていることから、応答載荷実験では、C1-5橋脚の応答が模型橋脚に再現できている。

応答載荷実験における加震の順番や上部構造質量の変化は上述したC1-5震動実験の場合と同様に、C1-5S(1)-1, C1-5S(1)-2, C1-5S(2), C1-5S(3)-1, C1-5S(3)-2の5回の他、125%質量で125%加震を1回(C1-5S(3)-3), 125%質量で125×125%加震を2回(C1-5S(4)-1, C1-5S(4)-2)の計8回の加震を行った。

4. In-Core Shieldを用いた模型橋脚の損傷状況

(1) C1-5S(1)-1及びC1-5S(1)-2加震

C1-5S(1)-1加震では、ICS-PM, ICS-AFSともに引張側鉄筋が降伏しただけで、橋脚には損傷は生じなかった。C1-5S(1)-2加震になると、ICS-PMではW～E面

表-3 加振ケース

	In-Core Shield Column		C1-5 Column		
Excitation	Intensity of lateral displacements	Intensity of vertical force	Excitation	Mass of the deck	Intensity of excitation
C1-5S(1)-1	$5/35 \times C1-5(1)-1$	$(6/35)^2 \times C1-5(1)-1$	C1-5(1)-1	307t	100%
C1-5S(1)-2	$5/35 \times C1-5(1)-2$	$(6/35)^2 \times C1-5(1)-2$	C1-5(1)-2		
C1-5S(2)	$5/35 \times C1-5(2)$	$(6/35)^2 \times C1-5(2)$	C1-5(2)	372t	125%
C1-5S(3)-1	$5/35 \times C1-5(3)-1$	$(6/35)^2 \times C1-5(3)-1$	C1-5(3)-1		
C1-5S(3)-2	$5/35 \times C1-5(3)-2$	$(6/35)^2 \times C1-5(3)-2$	C1-5(3)-2		
C1-5S(3)-3	$5/35 \times C1-5(3)-2$	C1-5S(3)-2	-----		
C1-5S(4)-1	$125\% \times C1-5S(3)-2$	C1-5S(3)-2			
C1-5S(4)-2	$125\% \times C1-5S(3)-2$	C1-5S(3)-2			

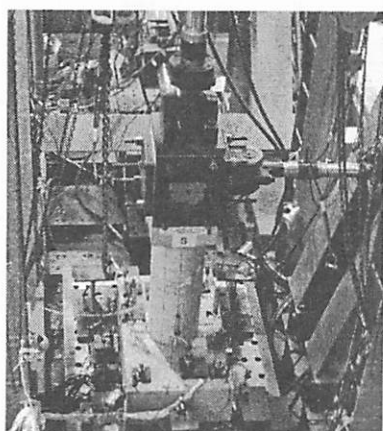


写真-3 模型橋脚の設置状況

にわたって基部から200mmの範囲で、また、ICS-AFSではW～SW面にわたって基部から約120mm範囲で、それぞれ、かぶりコンクリートにひび割れが生じた。

図-2は応答変位が大きいSW面における基部から104mm高さにおける外側軸方向鉄筋のひずみ、及び、これに近い93mm高さにおける外側帯鉄筋のひずみを示している。なお、ここには、後述するC1-5S(2)及びC1-5S(3)-1加震に対する結果も示している。軸方向鉄筋や帯鉄筋のひずみはICS-PM、ICS-AFS間でそれほど変わらない。ICS-PMを例にとると、引張側及び圧縮側の軸方向鉄筋の最大ひずみはC1-5S(1)-1加震では、それぞれ1680 μ 、936 μ であるのに対して、C1-5S(1)-2加震では、それぞれ7760 μ 、1350 μ と、同じ強度の加震を2回続けてもひずみはかなり増加する。同じくICS-PMを例にとると、帯鉄筋ひずみの最大値（引張側）もC1-5S(1)-1加震では約300 μ であるのに対して、C1-5S(1)-2加震は約500 μ といずれもまだ弾性範囲ではあるが、加震を繰り返すことによって大きくなっている。

(2) C1-5S(2)加震

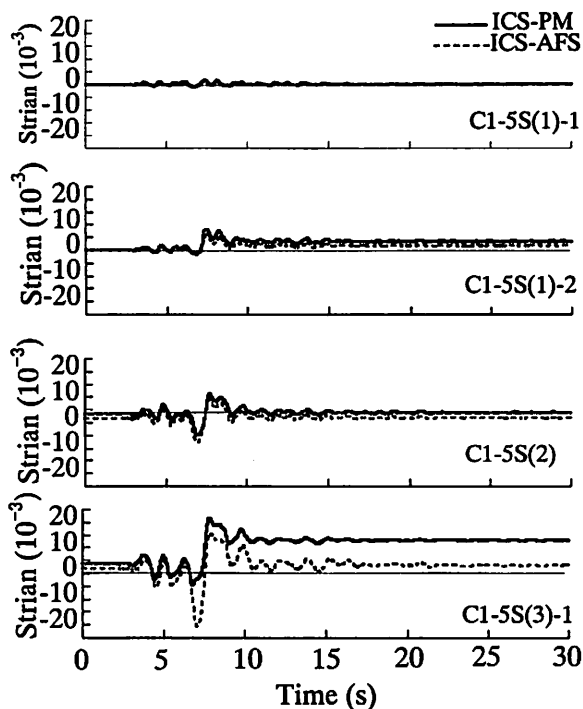
C1-5S(2)加震では、ICS-PM、ICS-AFSともに橋脚の全周に渡り基部から300mmの範囲でひび割れが生じ、かぶりコンクリートが剥離し始めた。特にICS-PMではW～S面にかけて基部から50mmの範囲でかぶりコンクリートの剥離が著しく、多数の縦ひび割れも生じた。一方、ICS-AFSではW～S面にかけてかぶりコンクリートが剥離始め、少数の縦ひび割れが生じたが、かぶりコンクリートはまだ剥落し始めてない。

図-2によれば、C1-5S(2)加震になるとICS-AFSの方がICS-PMよりも軸方向鉄筋ひずみは引張側では小さいが、圧縮側では大きくなる傾向が現れ始める。軸方向鉄筋の最大圧縮ひずみは、ICS-AFSでは8070 μ であるのに対して、ICS-PMでは5290 μ である。帯鉄筋ひずみはICS-PM、ICS-AFSではそれほど大きな差は生じておらず、いずれも約1500 μ とまだ降伏していない。

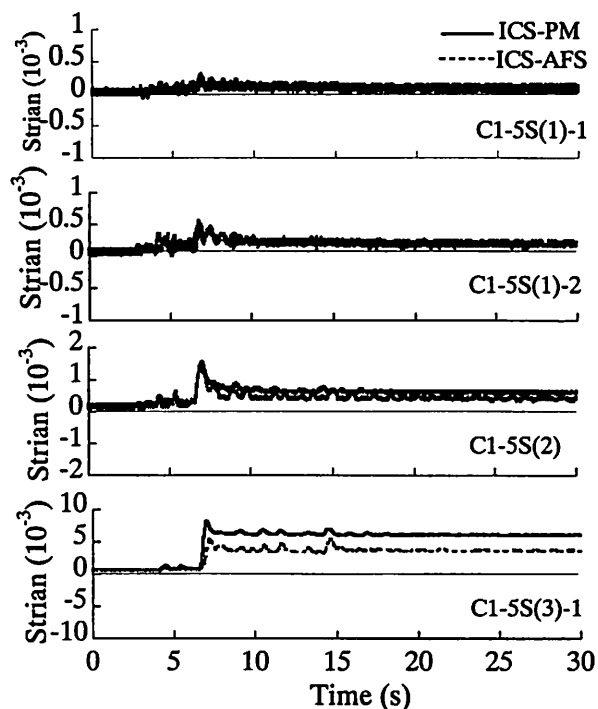
(3) C1-5S(3)-1～C1-5S(3)-3加震

図-3及び図-4にC1-5S(3)-1、C1-5S(3)-2、C1-5S(3)-3加震後のそれぞれ、ICS-PM、ICS-AFSの損傷を示す。C1-5S(3)-1加震においては、ICS-PMでは基部から150mmの範囲で、また、ICS-AFSでは基部から50mmの範囲で、それぞれW～S面にかけてかぶりコンクリートがブロック状に剥落した。かぶりコンクリートの剥落はICS-PMの方が著しく、ICS-PMでは基部から65mm、93mm、121mm高さの3箇所において3本の外側帯鉄筋が露出したのに対し、ICS-AFSでは基部から65mm高さに位置する1本の外側帯鉄筋がS面で露出した。

C1-5S(3)-1加震までは、かぶりコンクリートの剥落や外側帯鉄筋の露出から判断するとICS-PMの方がICS-AFSより損傷が大きい、C1-5S(3)-2加震以



(a) 外側軸方向鉄筋ひずみ (高さ 104mm)



(b) 外側帯鉄筋ひずみ (高さ 93mm)

図-2 軸方向鉄筋及び帯鉄筋の損傷の進展 (SW面)

降になるとICS-AFSの方がICS-PMよりも損傷が大きくなる。すなわち、C1-5S(3)-2加震においてはICS-PMではC1-5S(3)-1加震で露出した3本の外側帯鉄筋に加えて、基部から37mm高さに位置する外側帯鉄筋が新たに露出し、SW面の外側軸方向鉄筋が2本座屈した。これに対して、ICS-AFSではC1-5S(3)-1加震で露出した1本の外側帯鉄筋に加えて、基部から37mm、93mm、121mmの3本の外側帯鉄筋が新たに露出し、8本の外側軸方向鉄筋が座屈した。また、写真-4に示すように、SW面基部から50mm～100mmの範囲で外側及び内側帯鉄筋間のコンクリートが剥落した。特にICS-PMに比較してICS-AFSの方がより奥まで損傷が進展した。その後、C1-5S(3)-3加震においては、ICS-PMでは新たに5本の外側軸方向鉄筋が座屈し、2本の外側帯鉄筋が露出すると同時に、パンチングメタルと外側帯鉄筋間に位置するコンクリートが圧壊し、ぼろぼろ落下した。ICS-AFSではこの区間のコンクリートの圧壊がさらに進み、アラミド繊維シートがW面で露出するようになった。また、ICS-AFSでは新たに6本の外側軸方向鉄筋及び5本の内側軸方向鉄筋が座屈し、W面では基部から93mm高さの外側帯鉄筋が1本破断した。なお、写真-4にはC1-5(3)-2加震後のC1-5橋脚の損傷も比較のために示している。これによれば、C1-5橋脚では、最外縁鉄筋位置から400mm程度、すなわち、コアコ

ンクリートの最外縁から265mm程度までコアコンクリートは圧壊して、完全に逸散していた。これは、模型橋脚に換算すると、約45mmの深さとなる。

C1-5S(3)-2加震以降では、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみが測定できなかったため、図-2ではC1-5S(3)-1加震の結果だけを示している。これによれば、軸方向鉄筋の最大ひずみはICS-PMにおいては、引張側で 21500μ とC1-5S(2)加震の場合 (11100μ) に比較して1.94倍に増加しているが、圧縮側では 4590μ とC1-5S(2)加震の場合 (5290μ) よりも小さくなっている。これに対して、ICS-AFSにおいては、C1-5S(2)加震 (8070μ) に比較して圧縮側の軸方向鉄筋の最大ひずみが 20800μ と大きく増加している。これは圧縮側においてコンクリートが大きく圧縮したことを示しており、上述したかぶりコンクリートの剥落や外側帯鉄筋の露出から判断した場合はICS-PMの方がICS-AFSよりも損傷が大きかったが、コンクリートの圧壊という点ではICS-AFSの損傷も決して小さなものではないことを示している。ただし、帯鉄筋に生じる最大ひずみはICS-PMでは 8150μ であるのに対して、ICS-AFSでは 5390μ とICS-PMほど大きくない。

(4) C1-5S(4)-1及びC1-5S(4)-2加震

C1-5S(4)-1及びC1-5S(4)-2加震においては、ICS-

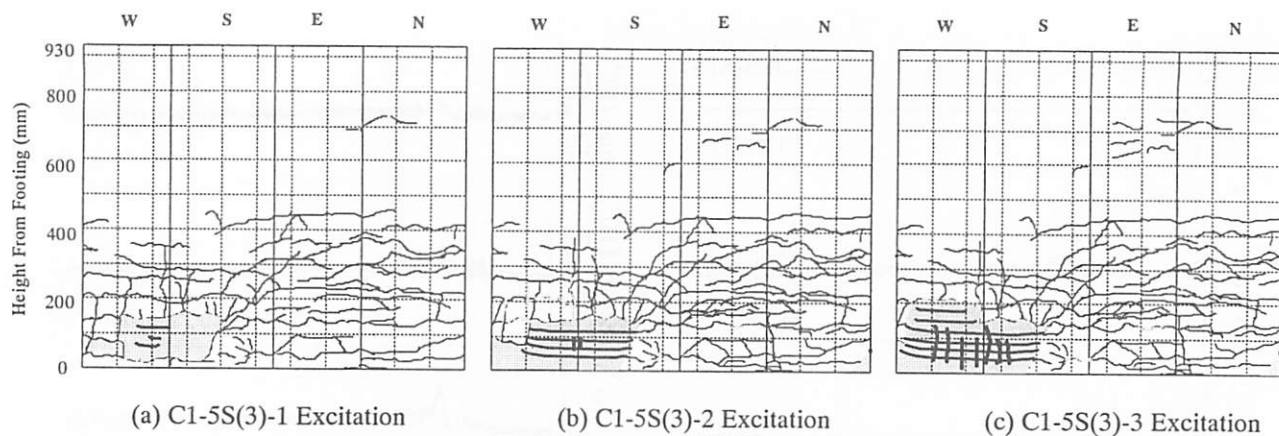


図-3 ICS-PMの損傷状況

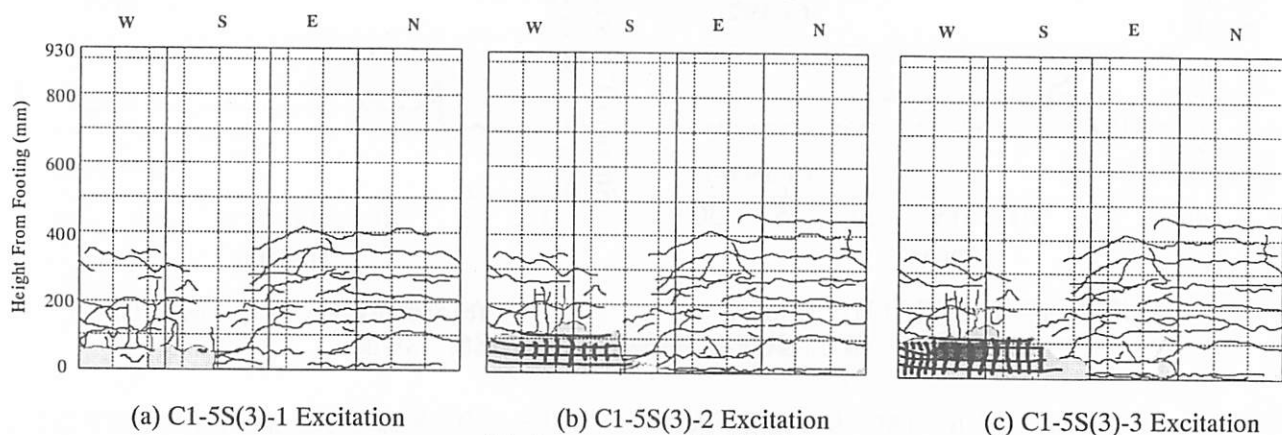
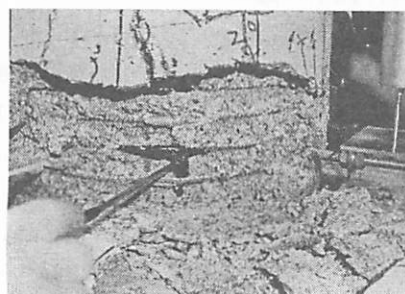
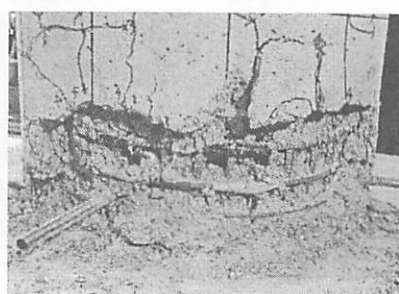


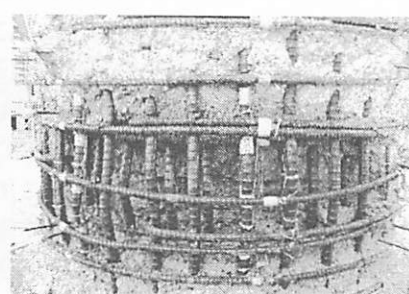
図-4 ICS-AFSの損傷状況



(1) ICS-PM橋脚



(2) ICS-AFS橋脚



(3) C1-5橋脚

写真-4 C1-5S(3)-2加振後の橋脚の損傷状況

PMに比較してICS-AFSの損傷がより著しく進展し、加震終了後には、ICS-PMでは外側軸方向鉄筋3本、内側軸方向鉄筋7本、外側帯鉄筋1本が破断したのに対し、ICS-AFSでは外側軸方向鉄筋8本、内側軸方向鉄筋8本、W面とE面で帯鉄筋計2本が破断した。このようにC1-5S(3)-2加震以降、ICS-PMよりICS-AFSの方が損傷の進展が著しくなったのは、パンチングメタルとアラミド繊維シートの剛性の違いによると考えられる。より変形追従性に優れるアラミド繊維シートでは、コアコンクリートの損傷をパンチングメタル程には拘束できず、この結果より多くの軸方向鉄筋や帯鉄筋の破断が生じたと考えられる。

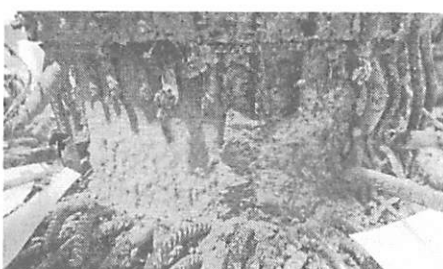
(5) 最終的なIn-Core Shieldの損傷状況

写真-5に8ケースの加震終了後のパンチングメタルとアラミド繊維シートの損傷状況を示す。パンチングメタルには基部から104mmの高さでほぼ全周にわたって高さ20mm程度の面外局部座屈が生じていた。これに対して、変形追従性がより高いアラミド繊維シートでは目立った損傷は生じていない。

写真-6は、パンチングメタルやアラミド繊維シートを部分的に撤去した後のコアコンクリートの損傷状況を示したものである。全周にわたって調査した訳ではないが、ICS-PMではSWW面に、ICS-AFSではS面にそれぞれ、最外縁から約10mm程度の深さま



(a) パンチングメタル



(b) アラミド繊維シート

写真-5 全加震終了後のIn-Core Shieldの損傷状況



(a) ICS-PM橋脚



(b) ICS-AFS橋脚

写真-6 全加震終了後のコアコンクリートの損傷状況

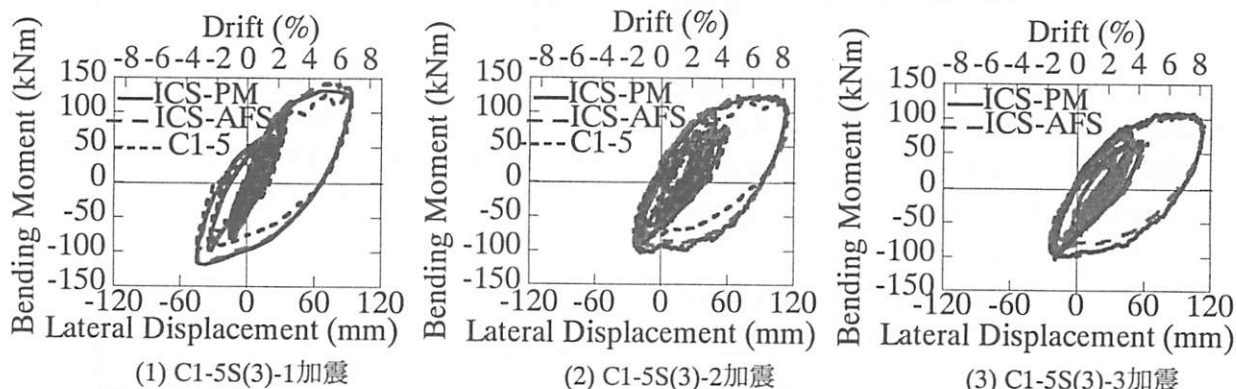


図-5 橋脚基部に作用する曲げモーメント～橋脚上端の水平変位の履歴（主応答方向）

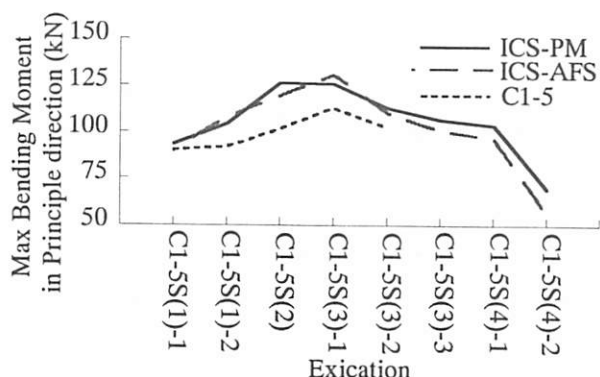


図-6 加振ごとの平均最大曲げモーメント

で圧壊したコアコンクリートが指先までほじくれる程度の損傷になっていた。しかしながら、圧壊したコアコンクリートがC1-5橋脚のように鉄筋かごから逸散することなく、この意味において、今回開発したIn-Core Shield橋脚はコアコンクリートの耐力低下を防止し、変形性能を最後まで確保するために有

効であると考えられる。

5. In-Core Shield橋脚の曲げ耐力

図-5に主応答方向の有効高さにおける橋脚の水平変位と橋脚基部の曲げモーメントの履歴を示す。C1-5橋脚の応答も相似則に基づいて応答変位については $5/36$ 倍、曲げモーメントについては $(5/36)^3$ 倍にして模型橋脚相当にした値を比較のため示す。ここで、主応答方向とはC1-5加震実験で応答変位が卓越する方向であり、橋軸方向と主応答方向のなす角を主応答角度 θ_p と定義すると、C1-5(1)-1, C1-5(1)-2, C1-5(2), C1-5(3)-1, C1-5(3)-2加震に対して、それぞれ、196.0度、192.3度、203.1度、206.6度、211.3度となる。図-5においてはこの主応答方向に対して、次式により主応答方向の応答変位 u_p 及び橋脚基部

の曲げモーメント M_p を求めている。

$$u_p = u_{LG} \cos \theta_p + u_{TR} \sin \theta_p \quad (1)$$

$$M_p = M_{LG} \cos \theta_p + M_{TR} \sin \theta_p \quad (2)$$

ここで、 u_{LG} 、 u_{TR} はそれぞれ橋軸及び橋軸直角方向の応答変位、 M_{LG} 、 M_{TR} はそれぞれ橋軸及び橋軸直角方向の曲げモーメントである。図-5によれば、ICS-PMとICS-AFSは比較良く似た特性を有しているが、C1-5橋脚の曲げ耐力はこれよりも小さくなっている。正側と負側での最大曲げモーメントの平均で評価すると、図-6のようになる。まず、平均最大曲げモーメントはICS-PMとICS-AFSで比較すると、C1-5S(3)-2までの加震ではほぼ同程度であるが、これ以降の加震になると、ICS-PMの方がICS-AFSよりも多くなる。これは、前述したようにC1-5S(3)-1加震までの段階ではかぶりコンクリートの剥離や外側帯鉄筋の露出についてはICS-PMの方がICS-AFSよりも大きく、軸方向の圧縮ひずみについてはICS-AFSの方がICS-PMよりも大きいことから見て、ICS-PMとICS-AFSの損傷がほぼ同程度であったと判断されることを反映していると考えられる。一方、C1-5S(3)-2以降の加震になると、軸方向鉄筋の座屈や破断等、パンチングメタルとアラミド繊維シートとの剛性の違いにより、ICS-AFSの方がICS-PMより損傷の進展が著しく、この結果から上述のようになったと考えられる。

興味深いのは、C1-5橋脚の曲げ耐力との比較である。図-5や図-6によれば、C1-5橋脚の方がICS-PM、ICS-AFSよりも曲げ耐力が低くなっている。この違いに寄与する要因としては、In-Core Shieldの有効性と同時に寸法効果の影響も含まれているため、両者を分離しないと単純にはIn-Core Shieldの有効性がどの程度であったかを知ることはできない。しかしながら、前述したように、C1-5(3)-2加震後には模型橋脚に換算すると、C1-5橋脚では最外縁コアコンクリート位置から45mmの深さまでコアコンクリートが圧壊して逸散したことを考慮すると、C1-5橋脚の方がC1-5S(3)-2加震後のICS-PM、ICS-AFSよりもはるかにコアコンクリートの損傷が著しい。このようなことから見て、In-Core Shieldの効果はあると考えられる。

6. 結論

本研究では圧壊したコアコンクリートの逸散防止のため鉄筋かごの内側にIn-Core Shieldとしてパンチングメタルとアラミド繊維シートを設置した新型橋脚を提案し、C1-5橋脚の震動実験を再現した5回の加震と、その後さらに3回の加震を加えた8回の応答

載荷実験に基づいてその有効性を検討した。本研究により得られた結論をまとめると以下になる。

1) パンチングメタルとアラミド繊維シートのいずれをIn-Core Shieldとして使用した場合にも、コアコンクリートの逸散防止効果が発揮され、C1-5橋脚のように曲げ圧壊し、破砕したコアコンクリートが鉄筋かごから逸散する現象を防止することができた。あることがわかった。

2) 軸方向鉄筋や帯鉄筋の破断本数で比較すると、ICS-AFSの方がICS-PMよりも多く、この結果曲げ復元力はC1-5S(3)-2載荷以降になるとICS-AFSの方がICS-PMよりも低下が著しくなる。これは、パンチングメタルの方がアラミド繊維シートよりも剛性が高く、コアコンクリートに対する拘束度が相対的に高いためと考えられる。

3) C1-5橋脚の曲げ復元力と比較すると、ICS-PMやICS-AFSの方が復元力は大きい。復元力に及ぼす寸法効果の影響を分離しないと、どれだけIn-Core Shieldの効果があるかは明らかではないが、上述の1)の損傷状況から見て、In-Core Shieldの効果はあると考えられる。

4) In-Core Shieldの適用性を高めるためには、In-Core Shieldの材質、帯鉄筋の定着との干渉、かぶりコンクリートの打設方法に関し、さらに検討していく必要がある。

謝辞：本研究に際しては、東京工業大学川島研究室の松崎裕、Richelle Zafra、黄思佳、熊谷祐二、王靖、市川翔太の各氏に実験にご支援を頂いた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Kawashima, K., Sasaki, T., Ukon, H. and Kajiwar, K.: Shake Table Experiment on RC Bridge Columns Using E-Defense, Proc. 1st International Conference on Computational Technologies in Concrete Structures, [1], 1343-1361, Jeju, Korea, 2009.
- 3) 前田友章、岡本 大、谷村幸裕：鋼板巻立て補強した鉄筋コンクリート柱の変形性能算定手法、コンクリート工学年次論文集、Vol. 31, No.2, pp.1087-1092, 2009.
- 4) 石橋忠良、菅野貴浩、木野淳一、小林 薫、小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験、土木学会論文集、No. 795/V-68, pp. 95-110, 2005.