

# 論文 鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究

菊田 繁美\*1・三輪 明広\*2・中原 理輝\*3・向井 幸一\*4

**要旨:** 鉄筋コンクリート造耐震壁または鉄骨ブレースを増設する耐震補強において、既存柱・梁と増設部材の接合材としてあと施工アンカーに替えて鋼管をコッターとして用いる耐震補強工法を考案した。本工法は、耐震補強工事で問題となる振動・騒音・粉塵の発生を抑え、居たままでの耐震補強工事を可能とする工法である。本論は、鋼管のコッターとしての力学的機能について検討したものであり、接合部の要素実験を基に鋼管のせん断抵抗機構を定式化し、鉄筋コンクリート造耐震壁および枠付き鉄骨ブレースにより増設補強した架構実験を基に増設補強骨組みの終局耐力を適切に評価できることを示した。

**キーワード:** 鋼管コッター, 耐震補強, せん断抵抗機構, 終局耐力

## 1. はじめに

既存建物の耐震補強工事において、工事に伴って発生する振動・騒音・粉塵を抑えて、居たままでの施工を可能とする工法が要望されている。耐震補強工事の中でも、特に振動・騒音・粉塵が多量に発生するあと施工アンカー工事に替わる工法を考案した。既存建物躯体と増設耐震要素間のせん断力伝達に鋼管を用いるもので、鋼管コッター工法と称するものである。鋼管コッター工法は図-1に示すように、既存の柱および梁部材の被りコンクリートに掘り込んだ円形溝に、鋼管を差し込むことによりせん断力伝達コッターとするものである。円形溝掘削にはコアドリルを用いるため、騒音・振動・粉塵発生が軽減される。鋼管コッターを用いて、増設枠付き鉄骨ブレースと既存躯体を一体化した施工状況を写真-1に示す。

本研究は、接合部の要素実験を基に鋼管コッターのせん断抵抗機構の定式化を試み、鉄筋コンクリート造耐震壁および枠付き鉄骨ブレースにより増設補強した架構実験を基に、増設補強骨組みの終局耐力について実験的に検討したものである。

## 2. 要素実験

### 2.1 試験体

要素実験の目的は鋼管コッター接合部の耐力を実験的に把握し、定式化することである。実験に用いた試験体の形状および試験体一覧を図-2、表-1に示す。各試験体とも増設壁側コンクリートと既存躯体側コンクリートの接合面にはグリース（硬性潤滑油）を塗布し、接合面における鋼管コッター以外の抵抗力をできる限り除外した。加力方法は全て押し抜き型の加力とした。

試験体は縮尺 1/2.3 が 33 体、実大 1 体の合計 34 体で

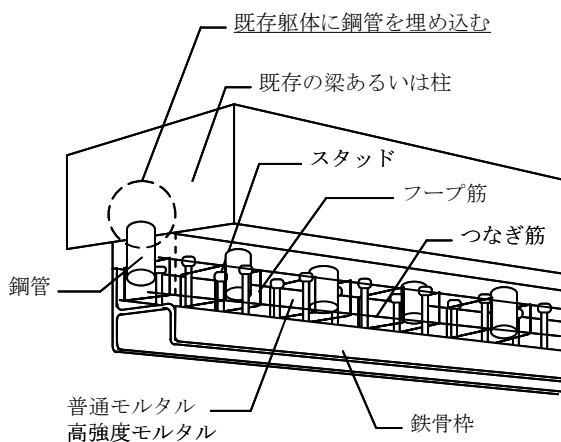


図-1 鋼管コッターを用いた耐震補強工法



写真-1 鋼管コッターの施工状況

\*1 戸田建設 (株) 技術統轄部技術研究所建築構造チーム主管 工修 (正会員)  
 \*1 戸田建設 (株) 技術統轄部技術研究所施工技術チーム主管  
 \*2 戸田建設 (株) 設計統括部構造設計部 1 グループ主管 工修  
 \*3 戸田建設 (株) 名古屋支店建築設計室主管

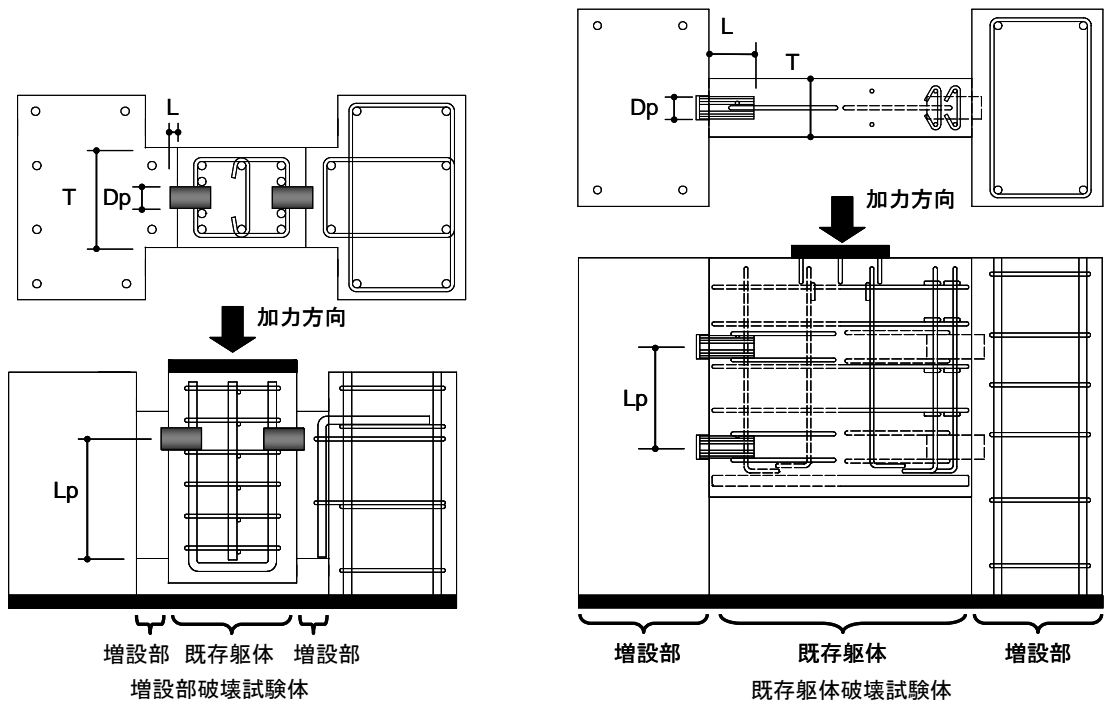


図-2 要素試験体形状

ある。縮小模型においては直径が 48.6mm と 34.0mm の 2 種類の鋼管，実大模型においては 76.3mm の鋼管を用いた。定着筋の有無，鋼管間隔，鋼管埋込長さ，コンクリートの幅，コンクリート強度を実験変数とした。増設側コンクリートの強度範囲は 19.7~81.8N/mm<sup>2</sup>，既存躯体側コンクリートの強度範囲は 11.2~30.9N/mm<sup>2</sup>である。破壊形式として，鋼管のせん断破壊，コンクリートの支圧破壊およびコンクリートのせん断破壊を想定したものである。

## 2.2 実験結果

実験で得られた 3 種類の破壊モードと各破壊モードにおける荷重-変形関係の特徴的な例を写真-2，図-3 に示す。荷重-変形関係において，荷重は鋼管 1 つ当たりのせん断力，変形は試験体上面の鉛直変形である。鋼管のせん断破壊は既存躯体と増設部の境界においてせん断変形が増大するものであり，耐力低下のない靱性に富む荷重-変形関係を示す傾向にあった。コンクリートのせん断破壊は鋼管圧縮面側のコンクリートが三角形に剥離するものであり，最大耐力後に急激な耐力低下を生じる脆性的な荷重-変形関係を示す傾向にあった。コンクリートの支圧破壊は鋼管圧縮面側のコンクリートが圧壊するものであり，最大耐力後にも耐力低下の少ない靱性のある荷重-変形関係を示す傾向にあった。これらの破壊モードは複合して生じる場合もあり，鋼管のせん断破壊が先行した後，最終的にはコンクリ

表-1 要素試験体一覧

No.	定着筋	鋼管間隔 xDp	鋼管			増設側コンクリート			躯体側コンクリート		
			Dp mm	tp mm	$s\sigma_{max}$ N/mm <sup>2</sup>	L mm	T mm	$c\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>	L mm	T mm	$c\sigma_B$ N/mm <sup>2</sup>
1	無し	3.0	48.6	3.2	387	60	80	25.9	160	300	25.8
2	無し	2.0	48.6	3.2	387	60	80	25.9	160	300	25.8
3	無し	3.0	48.6	3.2	387	70	80	25.9	20	180	25.8
4	無し	2.0	48.6	3.2	387	70	80	25.9	20	180	25.8
5	無し	3.0	34.0	2.3	468	70	170	19.7	15	156	16.7
6	無し	3.5	34.0	2.3	468	51	156	69.8	11	156	18.5
7	無し	3.5	34.0	2.3	468	51	156	69.8	11	156	24.5
8	有り	3.0	34.0	2.3	468	51	89	19.7	15	300	16.7
9	無し	4.5	34.0	2.3	468	70	170	19.7	15	156	16.7
10	無し	6.0	34.0	2.3	468	70	170	19.7	15	156	16.7
11	無し	4.5	34.0	2.3	468	70	170	19.7	15	156	11.2
12	無し	4.5	34.0	2.3	468	70	170	19.7	15	156	15.5
13	有り	4.5	34.0	2.3	468	51	89	19.7	15	300	16.7
14	有り	6.0	34.0	2.3	468	51	89	19.7	15	300	16.7
15	有り	4.5	34.0	2.3	468	68	89	19.7	15	300	16.7
16	有り	4.5	34.0	2.3	468	51	89	19.7	15	300	16.7
17	無し	4.5	34.0	2.3	468	51	89	19.7	15	300	16.7
18	無し	4.5	34.0	2.3	468	68	89	19.7	15	300	16.7
19	無し	4.5	76.3	4.0	468	115	200	29.8	25	675	26.4
20	無し	4.0	34.0	2.3	468	56	110	70.6	13	300	35.2
21	無し	4.0	34.0	2.3	468	56	110	68.0	13	300	35.2
22	無し	6.0	34.0	5.0	468	70	156	56.0	11	156	22.7
23	無し	6.0	34.0	5.0	468	70	156	56.0	9	156	22.7
24	無し	6.0	34.0	5.0	468	70	156	56.0	7	156	22.7
25	無し	5.5	34.0	2.3	468	51	156	69.8	11	156	18.5
26	無し	5.5	34.0	2.3	468	51	156	69.8	11	156	24.5
27	無し	3.3	34.0	2.3	468	160	430	19.7	68	266	16.7
28	無し	3.3	48.6	3.2	387	160	430	19.7	97	266	16.7
29	無し	3.3	34.0	2.3	468	160	430	19.7	34	266	16.7
30	無し	3.3	34.0	2.3	468	160	430	19.7	68	266	15.5
31	無し	3.3	34.0	2.3	468	160	430	19.7	68	266	11.2
32	無し	4.5	34.0	2.3	468	51	111	34.9	25	300	26.4
33	無し	4.5	34.0	2.3	468	68	150	34.9	68	300	26.4
34	無し	4.9	34.0	2.3	468	56	110	81.8	13	300	30.9

Dp: 鋼管直径 tp: 鋼管板厚  $s\sigma_{max}$ : 鋼管引張強度  
L: 鋼管埋込長さ T: コンクリート厚さ  $c\sigma_B$ : コンクリート強度



写真-2 要素試験体の破壊状況

一トのせん断破壊および支圧破壊により耐力低下する試験体もあった。

### 2.3 耐力評価式

鋼管コッター接合部の破壊メカニズムの概念図を図-4に示す。鋼管のせん断破壊、既存躯体側と増設側それぞれのコンクリートのせん断破壊および支圧破壊の合計5種類を想定した。

各破壊モードの耐力式を図-5に示す。鋼管側面のコンクリートの支圧耐力式については、文献4)の評価式を要素試験結果に基づいて修正したものであり、より広範囲なコンクリート強度に適用できるものとした。コンクリートのせん断耐力式については、前述した破壊状況を基に破壊面を設定し、せん断強度を乗ずるものとした。鋼管のせん断耐力式については、鋼管内部のコンクリートは寄与しないものとして、鋼管引張強度を $\sqrt{3}$ で除し、鋼管断面積を乗じるものとした。

### 2.4 支圧耐力評価式の検討

全試験体の中で支圧破壊した18体を用いて検討した。有効支圧長さ(Le)について文献4)では埋込長さ(L)の1/3としているが、これはLが固定値のためと思われる。ここではLeの上限を鋼管直径(Dp)の0.45倍とし、Lがそれ以下の場合はLとした。有効支圧長さが0.45Dpを基準支圧長さとして、横軸が埋込長さを基準支圧長さで除した値、縦軸が支圧強度の実験値を基準支圧長さによる計算値で除した値で整理し、図-6に示す。埋込長さが0.45Dp以上では支圧耐力がほぼ一定値を示し、0.45Dp以下では耐力低下する傾向がある。図中に示したLe設定値は適切なものと考えられる。

コンクリートの支圧応力度について文献4)では約50N/mm<sup>2</sup>の実験を基にコンクリート強度に比例するものとしているが、図-5に示すように $\eta$ と $\kappa$ の係数を用い

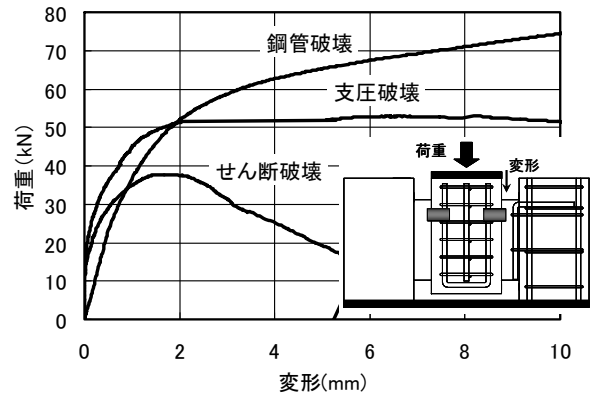


図-3 要素試験体の荷重-変形関係

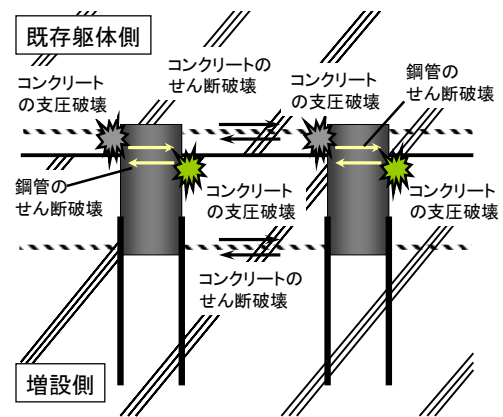


図-4 鋼管コッター接合部の破壊メカニズム

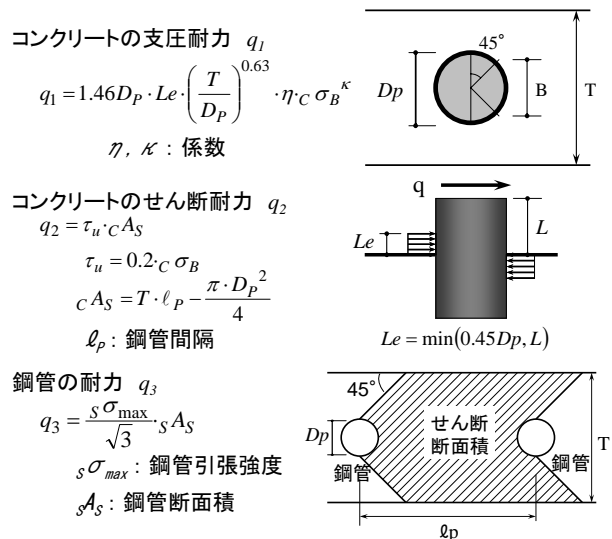


図-5 鋼管コッター接合部の耐力式

てコンクリート強度の指数関数として適用範囲の拡大を試みた。横軸が試験体のコンクリート強度、縦軸が $\kappa$ を0.3としたときの $\eta$ を実験値から逆算した値で整理し、図-7に示す。図中には文献4)の実験結果も併記した。コンクリート強度によらず $\eta$ がほぼ一定となるのが $\kappa = 0.3$ の時である。 $\kappa = 0.3$ ,  $\eta = 11.5$ とすることにより、

10N/mm<sup>2</sup>~70N/mm<sup>2</sup>のコンクリート強度に適用できるものと考えられる。定着筋を有する場合には、データが少ないものの定着筋の無い場合よりも $\eta$ が大きく、約14.0程度になるものと考えられる。

### 2.5 接合部耐力

全34体試験体について、実験の破壊モード別に分類して接合部耐力の実験値と計算値の比較を図-8に示す。計算値は、コンクリートの支圧耐力およびせん断耐力と鋼管のせん断耐力の最小値である。計算値は実験値を適切に評価できるものと考えられる。

実験の破壊モード別の耐力について図-9に示す。図中の白抜き記号は、破壊モードが実験と計算で異なったものである。支圧破壊についてはばらつきが大きいものの計算値が実験値を適切に評価した。計算では鋼管の破壊となる2体については、鋼管のせん断変形が進行していたことから鋼管のせん断破壊後にコンクリートが支圧破壊したものと考えられる。鋼管のせん断変形が支圧応力分布に影響を与えたために支圧耐力評価式を下回ったものと考えられる。せん断破壊については計算値が実験値を適切に評価した。鋼管の破壊については実験値が計算値を大きく上回っており、鋼管内部のコンクリートもせん断耐力に寄与しているものと考えられる。

## 3. 架構実験

### 3.1 試験体

鉄筋コンクリート柱梁骨組にRC耐震壁や鉄骨ブレースを鋼管コッター接合により増設補強した試験体を用いて、鋼管コッター耐力式の適合性について検討した。

試験体の形状を図-10に示す。両試験体とも鋼管コッター接合部の破壊が先行するように計画した。試験体は約1/2縮尺の2体であり、既存部分の柱と梁の寸法および配筋は共通である。柱断面は270x270mm、上部スタブには幅が180mmの梁型を設けた。水平加力位置は基礎スタブから高さ1500mmの位置である。RC耐震壁増設試験体の鋼管コッター接合部にはスパイラル筋を配し、上部150mmには無収縮モルタルを充填した。耐震

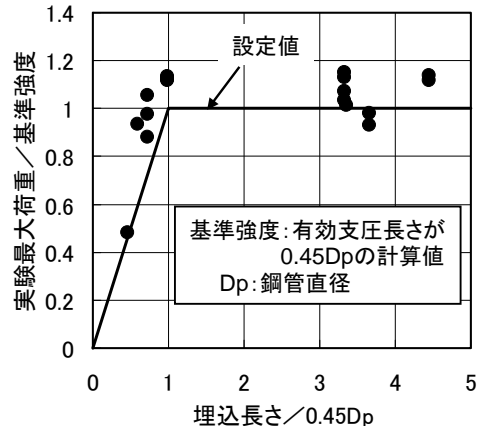


図-6 有効支圧長さ

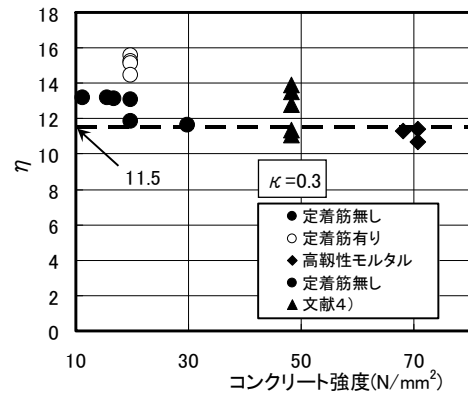


図-7 支圧強度係数

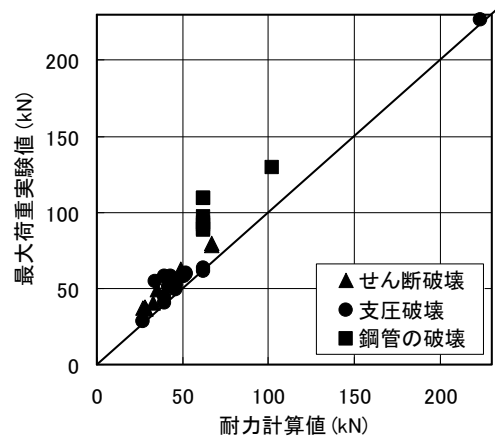


図-8 要素実験の実験値と計算値の比較

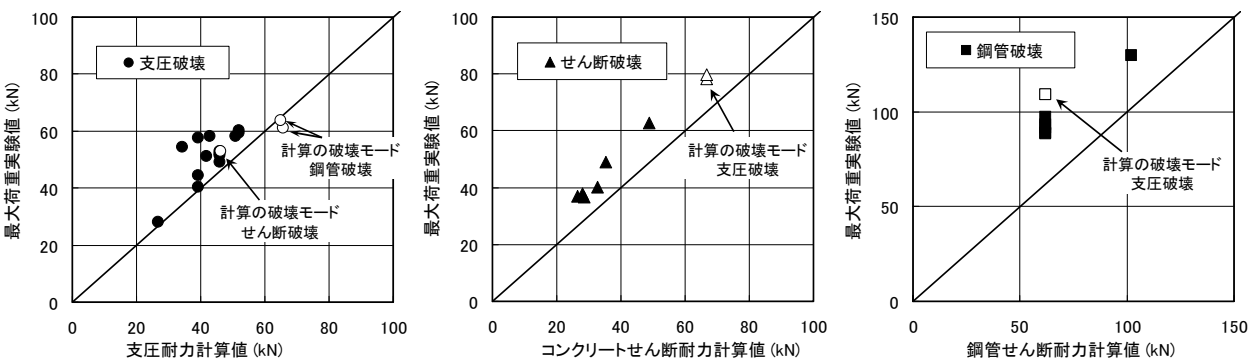


図-9 要素実験の破壊モード別実験値と計算値の比較



壁は厚さが 80mm で壁横筋比が 0.8%である。鋼管コッターには定着筋を設けている。鉄骨ブレース増設試験体の鋼管コッター接合部にはつなぎ筋とはしご筋を設け、ブレース周辺の幅 50mm 間に無収縮モルタルを充填した。鉄骨ブレースには斜および材枠材とも 150x150x7x10 の H 形鋼を用いた。使用材料の強度を表 2 に示す。

### 3.2 実験結果

両試験体の実験終了時における破壊状況および荷重-変形関

表-2 材料試験結果

試験体	使用材料	強度 N/mm <sup>2</sup>	
増設壁	壁筋		
	柱帯筋	D10	364 <sup>*1</sup>
	梁肋筋		
	柱主筋	D13	342 <sup>*1</sup>
	梁主筋		
	鋼管	48.6φ	387 <sup>*2</sup>
	既存コンクリート		26.1 <sup>*3</sup>
増設ブレース	増設コンクリート		27.0 <sup>*3</sup>
	増設モルタル		25.7 <sup>*3</sup>
	ブレース		262 <sup>*1</sup>
	柱帯筋	D10	364 <sup>*1</sup>
	梁肋筋		
	柱主筋	D13	342 <sup>*1</sup>
	梁主筋		
増設ブレース	鋼管	34φ	468 <sup>*2</sup>
	既存コンクリート		21.1 <sup>*3</sup>
	増設モルタル		20.7 <sup>*3</sup>

\*1: 降伏強度      \*2: 引張強度  
\*3: 圧縮強度

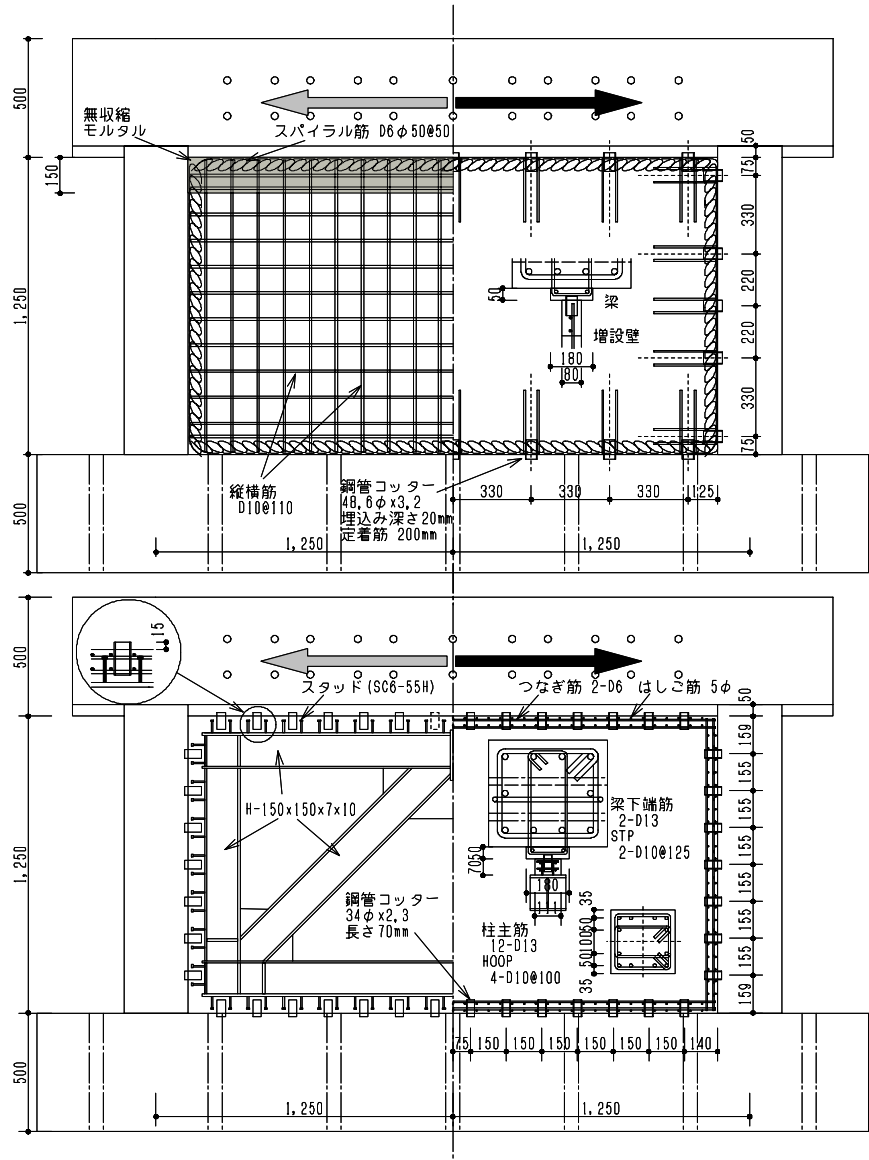
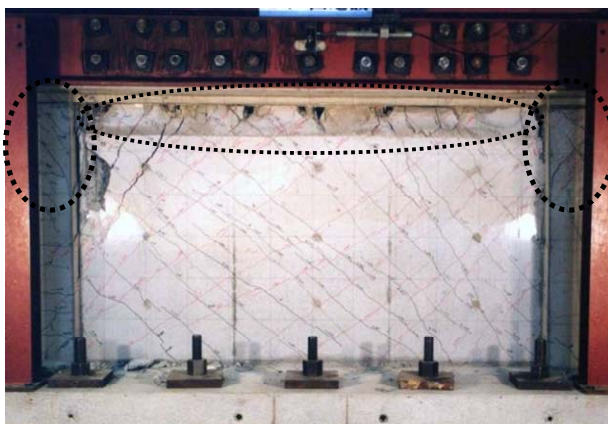
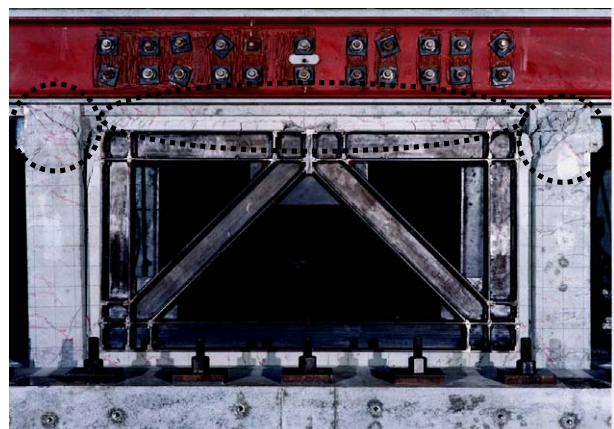


図-10 架構試験体形状



接合部破壊+柱のせん断破壊  
+柱頭部のパンチング破壊



接合部破壊+柱頭部のパンチング破壊

写真-3 架構試験体の破壊モード

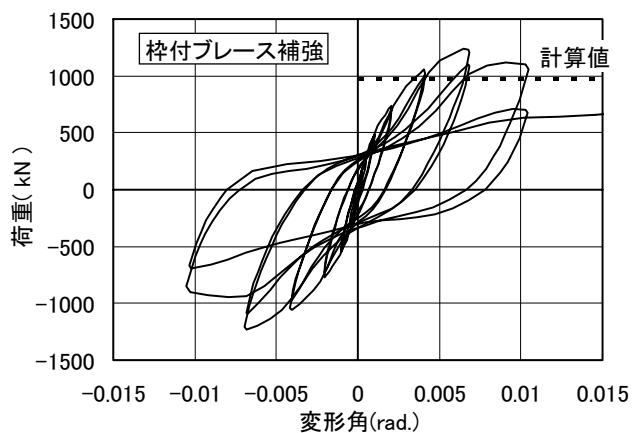
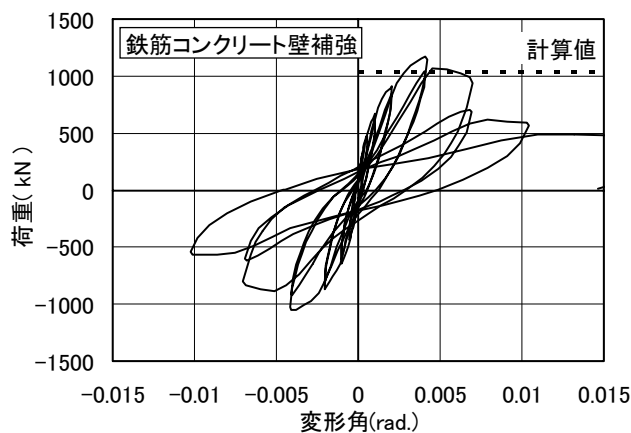


図-1-1 架構試験体の荷重-変形関係

係を写真-3、図-1-1に示す。写真-3には観察された破壊モードを追記した。図-1-1には後述する最大耐力の計算値を併記した。増設耐震壁試験体は変形角 1/250rad.で最大耐力を示した後、上部鋼管コッター回りの無収縮モルタルが支圧破壊し、1/150rad.で左右柱の頭部でせん断破壊およびパンチング破壊が生じ大きく耐力低下した。増設鉄骨ブレース試験体は変形角 1/150rad.で最大耐力を示し、上部鋼管コッター回りの無収縮モルタルが支圧破壊した後に1/100rad.で左右柱の頭部でパンチング破壊が生じ大きく耐力低下した。

### 3.3 耐力評価式の検討

最大耐力について実験結果と計算結果の比較を表-3に示す。両試験体とも計算の破壊モードは、増設部破壊、接合部破壊、曲げ破壊の各耐力のうちの最小値である接合部破壊であり、実験の破壊モードに一致した。さらに、接合部破壊の計算による破壊モードは増設部コンクリートの支圧破壊であり実験結果に一致した。架構の最大耐力の実験値は計算値の 1.16 倍および 1.28 倍であり適切な評価式と考えられる。

### 4. まとめ

鋼管コッター接合部の要素実験および鉄筋コンクリート造耐震壁と枠付き鉄骨ブレースにより増設補強した架構実験を行い以下の結論を得た。

要素実験結果を基に、鋼管コッター接合部のコンクリート支圧耐力、コンクリートせん断耐力および鋼管のせん断耐力の各評価式を設定した。架構実験を行い、これらの評価式を用いて鋼管コッター接合部破壊モード時における架構の最大耐力を適切に評価できることが判明した。

### 参考文献

1)日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリー

表-3 架構試験体の最大荷重

試験体名		RC壁	枠付ブレース	
実験値	最大耐力	1174	1238	
	破壊モード	接合部破壊	接合部破壊	
計算値	増設部破壊 <sup>*1</sup>	1148 <sup>*1</sup>	1445 <sup>*2</sup>	
	接合部破壊	躯体側支圧	438	640
		増設側支圧	624	855
		躯体側せん断	797	912
		増設側せん断	1904	1540
		鋼管せん断	863	867
		引張柱 <sup>*4</sup>	280	240
	圧縮柱 <sup>*5</sup>	114	87	
	壁ストラット <sup>*6</sup>	184	—	
	合計	1016	967	
曲げ破壊 <sup>*7</sup>	1520	1520		
破壊モード	接合部破壊	接合部破壊		
実験値/計算値		1.16	1.28	

\*1:文献1)の(付2.1-2)式の係数0.053を0.068とした平均せん断耐力式

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068P_{te}^{0.23}(18+F_c)}{\sqrt{M/(Q \cdot I)} + 0.12} + 0.85\sqrt{P_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{oe} \right\} \cdot b_e \cdot j_e$$

\*2:  $Q_{su} = s \cdot Q_u + \alpha(Q_{c1} + Q_{c2})$

$Q_{c1}$ 、 $Q_{c2}$ は文献1)の(付1.1-1および付1.1-2)式を用いる。

$s \cdot Q_u$ は文献2)の(解3.4.5-2)式および(3.4.5-1)式による。

\*3:前述した鋼管コッター接合部の「支圧破壊」「せん断破壊」「鋼管破壊」の耐力式を用いる。

\*4:文献2)柱のパンチングシア耐力式(3.1.5-5)による。

\*5:文献1)の(付1.1-1および付1.1-2)式を用いる。

\*6:文献3)の(3.1)式に準じる。

\*7:文献1)の(付2.1-1)式による。

ト造建築物の耐震診断基準同解説，2001.10

2)日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説，2001.10

3)日本建築総合試験所構造部：鉄筋コンクリート増設壁耐震補強設計・施工指針，2001.9

4)建設省土木研究所：プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート道路橋設計・施工指針(案)，1995.12