

# 論文 鋼板接着工法の RC 構造物への補強効果に関する実験的研究

新山 純一<sup>\*1</sup>・溝口 健二<sup>\*2</sup>・渡辺 忠朋<sup>\*3</sup>・鈴木 顕彰<sup>\*4</sup>

要旨：鋼板接着工法の RC 構造物への補強効果を確認するため梁試験を実施した。本工法は鋼板と既存部材との一体化を接着剤によらず、アンカーボルトの剛性により行うものである。試験の結果、補強梁の曲げ耐力は補強後の増加荷重に対して平面保持が成り立つと仮定して算定できること、せん断耐力は、鋼板を引張鉄筋と同等に評価して算定できることがわかった。

キーワード：補修・復旧工法、補強工法、鋼板接着工法、あと施工アンカー

## 1. はじめに

従来、RC 構造物の補強工法として実績のある鋼板接着工法では、鋼板と既設部材の一体性を両者の間に充填する樹脂系接着剤の接着力に依存しており、接着剤の耐久性などに若干疑問がある。本文で述べる鋼板接着工法は、鋼板と既設部材の一体性をあと施工アンカーの曲げ剛性、せん断剛性に依存するものであり、このような接着剤は使用していない。

本報告は、本補強工法の補強効果を確認するために実施した梁試験の結果を示し、これより補強梁の耐力評価法を検討したものである。

## 2. 試験概要

### 2. 1 試験体

表-1 に試験体一覧を示し、その概要を図-1 に示す。試験は、まずシリーズ I (接着系アンカー 7 体、拡張系アンカー 1 体) について実施した。このシリーズでは、接着系アンカーを用いて、先行応力の影響、グラウトの効果、アンカーの配置を試験パラメータとした。ここで先行応力とは、鋼板接着工実施時の引張側主筋の梁中央部での応力である。なお、1 体については拡張系アンカーの一種であるアンダーカットアンカーを使用し、アンカータイプの比較を行った。

シリーズ II (拡張系アンカー 5 体) は、拡張系アンカーのみを対象として実施した。これはシリーズ I で拡張系アンカーを使用した試験体の耐力が接着系に比較して有意に大きかったことによる。試験パラメータは、アンカー本数、ナット締め付けトルク、ナットと鋼板の間の溶接の有無とした。拡張系アンカーでは、図-2 に示すように拡張部を十分拡張し定着力を高めるために規定のトルク (M12:800kgf・cm、M16:2000kgf・cm) を導入する。このトルクは、クリープ、リラクゼーションにより長期的には導入値の 40% 程度にまで減少することが実験により示されており、補強効果に影響を及ぼすことが考えられるため、導入トルク量を試験パラメータに加えた。シリーズ I ではアンカーと鋼板を溶接することを基本としたが、拡張系アンカーはメッキ処理が施され

\* 1 日本鉄道建設公団 東京支社計画部計画課補佐 (正会員)

\* 2 日本鉄道建設公団 東京支社工事第一部長

\* 3 (財) 鉄道総合技術研究所 橋梁担当研究室 (正会員)

\* 4 前田建設工業 (株) 技術研究所 土木施工研究室、工修 (正会員)

ており溶接が容易ではない。そこで溶接の有無を試験パラメータに追加し、溶接を省略できるかどうか検討することとした。なお、試験体の配筋を図-3に示し、使用した鋼材の仕様を表-2～表-3に示す。アンカーを除きこれらはシリーズI、シリーズIIとも共通である。

表-1 試験体一覧

No.	アンカー形式	アンカー径	埋込長	本数 (本)	ピッチ (mm)	溶接	グラウト	先行応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )
シ1	無	—	—	—	—	—	—	—
シ2	接着系	D 10	15 d	42	Ø150	有	有	1000
リ3	〃	D 10	15 d	42	Ø75	〃	〃	1000
リ4	〃	D 10	15 d	42	Ø125	〃	〃	1000
ズ5	〃	D 10	15 d	42	Ø125	〃	無	1000
ズ6	〃	D 10	10 d	42	Ø125	〃	有	1000
I7	〃	D 10	15 d	42	Ø125	〃	〃	3000
I8	拡張系	M 16	—	20	Ø225	〃	〃	1000

No.	アンカー形式	アンカー径	本数 (本)	ナット締付トルク (kg・cm)	溶接	グラウト	先行応力 (kgf/cm <sup>2</sup> )
シ9	拡張系	M 12	8	480	有	有	3000
リ10	〃	M 12	8	480	無	〃	3000
リ11	〃	M 12	8	240	〃	〃	3000
ズ12	〃	M 12	8	0	〃	〃	3000
II13	〃	M 12	16	240	〃	〃	3000

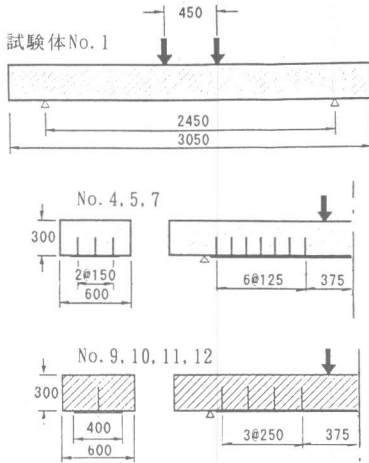


図-1 試験体の概要

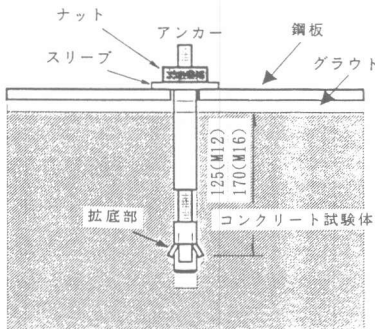


図-2 補強工の概要

表-2 鉄筋・鋼板の機械的性質

呼び名	使用箇所	規格	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )
D 6	スターラップ	S D 345	3884	6542	1.72 × 10 <sup>4</sup>
D 13	主筋		4589	5855	2.05 × 10 <sup>4</sup>
D 16	折曲げ筋		4163	5818	2.07 × 10 <sup>4</sup>
補強鋼板		S M 490	3939	5436	—

## 2.2 先行応力の導入および鋼板接着補強

補強試験体はいずれも一旦引張側鉄筋の梁中央部での応力を3000kgf/cm<sup>2</sup>となるまで加力した後、先行応力1000kgf/cm<sup>2</sup>の試験体ではこれを所定の応力になるまで除荷し、この応力状態を保持したまま鋼板接着補強工を実施した。先行応力3000kgf/cm<sup>2</sup>の試験体では除荷せず補強工を実施した。

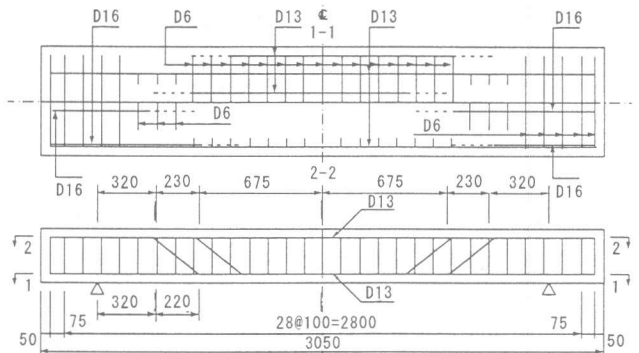


図-3 試験体の配筋

表-3 アンカー鋼材の機械的性質

アンカー種別	仕様	サイズ	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
接着系	セメント系カプセル	D10	3619	4873
拡張系	アンダーカット	M12.16	9183	10710
	スリーブ		2100	3200

鋼板接着補強工は、アンカー打設、鋼板とナットの溶接、鋼板と梁コンクリート間の空隙(5mm)へのグラウトの順に行った。なお、グラウト材には無収縮モルタルを使用した。

### 2.3 荷重スケジュール

荷重スケジュールは、図-4に示すように無補強試験体(No.1)を除き、①先行加力、②繰り返し加力、③最終加力の各過程に区分される。繰り返し加力は鋼板接着後、先行応力1000kgf/cm<sup>2</sup>の試験体では、主筋応力の上限値を2000kgf/cm<sup>2</sup>、下限値を1500kgf/cm<sup>2</sup>として荷重、除荷を5回繰り返し、先行応力3000kgf/cm<sup>2</sup>の試験体では、3500kgf/cm<sup>2</sup>、3000kgf/cm<sup>2</sup>の間で荷重、除荷を5回繰り返した。

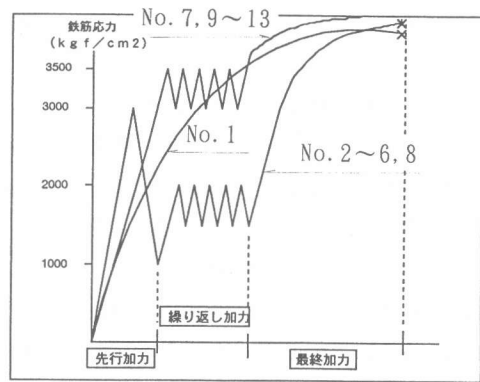


図-4 荷重スケジュール

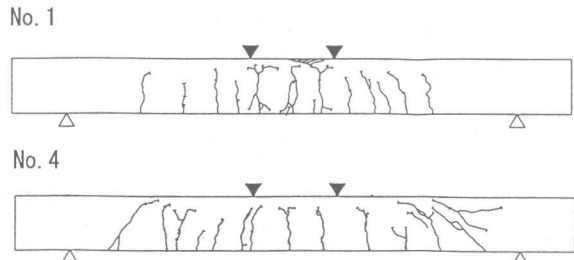


図-5 ひびわれ状況

### 3. 試験結果および検討

#### 3.1 ひび割れ、破壊状況

シリーズIおよびシリーズIIの試験結果をまとめて表-4に示す。また、図-5に代表的なひび割れ状況を示す。無補強試験体(No.1)は18.2tfで曲げ圧壊し、せん断ひび割れは発生しなかった。これに対し補強試験体(No.2~No.13)の破壊荷重は32.0tf~50.8tfに分布し、補強による耐力増加が認められた。また、補強試験体はいずれもせん断ひび割れが発生し、一部はせん断破壊に至るなど鋼板接着補強により破壊モードに変化がみられた。せん断ひび割れの発生は、鋼板接着補強により試験体の曲げ耐力が増加し、せん断ひび割れ発生荷重を上回ったことによるといえる。

#### 3.2 荷重-変位関係

図-6に代表的な試験体の荷重-変位関係を示す。無補強試験体の主筋降伏荷重は14.2tfであるのに対し、補強試験体のそれは18.4~40.0tfと増加している。主筋降伏後の剛性も補強試験体の方が高い。

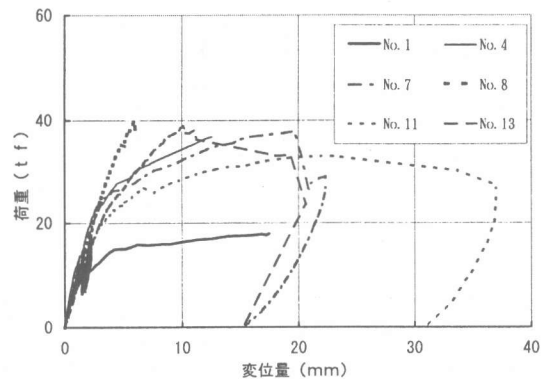


図-6 荷重-梁中央部の変位関係

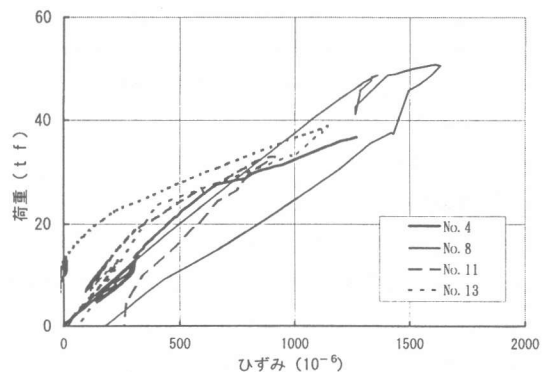


図-7 荷重-梁中央部の鋼板ひずみ関係

また、グラウトなしの試験体ではわずかに剛性の低下はみられたが耐力にはほとんど影響はなかった。

### 3.3 荷重－鋼板のひずみ関係

図－7に代表的な試験体の荷重－鋼板ひずみ関係を示す。いずれの試験体についても、鋼板のひずみは荷重に対してほぼ同等な傾きをもって直線的に増加している。また、鋼板のひずみは最大でも $1612 \times 10^{-6}$ と降伏ひずみに至っていない。

### 3.4 アンカー・鋼板の変形

試験体No. 2, 5, 6, 7では、破壊時に鋼板とグラウトの境界面でアンカーボルトの破断が見られた。試験体No. 5では片側のボルトが全て破断し、その他の試験体で、いずれも載荷点から最も離れた列のボルトが破断した。シリーズ2に使用した拡張系アンカーでは、スリーブにせん断変形がみられ、その周囲の鋼板にも変形がみられた。

### 3.5 コンクリートの破壊状況

試験終了後、鋼板を撤去したところ、せん断ひび割れはアンカーの位置を通過し、曲げひび割れは必ずしもアンカー位置を通過していないことが確認された。また、アンカーの設置本数が少ない試験体でもアンカー部でのコンクリートの支圧破壊は認められなかった。

表－4 試験結果一覧

シリーズ	試験体 NO.	試験結果								
		コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ひび割れ発生荷重 (tf)		鉄筋降伏荷重 (tf)	最大荷重(tf)	鋼板ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )		破壊モード	鉄筋破断本数
			曲げ	せん断			鉄筋降伏時	破壊時		
I	1	230	2.6	—	14.2	18.2	—	—	曲げ圧壊	—
	2	248	3.0	30.8	26.3	36.2	564	1095	せん断破壊	3
	3	361	3.8	34.9	23.6	40.7	486	1358	曲げ圧壊	0
	4	247	4.8	33.0	27.8	38.0	686	1269	せん断破壊	0
	5	382	5.2	33.0	26.0*	36.1	410	1130	曲げ圧壊	21
	6	367	4.8	39.4	28.0	40.4	643	1296	せん断破壊	3
	7	404	3.6	37.8	21.2	37.8	240	1164	せん断破壊	3
	8	378	3.6	50.0	40.0	50.8	1012	1612	せん断破壊	0
II	9	263	4.8	31.3	23.1	34.1	368	876	曲げ圧壊	0
	10	286	4.8	31.0	21.5	32.0	301	806	曲げ圧壊	0
	11	276	5.2	31.0	18.4	33.0	300	900	曲げ圧壊	0
	12	309	4.8	33.6	20.4	36.6	96	836	曲げ圧壊	0
	13	300	4.8	38.8	22.0	38.8	203	1144	せん断破壊	0

## 4. 耐力評価

### 4.1 曲げ耐力

補強梁の曲げ耐力を以下の仮定のもとで計算した。

- ① 補強後は既設部材と鋼板が一体として挙動し、平面保持が成立する。(図－8)
- ② 鉄筋は完全弾性体を仮定しひずみ硬化は考慮しない。(図－9)
- ③ コンクリートの応力ひずみ関係は放物線型を用いる。(図－10)
- ④ 鉄筋の初期応力は鉄筋の降伏強度を初期応力だけ低下させることによって考慮する。
- ⑤ コンクリートの初期応力はその圧縮強度を初期応力だけ低下させることによって考慮する。

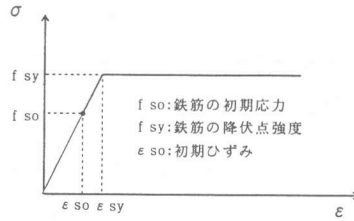
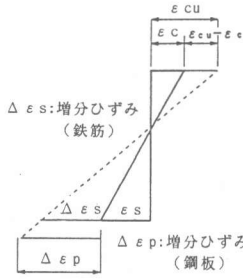


図-9 鉄筋の応力-ひずみ関係

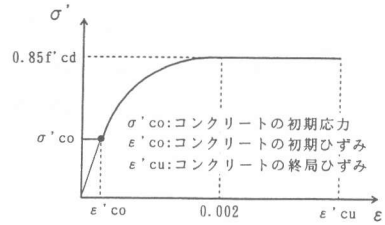


図-10 コンクリートの  
応力-ひずみ関係

図-8 断面のひずみ分布

計算結果を表-5に示す。実測値は計算値の70%~97%となっており、特に相対的にアンカーの本数の少ないものでは実測値と計算値の比が小さくなっている。破壊時の試験体においては、鋼板のひずみは降伏ひずみに至っていないのに対して、アンカーには破断あるいは変形が認められたことから、アンカーのせん断耐力が不足する場合、試験体の耐力はアンカーのせん断耐力に依存すると考えられる。従って、試験体の耐力算定においては、アンカーのせん断耐力と鋼板の引張耐力を比較し、どちらか小さい方で耐力が決定されるような耐力評価法が有効と思われる。

ここでは図-11に示す鋼板の降伏強度を見かけ上アンカーのせん断耐力に応じて低減する方法を用いることにした。表-6はアンカーのせん断耐力を考慮した曲げ耐力の計算結果である。ここで、見かけの鋼板降伏強度は表-2、表-7に示す値を用い、以下のように決定した。

みかけの鋼板降伏強度

$$= \alpha \cdot f_{py}$$

ここに

$f_{py}$  : 鋼板の降伏強度

$$\alpha = (n \cdot F_{au}) / F_{pu} \leq 1$$

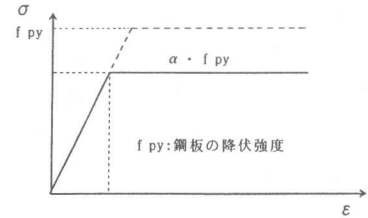


図-11 鋼板の応力-ひずみ関係

表-5 曲げ耐力計算結果

No.	実測値	計算値	実測値/計算値	No.	実測値	計算値	実測値/計算値
2	36.2	48.6	0.74	8	50.8	52.6	0.97
3	40.7	51.1	0.80	9	34.1	44.8	0.74
4	38.0	48.6	0.78	10	32.0	45.2	0.71
5	36.1	51.4	0.70	11	33.0	45.0	0.73
6	40.4	51.2	0.79	12	36.6	45.6	0.80
7	37.8	45.2	0.84	13	38.8	45.4	0.85

表-6 アンカーのせん断耐力を考慮した曲げ耐力計算結果

No.	みかけの鋼板強度 kgf/cm <sup>2</sup>	計算値	実測値/計算値	No.	みかけの鋼板強度 kgf/cm <sup>2</sup>	計算値	実測値/計算値
2	2337	35.0	1.03	8	3939	52.6	0.97
3	2337	35.9	1.13	9	2404	32.1	1.06
4	2337	35.3	1.08	10	2404	31.5	1.02
5	2337	36.4	0.99	11	2404	30.1	1.10
6	2337	36.0	1.12	12	2404	32.5	1.13
7	2337	32.2	1.18	13	3939	45.4	0.85

表-7 アンカーのせん断耐力

	ボルト サイズ	ボルト			スリーブ		
		断面積 a (cm <sup>2</sup> )	せん断 強度 b kgf/cm	a × b (kgf)	断面積 c (cm <sup>2</sup> )	せん断 強度 d kgf/cm	c × d (kgf)
接着系	D 10	0.712	2813	2002	-	-	-
拡張系	M 12	0.843	6183	5213	3.034	1848	5607
	M 16	1.570	6183	9707	4.512	1848	8338

$n$  : 打設アンカー本数 / 2

$F_{au}$  (アンカーのせん断耐力) = アンカー断面積 × せん断強度

$F_{pu}$  (鋼板の引張耐力) = 鋼板断面積(厚さ0.45mm × 幅400mm) × 降伏強度

これによる計算耐力は実測値に比較的近似しており、この考え方に合理性がうかがえる。

#### 4. 2 せん断耐力

鋼板接着補強した梁のせん断ひび割れ荷重、および破壊荷重を土木学会コンクリート標準示方書[1]に示される棒部材の設計せん断耐力式による計算値と比較する。なお、同式の適用においては $\beta_p$ の項で補強鋼板の断面積を引張り側鉄筋に加える形で評価した。

この計算結果を表-8に示す。ここで、せん断ひび割れ発生時の計算値は、上記設計せん断耐力式における $V_{cd}$ の値とし、破壊時の計算値は $V_{yd}$ の値としている。また、部材係数 $\gamma_b$ は1.0

とした。せん断ひび割れ発生時において、計算値と実測値は良く一致している。破壊時については、せん断破壊した試験体の計算値と実測値はほぼ同等になっているが、曲げ破壊した試験体については実測値が計算値を下回っている。これらのことよりせん断耐力算定において、便宜的に鋼板を鉄筋同様に評価してよいと思われる。

#### 5. 結論

本研究では鋼板接着によって補強された梁の曲げ試験を実施し、補強効果の確認を行った。また、補強効果に対する設計法を提示し、実験耐力との比較を行った。その結果得られた結論は以下の通りである。

- (1) あと施工アンカーによる鋼板接着工法は曲げ耐力の増加に有効である。
- (2) アンカーの打設間隔、先行応力の大きさ、ナット締め付けトルク、ナットと鋼板の間の溶接の有無は破壊荷重には大きな影響を与えない。
- (3) 試験体の曲げ耐力は鋼板とコンクリートの平面保持を仮定し、さらにアンカーのせん断耐力が鋼板の耐力より小さい場合は鋼板の降伏耐力をアンカーのせん断耐力相当に評価することで実測値に近い計算耐力が得られる。
- (4) せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書に示されるせん断耐力算定式に鋼板の強度を引張鉄筋に加えて評価することで実測値に近い値が得られる。

表-8 せん断耐力計算結果

No.	せん断ひび割れ発生時			破壊時			破壊モード
	実測値	計算値	実測値 計算値	実測値	計算値	実測値 計算値	
1	-	18.6	-	18.2	23.9	0.76	曲げ圧壊
2	30.8	28.7	1.07	36.2	34.0	1.06	せん断破壊
3	34.9	32.5	1.07	40.7	37.8	1.08	曲げ圧壊
4	33.0	28.6	1.15	38.0	33.9	1.12	せん断破壊
5	33.0	33.1	1.00	36.1	38.4	0.94	曲げ圧壊
6	39.4	32.7	1.20	40.4	38.0	1.06	せん断破壊
7	37.8	33.7	1.12	37.8	39.0	0.97	せん断破壊
8	50.0	33.0	1.52	50.8	38.3	1.33	せん断破壊
9	31.3	29.2	1.07	34.1	34.5	0.99	曲げ圧壊
10	31.0	30.1	1.03	32.0	35.4	0.90	曲げ圧壊
11	31.0	29.7	1.04	33.0	35.0	0.94	曲げ圧壊
12	33.6	30.8	1.09	36.6	36.1	1.01	曲げ圧壊
13	38.8	30.5	1.27	38.8	35.8	1.08	せん断破壊