

あと施工アンカーによる鋼板補強工法の 補強効果に関する実験的研究

高山 博文¹・新山 純一²・三島 徹也³・鈴木 顕彰⁴・渡辺 忠朋⁵

¹正会員 日本鉄道建設公団 東京支社計画部 (〒171-0021 東京都豊島区西池袋1-11-1)

²正会員 日本鉄道建設公団 盛岡支社工事二課 (〒020-0034 盛岡市盛岡駅前通り1-41 JRビル)

³正会員 工博 前田建設工業株式会社 技術研究所 (〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16)

⁴正会員 工修 前田建設工業株式会社 技術研究所

⁵正会員 北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目北武第2ビル)

鉄筋コンクリート構造物の補強工法として、接着剤の接着力に依存して構造物と補強鋼板の一体化を図る従来の鋼板接着工法とは異なり、構造物にあと施工アンカーを打設した後、アンカーに鋼板を固定し、構造物と鋼板を一体化する鋼板補強工法を考案した。工法確立に向け、まず補強効果を確認するため補強梁試験を実施し、本工法が構造物の曲げ補強に有効であることを確認した。さらに、この試験結果をもとに、補強梁の耐力評価を行った。次に、門型試験体により、ボックスカルバートのように隅角部を有し、部材中でモーメント分布が反転する構造物への本工法の適用性を確認した。これら一連の構造実験を経て、本鋼板補強工法の鉄筋コンクリート構造物に対する有用性を確認できた。

Key Words : *reinforcement method, experiments, steel plate, post installed anchor bolt, box culvert*

1. はじめに

既存コンクリート構造物の中には設計時には考慮されていなかった新たな増加荷重により設計耐力が不足したり、あるいは老朽化などの理由で強度が低下するなど、補強を必要とする場合がある。

特に床版、梁などの部材に対する従来の補強工法としては、構造物の表面に鋼板を接着剤で貼り付ける方法が一般的である¹⁾。このような接着剤による鋼板接着工法ではコンクリート部材と鋼板との一体性を接着剤の接着力に全面的に依存しているため長期耐久性に疑問があり、また施工に際しても接着面の洗浄、接着剤充填時の気泡除去など接着を確実にする施工が要求される。

著者らは、補修・補強を要するコンクリート構造物にあと施工アンカーボルトを打設した後、鋼板をアンカーに固定し、構造物と鋼板を一体化する工法を考案した。本研究では、このような鋼板補強工法(以下、本工法と称す)の補強効果を確

認するために補強梁による構造実験を実施し、耐力評価法を検討した。さらに、門型試験体を用いた構造実験を行い、ボックスカルバートのような隅角部を有する構造物への本工法の適用性を確認した。

鋼板とコンクリートをアンカーにより接合した構造は、鋼・コンクリート合成構造とみなすことができると考えられる。このような構造形式に関しては設計法も確立されている^{2), 3)}。しかし、本研究では鉄筋に許容応力度を上回るレベルの応力が発生している状態の構造物の補強を想定していること、接合材として頭付スタッドではなく、あと施工アンカーを使用することが前提であることなどから、実施工を考慮した試験体を製作し、構造性能の確認を行うこととした。

本文では、補強梁試験の概要とその試験結果を示し、補強梁の耐力評価法について述べる。さらに門型試験体による試験の概要と試験結果を示す。

2. 梁試験

(1) 試験目的

本試験は、あらかじめ先行応力を導入した鉄筋コンクリート梁に、応力を保持した状態で鋼板補強工を実施し、その後破壊まで加力したものである。無補強梁と補強梁の耐力を比較することにより本補強工法の補強効果を確認することを目的とし、補強梁の耐力評価法について検討を行った。

(2) 試験概要

a) 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、金属拡張アンカー1体⁴⁾）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、アンカーの定着長、アンカーの配置、先行応力の影響、グラウトの効果を試験パラメータとした。本試験では接着系アンカーとして無機系のカプセルタイプのもを使用し、アンカー筋を異形鉄筋とした。アンカーの標準定着長はあと施工アンカー設計施工の手引き⁵⁾に従い15d（d：アンカー筋直径）とし、本試験ではアンカーに作用する力は引抜き力よりせん断力が卓越すると考え、施工性・経済性の向上を検討するため、10dについても実施した。また、先行応力とは、補強工実施時の引張側主筋の梁中央部での応力であり、試験においては鉄筋の実測ひずみに基づき値を管理した。なお、1体については金属拡張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（金属拡張アンカー5体）は、金属拡張アンカーのみを対象として実施した。これはシリーズIで金属拡張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。アンダーカットアンカーは図-2に示すようにコンクリート部材にアンカー設置用の削孔をする際、先端を拡底削孔し、アンカー材の先端をそこに機械的に定着する機構となっている。このとき、定着部を十分拡張しアンカーとしての定着力を高めるため、ナットには規定のトルク(M12: 800kgf・cm, M16: 2000kgf・cm)を導入する。このトルクは、クリープ、リラクゼーションなどにより長期的には減少し、補強効果に影響を及ぼすこと

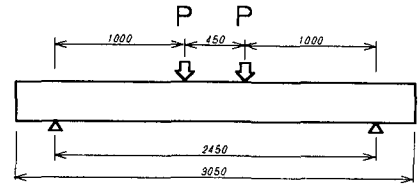
表-1 梁試験体一覧

No.	アンカー形式	アンカーサイズ	埋込長	本数(本)	ピッチ(mm)	溶接	グラウト	先行応力(kgf/cm ²)	
シリーズI	1	なし	-	-	-	-	-	-	
	2	接着系	D 10	15 d	42	φ150	あり	あり	1000
	3	"	D 10	15 d	42	φ75	"	"	1000
	4	"	D 10	15 d	42	φ125	"	"	1000
	5	"	D 10	15 d	42	φ125	"	なし	1000
	6	"	D 10	10 d	42	φ125	"	あり	1000
	7	"	D 10	15 d	42	φ125	"	"	3000
シリーズII	8	金属拡張	M 16	2000※	20	φ225	"	"	1000

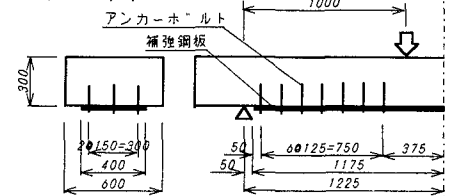
※：締付トルク値(kgf・cm)を示す。

No.	アンカー形式	アンカーサイズ	締付トルク(kgf・cm)	本数(本)	ピッチ(mm)	溶接	グラウト	先行応力(kgf/cm ²)	
シリーズI	9	金属拡張	M 12	480	8	φ250	あり	あり	3000
シリーズI	10	"	M 12	480	8	φ250	なし	"	3000
シリーズI	11	"	M 12	240	8	φ250	"	"	3000
シリーズI	12	"	M 12	0	8	φ250	"	"	3000
シリーズII	13	"	M 12	240	16	φ250	"	"	3000

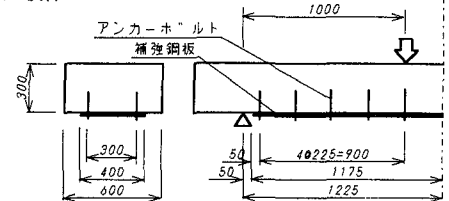
試験体No. 1



試験体No. 4, 5, 7



試験体No. 8



単位：(mm)

図-1 梁試験体の概要

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。また、シリーズIではアンカーと鋼板とを溶接により接合することを基本としたが、今回使用したアンダーカットアンカーはメッキ処理が施され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を検討することとした。

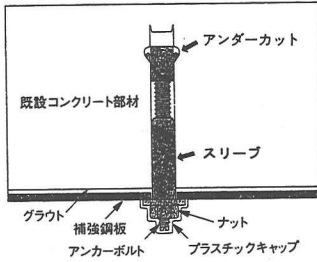


図-2 補強工の概要

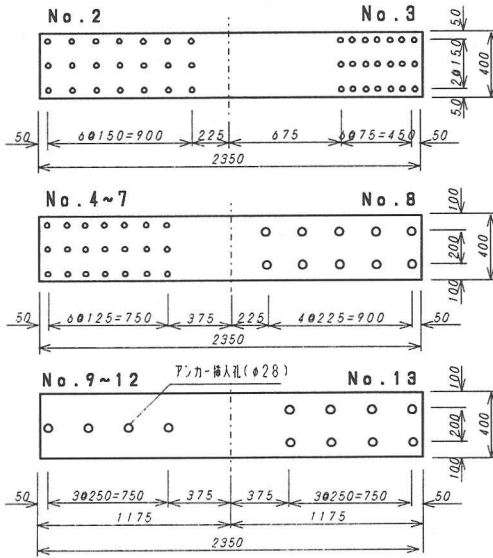


図-3 補強鋼板

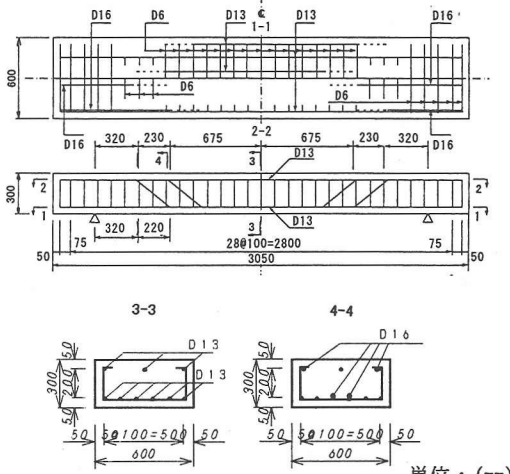


図-4 試験体の配筋

試験体の配筋を図-3に示す。これはすべての梁試験体に共通である。なお、折曲げ筋はせん断補

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 ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
D 6	スターラップ	S D 345	3884	6542	1.72 × 10 ⁴
D 13	主筋		4589	5855	2.05 × 10 ⁴
D 16	折曲げ筋		4163	5818	2.07 × 10 ⁴
PL4.5	補強鋼板	S M 490	3939	5436	1.93 × 10 ⁴

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 ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
接着系	セメント系カプセル	D10	3619	4873
金属拡張	アンダーカット	M12.16	9183	10710
	アンカー		スリーブ	2100

表-4 コンクリートの配合条件

f'ck (kgf/cm ²)	セメントの種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)
240	早強	20	8 ± 2.5	4.5 ± 1.5	58

表-5 グラウトの仕様

品名	W/C (%)	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	V ₄ -ロート 値 (sec)
無収縮モルタル	38	7	637	8

強を目的としたものである。また、使用した鋼材の仕様を表-2～表-3に示す。鋼板の厚みはいずれの試験体も4.5mmとした。これは、実施工を想定した場合、鉄道構造物等設計標準・同解説「鋼・合成構造物」⁶⁾では使用できる鋼板の厚さの下限値を9mmと規定しており、本試験体の寸法を実構造物の1/2スケールと位置づけたことによる。表-4～表-5にコンクリートの配合条件、グラウトの仕様を示す。これらはシリーズI、シリーズIIとも共通である。

b) 補強方法

写真-1に試験体の補強面を示す。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/cm²となるまで加力した後、先行応力1000kgf/cm²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補強工を実施した。先行応力3000kgf/cm²の試験体では除荷せず補強工を実施した。

鋼板補強工は、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。

表-6 試験結果一覧

No.	先行応力 (kgf/cm ²)	コンクリート 圧縮強度 (kgf/cm ²)	ひびわれ発生荷重 (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	ボルト 破断本数 (本)	
			曲げ	せん断			鉄筋降伏時	破壊時			
シリーズ I	1	-	230	2.6	-	14.2	18.2	-	-	曲げ圧壊	-
	2	1000	248	3.0	30.8	26.3	36.2	564	1095	せん断破壊	3
	3	1000	361	3.8	34.9	23.6	40.7	486	1358	曲げ圧壊	0
	4	1000	247	4.8	33.0	27.8	38.0	686	1269	せん断破壊	0
	5	1000	382	5.2	33.0	26.0	36.1	410	1130	曲げ圧壊	21
	6	1000	367	4.8	39.4	28.0	40.4	643	1296	せん断破壊	3
	7	3000	404	3.6	37.8	21.2	37.8	240	1164	せん断破壊	3
	8	1000	378	3.6	50.0	40.0	50.8	1012	1612	せん断破壊	0
シリーズ II	9	3000	263	4.8	31.3	23.1	34.1	368	876	曲げ圧壊	0
	10	3000	286	4.8	31.0	21.5	32.0	301	806	曲げ圧壊	0
	11	3000	276	5.2	31.0	18.4	33.0	300	900	曲げ圧壊	0
	12	3000	309	4.8	33.6	20.4	36.6	96	836	曲げ圧壊	0
13	3000	300	4.8	38.8	22.0	38.8	203	1144	せん断破壊	0	

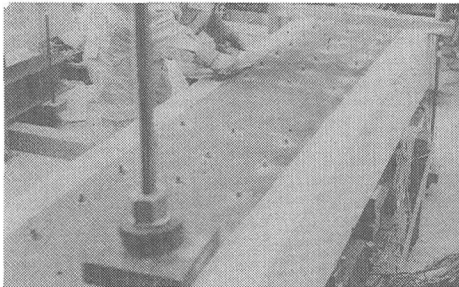


写真-1 試験体の補強状況
(鋼板を上面上にして補強した例)

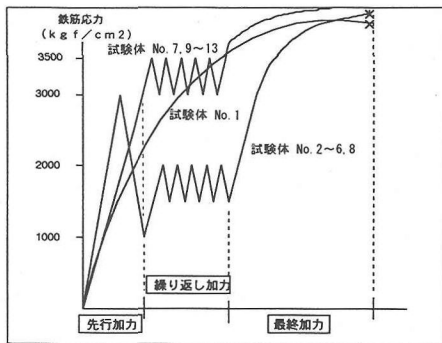


図-5 荷重スケジュール

c) 荷重スケジュール

荷重スケジュールは、図-5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補強後、先行応力1000kgf/cm²の試験体では、主筋応力の上限值を2000kgf/cm²、下限値を1500kgf/cm²として荷重、除荷を5回繰り返し、先行応力3000kgf/cm²の試験体では、3500kgf/cm²、3000kgf/cm²の間で荷重、除荷を5回繰り返した。

(3) 試験結果

a) 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-6に示す。また、図-6に代表的なひび割れ状況を示す。図中に点線で示したものは、先行応力の導入により発生したものである。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。せん断ひび割れは、補強により試験体の曲げ耐力がせん断ひび割れ発生荷重を上回ったことにより発生したと考えられる。なお、破壊モードは試験体の等曲げスパン内あるいは荷重点近傍のコンクリートに圧壊が認められたものを曲げ圧壊とし、それ以前にせん断ひび割れが急

(試験体No. 1)



(試験体No. 4)

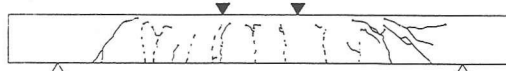


図-6 ひび割れ状況

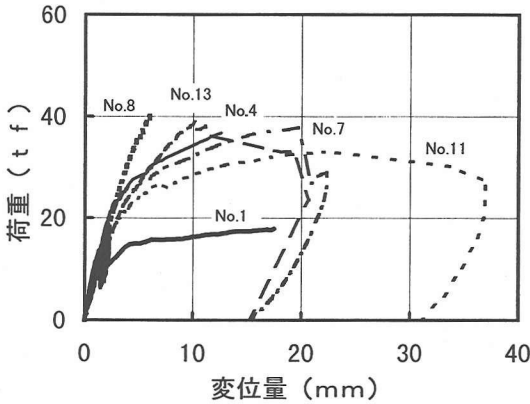


図-7 荷重-梁中央部の変位関係

激に拡大、あるいは発生するとともに荷重の急激な低下が認められたものをせん断破壊とした。

b) 荷重-変位関係

図-7に代表的な試験体の荷重-変位関係を示す。補強試験体の剛性は、いずれの試験体についても無補強試験体の剛性よりも高い。

最も高い耐力を示した試験体(No. 8)においても鉄筋降伏までの剛性は他の補強試験体と同様である。ただし鉄筋降伏後脆性的な破壊が懸念されたので、実験上の安全を期し変位計を撤去したため、終局までの変位が測定されていない。

c) 荷重-鋼板のひずみ関係

図-8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、鋼板中央部のひずみは最大でも 1612×10^{-6} と降伏ひずみに至っていないが、試験後のアンカーボルトに変形がみられることから、アンカーボルトの強度が不足すると鋼板に十分な応力伝達がされないと考えられる。

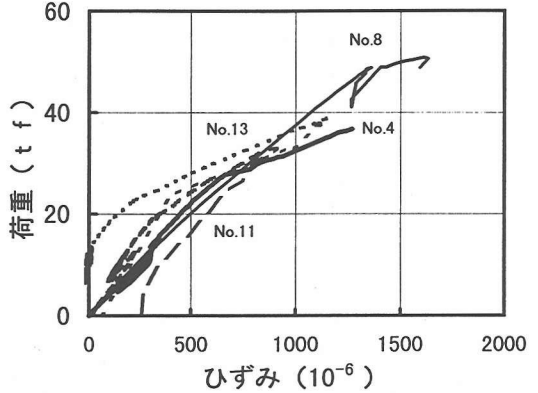


図-8 荷重-梁中央部の鋼板ひずみ関係

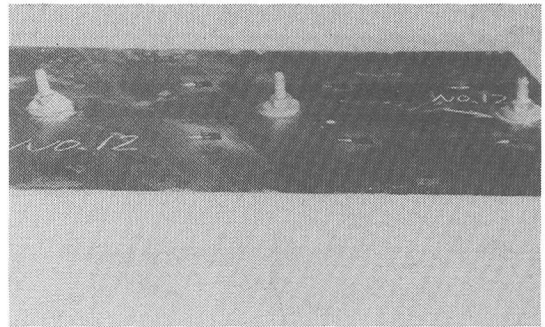


写真-2 試験体破壊時のアンカー

d) 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IIに使用した拡張系アンカーでは、写真-2に示すように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。

e) コンクリートの破壊状況

打設したアンカーがひび割れを誘発することが懸念されたため、試験終了後鋼板を撤去し、ひび割れとアンカーの位置を確認した。補強後に発生した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は、アンカー一本当たり作用するせん断力が大きくなると考えられるが、この場合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。

(4) 結果の検討

a) 先行応力の影響

表-6より、試験体No. 4(先行応力1000kgf/cm²)、試験体No. 7(先行応力3000kgf/cm²)を比較すると主筋降伏時は、荷重、鋼板ひずみとも試験体No. 4の方が小さいが、終局時には両者の差はほとんどみられず、補強後の終局までの耐力増分に先行応力の影響は小さいといえる。

b) グラウトの有無

表-6より、試験体No. 4(グラウトあり)、試験体No. 5(グラウトなし)を比較すると降伏荷重、最大荷重とも5%程度グラウトのある方が大きくなっている。なお、試験体No. 5でも鋼板設置時にはスペーサーを配し、圧縮縁から鋼板までの距離は試験体No. 4と同等にしてある。

本工法では、耐久性の観点からグラウトを行うことを原則としているが、耐力に与える影響がこの程度であれば、実工事において万一グラウトの充填が不十分であっても実用上の問題は無いと考えられる。

c) アンカーの配置

シリーズIの試験体No. 2(打設間隔@150mm)、試験体No. 3(同@75mm)、試験体No. 4(同@125mm)で、アンカーの配置をパラメータとした。試験結果では打設間隔が小さいほど耐力が大きくなっており、アンカーの群効果⁴⁾による耐力低下は認められなかった。

d) アンカーの本数

拡張系アンカーについてはシリーズI、IIを通じて、M12タイプ8本、16本およびM16タイプ20本の3種について実験した。表-4より、試験結果からアンカーの本数(ボルトの断面積)は耐力への影響があることがあきらかである。このことは試験体の耐力算定に際し、アンカー自身の強度を評価する必要があること示唆している。

e) ナットと鋼板の溶接・ナット締め付けトルク

試験体No. 9~No. 12については、ナットと鋼板の溶接の有無、ナット締め付けトルク値をパラメータとしており、No. が大きい試験体ほどアンカーによる鋼板の拘束力が小さいといえる。表-6によれば、鉄筋降伏荷重は溶接の有無、ナット締め付けトルクの影響を受けるが、最大荷重には大きな影響はみられなかった。したがって、耐力に関しては、導入トルクの長期的な減少は耐力に影響せず、溶接工の省略も可能と考えられる。

(5) まとめ

鋼板補強梁の曲げせん断試験により補強効果に関して得られた知見をまとめると以下の通りである。

- ① あと施工アンカーによる鋼板補強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 アンカーの本数を多くすると曲げ耐力が増加し、破壊モードが曲げ圧壊からせん断破壊へと変化する。
- ④ 補強効果はアンカーの本数(総断面積)に依存する。

3. 耐力評価

(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。ここでは、曲げ圧壊した試験体、No. 3, 5, 9, 10, 11, 12を検討の対象とした。計算結果を表-7に示す。

- 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-9)
- ② 鉄筋は完全弾塑性体を仮定し、ひずみ硬化は考慮しない。(図-10)
- 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-11)
- ④ 鉄筋の先行応力は鉄筋の降伏強度を先行応力だけ低下させることによって考慮する。
- ⑤ コンクリートの先行応力はその圧縮強度を先行応力だけ低下させることによって考慮する。

表中の計算値①は補強鋼板の強度が100%有効に機能するとして求めたものである。実測値は計算値①の70%~80%となっている。破壊時には、鋼板のひずみは $800 \times 10^{-6} \sim 1358 \times 10^{-6}$ と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、鋼板の耐力に対してアンカーのせん断耐力が不足していると考えられ、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。

表-7 曲げ耐力計算結果

No.	実測値 (tf)	計算値① (tf)	実測値 計算値①	みかけの 鋼板強度 kgf/cm ²	計算値② (tf)	実測値 計算値②
3	40.7	51.1	0.80	2337	35.9	1.13
5	36.1	51.4	0.70	2337	36.4	0.99
9	34.1	44.8	0.74	2404	32.1	1.06
10	32.0	45.2	0.71	2404	31.5	1.02
11	33.0	45.0	0.73	2404	30.1	1.10
12	36.6	45.6	0.80	2404	32.5	1.13

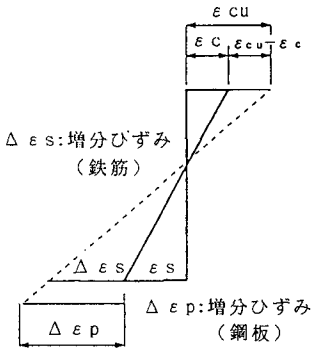


図-9 断面のひずみ分布

そこで、式(1)で示されるように鋼板のみかけの降伏強度を定義し、試験体の曲げ耐力算定に際し、鋼板の耐力とアンカーのせん断耐力とが等しくなるように、鋼板の降伏強度をアンカーのせん断耐力に応じて低減することにした。これによる計算耐力が計算値②である。ここで、アンカー鋼板の降伏強度は表-2、表-8に示す値を用いた。

$$\text{鋼板のみかけの降伏強度} = \alpha \cdot f_{py} \quad (1)$$

ここに

f_{py} : 鋼板の実際の降伏強度

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

n : せん断スパン内のアンカー本数

F_{au} (アンカー1本のせん断耐力)

= 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4.5mm × 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。

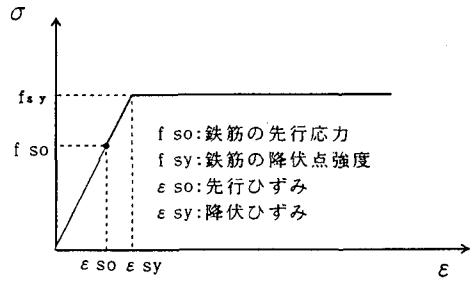


図-10 鉄筋の応力-ひずみ関係

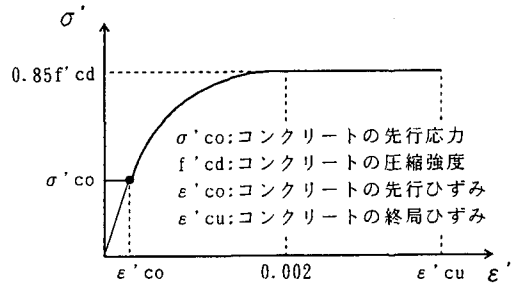


図-11 コンクリートの応力-ひずみ関係

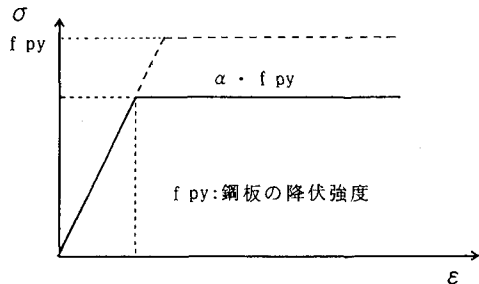


図-12 鋼板の応力-ひずみ関係

表-8 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 ²)	せん断 強度 b kgf/cm ²	a × b (kgf)	断面積 c (cm ²)	せん断 強度 d kgf/cm ²	c × d (kgf)
接着系	D 10	0.712	2813	2002	-	-	-
金属拡張 (フタダ-キット)	M 12	0.843	6183	5213	3.034	1848	5607
	M 16	1.570	6183	9707	4.512	1848	8338

(2) せん断耐力

鋼板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⁷⁾に示される棒部材の設計せん断耐力式による計算値

表-9 せん断耐力計算結果

No.	せん断ひび割れ発生時			破壊時		
	実測値 (tf)	計算値 (tf)	実測値 計算値	実測値 (tf)	計算値 (tf)	実測値 計算値
2	30.8	28.7	1.07	36.2	34.0	1.06
4	33.0	28.6	1.15	38.0	33.9	1.12
6	39.4	32.7	1.20	40.4	38.0	1.06
7	37.8	33.7	1.12	37.8	39.0	0.97
8	50.0	33.0	1.52	50.8	38.3	1.33
13	38.8	30.5	1.27	38.8	35.8	1.08

と比較する。なお、同式の適用においては β_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-9に示す。ここではせん断破壊した試験体、No. 2, 4, 6, 7, 8, 13を検討の対象とした。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 γ_b は1.0とした。せん断ひび割れ発生荷重、破壊荷重のいずれについても計算値と実測値はほぼ一致しており、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。なお、試験体No. 8の実験値が計算値に比較して大きくなっている。これは適用したアンカーが試験体寸法に比し大型であり、導入トルクも大きいことから、試験体のせん断スパン内に部材軸直行方向の圧縮力が導入され、せん断ひび割れを抑制したこと、また、アンカー自身がせん断補強筋として機能したことが考えられる。

(3) まとめ

鋼板補強梁の曲げせん断試験結果に基づく耐力評価により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- ① 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。
- ② 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。

4. 門型試験

(1) 試験目的

本工法は、RC梁部材の曲げ、およびせん断補強に対して有効であることが補強梁の曲げせん断試験により確認された。しかし、本工法をボックスカルバート上床版など、部材内でモーメントの反転する構造物の補強への適用に際しては、以下の事項を確認する必要がある。

- ① 鋼板補強工法の隅角部の負曲げモーメントに対する補強効果（隅角部で破壊しないか）
- ② 破壊モード（補強により曲げ破壊からせん断破壊などへ破壊モードの移行はないか）
- ③ 補強による耐力増加率（梁試験結果と同程度か）

このため、これらを確認するため、ボックスカルバートの上半断面を2分の1スケールにモデル化したラーメン型試験体を用いて、鉛直・水平の2方向同時載荷試験を実施した。

(2) 試験概要

a) 試験体および試験方法

試験は、図-13に示す試験体に鉛直荷重Pと水平荷重Qを載荷して行った。なお、試験体の奥行きは60cmである。

ボックスカルバート構造物は、たとえば季節変動による地下水位の低下などで側方圧が減少すると上床版のモーメント反転位置が移動し、中央部での正曲げモーメントが増加する構造特性を有している。このような状況では、補強工事を上床版の曲げモーメントが小さくなる時季に行うことで、その後のモーメント増加に対して補強鋼板が効果的に機能すると考えられる。本試験においては先行加力、繰り返し加力では、曲げモーメント $M=0$ の位置をハンチ端より中央より63cmの位置とし、最終加力では、ハンチ端で $M=0$ となるようににPとQの比を定めて載荷した。図-14に載荷要領を示す。

試験体は、無補強試験体、鋼板補強試験体各1体、計2体であり、試験体のRC部分の寸法は同一である。図-15に配筋を示す。アンカーには金属拡張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た。

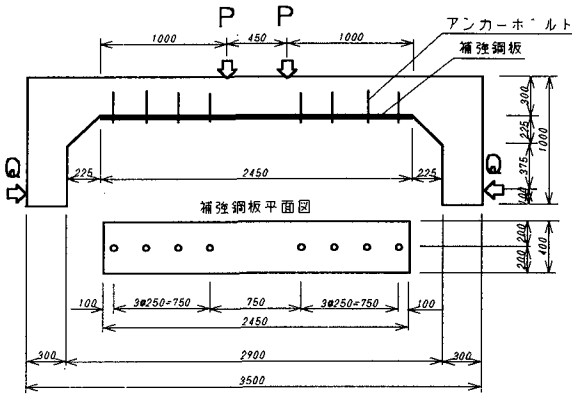


図-13 門型試験体

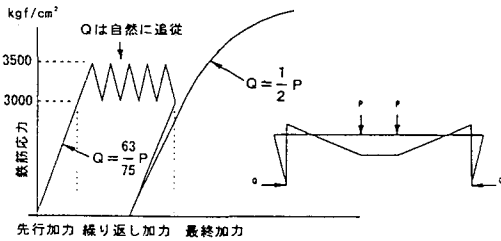
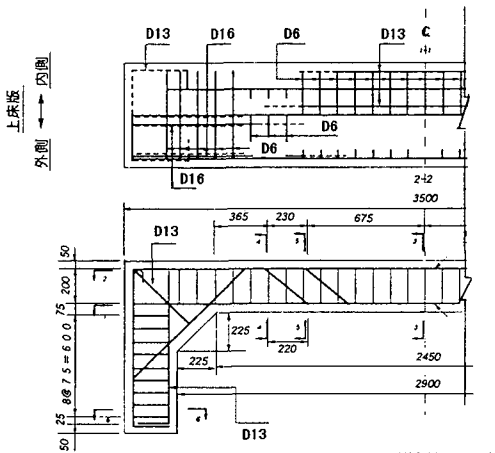


図-14 荷重要領



(単位：mm)

図-15 配筋

b) 補強工

拡張系アンカーのナットの締付けトルクはクランプなどによる導入トルクの消失を考慮し、メーカー規定値の30% (240kgf・cm) とした。また、補強工実施前に試験体中央部の主筋に先行応力3000 kgf/cm²を導入し、その応力を保持しながら補強工を実施した。

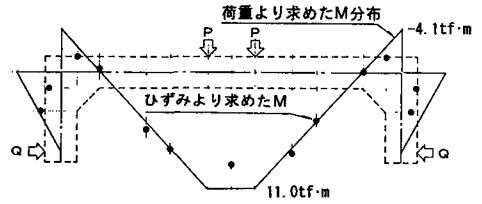


図-16 曲げモーメント分布

表-10 試験結果一覧

試験体	コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)	鉄筋降伏荷重			破壊荷重			鋼板ひずみ (×10 ⁻⁶)		破壊モード
		2P (tf)	Q (tf)	M (tf・m)	2P (tf)	Q (tf)	M (tf・m)	鉄筋降伏時	最大荷重時	
無補強試験体	275	20.4	6.2	9.4	22.1	5.6	10.9	-	-	曲げ圧壊
補強試験体	291	22.0	9.2	8.2	38.9	12.4	17.4	447	1085	曲げ圧壊

(3) 試験結果

a) ひずみ分布より確認した曲げモーメント

無補強試験体について実測の鉄筋ひずみ、コンクリートひずみより算出した曲げモーメント分布を図-16に示す。図には荷重P、Qより部材を線材として算出した曲げモーメント分布を併せて示す。全体に両者は良く一致しており、所期の荷重が加力されていると判断できる。ただし、隅角部ではひずみから算出した曲げモーメントは、線材として計算されるような極端な負曲げモーメントのピークはみられない。これは隅角部に形成される剛域のためと考えられる。

b) ひび割れ、および破壊状況

表-10に試験結果の一覧を示し、図-17にひび割れ状況を示す。無補強試験体、補強試験体ともせん断ひびわれは発生せず曲げ圧壊した。補強試験体の最大曲げモーメントは17.4tf・mとなった。これは、無補強試験体の最大曲げモーメント10.9tf・mの1.6倍であり、十分な補強効果が認められたといえる。また、梁試験と同様に鋼板のみかけの降伏強度を用いて計算した最大曲げモーメントは表-11に示すように15.8tf・m (実験値/計算値=1.1) であり、門型試験体にも梁試験体と同様の耐力評価法を適用できると考えられる。また、ひび割れは正曲げモーメントが作用する上床版中央部に集中しており、隅角部の負曲げ領域には見られなかった。

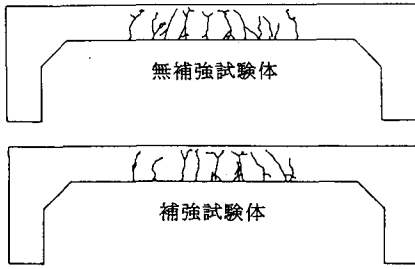


図-17 ひび割れ状況

表-11 曲げ耐力計算結果

	最大モーメント(tf・m)		実測値
	実測値	計算値	計算値
補強試験体	17.4	15.8	1.10

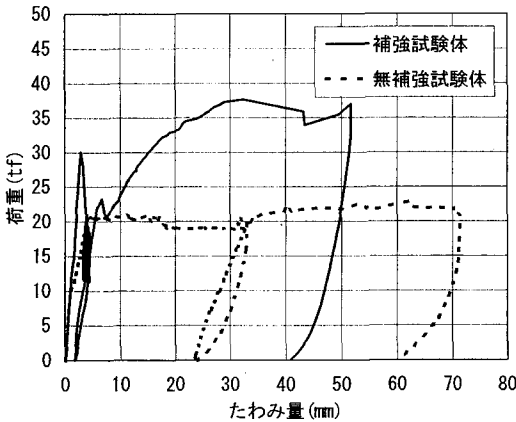


図-18 荷重-変位関係

c) 荷重-変位関係

鉛直荷重と試験体中央部の変位の関係を図-24に示す。補強試験体は補強後の関係を示している。

無補強試験体では主筋ひずみを3000kgf/cm²とした後、一旦荷重を0とする前にPを一定に保ちながら、

$$Q = \frac{63}{75} P \text{ から } Q = \frac{1}{2} P \text{ へと } Q \text{ の低減を試みたため、}$$

荷重が一定のまま変位だけ増加していった。その途中で主筋が降伏し、荷重の制御が困難となったので、荷重を0に戻している。その後載荷を再開してからは、すでに主筋が降伏しているため荷重は大きくは増加せず、変位が増加し曲げ圧壊した。補強試験体は、まず、主筋ひずみをくり返し加力

の制御上限値である3500kgf/cm²とする直前に鋼板とグラウトの付着が切れ荷重が減少し、変位が増加した。次に、くり返し加力を行い、一旦荷重を0としてから再加力した。この後、主筋が降伏し剛性は低減したが、曲げ圧壊に至るまで荷重は増加した。

(4) まとめ

ラーメン型試験体による載荷試験の結果、内空側から上床版部へ補強を施すことにより、最大曲げモーメントは無補強の場合の1.6倍と十分な補強効果が得られること、耐力は梁試験体と同様の手法により評価できること、隅角部周辺にはひび割れの発生がみられなかったこと、最終的な破壊モードは曲げ圧壊となり、せん断破壊など脆性的な破壊はみられなかったことを確認した。これらより、本工法のボックスカルバート上床版など、隅角部を有する構造物の補強への適用性が確認された。

5. 結論

あと施工アンカーによる鋼板補強工法の補強効果の確認、耐力評価法の検討、隅角部を有する構造物への適用性の確認を目的として、一連の構造実験を行った。

これらを通じて、明らかになったことを以下にまとめる。

- ① 本工法はコンクリート構造物の曲げ耐力の増加に有効である。
- ② 補強効果はアンカーの本数（総せん断耐力）に依存する。ただし、補強効果の上限は鋼板の強度による。
- ③ アンカー本数を増やすと曲げ耐力が増加し、破壊モードが曲げ圧壊からせん断破壊へと変化する。
- ④ 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。
- ⑤ 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、さらに鋼板の耐力の上限値をアンカーのせん断耐力とすることで実測値に近い計算耐力が得られる。
- ⑥ 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。

- ⑦ 門型構造物において、補強時に補強区間の一部が負曲げモーメント領域にあっても、終局時に補強全域が正曲げモーメント領域にあれば、補強耐力は梁試験体と同様の評価法で評価できる。
- ⑧ 門型試験により隅角部周辺にはひび割れの発生がみられなかった。従って、本補強工法は曲げのみに有効であるとしても隅角部を有する構造物の補強工法として十分な効果を有する。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひびわれ調査，補修・補強指針，1987.
- 2) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989.
- 3) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985.
- 4) 岡田恒男，田中礼治，松崎育弘，坂本功，河村壮一：あと施工アンカー「設計と施工」，技術書院，1991.
- 5) 鉄道総合技術研究所：あと施工アンカー工法設計施工の手引き，1991.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物，1992.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書（平成3年度版）設計編，1991.

(1996. 9. 30 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EFFECT OF PLATE ANCHORAGE REINFORCEMENT ON RC MEMBER

Hirofumi TAKAYAMA, Junichi NIYAMA, Tetsuya MISHIMA,
Akira SUZUKI and Tadatomo WATANABE

Plate anchor reinforcement method was ideal as reinforcement method of concrete structure. This method does not use adhesive and depends on stiffness of post installed anchor bolt. At first we confirmed the method is effective to increase flexural strength through the reinforcement beam tests. Then we know we can calculate flexural strength of reinforcement beam under assumptions as section of RC beam and plate is plane after reinforcement, and ultimate shear strength considering cross section area of plate as steel bar. And we confirmed the suitability of this method to the box culvert through the rafter model tests.