

論文 吹付けモルタルで下面増厚補強した RC 部材の耐荷性状について

古内 仁*1・恒岡 聡*2・角田興史雄*3・吉住 彰*4

要旨: 既設の鉄筋コンクリート部材にポリマーセメント系モルタルを吹付けることにより下面増厚補強した部材の載荷試験を行った。はりの供試体では、静的載荷試験を行い、一体打ちされた部材と同様に降伏耐力、終局耐力および部材の変形を評価できることが明らかとなった。スラブの供試体では、静的載荷試験と疲労載荷試験を行い、静的押抜きせん断耐力は一体打ちされた部材と同様に評価できること、疲労による押抜きせん断破壊においては増厚補強部分の剥離が生じたものの補強効果が十分にあることが確認できた。

キーワード: 吹付けモルタル, 下面増厚補強, はり, スラブ, 耐荷性状

1. はじめに

我が国では、社会基盤施設として耐久のおよび経済的であるという理由からコンクリート構造が数多く採用されてきた。従来は半永久的な構造と考えられてきたコンクリート構造物ではあるが、様々な原因から劣化損傷が進み、最近では補修・補強が盛んに行われるようになってきた。特に道路橋床版では、交通量や車両重量の増大、さらには繰り返し荷重下における雨水等の浸透による気象作用の影響が劣化や損傷の原因となっている。このような既設床版の損傷に対しては、鋼板接着工法やFRP接着工法などが補強・補修工法として従来から採用されており、最近では炭素繊維シート接着工法も用いられるようになってきた。さらに近年では、床版厚の不足によるものに対しては、コンクリート増厚補強が行われるようになってきた。床版の増厚工法には、上面増厚と下面増厚の2つがあり、施工例は前者の方が圧倒的に多いようである。しかしながら、上面増厚工法は、施工中に供用交通を遮断してしまうため、この工法の適用箇所は比較的交通量の少ない路線に制限さ

れてしまう。後者の下面増厚補強は、現状では施工の困難さからその実績が少ないが、供用中に施工が可能であるため、今後の床版補強工法として期待することができる。

本研究では、吹付け補強用に開発された高性能のモルタル材料を用いて既設の鉄筋コンクリート部材に対して下面増厚補強し、その部材の耐荷性状を明らかにすることを目的として行われた。載荷試験では、はりとスラブの両者を対象に行われたが、スラブでは疲労荷重に対する検討も行った。

2. 実験概要

2. 1 実験供試体

実験は、はり供試体2体とスラブ供試体3体について載荷試験を行った。いずれの供試体も既設部分はあらかじめ作製し、一定期間養生した後、補強鉄筋を配置して下面からポリマーセメント系モルタルを吹き付けることにより増厚補強を行った。

はり供試体の形状寸法を図-1に示す。はり供試体の既設部は、両者に共通で高さ150×幅

*1 北海道大学助手 大学院工学研究科 (正会員)

*2 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻

*3 北海道大学教授 大学院工学研究科 工博 (正会員)

*4 ポゾリス物産(株) 営業技術部部长 工修 (正会員)

表－１ はり供試体の引張鉄筋比

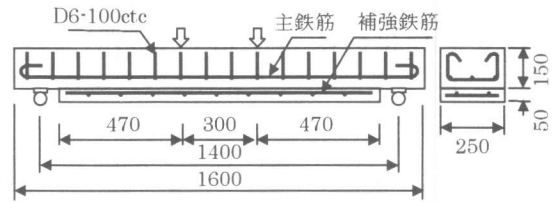
供試体	既設部		補強部	
	有効高 (mm)	鉄筋比 (%)	有効高 (mm)	鉄筋比 (%)
補強はりA	114	0.75	160	0.36
補強はりB	114	0.75	158	0.24

表－２ スラブ供試体の載荷方法

供試体	載荷方法	上限荷重
補強スラブA	静的	-----
補強スラブB	疲労	静的耐力の48%
補強スラブC	疲労	静的耐力の69%

250×支間 1400mm, 引張鉄筋には D10 を 3 本配置し, せん断補強鉄筋には D6 を 100mm 間隔で配置した。補強部分の厚さは 50mm で, 補強はり A の補強鉄筋には D10 を 2 本, 補強はり B は D6 を 3 本用いた。鉄筋比は表－１に示すとおりである。はり供試体においては, 静的載荷のみについて行った。

図－２は, スラブ供試体の形状寸法をあらわしたものである。スラブは, 全ての供試体で同一で, 既設部は厚さ 130mm×幅 1200mm×支間 1000mm で, 主鉄筋および配力鉄筋には D13 を 80mm 間隔 (引張鉄筋比約 1.5%) で格子状に配置した。補強部分は, はり供試体同様, 補

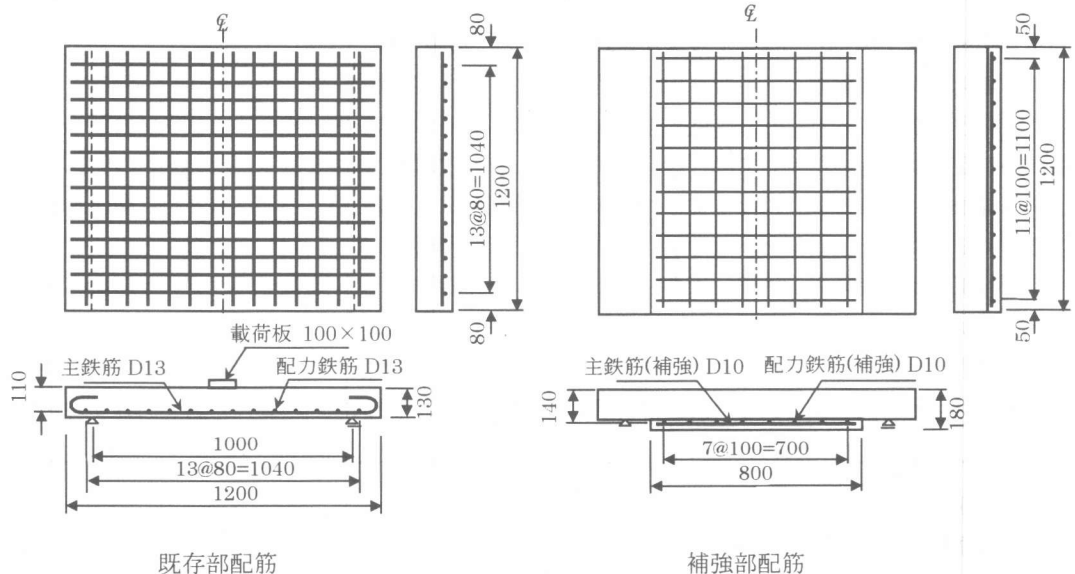


図－１ はり供試体の形状寸法

強鉄筋 (D10 を 100mm 間隔に格子状配置) を設置後, 50mm の厚さに吹付けを行った。スラブ供試体の実験変数は, 表－２に示すように載荷方法とし, 1 体は静的載荷, 残りの 2 体は疲労載荷とした。なお, 疲労荷重の下限荷重には供試体の安定性を考慮し, 上限荷重の約 20% とした。

2. 2 吹付け補強方法

既設部下面は, あらかじめチッピング処置した後, 高圧水による洗浄を行った。補強鉄筋の取り付けには, 既設部底面に 5mm 厚のスペーサを挿入し, 格子状に配した鉄筋の数カ所の位置でアンカーボルトによって固定した。吹付け補強に用いた材料は, セメント、砂、再乳化型エマルジョン、アクリル繊維、各種混和材料等があらかじめ混合されたプレミックスタイプのポリマーセメント系の湿式吹付けモルタルであ



図－２ スラブ供試体の形状寸法

表－3 圧縮強度

供試体	コンクリート (N/mm ²)	増厚モルタル (N/mm ²)
補強はり A	26.8	49.1
補強はり B	26.8	49.1
補強スラブ A	28.6	37.0
補強スラブ B	26.2	35.1
補強スラブ C	23.7	35.1

表－4 使用鉄筋の材料強度

供試体		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
補強はり	D6	377	555
	D10	362	513
補強スラブ	D10	339	490
	D13	360	515

る。このモルタルを2回の吹付け作業により、所定の厚さ 50mm を確保した。なお、はり供試体では支点から 80mm 離れた位置、スラブ供試体では支点から 100mm 離れた位置からを補強区間とした。

2. 3 材料強度

使用したコンクリートおよび増厚モルタルの圧縮強度を表－3に示す。また、鉄筋の種類は熱間圧延異形棒鋼で、補強スラブに用いた D10 は SD295A、それ以外の鉄筋は SD345 である。実測した降伏強度および引張強度は、表－4に示すとおりである。

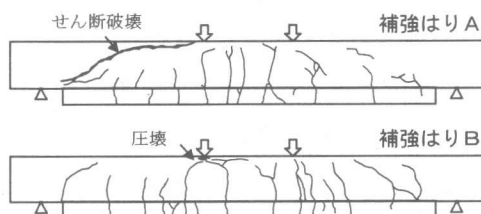
2. 4 測定項目

補強はり、補強スラブともに、既設部分の鉄筋と補強鉄筋についてワイヤーストレインゲージを用いてひずみを測定した。補強はりでは、支間全長にわたって適当な間隔でゲージを設置した。補強スラブでは、幅の中央線上で所定の間隔をおいてゲージを設置した。

3. 実験結果および考察

3. 1 はり供試体の破壊性状

図－3は、補強はり側面のひび割れ状況を示したものである。いずれの供試体も、曲げひび割れは増厚部下面から発生し、荷重の増加とともにそのまま既設部分へと進展していった。補



図－3 補強はりのひび割れ状況

表－5 補強はりの降伏荷重

供試体	補強鉄筋		既設鉄筋	
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 (kN)	計算値 (kN)
補強はり A	39.5	43.4	57.0	55.3
補強はり B	32.2	36.7	50.0	46.9

表－6 補強はりの終局荷重

供試体	計算値		実験値 破壊荷重 (kN)
	曲げ耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	
補強はり A	57.8	95.8	64.0
補強はり B	49.4	95.8	62.0

強はり B では、補強鉄筋、既設鉄筋ともに降伏した後、コンクリート圧縮部で圧壊して終局に至った。一方の補強はり A は、破壊荷重近傍で、新たに既設部分の増厚端部付近から斜めひび割れが発達し、最終的に載荷点まで達して終局に至った。また、いずれの供試体でも、増厚部の端部付近で剥離が生じていることが確認された。

3. 2 補強はりの降伏耐力と終局耐力

表－5と表－6は、補強はりの引張鉄筋の降伏荷重と終局荷重を示したものである。表にはあわせて計算値も示した。

降伏荷重の計算にあたっては、ひずみ分布は平面保持を仮定し、コンクリートは弾性体（引張領域の応力を無視）、鉄筋は弾塑性体として、算定をおこなった。実験値の降伏荷重は、等モーメント区間で実測されたひずみの値より降伏の判定を行って定めた。この結果、補強鉄筋の降伏荷重は、実験値の方が計算値よりやや小さくなっているものの、既設鉄筋、補強鉄筋ともに実験値は概ね計算値と一致していることがわかる。したがって、下面増厚補強されたはりに

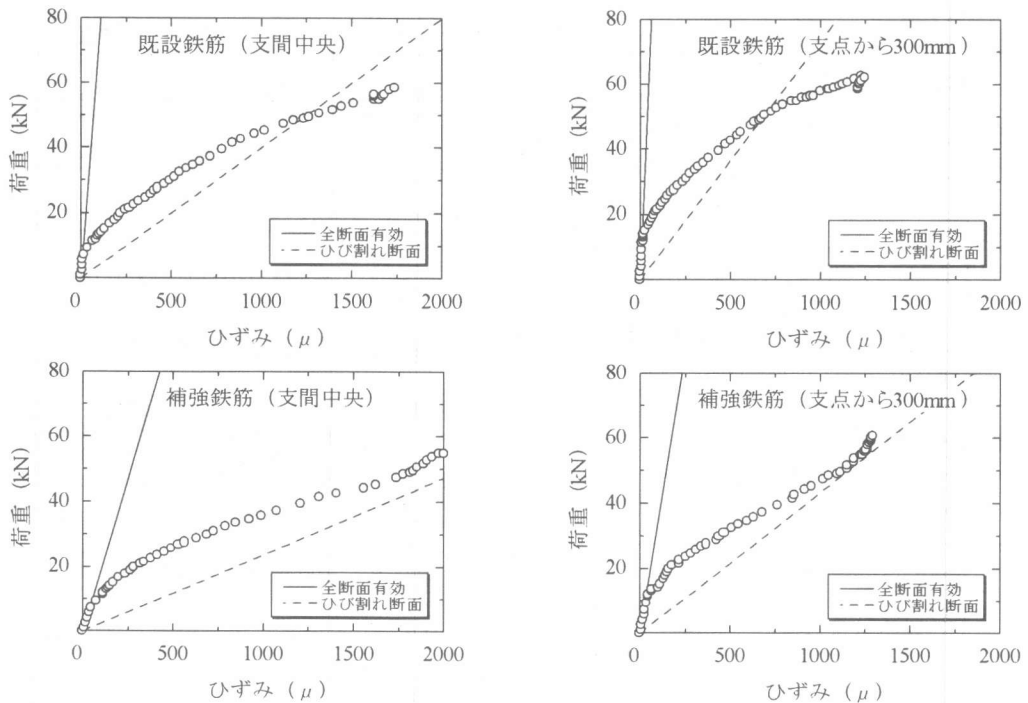


図-4 補強はりAの引張鉄筋のひずみ

についても、通常の一体打ちされたはりと同様に降伏荷重を推定することが可能である。

曲げ終局耐力の計算にあたっては、コンクリートの圧縮域は等価応力ブロックを仮定し、既設鉄筋、補強鉄筋ともに降伏したものととして算定をおこなった。せん断耐力は、増厚補強部分を無視して既設はりの部分について算定をおこなった。計算にあたっては、スターラップのせん断補強効果はトラス理論を用い、トラス以外のせん断耐力は二羽らの提案している鉄筋コンクリートはりのせん断強度式¹⁾を用いて算定した。この結果、実験値の破壊荷重は、曲げ終局耐力に対して、補強はりAは1.11倍、補強はりBは1.26倍となった。補強はりAは、斜めひび割れの発達で終局に至ったが、曲げに対する安全性は十分にあると考えられる。既設部のせん断耐力を低下させた原因としては、増厚補強部の端部で補強鉄筋から伝えられる引張応力によって既設部のコンクリートに局部的な応力が発生し、斜めひび割れを誘発しやすくなっているためと考えられる。この傾向は、補強鉄筋量が

多くなればなるほど強くなると推察される。実用的には、補強鉄筋を周囲の部材（床版等の増厚補強の場合には、桁やハンチ）に定着させることにより、この問題は解消できると思われる。

3. 3 補強はりの引張鉄筋のひずみ性状

補強はりAにおける引張鉄筋のひずみの一例を図-4に示す。図中の実線は既設部と補強部が完全一体化している全断面有効として、破線は引張域のコンクリートの応力を無視したひび割れ断面として算定した鉄筋のひずみである。ひび割れ前の荷重では、既設鉄筋、補強鉄筋ともに全断面有効の計算値によく一致していることがわかる。一方、ひび割れ発生後の荷重では、既設部の鉄筋がひび割れ断面の計算値を若干越えてはいるが、終局荷重に近づくにつれて漸近していく傾向がうかがえる。したがって、増厚補強された部材においても、増厚補強部の端部を除いては、終局状態になるまで既設部と補強部の界面での付着が良好であると考えられる。

3. 4 補強スラブの破壊性状

補強スラブAは、静的に荷重を加えて押抜き

表－７ 補強スラブAの終局耐力

供試体	静的押抜きせん断耐力		実験値 計算値
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	
補強スラブA	274	276	0.99

表－８ 補強スラブの疲労寿命

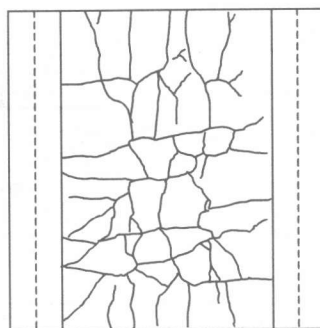
供試体	疲労荷重 (kN)			疲労寿命
	上限	下限	振幅	
補強スラブB	133	27	106	2,000,000*
補強スラブB(再)	183	37	146	28,065
補強スラブC	191	38	153	9,292

*は破壊せず

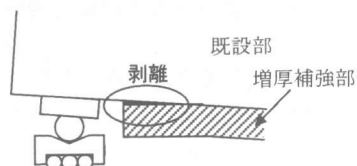
せん断破壊させた。図－５は、スラブ底面のひび割れ状況を示したもので、典型的な押抜きせん断破壊後のひび割れ性状を呈している。

表－７は、押抜きせん断耐力の実験値と計算値を示したものである。計算値は、土木学会コンクリート標準示方書「設計編」²⁾に規定されている面部材の設計押抜きせん断耐力式により求めた。なお、耐力算定式中で用いる有効高さは、上縁から既設鉄筋と補強鉄筋の両者の重心位置までとした。この結果、実験値は計算値とほぼ一致する結果となり、下面増厚補強したスラブの押抜きせん断に対しても、一体構造のスラブと同様に評価できることがわかった。

補強スラブBと補強スラブCは、疲労荷重を与えて破壊させたものである。疲労試験の結果を表－８に示す。補強スラブBは、上限荷重として、補強鉄筋の応力が「道路橋示方書コンクリート橋編」³⁾に規定されている許容応力度の1.5倍程度となるように定めた。この場合、上限荷重は、静的押抜きせん断耐力のおおよそ50%程度である。載荷試験の結果、200万回に達しても、押抜きせん断破壊は起こらなかった。しかしながら、載荷中、100万回近辺で、側面において増厚補強部分の端部より剥離が生じ、200万回終了時には、中央部付近まで進行していることが目視により確認された(図－６参照)。補強スラブBは、この後上限荷重を静的押抜きせん断耐力の66%に増加して、疲労載荷を行っ



図－５ 補強スラブAのひび割れ状況



図－６ 疲労載荷試験における増厚部の剥離

た。この荷重では、繰返し回数 28065 回で、押抜きせん断破壊を起こした。補強スラブCでは、上限荷重を静的押抜きせん断耐力の約 70% として、疲労載荷を行った。この供試体では、増厚補強部分の剥離が確認されることなく、繰返し回数 9292 回で、押抜きせん断破壊を起こした。

3. 5 補強スラブの疲労性状

疲労破壊した補強スラブについて、疲労寿命の検討を行った。図－７は、縦軸に上限荷重値を、横軸には疲労寿命として繰返し回数を対数にして示した。図中の実線および点線は、コンクリート標準示方書「設計編」に示されている鉄筋コンクリートスラブの設計押抜きせん断疲労耐力式による補強後および補強前の計算値を示している。補強スラブCおよび補強スラブBの再載荷において、それぞれ同一の疲労寿命に対する設計疲労耐力を計算すると前者は 200kN、後者は 192kN となる。この設計耐力値に比べれば、いずれの実験値も 0.95 倍であり 1 割弱の危険側の値を示した。通常、疲労破壊の実験データのばらつきを考えれば、妥当な評価の範囲内と考えられるが、繰返し載荷による増厚補強部の剥離の影響が、疲労耐力を小さ

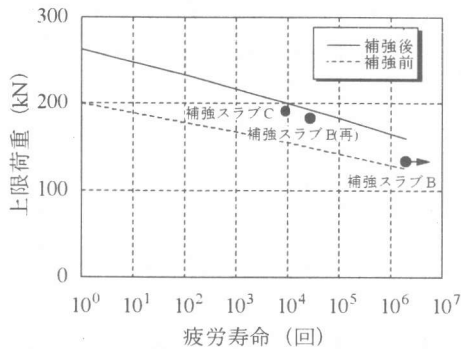


図-7 補強スラブの疲労寿命

くしていることが考えられる。ただし、実験値は補強しなかったと仮定した場合の疲労寿命を上回っており、十分な補強効果が示されている。

3. 6 疲労荷重による増厚補強部剥離の影響

補強スラブBにおいて、最初の疲労載荷時における中央線上の補強鉄筋のひずみ分布を調べた。図-8は、上限荷重時における各測定時のひずみ分布を抜粋して表した。初期の載荷から10万回目の載荷においては、ひずみ分布は中央がピークとなる山なりの形状をしており、既設部分との一体性が確保されていると考えられる。しかし、100万回目の測定においては、左側半分のひずみが小さくなり、600mmの位置におけるひずみが突出していることがわかる。200万回目においても同様で、同じようなひずみ分布を示しており、左側の領域の増厚補強部が大きな範囲で剥離していると考えられる。このことから、既設部と増厚補強部の付着性状は、繰り返し荷重が作用することにより劣化が起り、部分的に一体性を失っているものと考えられる。このような問題は、補強鉄筋端部の定着をとることにより、ある程度改善されるが、繰り返し荷重下における増厚補強部の付着劣化は別途検討が必要である。

4. まとめ

下面増厚補強された鉄筋コンクリート部材の載荷試験を行った結果、次の知見が得られた。

1)補強はりの降伏耐力および曲げ終局耐力は、

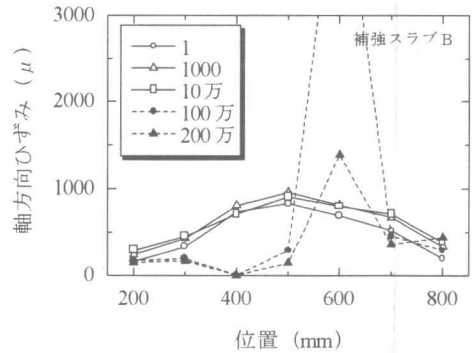


図-8 補強鉄筋のひずみ分布

平面保持の仮定を行って算定することにより妥当な評価ができることから、静的な荷重に対しては既設部と増厚補強部の一体性が確保されている。

- 2)補強はりの既設部では、増厚補強端部付近で局部的な応力が生じ、せん断ひび割れを誘発しやすくしている。
- 3)補強スラブの静的押抜きせん断耐力は、一体化された部材と同様に、土木学会コンクリート標準示方書「設計編」における設計押抜きせん断耐力式によって妥当な評価ができる。
- 4)補強スラブの疲労押抜きせん断破壊においては、増厚補強部の剥離が生じたが、補強効果は十分にあると思われる。増厚補強部の疲労荷重による剥離は、別途検討が必要である。

謝辞 本研究を行うにあたり、補強はりの載荷実験および増厚補強の作業については、(株)エヌエムビーの元売正美氏、石原紀裕氏に多大なご協力をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎ほか:せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価,土木学会論文集,第372号/V-5, pp.167-176. 1986
- 2) 土木学会,コンクリート標準示方書 設計編, 1996
- 3) 日本道路協会,道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 1996