

高強度鉄筋を用いた既設 RC 柱の曲げ補強工法の開発

－耐震補強性能の評価と施工の効率化－

Development of Axial Reinforcement Method for Existing Reinforced

Concrete Column Using High Strength Reinforcing Bars

- Seismic Strengthening Performance Evaluation and Construction Efficiency Improvement -

山口 治* 三澤孝史** 廣中哲也** 松本恵美*

要 旨

河川内や建築限界近傍の RC 柱に対して薄層の耐震補強が可能な曲げ補強工法を開発した。柱の軸方向および周方向の補強鉄筋に高強度鉄筋を使用して、吹付けモルタルで既設柱と一体化することで薄層の補強を実現した。これにより RC 巻き立て工法に比べ、補強厚さを 1/3 程度に低減できることを確認した。また、軸方向鉄筋先端を突起加工することで、定着性能向上と既設鉄筋の損傷リスク低減を可能にした。さらに、プレミックスの吹付けモルタルの使用により型枠作業が不要となり、施工の効率化と品質の安定を実現した。

耐震性能評価のため正負交番載荷実験を実施した結果、無補強試験体に比べて最大荷重が 1.5 倍、降伏後の変形性能が 1.1 倍程度となり、既存の設計式による計算値との整合を確認した。

キーワード：耐震補強、曲げ補強、高強度鉄筋、吹付けモルタル、プレミックス

1. まえがき

1995年に発生した阪神淡路大震災以降、RC造の高架橋や橋梁における柱のせん断耐力向上を目的とした耐震補強が進められ、現在までにせん断補強の耐震化が完了しつつある。一方、構造物における使用環境は建設当時から変化し、大量輸送や車両高速化に伴う荷重の増加、設計地震動の変更による要求耐力の上昇により、既存柱の曲げ耐力が不足し、補強が必要な事例が生じている。

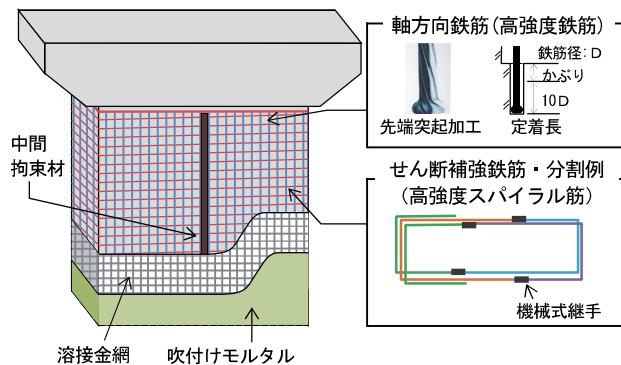
曲げ補強工法は、軸方向鉄筋を配置した RC 巻き立て工法や、端部を基部または頂部に定着させ一体化を図った鋼板巻き立て工法が一般的である。RC 巻き立て工法は、鋼板巻き立て工法と比較して安価に補強できるが、補強厚さが厚く、河積阻害や建築限界の制約がある柱での適用が困難なため、補強厚さの薄い巻き立て工法が求められている。

そこで、補強鋼材を普通鉄筋から高強度鉄筋に変更して小径化を図り、高耐久性の吹付けモルタルで既設柱と一体化することで、補強の厚さが薄くて軽量で、型枠省略による工程短縮とコスト縮減が可能な RC 柱の曲げ補強工法（以下、本工法）を開発した。

耐震補強工法の性能確認として、軸方向鉄筋の定着性

能試験および実大橋脚を想定した壁式橋脚の 1/4 縮小モデルによる正負交番載荷実験を実施した。また、施工の効率化と品質の安定を目的に、吹付けモルタルのプレミックス化に向けた配合検討と施工試験を実施した。

本稿では、本工法の耐震性能確認のための正負交番載荷実験結果と施工の効率化に向けた吹付けモルタルのプレミックス材料の検討結果を報告する。



図ー1 高強度鉄筋を用いた曲げ補強工法の概要

*東日本支社リニューアル技術部 **技術研究所土木研究グループ

2. 工法概要

図-1に、本工法の補強構造の概要図、図-2に補強部断面詳細図を示す。既設RC柱の外側に配置する軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋には高強度鉄筋を用い、吹付けモルタルで既設柱と一体化させる。軸方向鉄筋には、降伏強度 1,275N/mm² の高張力鋼（以降、ウルボン）または降伏強度 685N/mm² の高強度鉄筋（以降、USD 685）を使用する。せん断補強鉄筋は、スパイラル状に加工したウルボンを使用する。高強度鉄筋を使用することにより、普通鉄筋を使用する場合に比べ、鉄筋径を小さくできるため補強厚さが薄くできる。軸方向鉄筋は、短い定着長で所定の定着力を確保するため、鉄筋の先端を突起状に加工し、専用の定着モルタルで基部に定着する。軸方向鉄筋の定着長は、試験により鉄筋径の10倍を確保することで十分な定着力を發揮することを確認した。また、高強度鉄筋は、普通鉄筋に比べて削孔径を10%程度低減でき、削孔による既設鉄筋の損傷リスクを抑えることができる。せん断補強鉄筋は、当社開発技術である既設RC柱のせん断補強工法「スパイラル筋巻立法」により、工場で加工した分割ピースのせん断補強鉄筋を現場でスパイラル状に組み立てる。接合部分は機械式継手とすることで施工性が向上した。

また、断面の縦横比が大きい壁式橋脚に対しては、中間拘束材を用いることで、長辺の中間部でのせん断補強鉄筋のはらみ出しを抑制し、所定の曲げ耐力を發揮することが実験により確認できた。

吹付けモルタルには、特殊混和剤や合成短繊維などの収縮低減材料を使用して、ひび割れ抵抗性と耐久性の向上を図った。現地で練り混ぜて吹き付けることで、補強部が薄くなり、型枠組立・解体の省略による施工の効率化が可能となる。

さらに、全ての工程において人力施工を標準としており、狭隘箇所や揚重困難な橋桁下部での施工を可能にした。RC巻き立て工法に比べて、補強厚さが1/3程度に低減されるほか、鋼板巻き立て工法に必要な揚重機械が不要となり、狭隘箇所でも適用できるため、施工性の向上と適用場面の拡大が可能となる。

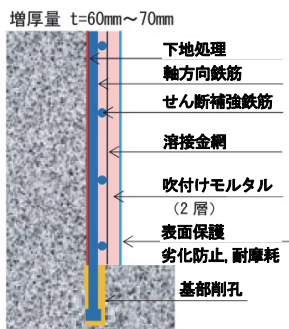


図-2 補強部断面詳細図



写真-1 引抜き試験状況

3. 力学的性能試験

3.1 定着性能試験

軸方向鉄筋の定着性能確認のため、補強鉄筋の種類（ウルボン、USD 685）、先端形状（球形突起あり、突起なし）、定着長（10D、20D D：鉄筋径）をパラメータとした引抜き試験を実施した（写真-1）。試験は、鉄筋コンクリートブロック試験体の中央にかぶりを除く定着長を確保した鉄筋を後施工で定着させ、油圧ジャッキで引張荷重を作用させた。鉄筋の抜け出しを確認し、規格降伏強度以上で荷重の最大点を確認して終了とした。

試験結果を表-1に、ウルボンの引張応力-変位関係を図-3にそれぞれ示す。先端の突起がない場合は鉄筋と定着材の付着力不足により規格降伏応力に達する前に鉄筋が抜け出したのに対して、突起がある場合は、ばらつきがあるものの、定着長10D、20Dともに抜け出しが起らず、規格降伏応力を超えて鉄筋が破断した。よって、軸方向鉄筋の先端に突起を設けて、かぶりと10Dを加えた長さを定着長として確保する仕様とした。

表-1 定着性能試験結果

試験ケース	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
鉄筋種類	ウルボン (φ12.6mm)			USD685 (D10)	
降伏強度	1,275N/mm ²			685N/mm ²	
先端形状	突起なし		球形突起		
定着長	20D		10D	20D	10D
最大引張応力(N/mm ²)	920	1,344	1,356	862	858
破壊形態	鉄筋抜け出し	鉄筋破断	鉄筋破断	鉄筋破断	鉄筋破断

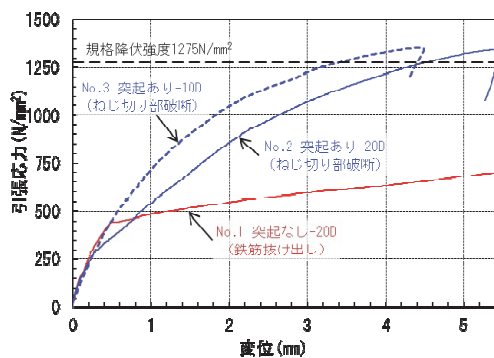


図-3 引張応力-変位関係(ウルボン)

表-2 正負交番荷重実験ケース

ケース	既設部	
	引張鉄筋	せん断補強鉄筋
N	D13(SD345)、D25 引張鉄筋比 0.45%	D6(SD295A)、6本 200mmピッチ、千鳥配置 せん断補強鉄筋比 0.06%
曲げ補強部		
ケース	引張鉄筋	せん断補強鉄筋
B1	ウルボンU7.1 13本 (SBPDL 1275/1420) 補強筋比 0.07%	ウルボンU7.1 (SBPDL 1275/1420) 2本 75mmピッチ 機械式継手 補強筋比 0.07%
B2	D10(USD685) 13本 補強筋比 0.13%	
B3	ウルボンU7.1 13本 (SBPDL 1275/1420) 補強筋比 0.07%	ウルボンU7.1 (SBPDL 1275/1420) 2本 75mmピッチ 継手なし 補強筋比 0.07%

3.2 正負交番載荷実験および実験ケース

3.2.1 試験体製作

正負交番載荷実験の試験体は、実大の鉄道橋脚を1/4に縮小した試験体（断面寸法 1.5m×0.5m）を用いた。実験ケースを表-2に示す。

既設橋脚を想定した補強なしの試験体（ケース N）と、これに曲げ補強した試験体3体（ケース B1~B3）の計4体について正負交番載荷実験を行った。補強軸方向鉄筋は、ケース B1、B3 でウルボンを、ケース B2 で USD685 を使用し、基部への埋め込み側の鉄筋先端に突起を設けて定着させた。せん断補強鉄筋は、全ての補強ケースでウルボンのスパイラル筋を用いた。実大橋脚での補強工事では継手が必要なることを考慮し、ケース

B1、B2 はネジ式の機械式継手、ケース B3 は継手なしとすることで、継手が耐震性能に与える影響を確認した。ケース N の構造図を図-4、配筋断面図を図-5、配筋側面図とひずみゲージ位置を図-6にそれぞれ示す。

ケース N は、曲げ破壊先行であるが、現行の耐震基準では曲げ耐力が不足する柱となるよう配筋を決定した。ひずみゲージは、軸方向鉄筋の柱下端から上方に900mm、基礎内部の下方500mmの範囲と、帯鉄筋には柱下端から上方に800mmの範囲に取り付けた。

ケース B1~B3 の補強配筋断面図を図-7、補強軸方向鉄筋とひずみゲージ位置を図-8、せん断補強鉄筋とひずみゲージ位置を図-9に示す。補強軸方向鉄筋量は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造

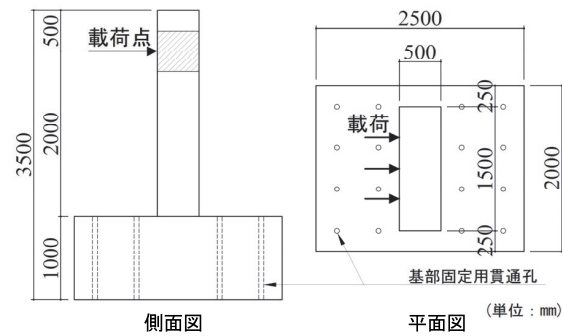


図-4 試験体構造図（ケース N）

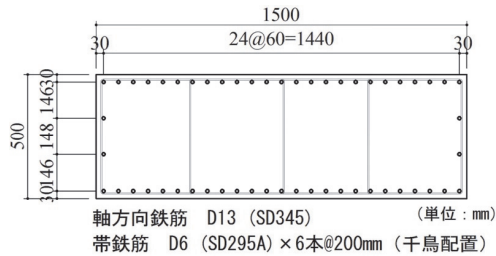


図-5 配筋断面図（ケース N）

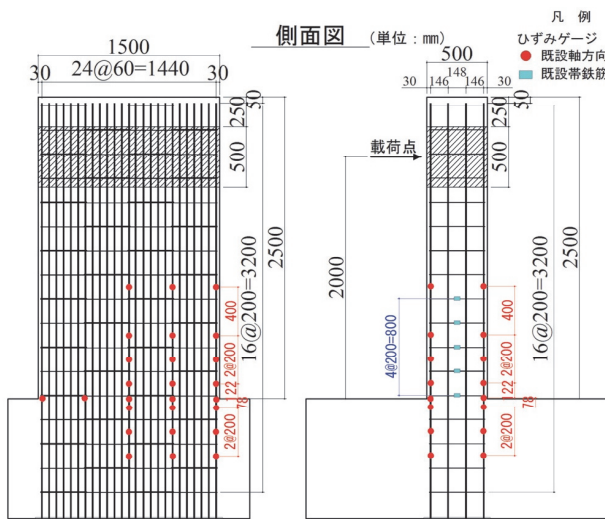


図-6 既設配筋側面図・ひずみゲージ位置図（ケース N）

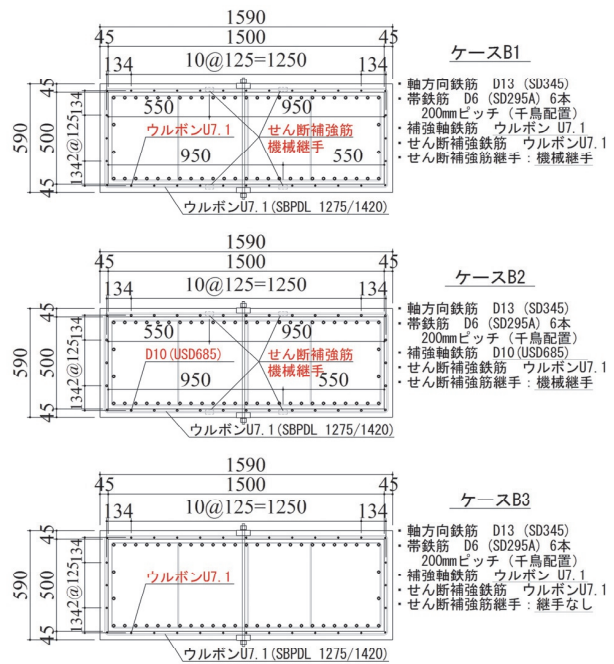


図-7 補強配筋断面図（ケース B1~B3）

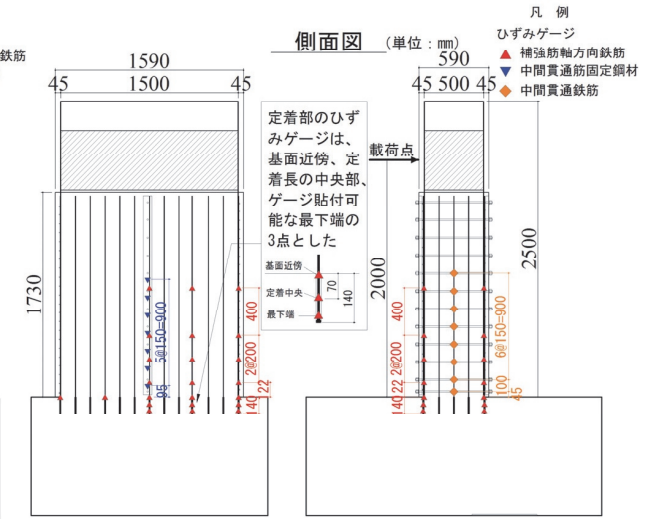


図-8 補強軸方向鉄筋・ひずみゲージ位置図（ケース B1）

物)」²⁾ (以下、RC標準)により、各ケースで曲げ耐力が同程度になるよう計画した。また、曲げせん断耐力比は、ケース N を含めた 4 体で同程度になるよう配置した。各試験体耐力の計算結果を表-3に示す。

コンクリートの配合は、実大橋脚を想定して既設試験体基部 30N/mm²相当、柱部 27N/mm²相当とした。吹付けモルタルは、「高張力スパイラル筋巻立工法」¹⁾と同様に、現場練り混ぜ時のスランプを 10.5cm±2.5cm、設計強度 50N/mm²とした。コンクリートの配合を表-4、吹付けモルタルの配合を表-5に示す。

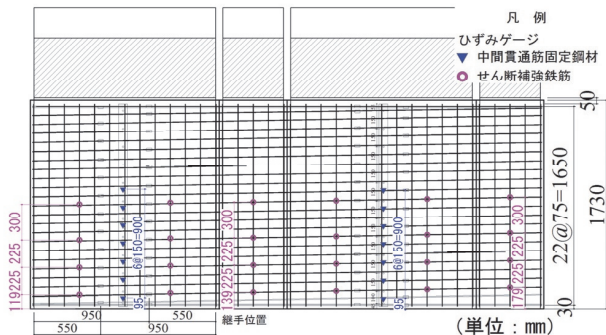


図-9 せん断補強鉄筋・ひずみゲージ位置図 (ケース B1)

表-3 試験体の耐力試算

	曲げ耐力 (kN・m)	せん断耐力 (kN)	曲げせん断 耐力比
ケースN	662	596	1.80
ケースB1	1,036	919	1.77
ケースB2	1,032	936	1.82
ケースB3	1,036	919	1.77

試算条件

- ・コンクリート f_{ck} =30N/mm²
- ・鉄筋の降伏強度は規格値を使用
- ・せん断スパン:2m
- ・せん断補強筋のウルボンの設計降伏強度750

表-4 コンクリートの配合

使用箇所 種類	単位量(kg/m ³)					
	セメント C	水 W	細骨材1 S1	細骨材2 S2	粗骨材 G	混和剤 A
基礎部 30-18-20N	324	170	594	253	956	3.24
柱部 27-18-13N	296	195	625	161	979	2.96

セメント: 普通ポルトランドセメント、密度3.16g/cm³
 細骨材1: 君津産陸砂、密度2.57g/cm³、吸水率2.40%、粗粒率2.10
 細骨材2: 津久見産砕砂、密度2.63g/cm³、吸水率2.37%、粗粒率3.75
 粗骨材: 両神産砕石、密度2.71g/cm³、吸水率0.56%、粗粒率6.53
 混和剤: AE減水剤、密度1.04g/cm³

表-5 吹付けモルタルの配合

使用箇所	合成短繊維 容積比 (%)	単位量(kg/m ³)						
		水 W	セメント C	混和材1 EA	混和材2 SF	細骨材 S	混和剤1 (C×%) (1.5%)	混和剤2 (B×%) (0.6%)
補強部	0.05	240	532	43	53	1413	7.985 (1.5%)	3.769 (0.6%)

セメント: 普通ポルトランドセメント、密度3.16g/cm³
 混和材1: 膨脹材、密度2.92g/cm³
 混和材2: シリカフェーム: 密度2.20g/cm³、比表面積10m²/g以上
 細骨材: 富津産山砂、密度2.61g/cm³、吸水率1.28%、粗粒率2.44
 混和剤1: 収縮低減剤: 密度1.02g/cm³
 混和剤2: 高性能AE減水剤: 密度1.05g/cm³
 合成短繊維: ポリプロピレン樹脂、密度0.91g/cm³、繊維長6mm、13dt(g/10km)

断面寸法の縦横比が大きい柱に対して、せん断補強筋による軸方向鉄筋の座屈制御を確実にするため、せん断補強筋の外側に中間拘束材 (PL75mm×28mm, SS400) を両側に配置し、柱の長辺中央部に設けた貫通孔にφ13mmのPC鋼棒 (以降、中間PC鋼棒) を通して両面からナットで拘束した。

写真-2に試験体製作状況を示す。フォーミングに削孔した孔に軸方向鉄筋を建て込み、定着材により定着した(写真-2(a))。続いて、中間PC鋼棒の挿入・定着、せん断補強筋の設置、中間拘束材の取り付け、溶接金網の設置の順に施工した(写真-2(b))。その後、吹付け定規を設置し、吹付けモルタルを2層に分けて施工した(写真-2(c))。吹付け後、1週間の湿潤養生を経て試験体を完成させた(写真-2(d))。

3.2.2 実験方法

写真-3に荷重装置を示す。試験体をPC鋼棒(φ32mm)により反力床に固定し、柱上部から鉛直荷重用油圧ジャッキにより上部工相当の一定軸力1.0N/mm²を載荷した状態で、水平荷重用油圧ジャッキの伸縮により交番載荷した。鉛直荷重用油圧ジャッキは、スライダを支承を介して荷重フレームに設置しており、試験体の水



(a) 軸方向鉄筋の設置 (b) せん断補強鉄筋の組立



(c) モルタル吹付け (d) 補強完了

写真-2 試験体製作状況

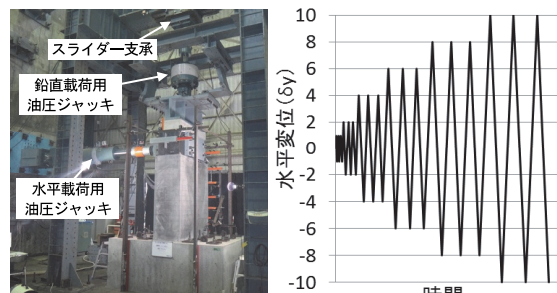


写真-3 荷重装置

図-10 荷重パターン

平変位を妨げない構造とした。

荷重は、ケース N について所定の軸力導入後、軸方向鉄筋が降伏するまで向鉄筋が降伏するまで荷重制御で水平荷重し、降伏時変位の正負平均値を $1\delta_y$ とした。軸方向鉄筋の降伏後は変位制御により、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ 、 $4\delta_y$ ・・・と偶数倍に変位レベルを増加させて荷重した。なお、各変位レベルにおける繰り返し回数は3回とした(図-10)。ケース B1~B3 については、ケース N の $1\delta_y$ を用いて変位制御で荷重した。荷重は、荷重が最大荷重の1/2程度を下回った時点で終了した。

3.2.3 試験結果

正負交番荷重実験の結果、破壊の順序は、曲げひび割れの発生、既設および補強の軸方向鉄筋の降伏、柱基部コンクリートの圧壊、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈・破断の順に生じ、全ての試験ケースにおいて曲げ破壊した。補強ケースでは、既設柱と補強部分の剥離がなく、破壊の過程、ひび割れの性状から既設柱と補強部分が一体化していることが確認できた。

ケース N における既設軸方向鉄筋降伏時の平均変位は 9.3mm であった。補強ケースの試験の結果、既設軸方向鉄筋は $1\delta_y$ より小さい変位 (6.2mm~9.0mm) で降伏し、その後に補強軸方向鉄筋が降伏した。理由として、補強鉄筋の降伏ひずみが既設鉄筋に比べて大きいことに対して、補強断面が薄く既設鉄筋と補強鉄筋の断面位置の差が小さいことが考えられる。

ケース B1~B3 について、荷重点における水平荷重と水平変位の関係を図-11 に示し、図中にケース N の結

果を併記する。曲げ補強したケース B1~B3 の最大荷重は、ケース N に比べて約 1.5 倍となった。図-12 に、試験結果の包絡線と計算結果の比較を示す。既設部分と補強部分が一体となっていると仮定して、RC 標準に準拠して算出した Y 点、M 点、N 点を計算結果とした。RC 標準による計算値は、試験結果と概ね良い整合を示しており、既存の設計式を用いて評価できることを確認した。

図-13 に各ケースの包絡線図、表-6 に荷重試験結果の一覧を示す。図中には RC 標準に示されている Y 点、M 点、N 点を試験結果と併せて示す。曲げ補強したケース B1~B3 は、M 点の荷重(耐力)がケース N に比べ 1.5 倍以上増加し、N 点変位(変形性能)は約 1.1~1.2 倍に増加した³⁾。

荷重試験後に試験体の損傷箇所をはつり、鉄筋の損傷状況を観察した。軸方向鉄筋の座屈範囲は、補強なしで柱基部から高さ $h=600\text{mm}$ 程度に対し、補強ケースは $400\text{mm}\sim 500\text{mm}$ で、座屈範囲が狭くなった(写真-4)。

各ケースにおける既設および補強の軸方向鉄筋の座屈水平変形量を図-14 に示す。ケース N では、既設鉄筋の水平変形量の最大値が $h=200\text{mm}$ で 62mm に対して、補強ケースでは既設軸方向鉄筋の最大水平変形量の平均が $h=150\text{mm}$ で 72mm 、補強軸方向鉄筋が $h=125\text{mm}$ で 74mm となり、座屈範囲が高さ方向に小さくなり、水平方向の変形が大きくなる傾向となった。これは、曲げ耐力が上昇し、荷重パターンが $12\delta_y$ から $16\delta_y$ に増加した影響と推察される。

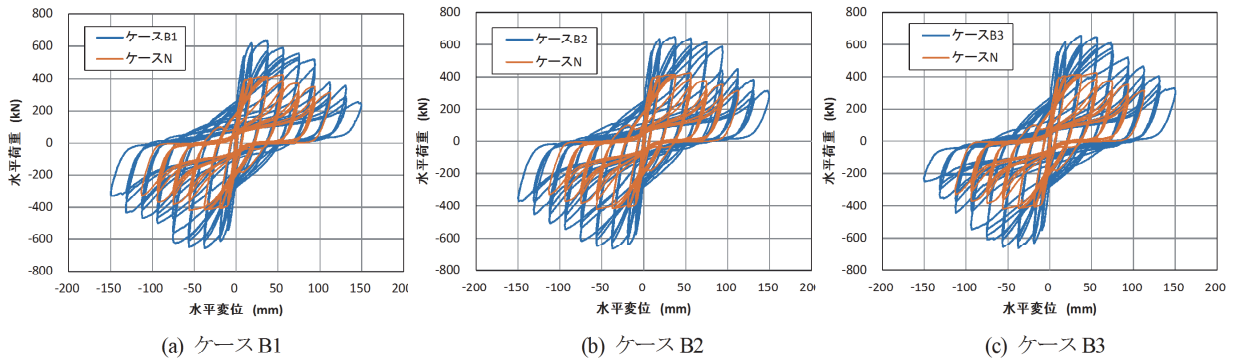


図-11 水平荷重—水平変位の関係

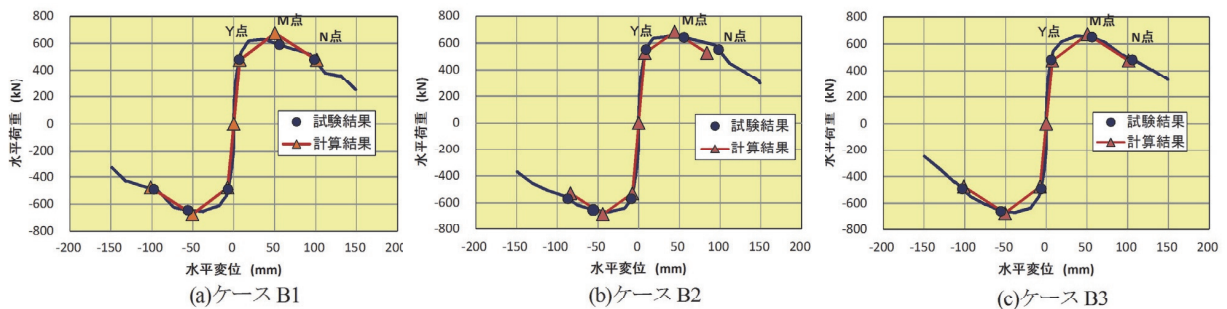


図-12 試験結果の包絡線と計算結果の比較

軸方向鉄筋の破断状況を表-7に示す。ケースNでは既設鉄筋の破断は見られなかったが、補強ケースでは既設軸方向鉄筋と補強軸方向鉄筋の双方に破断が見られた。破断位置は、 $h=100\sim 110\text{mm}$ 程度で、座屈の最大変形位置から少し下方となった。軸方向鉄筋をウルボンで補強したケース(B1, B3)では、破断が1~2本であったが、USD685(B2)では7本破断した。主鉄筋の種類によって破断の本数が異なる結果となり、引張強さが影響していると推測される。なお、せん断補強筋は補強ケース全てにおいて破断や継手の損傷は見られなかった。

主鉄筋の抜け出しの有無を把握するため、基部のコア削孔と吹付けモルタルの剥落片を観察した(写真-5)。補強基部では補強鉄筋、定着材、母材が強固に付着し隙間や浮きなどは見られず、変形や抜け出しの痕跡は見られなかった。同様に、上部も吹付けモルタル剥落片に鉄筋のふしが残っており、抜け出しなどは見られなかった。

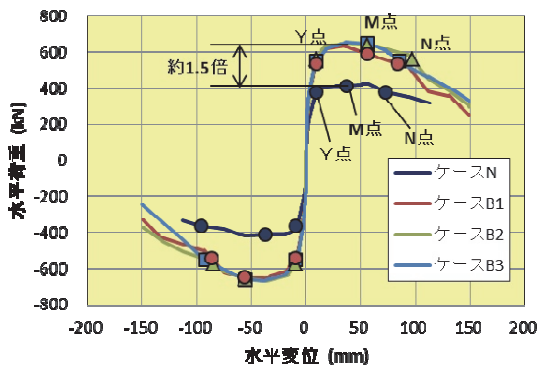


図-13 各ケースの包絡線の比較

表-6 載荷試験結果の一覧

	ケースN		ケースB1		ケースB2		ケースB3	
	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)
Y点	9.3	371.9	6.9	485.7	9.0	560.1	6.2	485.7
M点	37.2	413.6 (1.00)	56.0	618.5 (1.50)	55.8	647.1 (1.56)	55.9	654.2 (1.58)
N点	84.2 (1.00)	371.9	98.1 (1.17)	485.7	92.6 (1.10)	560.1	104.4 (1.24)	485.7
じん性率	9.1 (1.00)		14.3 (1.58)		10.3 (1.14)		17.0 (1.87)	

注) RC標準²⁾に準拠して算出したY点、M点、N点を示す
 数値は正負の平均値を示す
 ()内の数値は、ケースNの各諸量を基準とした比率を示す

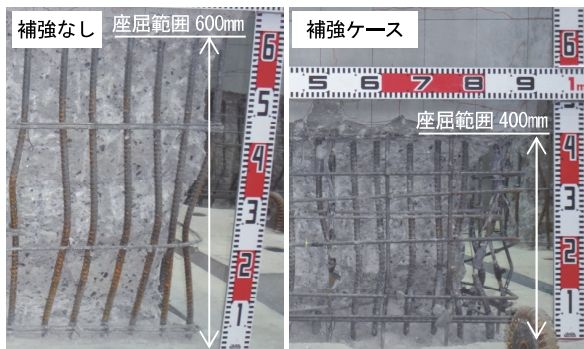


写真-4 軸方向鉄筋の座屈範囲

4. 省力化施工の検討

4.1 吹付けモルタル工の現状と改善点

本工法では、RC柱のせん断補強工法として実用化されている「スパイラル筋巻立工法」¹⁾の吹付けモルタル材料と施工技術を適用した。この現場配合吹付けモルタル材(以下、現場配合材料)は、ひび割れ抵抗性と耐久性を有し、材料費用を抑えられる利点がある反面、細骨材の含水率によって現場で配合を替える必要があるなど品質の安定に課題があった。そこで、ひび割れ抵抗性と耐久性を確保し、施工時の品質安定および施工の効率化を目的に、吹付けモルタルのプレミックス化を検討した。

4.2 プレミックスモルタルの検討

プレミックス化に当たり、現場配合材料の品質を確保し、施工の効率化に寄与するよう、粉体と水を現場で練り混ぜて施工できる材料を目標とした。

配合を表-8に示す。現場配合材料では、粉体・乾燥剤の5種(セメント、細骨材、膨脹材、シリカヒューム、合成短繊維)と液体混和剤2種(収縮低減剤、高性能AE減水剤)、水を使用している。液体材料を同等性能の粉体に置き換えた配合で2ケース(配合1、2)、品質の確保に重点を置き、現場配合材料の粉体部分のみをプ

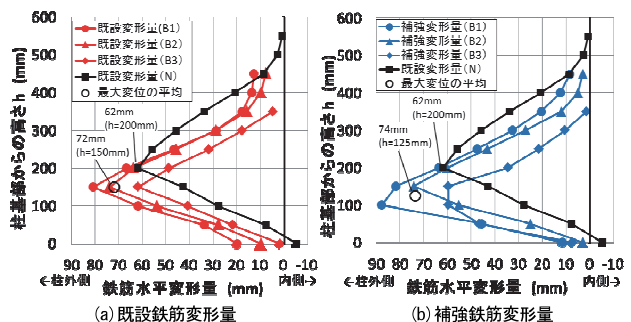


図-14 軸方向鉄筋の座屈変形量の比較

表-7 軸方向鉄筋の破断状況

ケース	既設軸方向鉄筋			補強軸方向鉄筋		
	全数(本)	破断数(本)	破断率	全数(本)	破断数(本)	破断率
ケースN	54	0	0%	-	-	-
ケースB1	54	21	39%	32	1	3%
ケースB2	54	20	37%	32	7	22%
ケースB3	54	26	48%	32	2	6%

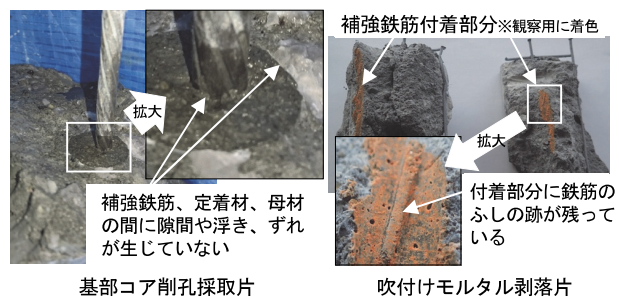


写真-5 補強軸方向鉄筋の抜け出し確認状況

表-8 プレミックスモルタルの検討配合一覧

配合種類	短繊維容積比 (%)	単位量(kg/m ³)										セメント : 普通ポルトランドセメント、密度3.16g/cm ³ 合成短繊維 : ポリプロピレン樹脂、密度 0.91g/cm ³ 、繊維長6mm 混和材1 : 膨張材、密度 2.92g/cm ³ 混和材2 : シリカフェーム : 密度 2.20g/cm ³ 細骨材1 : 利根川川砂 (絶乾)、鹿島産、密度2.56g/cm ³ 細骨材2 : 人工珪砂、密度2.56g/cm ³ 砕石粉 : 石灰石粉、秩父産 : 密度2.72g/cm ³ 混和剤1 : 収縮低減剤 (粉体) 混和剤2 : 高性能減水剤 (粉体) 混和剤3 : 収縮低減剤 (液体) : 密度1.02g/cm ³ 混和剤4 : 高性能AE減水剤 (液体) : 密度 1.05g/cm ³
		水 W	セメント G	混和材1 EA	混和材2 SF	細骨材1 S1	細骨材2 S2	砕石粉 LS	混和剤1 (G×%)	混和剤2 (B×%)	混和剤3 (C×%)	
配合1	0.05	240	530	43	53	1400	-	-	7.950 (1.5%)	0.626 (0.1%)	-	-
配合2	0.05	240	530	43	53	-	1400	-	7.950 (1.5%)	0.626 (0.1%)	-	-
配合3	0.05	227	513	41	51	1354	-	-	-	-	7.695 (1.5%)	3.025 (0.5%)
配合4	0.05	227	513	41	51	-	1286	68	-	-	7.695 (1.5%)	3.025 (0.5%)

表-9 吹付け試験結果

試験項目 \ 配合		配合1	配合2	配合3	配合4
物性試験	練り混ぜ性能	○良好	○良好	○良好	○良好
	圧縮強度(N/mm ²)	-	-	65.0	69.8
	テーブルフロー(mm)	-	-	146×145	142×138
	付着性能(N/mm ²)	-	-	2.34	2.20
	ばらつき【標準偏差】	-	-	【0.21】	【0.55】
施工試験	ひび割れ抵抗性	-	-	○初期ひび割れなし	○初期ひび割れなし
	圧送性	×閉塞 圧送不可	×閉塞 圧送不可	○良好	○良好
施工試験	吹付けの可否	-	-	○良好	○良好
	コテ均し性状	-	-	○良好	△可能
	材料価格比 (現場配合材料を1.0)	1.81	1.65	1.70	1.54



模擬壁面 (L型擁壁) 吹付け状況
写真-6 吹付け試験状況

レミックスとした配合で 2 ケース (配合 3、4) の計 4 ケースを製作した。また、材料調達の容易さを考慮し、細骨材を 2 種類とした。配合 1 と配合 3 は天然川砂の乾燥材、配合 2 と配合 4 は人工珪砂をブレンドして現場配合相当の粒度とした材料を使用した。

4.3 吹付け試験

各配合の材料を練り混ぜた後、L 型擁壁に補強鉄筋を配置した模擬壁面に吹付け試験を実施した。吹付け試験状況を写真-6 に示す。

吹付け試験では、モルタルの物性試験 (練り混ぜ性能、圧縮強度、テーブルフロー値、既設壁面への付着性能、ひび割れ抵抗性)、および施工試験 (圧送性、吹付けの可否、コテ均し性状の評価) を実施した。

4.4 試験結果

吹付け試験結果を表-9 に示す。収縮低減剤と減水剤を粉体で添加した配合 1 と配合 2 は、練り混ぜ後の圧送中に配管内で閉塞したため、現場適用が困難と判断し、吹付け試験および物性値の試験を省略した。

収縮低減剤と減水剤を液体で添加した配合 3 と配合 4 は施工可能であったが、骨材に人工珪砂を使った配合 4 は、圧送圧力が高くコテ均しの抵抗が大きい結果であった。モルタル物性値は、どちらも規格値を満足する結果であったが、付着試験 (試験数 n=4) を実施した結果では、配合 3 に比べて配合 4 では付着性能にばらつきが見られた。材料価格は天然川砂を使った配合 3 が配合 4 に比べて 1 割程度、現場配合材料に比べて 7 割程度増加する結果となった。これらのことから、適用する現場の状況に応じて、施工性の高い配合 3 と価格的に優位な配合 4 を選択できる。

5. あとがき

正負交番載荷実験の結果から、本工法により曲げ耐力が約 1.5 倍向上し、変形性能が 1.1~1.2 倍に増加するとともに、曲げ補強効果を既存の設計式により評価できることが確認できた。また、吹付けモルタルはプレミックス化により、現場での配合や計量作業が軽減されて施工の効率化が可能となった。今後は、鉄道橋、道路橋をはじめとした曲げ補強を必要とする RC 柱に対して、施工性が良く、耐久性が高い薄層の耐震補強技術として、本工法を提案していきたいと考える。

本開発は、公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部コンクリート構造研究室に試験計画および結果の評価について技術指導をいただいた。

【参考文献】

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所、「既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 ースパイラル筋巻立法編一」、1996.12.
- 2) 公益財団法人鉄道総合技術研究所、「鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)」、丸善、2004.4.
- 3) 公益財団法人鉄道総合技術研究所、「受託業務報告高張力筋を用いた曲げ補強工法による耐震補強効果確認試験に関する技術指導」、2016.6