

# 論文 グラウト押上げ注入工法による既存 RC 基礎梁の補強効果に関する実験的研究

角野 嘉則\*<sup>1</sup>・荘所 直哉\*<sup>2</sup>・北村 卓士\*<sup>3</sup>

**要旨**：現在、国内に存在する既存木造住宅建築物において、基礎の耐震性に問題のある住戸が多数ある。また、近年の大地震の被害状況からも基礎の強度不足が被害の悪化を招いた例も観察されており、補強工法の開発は重要であると考えられる。本研究では、耐震性が十分でない RC 基礎梁を想定し、グラウト押上げ注入工法による既存 RC 基礎部材への補強効果について明らかにすることを目的とし実験的検討をおこなった。その結果、補強用の鉄筋と増打材としてグラウト材を充填することにより既存梁部分と補強部分を一体とし曲げ補強効果を発揮することを実験的に確認した。

**キーワード**：グラウト、押上げ注入工法、既存 RC 基礎梁

## 1. はじめに

現在、耐震性に問題があるが、いまだ改修に至っていない既存木造住宅建築物が多数ある。その多くで基礎に問題があることが明らかになっているが、基礎の耐震補強は施工が非常に困難であり、住みながらの施工も施主にとって負担が大きく、多額の費用負担が障害となり耐震補強が進まないのが現状である。東日本大震災や熊本地震における建物の被害要因として地震動のみならず液状化などの地盤変状による基礎部の破壊に伴い上部構造が全壊する例が見られた<sup>1)2)</sup>。特に基礎が無筋コンクリートの構造物に多く見られた現象であるが、基礎部の破壊が上部構造の損傷をより大きくしたと考えられている。1981年の新耐震設計法の導入以降も、2000年の建築基準法の改正で基礎の寸法・配筋の仕様が明確化されるまで戸建ての住宅基礎に無筋コンクリートや耐力の不足している基礎が用いられてきた可能性があり、住宅の増改築や、今後需要の増加が見込まれるリノベーションにおいて基礎の補強が必要になる場合が考えられる。基礎梁の補強方法には、高強度・高靱性な連続繊維補強材を用いたものや、付着性状の良いポリマーセメントモルタルを用いて増打ちする工法など様々な補強方法が提案されている<sup>3)7)</sup>。本論文で用いたグラウト押上げ注入工法は、劣化したコンクリート構造物の断面修復、耐震補強をおこなうための高流動のグラウト材を増打ち材として充填注入することにより、工期の短縮、費用の削減が見込まれる工法である。

本論文では、2000年に建築基準法が改正される前の耐震性が十分でない無筋および有筋の既存木造住宅建築物の RC 基礎梁を想定し、補強用の鉄筋と増打ち材としてグラウト材を充填することにより既存基礎梁部分と補強部

分を一体とするグラウト押上げ注入工法による曲げ補強効果について実験的に確認した結果を報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 実験概要

本論文では、既存基礎梁の立ち上がり部分の補強を想定した試験体を作製し、3つのシリーズに分けて実験をおこなった。シリーズⅠでは、増打厚さが補強効果に与える影響をみるために、グラウト材による増打厚さを変えた試験体により検討をおこなった。シリーズⅡでは、主筋形状およびフーチング部分を考慮した試験体により補強効果について検討をおこなった。シリーズⅢでは、補強部分の主筋径の違いによる補強効果について検討をおこなうための実験をおこなった。

### 2.2 使用材料および試験体の仕様

表-1に使用材料を示す。コンクリートには呼び強度が18のレディーミクストコンクリート、あばら筋にはSD295AのD10を使用した。既存基礎梁を想定した梁部材およびグラウトによる補強部分の主筋には、先述のシリーズ毎に種類が異なる鉄筋を使用しているが、SR235、φ9の丸鋼およびSD295AのD10とD13の異形棒鋼を使用した。グラウトには流動性に優れた無収縮モルタルを用いた。表-2に試験体の一覧および図-1に試験体寸法、配筋及び載荷方法を示す。シリーズⅠの試験体は、既存基礎梁は有筋(SD295A, D13)および無筋の2種類とし、それぞれに圧縮筋および引張筋としてSD295AのD10を各1本で補強後、グラウトによる増打厚さを50mm, 70mm, 90mmで充填としたもの各1体、計6体を作製した。シリーズⅡでは、既存基礎梁は丸鋼(SR235, φ9)、異型鉄筋(SD295A, D13)および無筋の3種類とし、それぞ

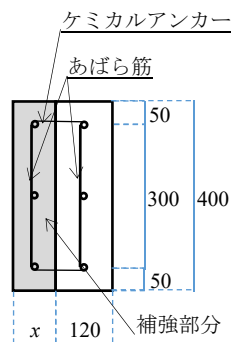
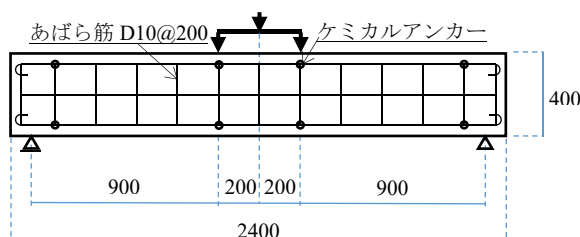
\*1 明石工業高等専門学校助教 建築学科 博士(工学) (正会員)

\*2 明石工業高等専門学校准教授 建築学科 博士(工学)

\*3 拓運建設株式会社 土木部

表-1 使用材料

コンクリート	呼び強度=18N/mm <sup>2</sup> 指定スランプ=15cm 粗骨材最大寸法=20mm 実測スランプ=15.0cm 実測空気量=5.0%
主筋	異形棒鋼 SD295A、D10 および D13 丸鋼 SR235、φ9
あばら筋	SD295A、D10
補強部分	グラウト 無収縮モルタル 補強鉄筋 SD295A、D10 および D13



シリーズ I

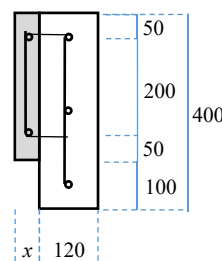
既存基礎梁部分  
主筋：SD295A-D13  
無筋  
あばら筋：SD295A-D10  
補強部分：  
主筋：SD295A-D10  
あばら筋：SD295A-D10  
増打厚さ：x=50、70、90mm  
増打高さ：400mm

No.1~6

表-2 試験体一覧

シリーズ I

記号	既存基礎梁主筋	増打厚さ (mm)	増打高さ (mm)	補強部分主筋
No.1	あり (D13)	50	400	SD295A、D10
No.2		70		
No.3		90		
No.4	無筋	50		
No.5		70		
No.6		90		



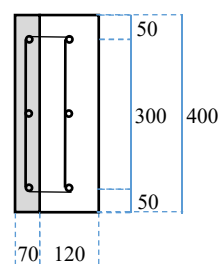
No.7~12

シリーズ II

既存基礎梁部分  
主筋：SR235-φ9  
SD295A-D13  
無筋  
あばら筋：SD295A-D10  
補強部分：  
主筋：SD295A-D10  
あばら筋：SD295A-D10  
増打厚さ：x=50、70mm  
増打高さ：300mm

シリーズ II

記号	既存基礎梁主筋	増打厚さ (mm)	増打高さ (mm)	補強部分主筋
No.7	あり (φ9)	50	300	SD295A、D10
No.8		70		
No.9		50		
No.10	あり (D13)	70		
No.11		50		
No.12		70		



No.13~18

シリーズ III

既存基礎梁部分  
主筋：SR235-φ9  
SD295A-D13  
無筋  
あばら筋：SD295A-D10  
補強部分：  
主筋：SD295A-D13  
あばら筋：SD295A-D10  
増打厚さ：70mm  
増打高さ：300、400mm

シリーズ III

記号	既存基礎梁主筋	増打厚さ (mm)	増打高さ (mm)	補強部分主筋
No.13	あり (φ9)	70	400	SD295A、D13
No.14			300	
No.15			400	
No.16			300	
No.17			400	
No.18			300	

図-1 試験体寸法、配筋及び荷重方法

施さず増打高さを 300mm とした。シリーズ III では、既存基礎梁は異形鉄筋 (SD295A, D13), 丸鋼 (SR235, φ9) および無筋の 3 種類とし、それぞれに圧縮筋および引張筋として SD295A の D13 を各 1 本で補強後、グラウトによる増打厚さを 70mm, 増打高さを 300mm および 400mm で充填したもの各 1 体, 計 6 体を作製した。あばら筋は既存基礎梁および補強部分共に D10@200mm で配置した。荷重方法はスパン長 2200mm, 荷重点間距離 400mm の 4 点曲げ荷重とし、荷重は単調荷重とした。

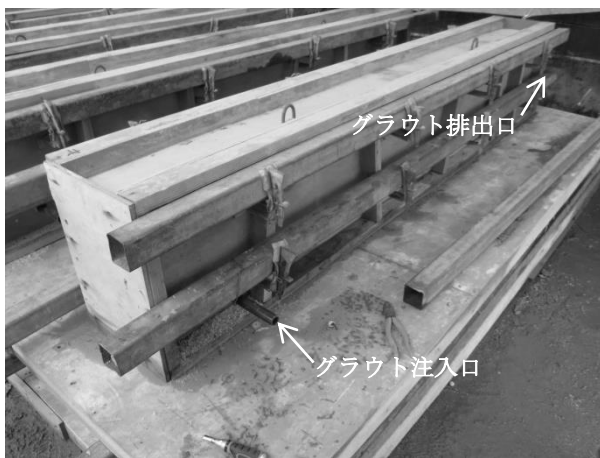
れに圧縮筋および引張筋として SD295A の D10 を各 1 本で補強後、グラウトによる増打厚さを 50mm および 70mm で充填したもの各 1 体, 計 6 体を作製した。ただし、増打ちはフォーチングを想定し下端より 100mm 部分には

## 2.3 補強方法および測定方法

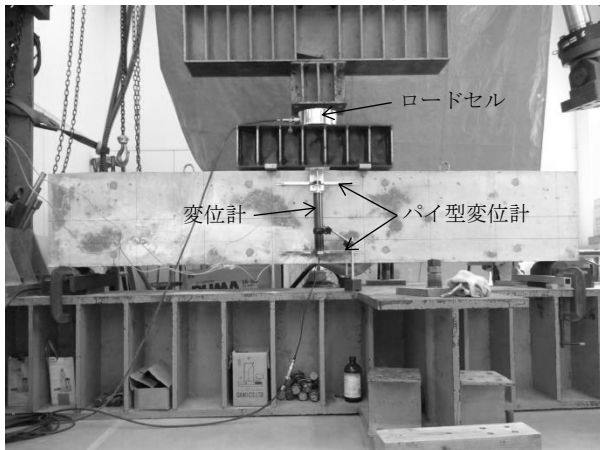
写真-1 に試験体作製および載荷試験状況を示す。補強方法は、試験体の既存基礎梁を作製後、基礎梁の片側側面の立ち上がり部分をグラインダーで研磨仕上げし、補強筋を配筋した。既存基礎梁と補強筋の固定にはケミカルアンカーを D10@800mm で使用した。グラウトは、注入装置内にコンプレッサーで圧をかけ一定の圧がかかっていることを確認した後、補強部分型枠の下端部に開けた注入口より流し込み、対角線にある上端部の排出口より溢れ出すまで打ち込んだ。十分に溢れ出たことを確認し、型枠内部に充填されたものとして穴を塞ぎ養生をおこなった。試験体は現場湿布養生 28 日後に載荷試験をおこなった。測定方法は、ロードセル（容量 500kN）により荷重、変位計（容量 100mm）により既存基礎梁および補強部分両側面のスパン中央位置における鉛直方向変位としてスパン中央変位、パイ型変位計（容量 5mm、標点距離 300mm）によりスパン中央の主筋位置のひずみを測定した。後述の曲率は、平面保持を仮定して主筋位置ひずみの測定値から求めた。

## 2.4 平面保持の仮定に基づく断面解析

平面保持を仮定した断面解析による終局曲げ耐力の計算結果と実験結果の比較検討をおこなった。断面解析の



グラウト注入口および排出口



載荷試験の様子

写真-1 試験体作製および載荷試験状況

仮定は、以下に示す通りである。なお、実験結果における基礎梁部分のみの曲げ耐力の値は、平面保持の仮定に基づく断面解析結果の計算値を用いている。

- ① 平面保持の仮定が成り立ち、既存基礎梁のコンクリートと補強部分のグラウトは一体となっているものとする。
- ② コンクリートの圧縮応力 - ひずみ関係は、式(1)の Popovics 式を用いる。なお、コンクリートの引張強度は無視する。

$$\sigma = F_c \frac{n \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)}{n-1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^n} \quad (1)$$

ここに、

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度（測定値）

$\varepsilon_{co}$  : コンクリートの圧縮強度時のひずみ

$n$  : 実験定数

$\varepsilon_{co}$  は、旧 RC 構造計算規準・同解説中の式(2)による値（乾燥状態）を用いる。

$$\varepsilon_{co} = 9.61 \times 10^{-4} F_c^{0.23}$$

(2)

なお、 $n$  は式(3)により求めた。

$$\varepsilon_{co} = \frac{F_c}{E \left( 1 - \frac{1}{n} \right)} \quad (3)$$

ここに、

$E$  : コンクリートのヤング係数

$E$  は、RC 構造計算規準式による値を用いた。

- ③ 鉄筋の応力 - ひずみ関係は、完全弾塑性とし鉄筋のひずみ硬化は無視する。

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_y & (\varepsilon > \varepsilon_y) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数 ( $=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ )

$\sigma_y$  : 鉄筋の降伏強度（測定値）

$\varepsilon_y$  : 鉄筋の降伏ひずみ ( $=\sigma_y/E_s$ )

## 3. 実験結果

### 3.1 素材試験結果

表-3 に素材試験結果を示す。コンクリートの素材試験には、圧縮強度試験用に  $\phi 100 \times 200 \text{mm}$  の円柱供試体を 3 個作製し、標準養生材齢 28 日および RC 梁試験体と同一養生条件の現場湿布養生材齢 28 日後気中養生のそれぞれについて強度試験をおこなった。グラウトの素

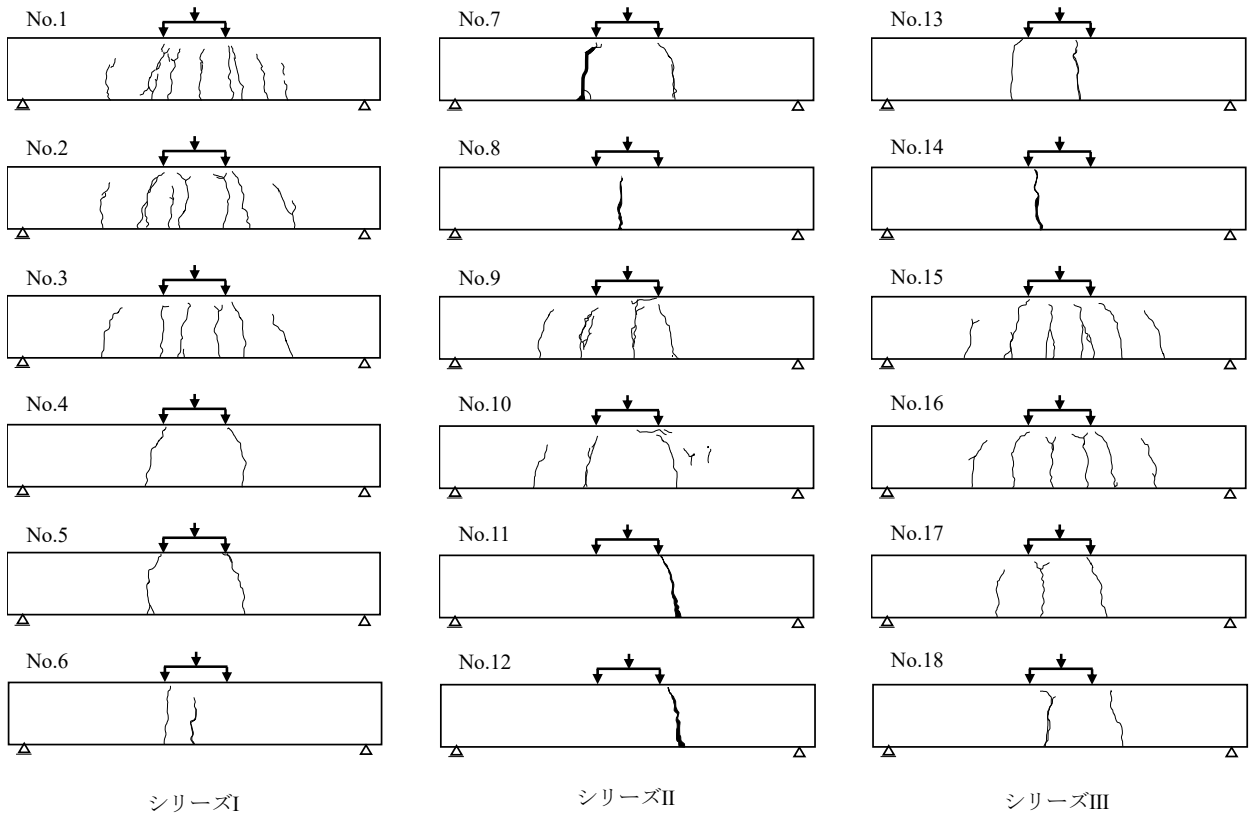


図-2 ひび割れおよび終局破壊性状

材試験には、圧縮強度試験用に  $\phi 50 \times 100\text{mm}$  の円柱供試体を 3 個作製し、標準養生材齢 28 日について強度試験をおこなった。グラウトはコンクリートに対して約 2.4 ~ 2.7 倍程度の圧縮強度が得られている。ただし、平面保持の仮定に基づく断面解析にはコンクリート部分とグラウトは一体になっていると仮定し、コンクリートの圧縮強度を用いて計算している。

### 3.2 終局破壊性状

図-2 に载荷試験終了後のひび割れおよび終局破壊性状を示す。図は既存基礎梁側の側面を示しているが、各試験体とも既存基礎梁部分と補強部分のひび割れ性状に大きな違いは見られなかった。シリーズ I の既存基礎梁に鉄筋を配筋した No.1~No.3 試験体では、増打厚さによらず中央純曲げ区間に曲げひび割れが発生後、ひび割れが拡大進展し終局破壊に至った。既存基礎梁が無筋である No.4~No.6 試験体では、No.4, No.5 は载荷点近傍に、No.6 では中央に卓越したひび割れが発生し終局破壊に至った。シリーズ II の既存基礎梁に丸鋼および異形棒鋼を配筋した No.7~No.10 試験体では、中央純曲げ区間に曲げひび割れが発生後、ひび割れが拡大進展し終局破壊に至った。ただし、丸鋼の試験体は異形棒鋼の試験体と比較すると大きいひび割れが発生し終局破壊に至った。既存基礎梁が無筋である No.11, No.12 試験体は载荷点近傍に卓越し

表-3 素材試験結果

(1) コンクリート		
標準養生		
$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{co}$	$E$ (kN/mm <sup>2</sup> )
20.3	1921	21.4
現場養生		
$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{co}(\mu)$	$E$ (kN/mm <sup>2</sup> )
18.1	1871	20.6
(2) グラウト圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
シリーズ I	シリーズ II	シリーズ III
56.3	49.2	52.5
(3) 鉄筋		
SD295A D13		
$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
332	480	26.0
SD295A D10		
$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
337	486	24.0
SR235 $\Phi 9$		
$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)
393	535	26.5

$\sigma_t$ : 引張強度  
標準養生は材齢 28 日、現場養生は 28 日後気中養生

たひび割れが発生し終局破壊に至った。シリーズ III の破壊性状はシリーズ II とほぼ同様であった。既存基礎梁に丸鋼および異形棒鋼を配筋した No.13~No.16 試

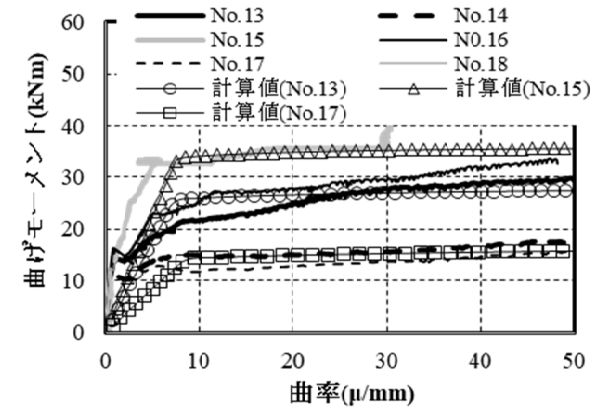
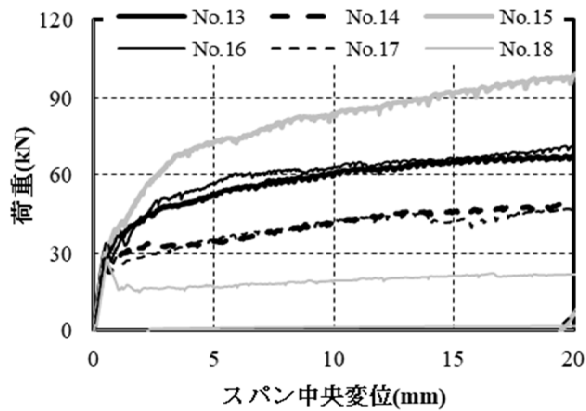
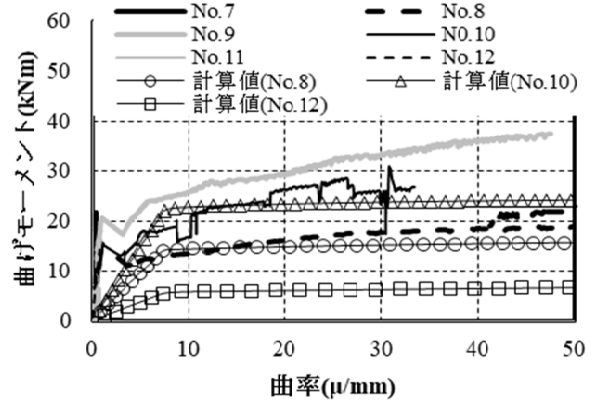
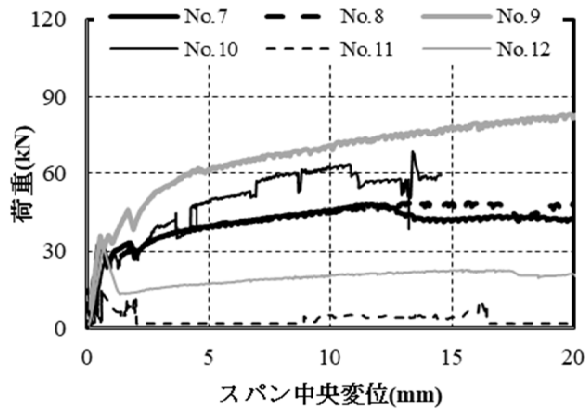
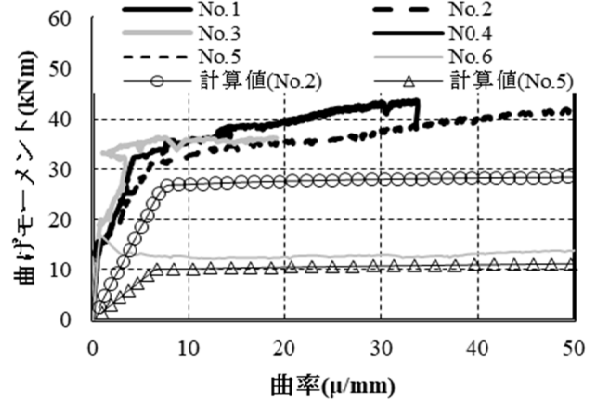
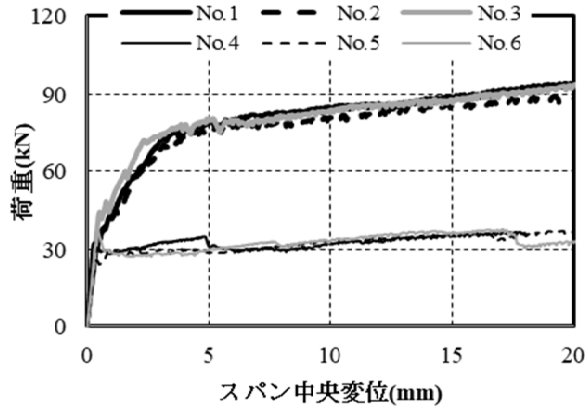


図-3 荷重-変位曲線

図-4 曲げモーメント-曲率関係

験体では、中央純曲げ区間に曲げひび割れが発生後、ひび割れが拡大進展し終局破壊に至った。既存基礎梁が無筋である No.17, No.18 試験体は載荷点近傍に卓越したひび割れが発生し終局破壊に至った。なお、破壊性状は、既存基礎梁の主筋が異形鉄筋の場合に比べ丸鋼の試験体は卓越したひび割れが見られた。ただし、増打高さの違いによる破壊性状の大きな違いはなかった。

### 3.3 耐力および変形状

図-3 に荷重-変位曲線および図-4 に曲げモーメント-曲率の関係を示す。増打厚さを変えたシリーズ I は、既存基礎梁の主筋の有無で曲げ耐力が大きく異なる結果となった。なお、増打厚さによる影響は少なかった。補

強部分の増打高さを変えたシリーズ II では、既存基礎梁に丸鋼を用いた No.7 と No.8 では増打厚さによる影響は見られなかったが、補強部分に異形鉄筋および無筋の試験体では増打厚さによる差異が見られた。シリーズ I、シリーズ II から補強部分の主筋径及び増打高さを変えたシリーズ III では、各試験体ともに増打高さが 400mm の方が 300mm の試験体よりも曲げ耐力が大きくなっている。ただし、シリーズ I の No.4, No.5, シリーズ II の No.11, No.12, シリーズ III の No.18 については、パイ型変位計の外側でのみひび割れが発生したため、曲率の測定値は、ひび割れ発生時点までとなっている。実験結果より、増打ち厚さが曲げ補強効果に与える影響は少ない

表-4 測定値および計算値の比較

シリーズI

試験体 番号	$M_{uexp}$ (kN)	$M_{ucal}$ (kN)	$M_{uexp}$ / $M_{ucal}$	$M_{ucalb}$ (kN)	$M_{ucal}$ / $M_{ucalb}$
No.1	97.6	62.5	1.56	40.4	1.55
No.2	94.8	63.3	1.50	40.4	1.57
No.3	98.9	64.0	1.55	40.4	1.58
No.4	36.8	25.7	1.43	/	/
No.5	38.4	25.9	1.48		
No.6	37.9	26.1	1.45		

シリーズII

試験体 番号	$M_{uexp}$ (kN)	$M_{ucal}$ (kN)	$M_{uexp}$ / $M_{ucal}$	$M_{ucalb}$ (kN)	$M_{ucal}$ / $M_{ucalb}$
No.7	48.2	35.2	1.37	22.4	1.57
No.8	50.4	35.8	1.41	22.4	1.60
No.9	87.9	53.2	1.65	40.4	1.32
No.10	68.3	53.9	1.27	40.4	1.33
No.11	19.6	14.9	1.32	/	/
No.12	31.7	15.0	2.11		

シリーズIII

試験体 番号	$M_{uexp}$ (kN)	$M_{ucal}$ (kN)	$M_{uexp}$ / $M_{ucal}$	$M_{ucalb}$ (kN)	$M_{ucal}$ / $M_{ucalb}$
No.13	68.4	61.1	1.12	22.4	2.73
No.14	49.7	45.5	1.09	22.4	2.03
No.15	102.8	78.9	1.30	40.4	1.95
No.16	74.5	62.3	1.20	40.4	1.54
No.17	48.1	35.9	1.34	/	/
No.18	27.6	25.6	1.08		

$M_{uexp}$  : 終局耐力の測定値、 $M_{ucal}$  : 終局耐力の計算値、  
 $M_{ucalb}$  : 基礎梁のみの終局耐力の計算値

ものと考えられ、増打ち高さが大きいほど曲げ耐力の増加が見られる。また、補強部分の鉄筋量に応じて曲げ耐力が上昇した。ただし、シリーズIIの補強部分に異形鉄筋および無筋とした試験体では差異が見られたため今後検討が必要である。表-4 に実験による終局曲げ耐力の測定結果と平面保持の仮定による計算結果の比較および既存基礎梁のみの計算値と補強を施した場合の計算値との比較を示す。なお、計算値における終局耐力は圧縮側コンクリートの圧壊時を終局破壊としている。測定値と計算値の比較では、いずれの結果も実験値が計算値を上回る安全側の結果となっており、特にシリーズIIIではよい対応が得られている。また、各試験体とも補強量に応じて約130%~270%の曲げ耐力が得られており、終局破壊時点で既存基礎梁と補強部分の剥離等もみられず、一体となって補強効果を発揮した結果となった。特に既存基礎梁が無筋の試験体においても延性的な破壊性状を示しており、基礎部の脆性的な破壊を抑える結果となった。

4. まとめ

本研究では、グラウト押し上げ注入工法による既存RC基礎部材への補強効果について明らかにすることを目的とし実験的検討をおこなった。以下に得られた知見を示す。

1. グラウトの増打厚さが曲げ補強効果に対して与える影響は少ない。ただし、一部差異が見られたので今後の検討が必要である。
2. 増打高さが大きいほど曲げ補強効果は増加する。
3. 既存基礎梁の有筋・無筋に関わらず、補強部分の鉄筋量の増加に応じて曲げ補強効果は上昇する。
4. 既存の基礎梁に鉄筋を補強後、グラウトによる増し打ちをおこない一体化することにより、曲げ耐力の増加が見られた。特に既存基礎梁が無筋の場合には延性的な破壊性状となり大きな補強効果が期待できる。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人建築研究所：平成28年熊本地震による建築物等被害第四次調査報告（建築物基礎及び地盤の被害に関する目視調査速報），  
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/04-kumamoto.pdf>（閲覧日：2017年11月30日）
- 2) 日本建築学会：2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，pp.355-356，pp.383-390，2011.7
- 3) 安藤 祐太郎，田中 卓，中野 克彦：ポリマーセメントモルタルを用いて補強したRC造基礎梁の補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1279-1284，2008
- 4) 遠山 明廣，戸田 和伸，前林 考繁：FRPグリッドによる木造建築物の基礎補強に関する研究：その1せん断耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，pp.809-810，2013.8
- 5) 後藤 年芳，岡村 達也，佐々木 保生：FRPグリッドによる木造建築物の基礎補強に関する研究：その2 曲げ耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，pp.811-812，2013.8
- 6) 原 龍徳ほか：紫外線硬化型FRPを活用した既存木造住宅の無筋コンクリート基礎補強工法に関する研究：実大スケール試験体による検討，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.1207-1208，2011.8
- 7) 中川 貴文，河合 直人，岡部 実：既存木造住宅の基礎の耐震補強構法の補強効果に関する研究 - その1 布基礎の曲げ試験-，日本建築学会技術報告集，第17巻，第35号，pp.113-116，2011.2