

# 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

中野 克彦\*      安藤 祐太郎\*\*

(平成 20 年 10 月 31 日受理)

## Study on strengthening of RC Footing Beams with Polymer Cement Mortar

Katsuhiko NAKANO\*      Yutaro ANDO\*\*

In this paper, in order to clarify a problem when evaluating the structure performance of RC Footing Beams with Polymer Cement Mortar, the flexural-and-shear experiment of the beam which used 180-degree hook and the steel unit with yielded shear strength for the shear reinforcement was conducted, and structure performance has been grasped. Moreover, the problem when applying the conventional valuation method was shown by comparing with the experimental result of RC beam component confined the shear reinforcement.

Key words: polymer cement mortar, footing beams, flexial strengthening, shear strengthening, anchor bolt

### 1. はじめに

建築基準法の改正および住宅品質確保の促進などに関する法律の制定に伴い、小規模建築物とくに戸建て住宅においては、鉄筋コンクリート造（以下、「RC 造」）基礎の構造性能（耐力・靱性能）評価法の確立、また、既存 RC 造基礎におけるひび割れ等の補修方法および耐力・靱性能の改善に対する補強方法の確立、さらには、小規模建築物のリニューアルおよび増改築による既存梁との接合法の確立等の必要性が生じている。本研究では、耐震性が十分でない既存戸建住宅の基礎梁（無筋コンクリート造・有筋コンクリート造）に対し、ポリマーセメントモルタル（PCM）を使用して補強用の鉄筋を塗りこめる、あるいは吹き付けることにより、既存部と補強部を一体化した部材とする補強方法の有効性を実験により検証し、その評価手法の構築方法を示すものである。

小規模建築物とくに木造戸建住宅における基礎は、平成 12 年の建築基準法改正により、基本的には一体の RC 造としてせん断補強筋を配筋することが義務付けられているが、それ以前の既存不適格建物では基礎の耐力不足が懸念される。また、住宅の増改築を行う際にも基礎の補強が必要となる場合が考えられる。そこで、耐震補強として、ひび割れの補修工法や、高い接着力、強度、耐火性および耐久性が期待できるポリマーセメントモルタル

---

\* 建築学科 教授

\*\* 大学院工学研究科 大学院生 博士前期課程

Table1 Test variables and Results (series A)

No.	主要因		計算値				
	種類	埋込長 (mm)	アンカーボルト				
			$T_1$ <sup>3)</sup>	$T_2$ <sup>4)</sup>	$T_3$ <sup>5)</sup>	$T_3''$ <sup>7)</sup>	$T_4$ <sup>6)</sup>
A-1	-	-	-	-	-	-	-
A-2	異形	150	107	63.9	89.5	50.3	-
A-3	D22	260	107	111	155	63.5	-
A-4	丸鋼	260	132	122	22.8	-	-
A-5	プレート M22	150	132	74.9	13.2	-	207
A-6		205	132	90.0	18.0	-	237
A-7		260	132	122	22.8	-	264

- 1)  $c_{Q_{su}}$  (kN)<sup>1)</sup> : 大野・荒川 min 式によるせん断強度 (46.5kN, アンカー引張力 93kN)  
 2)  $c_{Q_{mu}}$  (kN)<sup>1)</sup> : RC 規準略算式による曲げ終局時のせん断力 (71.4kN, アンカー引張力 143kN)  
 3)  $T_1$  (kN)<sup>2)</sup> : アンカー筋降伏 ( $T_1 = \sigma_y \cdot A_e$ ,  $\sigma_y$ : アンカー筋降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $A_e$ : アンカー筋ねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>))  
 4)  $T_2$  (kN)<sup>2)</sup> : コーン状破壊 ( $T_2 = 0.31 \sqrt{\sigma_B} A_c$ ,  $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $A_c$ : 有効水平投影面積 (mm<sup>2</sup>))  
 5)  $T_3$  (kN)<sup>3)</sup> : 付着破壊 ( $T_3 = \tau_a \cdot d_a \cdot l_e$ , 異形鉄筋;  $\tau_a = 10 \sqrt{\sigma_B / 21}$  (N/mm<sup>2</sup>), 丸鋼;  $\tau_a = 1.4$  (N/mm<sup>2</sup>),  $d_a$ : アンカー筋径 (mm),  $l_e$ : 定着長さ (mm))  
 6)  $T_4$  (kN)<sup>2)</sup> : 支圧破壊 ( $T_4 = f_n \cdot A_o$ ,  $f_n = \sqrt{A_c / A_o} \sigma_B / 10$ ,  $f_n$ : コンクリート支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>),  $A_o$ : プレート支圧面積 (mm<sup>2</sup>))  
 7)  $T_3''$  (kN)<sup>4),5)</sup>: へりあきを考慮した付着耐力式 ( $T_3'' = \alpha \cdot \tau_a \cdot d_a \cdot l_e$ ,  $\alpha = 0.5 \frac{c}{l_e} + 0.5$ ,  $c$ : へりあき寸法 (mm))

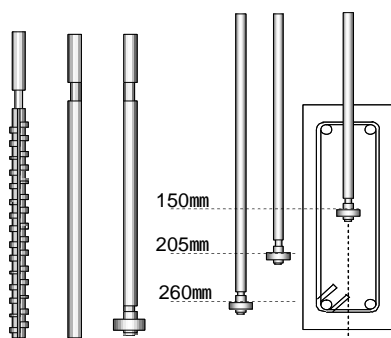


Fig.1 Anchor type and Embedment length

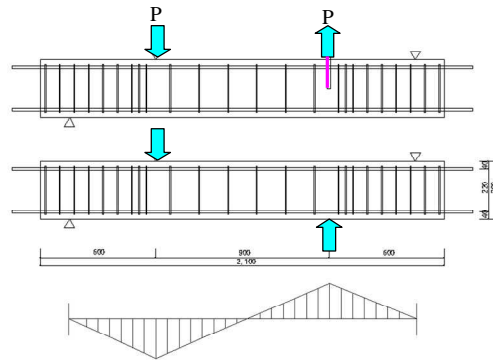


Fig.2 Specimen and Loading arrangement

ル (以下, PCM) を用いた補強方法の適用性を検討する。

本研究では, 基礎立上がり部分における主筋の曲げ補強およびあばら筋のせん断補強を想定した RC 梁を製作し, 曲げ・せん断実験を行うことにより, それらの補強効果に関する基礎データを得ることを目的としている。さらに, RC 造基礎梁のアンカーボルトによるせん断力伝達機構に関する問題点, および, へりあきの小さな部分に設置されたアンカーボルトの補強についても検討するものとする。

## 2. 実験概要

### 2.1 アンカーボルトによるせん断力伝達機構に関する実験（シリーズ A）

#### (1) 試験体

Tab.1 に試験体要因および計算値，Fig.1 にアンカーボルトの種類および埋込み長さ，Fig.2 に試験体配筋図の一例を示す．

断面形状は  $b \times D = 150 \times 300 \text{ mm}$ ，せん断スパン比は  $a/D = 1.5$ （せん断スパン  $a = 450 \text{ mm}$ ）とし，上下主筋は（SD345,  $p_t = 1.02\%$ ），せん断補強筋は 2-D5@150mm（SD295A,  $p_w = 0.22\%$ ）とした．なお，実験時のコンクリートの圧縮強度は  $f_{cB} = 29.4 \text{ N/mm}^2$  であった．

変動要因は，アンカーボルトの種類（異形鉄筋 D22，プレート定着 M22），アンカーボルトの埋込み長さ 3 水準（150mm, 205mm, 260mm）とした．

#### (2) 加力方法

加力は，Fig.2 に示す大野式逆対称モーメント形式とし，一方向载荷とした．なお，アンカーを定着させた試験体は，アンカーを引張り，もう一方を圧縮することにより，大野式逆対称モーメント形式と同様な加力形式となるような方式とした．測定は梁の相対変形およびアンカーの拔出し量を変位計により，主筋，せん断補強筋およびアンカーの歪を歪ゲージにより行った．

### 2.2 ポリマーセメントによる補強効果に関する実験（シリーズ B）

Tab.2 に試験体要因，計算値および実験値，Fig.3 に試験体断面図を示す．補強部分を含めた断面は， $b \times D = 160 \times 250 \text{ mm}$  とし，既存部分の幅を 120mm，補強部分の幅を 40mm とした．試験体はせん断スパン比  $a/D = 1.8$ （せん断スパン  $a = 450 \text{ mm}$ ）とし，コンクリートの設計基準強度を  $f_{c0} = 21 \text{ N/mm}^2$ ，PCM の設計基準強度を  $f_{cM} = 60 \text{ N/mm}^2$  とした．なお，実験時のコンクリートの圧縮強度は  $f_{cB} = 29.4 \text{ N/mm}^2$ ，PCM の圧縮強度は  $f_{cM} = 53 \sim 71 \text{ N/mm}^2$ （接着強度  $2 \text{ N/mm}^2$  程度）であった．

変動要因は，既存梁部分のせん断補強の有無，補強部分の主筋量 2 水準（1-D13, 1-D16），補強部分のせん断補強筋の有無（せん断補強筋は全強度溶接した組立鉄筋），アンカーボルトの有無（軸部丸鋼，ネジ部 M20，プレート定着）とした．既存梁の主筋は上下に 1-D13，せん断補強筋は  $180^\circ$  フック（1-D10, @150）のシングル配筋，補強部分の主筋は 1-D13 および 1-D16，せん断補強筋は全強度溶接型（1-D10, @150）のシングル配筋とした．

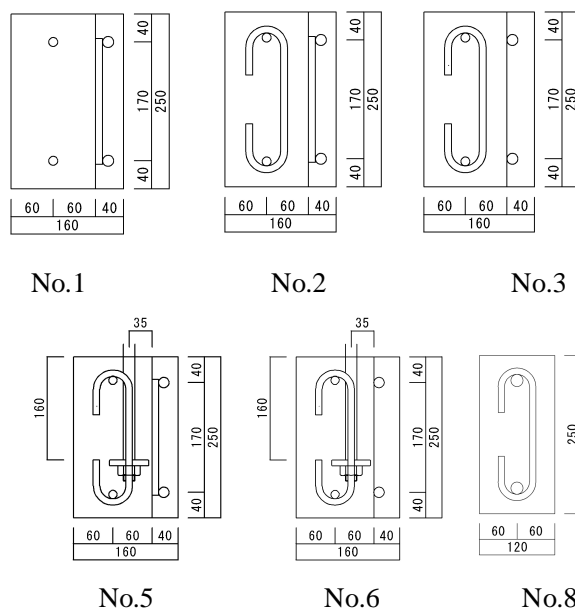


Fig.3 Specimen Section type

Table2 Test variables and Results (series B)

No	梁部分					補強部分					計算値 <sup>2</sup>						実験値 Q (KN)		
	コンクリート B (N/mm <sup>2</sup> )	主筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	p <sub>w</sub> <sup>1</sup> (%)	アンカー筋	ポリマー B (N/mm <sup>2</sup> )	主筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断補強筋 配筋 (N/mm <sup>2</sup> )	cQ <sub>su</sub> (KN)	cQ <sub>mu</sub> (KN)	cQ <sub>su</sub> <sup>*</sup> (KN)	cQ <sub>mu</sub> <sup>*</sup> (KN)	T <sub>2</sub> /2 (KN)	T <sub>2</sub> "/2 (KN)			
1	29.4	D-13	392	D-10	410	無し	無し	D-13	392	D-10	381	14	21	44	42		48.1		
2												14	21	44	54		59.0		
3												34	21	52	54		63.6		
4												34	21	44	54		48.6		
5		D-22	371	D-10	410	M20 プレート型	無し	D-16	354	D-10	381		34	21	52	54	28.6	48.7	42.8
6													34	21	44	54	28.6	48.7	36.1
7													49	65			28.2		32.0
8													49	65					65.7

- 1 p<sub>w</sub>の値は梁部分の値を示し、( )内は梁と補強部分を含めた値を示す。
- 2 cQ<sub>mu</sub>:梁の曲げ終局強度 cQ<sub>mu</sub><sup>\*</sup>:補強部分を含めた梁の曲げ終局強度  
cQ<sub>su</sub>:梁のせん断終局強度 cQ<sub>su</sub><sup>\*</sup>:補強部分を含めた梁のせん断終局強度  
T<sub>2</sub>:コーン状破壊 ( T<sub>2</sub> = 0.31√σ<sub>B</sub>A<sub>c</sub> , σ<sub>B</sub>:コンクリートの圧縮強度 ( N/mm<sup>2</sup> ) , A<sub>c</sub>:有効水平投影面積 ( mm<sup>2</sup> ) )  
T<sub>2</sub><sup>\*</sup>:補強部分を含めた梁のコーン状破壊によるアンカーの引張耐力 ( T<sub>2</sub>, T<sub>2</sub><sup>\*</sup> とともに , A<sub>c</sub> はヘリあきを考慮 )

なお、補強部分のPCMは流し込む方式とし、既存部分の接合面は電気式サンダーによるハツリ面とした。また、接着のためのアンカー等の定着筋は使用しておらず、PCMの接着力のみで一体化を図っている。

加力および測定は、シリーズ1と同様とした。

### 3. 実験結果および検討

#### 3.1 シリーズAの実験結果

Fig.4に最終破壊性状およびFig.5にせん断力(Q)と相対変形( )の関係を示す。

比較検討用のアンカーボルトの無い試験体の破壊モードはせん断補強筋が降伏することによるせん断破壊を示した。

アンカーボルトに異形鉄筋を用いた試験体は、埋込み長さが150mm(No.2)、260mm(NO.3)ともにアンカーボルトの付着割裂破壊を示した。埋込み長さが長くなることにより最大耐力は増加する。しかし、アンカーボルトより梁に伝達されるせん断力は、アンカーボルト上部の有効付着領域からであり、梁下部には伝達されていないことがわかる。

アンカーボルトにプレート定着を用いた試験体は、No.5(埋込み長さ150mm)ではコンクリートのコーン状破壊を示し、No.6(埋込み長さ205mm)では梁のせん断ひび割れが発生するものの、せん断ひび割れが進展することによるコーン状破壊を示した。No.7(埋込み長さ260mm)ではNo.1と同様なひび割れ性状を示したが、アンカーボルトが降伏したために載荷を終了した。

Fig.6にプレート定着を用いた試験体のひずみ分布の比較を示す。3体ともQ=40kN時の主筋(図中のA,B)およびせん断補強筋(図中のS)のひずみ分布である。埋込み長さが150mmの試験体では、アンカーボルトの引張側と他方の加力側において、主筋とせん断補強筋のひずみが異なっているのに対して、他の埋込み長さの長い試験体では、両側でほぼ同じ性状を示している。

以上のことより,アンカーボルトからRC基礎梁に伝達されるせん断力は埋込み長さの違いにより異なると考えられる.

### 3.2 シリーズ B の実験結果

#### (1) 破壊性状

Fig.7 に最終破壊状況を示す.

No.1~3 の試験体では,既存部および補強部分の主筋が降伏した後,梁部分と補強部分の間が剥離した.No.4 の試験体では,曲げひび割れ,主筋にそったひび割れ等が発生した後,主筋降伏前に既存梁と補強部分との付着が切れ,梁部分の主筋が降伏し,かぶり厚さの薄くなった補強部分が付着破壊をおこした.

No.5 の試験体では,曲げひび割れ,せん断ひび割れが入った後,主筋に沿ったひび割れが入り,主筋の付着割裂破壊で破壊し,最後は,既存梁と補強部分が剥離した.

No.6 の試験体では,既存梁と補強部分の間にせん断補強筋が入っていないため,アンカー筋のプレートによるコーン破壊を防げずに,既存梁と補強部分が剥離した.

No.7 の試験体では,曲げひび割れ発生後アンカー筋周囲にひび割れが発生した,その後,ひび割れは進展し,最終的にはコーン状破壊に至った.

No.8 の試験体では,左右のせん断ひび割れ発生後,主筋に沿った付着破壊が生じた.上面には,付着ひび割れが発生した.

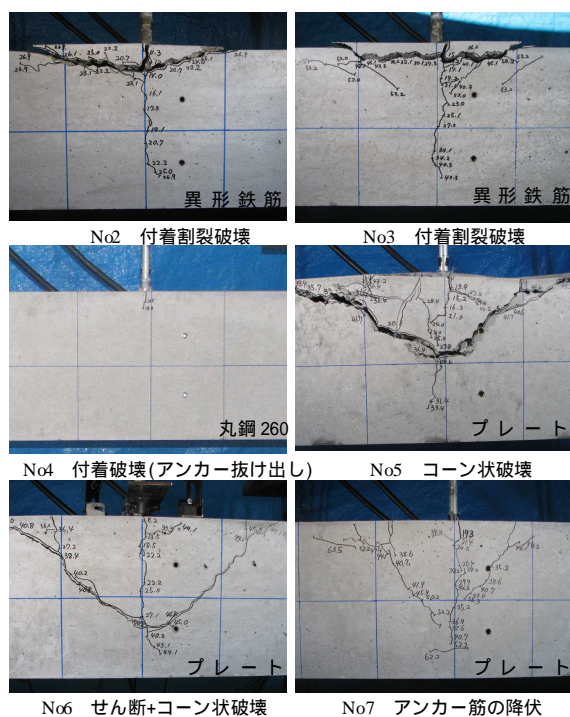


Fig.4 Failure mode ( series A )

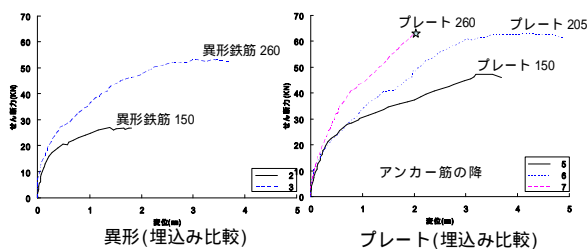


Fig.5 Q - delta curves ( series A )

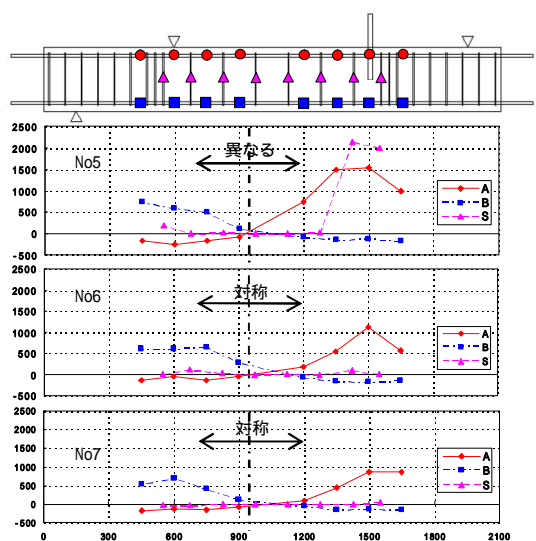


Fig.6 Strain distribution of still bars

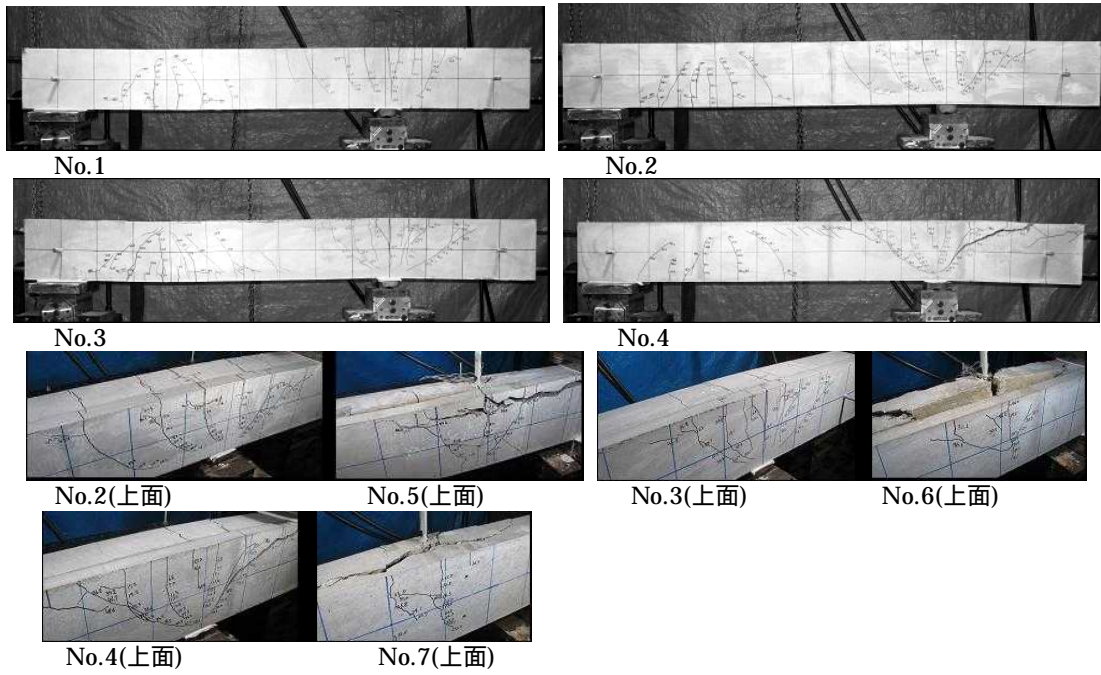


Fig.7 Failure mode (series B)

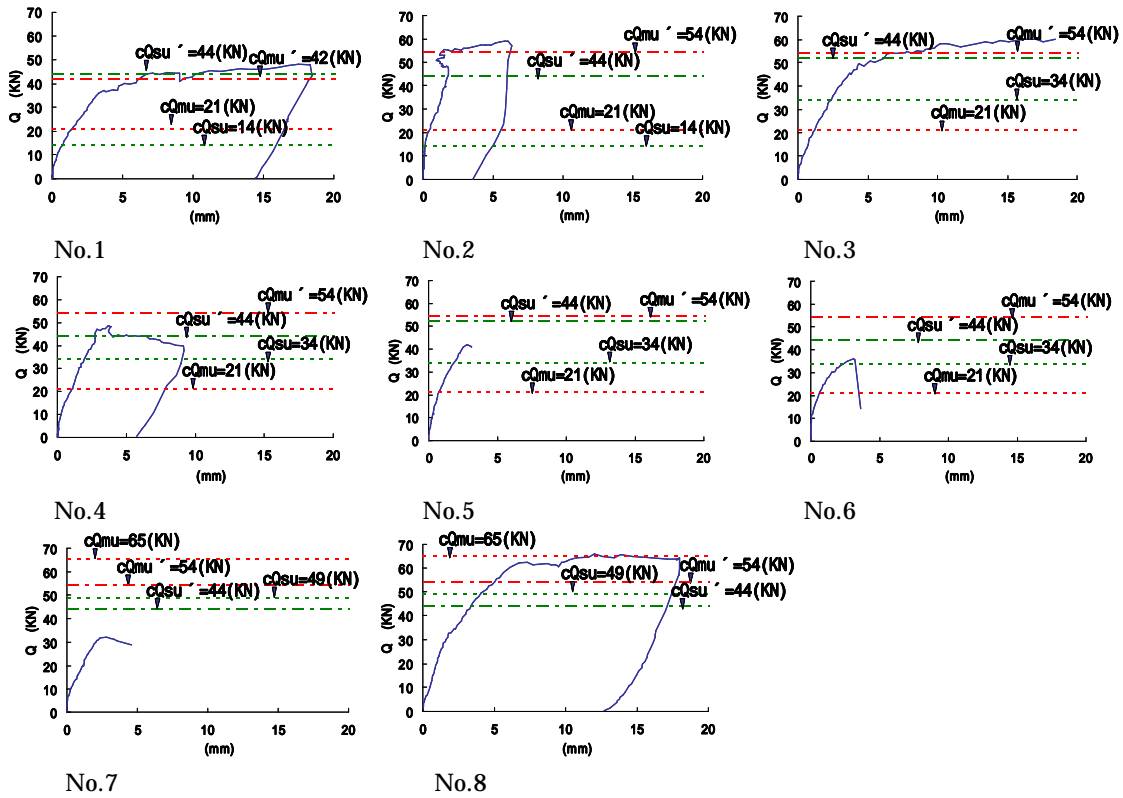


Fig.8 Hysteresis curves of Shear force vs. displacement (series B)

## (2) 変形性状

Fig.8 に各試験体のせん断力 相対変形関係および計算値を示す．既存部にアンカーの無い試験体 (No.1 ~ 4) では，曲げひび割れが発生して剛性がやや低下し，その後は，45kN 前後で既存部および補強部の主筋が降伏することで徐々に剛性が低下していき，50kN 前後で部材降伏に至った．どの試験体も既存梁および補強筋部分内の主筋を考慮した計算値とほぼ同じ値か高い値を示し，補強部分の主筋による曲げ補強効果，およびせん断補強筋によるせん断効果が確認できた．しかし，降伏後の大変形時においては既存梁と補強部分の界面において剥離が生じた．

Fig.9 に既存部および補強部の主筋のひずみ分布の一例を示す．曲げひび割れ発生以降に主筋のひずみが増加し， $R=1/100\text{rad}$ 程度で既存部および補強部主筋のひずみが降伏ひずみ程度まで達した．また，最大耐力時には主筋ひずみが降伏ひずみを超えていた．また，Fig.10 に危険断面引張側の既存部および補強部主筋の荷重 ( $Q$ ) - ひずみ ( $\epsilon$ ) 関係を示す．既存部と補強部の主筋ひずみの履歴に若干の時間差が生じるものの，どちらも降伏ひずみ付近までひずんでおり，PCM の塗り付けのみで，一体となって挙動して主筋降伏を生じさせることができるといえる．

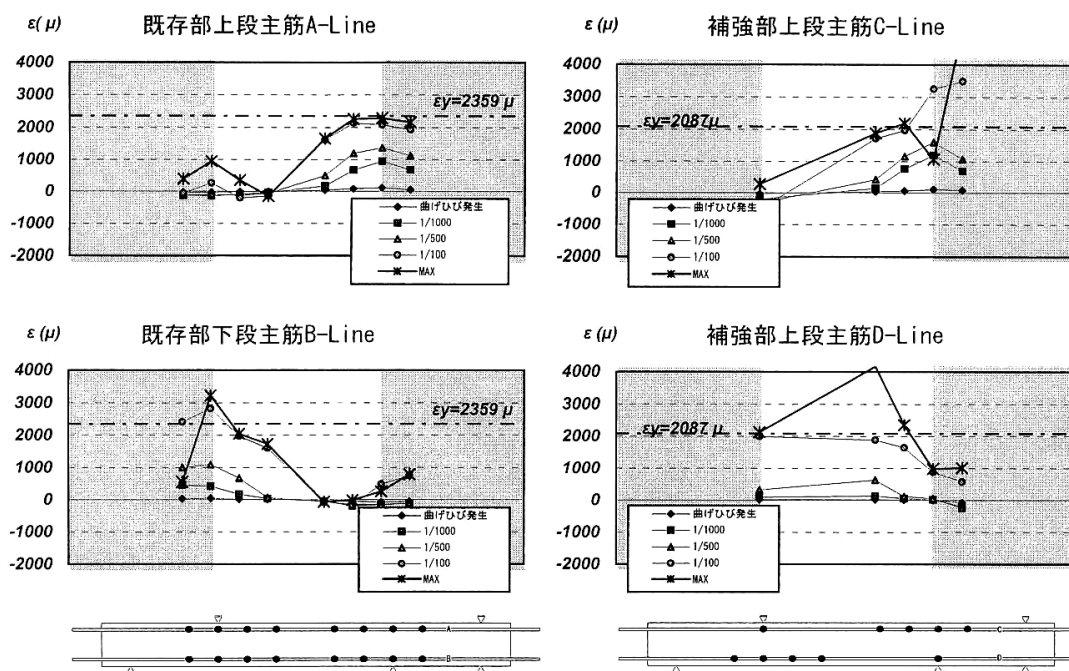


Fig.9 Strain distribution of still bars (series B)



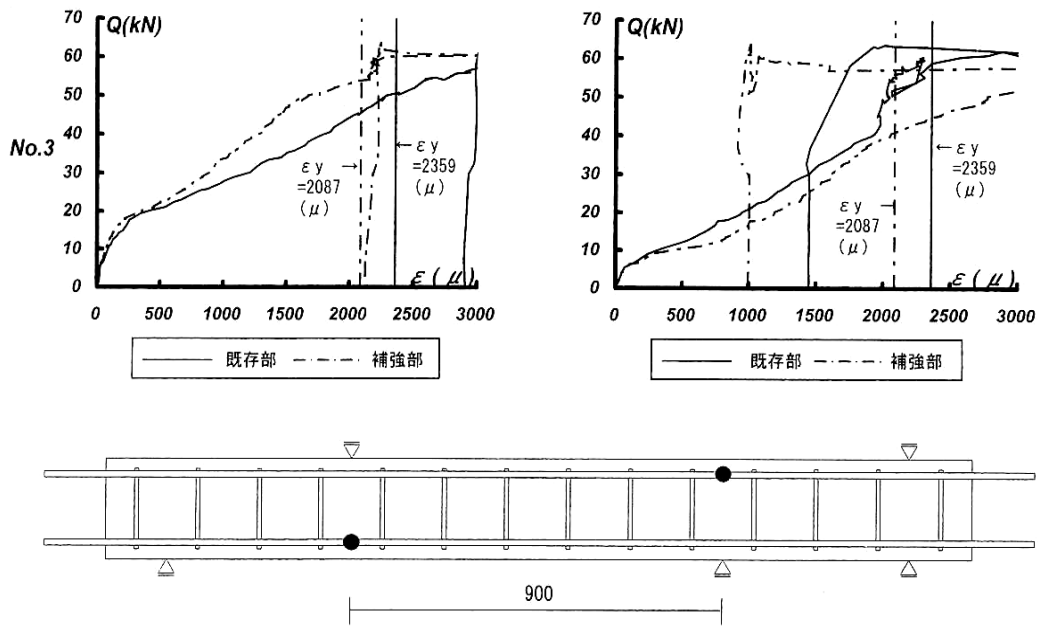


Fig.10 Hysteresis curves of Shear force vs. Strain of main bars (series B)

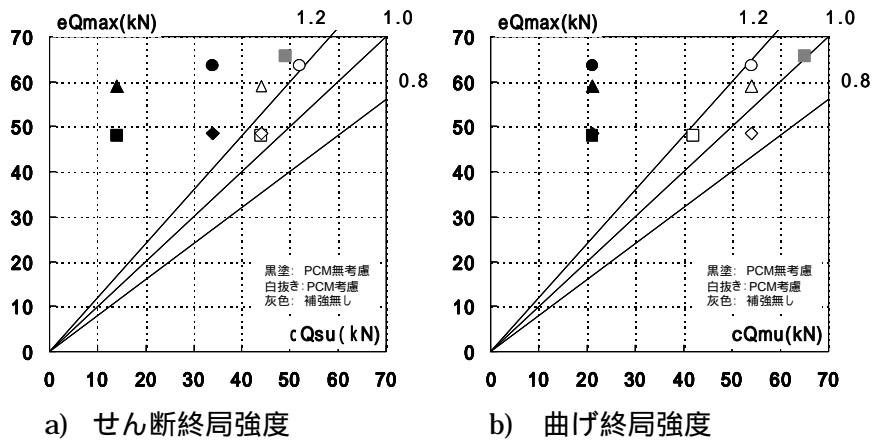


Fig.11 Experimental values vs. Calculated values

また, Fig.10 に危険断面引張側の既存部および補強部主筋の荷重 ( $Q$ ) - ひずみ ( $\epsilon$ ) 関係を示す. 既存部と補強部の主筋ひずみの履歴に若干の時間差が生じるものの, どちらも降伏ひずみ付近までひずんでおり, PCM の塗り付けのみで, 一体となって挙動して主筋降伏を生じさせることができるといえる.

### (3) 最大耐力と計算値の比較

Fig.11 に最大耐力実験値と曲げ終局強度およびせん断終局強度の計算値との比較を示す. どちらも全断面を一体打ちとして計算した値と比較してみると, せん断終局強度で比較値は 1.09~1.34, 曲げ終局強度で 0.9~1.17 と概ね適合性は良く, 既往の式を用いての評価が可能であるといえる.



#### 4. まとめ

本実験範囲内において以下の知見を得た。

- (1) PCMによる補強は、主筋の曲げ補強およびあばら筋のせん断補強に有効であることが確認できた。
- (2) 補強部分の主筋およびせん断補強筋の評価は、全断面を一体打ちとして計算したRC梁の曲げおよびせん断強度で評価が可能である。
- (3) アンカーボルトによるRC造基礎梁へのせん断力伝達機構は、アンカーボルト種類および埋込み長さの違いにより異なる。
- (4) へりあきの小さいアンカーボルトに対する補強効果は、補強部分に全強度溶接型の組立鉄筋を配置することにより有効であることが確認できた。

#### 文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- [2] 日本建築学会：各種合成構造設計指針同解説，1985.2
- [3] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針，2001.1
- [4] 酒井 悟，中野 克彦，他：接着系あと施工アンカーの引張特性に定着長さとのへりあき寸法が与える影響に関する実験的研究（その1 実験概要及び実験結果），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.49-50，2005.9
- [5] 中村 卓史，松崎 育弘，他：定着長さとのへりあき寸法が接着系あと施工アンカーの引張特性へ与える影響に関する実験的研究（その2 耐力評価に関する検討），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.51-52，2005.9 松崎育弘，中野克彦 他，多機能人工骨材を用いたRC柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp. 337-342，2003