

論文

[2028] 組積造縦筋定着部の挙動に関する実験研究

信澤 宏由*1 · 片桐 太一*2 · 清水 泰*3

1. はじめに

コンクリート系壁体縦筋の定着は、一般には縦筋をコンクリート中に所定の長さ埋め込むように設計され、施工が行われている。しかしながら、この定着方法では耐震補強工事や増設工事等における新旧構造躯体どうしの接合は不可能であることが多い。また、各種メーソリー構造の縦筋定着部の施工に関しては鉄筋位置確保等問題となる点が多いのが現状である。

本研究は縦筋の定着方法にあと施工アンカーを利用し、更に必要に応じて縦筋を継ぐ事により、これらの問題点の解決を計る事を検討したものである。縦筋埋め込み方式や種々のあと施工アンカーを用いた、各種定着法によるコンクリート系壁体縦筋定着部の力学的挙動について、17体の試験体を用いて実験研究を行い、曲げ応力解析結果とこれらの実験結果との比較検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

実験で採用した主な変動因子は、縦筋定着の方法、あと施工アンカーの種類、鉄筋の継手方法、コンクリートやメーソリーの圧縮強度、荷重履歴等である。図1に基本試験体の形状、寸法、配筋を示す。試験体は $t=12\text{cm}$ 厚さのコンクリート空洞ブロック3段積みとして、基礎コンクリートの中央部分に主筋を定着させた。主筋の上部はネジ切りをし、ブロック最上段の上へ突出させ、ナットで加力用H型钢と共に固定した。図2にあと施工アンカーの種類、形状、寸法を示す。

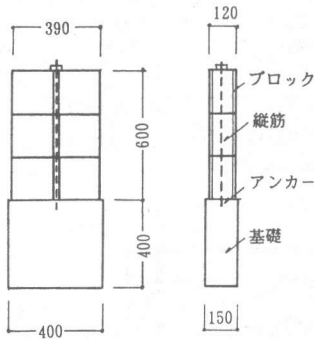


図1. 基本試験体NNBの形状

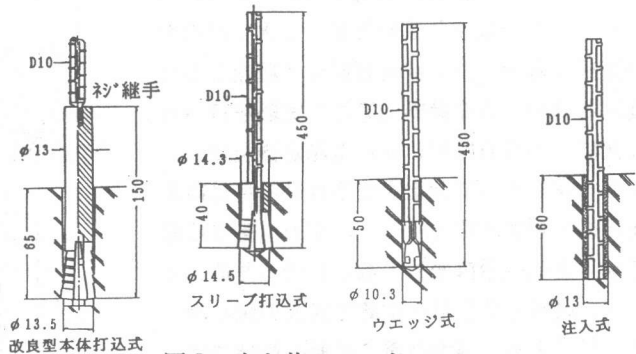


図2. あと施工アンカー

表1に試験体の種類、試験体番号、あと施工アンカーの方式等を一覧表として示す。同表で、試験体の名称は(主筋定着方法)(鉄筋継手)(壁体使用材料)(通し番号)の順で表している。

表2に試験体の製作に使用した各材料の力学的性質を示す。主筋はD10(SD30)を用い、基礎用コンクリートと充填や目地に用いたモルタルは調合強度 $F_c 180\text{kg/cm}^2$ とした。コンクリートブロックはC種空洞ブロックを用いて、半切の試験片で圧縮強度試験を行った。

*1: 前橋市立工業短期大学教授、建設工業科建築学専攻、工博(正会員)、*2: 日本ドライブイット株式会社課長(正会員)、*3: 東京工業大学工学部附属工業高校教諭、工博(正会員)

表1. 試験体一覧

試験体番号	アンカーの方式	定着長さ	アンカー径	鉄筋継手	荷重履歴
NNB01	従来型 (基本試験体)	40d	10mm	なし	L1
NNB02					L2
NNB03					L3
NNB13					L4
CNB04	接着系注入式	6d	10mm	なし	L1
CNB05					L2
CNB06					L3
MiMtB07	金属拡張系改良 型本体打込み式	5d	13mm	機械継手	L1
MiMtB08					L2
MiMtB09					L3
MsLB10	金属拡張系 スリーブ 打込み式	2.8d	14.3mm	重ね継手	L1
MsLB11					L2
MsLB12					L3
NLB14	従来型	40d	10mm	重ね継手	L4
MwNB15	金属拡張系 ウェッジ式	5d	10mm	なし	L4
MwMsB17	金属拡張系 ウェッジ式	5d	10mm	スリーブ	L4
MwMsB18					L4

(主筋定着方法)

- N: 在来型
- M: 金属系アンカー
- M_i: 改良型アンカー
- M_s: スリーブ打込みアンカー
- M_w: ウェッジアンカー
- C: 接着系アンカー
- (鉄筋継手)
- N: なし
- L: 重ね継手
- M: 機械継手
- M_s: スリーブ継手
- M_t: ねじ継手
- (壁体使用材料)
- B: フロック, C: コンクリート

(備考) (荷重履歴) R: 部材角, $R = \delta / 600 \text{ rad}$.

- L1: R/100で正負1回繰返し後押切り加力
- L2: R/200の倍数漸増変形で正負各1回繰返し加力
- L3: R/200の倍数漸増変形で正負各3回繰返し加力
- L4: R/100の倍数漸増変形で正負各2回繰返し加力

(注) 継手はあと施工アンカーの性格上必要となるもので、重ね継手長さは40dとしており基礎上端より継いでいる。スリーブは10dの金属筒を基礎から30dの位置で縦筋継手部に被せかして継いだものである。

2.2 実験方法

加力装置を図3に示す。試験体は基礎を試験体固定用鉄骨で挟みつけ高力ボルトで固定した。加力は鉄骨骨組に反力を取りメカニカルジャッキで地震荷重を想定した水平荷重を壁頂部に載荷した。荷重履歴は4種類として変形制御で正負交番繰返し加力実験を行った。

測定は小型万能デジタル歪測定器及びリニアゲージを用いて荷重を漸増させる毎に荷重を止めて順次計測を行った。加力点高さ位置で水平変位や鉛直変位の測定を行った他ブロック1段目と2段目の位置で縦筋の歪を測定した。また、漸増荷重の初期の段階では、曲げひび割れの発生を詳細に観測した。

3. 実験結果

代表的な試験体の最終ひび割れ状況を図4に示し、水平力Qと加力点高さでの水平変位δの関係を図5に示す。実験結果の一覧を表3に示す。表3には曲げひび割れ発生時荷重 $Q_{0.0}$ 、降伏時荷重 Q_y とその時の部材角、最大荷重 Q_m 等の値を示した。なお、降伏点は主筋の歪測定値を参考として、荷重・変形曲線上で変形が急激に増大した点とした。

表2. 使用材料の力学的性質

鉄筋	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	破断伸び (%)
D 10	3620	4990	37
φ13(アンカ)	-	6500	13

圧縮強度 (kgf/cm ²)	モルタル (目地用) (充填用)	コンクリート (基礎用)	
	188	アンカー取り付け時	実験時
		144	227

コンクリートブロック	C種半切空洞ブロック
正味断面圧縮強度 (kgf/cm ²)	290
全断面圧縮強度 (kgf/cm ²)	172

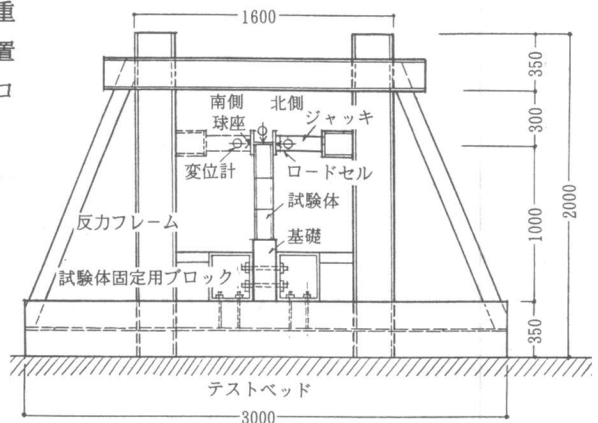


図3. 加力装置

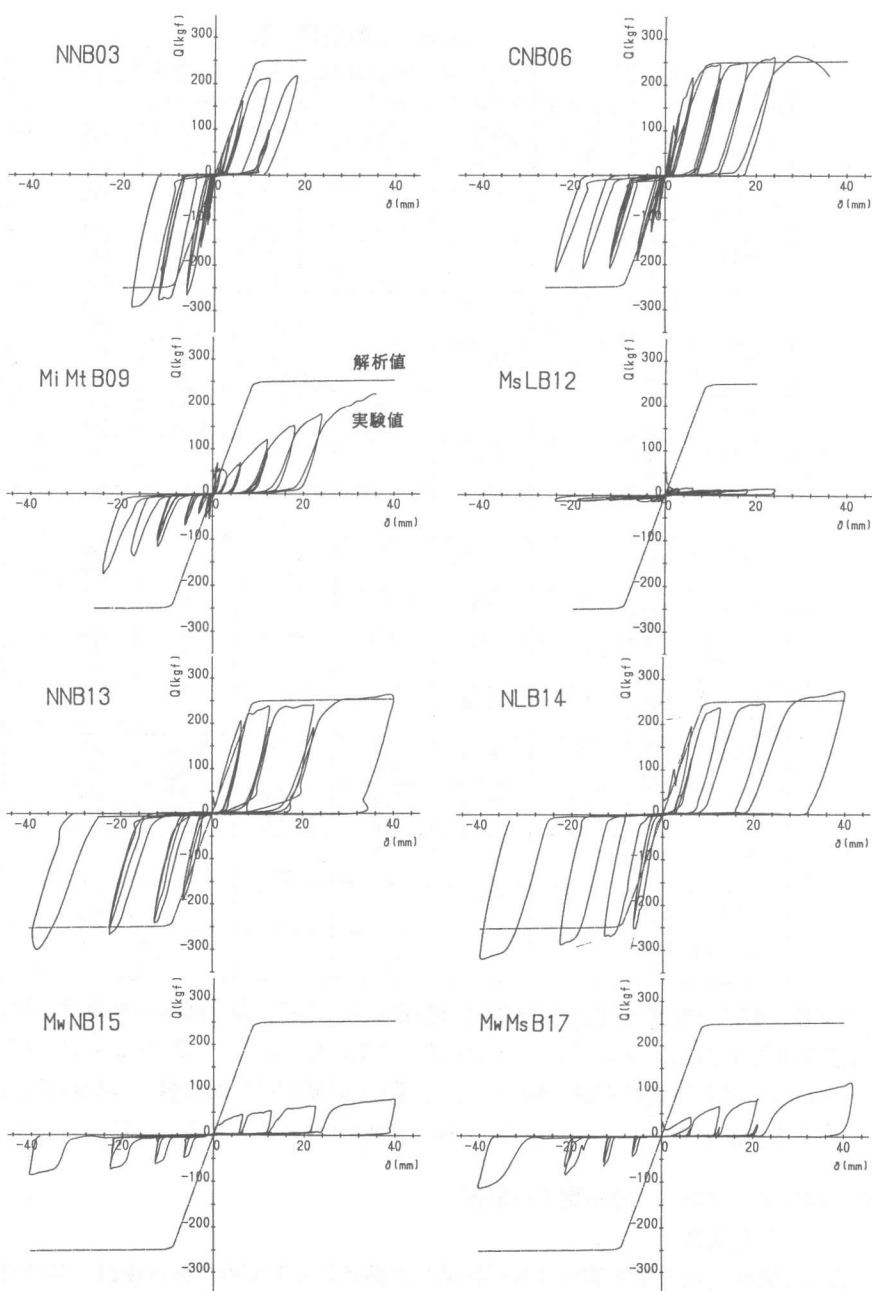
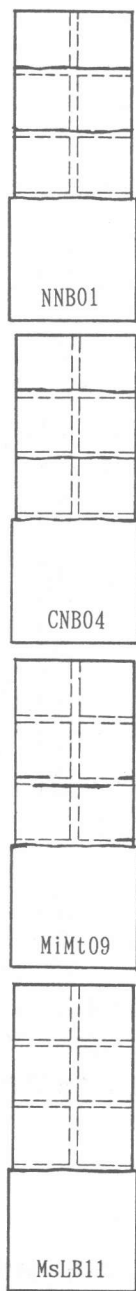


図4. ひび割れ図

図5. 荷重・変形曲線

表3に示した計算値は次項で述べる解析結果等を参考として求めたもので、曲げひび割れ発生時荷重計算値 Q_{bc} は引張り側最外縁コンクリートの歪が自由収縮による破断時歪度の $400\mu^{[1]}$ に達した時のせん断力とした他、降伏時荷重計算値 Q_y は主筋歪が降伏歪 $\epsilon_y=1,800\mu$ に達した時のせん断力とした。また、短期許容曲げ耐力 Q_{a1} は文献[2]のブロック塀の短期許容曲げ耐力式を用いて求めたせん断力とした。全試験体とも荷重の初期の段階で壁体最下段の横目地に曲げひび割れを生じ、最大耐力時にはこのひび割れの幅が大きく開いた。また、良好な定着性能を示した試験体では、NNB01の様に2段目、3段目の横目地にも曲げひび割れが発生した。

表3. 実験結果一覧

試験体番号	方向	曲げひびわれ荷重 (kgf)	曲げひびわれ時変形量 (mm)	降伏荷重 実験値 (kgf)	降伏荷重 時変形量 (mm)	降伏荷重 時部材角 ($\times 10^{-2}$)	最大荷重 (kgf)	最大荷重 降伏荷重 計算値	最大荷重 時変形量 (mm)
NNB01	正負	34	0.01	242	7.56	1.19	257	1.07	18.3
				—	—	—	166	0.69	6.0
NNB02	正負			231	6.56	1.03	250	1.04	12.1
				173	7.40	1.17	174	0.72	12.2
NNB03	正負			206	7.60	1.20	217	0.90	18.2
				264	6.00	0.94	292	1.21	18.1
CNB04	正負	72	0.13	212	6.00	0.94	230	0.95	10.1
				194	6.00	0.94	196	0.81	6.0
CNB05	正負	22	0.04	212	7.30	1.15	216	0.90	12.0
				204	7.52	1.18	204	0.85	11.6
CNB06	正負			236	6.60	1.04	263	1.09	28.1
				204	6.72	1.06	216	0.90	24.0
MiMtB07	正負	34	0.76	—	—	—	188	0.78	18.0
				—	—	—	65	0.27	6.0
MiMtB08	正負			—	—	—	282	1.17	36.2
				—	—	—	198	0.82	18.1
MiMtB09	正負	55	0.10	—	—	—	287	1.19	38.1
				—	—	—	176	0.73	24.0
MsLB10	正負	49	0.01	—	—	—	49	0.20	0.01
				—	—	—	17	0.07	6.0
MsLB11	正負	40	0.21	—	—	—	59	0.24	49.5
				—	—	—	24	0.10	0.8
MsLB12	正負	66	0.13	—	—	—	66	0.27	0.1
				—	—	—	18	0.07	0.8
NNB13	正負	42	0.11	218	6.68	1.05	260	1.08	40.0
				225	7.80	1.23	307	1.27	40.0
NLB14	正負	34	0.14	219	7.04	1.11	271	1.12	40.0
				249	5.94	0.94	318	1.32	40.0
MwNB15	正負			—	—	—	79	0.33	40.0
				—	—	—	87	0.36	40.2
MwMsB17	正負	32	0.22	—	—	—	112	0.46	42.0
				—	—	—	115	0.48	40.0
MwMsB18	正負			—	—	—	126	0.52	37.6
				—	—	—	38	0.16	12.7

(備考) 曲げひび割れ発生時荷重計算値。 $Q_{bc} = 27\text{kgf}$ 、曲げ降伏時荷重計算値。 $Q_y = 241\text{kgf}$ 、短期許容曲げ耐力 $Q_{a1} = 185\text{kgf}$ 、 $Q_{a1} = M_{a1} / l$ 、 $M_{a1} = a_t \cdot f_t \cdot j = 111\text{kgf}$ 、 $l = 60\text{cm}$ 、 M_{a1} : ブロック塀の短期許容曲げ耐力、 a_t 、 f_t : 縦筋(主筋)断面積、降伏点強度、 j : 単配筋壁部材の応力中心間距離、 $j = 5d/7$ 、なお、 $j = 5.5\text{cm}$ とすると $Q_{a1} = 236\text{kgf}$ となる。

4. 曲げモーメント・曲率関係の解析

4.1 解析概要

基本試験体(従来型配筋NNB試験体)の曲げ材としての挙動を検討するために、部材の曲げモーメントに対する危険断面(試験体最下部のブロック部分とした)のモーメント・曲率関係を切断法により塑性域に渡る大変形領域まで数値解析した。また、この解析結果を利用して各荷重段階における曲率分布を仮定し、モールの共役梁の定理を塑性域にまで拡張して、せん断力・曲げ変形関係の解析値を求め、各試験体の実験結果と比較検討を行った。

本解析は、部材断面を多数の水平な要素に切断して行うものであり、夫々の要素のコンクリートや鉄筋の応力は、その要素の平均歪に対応する応力を受持つとし、それらの合力は要素の中心位置に作用すると仮定して、さらに、平面保持の仮定と力の釣合の関係より部材断面のモーメント・曲率関係を求めるものである。解析に用いる材料の応力度・歪度関係に関しては、ここでは、

コンクリートに関しては、一軸載荷試験によって求めた値が適用できるものと仮定して、岡田等が研究発表した関係式^[3]を利用し、鉄筋はバウシinger効果や歪硬化を考慮した Jirsa等の仮定^[4]を若干修正した関係式を用いている。なお、モーメント・曲率関係の解析を行った基本試験体の断面分割はブロックのフェイスシェル部分は10等分とし、充填モルタル部分は20等分とし、曲げ変形を求めるための曲げ長さの分割は60等分とした。

4.2 解析結果

図6(a)から(c)に解析結果を示す。同図にはモーメント・曲率関係の解析結果と危険断面における歪分布、および、せん断力・曲げ変形関係の解析結果を示した。また、夫々の図には解析で得られた順番と主な数値が記入してあり、解析断面の降伏点や中立軸位置、初期剛性、主筋やブロック最外縁の歪、応力中心間距離等の値を示した。さらに、(c)図では、各試験体の最大耐力時実験値を示した他、許容耐力計算値 $Q_{a1} = 185\text{kgf}$ も合せ示した。

図4に、各試験体の荷重・変形曲線に解析結果を比較して示す。

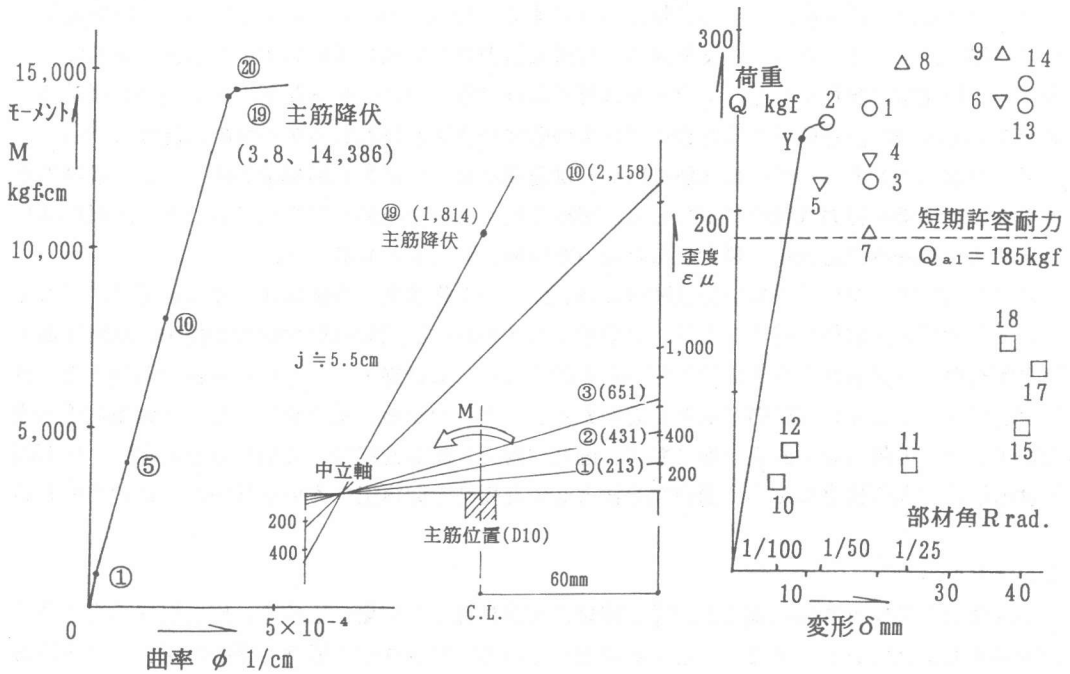


図6 (a)モーメント・曲率関係 (b)断面の歪分布 (c)荷重・変形曲線

解析結果を見ると以下の事項が指摘できる。

i) 解析で得られた主筋降伏点は、曲げモーメント $M_y = 0.144\text{tfm}$ 、曲率 $\phi_y = 3.8 \times 10^{-4}\text{cm}^{-1}$ 、せん断力 $Q_y = 0.24\text{tf}$ 、曲げ変形 $\delta_{by} = 8.7\text{mm}$ であった。曲率は相当大的な値となっており引張り側最外縁の歪 ϵ_{ty} は 4095μ となっている。しかしながら、圧縮側最外縁の歪 ϵ_{cy} は 465μ と比較的小きな値に止まっている。この時、引張り側最外縁の歪が厚さ 1cm の目地で生じると仮定すると 0.04mm の伸びとなり、ひび割れ等で問題となる値では無いが、降伏時に全長 60cm に渡って生じる曲率による引張り側最外縁の伸びの合計を略算すると約 12mm となり、これを3カ所の目地部に負担すると仮定すると、その部分には相当なひび割れ幅を生じる事となる。

ii) 加力当初から主筋降伏まで、圧縮側最外縁から中立軸位置までの距離 x_n は11.7~12.2mmと殆ど移動しておらず、この結果を基にして応力中心間距離 j を求めると約5.5cm となる。断面の有効せい d を $t/2$ ($t=12\text{cm}$) とすると j と d との関係は、3/7、4/9、5/11等の値が考えられるが、ここでは5/11が $(d - x_n/3)/d$ を下回る中で最もこの値に近い値となっている。

iii) (c)図を見ると、従来型試験体NNB01, NNB02 の正側加力包絡線は多少実験値の方が初期剛性が高い結果が得られているが、全体的には比較的解析結果と良く一致している。しかしながら、負側加力では繰返しの影響を受けて少し低い耐力が得られている他、同一変形での繰返しの2回目からはループ面積の殆ど無い履歴特性を示した。これはひび割れが目地部に集中して起こり、試験体は単配筋でしかも全せいが小さいために、ひび割れが全せいにおよび、2回目以降の繰返し加力では目地部で大きなずれ変形を生じ、極端なピンチ効果を生じる原因になっている。

iv) 定変形毎に3回ずつの繰返し加力を行った NNB03試験体は正側加力で多少低い最大耐力が得られ、逆に負側加力では大きな最大耐力が得られているが、これは、試験体製作時に縦筋の位置がずれたために生じた結果であると思われる。同一断面で縦筋位置のみをずらせた試験体の解析を行った結果、最大耐力のみの比較から推定すると約0.73cmのずれを生じていたと思われる。

v) 接着系アンカーを用いた試験体CNB は最大耐力が多少低い試験体が多かったがばらつきは少なく、従来型試験体に比較して変形性能等それほど悪い値とはならなかった。従来型試験体と同等以上の耐震性能を確保するためには多少の改良が必要と思われるが実用の可能性は高い。

vi) 金属系アンカーを用いた試験体M₁M₂B は危険断面に位置する鋼材量が多く、更に鋼材の強度も高いため最大耐力は強めに出ており、変形性能も良好な結果が得られているが、結果のばらつきがあり、許容耐力近傍の最大耐力となった試験体M₁M₂B09 もあった。

vii) あと施工アンカーを用いた試験体はM_aとM_w型を省き全ての試験体で短期許容曲げ耐力を上回る最大耐力実験値が得られたが、この中でほぼ半数の試験体は最大耐力が従来型試験体最大耐力解析値を下回った。以上の結果等から判断すると、あと施工アンカーを現在の形のままで縦筋定着に使用する事には問題があると思われる。しかしながら、接着系アンカーと金属拡張系改良型アンカーの併用等の改良を加えれば、剛性、耐力、変形性能等、従来型の主筋定着とほぼ同程度の性能が期待出来るため、簡便な方法として有効性を発揮出来る可能性があると考えられる。

5. まとめ

従来型の主筋定着方法は施工が困難で現場の実情に適さない場合も多く、施工精度の面で多くの問題点を抱えている。更に、ここで対象としているブロック造の帳壁や塀等に用いられる組積造部材の縦筋(主筋)は大きな引抜き力を受けることは少なく、大きな定着長さを必要としない場合が多い。本研究は縦筋の定着方法にあと施工アンカーを利用することでこれらの問題点の解決をはかることを検討したもので、縦筋埋め込み方式や種々のあと施工アンカーを用いた各種定着法によるコンクリート系壁体縦筋の力学的挙動について実験研究を行い、曲げ応力解析結果とこれらの実験結果との比較検討を行ったものである。本研究の結果から判断すると、あと施工アンカーを縦筋定着に利用する方法には多少の改良を施すことが必要であると思われる。

[参考文献] 1)大野和男：鉄筋コンクリート構造学における二、三の話題、退官記念論文、1974。
3、 2) 日本建築学会：壁構造関係設計規準・同解説、1989年11月、3) 岡田恒男、関松太郎、伊藤秀夫：鉄筋コンクリート部材の復元力特性、生産研究、1973年5月、4) Russel H. Brown and James O. Jirsa : Reinforced Concrete Beams under Load Reversals, ACI Journal, May 1971