

論文 RM 増設壁の接合部に用いる割裂補強筋の効果に関する実験的研究

石本麗*¹・今西達也*²・安居功二*³

要旨：RC造建築物の耐震補強を行う場合に、型枠と構造体を兼ねた型枠状メーソンリーユニットを使用して耐震壁や袖壁を増設する構法の既存躯体とRM組積体の接合部の性能を確認するため、アンカー筋および割裂補強筋の形状の違いに着目し、押し抜きせん断実験を行った。実験の結果、割裂補強筋の形状の違いは、接合部のせん断強度には影響を与えないが、大変形時の変形状態に影響を与えることがわかった。また、本構法の接合部強度には耐震改修指針のアンカーせん断耐力式が適用できることを示した。

キーワード：耐震補強、補強組積造、割裂補強筋、押し抜きせん断実験

1. はじめに

RC造建築物の耐震補強方法の一つとして、RC壁の増設による補強方法がある。この構法では型枠の組立や解体に伴う搬入や作業が発生し、多種類の工事が必要となる。そこで、施工性向上のため、型枠と構造体を兼ね、手で持ち運べ、RC造に比べて手間のかからないRMユニット¹⁾を用いたRM壁増設構法を検討している。

既存の建物に新たに壁を増設して耐震改修を行い、増設部材が性能を十分に発揮するためには、接合部が十分な強度を保有している必要がある。そこで、既存RC部材とRM組積体の接合部の強度や性状を明らかにするため、押し抜きせん断実験を行った。

2. 試験概要

2. 1 試験体

図-1に代表的な試験体の形状および寸法を示し、表-1に試験体の一覧を示す。A型試験体は既存柱と増設壁部分、C型試験体は既存梁と増設壁部分の接合部をそれぞれモデル化したものである。試験体はA型11体、C型11体の

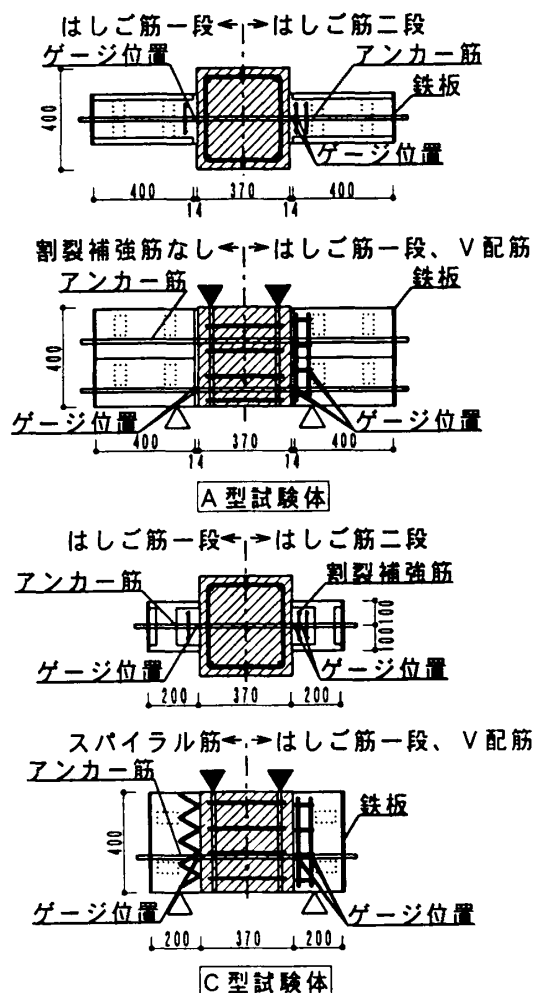


図-1 試験体形状

*1 (株) 松村組建築本部設計管理部西日本設計部構造設計課 (正会員)

*2 (株) 松村組技術研究所構造第2研究課 博士(工学) (正会員)

*3 (株) 松村組技術研究所構造第2研究課課長 (正会員)

計 22 体で、割裂補強筋の有無・形状（鉄筋径、形状、方向）と、アンカー筋の径と施工方法（通し配筋とあと施工アンカー）、接合部の目荒らしの有無を実験変数とした。試験体名の最初のアルファベットは試験体形状、次の 2 桁の数字はアンカー筋の径、次の C は目荒らし有り、S は割裂補強筋あり、次の 2 桁の数字または S P はアンカー筋形状と径（数字ならはしご筋径、S P ならスパイラル筋）、最後のアルファベットははしご筋の方向（壁厚方向に対して H なら平行、V なら垂直）を示す。

「既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針・同解説²⁾」(以下「改修指針」)では、壁増設によって耐震改修を行う場合、スパイラル筋やはしご筋の二段配筋、もしくはフープ筋によって既存躯体との接合部を補強することとしている。しかし、この場合施工が煩雑になる。

そこで、改修指針の接合部詳細を本構法に適用した場合の接合部の強度確認と、有効な割裂補強が可能で、より施工性の高い補強方法を検

討するため、接合部の割裂補強筋をはしご筋一段とした場合の接合部のせん断耐力および変形状について検討を行う。

割裂補強筋としてはしご筋が挿入されている試験体では、接合部の断面積あたりの鉄筋量がほぼ等しくなるように割裂補強筋の径を決定した。表-1 には「中層 R M 構造設計指針（案）・同解説¹⁾」(以下「R M 指針」)の方法で算定した割裂補強筋比 p_s を合わせて示す。

既存躯体部分は両タイプとも共通で、主筋が 4-D16、補強筋が D10@100 とした。目荒らしは、既存躯体部分の接合部コンクリート表面をハンマーで叩き、3mm 程度の凹凸面とした。

使用した材料の材料特性を表-2、表-3 に示す。実験は 2 度に渡って行ったため、それぞれの実験シリーズごとの材料特性を示している。また、R M 増設壁部分の圧縮強度を確認するため、R M ユニット、目地モルタルおよびグラウト材で構成される角柱状試験体の一軸圧縮試験（プリズム試験）を行った。プリズム試験の結

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	形状	アンカー筋		目荒らし	割裂補強筋		
			径	あと施工		形状、配置*	径	p_s (%)
I	A19CS06H	既存柱・増設壁（A 型）	D19		有	はしご筋、平行	2-D6	0.604
	A19C				—	—	—	—
	A19S06H				無	はしご筋、平行	2-D6	0.604
II	A19CS10H				有	はしご筋、平行	1-D10	—
	A16CS06H		D16		有	はしご筋、平行	2-D6	0.604
	A16C				—	—	—	—
	A16CS10H				有	はしご筋、平行	1-D10	0.670
	A16CS10V				有	はしご筋、垂直	1-D10	—**
	A13CS06H		D13		有	はしご筋、平行	2-D6	0.604
	A13C				—	—	—	—
I	A13S06H				無	はしご筋、平行	2-D6	0.604
II	C19CS10H	既存梁・増設壁（C 型）	D19		有	はしご筋、平行	1-D10	0.772
	C16CS06H		D16		有	はしご筋、平行	2-D6	0.696
	C16C				—	—	—	—
	C16CS10H				有	はしご筋、平行	1-D10	0.772
	C16CS10V				有	はしご筋、垂直	1-D10	—**
	C13CSSP		D13	○	有	スパイラル	D10	2.34
I	C13C				有	—	—	—
	C13ACSSP		D10	○	有	スパイラル	D10	2.34
	C10CSSP				有	スパイラル	D10	2.34
	C10C				有	—	—	—
	C10ASSP				有	スパイラル	D10	2.34
					有	—	—	—

割裂補強筋比： $p_s = a_s / (h' \times X_s)$ X_s ：割裂補強筋のピッチ、 a_s ：一組の補強筋の断面積、 h' ：圧入モルタルのせい

* 割裂補強筋配置は壁厚さ方向に対する方向（平行、垂直）で示す。

** 指針では割裂補強筋は壁厚さ方向に平行なものを指すため、配置 V タイプのものでは計算できない。

表-2 コンクリートの材料特性

シリーズ	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
I	既存躯体	25.5	2.48×10^4
	増設部分	31.2	2.60×10^4
	目地モルタル	42.1	—
II	既存躯体	29.2	2.49×10^4
	増設部分	23.9	2.40×10^4
	目地モルタル	36.8	—

表-3 鉄筋の材料特性 (単位: N/mm²)

シリーズ	径	降伏強度	引張強度
I	D6	387.6	588.6
	D10	367.5	543.0
	D16	357.0	494.2
	D19	373.6	491.1
II	D6	382.5	520.7
	D10	329.4	507.8
	D16	345.6	501.4
	D19	401.9	603.7

表-4 プリズム試験結果 (単位: N/mm²)

シリーズ	No.	プリズム強度	平均値	計算値	ヤング係数
I	1	24.30	24.83	21.90	1.95×10^4
	2	23.60			
	3	26.60			
II	1	21.94	22.31	20.82	1.85×10^4
	2	22.68			

プリズム強度: $F_m = e_s \{ (1 - \beta') F_u + \beta' F_g \}$
 F_u : R M組積体のプリズム強度(35)
 F_g : グラウト材の設計基準強度
 β' : R Mユニットの空洞比(0.65)
 e_s : 組積係数(0.75)
 ヤング係数は以下の方法で算定した。
 $E_m = 1.68 \times 10^5 \sqrt{F_m / 180}$
 プリズム強度は実験値の平均値とした。

果を表-4に示す。表-4には、R M指針の設計式によって算定したR M組積体のプリズム強度とヤング係数も合わせて示す。

2. 2 実験方法

実験は 4000kN 万能試験機を用い、一方向単調載荷とした。試験体には、あと施工したR M組積体下側に支点を設け(図-1の△)、既存躯体部分の上部の加力点(図-1の▼)から荷重を加えた。変位は既存躯体部分の鉛直変位を計測した値を用いた。アンカー筋のR M組積体内部の接合部近傍と片側の割裂補強筋にひずみゲージを貼り、ひずみを計測した。

3. 実験結果

3. 1 荷重-鉛直変位関係

A型試験体のアンカー筋径がD16で、割裂補強筋の形状が異なる4体の試験体の荷重-鉛直変位関係を図-2に示す。図-3は図-2の変位が3mm以下での拡大図である。図-2、図-3より、変位が小さいときには割裂補強筋の形状の違いによる差異は見られない。しかし、変位がおよそ20mm以上となると、割裂補強筋の違いによって荷重-変位関係に違いが生じていることがわかる。

割裂補強筋のないA16C試験体と、割裂補強筋を壁厚方向に垂直に入れたA16CS10V試験体は、変位が20mmを越えたあたりで荷重が低下した。一方、割裂補強筋を壁厚方向に平行に入れたA16CS06H、A16CS10H試験体ははしご筋を一段とした場合にも二段とした場合と同様に、変位が増加すると荷重が増加し、初めの荷重ピーク時よりも高い荷重を示した(図-3)。

C型試験体でのアンカー筋径がD16で、割裂補強筋の形状が異なる4体の試験体の荷重-鉛直変位関係を図-4に示す。A型試験体と同様に、割裂補強筋のない試験体や割裂補強筋を壁厚に垂直に配置した試験体には変位が進むに従って荷重の低下が見られる。

試験体形状がA型で割裂補強筋が共通(はしご筋D6×2)で、アンカー筋の径がD19、D16、D13のA19CS06H、A16CS06H、A13CS06H試験体の荷重-鉛直変位関係を図-5に示す。アンカー筋の径が異なる場合も荷重-鉛直変位関係は同じような形状を示している。また、アンカー筋の径が大きいほど、荷重が大きくなる傾向が見受けられる。

なお、図-2、図-3、図-4、図-5には以下に示す式(1)~式(3)による計算値を併せて示した。

・せん断摩擦理論式³⁾

$$\tau_u = p_v \times \sigma_y \times \tan \phi \quad (1)$$

ここで p_v : アンカー筋比

(アンカー筋断面積/せん断面断面積)

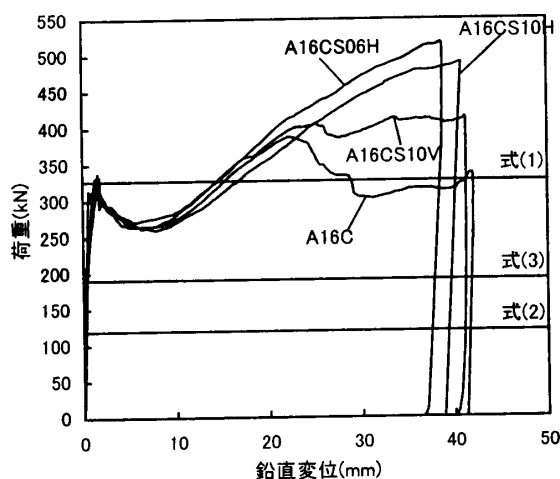


図-2 荷重-鉛直変位関係
(A型, アンカー筋径 D16)

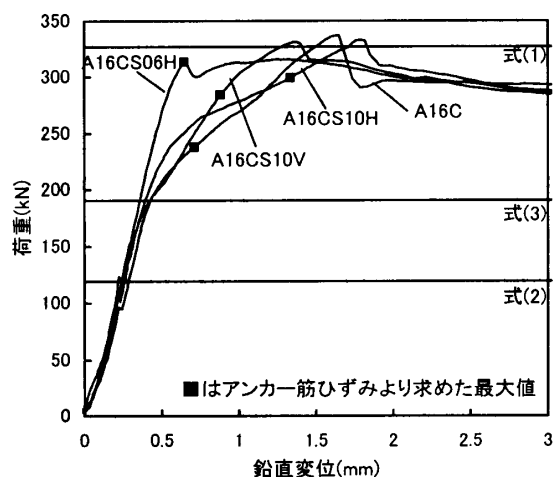


図-3 荷重-鉛直変位関係 (拡大図)
(A型, アンカー筋径 D16)

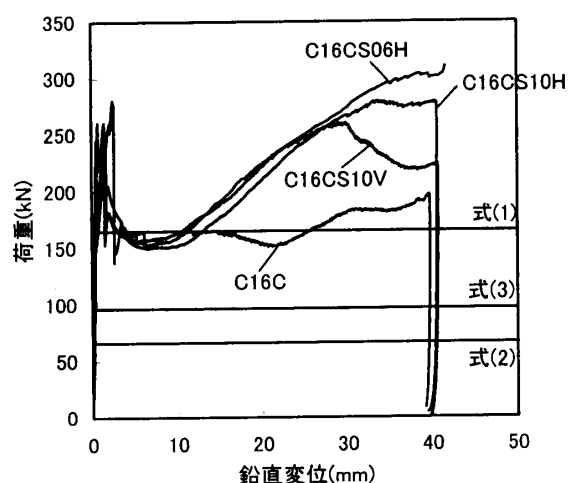


図-4 荷重-鉛直変位関係
(C型, アンカー筋径 D16)

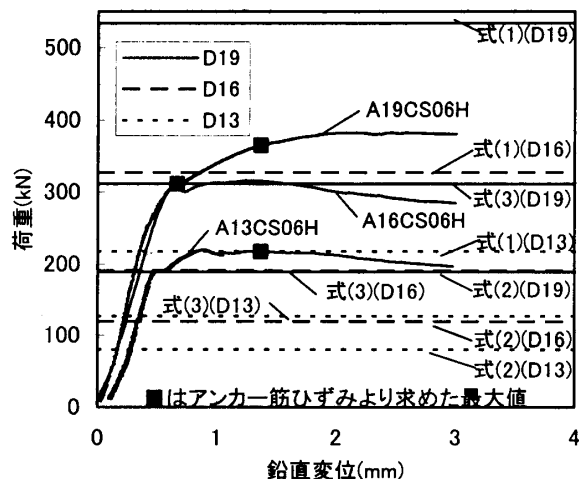


図-5 荷重-鉛直変位関係
(A型, 割裂防止筋 D6×2, 平行)

σ_y : アンカー筋の降伏点強度(kgf/cm²)

$\tan \phi$: 摩擦係数 (目荒らし有り: 1.2,
目荒らしなし: 0.6)

・ダウエル作用によるせん断強度式³⁾

$$D_u = 1.656 a_v \sqrt{F_c \times \sigma_y} \quad (2)$$

ここで a_v : アンカー筋の全断面積(cm²)

F_c : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

・改修指針のアンカーせん断耐力式²⁾

$$\left. \begin{aligned} Q_{a1} &= 0.7 \sigma_y \times s_{ae} \\ Q_{a2} &= 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_{ae} \end{aligned} \right\} \text{の小さい方} \quad (3)$$

ここで s_{ae} : アンカー筋の断面積(cm²)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数
(kgf/cm²)

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度
(kgf/cm²)

なお, 式(2), 式(3)ではコンクリートの圧縮強度とヤング係数には, 既存躯体部とコンクリート強度と増設壁部のプリズム強度のうち強度が低い方の値を採用した。

3. 2 接合耐力

A16CS06H, A16CS10H 試験体の鉛直変位-アンカー筋ひずみを図-6に示す。アンカー筋ひずみは, アンカー筋の上下に貼ったひずみゲージの平均値である。

アンカー筋には変位が進むと引張ひずみが生

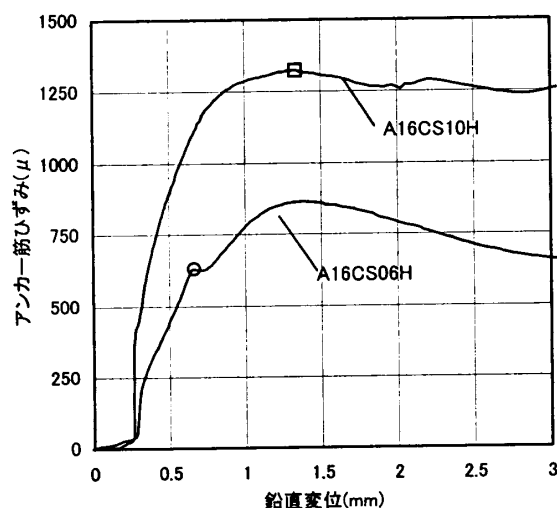


図-6 変位-アンカー筋ひずみ
(A16CS06H, A16CS10H 試験体)

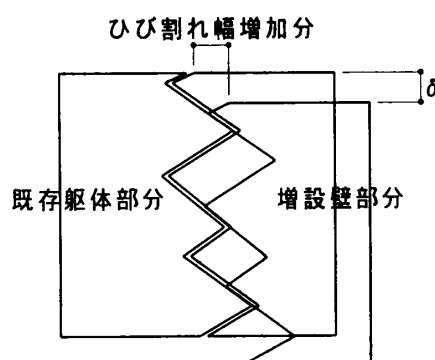


図-7 接合部模式図

じているが、ある時点で変位が進んでいるのにひずみが増加しなくなる点(図-6中の○)、あるいは圧縮ひずみに転じ始める点(図-6中の□)が見受けられた。これは、既存躯体と増設壁の接合部間で凹凸のあるコンクリートの凸頂部で支圧破壊が生じたり、凸頂部を越えて接合部でのひび割れ幅の広がりが増加しない点だと考えられる(図-7参照)。そこでこの点までを弾性で見なせる点とし、実際の設計に採用する強度はこれ以前の強度とした。以降は上記の定義に基づき、各試験体の接合耐力を求めた。先に示した図-3、図-5にはアンカー筋ひずみより求めた最大荷重(■)をプロットしている。

全試験体の最大荷重を縦軸に、式(1)、式(3)により求めた計算値を横軸に取ったグラフを図-8、図-9に示す。

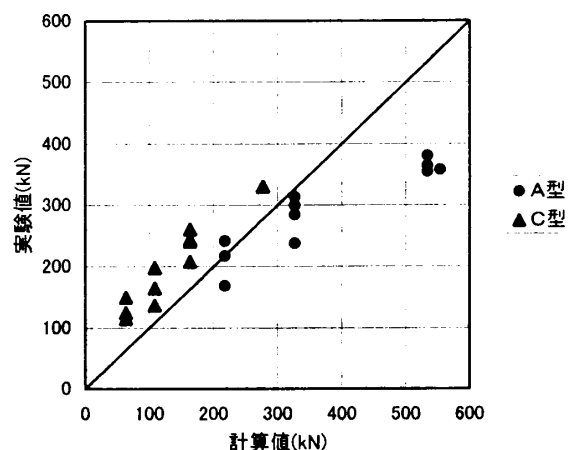


図-8 実験値と計算値の比較
(せん断摩擦理論式との比較)

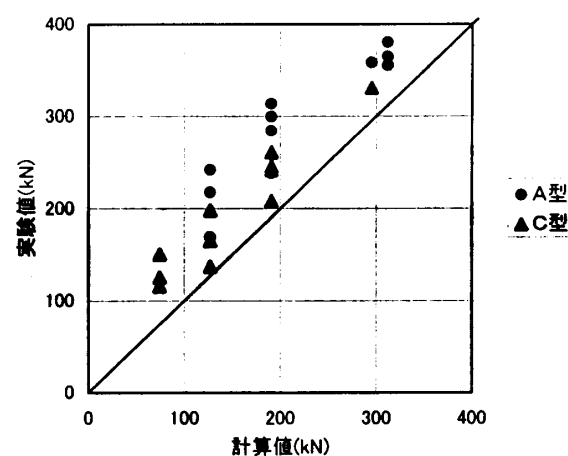


図-9 実験値と計算値の比較
(耐震改修指針アンカー式との比較)

図-8に示す式(1)(せん断摩擦理論式)との比較では、A型試験体(●)の実験結果は計算値の0.65~1.11倍となり、大部分の試験体で実験結果が計算値を下回った。C型試験体(▲)の実験結果は計算値の1.20~2.37倍となり、全試験体で安全側の結果となった。

図には示していないが、ダウエル作用による式(2)の計算値は式(1)~式(3)のうちで最も低く、実験結果はA型試験体で計算値の1.90~3.05倍、C型試験体で3.47~6.65倍と、計算結果を大きく上回った。

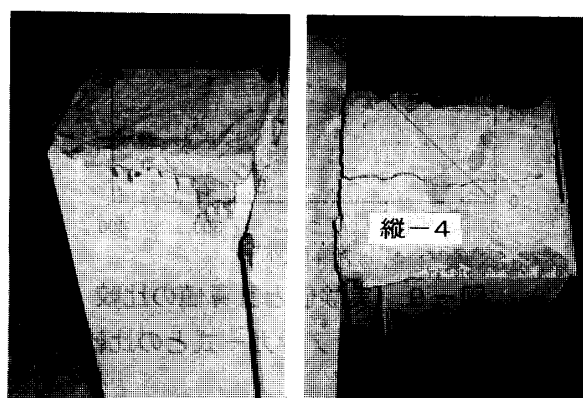
図-9に示す式(3)(改修指針のアンカー式)の比較では、すべての試験体の実験値が計算結果を上回った。A型試験体(●)の実験結果は計算値の1.14~1.90倍、C型試験体(▲)の実

験結果は計算値の 1.08～2.03 倍となり、実験結果より安全側で、且つ式(2)による計算値よりも実験結果に近い結果となった。

3. 3 割裂補強筋の挙動

はしご筋を壁厚方向に平行に 2 段配筋とした C16CS06H と、壁厚方向に垂直に配置した C16CS10V 試験体の実験終了後の写真を写真-1 に示す。C16CS06H 試験体では、増設部分上面にひび割れは認められない。写真には示していないが、はしご筋の方向は同じで一段配筋とした C16CS10H 試験体でもひび割れは発生しなかった。

一方、改修指針と配筋方向を変えた C16CS10V 試験体では、増設部分の上面にひび割れが発生している。割裂防止筋のない C16C



C16CS06H C16CS10V
写真-1 実験終了後の試験体

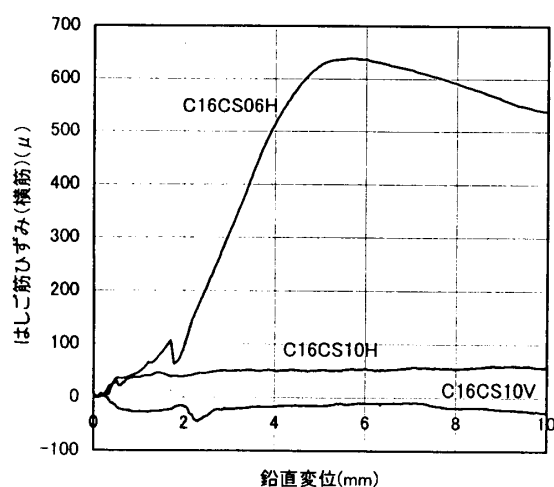


図-10 変位-はしご筋（横筋）ひずみ
（C型、アンカー筋 D16）

試験体でも、同じようなひび割れが発生した。A型試験体でも同様の傾向が確認された。

アンカー筋の径が等しく、はしご筋の径・配筋方向の異なる C16CS06H、C16CS10H、C16CS10V 試験体の鉛直変位-はしご筋横筋のひずみを図-10 に示す。

図-10 より、はしご筋が壁厚方向に平行に配筋された C16CS06H、C16CS10H 試験体では、載荷開始直後から割裂補強筋横筋に引張が生じている。一方、はしご筋を壁厚方向に垂直に配筋した C16CS10V 試験体では割裂補強筋には引張が生じていない。はしご筋がひび割れをまたぐように配筋することで、はしご筋の横筋が有効に働き、その結果としてはしご筋を壁厚方向に平行に配筋した試験体では、図-2 と図-4 に示したように大変形時にも耐力がほとんど低下しなかったと考えられる。

4. まとめ

実験の結果、以下のような結果が得られた。

- 1) 改修指針で示されている割裂補強筋は大変形時に R M 組積体の厚さ方向のふくらみやひび割れを抑制する効果を持っている。また、改修指針で示されたはしご筋を二段から一段に変更した場合にも、同様の効果がある。
- 2) アンカー筋のひずみから接合部が一体と見なせる点を定めた。この点までで接合部のせん断耐力を求め、改修指針のアンカーせん断耐力式との比較を行い、この式が適用できることを確認した。

参考文献

- 1) 建設省建築研究所，日米共同組積造研究推進委員会：中層 R M 構造設計指針（案）・同解説，建築研究振興協会，1989
- 2) 日本建築防災協会：改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，日本建築防災協会，1990
- 3) 日本建築学会：壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法，日本建築学会，1989