

論文 ビニロン短繊維補強モルタルを用いた耐震壁の実験

白都 滋^{*1}・渡部 憲^{*2}・磯 雅人^{*3}・大岡 督尚^{*3}

要旨：ビニロン繊維補強モルタルを1層1スパン耐震壁の壁パネルに用いた場合の破壊性状およびせん断耐力を把握するために正負繰返し載荷実験を行い，普通コンクリートおよび超軽量コンクリートを用いた試験体と比較した。その結果，ビニロン繊維補強モルタルを使用することによりせん断ひび割れ幅，間隔は小さくなること，せん断耐力は1～3割程度高くなることを確認した。また，初期剛性，曲げおよびせん断ひび割れ耐力は材料試験結果による材料強度を用いれば既往の評価式が適用できることを確かめた。

キーワード：ビニロン繊維補強モルタル，耐震壁，せん断耐力，ひび割れ性状

1. はじめに

近年，従来のコンクリートよりひび割れ分散性や引張靱性の優れたビニロン繊維補強セメント系材料の開発が行われ，構造部材への適用に関する研究が行われている¹⁾。ひび割れ分散性の優れたセメント系材料を構造部材へ適用することは，地震に対する安全性ばかりでなく，修復性の面からも有効であると考えられる。

本研究は，ひび割れ分散性の優れたビニロン繊維補強モルタルを用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能を実験で調べ，普通コンクリートおよび超軽量コンクリートを用いた場合と比較検討し，ビニロン繊維補強モルタルを用いた耐震壁の構造性能評価法の基礎的資料とするものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に，試験体の形状および配筋を図-1に示す。試験体は中低層建物の連層耐震壁を想定し，1/3スケールの側柱を含む1層1スパンのせん断破壊が先行するよう設計された耐震壁とした。また，試験体上下には，加力用にスタブを取り付けた。試験体数は5体と

し，各試験体の形状，寸法，配筋は同じとした。

表-1に示すように，壁パネル部分に使用する材料を変動因子とし，NO.1～NO.3ではビニロン繊維補強モルタルとし，使用した細骨材は，NO.1では7号珪砂（最大寸法0.2mm），NO.2では山

表-1 試験体一覧

試験体	壁パネル		
	使用材料	繊維の種類	細骨材
NO.1	ビニロン繊維補強モルタル	V1	珪砂
NO.2		V2	山砂
NO.3			廃ガラス発泡骨材
NSW	普通コンクリート	-	山砂
LSW	超軽量コンクリート		廃ガラス発泡骨材
共通	加力点高さ $h_w = 140\text{cm}$ 柱の軸力比 $= N / (b \cdot D_c \cdot f'_c) = 1/6$ コンクリート，モルタルの目標圧縮強度 $f'_c = 30\text{MPa}$		
事項	壁パネル：厚さ $t_w = 6\text{cm}$ 内法長さ $l_w = 176\text{cm}$ D6@200シングル ($\rho_s = 0.27\%$) 側柱：断面 $b \times D_c = 24 \times 24\text{cm}$ 主筋 12-D13 ($\rho_g = 2.65\%$) 帯筋 2-D6@50 ($\rho_w = 0.54\%$)		

*1 東急建設（株）技術研究所 Ph.D.（正会員）
*2 東急建設（株）技術研究所 工修（正会員）
*3 東急建設（株）技術研究所 博士（工学）（正会員）

砂（最大寸法2.5mm），NO.3では廃ガラス発泡細骨材（最大寸法5.0mm）である。ビニロン繊維は体積比で2.0%混入した。NSW，LSWは比較用試験体とし，NSWでは普通コンクリート（粗骨材の最大寸法10mm）を、LSWでは廃ガラス発泡骨材を用いた比重1.2の超軽量コンクリートを使用した。各試験体の柱およびスタブには普通コンクリートを使用した。また、ビニロン繊維補強モルタルおよびコンクリートの目標圧縮強度 f'_B は30N/mm²とした。

図-1に示すように，全試験体とも壁パネルの厚さ t_w および内のり長さ l_w' は，それぞれ6cm，176cm，壁筋比 ρ_p は0.27%（D6@200シングル），柱の幅 b とせい D_c はそれぞれ24cm，主筋比 ρ_g は2.65%（12-D13），帯筋比 ρ_w は0.53%（2-D6@50）とした。下部スタブ上面からの加力点高さ h_w は140cmとし，シアスパン比 $h_w / (l_w' + 2D_c)$ は0.625である。

2.2 試験体の製作と使用材料

試験体は平打ちとし，NSWのみ一体打ちとし，その他の試験体では壁パネルと柱およびスタブを分離打設した。壁パネルと左右の柱および上下スタブ間にはエキスパンドメタル（20mm×100mmのコッター形状）を配置し，壁パネル部分を打設後材令1日で柱およびスタブを打設した。

使用したビニロン繊維の仕様を表-2に，ビニロン繊維補強モルタル，コンクリートの材料試験結果を表-3に示す。

柱主筋（D13）にはSD345を，壁パネル補強筋および柱帯筋（D6）にはSD295Aを使用した。使用した鉄筋の試験結果を表-4に示す。

2.3 載荷方法

加力装置を図-2に示す。試験体を反力床と加力梁に緊結し，軸力用フレームに取り付けた2台の1000kN油圧ジャッキにより一定の軸力 N （柱の軸力比 $=N / (b \cdot D_c \cdot f'_B) = 1/6$ ）を載荷し，水平力は2台の1500kN油圧ジャッキの荷重がほぼ等しく，それぞれ押し引きとなるように載荷した。

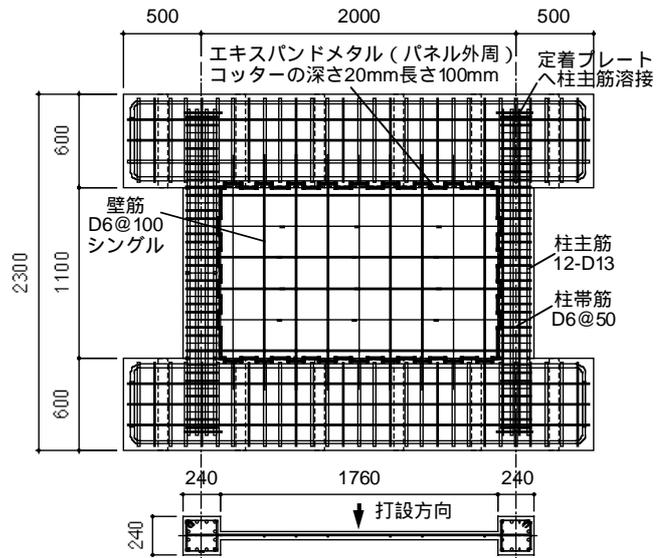


図-1 試験体の形状および配筋

表-2 ビニロン繊維の物性値

ビニロン繊維	繊維径 (μm)	繊維長 (mm)	弾性率 (GPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)	密度 (g/cm ³)
V1	40	12	40	1600	6.0	1.3
V2	100	24	25	1100	10.0	1.3

数値はメーカーのカタログ値を記載。
試験法はJIS-L1013に準拠

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	比重	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比
NO.1	壁パネル	1.83	25.5	3.14 ¹⁾	10.3 ²⁾	0.215 ²⁾
	側柱	2.33	26.6	2.60	24.2	0.232
NO.2	壁パネル	2.06	26.2	2.35 ¹⁾	14.1 ²⁾	0.19 ²⁾
	側柱	2.33	27.7	2.51	24.6	0.195
NO.3	壁パネル	1.59	37.2	2.54 ¹⁾	11.5 ²⁾	0.214 ²⁾
	側柱	2.33	27.2	2.24	24.0	0.174
NSW	壁パネル	2.25	28.6	2.21	21.9	0.160
	側柱	2.25	28.6	2.21	21.9	0.160
LSW	壁パネル	1.17	29.3	1.98	11.4	-
	側柱	2.17	31.7	2.75	23.3	-

1)繊維補強モルタルの割裂試験では，初ひび割れ後急激な耐力低下が見られないため，初ひび割れ発生荷重を割裂強度とした。
2)繊維補強モルタルの弾性係数，ポアソン比は，普通コンクリートと同様の方法で評価した。

表-4 鉄筋の材料試験結果

試験体	鋼材種別	降伏点 σ_y (N/mm ²)	破断強度 σ_u (N/mm ²)	破断伸び (%)	
NO.1~NO.3	D13	SD345	374	516	19.1
	D6	SD295A	306	484	19.3
NSW & LSW	D13	SD345	384	541	27.4
	D6	SD295A	335	631	23.5

水平力は載荷点位置での水平変形角 R （ $= \delta / h_w$ ，ここに， δ は載荷点位置での水平変形）制御とし，漸増振幅の正負交番繰返し載荷とし

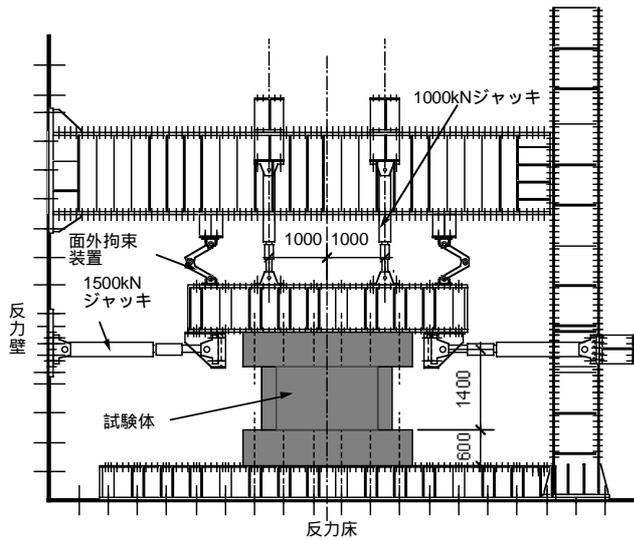


図 - 2 加力装置

た。荷履歴は、 $R=1/800$ を1回、 $R=1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ を各2回繰り返すことを目標とした。

3. 実験結果と考察

3.1 水平力-水平変形角曲線と破壊性状

実験で得られた水平力と水平変形角の関係を図 - 3に、最終破壊状況を写真 - 1に示す。また、実験結果一覧を表 - 5に示す。

(1)NSW

水平変形角 $R=1/800$ の荷時に壁パネルのせん断ひび割れ、壁脚の曲げひび割れが発生し、 $R=1/400$ の繰返し時において曲げひび割れ、せん断ひび割れが試験スパン全域に発生し、進展した。 $R=+1/200$ の荷時にせん断ひび割れの拡大が顕著となり、壁脚のコンクリートの圧壊、剥落が見られた。 $R=-1/200$ の荷時に壁パネル脚部のコンクリートの剥落が顕著となり、また、せん断ひび割れが圧縮側柱へ貫通し、耐力が急激に低下した。最大耐力は $R=-1/200$ の荷時に得られた。

(2)LSW

荷前に、壁パネルひび割れ観察面(打設下面)に網の目状の収縮ひび割れが観察された。これは、比重1.0以下である骨材がコンクリート打設時において上面へ浮き、ひび割れ観察面である下面にペーストが集中したためと考えられる。水平変形角 $R=1/400$ までの破壊性状は普通コ

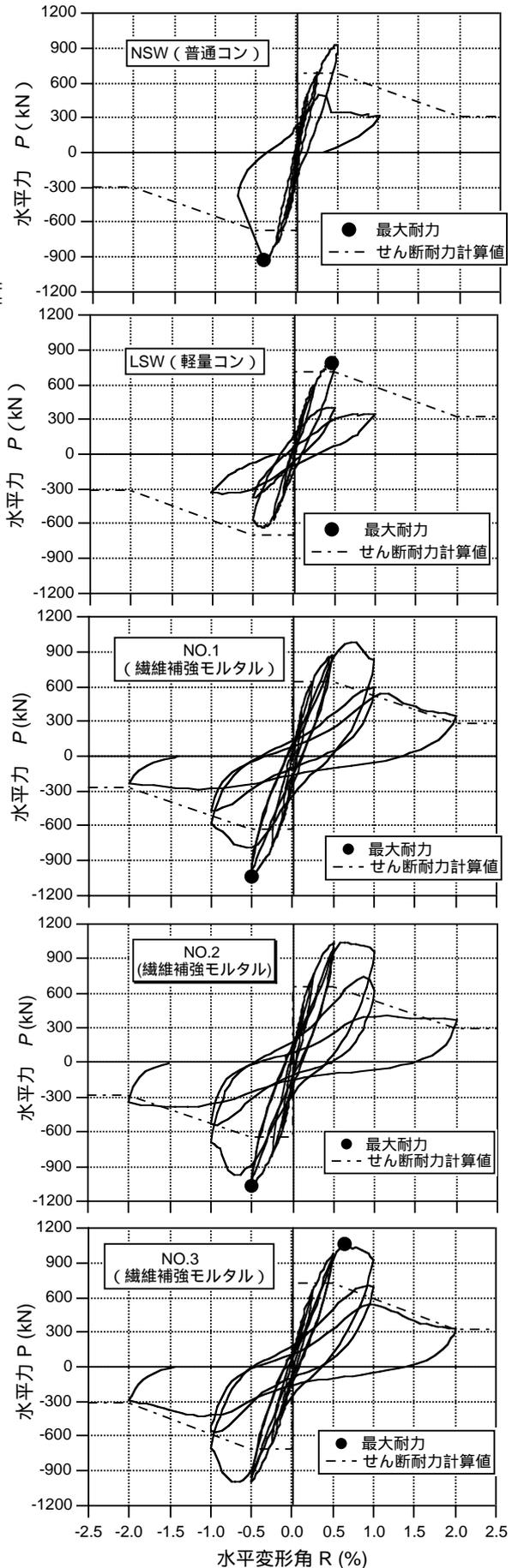


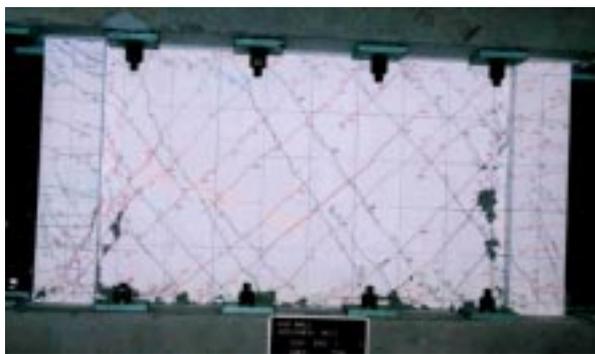
図 - 3 水平力-水平変形角曲線

ンクリートを用いたNSWと同様であったが、ひび割れ間隔はNSWより小さい。R=+1/200の載荷時にせん断ひび割れの拡大が顕著となり、壁パネル高さ中央位置のコンクリートの圧壊、剥落が見られた。R=-1/200の載荷時に壁パネル中央部のコンクリートの剥落が顕著となり、その後の繰返し、変形の増大により耐力は著しく低下した。最大耐力はR=+1/200のピーク時に得られた。

(3)NO.1, NO.2

軸力導入直後に、収縮に起因した壁パネル隅

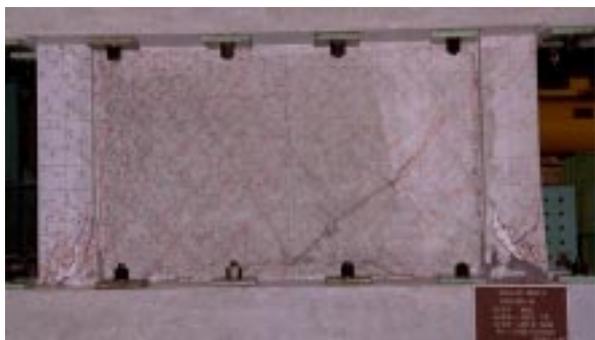
角部の斜めひび割れ、壁パネル中央部に縦ひび割れが観察された。これは、壁パネルに粗骨材のないモルタルを使用したこと、また、これに伴い単位水量が大きい配合となったことが原因と考えられる。水平変形角R=1/400までの破壊性状は普通コンクリートを用いたNSWと同様であったが、ひび割れ間隔はNSWよりかなり小さく（写真 - 1 (c)参照）、ビニロン繊維の補強効果が見られた。R=1/200の載荷時にせん断ひび割れが壁パネル全域で観察され、両試験体の壁パ



(a)NSW



(b)LSW



(c)NO.2



(d)NO.3

写真 - 1 最終破壊状況

表 - 5 実験結果一覧

試験体	初期剛性 K_e^{-1} (kN/mm)	曲げひび割れ 耐力 P_{fc} (kN)	せん断ひび割れ 耐力 P_{sc} (kN)	最大耐力 P_{max} (kN)	最大耐力発現 時変形角 R_{max} (%)	最大耐力決定時の破壊モード
NO.1	297 [0.52]	501 [1.02]	358 [1.14]	1034 [1.11]	0.50	壁パネル上部のせん断すべり破壊
NO.2	394 [0.69]	294 [0.60]	382 [1.22]	1061 [1.14]	0.50	壁パネル脚部のせん断すべり破壊
NO.3	377 [0.81]	324 [2.70]	295 [1.16]	1056 [1.34]	0.65	壁パネル脚部のせん断すべり破壊
NSW	575	490	313	930	0.40	壁パネル脚部のせん断すべり破壊
LSW	463	120	255	790	0.48	壁パネル中央部のせん断すべり破壊

*1 水平力 - 水平変形角による初期剛性

*2 []は、NO.1, NO.2ではNSWに対する比、NO.3ではLSWに対する比

ネルのせん断ひび割れ幅は最大で0.2~0.3mm程度，除荷後の残留ひび割れ幅は0.1mm以下であった。また，側柱の柱頭，柱脚の主筋が降伏した。R=+1/100の1サイクル目の載荷時に壁パネルのせん断ひび割れが拡大し，NO.1では壁パネル上部，NO.2では壁パネルの下部のコンクリートの圧壊が観察された。その後の繰返し，変形の増大により，壁パネルのせん断ひび割れの拡大，圧壊および柱頭または柱脚のせん断ひび割れの拡大が顕著となり，耐力が急激に低下した。図-3に示すように，R=1/200の繰返し，および，R=+1/100の1サイクル目までの耐力低下はNSWよりかなり小さく，ビニロン繊維の補強効果が見られた。両試験体の最大耐力は，R=1/200の1サイクル目のピーク時に得られた。

(5)NO.3

載荷前に，超軽量コンクリートを使用したLSW同様，壁パネルに収縮ひび割れが観察された。水平変形角R=1/400までの破壊性状はビニロン繊維補強モルタルを使用したNO.1，

NO.2と同様であり，ひび割れ間隔は超軽量コンクリートを使用したLSWより小さい（写真-1(d)参照）。R=1/200の載荷時にせん断ひび割れが壁パネル全域で観察され，壁パネルのせん断ひび割れ幅は最大で0.4mm程度，除荷後の残留ひび割れ幅は0.1mm以下であった。R=+1/100の1サイクル目の載荷時に壁パネルのせん断ひび割れが拡大し，壁パネル内のコンクリートの圧壊が観察された。その後の繰返し，変形の増大により，壁パネルのせん断ひび割れの拡大，圧壊および側柱のせん断ひび割れの拡大が顕著となり，耐力が急激に低下した。最大耐力は，R=+1/100の1サイクル目の載荷時に得られた。

今回の実験で使用した細骨材の種類，ビニロン繊維の種類が及ぼす耐震壁の破壊性状，水平力-水平変形曲線への影響に有為な差は見られなかった。また，ビニロン繊維補強モルタルを耐震壁に使用することにより，壁パネル内のせん断ひび割れ幅の制御，せん断耐力低下抑制に効果を示した。

表-6 剛性および耐力の計算値

試験体	初期剛性 $K_{e,cal}^{*1}$ (kN/mm) [$K_e / K_{e,cal}$]	曲げひび割れ耐力 $P_{fc,cal}^{*2}$ (kN) [$P_{fc} / P_{fc,cal}$]	せん断ひび割れ耐力 $P_{sc,cal}^{*3}$ (kN) [$P_{sc} / P_{s_c,cal}$]	曲げ耐力 V_{mu}^{*4} (kN) [P_{max} / V_{mu}]	せん断耐力 V_{su1}^{*5} (kN) [P_{max} / V_{su1}]
NO.1	548 [0.54]	584 [0.86]	404 [0.89]	1319 [0.78]	629 [1.64]
NO.2	624 [0.63]	528 [0.56]	358 [1.07]	1320 [0.80]	645 [1.64]
NO.3	579 [0.65]	527 [0.61]	352 [0.84]	1323 [0.80]	723 [1.46]
NSW	712 [0.81]	496 [0.99]	334 [0.94]	1348 [0.69]	675 [1.38]
LSW	564 [0.82]	529 [0.23]	351 [0.73]	1349 [0.59]	706 [1.12]

*1 $1/K_{e,cal} = h_w^3 / (3E_c I_e) + I_w' h_w / (G_c A_w)$

*2 $P_{fc,cal} = (t_t + t_{oe}) Z_e / h_w$

*3 $P_{sc,cal} = (t_t^2 + t_{oe}^2)^{0.5} t_w l / l_w$

*4 $V_{mu} = \{0.9a_t t_y + 0.4a_w t_{wy} + 0.5[1 - N / (bL - B)]\} L / h_w$

*5 $V_{su1} = t_w l_{wb} p_s t_{wy} \cot \theta + \tan \theta (1 - t_w l_{wa} / B)$

h_w : 加力点高さ， E_c : コンクリートの弾性係数， I_e : I型断面の等価断面2次モーメント
 I_w' : せん断変形算出用形状係数， G_c : コンクリートのせん断弾性係数， A_w : 壁板の断面積
 t_t : 材料試験結果によるコンクリートの割裂強度， t_{oe} : コンクリートの軸力による平均圧縮応力度
 Z_e : I型断面の等価断面係数， t_w : 壁厚， l : 側柱中心間距離， l_w : 応力に関する形状係数
 a_t : 引張側柱の全主筋量， t_y : 引張側柱主筋の材料試験結果による降伏強度， a_w : 壁の全主筋量
 t_{wy} : 壁筋の材料試験結果による降伏強度， N : 軸力， b : 側柱の幅， L : 耐震壁の全せい
 l_{wb} ， l_{wa} : トラス機構，アーチ機構の等価壁長さ， p_s : 壁板のせん断補強筋比， $\cot \theta$: トラス機構の
コンクリート圧縮束の角度=1.0， $\tan \theta = [(h_w / l_{wa})^2 + 1]^{0.5} - h_w / l_{wa}$ ， $\theta = (1 + \cot^2 \theta) p_s t_{wy} / (B)$
 t_{oe} : コンクリートの有効応力係数， B : 材料試験結果によるコンクリートの圧縮強度

3.2 初期剛性とひび割れ耐力

初期剛性およびひび割れ耐力の計算値²⁾を表-6に示す。計算値は材料試験結果による材料強度を用いて計算した。また、計算値に対する実験値の比も併せて示す。

初期剛性の計算値 K_{e-cal} に対する実験値 K_e の比は、NO.1, NO.2で0.54, 0.63, 軽量骨材を使用したNO.3で0.65となり、壁パネルにビニロン繊維補強モルタルを使用した耐震壁の初期剛性は、既往の評価式による初期剛性より小さい。これは、前述したように加力前に観察された乾燥収縮ひび割れによる影響がひとつの原因と考えられる。曲げひび割れおよびせん断ひび割れ耐力の計算値に対する比は、NO.1で0.86, 0.89、NO.2で0.56, 1.07、NO.3で0.61, 0.84となり、ひび割れ耐力は材料試験結果による材料強度を用いれば既往の評価式でおおよそ評価が可能と考えられる。

3.3 せん断耐力

NO.1, NO.2の最大耐力 P_{max} は1034kN、1061kNであり、普通コンクリートを用いたNSWの最大耐力の1.11~1.14倍となった。また、軽量骨材を使用したNO.3の P_{max} は1056kNであり、軽量コンクリートを用いたLSWの最大耐力の1.34倍となり、軽量骨材を用いた場合に対するビニロン繊維のせん断耐力に及ぼす補強効果は普通骨材を用いた場合より高い。

最大耐力発現時の変形角 R_{max} はNO.1, NO.2で0.50%、NO.3で0.65%となり、NSW, LSWより20%程度大きめの値を示した。

材料試験結果による材料強度を用いて計算した学会指針式³⁾によるせん断耐力の計算値 V_{su1} に対する最大耐力の実験値 P_{max} の比 P_{max}/V_{su1} を表-6に示す。NO.1, NO.2の P_{max}/V_{su1} は1.64となり、NSWより2割程度計算値に対する安全率は高まった。また、NO.3の P_{max}/V_{su1} は1.46となり、LSWより3割程度安全率は高まった。このことは、ビニロン繊維補強モルタルを用いた耐震壁のせん断耐力を既往の評価式で算定すればせん断破壊防止に関する安全性が従来の普通コンクリートお

よび超軽量コンクリートを用いた場合より高いことを示している。

4 まとめ

ビニロン繊維補強モルタルを用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の実験を行い、以下のことが明かとなった。

(1)せん断ひび割れ間隔、幅は、普通コンクリートまたは超軽量コンクリートを用いた場合より小さくなり、ビニロン繊維による補強効果が見られた。

(2)せん断耐力は、普通コンクリートまたは超軽量コンクリートを用いた場合より1~3割程度上昇し、ビニロン繊維補強モルタルを用いた耐震壁のせん断耐力を学会指針式で算定すればせん断破壊防止に関する安全性が従来の普通コンクリートおよび超軽量コンクリートを用いた場合より高い。

(3)初期剛性およびひび割れ耐力は、材料試験結果による材料強度を用いれば既往の評価式の適用が可能である。

(4)ビニロン繊維補強モルタルを壁パネル部分に用いることにより、乾燥収縮によるひび割れが顕著となる。

謝辞

本研究を推進するにあたり、独立行政法人建築研究所福山洋博士に貴重な御意見を頂いた。

参考文献

- 1)大岡督尚ほか：廃ガラス発泡骨材を用いたコンクリート耐震壁の破壊性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, NO.2, pp.1219-1224, 1999
- 2)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度型設計に関する資料、1987
- 3)日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990