

# 高靱性型ビニロン繊維補強モルタルの開発

渡部 憲\* 白都 滋\* 大岡 督尚\*\*  
 小澤 潤治\* 磯 雅人\*

**要 約：** 従来のコンクリートより引張靱性、ひび割れ分散性に優れたビニロン繊維補強モルタルの開発を行い、逆解析法による破壊力学を用いた材料性能評価を行った。また、開発された高靱性型ビニロン繊維補強モルタルを用いた耐震壁の構造実験を行い、普通コンクリートを使用した場合と比較した。その結果、本研究で用いた逆解析手法は、ひび割れ分散性の高い繊維補強モルタルの性能評価法となりうること、耐震壁の壁パネルにビニロン繊維補強モルタルを使用することにより、普通コンクリートを用いた場合よりひび割れ分散性が高いこと、かつせん断耐力が上昇することを実験で確認した。

**キーワード：** 高靱性材料、ビニロン繊維補強モルタル、破壊力学、耐震壁、ひび割れ分散性

- 目 次：**
- 1. はじめに
  - 2. 材料開発
  - 3. 材料実験結果と考察
  - 4. 耐震壁の構造実験
  - 5. まとめ

## 1. はじめに

近年、コンクリートの高靱性化のため、短繊維をコンクリート中に混入した繊維補強コンクリートに関する研究が活発に行われている。とりわけ、高靱性型セメント系複合材料は、ひび割れが1箇所集中することなく、微細なひび割れが分散して、疑似ひずみ硬化を生じる材料であり、この特徴を利用して構造物のエネルギー吸収デバイスに適用しようという試みも報告されている<sup>1)</sup>。上記のような材料を鉄筋コンクリート(以下、RCと略記)構造物に積極的に適用していくことは、RC構造物の耐震性のみでなく、耐久性の面からも有効と考えられる。

繊維補強コンクリートを使用したRC構造物の性能を評価する場合、材料レベルでの性能を明確にし、その適用性を検討しておく必要がある。コンクリートのひび割れ

を扱う場合、コンクリートの破壊力学が挙げられる<sup>2,3)</sup>。最近では、逆解析法<sup>4)</sup>を用いて繊維補強コンクリートの優れた引張靱性を評価する方法も示されている<sup>5)</sup>。

そのため本報では、高靱性型ビニロン繊維補強モルタルの開発を行い、破壊力学手法を用いて材料性能を評価するとともに、その妥当性を検討した。また、中・高層集合住宅のエネルギー吸収・損傷制御デバイスとして耐震壁を取り上げ、開発された高靱性型ビニロン繊維補強モルタルを用いたRC耐震壁試験体の水平載荷実験を行い、その効果について検討した。

## 2. 材料開発

### 2.1 材料実験概要

試験体の一覧を表1に示す。モルタルの種類は、珪砂

表1 材料実験概要

モルタル種類	試験体名	細骨材 S	水セメント比 W/C (wt.%)	細骨材セメント比 S/C (wt.%)	繊維体積混入率 V <sub>f</sub> (vol.%)	ビニロン繊維 V	載 荷
珪砂モルタル SM	SM50-VF0	SS	50	40	0	V1	圧縮, 曲げ 割裂引張
	SM50-VF2-V1				2		
普通モルタル NM	NM40-VF0	NN	40	200	0	V2	圧縮, 曲げ 割裂引張
	NM40-VF2-V2				2		
	NM50-VF0				0		
	NM50-VF1-V2				1		
	NM50-VF1.5-V2		1.5				
	NM50-VF2-V2		2		V1		
	NM50-VF2-V1				V3		
	NM50-VF2-V3				V2		
	NM60-VF0		60		0		
	NM60-VF2-V2				2		
軽量モルタル LM	LM30-VF0	LL	30	30	0	V2	圧縮, 曲げ 割裂引張
	LM30-VF2-V2		2				
	LM35-VF0		35		0		
	LM35-VF2-V2				2		
	LM40-VF0		40		0		
	LM40-VF2-V2				2		

細骨材 (S) SS: 珪砂 (最大寸法: 0.2mm), NN: 山砂 (最大寸法: 2.5mm), LL: 廃ガラス発泡骨材 (最大寸法: 5.0mm)  
 セメント (C) 普通ポルトランドセメント。ビニロン繊維 (V) V1: 細径繊維 (径: 0.04mm, 長さ: 12mm, 弾性係数: 40GPa, 引張強度: 1600MPa), V2: 中径繊維 (径: 0.1mm, 長さ: 24mm, 弾性係数: 25GPa, 引張強度: 1100MPa), V3: 太径繊維 (径: 0.2mm, 長さ: 24mm, 弾性係数: 30GPa, 引張強度: 912MPa)

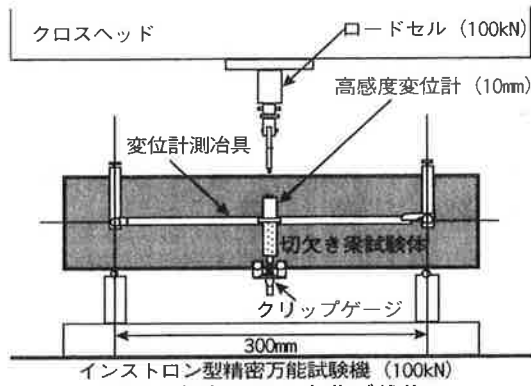
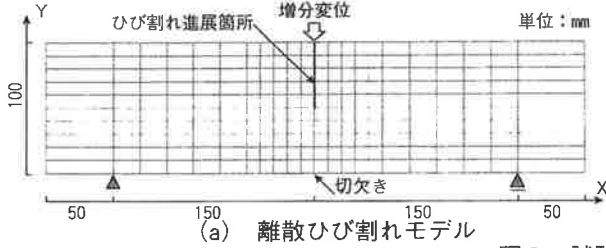


図1 切欠き梁3点曲げ載荷



(a) 離散ひび割れモデル

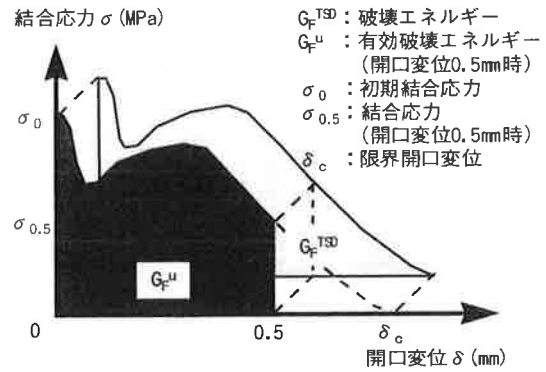
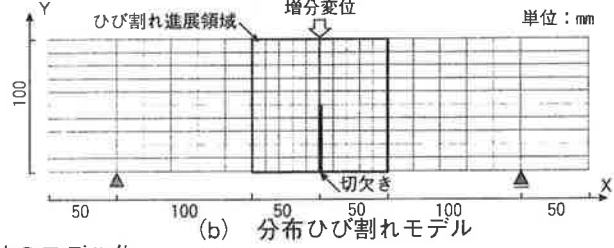


図2 多直線近似引張軟化曲線



(b) 分布ひび割れモデル

図3 試験体のモデル化

モルタル (SM), 普通細骨材モルタル (NM) および廃ガラス発泡細骨材モルタル (LM) の3種類で, W/Cは, SMでは50% (SM50), NMでは40, 50および60% (NM40, 50および60), LMでは30, 35および40% (LM30, 35および40)とした。繊維体積混入率 ( $V_f$ ) は, SMおよびLMでは0および2%, NMでは0, 1, 1.5および2% (VF0, VF1, VF1.5およびVF2), 使用した繊維はビニロン繊維で, SMでは径0.04mm, 長さ12mmの細径繊維 (V1), LMでは径0.1mm, 長さ24mmの中径繊維 (V2), NMでは, V1, V2繊維および径0.2mm, 長さ24mmの太径繊維 (V3) について検討を行った。細骨材セメント比 (S/C) および骨材種類は, 文献<sup>1)</sup>等を参考にして試練りによって決定した。載荷は, 圧縮, 割裂引張および切欠き梁3点曲げの3種類とした。試験体寸法は, 圧縮および割裂引張実験では  $\phi 100 \times 200$ mm, 切欠き梁3点曲げ実験では  $100 \times 100 \times 400$ mmで, 各3体製作した。試験体は, モルタル打設後1日で脱型し, 試験時 (材齢28日) まで標準水中養生を行った。

## 2.2 切欠き梁3点曲げ載荷および計測方法

切欠き梁3点曲げ載荷の概要を図1に示す。切欠きは, 載荷直前に, ダイヤモンドカッターを使用して試験体中央に深さ50mmとなるように施工した。支点間のスパンは300mmである。載荷は, 100kNのインストロン型精密万能試験機を用いて行い, クロスヘッド速度を制御した。クロスヘッド速度は, 繊維補強モルタルでは0.1mm/minの載荷速度としたが, プレーンモルタルでは最大荷重後の急激な荷重低下を防ぐため, 0.01mm/minの載荷速度とした。荷重は100kNロードセルで計測し, 荷重点変位は図1に示す変位計測治具を試験体に取付け, 10mm高感度変位計で計測した。切欠き口の開口変位は5mmクリップゲージで計測した。各計測データは, データロガーを使用して取込んだ。

## 2.3 破壊力学パラメータの評価方法

破壊力学パラメータの評価方法は, 切欠き梁3点曲げ実験のP-d結果に対して, モードI型の仮想ひび割れモデルに基づくひび割れ進展解析を行い, 図2に示す多直線近似引張軟化曲線を推定する逆解析法<sup>4)</sup>を用いた。

## 2.4 FEM解析方法

本繊維補強モルタルの逆解析では, ひび割れが1箇所に集中するという仮定のもとに, 破壊力学パラメータを推定しているため, 得られた破壊力学パラメータの妥当性について検討を行う必要がある。そのため本研究では, ひび割れが1箇所に集中したものおよび多数の微細なひび割れが発生した切欠き梁3点曲げ実験結果 (NM40-VF2-V2およびNM60-VF2-V2) を対象としたFEM解析<sup>5)</sup>を行った。

切欠き梁3点曲げ試験体は, 図3に示すように要素分割した。ひび割れのモデル化は, 切欠き上部のリガメント部を離散ひび割れモデルとしたケース (図3 (a)) および荷重点を中心として左右50mmをひび割れ進展領域と想定し, ひび割れ回転を考慮した分布ひび割れモデルとしたケース (図3 (b)) の2種類とした。各要素は, 4節点7 $\times$ 7 $\times$ マトリックス要素とし, 図3 (a) の離散ひび割れ部分のみ4節点界面要素とした。構成素材の構成則として, ひび割れ進展箇所では, 引張側に逆解析で得られた多直線近似引張軟化曲線を適用し, 圧縮側を弾性とした。なお, その他の箇所は全て弾性とした。解析は, 荷重点に増分変位を与える変位増分解析とし, 実験で得られた荷重点変位が8~10mmであったため, 荷重点変位が8mmとるまで解析を行った。

## 3. 材料実験結果と考察

図4に, 切欠き梁3点曲げ実験によって得られたP-d

関係（3体の平均値）の一例（繊維補強,  $V_f=2\%$ , W/Cの影響）を示す。NMとLMの場合, W/Cの増大に伴いP-d関係の形状が延性的となっている。

表2に、逆解析で得られた破壊力学パラメータおよび圧縮、割裂引張実験の結果一覧を示す。表中には切欠き梁3点曲げ実験後の目視によるひび割れ観察結果も併記してある。NMは、同一繊維種類,  $V_f$ の場合, W/Cが60%で多数の微細ひび割れ（10本）が発生している。また, LMは, W/Cが35%, 40%で多数の微細ひび割れ（8本）が発生している。なお, 多数の微細ひび割れが発生した試験体は, SM50-VF2-V2, NM50-VF2-V3, NM60-VF2-V2, LM35-VF2-V2およびLM40-VF2-V2である。

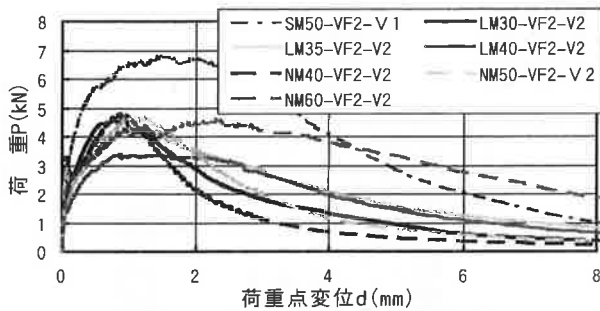


図4 荷重-荷重点変位関係の一例  
(繊維補強,  $V_f=2\%$ , W/Cの影響)

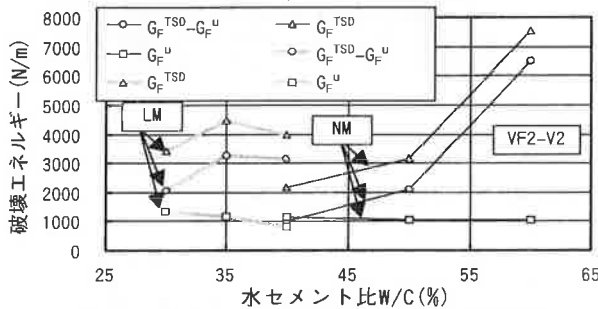


図5 破壊エネルギー-水セメント比関係

図5に, NMおよびLMの破壊エネルギーとW/Cの関係を示す。同種モルタルの場合, 多直線近似引張軟化曲線の開口変位 ( $\delta$ ) が0.5mmまでの有効破壊エネルギー ( $G_F^u$ ) に与えるW/Cの影響は小さいが, 多直線近似引張軟化曲線の限界開口変位 ( $\delta_c$ ) までの破壊エネルギー ( $G_F^{TSD}$ ) から  $G_F^u$  を引いた値 ( $G_F^{TSD}-G_F^u$ ) はW/Cの影響を顕著に受けている。即ち,  $G_F^{TSD}-G_F^u$  が著しく増大した試験体は, 多数の微細ひび割れが確認できたNM60-VF2-V2, LM35-VF2-V2およびLM40-VF2-V2である。

図6に, 逆解析で得られた多直線近似引張軟化曲線の一例（繊維補強,  $V_f=2\%$ , W/Cの影響）を示す。切欠き梁3点曲げ実験で多数の微細ひび割れが確認できたSM50-

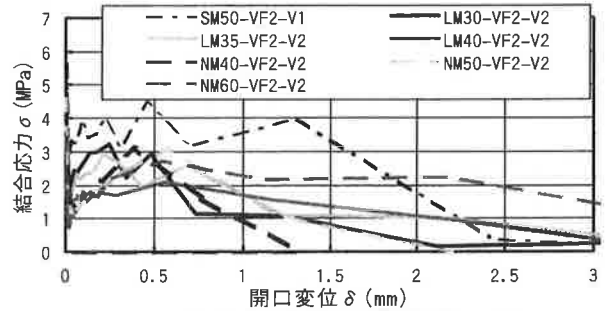


図6 多直線近似引張軟化曲線の一例  
(繊維補強,  $V_f=2\%$ , W/Cの影響)

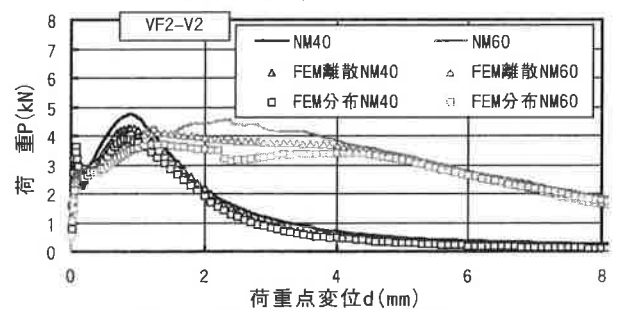


図7 荷重-荷重点変位関係

表2 各種材料特性

試験体名	破壊力学パラメータ							曲げ実験			圧縮、割裂実験		
	破壊エネルギー			初期結合応力 $\sigma_0$ (MPa)	限界開口変位 $\delta_c$ (mm)	有効引張強度 $f_t^{eff}$ (MPa)	開口変位 0.5mm 時 $\sigma$ (MPa)	等価曲げ強度 $f_b$ (MPa)	ひび割れ本数	ひび割れ帯幅 (mm)	圧縮強度 $f_c$ (MPa)	ヤング係数 $E_c$ (GPa)	割裂引張強度 $f_t$ (MPa)
	RILEM法 <sup>7)</sup> $G_F^{WOF}$ (N/m)	逆解析 $G_F^{TSD}$ (N/m)	逆解析 有効 $G_F^u$ (N/m)										
SM50-VF0	31	32	32	1.70	0.052	1.66	0.00	3.30	1	—	45.3	17.7	1.46
SM50-VF2-V1	5566	7771	1852	5.06	4.071	4.20	4.32	12.27	8	32.3	40.4	15.9	2.91
NM40-VF0	50	49	49	2.48	0.050	3.07	0.00	5.06	1	—	56.4	25.4	3.87
NM40-VF2-V2	2024	2177	1175	5.59	1.317	4.02	2.68	8.64	1	—	50.6	26.0	3.38
NM50-VF0	64	76	76	4.36	0.211	3.22	0.00	5.56	1	—	55.1	24.6	3.86
NM50-VF1-V2	1896	2183	769	3.48	1.416	3.16	2.04	6.72	1	—	50.0	22.9	3.63
NM50-VF1.5-V2	1750	2039	776	4.98	1.609	3.43	2.23	6.39	1	—	51.1	22.2	3.56
NM50-VF2-V2	2599	3149	1046	4.58	2.201	3.20	2.86	8.46	3	13.7	43.9	21.2	3.30
NM50-VF2-V1	1708	1881	1001	3.87	1.920	2.97	1.73	6.96	2	9.2	39.4	19.7	3.93
NM50-VF2-V3	4618	7045	1261	4.19	3.483	3.56	2.96	9.71	6	38.0	41.4	20.2	3.32
NM60-VF0	85	95	95	1.58	0.242	1.78	0.00	3.62	1	—	44.3	23.9	2.71
NM60-VF2-V2	3986	7553	1053	3.43	4.195	2.51	2.65	8.33	10	33.7	33.0	17.3	2.54
LM30-VF0	18	17	17	1.02	0.026	1.00	0.00	2.13	1	—	39.9	13.7	3.41
LM30-VF2-V2	2521	3406	1354	3.58	4.572	3.35	2.81	8.36	3	12.4	38.9	14.5	3.17
LM35-VF0	8	9	9	0.96	0.015	0.86	0.00	2.01	1	—	37.2	13.2	3.13
LM35-VF2-V2	2992	4459	1175	3.08	3.783	2.58	2.12	7.81	8	24.0	37.4	14.2	2.66
LM40-VF0	7	8	8	0.86	0.021	0.70	0.00	1.88	1	—	36.6	13.4	2.99
LM40-VF2-V2	2698	3991	837	2.47	3.532	1.59	2.00	6.20	8	21.0	35.7	13.2	2.79

$G_F^{WOF}$ : RILEMの方法により算定した破壊エネルギー

$f_t^{eff}$ : 繊維補強モルタルについては、初期ひび割れ発生荷重より算出

$f_t^{eff}$ : 逆解析法により得られた多直線近似引張軟化曲線の  $\delta=0.01$ mmまでの結合応力の平均値

NM60-VF2-V2については、 $\delta_c$ で  $\sigma=0$ MPaとなっていない。NM60-VF2-V2:  $\delta_c=4.195$ mmで  $\sigma=0.36$ MPa

ひび割れ本数: 曲げ試験後、切欠き先端より発生したひび割れを目視により観察

ひび割れ帯幅: 曲げ試験後、ひび割れが多数発生したものについて、ひび割れ発生領域をノギスにより計測

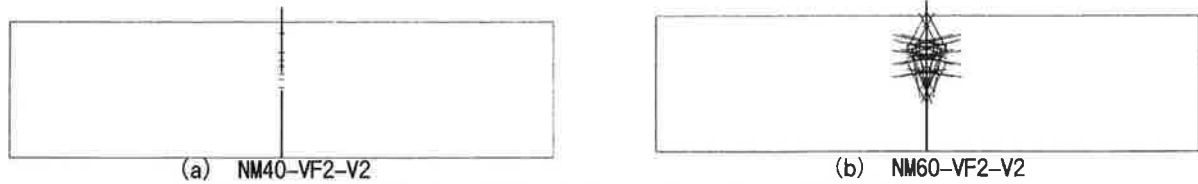


図8 ひび割れ状況 (FEM解析, 回転ひび割れモデル, 荷重点変位  $\delta = 8\text{mm}$ )

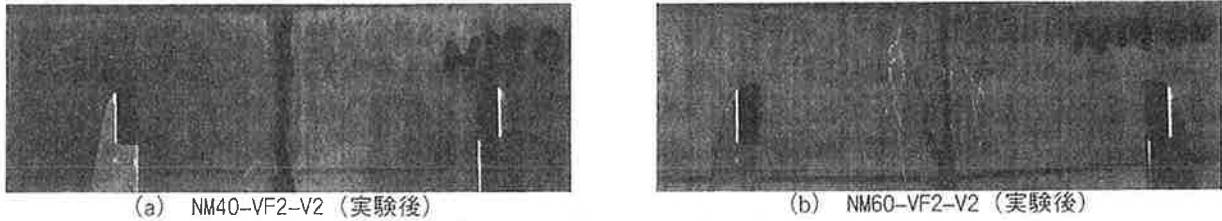


図9 試験体詳細図

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 $\sigma_B$ (MPa)	割裂強度 $\sigma_T$ (MPa)	弾性係数 $E_c$ (GPa)	ポアソン比
NO.1	壁パネル	2.25	28.6	2.21	21.9	0.160
	側柱					
NO.2	壁パネル	1.83	25.5	3.14	10.3	0.215
	側柱	2.33	26.6	2.60	24.2	0.232
NO.3	壁パネル	2.06	26.2	2.35	14.1	0.190
	側柱	2.33	27.7	2.51	24.6	0.195

1) 繊維混入モルタルの割裂強度は、初期ひび割れ発生荷重より算出した。

表4 鉄筋の材料試験結果

種別	試験体	降伏強度 (MPa)	破断強度 (MPa)	伸び (%)
D6 (SD295A)	NO.1	335	516	20.1
	NO.2, NO.3	306	484	19.3
D13 (SD345)	NO.1	384	541	27.4
	NO.2, NO.3	374	516	19.1

表5 ビニロン繊維の仕様

ビニロン繊維	繊維径 ( $\mu\text{m}$ )	繊維長 (mm)	引張弾性率 (GPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)	密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
V1	40	12	40	1600	6.0	1.3
V2	100	24	25	1100	10.0	1.3

VF2-V2, NM60-VF2-V2, LM35-VF2-V2およびLM40-VF2-V2では、多直線近似引張軟化曲線は、 $\delta = 0.5\text{mm}$ 以降、 $\delta$ の増加に伴い、緩やかに応力低下している。一方、その他の試験体では、 $\delta = 0.5\text{mm}$ 以降急激な応力低下が生じている。

以上のことは、本研究で用いた逆解析手法により、多数の微細ひび割れの発生が破壊力学パラメータに与える影響について評価できることを示している。

図7に、切欠き梁3点曲げ実験およびFEM解析により得られたP-d関係を示す。いずれの解析手法を用いた場合も実験で得られた最大荷重を多少低めに評価しているものの、P-d関係の形状は概ね実験結果と近似している。

図8に、分布ひび割れモデルを用いた場合のFEM解析により得られた、荷重点変位8mm時点での切欠き梁ひび割れ状況を示す。また、写真1には実験後の切欠き梁ひび割れ状況を示す。ひび割れが1箇所に集中した場合 (NM40-VF2-V2) も、多数の微細なひび割れが発生した場合 (NM60-VF2-V2) も、本FEM解析手法を用いることにより繊維補強モルタルのひび割れ状況を再現可能であることがわかる。即ち、本研究で用いた逆解析手法は、多数の微細ひび割れが発生した場合の破壊力学パラメータの評価手法として適用の可能性が高い。

#### 4. 耐震壁の構造実験

開発したひび割れ分散性の高い高靱性型ビニロン繊維補強モルタルを地震時に発生する応力の大きな部材、例えばRC造建物における耐震壁へ適用することにより、ひび割れに対する修復性の高い建物が可能となる。そこで、ビニロン繊維補強モルタルを用いた耐震壁の性能評価法の基礎的資料を得るために、水平載荷実験を行った。

##### 4.1 実験概要

###### 4.1.1 試験体

試験体詳細図を図9に示す。試験体はせん断破壊が先行するように設計された1層1スパンの耐震壁とし、試験体総数は3体とした。各試験体の形状、寸法、配筋は同じとし、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 $\rho_s$ 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 $\rho_g$ は2.65% (12-D13), 帯筋比 $\rho_w$ は0.53% (2-D6@50)である。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。変動因子は, 壁パネルに使用したセメント系材料とし, NO.2, NO.3ではそれぞれ異なるビニロン繊維を使用した (NO.2でV1, NO.3dでV2使用, 表5参照) 補強モルタルを使用し, NO.1は比較用に普通コンクリートを使用した。

4.1.2 試験体の製作と使用材料

試験体は水平方向打設とした。普通コンクリートを使用したNO.1は一体打ちとしたが, NO.2, NO.3の壁パネルと柱およびスタブは分離打設とし, 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(ビニロン繊維補強モルタル)後材令1日で柱およびスタブを打設(普通コンクリート)した。コンクリート, モルタルの目標圧縮強度,  $\sigma_g$ は30N/mm<sup>2</sup>とした。使用した材料の試験結果を表3, 表4にまた, ビニロン繊維の仕様(カタログ値より)を表5に示す。使用したビニロン繊維, 細骨材は, NO.2でV1, 珪砂(最大径0.2mm), NO.3でV2, 山砂(最大径2.5mm)とした。

4.1.3 荷荷方法

柱の軸力比( $N/bD_c\sigma_g$ )は, 1/6とした。水平力は荷荷点位置での水平変形角 $R (= \Delta/h_w$ , ここに,  $\Delta$ は荷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荷荷とした。

4.2 実験結果と考察

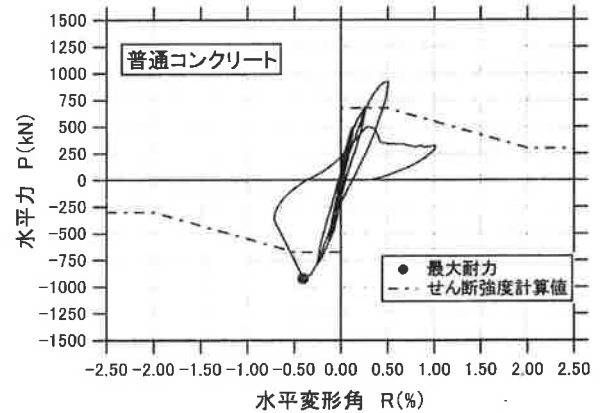
4.2.1 水平力-水平変形曲線と破壊性状

実験結果一覧を表6に, 最終破壊状況, 水平力と水平

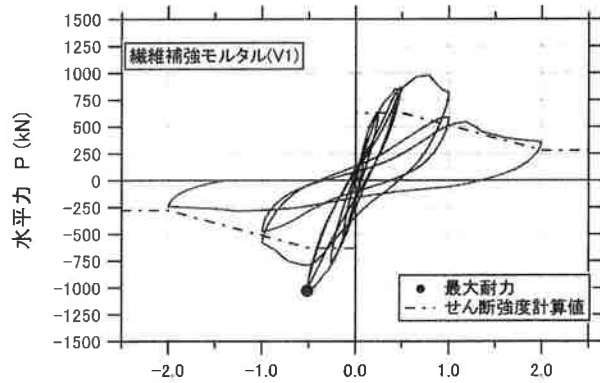
表6 実験結果一覧

試験体	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	最大耐力発現時変形角 $R_{max}$ (%)	せん断耐力 $V_{su}^*$ (kN) [ $P_{max}/V_{su}$ ]	最終破壊状況
NO.1	930	0.40	675 [1.38]	壁パネル脚部のせん断すべり破壊
NO.2	1034	0.50	629 [1.64]	壁パネル上部のせん断すべり破壊
NO.3	1061	0.50	645 [1.64]	壁パネル脚部のせん断すべり破壊

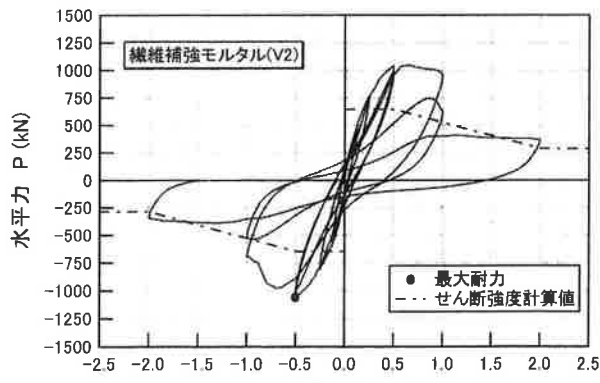
\*1  $V_{su} = t_w l_w \rho_s \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_w \nu \sigma_g$



(a) NO.1



(b) NO.2



(c) NO.3

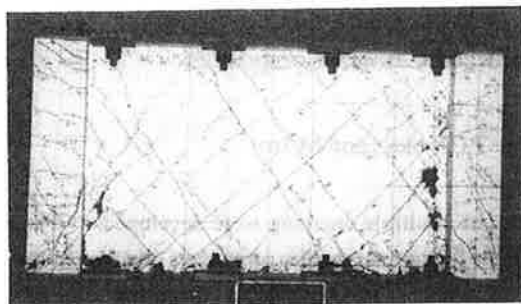


写真2 最終破壊状況 (NO.1)

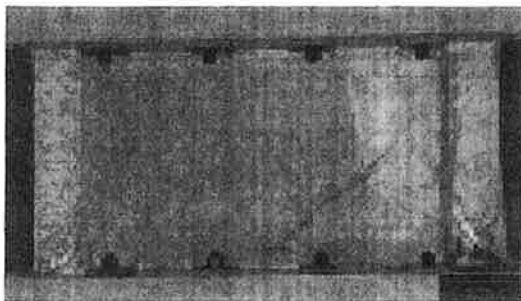


写真3 最終破壊状況 (NO.3)

図10 水平力-水平変形角曲線

変形角の関係を写真2, 3および図10に示す。

全試験体とも曲げひび割れ, せん断ひび割れの順にひび割れが発生し, 変形の増大とともにひび割れが進展し拡大した。各試験体の最大耐力は $R=1/200$ の載荷時に得られ, 最終破壊状況は壁パネル脚部のせん断すべり破壊であった。普通コンクリートを使用したNO.1は, 最大耐力発現後の変形の増大または繰返しによりせん断ひび割れの拡大および壁パネルのコンクリートの剥落が顕著となり, 耐力が著しく低下した。一方, ビニロン繊維補強モルタルを使用したNO.2, NO.3では, NO.1より耐力低下が小さく, また, パネル内せん断ひび割れ幅, 間隔は, NO.1よりかなり小さく(写真2, 3), ビニロン繊維による補強効果が見られた。なお, NO.2, NO.3の最終破壊状況に有為な差は見られなかった。

#### 4.2.2 最大耐力

表6に示すように, ビニロン繊維補強モルタルを使用したNO.2, NO.3の最大耐力の実験値 $P_{max}$ は, 普通コンクリートを用いたNO.1の1.1倍程度であった。また, 材料試験結果による材料強度を用いて指針式[8]によるせん断耐力の計算値 $V_{su}$ に対する最大耐力の実験値の比( $P_{max}/V_{su}$ )は, NO.1で1.38, NO.2, NO.3で1.64となり, ビニロン繊維補強モルタルを壁パネルに使用することによりせん断余裕率が19%高まった(表6参照)。

#### 5. まとめ

普通細骨材および廃ガラス発泡細骨材をベースとした, 高靱性型ビニロン繊維補強モルタルを開発し, 逆解析手法による材料性能評価の可能性を示した。

耐震壁の壁パネルにビニロン繊維補強モルタルを使用することにより, 普通コンクリートを用いた場合よりひび割れ分散性が高まり, かつせん断耐力が上昇することを実験で確認した。

#### 謝 辞

切欠き梁3点曲げ試験体のFEM解析に際し有益なるご助言を頂いた, 日本大学 理工学部 建築学科の白井伸明教授に謝意を表します。また, 破壊力学パラメータの評価に際し有益なるご助言を頂いた, 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻の橋高義典教授に謝意を表します。さらに, 試験体製作に際し材料を提供して頂いた, (株)クラレ, クラレケミカル(株), 太平洋セメント(株), (株)ボゾリス物産に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) (財)日本建築センター: 日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」平成11年度報告書, 2000.3
- 2) 破壊力学の応用研究委員会: 破壊力学の応用研究委員会報告書, 日本コンクリート工学協会, 1993.10
- 3) CEB:CEB-FIP MODEL CODE1990, Thomas Telford, pp.33-58
- 4) 橋高義典, 上村克郎, 中村成春: コンクリートの引張軟化曲線の多直線近似解析, 日本建築学会構造系論文集, 第453号, pp.15-25, 1993.3
- 5) 大岡督尚, 橋高義典, 渡部 憲: コンクリートの破壊パラメータに及ぼす短繊維混入および材 齢の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.1-6, 2000.3
- 6) DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics (DIANA version-7): DIANA Finite Element Analysis Users Manual, TNO Building and Construction Research, 1998.
- 7) RILEM, Draft Recommendation: Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Therr-point Bend Test on Notched Beams, Materials and Structures, Vol.18, No.106, pp.285-290, 1985.
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990

## Performance of Vinylon Fiber Reinforced Cement Composites

K.Watanabe, S.Hakuto, J.Ozawa, T.Oh-oka, and M.Iso

Vinylon fiber reinforced cement composites with the characteristics of multiple cracking were developed. The material properties of fiber reinforced cement composites were examined using the fracture mechanics parameters obtained by the notched beam specimens tested under 3-point loading. The structural walls using fiber reinforced cement composites were tested under simulated seismic loading and the performance were compared with that using normal concrete. It can be concluded that the FEM analysis procedures adopted in this study was able to simulate cracking behaviour of vinylon fiber reinforced cement composites. It was also shown that the shear strengths of the structural walls using fiber reinforced composites were increased by 10% when compared with that using normal concrete.