

超軽量コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能

白都 滋* 吉田 徳雄** 大岡 督尚** 中村 洋行*

要約: 単位容積重量1.2kN/m³、圧縮強度30N/mm²の超軽量鉄筋コンクリート造耐震壁の剛性、強度および変形性能を把握するために正負繰返し載荷実験を行い、普通コンクリートを用いた試験体と比較した。その結果、超軽量コンクリートを使用した耐震壁のせん断強度は、普通コンクリートを用いたものより2割程度低くなること、剛性、ひび割れ強度、曲げ強度は材料試験結果による材料強度を用いればほぼ既往の評価式で推定できることを確かめた。また、超軽量コンクリート造耐震壁のせん断強度を推定する評価式を提案した。

キーワード: 超軽量コンクリート、耐震壁、せん断強度、変形性能、静的載荷実験

目次:	1.はじめに	3.実験結果と考察
	2.実験概要	4.まとめ

1. はじめに

コンクリート造建物を軽量化することは、長期荷重および地震荷重を低減でき、建物の高層化、大スパン化、軟弱地盤への合理的施工が可能となるため、社会的要求が高まっている。コンクリート造建物を軽量化する方法の一つとして軽量コンクリートを利用する方法があるが、近年、従来の軽量コンクリートより施工性、耐久性を向上させるために吸水率を小さくし、かつ、強度の高い人工軽量骨材が開発され¹⁾、構造部材への適用に関する研究^{2), 3)}が行われている。

本研究は、これら人工軽量骨材を用いた単位容積重量1.2kN/m³、圧縮強度30N/mm²の超軽量鉄筋コンクリート造耐震壁の構造性能を実験で調べ、その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

試験体一覧および試験体の形状および配筋を表1、図1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NSW、LSWの2体、曲げ降伏が先行するように設計されたNFW、LFWの2体とした。せん断破壊および曲げ降伏先行型の試験体の形状、寸法、配筋はそれぞれ同じとし、使用するコンクリートを変動因子とした。LSW、LFWでは超軽量コンクリートを使用し、NSW、NFWは比較用に普通コンクリートを使用した。図1に示すように、全試験体とも側柱を含む1層1スパンの耐震壁とし、試験部分上下にスタブを取り付けた。NSW、LSWは、中低層建物の耐震壁の1/3スケール試験体とし、壁パネルの厚さ t_w および内のり長さ l_w

表1 試験体一覧

試験体	コンクリートの種類	加力点高さ h_w	壁パネル			側柱		
			厚さ t_w	内のり長さ l_w	壁筋	断面 $b \times D_c$	主筋	帯筋
NSW	普通	140cm	6cm	176cm	D6@200 シングル ($p_s=0.27\%$)	24×24cm	12-D13 ($p_g=2.65\%$)	2-D6@50 ($p_w=0.53\%$)
LSW	超軽量							
NFW	普通	270cm	8cm	140cm	D6@150 ダブル ($p_s=0.53\%$)	20×20cm	8-D10 ($p_g=1.43\%$)	3-D6@50 ($p_w=0.96\%$)
LFW	超軽量							
共通事項	コンクリートの目標圧縮強度 $\sigma_B=30\text{MPa}$ 、柱主筋はSD345、壁筋、帯筋はSD295A使用、試験体LSWの柱は普通コンクリート使用							

*技術研究所 建築研究室 **建築エンジニアリング部

は、それぞれ6cm、176cm、壁筋比 p_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 p_g は2.65% (12-D13)、帯筋比 p_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。

NFW, LFWは、12層連層耐震壁の下層部分の1/5スケール試験体とし、壁パネルの厚さ t_w および内のり長さ l_w は、それぞれ8cm、140cm、壁筋比 p_s は0.53% (D6@150 ダブル)、柱の幅 b とせい D_c はそれぞれ20cm、主筋比 p_g は1.43% (8-D10)、帯筋比 p_w は0.96% (3-D6@50) とした。加力点高さ h_w は270cmとし、シアスパン比 $h_w / (l_w + 2D_c)$ は1.5である。

2.2 試験体の製作と使用材料

試験体は水平方向打設とし、壁パネルおよび柱とスタブは分離打設した。コンクリートの目標圧縮強度は30N/mm²とした。LSWの壁パネル、LFWの壁パネルおよび柱には単位体積重量を1.2kN/m³とした超軽量コンクリートを使用し、それ以外は普通コンクリートとした。

柱主筋 (D10、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。使用した材料の試験結果を表2、表3に示す。

2.3 荷重方法

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500kN油圧ジャッキにより一定の軸力 (NSW, LSWの柱の軸力比=1/6, NFW, LFWの柱の軸力比=1/5) を荷重し、水平力は2台の1000kN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荷重した。

水平力は荷重点位置での水平変形角 $R (= \Delta / h_w)$ (ここに、 Δ は荷重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重とした。荷重履歴は、NSW, LSWで $R=1/800, 1/400$ を各1回、 $R=1/200, 1/100, 1/50$ を各2回、NFW, LFWで $R=1/800$ を1回、 $R=1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/50, 1/25$ を各2回繰返すことを目標とした。

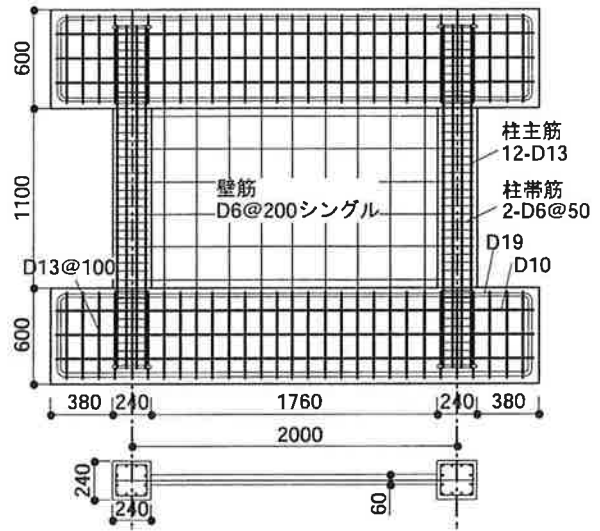
3. 実験結果と考察

3.1 水平力-水平変形角曲線と破壊性状

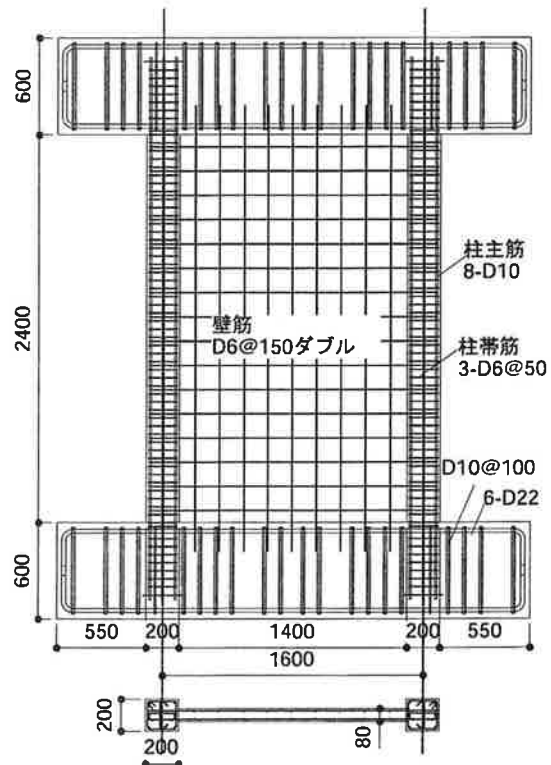
実験結果一覧を表4に、水平力と水平変形角の関係を図3に示す。最終破壊状況を写真1に示す。

表2 コンクリートの材料試験結果

試験体	部位	比重	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比
NSW	壁・柱	2.25	28.6	2.21	21.9×10^3	0.16
LSW	壁	1.17	29.3	1.98	11.4×10^3	—
	柱	2.17	31.7	2.75	23.3×10^3	—
NFW	壁・柱	2.27	29	2.99	24.7×10^3	0.17
LFW	壁・柱	1.19	34.2	1.75	11.7×10^3	0.22



(a) NSW、LSW



(b) NFW、LFW

図1 試験体の形状および配筋

表3 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 (%)
NSW &LSW	D13 SD345	384	541	27.4
	D6 SD295A	335	631	23.5
NFW &LFW	D10 SD345	371	516	20.1
	D6 SD295A	392	552	16.4

3.1.1 NSW試験体

水平変形角 $R=1/800$ の荷重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。 $R=+1/200$ の荷重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。 $R=-1/200$ の荷重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、水平力が急激に低下した。最大強度は $R=-1/200$ の荷重時に得られた。

3.1.2 LSW試験体

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より小さい。 $R=+1/200$ の荷重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。 $R=-1/200$ の荷重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、また、せん断ひび割れが圧縮側柱へ貫通し、 $R=-1/300$ 以降の変形における水平力の上昇は見られなかった。その後の繰返し、変形の増大により水平力は著しく低下した。最大強度は $R=+1/200$ のピーク時に得られた。

3.1.3 NFW試験体

水平変形角 $R=1/800$ 、 $1/400$ の荷重において、曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。 $R=1/200$ の荷重において、曲げひび割れおよび壁パネルのせん断ひび割れが進展し、曲げ圧縮を受ける側柱の圧壊が観察された。また、側柱の4隅の主筋が降伏した。 $R=1/100$ の荷重において、側柱の曲げ圧縮域のコンクリートの剥落が見られ、履歴特性はスリップ性状を示した。 $R=+1/50$ の2サイクル目で柱主筋が座屈した後、 $R=+1/25$ の荷重中、柱主筋が破断し、水平力が著しく低下した。

3.1.4 LFW試験体

水平変形角 $R=1/100$ までの破壊性状は普通コンクリートを用いたNFWと同様であったが、ひび割れ間隔はせん断破壊先行型の試験体の破壊性状で述べたようにNFWより小さい。また、NFWよりスリップ性状の少な

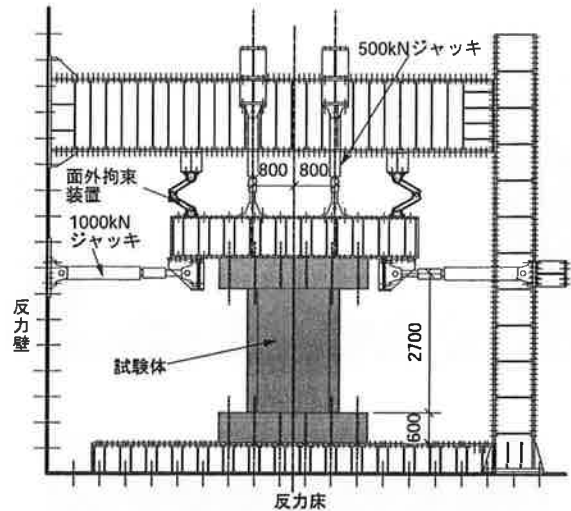


図2 加力装置 (NFW, LFW)

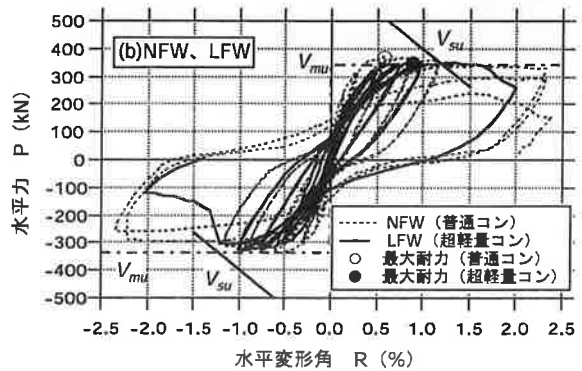
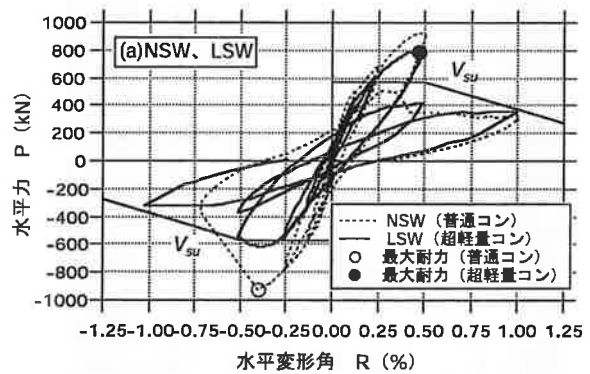
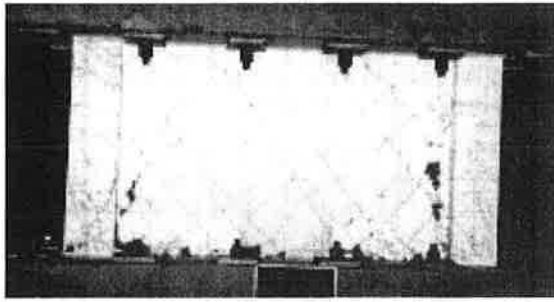


図3 水平力-水平変形角曲線

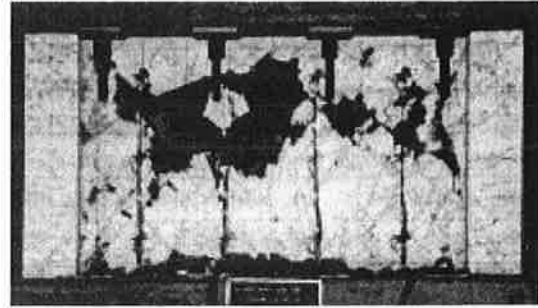
表4 実験結果一覧

試験体	初期剛性 K_0 ^{*1} (kN/mm)	曲げひび割れ 強度 P_{fc} (kN)	せん断ひび割れ 強度 P_{sc} (kN)	最大強度 P_{max} (kN)	最大強度発現 時変形角 R_{max} (%)	限界変形角 R_u ^{*3} (%)	最終破壊状況
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 [0.85] ^{*4}	0.48	—	壁パネル中央部のせん断すべり破壊
NFW	122	121	279	371	0.59	2.3	曲げ破壊
LFW	64.2	137	— ^{*2}	344 [0.92] ^{*5}	0.90	1.9	曲げ降伏後の壁パネル脚部のせん断すべり破壊

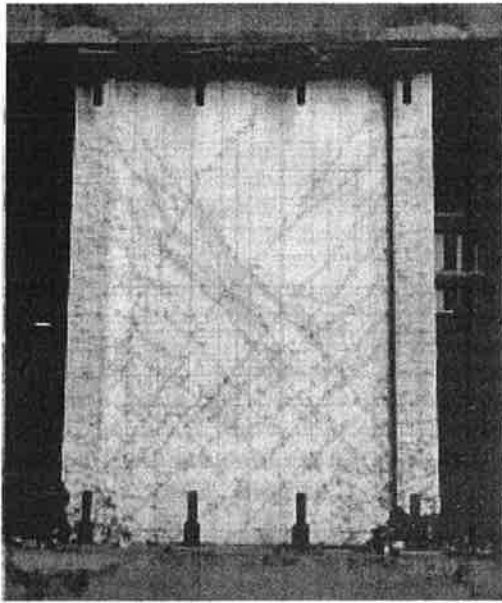
*1 水平力-水平変形角による初期剛性、*2 収縮ひび割れが観察面に多数発生していたため確認できていない、*3 正負の最大強度の平均値の80%を確保した最大変形角、*4 NSWの最大強度に対する比、*5 NFWの最大強度に対する比



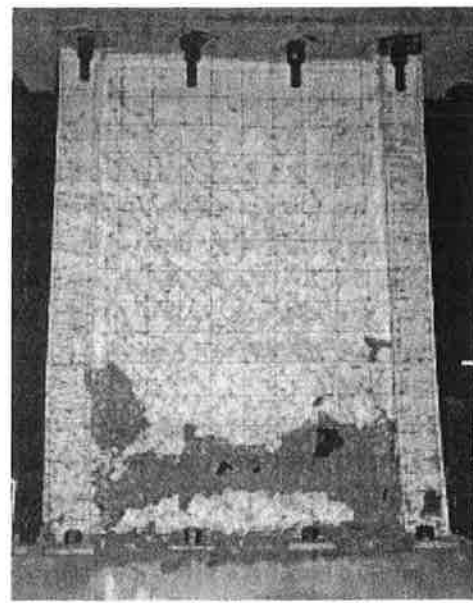
(a)NSW



(b)LSW



(c)NFW



(d)LFW

写真1 最終破壊状況

い紡錘形の履歴特性が得られた。 $R=1/50$ の1サイクル目の荷重において、壁脚のコンクリートの圧壊、剥落が顕著となり、著しく水平力が低下した。最大強度は、NFWより大きな変形角 $R=1/100$ のピーク時に得られた。

3.2 初期剛性とひび割れ強度

初期剛性およびひび割れ強度の計算値を表5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、普通コンクリートを使用した試験体で0.81, 0.66, 超軽量コンクリートを使用した試験体で0.82, 0.70と、普通コンクリート試験体とほぼ等しいから、超軽量コンクリートを使用した耐震壁の初期剛性は、既往の評価式で推定できる。曲げひび割れおよびせん断ひび割れ強度の比は、普通コンクリートで0.72, 0.98および0.64, 0.93, 超軽量コンクリートで0.21, 0.98および0.70と

なった。超軽量コンクリートを使用した耐震壁の曲げひび割れ強度を過大に評価した場合が見られたが、ひび割れ強度も初期剛性同様、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 最大強度と変形性能

曲げ降伏前にせん断破壊したNSW, LSWの最大強度の実験値 P_{max} は930kN, 790kNであり、LSWのせん断強度はNSWより2割程度小さい値を示した(表4)。この理由の一つは、超軽量コンクリートを用いた場合、せん断ひび割れが骨材を貫通し、骨材のかみ合い作用が減じるためである。また、材料強度を用いて指針式⁴⁾で計算したせん断強度 V_{s0} に対する最大強度の実験値の比はNSWで1.38, LSWで1.12となり(表5)、超軽量コンクリートを用いた耐震壁のせん断強度は、普通コンクリートを対象として提案された指針式によるせん断強度を低減して評価する必要がある。

曲げ降伏先行型のNFW, LFWの最大強度 P_{max} は

371kN, 344kNであり、NFWの曲げ強度はLSWより8%小さい値を示した(表4)。この理由の一つは、超軽量コンクリートの1軸圧縮特性は最大強度までほぼ直線的に圧縮ひずみが増大するためと考えられるが、既往の評価式による曲げ強度の計算値 V_{mu} に対する最大強度の実験値の比は1.02となり、既往の評価式で超軽量コンクリートを用いた耐震壁の曲げ強度を評価できそうである。一方、LFWは曲げ降伏後にせん断すべり破壊が生じたため、せん断余裕度(V_{su}/V_{mu})はNFWより大きいにも関わらず(表5)、限界変形角 R_u (最大強度の正負の平均値の80%を確保した最大変形角)はNFWより小さい値を示した(表4)。したがって、壁脚降伏後のせん断強度は、普通コンクリートを使用した場合より低減して評価する必要がある。

3.4 せん断強度の評価

超軽量コンクリートを用いた耐震壁のせん断強度は、指針式におけるコンクリート圧縮強度の有効係数 ν を低減して評価する。非ヒンジの超軽量コンクリート造耐震壁のせん断強度の計算値は、指針式によるNSWとLSWのせん断強度に対する最大強度の実験値の比が同程度となるように有効係数を低減する。また、壁脚曲げ降伏後の有効係数は、水平変形角 $R=1/75$ でせん断破壊が生じたLFWの保証変形角 R_u を1/75に設定し、有効係数を求めた。

非ヒンジおよびヒンジ領域での連続性を確保するようにして求めた有効係数と保証変形角の関係は式(1)で評価でき、図4に示す。また、この有効係数を用いて求めたせん断強度 V_{su} を図3に示す。

$$\nu = 0.8 \nu_0 \quad (R_u < 0.005)$$

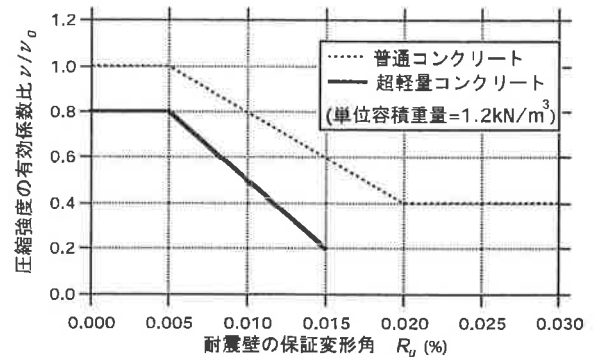


図4 コンクリート圧縮強度の有効係数と保証変形角の関係

$$= (1.1 - 60R_u) \nu_0 \quad (0.005 \leq R_u < 0.015) \quad (1)$$

ここに、 $\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000$

4. まとめ

単位容積重量1.2kN/m³、圧縮強度30N/mm²の超軽量鉄筋コンクリート造耐震壁の実験を行い、以下のことが明らかとなった。

- (1) 超軽量コンクリートを使用した耐震壁の初期剛性、ひび割れ強度、曲げ強度は、材料試験結果による材料強度を用いれば既往の計算式でほぼ評価できる。
- (2) 超軽量コンクリートを用いた場合のせん断強度は、普通コンクリートを用いた場合より2割程度低下した。
- (3) 超軽量コンクリートを用いた場合のせん断強度を評価するために、コンクリート圧縮強度の有効係数を普通コンクリートより減じた手法を本実験結果をもとに提案した。

表5 剛性および強度の計算値

試験体	初期剛性 $K_{e,cal}^{*1}$ (kN/mm) [$K_e / K_{e,cal}$]	曲げひび割れ強度 $P_{fc,cal}^{*2}$ (kN) [$P_{fc} / P_{fc,cal}$]	せん断ひび割れ強度 $P_{sc,cal}^{*3}$ (kN) [$P_{sc} / P_{sc,cal}$]	曲げ強度 V_{mu}^{*4} (kN) [P_{max} / V_{mu}]	せん断強度 V_{su}^{*5} (kN) [P_{max} / V_{su}]	せん断余裕度 V_{su} / V_{mu}
NSW	710 [0.81]	499 [0.98]	336 [0.93]	1274 [0.73]	676 [1.38]	0.53
LSW	562 [0.82]	563 [0.21]	363 [0.70]	1318 [0.60]	707 [1.12]	0.54
NFW	185 [0.66]	169 [0.72]	433 [0.64]	337 [1.10]	570 [0.65]	1.69
LFW	91.3 [0.70]	140 [0.98]	—	338 [1.02]	616 [0.56]	1.82

*1 $1/K_{e,cal} = h_w^3 / 3E_c I_e + \kappa w' h_w / G_c A_w$, *2 $P_{fc,cal} = (\sigma_t + \sigma_{oe}) Z_e / h_w$, *3 $P_{sc,cal} = (\sigma_t^2 + \sigma_r \sigma_{oe}) 0.5 t_w l / h_w$, *4 $V_{mu} = [0.9 a_r \sigma_y + 0.4 a_w \sigma_{wy} + 0.5 (1 - N / bL \sigma_B)] l / h_w$, *5 $V_{su} = t_w l_w b \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_w a \nu \sigma_B / 2$

謝辞

本研究の一部は、日米ハイブリッド共同研究に組織された超軽量高強度コンクリートのハイブリッド構造への利用研究委員会（委員長：松崎育弘東京理科大学教授）で行われたものである。

参考文献

- 1)岡本享久, 早野博幸, 柴田辰正: 超軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.36, NO.1, pp.48-52, 1998
- 2)大岡督尚, 橋高義典, 小林康人, 宮下真一: 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
- 3)白都滋, 佐々木仁, 熊谷仁志, 田中洋, 鳥谷利夫, 三瓶昭彦, 福山洋: 超軽量・高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート部材の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.903-904, 1998
- 4)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

Seismic Performance of Reinforced Concrete Structural Walls using Ultra-Light-Weight Concrete

S.Hakuto, N.Yoshida, T. Ohoka,
and H.Nakumura

Two 1/5-scale reinforced concrete structural walls using ultra-light and high strength concrete(the specific gravity $\rho = 1.2$, the compressive strength $\sigma_c = 30\text{MPa}$) were tested under simulated seismic loading and their seismic behaviour were compared with that using normal concrete. It was found that the structural walls using ultra-light and high strength concrete failed in sliding shear after yielding of flexural reinforcement while that using normal concrete failed in flexure. It was also demonstrated that the shear strengths of walls using ultra-light and high strength concrete were smaller than those using normal concrete by 20%.