

1. 研究の背景と目的

既往の研究により¹⁾ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料（以下、HFRCC）のせん断補強効果や大変形時の変形性能、軸力保持性能、損傷低減効果が確認された。そこで、本研究ではHFRCCの柱および耐震壁をピロティ構造に適用することでの損傷低減効果や耐震性能の向上について評価することを目的とし、HFRCC柱および耐震壁の静的漸増載荷実験を行い、損傷を評価し、HFRCCを架構に組み込んだ建物をPush-over解析することで、各限界変形角や保有耐震性能について検討する。

2. 検討対象建物と実験の概要

2.1 検討対象建物

対象建物は、図-1、図-2、表-1に示すピロティ階を有する10階建RC造建物とした。

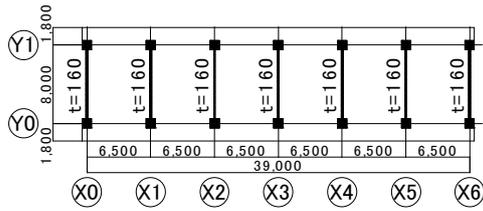
2.2 実験概要

試験体一覧を表-2、表-3に、配筋図を図-3、図-4に示す。柱および耐震壁試験体は、対象建物の1階の1/4スケールを想定した。柱試験体は、断面や内法高さなどの寸法を同一とし、コンクリートの種類と主筋量、横補強量をパラメータとした。耐震壁試験体は、側柱は普通コンクリートとし、壁板のコンクリートの種類と壁筋量をパラメータとした。HF-W0.89dは壁筋を斜め配筋とした。

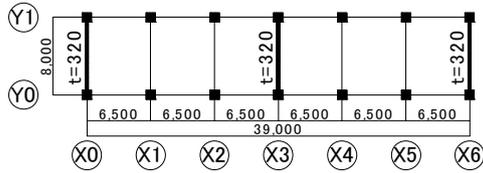
柱実験の荷重はピロティ建物の側柱を想定して変動軸力とし、逆対称曲げモーメントが生じるようせん断力を与え、正負繰り返し制御を行った。耐震壁実験は一定軸力とし、水平力はシアスパン比M/QDを常に1に保ちながら荷重した。

表-1 柱および耐震壁の部材断面、強度

柱	1階	耐震壁	2-10階	壁厚	配筋
	950×950		160 (mm)	D13@200 Double SD295	
断面		1階	320 (mm)	D16@200 Double SD295	
	主筋 帯筋 Fc	14-D32, SD390 5+4-D13@80, SD295 48			



(a) 2~10階（基準階）



(b) 1階（ピロティ階）

図-1 対象建物伏図

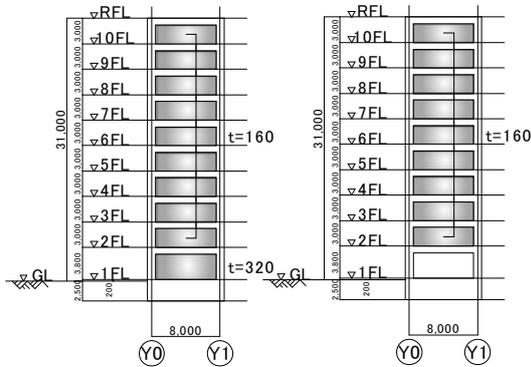


図-2 対象建物軸組図

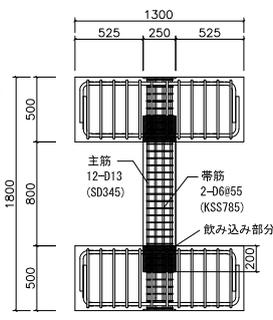


図-3 柱試験体配筋図

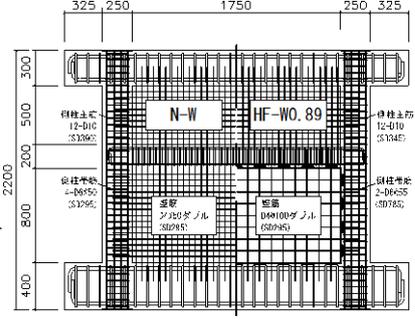


図-4 耐震壁試験体配筋図

表-2 柱試験体一覧

試験体名	コンクリート	柱断面 (mm)	内法高さ (mm)	主筋 σ_y	帯筋 σ_{wy}	横補強筋比 p_w (%)	横補強量 $p_w \sigma_{wy}$
V-N	NC	250×250	800	12-D10 (SD390)	4+4-D6@40 (SD295)	1.28	3.78
V-HF	HFRCC			2-D4@40 (SD295)	0.25	0.74	
V-NC3.65	NC	250×250	800	12-D13 (SD345)	2-D6@55 (SD785)	0.47	3.65
V-HF3.65	HFRCC				2-D6@95 (SD785)	0.27	2.11
V-HF2.11					2-D6@110 (SD295)	0.23	0.69
V-HF0.69							

表-3 耐震壁試験体一覧

試験体名	壁					柱		梁			
	コンクリート	断面 $tw \times lw'$ (mm)	壁配筋	p_s (%)	$p_s \sigma_{sy}$	断面 (mm)	主筋 σ_y	帯筋配筋 σ_{wy}	断面 (mm)	上端筋 下端筋	あばら筋 σ_{wy}
N-W	NC	80×1750	D4@50 Double	0.6	1.77	250×250	12-D10	4+4-D6@50	150×200	5-D10	2-D6@50 SD295
HF-W	HFRCC		D4@200 Double	0.15	0.44		SD390	SD295			
HF-W0.89			D4@100 Double	0.3	0.89		12-D10	4-D6@55			
HF-W0.89d			D4@100 Double				SD345	KSS785			

3. 実験結果

3.1 柱の変形性状および破壊性状, 損傷評価

柱の実験を行い, 損傷評価をするにあたって損傷度は, 被災度区分判定基準²⁾や耐震性能評価指針³⁾に基づき, かぶり部分の損傷や耐力低下の度合いに基づき評価した。それらの結果を各限界状態に対応する部材の状態と損傷度などの関係を整理して, 曲げ降伏先行型の部材について, 荷重-変形関係と損傷度の関係の概念図を図-5に示す。これは耐震性能評価指針の普通コンクリートの荷重-変形関係と損傷度の関係の概念図に HFRCC の特徴を書き加えたものである。HFRCC の特徴を考慮し, ひび割れが集中しはじめる点やかぶりコンクリートの損傷としてコンクリートの縦ひび割れが生じる点を考慮した。HFRCC はヤング係数が低いため, 小変形時に普通コンクリートに比べ耐力が低いが, 損傷度 II, III, IV で損傷を抑えることができる。また大変形時においては, HFRCC を用いることで主筋座屈防止や軸力支持が期待できる。

代表的な破壊モードとなった試験体3体の荷重-変形角関係と試験体のひび割れ状況を図-6に示す。また, () 内は損傷度を示す。

3 試験体の位置について, V-NC 3.65 試験体は, 終局変形角を $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度に設計した一般的な普通コンクリートの柱, V-N 試験体は, V-NC 3.65 試験体よりせん断余裕度が高く, 終局変形角を $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度に設計した試験体, V-HF 3.65 試験体は, V-NC 3.65 試験体と同配筋で HFRCC を用いた試験体である。

3 体を各限界状態と比較すると, 3 体ともに $1.25 \times 10^{-3} \text{rad}$ でひび割れが発生し, ひび割れの入り方は異なるが, 除荷時の最大ひび割れや荷重-変形関係から $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ を損傷度 I と II の境界とした。

損傷度 II と III の境界は, 主筋の降伏や圧壊の状況から V-NC 3.65 試験体は $9 \times 10^{-3} \text{rad}$, V-N 試験体は $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。V-HF 3.65 試験体は, 損傷度 II と III の境界ではかぶりコンクリートが最大応力度になることなどを考慮し, 圧壊の兆候であるかぶりコンクリートに縦ひび割れが生じた $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。

損傷度 III と IV の境界は, V-NC 3.65 試験体では大きなせん断ひび割れが入り, その後, 耐力が低下したことから $12 \times 10^{-3} \text{rad}$, V-N 試験体では最大耐力を迎え, その後, 耐力が低下したことから $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。V-HF 3.65 試験体は, 損傷による耐力低下とかぶりコンクリートの圧壊が起こったことから $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。

損傷度 IV と V の境界は, かぶりコンクリートの剥落, 軸縮み, 主筋の座屈, 耐力低下などから V-NC 3.65 試験体は $15 \times 10^{-3} \text{rad}$, V-N 試験体 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。V-HF 3.65 試験体は, 主筋の座屈や最大耐力の 80% となったことから $60 \times 10^{-3} \text{rad}$ とした。

V-HF 3.65 試験体は, 普通コンクリートの試験体と比較すると危険断面以外の曲げひび割れ, せん断ひび割れともに分散して発生しており, 除荷時のひび割れ幅も小さく, 損傷度 II, III, IV などの変形角を大きくすることができ, 損傷低減に効果があることがわかった。また, 高軸力下でも圧壊によるかぶりコンクリートの剥落や主筋の座屈防止など, 大変形時の損傷低減効果や軸力支持能力も確認された。

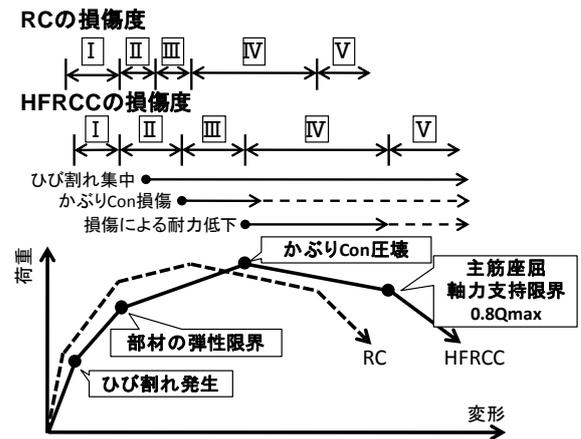


図-5 荷重-変形関係と損傷度の概念図

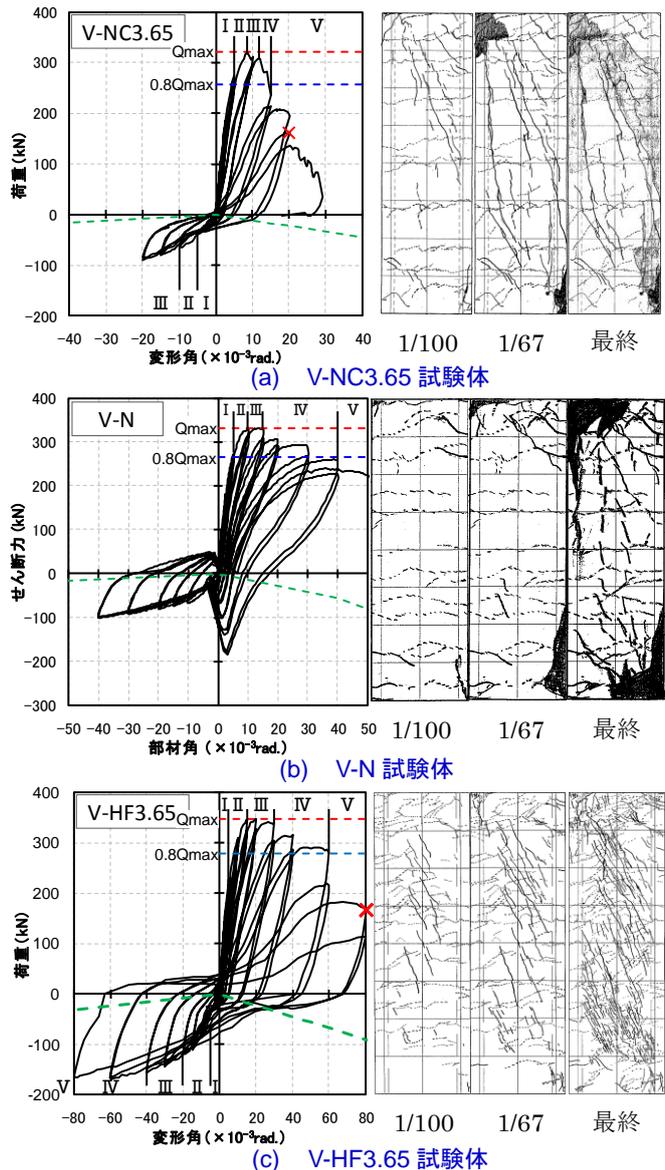


図-6 柱試験体の荷重-変形角関係とひび割れ図

3.2 耐震壁の変形性状および破壊性状, 損傷評価

代表的な試験体2体の荷重-変形角関係と試験体のひび割れ状況を図-7に示す。損傷度は, 柱と同様に評価した。2 試験体の位置について, N-W 試験体は終局変形角を $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 程度に設計した曲げ型の普通コンクリートの耐震壁, HF-W 0.89 試験体は, N-W 試験体に比べ, 壁筋量を減らし, 壁板に HFRCC を用いた試験体である。

損傷度ⅠとⅡの境界は、N-W 試験体で壁板の残留ひび割れが 0.2mm となったことから 2.5×10^{-3} rad.とし、HF-W 0.89 試験体では、側柱に曲げひび割れが入ったのちに、壁板に分散してせん断ひび割れが発生し、残留ひび割れが 0.2mm であったことから 5×10^{-3} rad.とした。

損傷度ⅡとⅢの境界は、N-W 試験体では、側柱主筋が降伏し、側柱の残留ひび割れが 1.5mm となったことから 5×10^{-3} rad.とし、HF-W 0.89 試験体では、 10×10^{-3} rad.に向かう途中で壁板脚部でのずれが始まったことから、荷重-変形関係を考慮し、 7.5×10^{-3} rad.とした。

損傷度ⅢとⅣの境界は、N-W 試験体で側柱の残留ひび割れは 2mm となった 10×10^{-3} rad.とし、HF-W 0.89 試験体は、最大耐力になったことや側柱の曲げひび割れが壁板に進展し、壁板の損傷が大きくなったことから 10×10^{-3} rad.とした。

損傷度ⅣとⅤの境界は、N-W 試験体で壁板がせん断破壊して耐力が急激に低下したことから 16×10^{-3} rad.とし、HF-W 0.89 試験体は、圧縮側の側柱脚が圧壊し、主筋の座屈、引張時で破断したことから 20×10^{-3} rad.とした。

HF-W 0.89 試験体は、壁板の強度に対し側柱の強度が不十分であったため、壁脚部でずれが生じ、側柱の破壊で耐力が決定してしまいましたが、N-W 試験体と比較すると、小変形時は壁板に分散してせん断ひび割れが発生するなど、損傷低減が確認され、壁板のせん断破壊を防止できた。

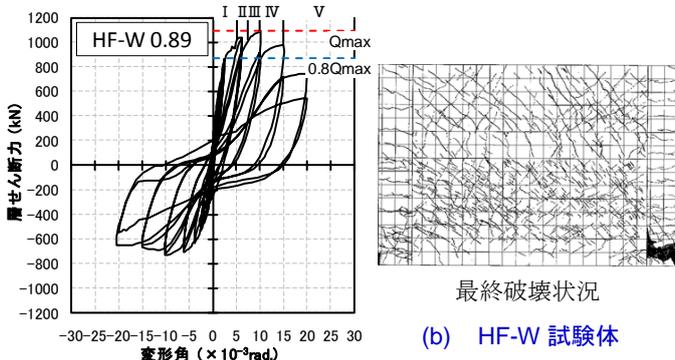
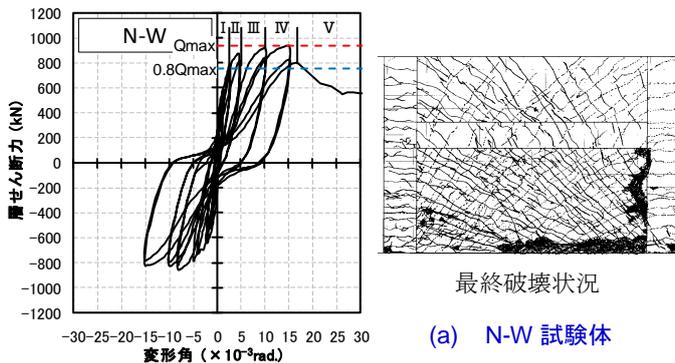


図-7 耐震壁試験体の荷重-変形角関係とひび割れ図

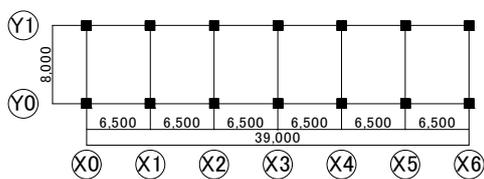


図-8 純ピロティ 1 階建物伏図

4. ピロティ構造物の耐震性能

柱および耐震壁に普通コンクリートと HFRCC を用いた場合で 3 章に示すような変形性能、損傷限界に差があることがわかり、4 章ではこれらをピロティ構造に用いた場合に建物全体としての耐震性能を比較する。耐震性能は、架構以下に示すケースを組み込んだ建物の Push-over 解析を行い、部材の損傷評価結果より耐震性能残存率 R^3 を求め、建物の限界状態を設定、建物の保有耐震性能を評価する。対象建物は、純ピロティ構造(図-8)と耐震壁のあるピロティ構造とした。

4.1 解析ケースの設定

HFRCC をピロティ柱に用いた場合の検討として、実験結果をもとに図-9 に示すような以下の 3 通りの解析ケースを設定した。

- (1) RC 柱①: 普通コンクリート柱で終局変形角を 20×10^{-3} rad.として設計 (V-NC 3.65 試験体に相当)
- (2) RC 柱②: RC 柱①の帯筋量を増やして終局変形角を 40×10^{-3} rad.として設計 (V-N 試験体に相当)
- (3) HFRCC 柱: RC 柱①と帯筋量を等しくして HFRCC を使用し、終局変形角を 40×10^{-3} rad.として設計 (V-HF 3.65 試験体に相当)

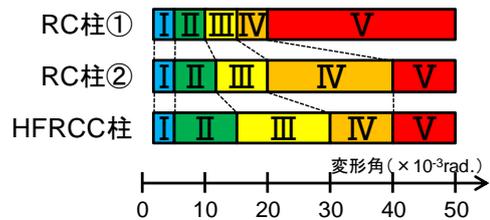


図-9 柱の解析ケースと各限界変形角

また、HFRCC の耐震壁を用いた場合の検討として、実験結果をもとに図-10 に示すような以下の 2 通りの解析ケースを設定した。

- (1) RC 壁: 曲げ型普通コンクリート耐震壁で終局変形角を 15×10^{-3} rad.として設計 (N-W 試験体に相当)
- (2) HFRCC 壁: 壁筋量を減らして HFRCC を使用し、終局変形角を 20×10^{-3} rad.として設計 (HF-W 0.89 試験体に相当)

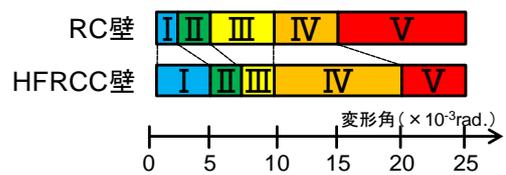


図-10 耐震壁の解析ケースと各限界変形角

これらのケースより、以下に示す耐震壁のあるピロティ構造 2 ケースと純ピロティ構造 3 ケースについて評価を行った。

純ピロティ構造 (Type1)

- { RC 柱① (Case1-1)
- { RC 柱② (Case1-2)
- { HFRCC 柱 (Case1-3)

耐震壁のあるピロティ構造 (Type2)

- { RC 柱①+RC 壁 (Case2-1)
- { HFRCC 柱+HFRCC 壁 (Case2-2)

4.2 架構の解析モデルと Push-over 解析

架構の解析モデルは、**図-11** に示すようなフレームモデルとした。ピロティ柱は普通コンクリート、HFRCC を MS モデルとせん断バネを有する線材に、耐震壁は剛梁、ブレース、両端ピンの側柱からなるブレースモデルとした。外力を A_i 分布とした静的漸増載荷解析を行う。

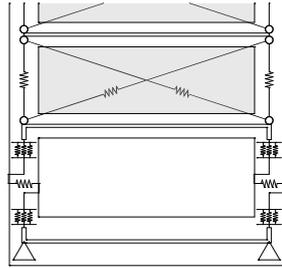


図-11 架構の解析モデル

4.3 適用建物の耐震性能評価

各限界状態を縮約 1 自由度系の荷重-変形曲線上の **図-12** に示し、限界耐力計算法⁴⁾と同様にして、基準地震動と限界地震動の比から保有耐震性能指標を評価した。各限界状態の保有耐震性能指標を **表-4** に示す。ここで、基準地震動は建築基準法の限界耐力計算法で用いる設計用の S_a-S_d スペクトル (2 種地盤) を使用した。

純ピロティ構造の RC 柱①の Case1-1 では、安全限界での保有耐震性能指標が 0.65 であり、限界耐力計算法の安全限界で耐震性が不足している結果となり、今回の純ピロティ構造では、終局変形角を $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ として設計された柱では基準法を満足できない可能

性がある。Case1-1 と同配筋で HFRCC を用いた HFRCC 柱の Case1-3 では、純ピロティ構造で保有耐震性能指標を 1.15 保有しており、同配筋でも HFRCC を用いることで基準法を満足するような柱を設計することができる。RC 柱②の Case1-2 は Case1-1 に比べ帯筋量を増やしているので、安全限界での保有耐震性能指標が 0.97 で、ほぼ基準法を満足していると考えられる。終局限界角が等しい Case1-3 と比べると、Case1-3 の方が修復限界 I や II では保有耐震性能が 1.3 倍程度大きくなっており、修復性の観点から考えると、ただ帯筋量を増やすより HFRCC を用いることで損傷低減に効果的であると考えられる。このことから純ピロティ構造で HFRCC を用いることにより、損傷が抑えられ、耐震性能の向上が可能である。

耐震壁ありのピロティ構造では、HFRCC を用いた Case2-1 が RC を用いた Case2-2 に比べ、各限界状態で保有耐震性能指標が 1.1~1.3 倍程度大きく、特に使用限界や修復限界 I などの小変形時に耐震性能を向上させることから、耐震壁のあるピロティ構造に HFRCC を耐震壁に用いることで、より安全で損傷の少ない設計が可能である。

参考文献

- 1) 田邊裕介：修士論文「ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いた柱及び耐震壁の構造性能」
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災区分判定基準および復旧技術指針，2001
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 4) 国土交通省：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書

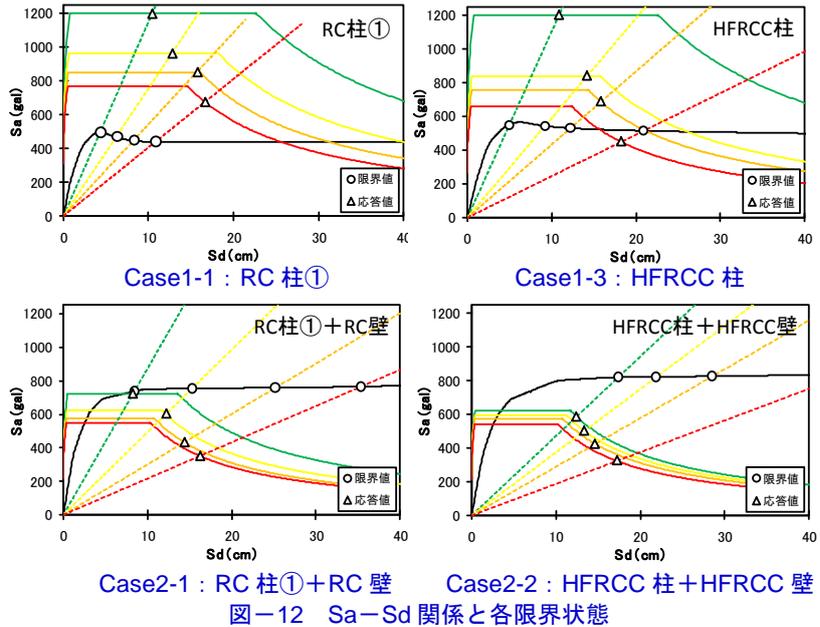
表-4 保有耐震性能指標

(a) 純ピロティ (Type1)

限界状態	RC柱①		RC柱②		HFRCC柱	
	1F変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	保有耐震 性能指標	1F変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	保有耐震 性能指標	1F変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	保有耐震 性能指標
使用限界	4.9	0.41	4.9	0.41	5.0	0.46
修復限界 I	8.8	0.49	8.8	0.49	12.5	0.65
修復限界 II	12.9	0.53	16.4	0.61	18.5	0.77
安全限界	18.0	0.65	32.1	0.97	35.9	1.15

(b) 耐震壁あり (Type2)

限界状態	RC柱①+RC壁		HFRCC柱+HFRCC壁	
	1F変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	保有耐震 性能指標	1F変形角 ($\times 10^{-3} \text{rad}$)	保有耐震 性能指標
使用限界	2.5	1.02	5.0	1.40
修復限界 I	5.0	1.26	6.9	1.64
修復限界 II	9.2	1.75	9.8	1.95
安全限界	13.5	2.18	16.5	2.59



5. まとめ

HFRCC 柱および耐震壁の実験を行い、損傷を評価し、HFRCC をピロティ構造に適用することでの損傷低減効果や耐震性能の向上について評価した結果を以下にまとめる。

- (1) 普通コンクリートと HFRCC の柱実験を行い、損傷評価を行った結果、HFRCC を用いることでの損傷低減効果や大変形時の軸力支持能力を確認した。
- (2) 普通コンクリートと HFRCC の耐震壁実験を行い、損傷評価を行った結果、HFRCC を用いることで損傷低減効果を確認し、壁板のせん断破壊を防止できた。壁筋量、側柱の帯筋の補強筋量に関しては検討の余地が残った。
- (3) 耐震性能評価を行った結果、純ピロティ構造のピロティ柱に HFRCC を用いることで、安全限界での耐震性能を向上させ、限界変形が同じ部材においても損傷が抑えられ、修復限界以降で効果的であることがわかった。
- (4) 耐震壁のあるピロティ構造について耐震性能評価を行った結果、HFRCC 部材を用いることで、各限界状態で耐震性能を向上させることができ、特に使用限界や修復限界 I などの小変形時に効果的であることが確認された。