

[177] セン断破壊する SFRC 耐震壁の実験的研究

城内哲彦 (間 組 技術研究所)

正会員 ○ 涌井俊秋 (間 組 技術研究所)

正会員 寺岡 勝 (フジタ工業 技術研究所)

正会員 田中 清 (フジタ工業 技術研究所)

§ 1 はじめに

近年、鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の強度、変形性能に着目し、鋼繊維を混入することで RC 部材の力学性能を向上させようとする試みがなされている。柱、はりについては報告¹⁾も多く、鋼繊維の混入効果をほぼ定量化できる段階にあると思われるが、耐震壁については報告が少なく、まだ性能を比較検討している段階である。

本研究の目的は、鋼繊維の混入がせん断破壊を生ずる RC 耐震壁の力学性能に与える効果を検討することであり、1層1スパンの試験体を用いて行った実験結果について報告するものである。なお、本研究は、(社)鋼材倶楽部から(社)日本建築学会に対する委託研究「スチールファイバーの実用化に関する調査研究」(委員長 小倉弘一郎)の中で行われたものであり、その一部については文献²⁾に報告している。

§ 2 実験概要

2-1 試験体

試験体は実大の約 1/3 の 1層1スパン耐震壁で、せん断スパン比 (M/QD) を 0.5 とした。試験体の配筋は、壁筋以外全て同一としせん断破壊が先行するように設計した。

試験体数は、壁筋比 (P_s)、軸力および鋼繊維体積混入率 (V_f) を変化させた合計 13 体である。試験体一覧を表-1 に示し、その形状および配筋状況の一例を図-1 に示す。

使用した鉄筋および鋼繊維の力学的性質を表-2 に示す。鋼繊維は、フラット型のせん断ファイバー (d×l = 0.5 mm × 30 mm) を使用し、分散機により投入した。

試験体のコンクリートは、全て一体の平打ちで打設した。

2-2 加力方法

加力装置を図-2 に示し、加力スケジュールを図-3 に示す。加力は、オイルジャッキにより柱に一定軸圧 (σ₀ = 30 Kg/cm²) または 60 Kg/cm² を与えた後はり芯位置に水平荷重を正負交番で繰り返し載荷した。

表-1 試験体種類一覧

柱軸圧 σ ₀ (Kg/cm ²)	壁筋 P _s (%)	配筋	鋼繊維体積混入率 V _f (%)		
			0	1.0	1.5
30	0.20	3.6φ @ 80	SF0.0-0.20	SF10-0.20	SF15-0.20
	0.45	D6 @ 110	SF0.0-0.45	SF10-0.45	SF15-0.45
	0.70	D6 @ 70	SF0.0-0.70	SF10-0.70	SF15-0.701.2
60	0.45	D6 @ 110	SF0.0-0.45N	SF10-0.45N	SF15-0.45

*1) 試験体数は、SF15-0.70のみ2体、他は1体

表-2 鉄筋および鋼繊維の力学的性質

種別	降伏点 σ _y (Kg/cm ²)	引張強さ σ _B (Kg/cm ²)	ヤング係数 E (×10 ⁶ Kg/cm ²)	伸び (%)	適用 (試験体No.*2)	
D16	(a)	4210	6220	1.94	22.0	柱・梁主筋 1~9
	(b)	3980	6180	1.97	22.7	" 10~13
D6	(a)	3190	4570	1.74	31.2	壁筋 6~9
	(b)	2840	4550	1.79	31.5	" 4.5 フープ 1~9
	(c)	3560	5250	1.82	22.6	" 10~13 " 10~13
3.6φ	3270	5100	2.08	44.0	" 1~3	
鋼繊維	7930	8340	-	1.34	-	

*2) 試験体No.は表-3参照

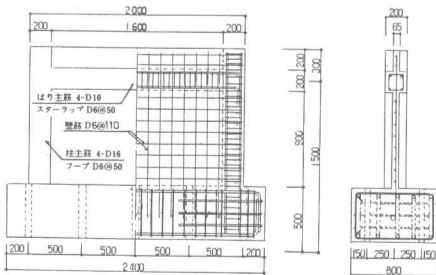


図-1 試験体形状および配筋状況の一例 (P_s = 0.45 %)

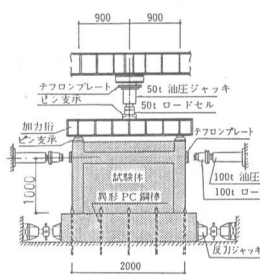


図-2 加力装置

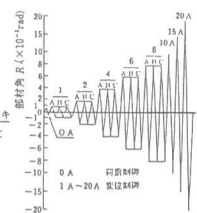


図-3 加力スケジュール

§ 3 実験結果および考察

3-1 ひびわれおよび破壊形式

実験結果の一覧をコンクリート強度と共に表-3に示し、図-4に最終破壊状況の例を示す。

壁板のせん断ひびわれは、 P_s または V_f の増加により間隔が狭く密に発生し、ひびわれ幅が小さくなる傾向を示した。

破壊形式は、いずれも“せん断破壊”であり、壁板の圧壊やスリップ破壊を生じた後、周辺柱にせん断ひびわれが貫通した³⁾。また壁板のスリップ破壊は、 P_s または V_f が増加するほど顕著になり、その後の周辺柱への貫通せん断破壊は弱まった。この傾向は、図-6に示した周辺柱脚部のフープ筋のひずみと部材角の関係からも、鋼繊維の混入によりひずみの増加がゆるやかになる傾向として示された。即ち耐震壁のせん断破壊形式の改善に対しては、壁板だけでなく周辺架構の V_f 量の増加も寄与している。

3-2 諸強度

以下で検討に使用した実験値は、正負加力時の平均値を用いた。

(1) 壁板のせん断ひびわれ強度 $\sqrt{f_c}$ で基準化した壁板のせん断ひびわれ強度 ($w_{sc}/\sqrt{f_c}$) と鋼繊維混入率 (V_f) の関係を図-7に示すが、鋼繊維のせん断ひびわれに対する補強効果は僅少であった。また表-3に示すように、せん断ひびわれ強度は、コンクリートの引張強度を $0.1 f_c$ とした主応力度式による計算値により大略推定できると考えられる。

表-3 実験結果の一覧

試験体 No. 記号	コンクリート			壁板のせん断ひびわれ強度				最大せん断強度				破壊形式	記号		
	f_c	f_{STC}	E_c	実 w_{Qsc}	実 w_{Tsc}	実 w_{Rsc}	計①	実 Q_{sc}	実 Q_{max}	実 T_{max}	実 R_{max}			計②	実 Q_{max}
1 SF00-0.20	344	28.1	3.02	+	40.0	34.2	0.67	40.3	0.99	79.1	67.6	4.01	1.16	WCS → CS	f_c : 圧縮強度 (kg/cm ²) f_{STC} : 割裂ひびわれ強度 (kg/cm ²) E_c : ヤング係数 (×10 ⁹ kg/cm ²)
				-	38.3	32.7	0.70		0.95	73.8	63.1	6.00			
2 SF10-0.20	331	32.5	2.97	+	38.0	32.5	0.35	39.0	0.97	80.3	68.6	5.88	1.20	WSL(中)→CS	Q : 水平荷重 (t) τ : 平均せん断応力度 (-Q/t, kg/cm ²) R : 部材角 (×10 ⁻³ rad) CS : 柱のせん断破壊 WSL : 壁板スリップ破壊 ()内はスリップ発生位置
				-	40.0	34.2	0.62		1.03	74.9	64.0	3.94			
3 SF15-0.20	351	34.9	2.85	+	48.0	41.0	0.65	41.0	1.19	84.6	72.3	4.04	1.22	WCS → CS	WSL : 壁板の圧壊
				-	46.0	39.3	0.55		1.12	78.1	66.8	3.73			
4 SF00-0.45	344	28.1	3.02	+	42.1	36.0	0.57	40.3	1.04	86.4	73.8	5.93	1.20	WSL(中)→S	計①: 計 $Q_{sc} = \frac{1}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_N^2} \sigma_1$(主応力度式) $\sigma_1 = 0.1 f_c$ $\sigma_N = N/A, A = \text{全断面積}$
				-	40.0	34.2	0.48		0.99	78.6	67.2	3.99			
5 SF10-0.45	317	32.1	2.74	+	45.1	38.5	0.70	37.6	1.20	85.7	78.2	6.00	1.24	WSL(中)→CS	計②: 計 $Q_{sc} = (計T_{su1} + 計T_{su2} + 計T_{su3})/b \cdot e$(2) (広式式)
				-	41.9	35.8	0.62		1.11	80.0	68.4	3.92			
6 SF15-0.45	298	31.4	2.55	+	41.9	35.8	0.25	35.6	1.18	82.6	70.6	3.91	1.22	WSL (全体)	計 $T_{su1} = 0.0679 P_t^2 (180 + f_c) / \sqrt{M/QD + 0.12}$ 計 $T_{su2} = 2.7 \sqrt{f_{bw} w} \sigma_y$ 計 $T_{su3} = 0.1 \sigma_N$
				-	40.4	34.5	0.61		1.13	80.3	69.1	3.88			
7 SF00-0.70	323	31.7	3.26	+	32.9	28.1	0.55	38.2	0.86	82.5	70.5	6.02	1.12	WSL(上)→CS	計③: 計 $Q_{sc} = \frac{1}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_N^2} \sigma_1$(主応力度式)
				-	26.4	22.6	0.35		0.69	77.7	66.4	6.01			
8 SF10-0.70	334	33.3	2.80	+	33.0	28.2	0.50	39.3	0.84	90.0	76.9	5.66	1.20	WSL (全体)	計④: 計 $Q_{sc} = (計T_{su1} + 計T_{su2} + 計T_{su3})/b \cdot e$(2) (広式式)
				-	33.8	28.9	0.48		0.86	86.6	74.0	6.04			
9 SF15-0.701	298	31.4	2.55	+	37.9	32.4	0.52	35.6	1.06	87.7	75.0	4.02	1.23	WSL(下)→CS	計⑤: 計 $Q_{sc} = \frac{1}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_N^2} \sigma_1$(主応力度式)
				-	39.7	33.9	0.56		1.12	87.4	74.7	4.04			
10 SF15-0.702	396	39.6	3.08	+	34.6	29.6	0.37	45.5	0.76	104.0	88.9	6.00	1.26	WSL(下)→CS	計⑥: 計 $Q_{sc} = (計T_{su1} + 計T_{su2} + 計T_{su3})/b \cdot e$(2) (広式式)
				-	40.9	35.0	0.48		0.90	98.2	83.9	5.98			
11 SF00-0.45N	341	31.4	2.74	+	51.9	44.4	0.50	45.2	1.15	93.6	80.0	4.02	1.25	WCS → CS	計⑦: 計 $T_{su1} = 0.0679 P_t^2 (180 + f_c) / \sqrt{M/QD + 0.12}$ 計 $T_{su2} = 2.7 \sqrt{f_{bw} w} \sigma_y$ 計 $T_{su3} = 0.1 \sigma_N$
				-	47.1	40.3	0.56		1.04	95.2	81.4	4.09			
12 SF10-0.45N	344	33.8	2.95	+	49.1	42.0	0.50	45.5	1.07	100.4	85.8	4.02	1.33	WSL(下)→CS	計⑧: 計 $Q_{sc} = \frac{1}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_N^2} \sigma_1$(主応力度式)
				-	53.9	46.1	0.58		1.18	100.2	85.6	5.74			
13 SF15-0.45N	396	39.6	3.08	+	55.7	47.6	0.70	50.9	1.09	105.8	90.4	5.80	1.31	WSL (全体)	計⑨: 計 $Q_{sc} = \frac{1}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_N^2} \sigma_1$(主応力度式)
				-	46.4	39.7	0.48		0.91	103.0	88.0	4.00			

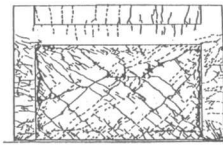
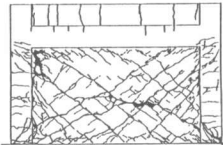
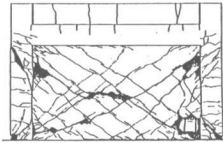
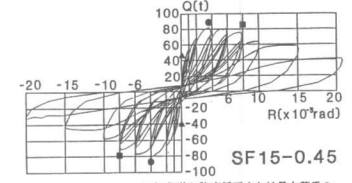
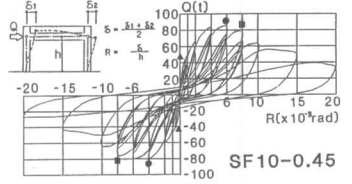
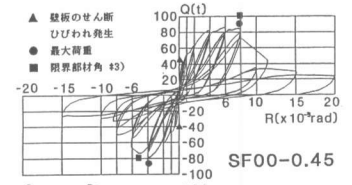


図-4 最終破壊状況の例



43) 急激な強度低下または最大荷重の80%に強度低下した時の部材角

図-5 荷重-変位曲線の例

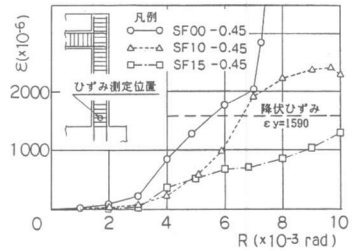


図-6 柱脚フープ筋のひずみ(ε)-部材角(R)関係の比較

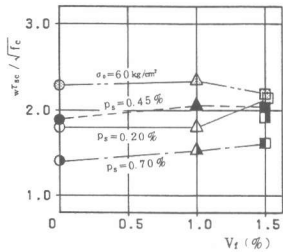


図-7 $w_{max}/\sqrt{f_c}$ と V_f との関係

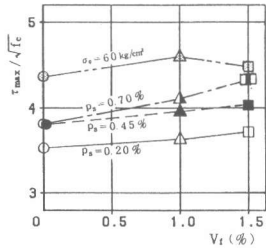


図-8 $\tau_{max}/\sqrt{f_c}$ と V_f との関係

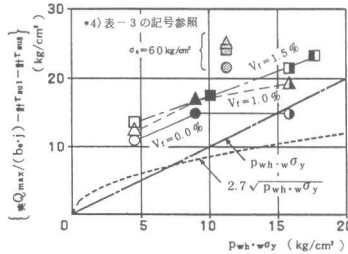


図-9 $\{\sigma_0 \max / (b_e \cdot j) - \text{計 } \tau_{su1} - \text{計 } \tau_{su3}\} \cdot 4$ と $P_{wh} \cdot w \cdot \sigma_y$ との関係

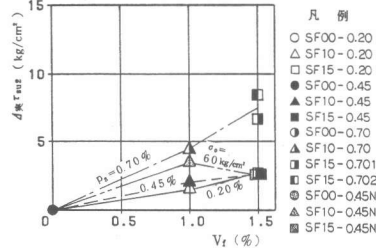


図-10 $d_{max} \tau_{su2}$ と V_f との関係

(2) 最大せん断強度

$\tau_{max}/\sqrt{f_c}$ と鋼繊維混入率 (V_f) との関係を図-8に示す。最大せん断強度は、 $\sigma_0 = 60 \text{ Kg/cm}^2$ 試験体の $V_f = 1.5\%$ で頭打ちになっているが、全体的に V_f および P_s の増加に伴って上昇する傾向を示した。また広沢式⁴⁾ (修正大野・荒川式) を用いて鋼繊維の混入効果を検討した結果を図-9、10に各々示す。 $V_f = 0\%$ に対する増分せん断応力 ($\Delta \tau_{su2}$) は、 $V_f = 1.0\%$ で $1.7 \sim 4.6 \text{ Kg/cm}^2$ であり、 P_s が高い程増加割合も大きくなり P_s と V_f には相乗効果があることが示された。

2-3 復元力特性の検討

(1) 包絡線の比較

荷重- (水平) 変位曲線の例を図-5に示し、最大荷重で無次元化した荷重-部材角包絡線の比較を図-11に示す。これらの図より、鋼繊維を混入することによって最大強度時以降の維持強度を高める効果が見られ、特に $\sigma_0 = 60 \text{ Kg/cm}^2$ の場合に顕著であった。図-12に示す限界部材角と V_f の関係を示す。この図より、鋼繊維の混入による限界部材角の増加が見られたが、 V_f の多少による影響は明瞭ではなかった。

(2) 累積履歴吸収エネルギー (ΣEc) の比較

ΣEc の値は、コンクリート強度の違いによる影響も含むが、概ね P_s , V_f および σ_0 が増加する程大きくなる傾向を示し、その差は最大強度時以降において明瞭であった。しかし $P_s = 0.70\%$ で $V_f = 1.5\%$ の場合は、維持強度が小さかった影響により小さい値を示した。

2-4 鋼繊維の抵抗機構の検討

耐震壁における鋼繊維の抵抗機構には、コンクリートの靱性向上による仮想圧縮斜材の有効幅の広がり、ひびわれ面に鋼繊維が介在する事による引張力の負担および界面でのせん断抵抗の増大が考えられる。ここでは、鋼繊維の混入が壁板の剛性に与える影響について壁筋

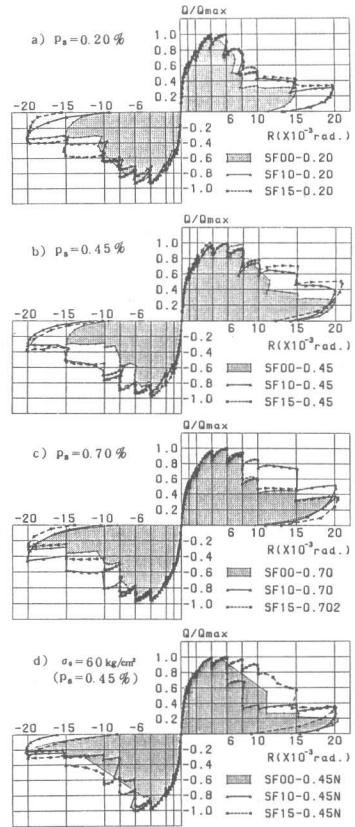


図-11 無次元した荷重-部材角包絡線の比較

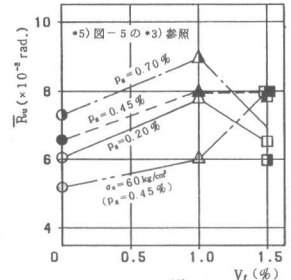


図-12 限界部材角 R_w と V_f との関係

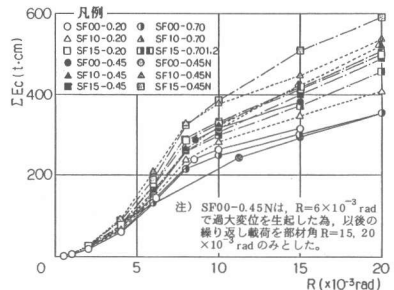


図-13 累積履歴吸収エネルギー (ΣEc) の比較

と比較検討する。

(1) セン断変形の比率 水平変位をせん断変形と曲げ変形に分割し $P_s = 0.45\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ Kg/cm}^2$) の場合と $V_f = 1.0\%$ の場合について図-14 (a), (b) に各々示す。ここで用いたせん断変形は、水平変位から周辺柱の伸縮量より計算した曲げ変形を差し引いて求めた。

せん断変形の比率は、全試験体とも最大荷重時近傍まで約80%の値であり以後の強度低下により増加する傾向を示し、 V_f および P_s の増加により小さくなる傾向を示した。これは、最大荷重時までのせん断剛性低下率が V_f や P_s の増加により増大することによると考えられる。即ち V_f や P_s の増加は、ひびわれの発生・伸展による曲げ剛性の低下よりもせん断剛性の低下の抑制に寄与する割合が大きかったと言える。

(2) 壁板の面積膨脹率 (EA) 壁板の面積膨脹率 (EA) を $P_s = 0.45\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ Kg/cm}^2$) の場合と $V_f = 1.0\%$ の場合について図-15 (a), (b) に各々示す。

EAは、 $R = 8 \times 10^{-3} \text{ rad}$. までほぼ直線的に増加し、それ以後増加割合が小さくなり最終時で約1%の値を示した。また最大荷重時までのEAの値は、鋼繊維の混入や P_s の増加により抑制される傾向を示した。これは、ひびわれ面に介在する鋼繊維または壁筋により周辺架構の膨脹が拘束されるためであると考えられる。従って鋼繊維の混入は、壁筋と同様に壁板の引張剛性の向上に寄与すると考えられることより、最大強度式等の検討に際しては、壁板のせん断補強筋に準じた扱いが妥当と考えられる。

一方、最大荷重時以降のEAの値は、 V_f や P_s が増加する程逆に大きくなる傾向を示している。これは、維持荷重が増大することによると考えられ、図-12の限界部材角の増大傾向と対応する結果であった。

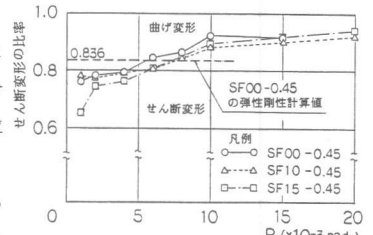
§ 4 結 論

以上の結果をまとめると次のようになる。

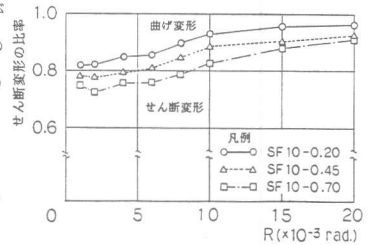
- ① 壁板のひびわれは、鋼繊維の混入により分散するとともにひびわれ幅が狭くなる傾向を示した。またせん断破壊形式は、スリップ破壊が強まるとともに周辺柱への貫通せん断破壊が弱まることにより改善された。
- ② 壁板のせん断ひびわれ強度に及ぼす鋼繊維の混入効果は僅少であったが、最大せん断強度は V_f の増加により上昇し、既往の広沢式を用いた検討では $V_f = 1.0\%$ で $1.7 \sim 4.6 \text{ Kg/cm}^2$ の補強効果があった。
- ③ 復元力特性は、 V_f と P_s の組合わせて異なるが、概ね V_f の増加によって改善され、特に柱軸圧の高い場合にその効果が顕著であった。
- ④ 鋼繊維を混入したRC耐震壁の抵抗機構は、複雑であり今後とも検討を要するが、本実験より鋼繊維の混入による最大強度の増大は、主としてひびわれ面に介在する鋼繊維が引張力を負担することによると考えられる結果が得られた。

[謝辞] 本研究の実施にあたり、御指導いただいた武蔵工業大学教授 望月 重博士に感謝いたします。

[参考文献] 1) 例えば永坂他: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その1); 日本建築学会大会梗概集, 1983. 2) 望月, 城内, 涌井, 寺岡, 田中: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その14,15); 日本建築学会大会梗概集, 1985. 3) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する研究; 建築雑誌 Vol. 97, No. 1195, 1975. 広沢: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析; 建築研究資料 No. 6, 1975.

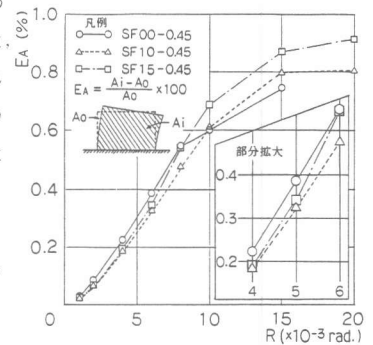


(a) $P_s = 0.45\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$) の場合

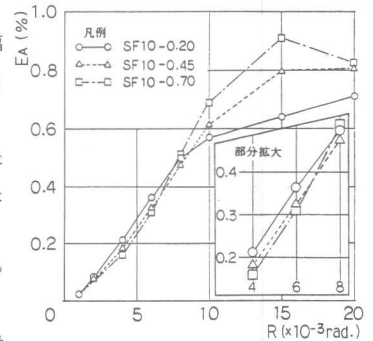


(b) $V_f = 1.0\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$) の場合

図-14 セン断変形比率の比較



(a) $P_s = 0.45\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$) の場合



(b) $V_f = 1.0\%$ ($\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$) の場合

図-15 壁板の面積膨脹率 (EA) の比較