

論文 エネルギー吸収型境界梁の復元力特性に関する実験研究

勝亦 一成^{*1}・四十万 智博^{*2}・前田 匡樹^{*3}・丹羽 直幹^{*4}

要旨：境界梁で連結された鉄筋コンクリート造コア壁と周辺鉄骨造フレームからなるハイブリッド構造の RC 造境界梁をエネルギー吸収部材とした構造システムを開発するために、境界梁に X 形配筋、高靱性セメント系複合材料の使用、および、プレストレスの導入を行い、エネルギー吸収能力改善を目的とした梁部材の静的実験を行った。その結果、X 形配筋にすることで塑性変形能力やエネルギー吸収能力に高い効果が見られた。

キーワード：境界梁, HPFRCC, X 形配筋, プレストレス, 制震, エネルギー吸収材

1. 研究の目的

近年、建物平面中央の鉄筋コンクリート造コア壁に地震力の大部分を負担させ、周辺の架構を大スパン化したハイブリッド型建築物（図-1）が実用化されている。一般的に、これらの構造のコア壁をつなぐ境界梁には地震時に大きな変形・応力が生じるため、高い剛性や耐力を確保する設計が必要とされる。本研究では、この境界梁を積極的に降伏させて履歴エネルギーを吸収させることにより、制振ダンパー（エネルギー吸収材）として有効に活用し、地震時の応答を低減させる新しい鉄筋コンクリート構造シ

テムの開発を行うことを目的としている。その第一段階として、境界梁の塑性変形能力およびエネルギー吸収能力の改善に効果があると思われる因子を抽出し、それらの各因子が復元力・履歴特性に与える影響を明らかにするために、梁部材の静的漸増載荷実験を行い検討した。

2. 実験計画

2.1 実験因子

エネルギー吸収型境界梁は高いエネルギー吸収能力を必要とする。高靱性、即ち大変形時まで安定して耐力を維持すること、スリップ性状が少ないこと、除荷時剛性が大きいことなどがエネルギー吸収能力に影響を与えると考えられる。本研究で着目した梁部材の復元力・履歴特性の改善に有効な因子は、近年研究開発が進められている高靱性セメント系複合材料¹⁾（以下、HPFRCC）、主筋の X 形配筋、及び、プレストレス力である。

各因子により得られると予想される効果として、以下のことが挙げられる。HPFRCC は混入した PVA 繊維の応力負担によるひび割れ分散効果により、2～3%の引張ひずみのレベルまで、ひび割れ幅拡大の抑制が期待できる。そのため、

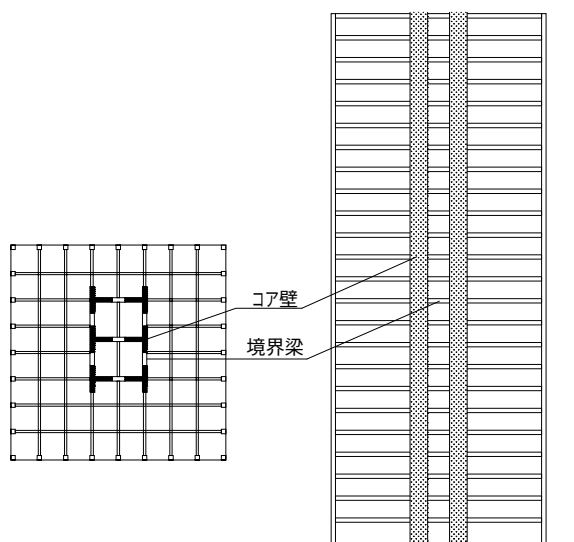


図-1 プロトタイプ建築物

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 （正会員）

*2 東北大学 工学部 建築学科

*3 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 博士(工学) （正会員）

*4 鹿島 建築設計エンジニアリング本部・構造設計グループ 博士(工学)

履歴ループのスリップ性状が少なくなり，エネルギー吸収能力が向上すると予想される。X形配筋ではせん断ひび割れ幅の拡大が抑制され，また主筋の付着劣化が生じにくいため，スリップ性状が少なくなる。さらに X 形主筋が全長にわたり塑性変形し，エネルギー吸収能力が向上することがこれまでの研究で報告されている。プレストレスは圧縮軸力により曲げ・せん断ひび割れ幅の拡大が防止され，スリップ性状が少なくなると予想される。

2.2 試験体概要

試験体は，コア壁と周辺フレームからなるハイブリッド構造プロトタイプ建物の境界梁を模擬した4体で，寸法の縮尺は1/2とした。試験体一覧を表-1，試験体配筋図を図-2～図-4に示す。

試験体の形状はすべて共通で，断面寸法 $b \times D=350\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，せん断スパン比 $a/D=1.5(L=1500\text{mm})$ である。変動因子は，コンクリートの種類(普通, HPFRCC), 主筋の配筋(平行, X 形), プレストレス(PS)力の有無(PS なし, PS あり)とした。試験体 NC (普通コンクリート, 平行配筋, PS なし) が標準試験体であり，主筋はプロトタイプ建物を参考にして 4-D19(SD390)とした。HPFRCC を用いた試験体，及び，プレストレス力を導入した試験体では，2.3 に示す曲げ解析結果に基づき主筋の配筋を調節した。

横補強筋は全試験体共通で，2-D10 @ 75mm($p_w=0.54\%$)とした。

なお，プレストレス力は梁断面中央に配した PC 鋼材 1-32φにより導入し，実験開始時の導入

軸力を 580kN (軸力比 $\eta=0.1$) とした。PC 鋼材はシース管内に配し，アンボンドとした。普通コンクリートの試験体はスタブと梁を同時に打設したが，HPFRCC の試験体では梁部分に HPFRCC を先に打設した後に，スタブ部分に普通コンクリートを打設した。

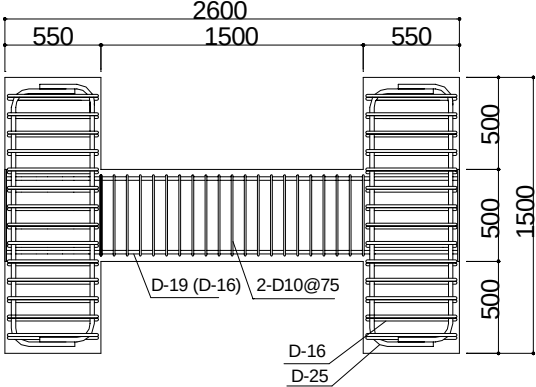


図-2 試験体配筋図 (NC・FC)

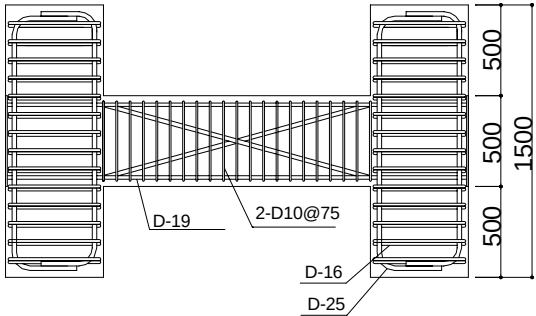


図-3 試験体配筋図 (NC-X)

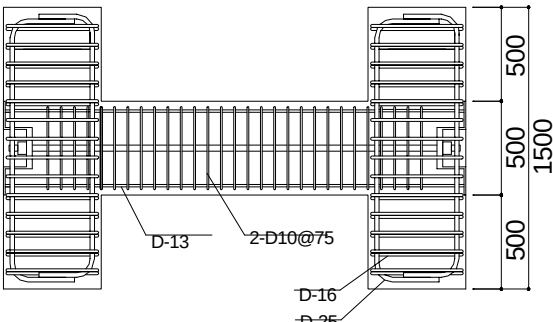
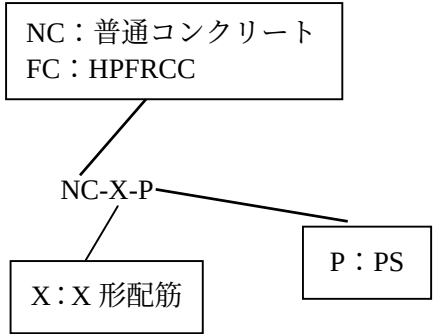


図-4 試験体配筋図 (NC-P)

表-1 試験体一覧

試験体名		NC	FC	NC-P	NC-X
断面					
コンクリート		普通	HPFRCC	普通	普通
主筋	平行筋	4-D19	4-D16	4-D13	2-D19
	X筋	-	-	-	2-D19
SD390	pt	0.73%	0.51%	0.32%	0.73%
横補強筋		2-D10@75			
SD295	p_w	0.54%			
PC鋼材	径	-	-	32φ	-
プレストレス力		-	-	580kN	-



2.3 試験体設計

使用した鉄筋・コンクリートの材料試験結果を表-2、表-3に示す。HPFRCCは粗骨材がないため、ヤング率は普通コンクリートの半分程度になっている。

表-4に各種強度の計算結果一覧を示す。

曲げ強度の比較については、主筋の降伏強度を平均的な降伏強度($1.15\sigma_y$)として計算した。

各試験体は、曲げ終局強度 Q_{mu} が等しくなるように主筋を配筋した。試験体 NC はプロトタイプ建物を参考にして 4-D19(SD390)とした。その他の試験体は、曲げ解析を行い主筋の配筋を決定した。

X 型配筋の試験体 NC-X は、X 型主筋の傾斜角 θ による断面積の補正 ($\cos \theta = 0.966$) の影響は小さいので、NC と同一配筋 4-D19 とした。

試験体 NC-P については、プレストレスのレベルを軸力比 $0.1 (=N/(bD\sigma_B))$ 程度と想定し、主筋を 4-D13、プレストレス力を 580kN とした。

HPFRCC は高い引張靱性を有しており、梁の曲げ降伏強度の上昇に効果があることが報告されている。そこで、HPFRCC の引張靱性を考慮してファイバーモデルによる曲げ解析を行い、主筋を決定した。解析に用いた HPFRCC の応力度-ひずみ度関係のモデルを図-5に示す。文献2)では HPFRCC の引張強度 f_t を実験値の $1/2$ とした解析により実験結果が良く評価できることが示されている。それを参考に、引張強度を略算式 $f_t = 0.56\sqrt{\sigma_B}$ の $1/2$ とし、 $0\% < \varepsilon < 2.0\%$ で $f_t = 0.28\sqrt{\sigma_B}$ としして解析を行った。

表-4 各種強度比較

試験体名	$Q_{mu}[1]$ 平均 kN	$Q_{mu}[1]$ 上限 kN	$V[2]$ ($R_p=0$) kN	$R_p[2]$ ($V=Q_{mu}$) %	$\tau_{bu}[3]$ 上端 N/mm ²	$\tau_{bu}[3]$ 下端 N/mm ²	$\tau_f[3]$ N/mm ²	$V_{bu}[3]$ ($R_p=0$) kN	$V_{bu}[3]$ $R_p(V=Q_{mu})$ kN	$R_p[3]$ ($V_{bu}=Q_{mu}$) %
NC	292.1	316.1	557.1	2.47	3.79	4.51	4.41	497.7	313.7	2.44
NC-P	292.6	302.8	557.1	2.61	5.49	6.53	3.02	610.3	386.8	3.25
NC-X	287.4	311.1	711.8	3.80	9.46	11.26	4.41	989.6	332.1	3.92
FC	207	223.8	557.1	3.40	4.48	5.33	3.7	543.4	273.4	3.7

[1]主筋の降伏強度を平均的な強度($1.15\sigma_y$)、上限強度($1.25\sigma_y$)として計算 [2]靱性保証指針のせん断強度式により計算 [3]靱性保証指針により計算

図-6に HPFRCC を用いた部材について主筋を 4-D19 から 4-D13 まで変化させたときの $M-\phi$ 関係を示す。これより、NC と強度が等しくなるような主筋として、4-D16 を用いることとした。

横補強筋については、試験体 NC が曲げ降伏後せん断破壊する時の降伏ヒンジの塑性回転角 $R_p^{3)}$ が 2.5%程度となるように設計した。各因子がせん断余裕度に与える効果を見るために横補強筋比は各試験体共通とした。

R_p の算定については主筋の降伏強度を上限強度($1.25\sigma_y$)として計算した。

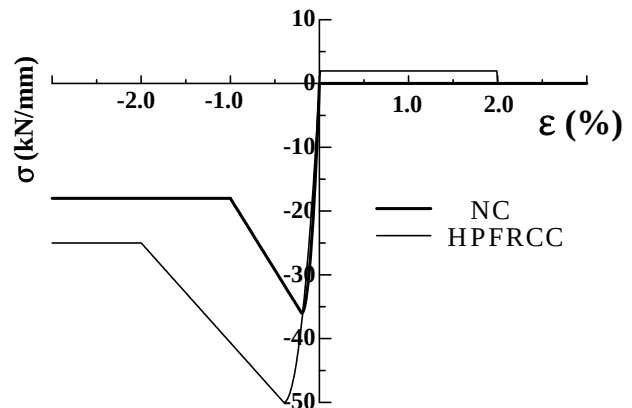


図-5 応力度-ひずみ度関係

表-2 鉄筋強度

	降伏応力 [N/mm ²]	ヤング率 [10 ⁶ N/mm ²]
D10	360.33	0.193
D13	408.86	0.178
D16	440.35	0.187
D19	442.55	0.196

表-3 コンクリート強度

圧縮強度 (N/mm ²)	最大荷重 時ひずみ	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング率 (10 ⁴ N/mm ²)
36.13	0.20%	2.99	2.919
34.18	0.34%	-	1.57

τ_{bu} : 付着信頼強度 τ_f : 設計用付着応力度の上限強度 V_{bu} : 付着破壊の影響を考慮したせん断強度 FC : HPFRCC の効果無視 (主筋 D16)

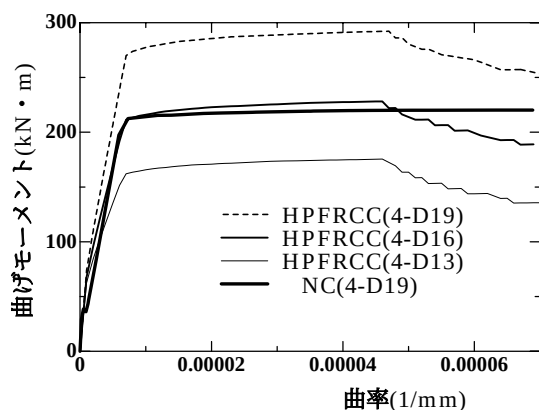


図-6 曲げモーメント-曲率関係

2.4 加力装置および加力方法

加力装置図を図-7に示す。試験体である梁を縦にした状態に設置し、図中の鉛直ジャッキにより軸力を0kNに保ち、上下のスタブが水平になるように制御しながら、水平ジャッキによってせん断力を载荷する。

せん断力の载荷は変位制御により、部材角 $\pm 1/400$ を1サイクル、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ 、 $\pm 1/20$ を2サイクルずつ行った。1/100、1/50及び1/25のサイクルの後には小振幅として $\pm 1/400$ （ $\pm 1/200$ ）のサイクルを入れた。せん断破壊による急激な耐力低下が認められた時点、または耐力が最大耐力の50%程度に低下した時点で加力を終了した。

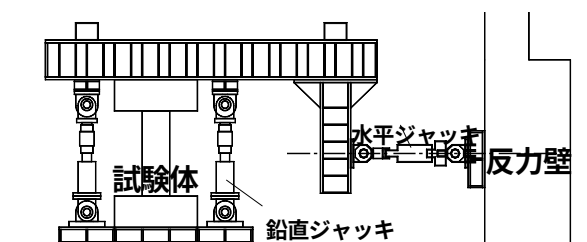


図-7 加力装置図

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-8に各試験体の荷重-変形関係、図-9に最終ひび割れ状況、表-5に計算値と実験値の比較を示す。ここで、限界変形は①耐力が最初に最大荷重の80%まで低下する時、②荷重-変形関係抱絡線が最大荷重の80%に低下するときの2通りを実験値とし、計算値は部材角が R_p の時の変形とした。

NCは部材角1.5%の2回目のピーク付近で上

端側の試験体中央部に主筋に沿った付着ひび割れ（幅0.1～0.8mm）が生じた。部材角2.0%の1サイクル目に付着ひび割れの幅が開き（1.7mm）、耐力が低下した（最大時の約90%）。部材角3.0%では上端側で主筋が見える程度までコンクリートが剥落し、耐力が低下し（1回目約75%、2回目約60%）、最終的には付着割裂破壊した。

X型配筋した試験体NC-XはNCと比べてスリップ性状が少なくエネルギー吸収能力に富む履歴性状が得られた。梁端部ヒンジ領域のせん断ひび割れ幅がNCと比べて小さく、また、部材角3.0%程度まで試験体中央部にせん断ひび割れ、付着割裂ひび割れともに生じなかった。部材角4.0%で梁端部ヒンジ領域の圧縮コンクリートが剥落し始めるまでは、繰り返し第2サイクルでも耐力低下はほとんど見られなかった。部材角5.0%で耐力が低下し始めた（1回目約90%、2回目約75%）。

プレストレスを導入したNC-Pはひび割れ幅が小さく、本数も少ないためスリップ性状はほとんど見られなかったが、履歴ループの形状は原点指向型であった。水平変形の増大に伴って軸方向の伸び変形が生じPC鋼棒が伸びプレストレス力が増加するため、曲げ降伏後も曲げ強度が上昇した。部材角4.0%のサイクルで圧縮側コンクリートの圧壊が生じ始めて耐力が低下し始めた。部材角5.0%のサイクルで引張側主筋が数本破断し、耐力が低下した（1回目約75%、2回目約60%）。

HPFRCCを使用したFCは部材角0.25%のサイクルから上端側の危険断面（梁とスタブの境界面）に曲げひび割れが発生した（幅0.6mm）。また、部材角1.0%のサイクル時に危険断面で上端側と下端側の曲げひび割れが貫通して大きく開いた。この時点で危険断面でのHPFRCCの引張応力負担能力は失われ、耐力が約80%に低下した。その後は、危険断面曲げひび割れの位置でのすべり挙動が卓越した。この試験体では、ヒンジ領域ではある程度のひび割れ分散が見られたものの、危険断面のひび割れが早期に大きく

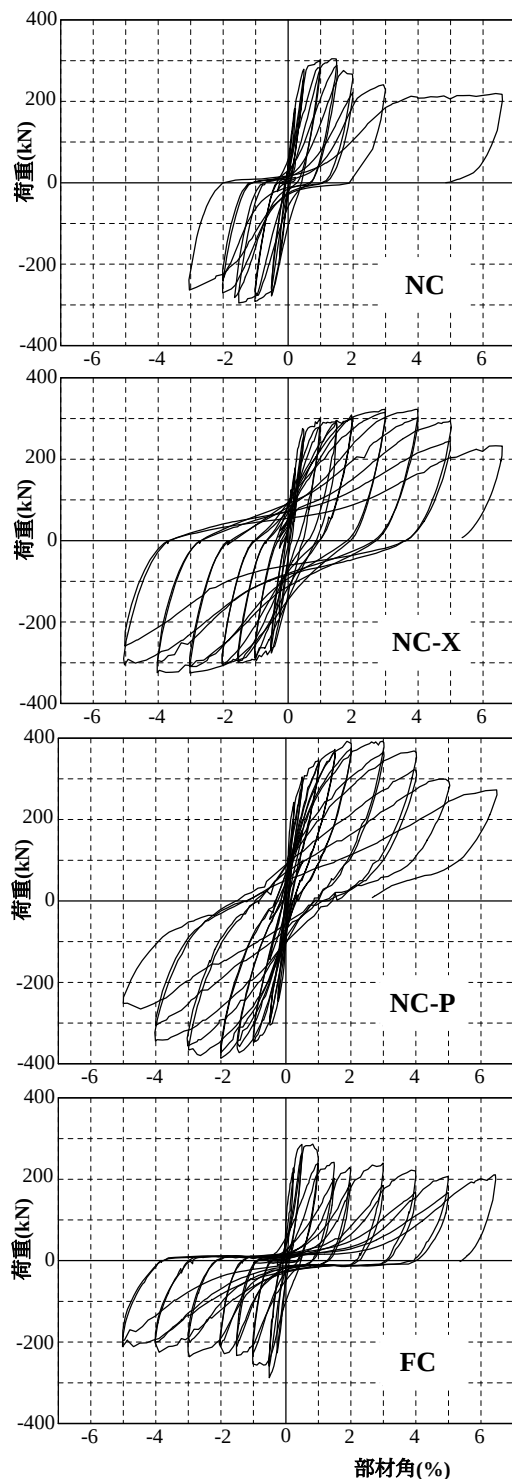


図-8 荷重－変形関係

開いたため、履歴ループはスリップ性状を示し、当初に期待した程の高いエネルギー吸収能力は得られなかった。危険断面位置でのすべり変形が卓越したのは、HPFRCC は粗骨材を含まないモルタルであるため、ひび割れ面での骨材の噛み合い作用が小さいこと、また、この試験体は引張鉄筋比 $p_t=0.5\%$ と主筋量が少なく主筋によるダボ抵抗も小さかったためと考えられる。

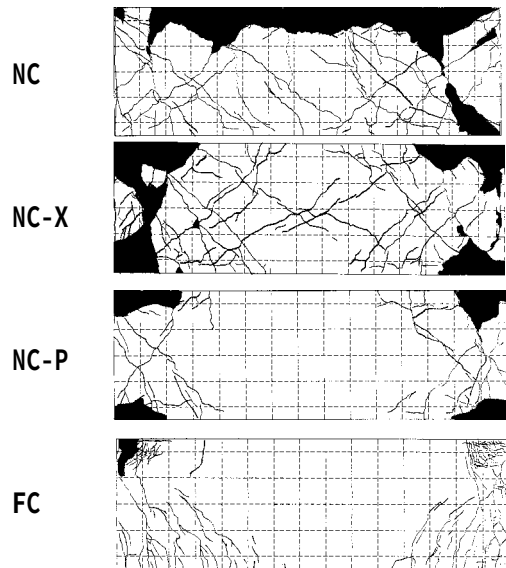


図-9 最終ひび割れ状況

図 9 より、危険断面にひび割れが集中した FC を除けば、NC-P が最も損傷が少なかった。

3.2 付着応力度

図-10 に上端主筋の付着応力度－部材角関係を示す。

図のように NC は、付着ひび割れが発生した部材角 1.5% で外主筋の付着応力度が低下し、幅が開いた部材角 2.0% で中主筋の付着応力度が低下している。それに対し、NC-X、NC-P は、大変形時まで付着応力度を保っていることがわかる。

3.3 エネルギー吸収能力

等価剛性は以下のように求めた。

表-5 計算値と実験値の比較

	NC		NC-X		NC-P		FC	
	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値
初期剛性[kN/mm]	424.0	161	423.0	225	391.8	201	247**	176
曲げ降伏時の部材角[%]*	0.35	0.45	0.35	0.38	0.34	0.47	0.42**	0.44
曲げ降伏時のせん断力[kN]	281.3	273.6	276.7	253.2	278	294.4	281	281.5
最大荷重[kN]	292.1	304.5	287.5	322.9	292.5	392.5	304.1	286.6
限界変形時の部材角1[%]	2.82	1.99	4.15	4.99	2.95	4.91	3.84	1.48
限界変形時の部材角2[%]		2.83		5.93		4.71		1.95

*：菅野式により計算（FC も同様）

**：HPFRCC のヤング係数を普通コンクリートの 50% として計算

履歴ループのエネルギー ΔW は、図 11 に示すように、各加力サイクルの正側・負側のそれぞれループごとに求め 2 倍した。等価ポテンシャルエネルギー W_e は、そのループの最大荷重 P_{max} とピーク時変位 δ_{max} から求めた。2 回目加力半サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} を図-12、図-13 に示す。

NC と比較すると、NC-X は h_{eq} が大変形まで低下せず、高い値を維持する。NC-P はループが原点指向型となるため値は低いが、スリップ性状が少ないため、大変形時にも低下しない。

FC は部材角 1%程度までの小変形時には X 型配筋の試験体と同程度の高い値を示すが、危険断面のひび割れが貫通し、耐力低下した部材角 1.0%以降は前述のように危険断面でのスリップ変形が卓越したため、当初期待した高いエネルギー吸収能力は得られなかった。

4. まとめ

梁の静的漸増荷重実験を行った結果、エネルギー吸収能力の改善に最も効果が見られたのは NC-X であった。X 形配筋にすることにより、せん断ひび割れが開きにくい、スリップ性状が小さい、塑性変形能力が大きいなどの効果が見られ、エネルギー吸収能力が高いことがわかった。

また、危険断面が大きく開いた部材角 1%程度までは HPFRCC の使用はエネルギー吸収能力の向上に効果があることが分かった。

謝辞

本実験の計画および実施では、鹿島建設技術研究所 永井寛氏及び東北大学大学院 堀則男助手に、HPFRCC の製作・打設では鹿島建設技術研究所 関田徹志氏に、多大なるご尽力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 関田徹志：高靱性繊維補強セメント材料の設計現状、コンクリート工学, Vol.38, No6, 2000.6
- 2) 永井 寛, 高稲宜和, 関田徹志, 丸田誠：高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状その 2 実験結果の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.313-314, 2001.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

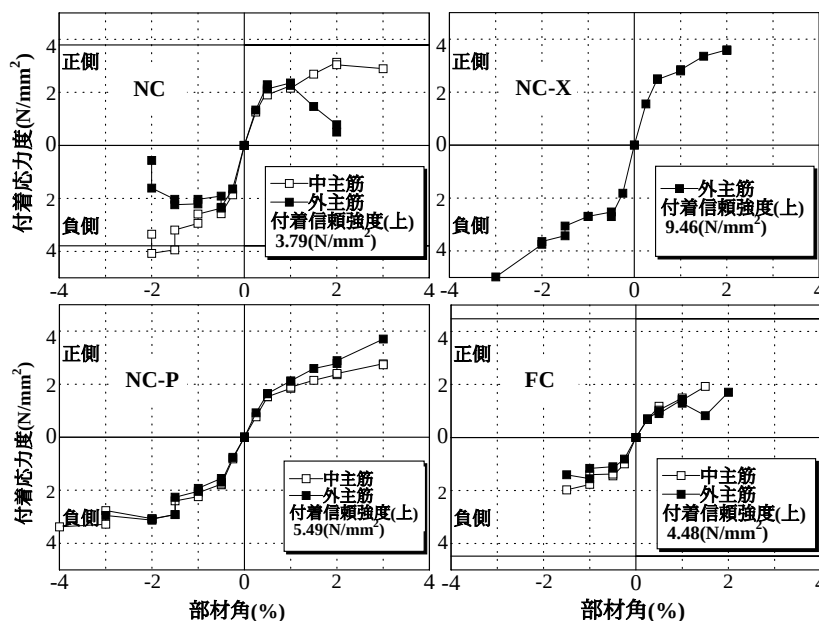


図-10 付着応力度一部材角関係

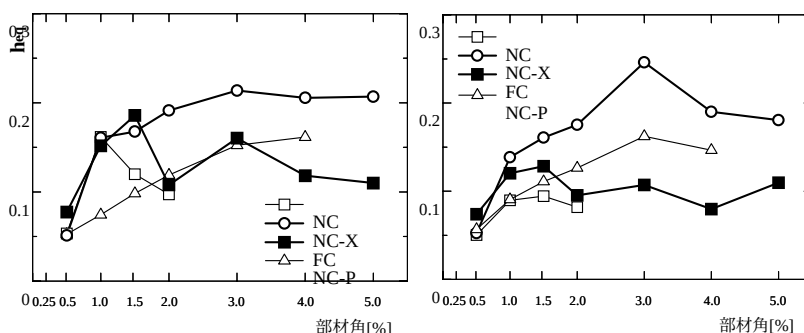


図-12 h_{eq} -部材角関係
(正側)

図-13 h_{eq} 部材角関係
(負側)

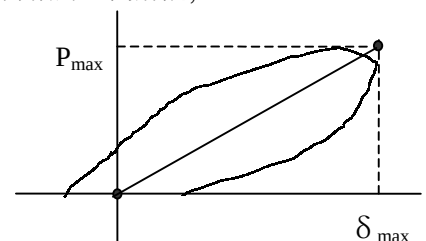


図-11 等価靱性

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right)$$

$$\Delta W = \text{Area of hysteresis loop} \times 2$$

$$W_e = \text{Area under loading curve} \times 2$$

$$= \frac{1}{2} P_{max} \times \delta_{max} \times 2$$