

琉球大学学術リポジトリ

亜熱帯の塩害環境下におけるRC柱の耐震性能に関する実験的研究

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学工学部 公開日: 2010-08-02 キーワード (Ja): キーワード (En): R/C column, Aseismatic behavior, Corrosion, Exposure test, FRP grid, Electrolytic corrosion test 作成者: 山川, 哲雄, 伊良波, 繁雄, 玉城, 康哉, 中山, 耕一, Yamakawa, Tetsuo, Iraha, Shigeo, Tamaki, Yasuya, Nakayama, Koichi メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/17650

亜熱帯の塩害環境下におけるRC柱の耐震性能に関する実験的研究

山川 哲雄* 伊良波 繁雄*
玉城 康哉** 中山 耕一***

An Experimental Study on Aseismic Behavior of R/C Columns Under Chloride Attack Environment in Semitropical Region

Tetsuo YAMAKAWA* Shigeo IRAHA*
Yasuya TAMAKI** and Koichi NAKAYAMA***

Abstract

In order to investigate the damage affecting aseismic behavior of R/C columns, R/C column specimens sustained damage by electrolytic corrosion test were tested under a constant axial load and alternately repeated lateral loads by using the loading apparatus. Furthermore, R/C column specimens using FRP grid as hoops were tested in the similar manner. The other test specimens were offered to the exposure test in high salty environment in the semitropical and marine region at the coast in Okinawa. When the exposure test comes to an end several years after, these test specimens will be loaded laterally and vertically in order to discuss the damage affecting aseismic behavior of R/C columns under chloride attack environment in the semitropical region.

Keywords : R/C column, Aseismic behavior, Corrosion, Exposure test, FRP grid, Electrolytic corrosion test

1. 序

ウォーターフロント地域における種々のRC造建築物や、海岸沿いに数多く建設された巨大なRC造構築物である原子力発電所などを考えた場合、塩害に対する耐久性能と耐震性能に関する劣化限度を明らかにすることは、21世紀に向けて必要、かつ重要な研究課題であると考えられる。と同時に、このような研究は日本で最も苛酷な塩害環境下にあり、しかも塩害によるRC造建築物の損傷が他の地域に比較してきわめて多い沖縄で行うに適した研究であるとする。本研究は沖縄も含め、広く強震地域に位置する日本及び諸外国のウォーターフロント地域における、RC造建築物の

耐震性と耐久性がからんだ共通課題として捉えることもできる。特に、耐久性の検証には長い期間を必要とする。これまでの研究が材料的な研究と構造的な研究に分かれ、それぞれ個別に行われてきた。その中でも特に、鉄筋腐食によるRC造構築物の耐久性など材料的アプローチに多くの関心がむけられてきた。沖縄では、RC造の学校校舎、橋および住宅等を中心とした塩害による被害調査も数多くなされてきた[1]-[4]。そういう中において、鉄筋腐食がRC部材の力学的性状に及ぼす影響については、RC梁の耐力や付着性状に注目した研究が散見される程度である[5]-[7]。また、塩害等により鉄筋が腐食するという鉄筋コンクリートの

受理：1994年5月17日

本研究の概要は日本建築学会九州支部研究発表会で1994年3月発表済み。

* 工学部環境建設工学科 Dept. of Civil Engineering & Architecture, Fac. of Eng.

** (株)国建 Kuniken

*** 大学院工学研究科建設工学専攻 Graduate Student, Architectural Eng.

弱点を克服することを目的に、鋼より引張強度が高く、軽量でかつ磁性を帯びにくく、耐薬品性にも優れ、しかも錆びない連続繊維補強筋（以後、FRP筋と呼称する）をコンクリートの補強材に利用する研究開発も活発に行われている[8]。以上の観点から、1992年度に壁筋に鉄筋を用いたRC造耐力壁試験体6体と、連続繊維補強筋（FRP筋）を壁筋に用いた耐力壁試験体5体の合計11体を製作し、電食により鉄筋を強制的に腐食させた耐力壁と、FRP筋を壁筋に用いた試験体の耐震性能について検討した。そのうち6体（すべて有塩で在来鉄筋使用試験体3体、FRP筋使用試験体3体）は東シナ海に面した沖縄の海岸で1992年12月10日以降、自然暴露中であり（写真-1参照）、電食により鉄筋を強制的に腐食させた試験体を含めた5体（健全試験体1体、電食試験体2体、FRP筋使用試験体2体）は、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を終了している。これらの実験結果によれば、鉄筋が錆びてコンクリートにひび割れが生じると、RC造耐力壁の耐震性能、なかでも特にじん性が明瞭に劣化することが分かった[9]。なお、以上のことは1993年度に行った耐力壁の補充実験でも再度検討され、さらに研究を進めなければならない必要性を強く痛感させられた[10]。また、連続繊維補強筋（FRP筋）に関しては、1993年度の実験により、かぶり厚さを十分確保することを前提に曲げ補強筋としての在来鉄筋やエポキシ樹脂塗装鉄筋などと併用すれば、構造用補強筋としての活用がさらに期待できそうであることが分かった[11]。以上のことから、本研究の目的は次の4点に集約される。

- 1) 柱、及び耐力壁に関して、鉄筋腐食が耐震性能（剛性、耐力、じん性、エネルギー吸収量）に及ぼす影響を明らかにする。ただし、本研究では柱に限定する。
- 2) 高強度の連続炭素繊維を樹脂に含浸させながら格子状に一体成形した連続繊維補強筋（FRP筋）を、

中子筋付の帯筋として用いたRC柱の耐震性能について検討する。

- 3) 鉄筋腐食により損傷を受けた鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断の目安と、地震時のかぶりコンクリートの剝落に対する居住安全性についても検討する。
- 4) 亜熱帯の塩害環境下における沖縄において、材料用試験体を海岸に暴露することにより、鉄筋の腐食速度に及ぼす各種要因による影響を究明する。

以上の研究に基づき、構造的な面と材料的な面の両面から総合して、鉄筋の限界腐食量（許容腐食量）を明らかにし、また在来筋に替わるFRP筋の使用限度について検討することが本研究の最終目標である。そのために、本研究は亜熱帯の塩害環境下における沖縄において、構造実験と材料実験（暴露試験を含む）を同一条件（コンクリート、鉄筋、暴露場所、暴露期間）のもとで平行して行ない、両者から総合して鉄筋の限界腐食量、及びそれに基づいたRC部材の寿命予測を求めるために、耐震・耐久の両性能の劣化限度を明らかにしようとする実験的研究である。その中で本論文では、この研究の最初のステップとして上記に挙げた1)電食により鉄筋を強制的に腐食させたRC柱と、2)FRP筋を中子筋付の帯筋として用いたRC柱の耐震性能について検討することが目的である。すなわち、電食試験により鉄筋を強制的に腐食させたRC柱試験体4体（このうち1体は電食なしの基準試験体）と、FRP筋を中子筋付の帯筋として用い、主筋には在来の鉄筋を用いたRC柱試験体4体（FRP筋使用試験体2体とそれに対応した基準試験体2体）をそれぞれ作製し、一定軸圧縮力下（ $0.22c\sigma_b$ ）の正負繰り返し水平加力実験を行う。さらに、その実験結果から腐食鉄筋が剛性、耐力、じん性、エネルギー吸収量などの耐震性能に及ぼす影響を検討するとともに、FRP筋についても同様に耐震性能を検討する。

2. 実験計画

2.1 試験体一覧

本研究では電食により鉄筋を強制的に腐食させた柱試験体と、FRP筋を中子筋付の帯筋として用い、主筋には在来の鉄筋を用いたRC柱の一定軸圧縮力下（ $0.22c\sigma_b$ ）の正負繰り返し水平加力実験をおこなう。よって、電食した試験体とFRP筋を用いた試験体、またそれぞれに対応する基準試験体を用意した。電食試験体と実際の塩害を反映した自然暴露試験体の比較を行うため、暴露試験体も必要である。表-1に今回

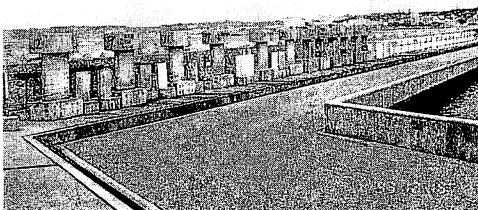





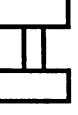




写真-1 試験体の暴露状況

表-1 柱の試験体一覧

	在来筋					新素材
	健全 (自然暴露対応)	自然暴露	健全 (電食対応)	電食	健全 (NFC対応)	NFC
有塩	RCC-SN-2 	RCC-SC1 RCC-SC2 RCC-SC3 	RCC-SN-1 	RCC-SCe1 (623 A h) RCC-SCe2 (1186 A h) RCC-SCe3 (3200 A h) 		
無塩	RCC-NN-3 	RCC-NC-1 RCC-NC-2 RCC-NC-3 			RCC-NN-1 (@ 60mm) RCC-NN-2 (@ 40mm) 	NFC-NN-1 (@ 60mm) NFC-NN-2 (@ 40mm) 

注1) 網掛をほどこした柱試験体が今回加力実験の対象試験体であり、白抜き
の試験体は現在海岸で暴露中である。
注2) 有塩試験体には海水相当のNaCl 3重量%水溶液が混練水として用いられた。

製作した試験体16体を示す。16体のうち白抜きの試験体6体 (RCC-SC-1~3, RCC-NC-1~3) は現在、耐力壁を暴露している東シナ海に面した沖縄の海岸で暴露試験中である。実際に加力実験する試験体は表-1の網をかけた試験体10体である。電食試験体 (RCC-SCe-1~3) は、比較のための健全試験体1体 (RCC-SN-1) を合わせて計4体である。また、自然暴露対応の健全試験体2体 (RCC-SN-2, RCC-NN-3) も基準試験体として今回の実験対象とした。FRP筋を使用した試験体は、中子筋付の帯筋にFRP筋を用いた試験体2体 (NFC-NN-1, 2) と、基準試験体2体 (RCC-NN-1, 2) の計4体である。

各試験体には、それぞれ圧縮試験用テストピース3体、割裂試験用テストピース3体の計6体を用意した。特に、電食試験体3体に関しては電食後の鉄筋の腐食状況や材料力学特性を調べるため、モニター用試験体として同一断面と同一配筋を有する柱試験体 (250×250×500mm) を、各電食試験体につき1体づつ製作した。

2.2 電食試験体と暴露試験体

今回使用する試験体は、図-1に示すように250×

250×750mmの柱試験体部分と、480×500×1200mmの上下スタブ部分により構成されている。試験体のせん断スパン比 (M/QD) は1.5としており、曲げ破壊先行の試験体である。試験体部分の主筋には12-D10 (SD345) の鉄筋を使用し、主筋量 $P_g=1.37\%$ であり、中

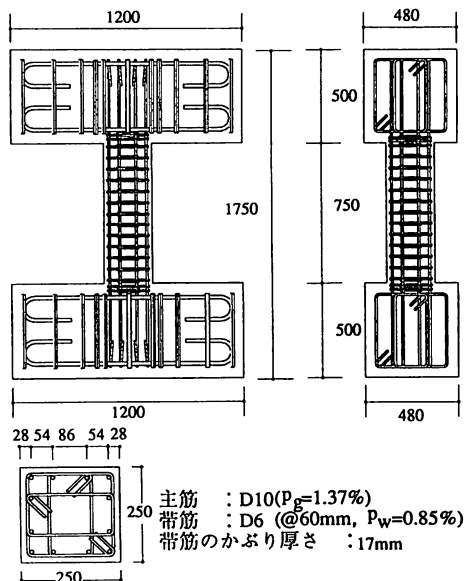


図-1 電食、暴露用試験体の形状、寸法、配筋図

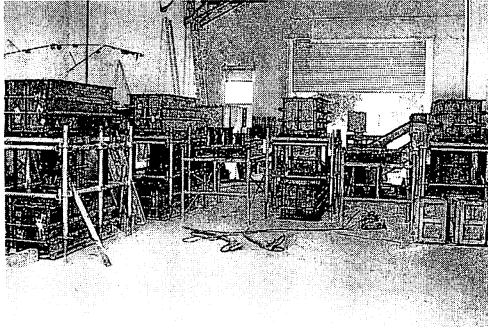


写真-2 柱試験体製作用の鋼製型枠

子筋付き帯筋にはD6 (SD295A) を60mmピッチで使用し、帯筋量 $P_w=0.85\%$ である。スタブ部分には主筋にD19の鉄筋、腹筋にD13、帯筋にD10の鉄筋を用いた。かぶり厚さは、柱試験体部分では帯筋表面より17mm、スタブ部では帯筋より50mmである。電食試験体3体と比較のための健全試験体1体の計4体（すべて有塩）は同一バッチの生コンクリートで打設した。また、自然暴露試験体6体（無塩3体、有塩3体）と基準試験体2体（無塩1体、有塩1体）も4体ずつに分け、それぞれ同一バッチで打設した。すなわち、鋼製型枠を4体用意した（写真-2参照）。また、有塩試験体には海水相当のNaCl 3重量%水溶液を混練水として用いた。

2.3 電食試験

柱試験体部の電食は図-2 (a)に示すように、金網をゼラチン状の寒天で包み込んだ電極板を上下のスタブを除いた柱の表面に4面ともあて、もう一方の電極である主筋の間に一定の直流電流を流した（写真-3参照）。これらの総積算電流量は表-1に示すとおり

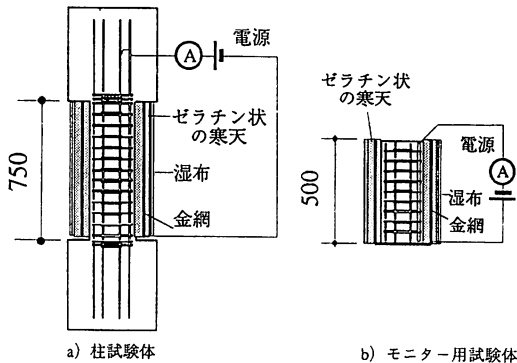


図-2 電食試験の概略図

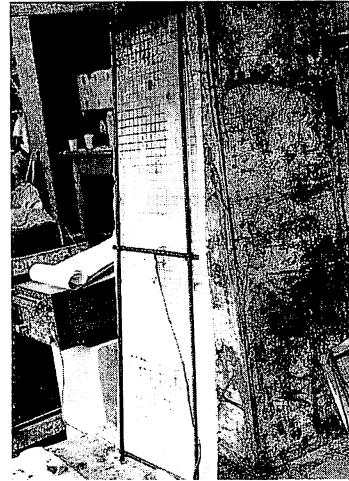


写真-3 電食用柱試験体の電極板

である。すなわち、RCC-SCe-1は623Ah、RCC-SCe-2は1186Ah、RCC-SCe-3は3200Ahであり、試験体の数字が大きくなるにしたがって、より多くの電流を流した。

柱試験体における主筋の腐食状況を推測するために、同一断面と同一配筋を有する高さ50cmのモニター用材料試験体を製作し、図-2 (b)のように表面の4面に電極板を取り付け、表-1の積算電流に比例 ($500/750 \approx 0.67$ 倍) させた電流を流した。

2.4 連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いた試験体

試験体は主筋 (D10-SD345) を共通にして、中子筋付帯筋を在来の鉄筋 (D6-SD295A) で60mmと40mmピッチで配筋した試験体各1体に対応させて、格子状に一体成形した連続繊維補強筋 (FRP筋) を中子筋

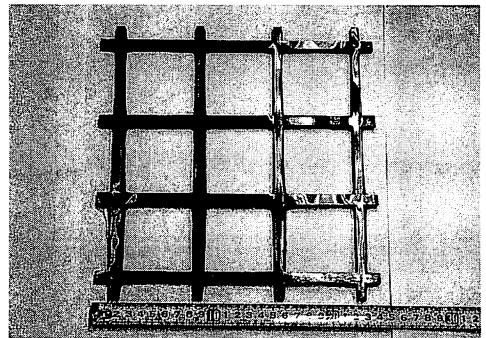


写真-4 帯筋として用いた格子状FRP筋

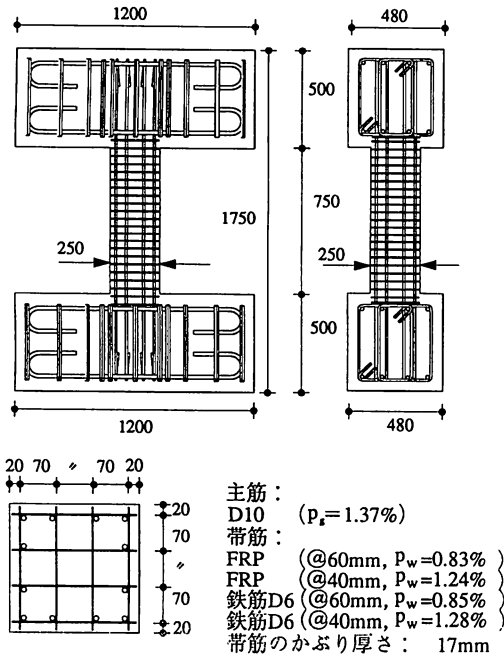


図-3 連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いた試験体の形状, 寸法, 配筋図

付の帯筋 (写真-4 参照) として同じピッチで配筋した。しかも, これらの4体は同一バッチの生コンクリートを用いて, 4体同時に打設した。

試験体の形状, 寸法及び配筋図を図-3に示す。試験体の形状, 寸法は電食試験体や暴露試験体と同様に, 試験体のせん断スパン比 (M/QD) は1.5としており, 曲げ破壊先行の試験体である。なお, FRP筋の断面積はD6の公称断面積 (0.32cm²) とほぼ同じ断面積 (0.31cm²) である。

3. 測定及び載荷方法

3.1 測定方法

変位計の取り付け詳細を図-4に示す。水平方向を測定する変位計は感度200 (1mm : 200 μ , ストローク50mm) の変位計を用い, 鉛直方向を測定する変位計は感度500 (1mm : 500 μ , ストローク25mm) の変位計をそれぞれ用いた。図-4より1番 (試験体の裏側に2番の変位計を同様に設置した) と2番の変位計で柱試験体部分の水平変位を測定する。3番と4番の変位計で柱中央部, すなわち反曲点位置の水平変位を, 5~8番の鉛直方向に取り付けた変位計で柱中央断面の回転角と同時に柱の伸縮を測定する。9番と10番の変位計

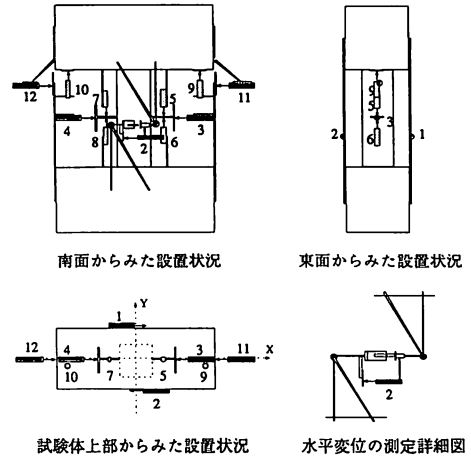
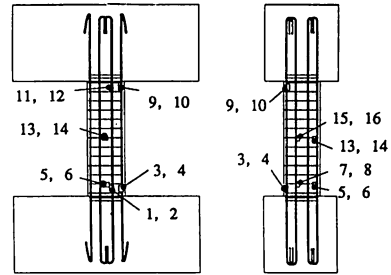


図-4 変位計の取り付け詳細図



番号	ゲージ位置
1, 2	柱脚主筋ゲージ (内側)
3, 4	柱脚主筋ゲージ (外側)
5, 6	柱脚帯筋 (外周筋)
7, 8	柱脚帯筋 (内周筋)
9, 10	柱頭主筋 (外周筋)
11, 12	柱頭主筋 (内周筋)
13, 14	柱中央帯筋 (外周筋)
15, 16	柱中央帯筋 (内周筋)

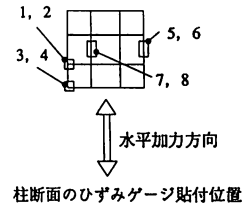


図-5 柱試験体におけるゲージ貼付位置

で柱頭の鉛直変位を, 11番から12番の変位計で水平変位をそれぞれ測定する。これらの変位計はチェックのために取り付けた。

柱試験体の主筋と帯筋のひずみを測定するために, ひずみゲージ (ゲージファクターは2.14, 校正係数は0.935を使用) を図-5のように貼付した。主筋に貼るゲージは加力方向と平行に並んだ2本の主筋を選んで, モーメントが最大となる柱頭, 柱脚付近に4箇所 (図の1~4と9~12番の位置), 各点に裏表1枚ずつ貼付した。帯筋には柱脚部の外周筋 (図の5, 6番) と中

子筋（図の7，8番）にそれぞれ加力方向と平行になるよう、各鉄筋の中央部に貼付した。

また、FRP筋を用いた試験体には柱中央部の外周筋と中子筋の2箇所にはひずみゲージを貼った。

3.2 載荷方法

今回の実験はRC柱の耐震性能について検討するので、正負繰返し水平加力を行う。なお、載荷プログラムは図-6を参照されたい。軸圧縮力は中柱を想定し、加力装置の自重が試験体に作用する分（4.64 ton）も含めて $0.22c_s\sigma_B$ とし、実験開始から終了時まで一定とした。水平加力はひび割れが発生するまでは荷重制御により行い、ひび割れ発生後は柱の部材角Rを0.5%

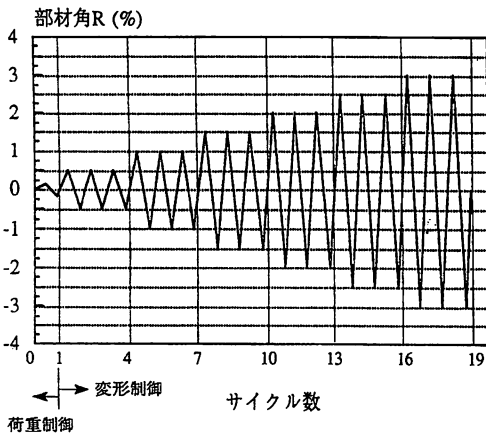


図-6 載荷プログラム

づつ、同一振幅で3サイクルづつ正負繰返しの変形制御で3%まで行った（図-6参照）。加力装置は、図-7に示すような建研式大型加力装置を用いた（写真-5参照）。試験体はその上下スタブ部を、下方はテストベッドに、上方は加力フレームに、計26本のPC鋼棒を用いて取り付けた。水平加力用ジャッキはその加力中心の延長線上に柱試験体部の中央部（反曲点位置）があたるように設置した。

4. 実験結果及び検討

4.1 電食試験体と暴露基準試験体の実験結果及び考察

4.1.1 材料試験結果

電食試験体（有塩4体）及び暴露基準試験体（有塩、無塩の各1体の計2体）に関する材料試験として、テストピースの圧縮試験と割裂試験、また鉄筋の引張試験

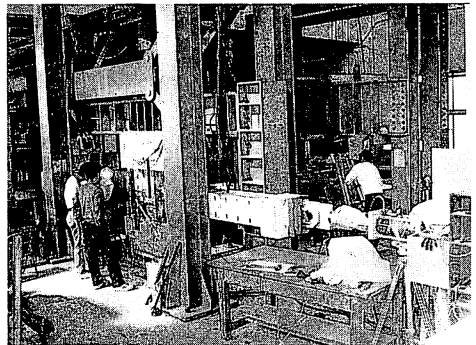


写真-5 建研式大型水平加力装置

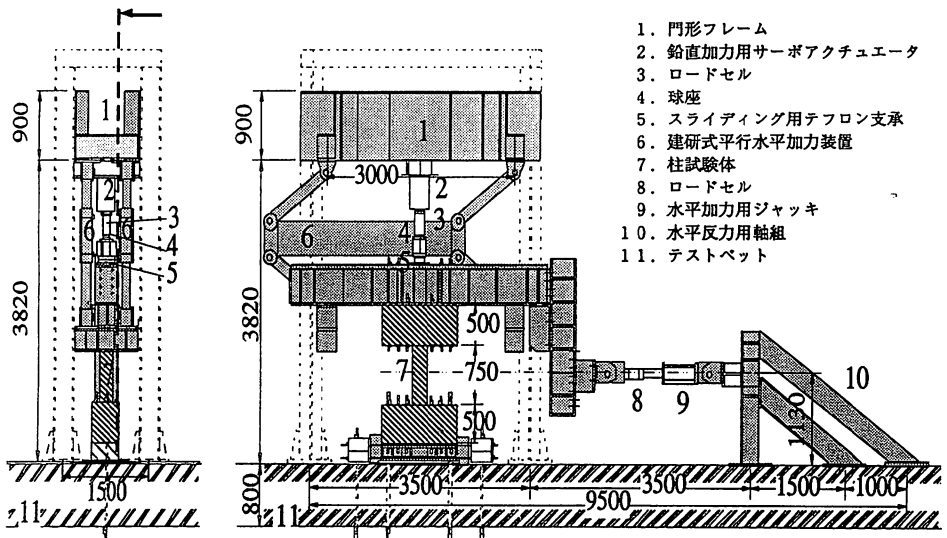


図-7 建研式大型水平加力装置と試験体取り付け状況（単位：mm）

表-2 電食試験体と暴露基準試験に関するコンクリートの力学特性と材料特性

RC柱試験体		$c\sigma_B$ (MPa)	$c\epsilon_1$ (%)	σ_t (MPa)	cE (GPa)	スランプ値 (cm)	空気量 (%)	
電食 (有塩)	RCC-SN-1	24.2	0.214	2.40	25.4	16	5.5	
	RCC-SCe-1(623Ah)	27.0	0.244	2.24	26.0			
	RCC-SCe-2(1186Ah)	25.8	0.272	2.36	24.0			
	RCC-SCe-3(3200Ah)	28.0	0.281	2.56	24.7			
暴露	有塩	RCC-NN-3	31.6	0.290	2.26	30.4	15	3.0
	無塩	RCC-SN-2	31.3	0.280	3.05	25.6	20	5.6

注)
 $c\sigma_B$: シリンダー強度
 $c\epsilon_1$: $c\sigma_B$ 時のひずみ
 σ_t : 割裂強度
 cE : 割線ヤング係数

表-3 鉄筋(電食及び暴露基準試験体)の力学特性

補強筋	a (cm ²)	$s\sigma_y$ (MPa)	$s\epsilon_y$ (%)	$s\sigma_u$ (MPa)	sE (GPa)
D6-SD295A (帯筋)	0.32	398.4	0.219	557.4	196.0
D10-SD345 (主筋)	0.71	408.8	0.209	583.9	202.9

注) a: 断面積, $s\sigma_y$: 降伏点応力, $s\epsilon_y$: 降伏点ひずみ
 $s\sigma_u$: 引張強度, sE : ヤング係数

を行った。表-2に圧縮試験、割裂試験の結果を示す。各試験体とも圧縮用テストピース3体、割裂用テストピース3体を用意して試験を行い、表-2のそれぞれの値は3体分の平均値を採用している。 $c\sigma_B$ はテストピースの圧縮強度であり、 $c\epsilon_1$ は圧縮強度時のひずみである。 σ_t は割裂強度、 cE はヤング係数である。

また、鉄筋の引張試験の結果を表-3に示す。鉄筋は、D6-SD295A(帯筋に使用)とD10-SD345(主筋に使用)を、鉄筋の束から無作為に取り出したものを3本ずつ引張試験に供した。aは断面積で、 $s\sigma_y$ は降伏点応力、 $s\epsilon_y$ は $s\sigma_y$ 時のひずみをそれぞれ表す。 $s\sigma_u$ は最大応力、すなわち引張強度であり、 sE はヤング係数である。

4.1.2 電食試験結果

電食試験は2.3で述べた方法で行った。表-4に電食試験終了後の柱試験体のひび割れ状況を示す。各試験体とも代表的なWEB(南)面とFLANGE(東)面を

載せた。最下段の数字は最大ひび割れ幅をmm単位で表示した。この表で見ると、ひび割れ本数やひび割れ幅は総積算電流に必ずしも比例しないことがわかる。これは、電食がある程度進むとひび割れが発生し、電食による腐食生成物が発生したひび割れを伝ってカバーコンクリートを破壊することなく試験体外部に流出してしまうためであると思われる。この点については、電食試験体が実際の塩害を反映しているかどうか不明であり、今後さらに検討する必要がある。

柱試験体における主筋の腐食状況を推測するために、モニター用試験体を製作し、表-2の総積算電流に比例(0.67倍)させた電流を流した。電食試験終了後、モニター試験体から腐食した鉄筋を取り出し腐食減量の測定をした。また、その腐食した鉄筋の中から無作為に3本ずつ取り出し、それぞれ引張試験を行っ

表-4 電食終了後の柱試験体におけるひび割れ状況

RCC-SCe-1		RCC-SCe-2		RCC-SCe-3	
WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE
0.25	0.3	0.3	0.25	0.2	0.4

表-5 電食による腐食鉄筋(D10)の腐食減量と力学性質

モニター 電食試験体	総積算電流 (Ah)	腐食前の質量 Wo (g)	腐食後の質量 W (g)	W/Wo	$s\sigma_y$ (MPa)
RCC-SCe-1	417	254	245	0.965	354.5
RCC-SCe-2	795	254	238	0.937	348.7
RCC-SCe-3	2144	255	226	0.886	316.3

た。その結果を表-5に示す。腐食減量は総積算電流量にほぼ比例しており、降伏点応力、 σ_s も徐々に低下しているのがわかる。なお、 σ_s は腐食の強弱にかかわらず、降伏力を鉄筋（D10）の公称断面積で除して求めたものである。

4.1.3 一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験結果

載荷中の試験体に発生するひび割れ状況を観察し、初期ひび割れ発生時と部材角R=0.5, 1.0, 1.5, 2.0,

表-6 電食試験体と暴露基準試験体に関する各部材角における3サイクル終了時のひび割れ状況

	R=0.5		R=1.0		R=1.5		R=3.0	
	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE
電食試験体 (有塩)	RCC-SN-1 (基準試験体)		RCC-SCe-1 (623Ah)		RCC-SCe-2 (1186Ah)		RCC-SCe-3 (3200Ah)	
	RCC-NN-3 (無塩)		RCC-SN-2 (有塩)					

注) 電食試験体RCC-SN-1は基準試験体であるので電流を流していない。

2.5, 3.0%で3サイクル終了時のひび割れ図を, 東西南北の各面それぞれ作成した. 表-6に代表的な部材角R=0.5, 1.0, 1.5, 3.0%でWEB面とFLANGE面を整理したひび割れ図を示す. 表-6より, 基本的には

曲げひび割れが先行し, この曲げひび割れがせん断ひび割れに進展していくタイプである. しかし, 一部には主筋に沿った付着割れひび割れも若干観察される. 電食した試験体は基準試験体と比べ, 早くからカバー

表-7 各試験体のQ-R曲線, 材軸伸縮ひずみ

		全変形	伸縮ひずみ
		Q-R 曲線	ϵ_v -R 曲線
電食試験体(有塩)	RCC-SN-1 (基準試験体)		
	RCC-SCe-1 (632Ah)		
	RCC-SCe-2 (1186Ah)		
	RCC-SCe-3 (3200Ah)		
自然暴露基準試験体	RCC-NN-3 (無塩)		
	RCC-SN-2 (有塩)		

注) Q-R曲線における一点鎖線は理論解析によるスケルトンカーブを示す.

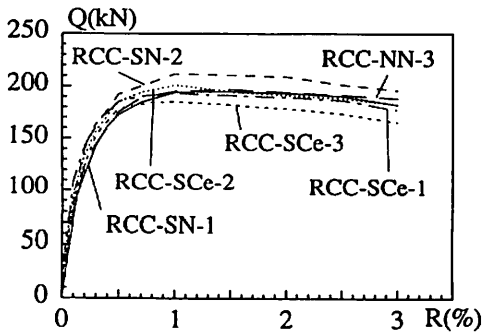


図-8 電食試験体と暴露基準試験体におけるスケルトンカーブの比較

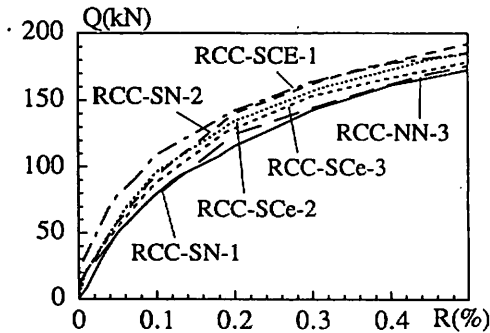


図-9 電食試験体と暴露基準試験体における初期剛性の比較

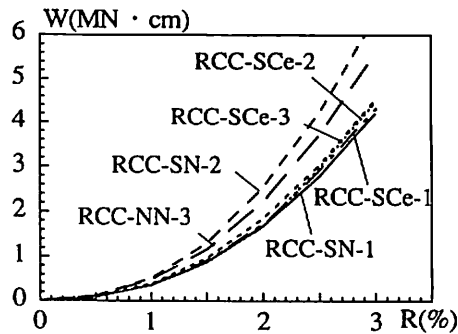


図-10 電食試験体と暴露基準試験体における累積エネルギー吸収量の比較

コンクリートの圧壊が生じている。表-7から見られるように電食の有無にかかわらず、Q-R曲線にはほとんど差異を生じていない。この理由としては次の3点が考えられる。

- 1) 中子筋付きせん断補強筋がかなり多量に配筋されているため ($P_w = 0.85\%$)、横拘束効果によりコアコンクリートが健全のまま保持された。
- 2) 軸圧縮力が小さい ($0.22\sigma_n$)。

3) 主筋量が $P_w = 1.37\%$ と小さく、曲げ破壊先行が保証されていた。

また、材軸方向の伸縮ひずみと部材角の関係である ϵ_v -R 曲線では、正負繰返し回数が部材角とともに大きくなると、電食試験体に若干の劣化が認められた。

図-8に表-7のQ-R曲線から求めた各柱試験体のスケルトンカーブを示す。図-8より最も総積算電流が大きい試験体RCC-SCe-3の最大耐力が若干低下しているが、じん性には顕著な劣化は見られない。他の電食試験体は比較用の健全試験体及び暴露基準試験体と最大耐力、じん性においてほとんど差異がなかった。各試験体の初期剛性を比較するために、図-8のスケルトンカーブを0.5%まで拡大して描いた図を図-9に示す。初期剛性は健全試験体よりも、むしろ電食試験体の方が若干上回っている。

図-10に各試験体の累積エネルギー吸収量Wと部材角Rの関係を示す。部材角Rが0.5~1.0%までは、健全試験体と電食した試験体3体にはほとんど差が見られないが、部材角が大きくなるにしたがって、電食試験体の方が健全試験体を若干上回っている。ただし、図-10より暴露基準試験体は電食試験体よりシリンダー強度が若干高い(表-2参照)ので、累積エネルギー吸収量が一般に高く評価されている。

電食した試験体と健全な柱試験体の耐震性能に関する比較を行った。その結果として、最大耐力やじん性にはそれほど差異がみられなかったが初期剛性、エネルギー吸収量に関しては電食試験体の方が若干上回っていた。この理由としては、鉄筋が腐食することにより膨張圧がコンクリート内に蓄積され、かつ一時的に付着強度が改善されることにより、プレストレス効果と錆によるかみ合い効果が初期の段階で生じたためだと解釈される[7]。

4.2 連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いた試験体の実験結果

4.2.1 材料試験結果

連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いた試験体に関する材料試験として、テストピースの圧縮試験と割裂試験、またFRP筋と鉄筋の引張試験をそれぞれ行なった。表-8に圧縮試験、割裂試験の概要を示す。表-9にFRP筋と鉄筋の力学特性を示す。さらに、鉄筋とFRP筋の σ - ϵ 曲線を図-11に示す。図-11よりFRP筋は鉄筋に比べ最大強度が4倍近くあり、その最大強度に達するまでは線形挙動を示す。そして、最大強度に

表-8 FRP筋を用いた試験体に関するコンクリートの力学特性と材料特性

		$c \sigma_B$ (MPa)	$c \epsilon_1$ (%)	σ_t (MPa)	cE (GPa)	スランブ (cm)	空気量 (%)
FRP筋	NFC-NN-1	29.2	0.29	2.29	23.4	14	4.2
	NFC-NN-2	28.0	0.29	2.47	24.1		
鉄筋	RCC-NN-1	26.0	0.28	2.20	22.6		
	RCC-NN-2	26.0	0.26	2.96	26.8		

表-9 FRP筋と鉄筋の力学特性

補強筋	a (cm ²)	s σ_y (MPa)	s ϵ_y (%)	s σ_u (MPa)	sE (GPa)
FRP筋	0.31	1798.8	1.77	1798.8	101.0
鉄筋	D 6	398.4	0.219	557.4	196.0
	D 10	0.71	408.8	0.209	583.9

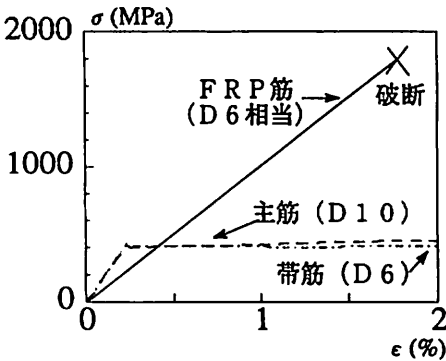


図-11 FRP筋と鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 曲線

達すると破断してしまう。ただし、ヤング係数は鉄筋に比べ、約1/2程小さい。

4.2.2 一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験結果

載荷中の試験体に発生するひび割れ状況を観察し、初期ひび割れ発生時と部材角 $R=0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0\%$ で3サイクル終了時のひび割れ図を、東西南北の各面それぞれ作成した。表-10に代表的な部材角 $R=0.5, 1.0, 1.5, 3.0\%$ でWEB(南)面とFLANGE(東)面を整理したひび割れ図を示す。表-10より、在来の鉄筋を帯筋に用いたRC柱では付着割裂ひび割れがほとんど見られず、基本的には曲げひび割れ先行の曲げせん断ひび割れが支配的であった。一方、帯筋にFRP筋を用いた柱の試験体は、部材角 $R=0.5\%$ の初期の段階から主筋が配筋されている付近に付着割裂ひ

び割れが多く観察された。これは、FRP筋が在来の鉄筋に比べヤング係数が低いため同じ応力レベルで大きなひずみを生じ、このようなひび割れが多く発生したと思われる。

実験で求めた各試験体の $Q-R$ 曲線と ϵ_v-R 曲線を表-11に示す。表-11から見られるように、帯筋にFRP筋を用いた試験体と在来鉄筋を用いた試験体の $Q-R$ 曲線にはほとんど差異が生じていない。また、材軸伸縮ひずみと部材角の関係である ϵ_v-R 曲線でも、FRP筋を用いた試験体と在来鉄筋を用いた試験体には差異が見られなかった。

図-12に表-11の $Q-R$ 曲線から求めた各柱試験体のスケルトンカーブを示す。図-12より、FRP筋を帯筋として配筋した試験体NFC-NN-1, 2は比較用に鉄筋(D6-295A)を同じピッチで帯筋として配筋した試験体RCC-NN-1, 2と最大耐力、じん性においてほとんど差異が見られなかった。ただし、60mmピッチでFRP筋を配筋した試験体NFC-NN-1は最大耐力が若干低下した。各試験体の初期剛性を比較するために、図-12のスケルトンカーブを0.5%まで拡大して描いた図を図-13に示す。初期剛性では在来の鉄筋を用いた試験体とFRP筋を配筋した試験体には、ほとんど差異が見られない。

図-14に各試験体の累積エネルギー吸収量 W と部材角 R の関係を示す。部材角 R が0.5~1.0%までは、在来の鉄筋を帯筋に用いた試験体とFRP筋を帯筋に用いた試験体にはほとんど差が見られないが、部材角が大きくなるにしたがって、前者の方が後者を若干上回っている。この理由としては、表-9および図-11に示すようにFRP筋のヤング係数が鉄筋より小さいために、帯筋によるコンクリートの横拘束効果が小さいためと考えられる。ただし、図-14でFRP筋のピッチが小さい(帯筋量が多い)試験体" NFC-NN-2" が、FRP筋のピッチが大きい(帯筋量が少ない)試験体" NFC-NN-1" よりエネルギー吸収量が小さい実験結果になっている。

表-10 各部材角における3サイクル終了時のひび割れ状況

帯筋 (主筋共通)		R=0.5%		R=1.0%		R=1.5%		R=3.0%	
		WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE
FRP筋	NFC-NN-1 (@60mm)								
	NFC-NN-2 (@40mm)								
鉄筋	RCC-NN-1 (@60mm)								
	RCC-NN-2 (@40mm)								

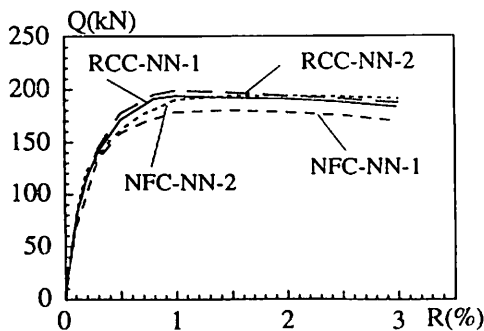


図-12 FRP筋または鉄筋を帯筋に用いた試験体のスケルトンカーブ

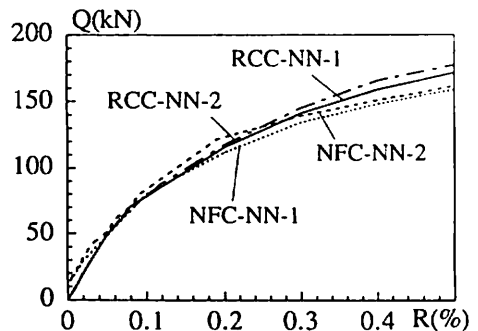


図-13 FRP筋または鉄筋を帯筋に用いた試験体の初期剛性の比較

FRP筋を用いた試験体と在来鉄筋を用いた試験体について、その耐震性能を比較した。それによるとFRP筋を用いた試験体は剛性、じん性に関しては差がない

ものの最大耐力、エネルギー吸収量においては若干低下している。そこで、FRP筋と在来鉄筋を用いた帯筋による横拘束効果について検討した。各試験体の柱中

表-11 各試験体のQ-R曲線, 材軸伸縮ひずみ

帯筋 (主筋共通)	全変形		
	Q-R 曲線	ϵ_v -R 曲線	
FRP筋	NFC-NN-1 (@60mm)		
	NFC-NN-2 (@40mm)		
鉄筋	RCC-NN-1 (@60mm)		
	RCC-NN-2 (@40mm)		

注) Q-R曲線における一点鎖線は理論解析によるスケルトンカーブを示す。

表-12 帯筋 (60mmピッチ) のひずみと部材角の関係 (柱脚)

	FRP筋 (@60mm)	鉄筋 (@60mm)
外周筋		
中子筋		

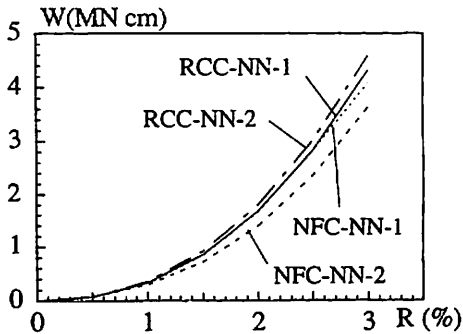


図-14 各試験体の累積エネルギー吸収量と部材角の関係

央と柱脚に貼付したひずみゲージを用いてFRP筋と在来鉄筋の横拘束効果の比較を行った。

表-12, 13, 14より, FRP筋を用いた帯筋のひずみが, 在来の鉄筋を用いた帯筋のひずみより常に大きい

表-13 帯筋(40mmピッチ)のひずみと部材角の関係(柱脚)

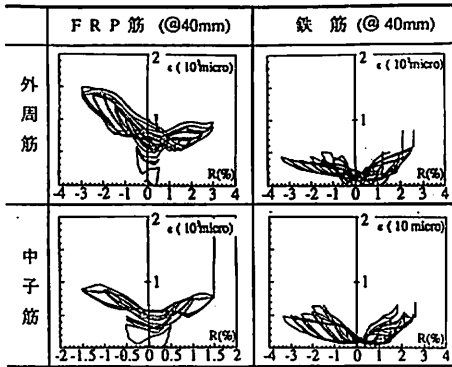
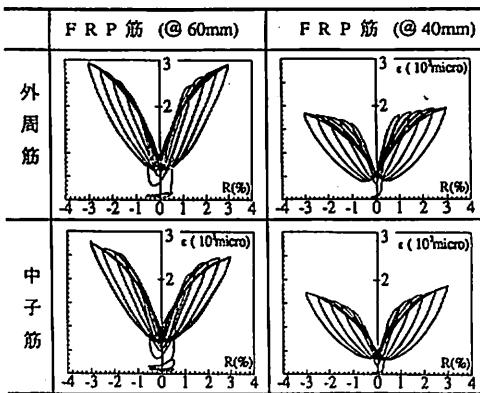


表-14 FRP筋のひずみと部材角の関係(反曲点位置)



ことがわかる。このように横補強筋のひずみが大きいことは、それだけ柱のコアコンクリートが膨張していることになり、FRP筋の横拘束効果が小さいことを意味している。

5. 理論解析

5.1 FIBERモデルを用いたRC柱の弾塑性解析

コンクリートの構成則に帯筋による横拘束効果を考慮するか否かは、コンクリートの強度と靱性に大きな影響を与える。各柱試験体の弾塑性解析を行う前に、RC柱の帯筋が比較的多い場合と少ない場合に分けて、コンクリートの構成則に帯筋による横拘束効果を考慮したManderらの式[12]、崎野・孫式[13]と、これらの横拘束効果を考慮していない従来からのe関数[15]を用いたfiberモデルによる弾塑性解析を行う。この結果、RC柱のN-M相関曲線やQ-R関係に及ぼすコンファインドコンクリートの影響を一部実験結果とも比

較して、解析的に検討する。解析に用いるRC柱試験体は表-1に示すRCC-NN-1である。この試験体は帯筋量が比較的多い試験体 ($P_w=0.85\%$) である。試験体のせん断スパン比 (M/QD) は1.5であり、かつ曲げ破壊先行の試験体である。試験体は主筋(12-D10)と中子付き帯筋(D6-60mmピッチ)で配筋した試験体である。一方、帯筋量が少ない試験体 ($P_w=0.26\%$) として、帯筋が外周筋のみで(D6-100mmピッチ)、それ以外はすべてRCC-NN-1と同じ試験体を解析モデルとして仮に採用する。この試験体はまだ未実験の試験体であり、RCC-NN-1'と仮称する。また解析に用い

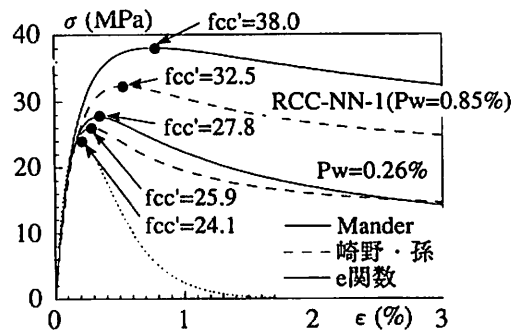


図-15 コンクリートのσ-ε関係

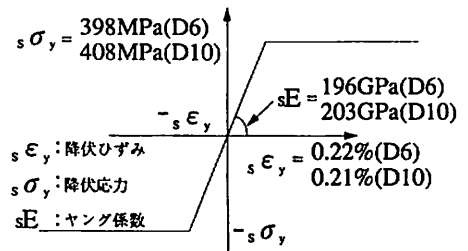


図-16 鉄筋のα-ε関係

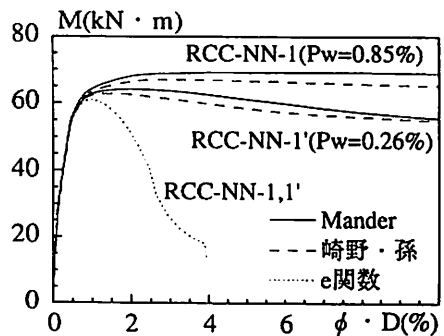


図-17 RC柱断面の曲げモーメントMと曲率φ・D

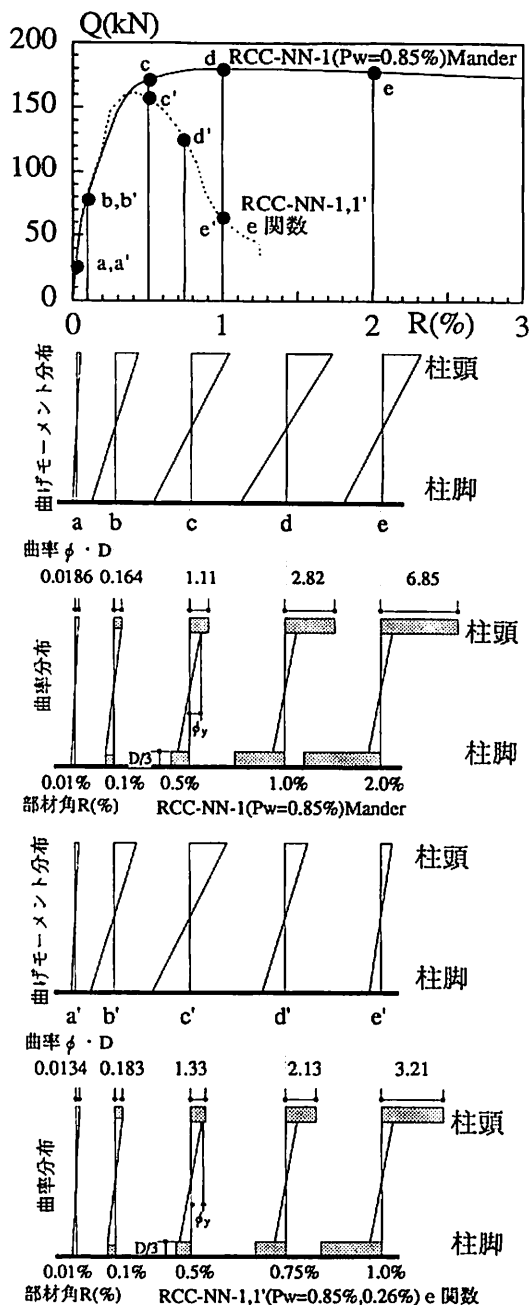


図-18 存在モーメント及び曲率分布 (計算結果)

るコンクリート、鉄筋などの材料定数は図-15, 16より与えた。コンクリートの応力-ひずみ関係には、帯筋の横拘束効果を見逃した梅村のe関数[15]と、帯筋の横拘束効果を反映したコンファインドコンクリート

表-15 柱の材軸に沿った曲率分布φ仮定

$S > 0.9S_0$	$0.9S_0 > S > 0.2S_0$	$0.2S_0 > S$	
$\phi < \phi_y$	$\phi = \phi_y$	$\phi > \phi_y$	柱頭
h	$D/3$	$D/3$	柱脚

注) S : $M \cdot \phi \cdot D$ 曲線(図-17参照)における接線勾配, $S_0 = M \cdot \phi \cdot D$ 曲線における初期接線勾配
 ϕ : 曲率, ϕ_y : 引張例主筋が初めて降伏した時の曲率, h : 柱の高さ, D : 柱せい

の構成則であるManderら[12]及び崎野・孫[13]の式を用いた。

図-17にRC断面の曲げ強度と曲率の関係である $M \cdot \phi \cdot D$ 関係 (ϕ は曲率, D は柱せい)を示す。図-17に示した $M \cdot \phi \cdot D$ 関係において曲線の勾配を S とし、その初期勾配を S_0 とする[14]。これらの勾配 S と曲率 ϕ の関係を表-15のように仮定する。各部材角ごとの存在曲げモーメント分布及び曲率分布の材軸に沿った計算結果を図-18に示す。図-18から分かるように部材角0.1%の時点ではすでに柱頭、柱脚は塑性域にはいっている。

表-15のように仮定した ϕ に補仮想仕事の原理、またはモールの定理を適用することにより曲げ変形を計算し、その上に弾性状態のせん断変形を加算する。さらに $P \cdot \delta$ 効果を考慮して $Q \cdot R$ 関係を求める。このようにして求めたRC柱の $Q \cdot R$ 曲線と実験値のスケルトンカーブ(正側のみ)を図-19に、 $N \cdot M$ 相関曲線と実験値との比較を図-20にそれぞれ示す。これらの図より、帯筋量が多いにもかかわらずそれによる横拘束効果を見逃すと、特に高軸力において大きな差異が生じることがわかる。また、Manderらの耐力が崎野・孫より一般に大きく、本実験例(RCC-NN-1)と比較する限り、Manderらの精度がやや高い。

5.2 電食試験体

解析に用いるコンクリート、鉄筋、腐食鉄筋などの材料定数は表-2, 3及び表-5より与えた。コンクリートの応力-ひずみ関係には、帯筋による横拘束効果も含めたコンファインドコンクリートの構成則を用いた[12]。ただし、コンクリートのシリンダー強度は電食試験体の平均値である26.3MPaを用いた。

腐食鉄筋の降伏点応力は健全鉄筋と同値として、表

ー4の腐食鉄筋の $s\sigma_y$ と、表-3の健全鉄筋 $s\sigma_y$ の比にしたがって断面積を欠損させることにより考慮した。この比は柱試験体RCC-SCe-11は0.87, RCC-SCe-2は0.85, RCC-SCe-3は0.77となり、表-5の W/W_0 よりそれぞれ小さい。これは腐食が鉄筋に沿って一様でないからである。鉄筋が腐食すると、腐食生成物の発生や圧縮側コンクリートの劣化も考えられるが、これらの影響はすべて無視する。柱試験体のN-M相関図

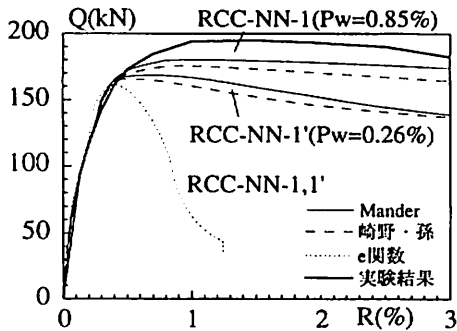


図-19 Q-R関係に関する計算と実験結果

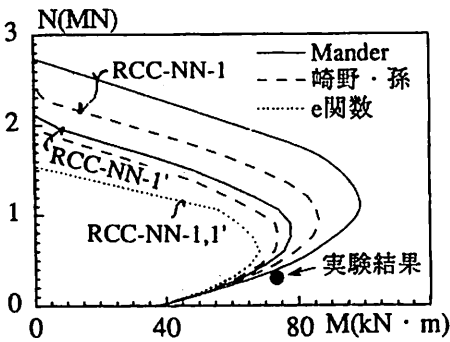


図-20 N-M相関曲線に関する計算と実験結果

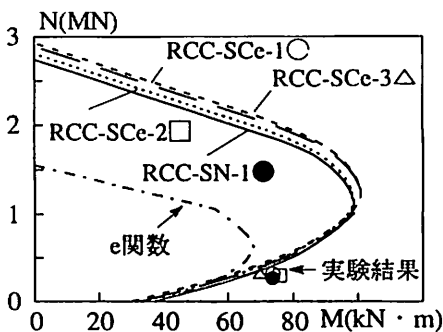


図-21 N-M相関曲線

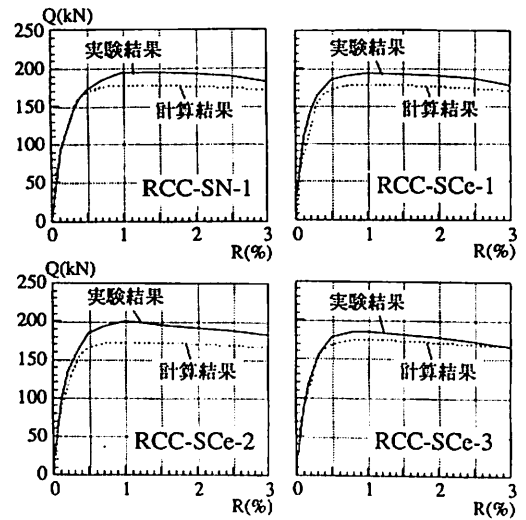


図-22 各試験体別に求めたQ-R曲線に関する実験結果と計算結果の比較

係を図-21に示す。その柱試験体のN-M相関曲線上に、実験値をプロットする(図-21参照)。計算値は実験値をはほとらえているようである。

Q-R曲線を図-22に示す。計算結果は実験結果をはほとらえているようである。

5.3 連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いた試験体

FRP筋を用いた試験体とそれに対応する試験体にも、同様にfiberモデルによる曲げ強度解析を行う。しかし、FRP筋を用いた試験体に関しては、FRP筋を帯筋とした試験体の中心圧縮実験を行っておらず、FRP筋を用いた帯筋による横拘束効果も含めたコンファインドコンクリートの構成則に関する実験式はない。よってこの節では、横拘束されていないコンクリートの柱試験体と、帯筋に鉄筋を用いた場合のコンファインドコンクリートの構成則[12]を用いた柱試験体についての解析を行う。解析に用いるコンクリート、鉄筋の材料定数は表-8及び表-9から与えた。コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-23に示した仮定を用いた。無拘束のコンクリートの場合は梅村のe関数[15]を用い、帯筋(D6-SD295A, 60mmピッチと40mmピッチ)により横拘束されたコンクリートの場合は、電食試験体と同様にコンファインドコンクリートの構成則を用いた。ただし、コンクリートのシリンダー強度は共に表-8の平均値である27.3MPaを用いた。以上の仮定をふまえ、図-24にN-M相関曲

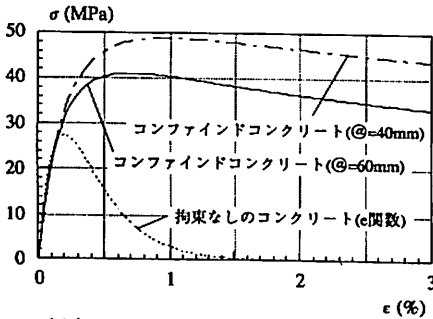


図-23 仮定したコンクリートの応力-ひずみ関係

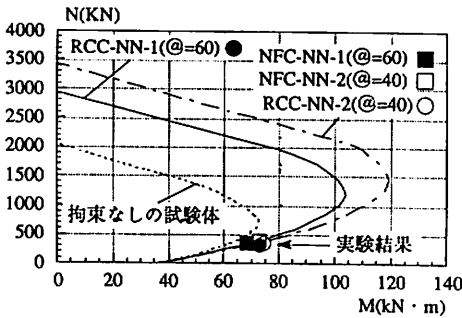
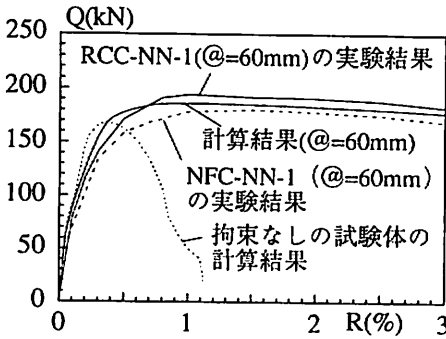
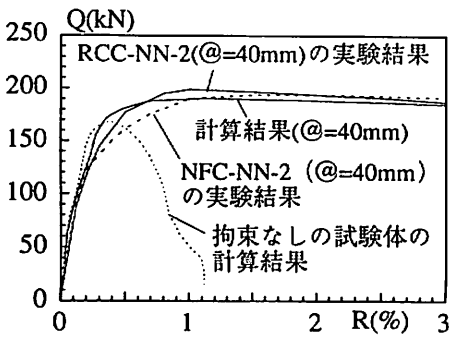


図-24 N-M相関曲線 (計算結果)



a) 60mmピッチに帯筋を配筋した試験体に関する比較



b) 40mmピッチに帯筋を配筋した試験体に関する比較

図-25 各試験体のQ-R曲線における実験結果と計算結果の比較

線を、図-25にQ-R曲線に関する計算結果と実験結果をそれぞれ示す。

簡単な仮定のもとで計算したRC柱の曲げ強度解析結果は、実験結果をほぼとらえているようである。ただし、計算する際には帯筋によるコンクリートの横拘束効果を、その構成則に反映させることが重要であることがわかった。

6. 結論

曲げ破壊先行タイプの柱試験体で、かつ軸力が0.22、 σ_n の一定軸圧縮力下において、電食した柱試験体と健全な柱試験体、FRP筋を中子筋付き帯筋として使用した試験体とそれに対応する基準試験体を用いて、それぞれ正負繰り返し水平加力実験を行った。その実験結果の解析、検討から以下のような結論が導き出せる。

- 1) 電食した試験体と健全な試験体の間には、剛性、耐力、じん性、エネルギー吸収能力に関して、顕著な差異がほとんど見られなかったものの、初期剛性に関しては電食試験体が健全試験体を若干上回っていた。電食した試験体に関して、その総積算電流量を1, 2, 5倍と増加させても、顕著な耐震性能の劣化は今回の実験ではほとんど観察されなかった。その理由としては、軸圧縮力が少なめであることや、主筋量が少なく曲げ破壊先行型の柱に加えて、帯筋量が比較的多量に配筋されていることがあげられる。
- 2) 主筋を在来鉄筋で共通に配筋し、帯筋に連続繊維補強筋 (FRP筋) を用いたRC柱は、在来鉄筋を帯筋に用いたRC柱より耐震性能のうち耐力、エネルギー吸収量の点で若干低下するようである。これはFRP筋のヤング係数が鉄筋より小さいために、帯筋によるコンクリートの横拘束効果が十分期待できないことも、その原因の1つではないかと考えられる。このことは、FRP筋を帯筋に用いた柱試験体のひび割れが付着割裂の様相を示していることからある程度推測される。しかし、FRP筋が破断したり、一体に成形されたグリッドの交叉部で破断するようなことは一切観察されず、柱の部材角が3%まで十分変形に追従できることがわかった。

以上の結論に加えて、電食した試験体の加力実験に関して、今回行った電食試験法が実際の塩害を反映しているどうかは現在自然暴露している試験体も合わ

せて、今後検討しなければならない課題である。また、今回の実験は一定軸圧縮力下 ($0.22\sigma_{cc}$) で行ったが、この軸力もパラメータとし、主筋量、帯筋量、せん断スパン比等もパラメータに考慮する必要があると考えられる。これらは、今後の研究課題である。

謝辞：

本研究は平成5年度の琉球大学特定研究費によった。と同時に、琉球大学と清水建設(株)技術研究所との共同研究の一環である。本実験を進める過程で、九州東海大学教授・森永繁博士、清水建設(株)の磯畑脩博士、田中伸幸、藤崎忠志、太田達見氏らに種々のご教示とご協力、ご支援をいただきました。PC鋼棒は高周波熱錬(株)に提供していただいたほか、加力装置のリフォーム、治具関係、取り付け等は地元沖縄の金秀建設(株)、生コンは沖縄県生コンクリート工業組合、大城物産に、そのほか多くの皆様いろいろなとお世話になりました。さらに、試験体の自然暴露試験に関しては、沖縄県及び浦添宜野湾漁業協同組合の許可と協力を得ました。本研究に琉球大学大学院生の枇杷田篤君のほかに、平成5年度の卒論生として琉球大学4年生・島袋学、八木格の各君が参加しました。ここに記して、関係各位に厚くお礼を申し上げます。

参考文献：

- [1] 岸谷孝一：“海砂を使用した構造物の調査-9.4那覇市における小・中学校校舎の被害状況”，コンクリート・ジャーナル，Vol.12，No.10，pp.66-71，1974年10月
- [2] 具志幸昌：“沖縄県における鉄筋コンクリート構造物の耐久性”，セメント・コンクリート，No.363，pp.5-12，1977年5月
- [3] 大城武 他2名：“鉄筋コンクリート橋の塩害について”，第6回コンクリート工学年次論文報告集，pp.165-168，1984年
- [4] 山川哲雄，伊良波繁雄，仲座徳雄：“沖縄県営集合住宅RCラーメン構造の塩害による建物被害調査”，日本建築学会研究報告九州支部第34号1(構造系)，pp.5-8，1994年3月
- [5] 武若耕司 他1名：“コンクリート中の鉄筋腐食がRC部材の力学的性状に及ぼす影響”，第6回コンクリート工学年次講演論文集，pp.177-180，1984年
- [6] 中田泰広，丸山久一 他2名：“鉄筋腐食によるひび割れが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響”，コンクリート工学年次論文報告集12-1，pp.551-556，1990年
- [7] 山田義智：“塩害を受けたRC部材の鉄筋とコンクリート間の付着性状に関する研究”，日本建築学会研究報告九州支部第33号・1(構造系)，pp.181-184，1992年
- [8] 杉田稔，中辻照幸，藤崎忠志 他多数：“繊維強化複合素材(NFM)の建築構造への利用に関する研究 その1-その13”，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，(関東)，(九州)，(中国)，pp.131-138，pp.813-818，pp.147-150，pp.959-966，1987年，1988年，1989年，1990年
- [9] 山川哲雄，森永繁，藤崎忠志 他1名：“亜熱帯の塩害環境下における耐力壁の耐震性と耐久性に関する実験的研究(その1-その3)”，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.269-274，1993年9月
- [10] 松永尚凡，山川哲雄，伊良波繁雄，森永繁：“電食により鉄筋を強制的に腐食させたRC造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究”，日本建築学会研究報告九州支部第34号・1(構造系)，pp.309-312，1994年3月
- [11] 藤崎忠志，山川哲雄 他2名：“連続繊維補強筋を壁筋に用いた耐力壁の弾塑性挙動に関する実験的研究”，日本建築学会研究報告九州支部第34号・1(構造系)，pp.313-316，1994年3月
- [12] J.B.Mander, M.J.N.Priestley and R.Park：“Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete”，ASCE Journal of Structural Engineering，Vol.144，No.8，pp.1804-1826，Aug.1988
- [13] 崎野健治，孫玉平：“コンファインドコンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15-2，pp.713-718，1993年
- [14] 山川哲雄，山田義智：“正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した鉄筋コンクリート短柱の弾塑性性状に関する実験と理論解析”，琉球大学工学部紀要第42号，pp.45-59，1991年9月
- [15] 梅村魁：“鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度”，日本建築学会論文集，第42号，pp.59-70，1951年2月