

論文

[1133] 電食試験により腐食したRC柱の耐震性能に関する実験的研究

山川哲雄*1 伊良波繁雄*2 玉城康哉*3 太田達見*4

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ふさわしい研究であると考えられる。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。以上の観点から、1992年度に壁筋に鉄筋を用いたRC造耐力壁試験体と、壁筋に連続繊維補強筋(FRP筋)を用いた耐力壁試験体を合計11体制作し、そのうちの6体は東シナ海に面した沖縄の海岸で1992年12月10日以降、自然暴露中である。残りの5体は電食により鉄筋を強制的に腐食させた試験体を含めて、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[1]。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。以上のことから、本研究の目的は次の3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) 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剥落に対する居住安全性についても検討する。
- 3) 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。

以上の研究目的に基づき、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、同時に行う実験的研究である。これまでの研究がそれぞれ個別に行なわれ、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。特に沖縄では、RC造の学校校舎や橋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[2]~[4]。また、最近では著者らも沖縄におけるRC造集合住宅の塩害による損傷調査を行った[5]。そういう中であって、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[6]~[8]。しかし、本研究ではすべて同一条件のもとで材料試験(暴露試験を含む)と構造実験を平行して行ない、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本研究で明らかにしようとする実験的研究である。その中で本論では、電食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)の一定軸圧縮力下(0.22 σ_B)の正負繰り返し水平加力実験結果について述べる。

*1 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科, 工博(正会員) *2 同助手, 工博(正会員)

*3 (株)国建, 工修(正会員) *4 清水建設(株)技術研究所研究員, 工修(正会員)

2. 試験体

試験体の形状、寸法及び配筋図を図-1に示す。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。試験体の総数は自然暴露試験体も含めて12体である。これらの試験体は電食用(4体)と自然暴露用(8体)に分け、かつ自然暴露用は有塩(4体)と無塩試験体(4体)に分け、4体ずつ同一バッチで同時に打設し、かつ形状、寸法、配筋等はすべて同じである。基準試験体2体を除いた自然暴露用試験体6体は、現在東シナ海に面した沖縄の海岸で自然暴露中である。表-1, 2に使用材料の力学的性質を示す。

3. 電食試験

電食は図-2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。これらの総積算電流量は表-1に示すとおりである。表-3に電食終了後、すなわち加力実験直前の柱部分のひび割れ状況と最大ひび割れ幅を示す。表-3によれば、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ていない。と同時に、このような電食試験法が実際の塩害状況を反映しているかどうかも含めて、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、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、表-1の積算電流に柱の高さ比(500/750=0.67倍)を比例させた電流を流した(表-4参照)。これらのモニター用試験体から得られた腐食鉄筋(主筋D10)の腐食減量と力学的性質を表-4に示す。

4. 測定及び荷重方法

変位計で柱頭の水平と鉛直変位、及び反曲点位置に相当する柱中央位置の水平と鉛直変位成分を測定した。変位計の取り付け略図を図-3に示す。ひずみゲージは主筋と帯筋の一部に貼付した。図-4に示す建研式加力装置を用いて、一定軸圧縮力(0.22 $c\sigma_B$)と正負繰り返し水平力を加えた。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%ずつ、同一振幅で3サイクルずつ正負繰り返しの変形制御で3%まで行った。

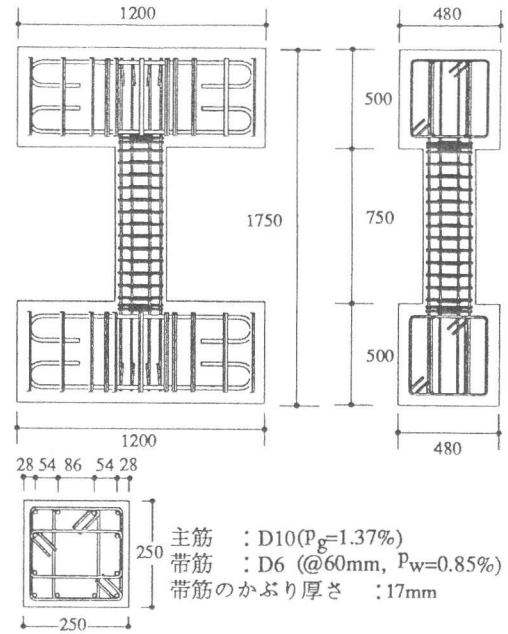


図-1 試験体の形状、寸法、配筋

表-1 コンクリートの力学的性質

電食試験体	$c\sigma_B$ (MPa)	$c\epsilon_1$ (%)	σ_t (MPa)	cE (GPa)
RCC-SN-1(基準試験体)	24.2	0.214	24.5	25.4
RCC-SCe-1(623Ah)	27.0	0.244	24.3	26.0
RCC-SCe-2(1186Ah)	25.8	0.272	22.3	24.0
RCC-SCe-3(3200Ah)	28.0	0.281	26.2	24.7

注1) $c\sigma_B$ はシリンダーの圧縮強度であり、 $c\epsilon_1$ は $c\sigma_B$ 時のひずみである。
注2) σ_t はシリンダー(100φ×200mm)の割裂強度で、 cE は割線ヤング係数である。
注3) スランプ値は16cm、空気量は5.5%すべて共通である。

表-2 鉄筋の力学的性質

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, $s\sigma_y$: 降伏点強度, $s\epsilon_y$: 降伏点ひずみ
 $s\sigma_u$: 引張強度, sE : ヤング係数

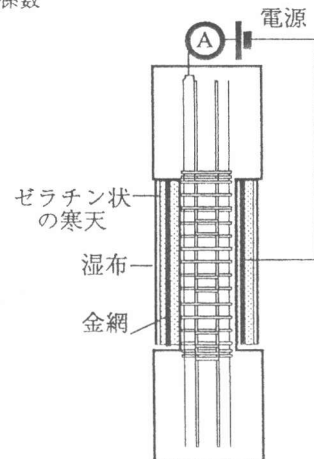
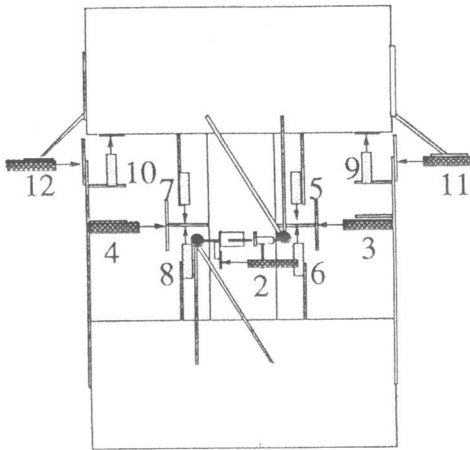


図-2 電食試験の概略図

表-3 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

注) 最下段の数字は最大ひび割れ幅をmm単位で表示する



- : 変位計(容量:50mm, 感度:200×10⁻⁶/mm)
- : 変位計(容量:25mm, 感度:500×10⁻⁶/mm)

図-3 変位計の取り付け略図

表-4 腐食鉄筋(主筋D10)の腐食減量と力学的性質

モニター電食試験体	総積算電流(Ah)	腐食前の質量 W ₀ (g)	腐食後の質量 W(g)	W/W ₀	$s\sigma_y$ (MPa)
RCC-SCe-1	417	254.3	244.9	0.963	354.5
RCC-SCe-2	795	254.0	237.7	0.936	348.7
RCC-SCe-3	2144	254.7	225.9	0.887	316.3

注) $s\sigma_y$ は降伏力を腐食前の公称断面積(D10)で除した値.

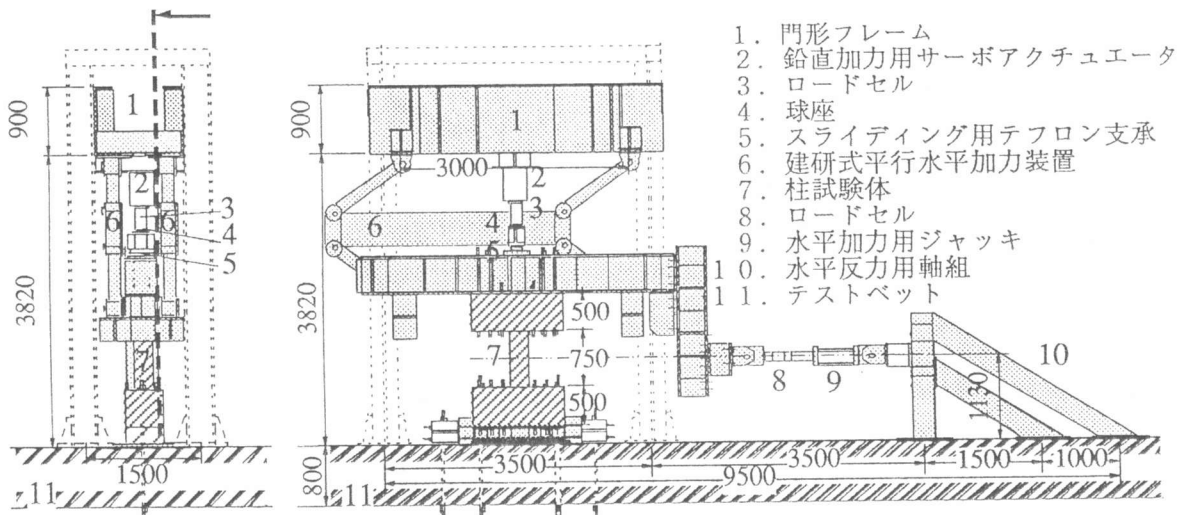


図-4 加力装置と柱試験体取り付け状況

5. 実験結果と考察

表-5に各柱試験体の部材角 $R=1$, 3%時で, かつ3サイクル終了後のひび割れ状況を示す. 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裂ひび割れも若干観察される. さらに, 表-5に各柱のせん断力 Q と部材角 R の関係である $Q-R$ 曲線と, 鉛直方向の柱の伸縮変形を柱の内のり高さで除した平均伸縮ひずみ ϵ_v と部材角 R の関係も合わせて示す. 表-5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が ϵ_v-R 曲線に若干の変化が認められる. すなわち, 電食試験体では正負繰り返し回数が部材角とともに大きくなると, 軸圧縮ひずみが大きくなり, 若干劣化のきざしが認められる. 表-5から求めた実験結果のスケルトンカーブに関する比較を図-5に示す. 初期剛性を比較するために, 図-5のスケルトンカーブから部材角を $R=0.5\%$ まで拡大して描いた初期のスケルトンカーブを図-6に示す. また, 各柱の累積エネルギー吸収量

W(MN・cm)と部材角R(%)の関係を図-7に示す。図-6, 7より, いずれも電食試験体の方が健全試験体を若干上まわっている。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噛み合い効果が初期の段階で生じたためだと解釈される[8]。

表-5 ひび割れ状況, Q-R 曲線及び材軸伸縮ひずみ ϵ_v -R 曲線 (実験結果)

	各部材角終了時のひび割れ状況				Q-R 曲線	ϵ_v -R 曲線
	R=1%		R=3%			
	WEB	FLANGE	WEB	FLANGE		
RCC-SN-1 (基準試験体)						
RCC-SCe-1 (623Ah)						
RCC-SCe-2 (1186Ah)						
RCC-SCe-3 (3200Ah)						

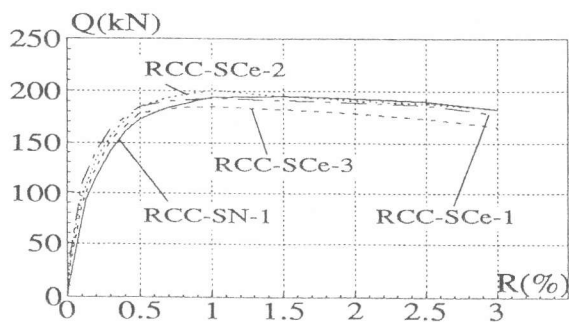


図-5 スケルトンカーブ(実験結果)

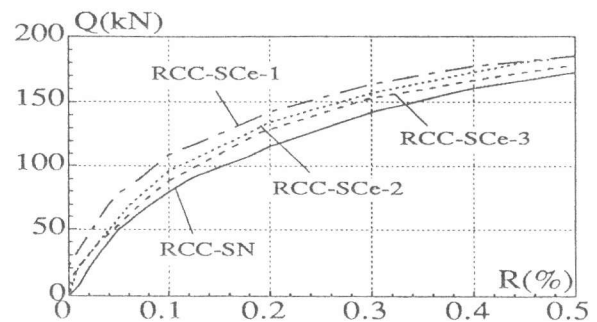


図-6 初期剛性の比較(実験結果)

次に fiber モデルによる通常の弾塑性解析を行い、実験結果と比較する。解析にあたり、コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線には表-1 の σ_b を各試験体ごとに用い、帯筋の横拘束効果を電食の有無にかかわらず腐食していない健全な横補強筋として算定した Mander らによるコンファインドコンクリートの構成則 [9] を用いた。なお、電食にともなうコンクリートの劣化に関しては解析上一切無視している。さらに、参考までに帯筋による横拘束効果を考慮していない従来の e 関数についても計算した。図-8 は電食していない基準試験体である RCC-SN-1 の場合である。帯筋による横拘束効果が

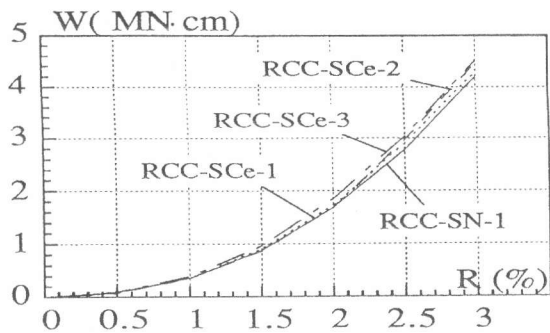
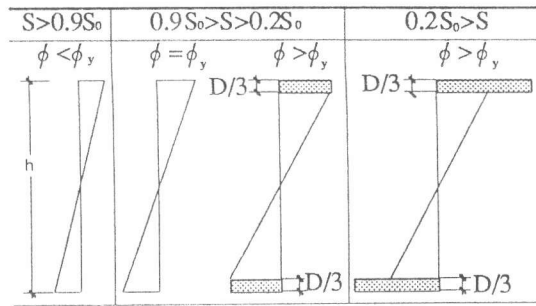


図-7 累積エネルギー吸収量(実験結果)

表-6 M- ϕ ・Dにおける初期勾配Sと材軸に沿った曲率分布仮定



注:h: 柱の内り高さ, ϕ_y : 最外縁の主筋降伏時の曲率
D: 柱せい, S: M- ϕ ・D曲線の勾配, S_0 : M- ϕ ・D曲線の初期勾配

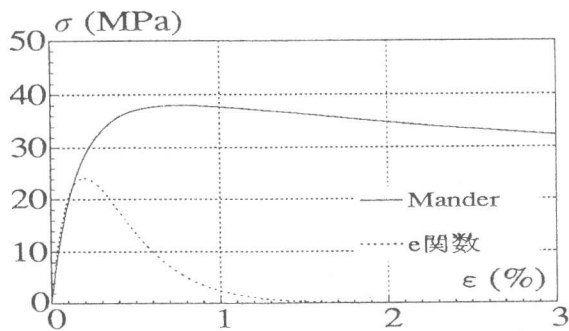


図-8 コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 曲線

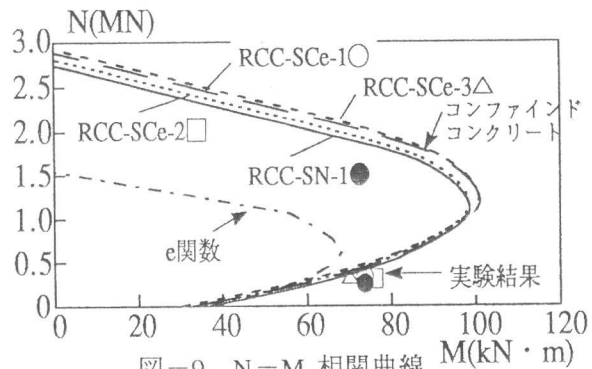


図-9 N-M 相関曲線

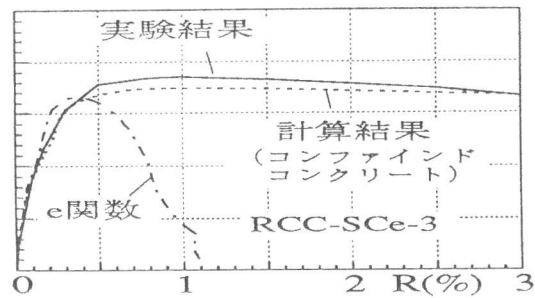
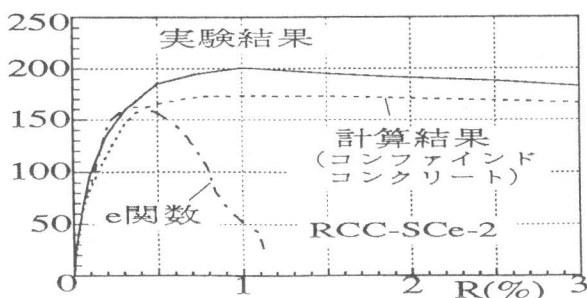
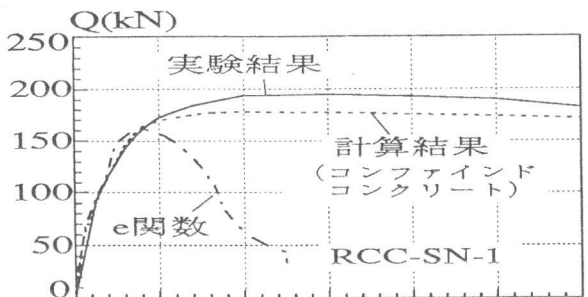


図-10 Q-R 曲線に関する実験結果と計算結果の比較

がコンクリートの強度とじん性に大きな影響を与えていることが、図-8よりわかる。一方、主筋(D10-SD345)に関しては健全な鉄筋の材料定数を表-2より与え、腐食鉄筋を表-4より各試験体ごとに与え、かつ完全弾塑性を仮定した。以上の仮定のもとでRC柱断面の曲げ強度解析を行い、図-9にそのN-M相関曲線を示す。柱試験体の柱方向の曲率分布を表-6のように仮定して、曲げ変形を算出し、さらに弾性時のせん断変形と、軸力によるP- δ 効果も考慮した。このようにして求めたRC柱試験体のせん断力Qと部材角Rの関係を図-10に示す。図-9, 10より計算結果は実験結果をほぼとらえているようである。特に、帯筋によるコンクリートの横拘束効果を考慮したコンファインドコンクリートの構成則を用いることが重要であり、従来のように横拘束を無視したe関数では実験結果を説明できないことを示唆している。

6. 結論

曲げ破壊先行タイプの柱試験体で、かつ軸力が $0.22\sigma_B$ の一定軸圧縮力下においては、健全なRC試験体と電食した柱試験体の間には、耐震性能に関して顕著な差異がほとんど見られなかったものの、剛性、エネルギー吸収能力に関してはむしろ電食試験体が健全試験体を若干上回っていた。また、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、鉄筋の腐食により鉄筋自身やカバーコンクリートの損傷は早期に進むとしても、比較的多量な帯筋(Pw=0.85%)によりコアコンクリートが健全のまま横拘束されているからと考えられる。また、この横拘束効果を無視しては実験結果を解析で説明できないことも明らかになった。なお、この電食試験法が実際の塩害を反映しているかどうかは、現在暴露中の試験体とも合わせて今後検討する必要がある。と同時に、軸圧縮力の大きさ、主筋量、帯筋量、せん断スパン比等実験パラメータの検討も含めて、塩害を受けたRC柱の耐震・耐久性能の劣化限度に関する鉄筋の許容腐食量などの究明にさらに取り組む予定である。

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・森永繁博士に種々のご教示とご助言をいただきました。加力実験に関しては清水建設(株)・磯畑脩博士、田中伸幸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にいろいろ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ご協力を得ました。本研究に、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年度の卒業論文として琉球大学4年生・島袋学、中山耕一、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]山川哲雄、森永繁 他2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
- [2]岸谷孝一：“海砂を使用した建造物の調査-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
- [3]具志幸昌：“沖縄県における鉄筋コンクリート建造物の耐久性”，セメント・コンクリート，No.363，pp.5-12，1977年5月
- [4]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
- [5]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
- [6]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
- [7]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-I，pp.551-556，1990年
- [8]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3月
- [9]J.B.Mander 他2名：“Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”，ASCE Journal of Structural Eng., Vol. 114, No.8, pp.1804-1826, Aug. 1988