

論文

[2074] 鉄筋コンクリート耐震壁の開口補強法に関する実験的研究

正会員 壁谷澤寿海 (横浜国立大学工学部)

正会員 鬼海 義治 (清水建設株式会社)

正会員 ○木村 匠 (横浜国立大学大学院)

1 序

耐震壁に開口を設ける場合の設計法は、日本建築学会の構造計算規準[1] (以下学会規準) において、開口の割合による剛性と耐力の低減率および開口周囲の補強筋量の算定法が示されている。しかし、この開口補強筋量の算定方法は平板の弾性理論に基づいており、通常かなりの補強筋量が要求されるにもかかわらず、ひび割れ以降の挙動、特に終局強度に対してはあまり有効でないと考えられる。一方、最近の実験[2] 等により、終局強度あるいは靱性に対して、学会規準によるものよりも効果的な開口補強方法があることがわかってきている。

本研究は開口耐震壁の補強設計法の開発を念頭においた研究の一環として、曲げ降伏型に設計した開口耐震壁の実験を行ない、補強方法等を検討したものである。

表 1 試験体一覧

試験体	側柱		壁板		体積鉄筋比 (%)
	形状 b×d	主筋 (P_s %)	帯筋 (P_w %)	開口補強筋	
K 1 1				—	2.37
K 1 2	200 × 200	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6@150 (0.53)	8-D6 8-D10
K 1 3				8-D10	2.60

※帯筋 0<h<1050 : @33、1050<h<1500 : @50 単位: mm

2 実験計画

2.1 試験体の設計

試験体は、既往の無開口耐震壁の実験シリーズ[3] の試験体 (K 2) を参照して設計した約 1/2.5 スケールの 1 層 1 スパン耐震壁 3 体 (K11~K13) である。表 1 に試験体一覧を示す。試験体 K11 は、材料強度がやや異なる以外には基本的に試験体 K 2 と同じ無開口耐震壁であるが、K 2 では高さ 1/3 までとした柱帯筋の割増しを、開口耐震壁と同様に開口上部位置 (高さ 2/3) までとしている。K12、K13 は、等価開口周比 0.3 の開口耐震壁で、開口補強方法がパラメータとなっている。

試験体 K12 の開口補強は、学会規準により配筋した。すなわち、無開口壁板の許容せん断力を開口低減率によって低減して設計用せん断力 (16.6 ton) とし、開口隅角部に生じるとされる付加斜張力および縁応力に対して配筋量を算定した。試験体 K13 では、上記の開口補強は行なわず、合計がほぼ同じ補強筋量を、X 型配筋として開口横に配筋した。

図 1 に K12、K13 の配筋詳細を示す。

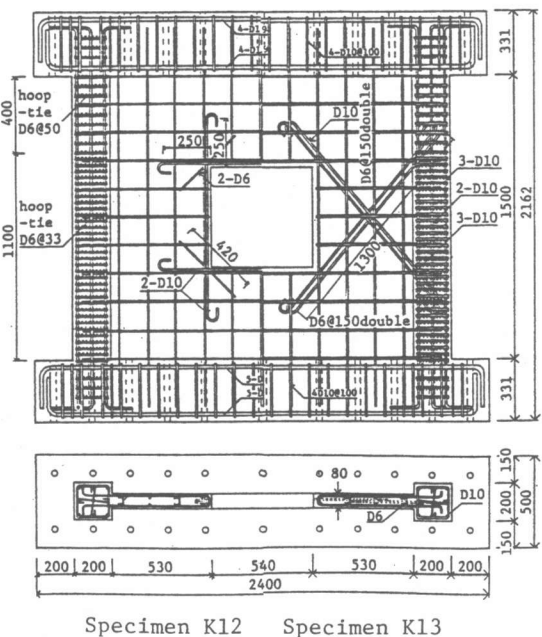


図 1 試験体詳細

2.2 試験体の製作、使用材料の性質

表2に材料試験結果を示す。試験体は、梁、柱、壁を一体に横打ちで3体同時期（ただし、コンクリート練混ぜは各試験体ごと）に打設した。鉄筋は、SD30Aを用いたが、D6の降伏強度は規格値よりかなり高めている。コンクリートの強度は、ほぼ目標とした強度（240 kg/cm²）が得られた。計算強度を比較するのでK2の材料強度も示す。

2.3 加力方法

加力方法は、変動シアスパン型加力[3]によった。すなわち、図2に示すように、両端に設置した2つのオイルジャッキにより定軸力（N=42.0 ton、 $\sigma=20.2$ kg/cm²）を与え、アクチュエータによる水平力と両端のジャッキによる対称モーメントを異なる比率で制御することにより、繰返し荷重ごとのシアスパン比（M/QD）を変動させる方法をとった。

表3に加力サイクルを示す。既往の実験[3]（試験体 K2）では、変形部材角 R=1/100 でシアスパン比を変動（低下）させたが、今回は、変形部材角 R=1/50 まで M/QD=2.0 で繰返しを行ない、その後 M/QD を 0.5 まで低下させて脆性的な破壊となるようにした。すなわち、K2 と K11では、強制される繰返しの変形レベルが異なっている。

2.4 測定方法

図3(a)に変位の測定状況図を、図3(b)に鉄筋の歪測定状況図を示す。変位の測定は、試験体頂部の水平変位、両側柱の鉛直変位その他、高さ方向、水平方向をそれぞれ3分割して、9つの板要素に分割し、それぞれの要素の水平方向変位、鉛直方向変位を測定した。さらに開口横の袖壁部と正加力時における圧縮側下部の壁板では対角方向変位も測定した。鉄筋の歪は、開口横

表2 使用材料の性質

(a) 鉄筋

試験体	鉄筋径	降伏強度 (kg/cm ²)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)	最大強度 (kg/cm ²)
K11 ~ K13	D6	4208	2400	5510
	D10	3606	2050	4894
K2	D6	4037	2443	5427
	D10	3995	2152	5676

(b) コンクリート

試験体	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)
K11	212.7	14.6
K12	240.1	18.0
K13	241.4	15.3
K2	196.0	15.5

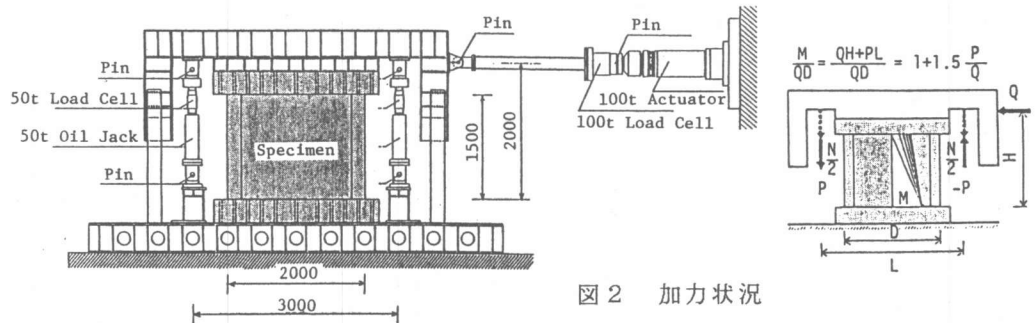
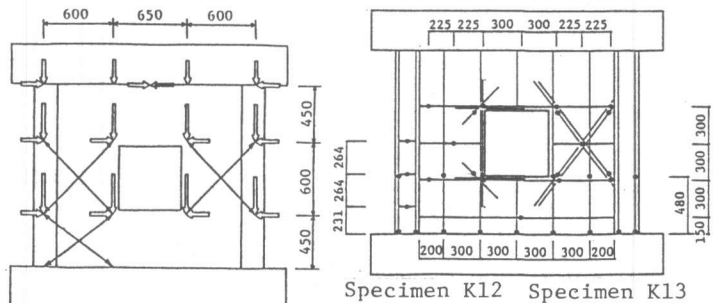


図2 加力状況

表3 加力プログラム

Load Cycle	Max. Rot. Angle	M/QD
1	1/200	2.0
2	1/100	2.0
3	1/67	2.0
4	1/50	2.0
5	1/50	1.5
6	1/50	1.0
7	1/50	0.5



(a) 変位測定状況

(b) 鉄筋の歪測定状況

図3 測定状況

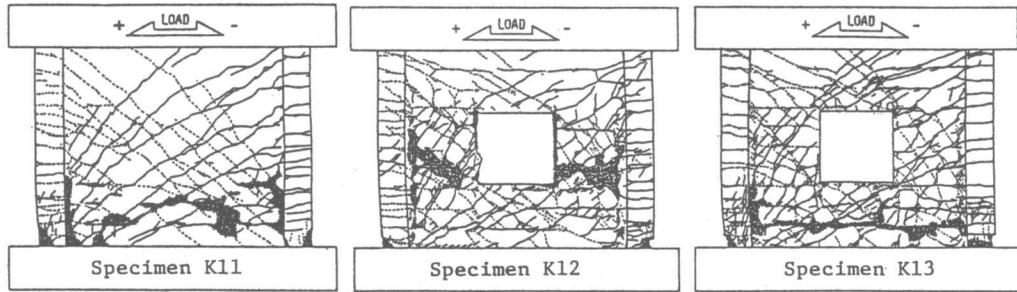


図4 最終破壊状況

袖壁部等のせん断補強筋、開口補強筋、柱主筋および壁縦筋の脚部、圧縮側柱の帯筋等を測定した。

3 実験結果の概要

3.1 破壊性状および復元力特性

破壊性状：図4に最終破壊状況を示す。開口のあるK12、K13は、せん断力 $P=10.0$ ton 前後で開口隅角部にひび割れが発生し、その後、各試験体とも $P=12.0$ ton 前後で曲げひび割れが発生した。 $M/QD=2.0$ 、変形部材角 $R=1/200$ までの加力では、各試験体とも曲げひび割れが側柱上部に達し、壁板部にせん断および曲げせん断ひび割れが発生した。 $M/QD=2.0$ 、 $R=1/50$ までの加力で、各試験体とも側柱の曲げひび割れ、壁板部のせん断ひび割れが密になり、圧縮側側柱脚部に圧縮ひび割れが発生した。

$M/QD=1.0$ の繰返し加力で、試験体K11、K13は、圧縮側壁板脚部での斜め圧壊、試験体K12は袖壁部分のせん断破壊が生じ、 $M/QD=0.5$ の加力では脆性的な破壊が大幅に進行した。K13では大変形まで加力したがK11と同様に脚部のスリップ破壊が進行し袖壁部には脆性的な破壊は生じなかった。

荷重－全体変形関係：図5にせん断力と水平変位の関係を示す。 $M/QD=2.0$ 、変形角 $R=1/50$ までの繰返し加力では、各試験体ともほぼ同様の曲げ降伏型の履歴を示している。 $M/QD=1.5$ の繰返しでも各試験体とも安定した曲げ降伏型の履歴を示したが、 $M/QD=1.0$ の繰返し加力で最大耐力に達し、 $M/QD=0.5$ の

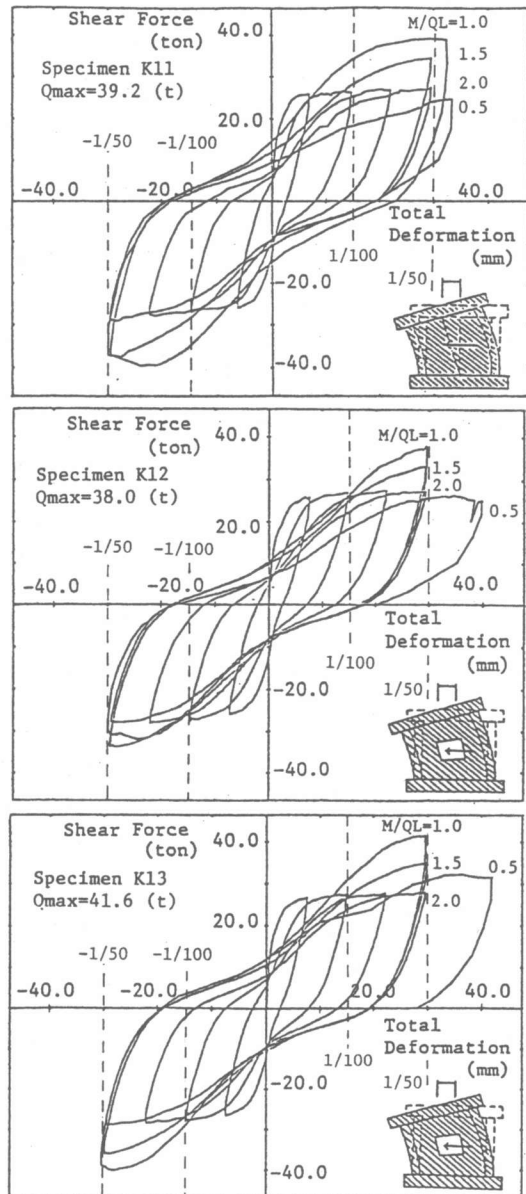


図5 せん断力と水平変位の関係

加力では大幅に耐力低下した。袖壁部が破壊しないK13では、K12より明らかに、さらにK11と比較しても耐力低下が少ない。

いずれの試験体も、壁板および側柱のかぶりコンクリートは圧壊しているが、軸力は十分保持しており、変形の増大に伴う急激な耐力低下もなく、脆性破壊後もある意味では安定した挙動を示しているともいえる。

3.2 各部変形

曲げ変形とせん断変形：柱で測定された軸方向変形による水平変位を曲げ変形とし、残りをせん断変形として定義して算定した。図6にK13のベースモーメントと曲げ変形の関係および、せん断力とせん断変形の関係を示す。せん断変形は各試験体ともややスリップ型の履歴である。K12のせん断変形量はK13とほぼ同様で、無開口のK11に比べせん断変形量が多い傾向がみられた。

開口横変形：図7に開口横袖壁部の水平変形を示す。また、図8に12箇所の測定点の変位から得られた試験体の変形状態（変形部材角 $R=1/50$ 、 $M/QD=2.0$ 、 0.5 ）を示す。 $M/QD=2.0$ では全試験体とも同様の変形状態であるが、 M/QD が減少すると、無開口のK11およびK13とはほぼ同様の変形状態で、下層ほど変形が大きいものに対して、K12では、開口横の変形量が増大し、最終的にはこの部分に変形が集中している。

鉄筋歪状況：図9(a)に開口横位置でのせん断補強筋の歪状況を、図9(b)にX補強筋の歪状況を示す。K12の開口横のせん断補強筋は他の試験体に比べ各荷重段階での歪が大きい。K13ではこの位置での横補強筋の歪は小さいのに対して、X型補強筋はほとんど圧縮及び引張で降伏しており、有効にせん断力を負担したと考えられる。

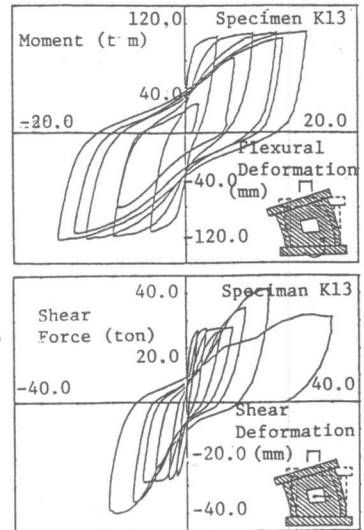


図6 曲げ変形とせん断変形

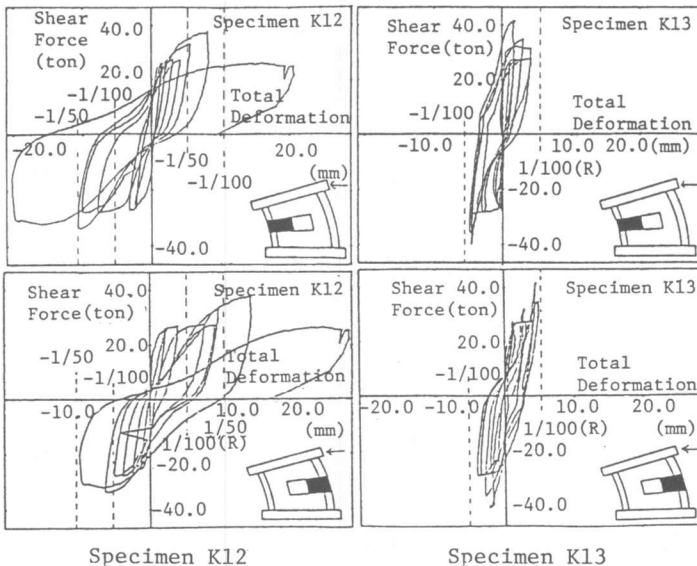


図7 せん断力と開口横袖壁部の水平変位の関係

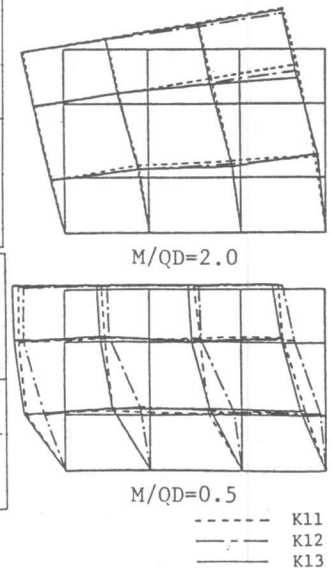


図8 試験体全体変形

4 実験結果の検討

本実験および既往の実験[3]（試験体K2）で得られた各種強度の実験値を以下の方法による計算値と比較し、実験結果を検討する。

4.1 曲げ強度

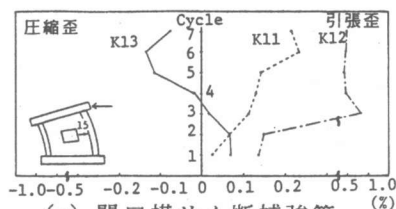
曲げモーメントが最大になる $M/QD=2.0$ の加力で得られた曲げ降伏強度および曲げ終局強度と、表4に示した略算式による計算値を比較する。曲げ終局強度の計算では、厳密には、せん断力との相互作用も考慮する必要があり、この場合の計算値はいわゆる曲げ強度を必ず下回ることになるが、実験値は、鉄筋の歪硬化の影響により曲げ強度の計算値を上回っている。

4.2 せん断強度

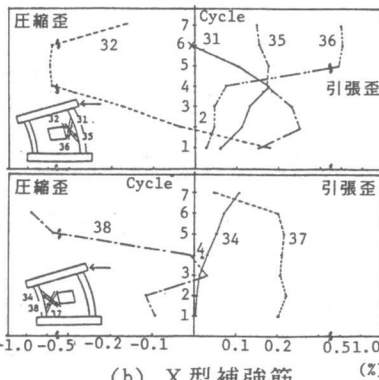
せん断強度の算出：せん断力が最大になる $M/QD=1.0$ の加力で得られたせん断終局強度を計算値と比較する。せん断強度の計算式は、(a) 実験式[4]、(b) アーチ機構とトラス機構の累加強度による設計式（主筋強度無限大、トラス機構の圧縮束の角度 45° ）[5] および、(b)'主筋の降伏を考慮した累加強度理論式[6]、(c) タイ、ノード、ストラットモデルにより平面応力場を決定する塑性理論式[7]、の4種類を用いた。

コンクリート強度 F_c (kg/cm^2) は、(b) では有効係数 $\nu = 0.7 - F_c/2000$ により、(c) では $\nu=0.7$ により低減する。また、圧縮側側柱は、軸力に抵抗するのに必要な断面積を除いて、等価な壁長さに置換する。開口耐震壁に対しては、(a) では、無開口耐震壁に開口低減率 0.7 を乗じ、(b)、(b)', (c) では、図10に示した2枚の袖壁のせん断強度の和として算定する。K13については、X型補強筋を無視してせん断強度を計算し、X型補強筋が圧縮および引張で降伏しているものとして負担せん断力を累加する。

実験値の検討：表5に計算結果を実験結果と比較して示す。無開口耐震壁では、K11の実験値は、鉄筋、コンクリートの強度がともに低い試験体K2の強度を明らかに下回った。これは、K2では、変形部材角 $R=1/100$ で繰返し加力を行なったのに対して、K11では $R=1/50$ で繰返し加力を行なったためであると考えられる。各計算式ともこの強度差は説明できず、変形レベルによるコンクリートの有効圧縮強度の低減等を仮定する必要があると思われる。X型補強をしたK13は、壁脚部で強度が決まっているため、基本的に無開口耐震壁K11と同等の条件になり、開口横の強度はこれ以上あることを示している。開口横の強度が得られたK12では、最大強度以前の繰返し加力における



(a) 開口横せん断補強筋



(b) X型補強筋

図9 鉄筋の歪状況

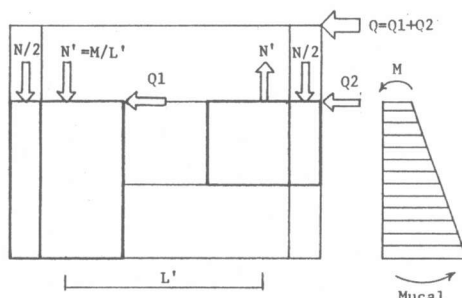


図10 開口耐震壁の強度算定方法

表4 曲げ強度

試験体	降伏モーメント M_y ($\text{t}\cdot\text{m}$)		終局モーメント M_u ($\text{t}\cdot\text{m}$)	
	実験値	計算値	実験値	計算値
K 1 1	88.4	84.7	110.3	100.6
K 1 2	94.0	84.9	110.4	100.9
K 1 3	96.8	84.9	111.8	100.9
K 2	88.6	87.5	116.1	103.5

$$M_y = [0.8 \text{ at } \sigma_{ty} + 0.2 \text{ at } \sigma_{wy} + 0.5 N(1 - N/D) L F_c] L$$

$$M_u = [0.9 \text{ at } \sigma_{ty} + 0.4 \text{ at } \sigma_{wy} + 0.5 N(1 - N/D) L F_c] L$$

開口横の変形レベルは $R=$

1/100程度であることから、
無開口耐震壁に対する強度
比（開口低減率）としては
K11よりK2と比較するの
が適当であると考えられる。
この強度比（ $K12/K2$ ）

は 0.78 で、開口低減率

0.7 に比較的近い値を示している。

表5 せん断強度

試験体	実験値 (t)	(a) 式 (t)	(b) 式 (t)	(b)' 式 (t)	(c) 式 (t)	Q_{mu} (t)
K11	39.2	55.7	69.3 [38.2]	46.1	49.8	50.3
K12	38.0	40.6	49.7 —	40.6	38.6	50.4
K13	41.6	40.7	64.4 [40.5]	52.0	51.9	50.4
K2	49.0	53.9	65.2 [55.5]	46.8	49.2	52.5
K12/K2	0.776	0.753	0.762	0.868	0.784	—

$$Q_{mu} = \frac{calMu}{H} \quad (H = 2.0 \text{ とした})$$

計算値の検討：各試験体に対して、(b)の算定式による計算値が実験値を大きく上回るのは、主筋強度を無限大としたことによると考えられる。これに対して、軸方向鉄筋の釣合いを考慮した(b)', (c)の算定式による計算値は、K2の実験値に近い値を示している。図10に示した2枚の袖壁の強度の和として計算した開口耐震壁K12の計算値と、K2の計算値との強度比は、各計算式に対してほぼ実験結果程度の値が得られた。

K2とK11の強度差を説明する方法として、変形レベルによって異なるコンクリート有効係数を仮定し計算を試みる。仮にK2では 0.8 γ 、K11、K13（無開口として計算）では 0.4 γ と低減して、(b)式で計算した結果を表5の〔 〕に示す。設計式では、要求される変形レベルに対してコンクリート強度の有効係数をこの程度低減する方法をとっており、実験値より低い計算値が得られるので設計で危険側になることはないと考えられるが、この考え方の妥当性に関しては、今後さらに吟味する必要がある。

4. 結論

- (1) 開口補強の違いにより、強度、破壊モードに違いがみられた。学会規準による開口補強の試験体K12は開口横でせん断破壊し、X型補強筋のK13は壁脚部でスリップ破壊した。
- (2) K13のX型補強筋は、引張側、圧縮側ともにほぼ降伏して有効にせん断力を負担しており、開口補強方法として効果的である。
- (3) 本実験では、K13は無開口のK11と同等の強度と変形能力があり、開口横を有効に補強して破壊しないようにすれば、無開口と同様の挙動を期待して設計することが可能である。
- (4) 無開口試験体の変動シアスパン型加力実験では、変形部材角 $R=1/100$ （K2）と、 $R=1/50$ （K11）の繰返し加力では最大強度に明らかな差がある。この強度差は、従来の強度算定式等では説明できず、変形レベルを考慮した検討が必要である。

<謝辞>本研究は、文部省科学研究費試験研究(1)（代表者、東京大学青山博之教授）により行なわれた。また、大成建設株式会社北村嘉久氏には実験およびデータ整理に多大の御協力をいただいた。ここに感謝の意を表します。

<参考文献>

- [1] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1982）』日本建築学会、1982年
- [2] 青山博之、細川洋治他『RC造有開口耐震壁の開口補強方法に関する実験的研究『その1～その10』昭和54年～57年 日本建築学会大会学術講演梗概集および関東支部研究報告
- [3] 壁谷澤寿海、緒方恭子『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験』第6回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.717-720
- [4] 広沢雅也他『既存鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する実験資料とその解析』建築研究資料 No. 6、建設省建築研究所、1975年
- [5] 南宏一、渡辺史夫『RC耐震部材のせん断設計式の開発－日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方－』RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、1988年1月
- [6] 『〔付録－2〕南、村上モデルの入出力例とプログラムリスト』RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、1988年1月
- [7] 塩原等『鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究』東京大学博士論文、1985年12月