

論文 二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁のせん断破壊実験

荒井康幸*1・溝口光男*2・新岡健司*3

要旨：L形断面を有する鉄筋コンクリート耐震壁模型を6体作製し、定軸圧を加えて二方向から水平力を加えるせん断破壊実験を行い、主に加力方向の違いによるせん断耐力の差について検討した。その結果、L形断面耐震壁のせん断耐力は、変形方向が各壁板と45°をなす場合に幾分小さくなるものの、二方向せん断耐力図は概ね四辺形で表されることが解った。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震壁、L形断面、二方向、せん断耐力

1. はじめに

建築構造物には、直交する二方向の耐震壁が連続して配置され、L形の平面形状となる場合が少なくない。L形断面壁は水平面上二方向に広がりをもつものであるから、耐力や変形の評価に際しても二方向からの検討が必要である。これに関して筆者らは前報[1,2]において、定軸圧と各種の二方向水平力を加えた曲げ破壊実験を行い、L形断面壁の終局時における二方向曲げ耐力図を簡単な計算法で作成できることを示した。本研究では、せん断破壊するように試験体を設計して、力の方向を水平面上6とおり方向に設定し、正負漸増の繰り返し加力実験を行って、加力方向とせん断強度の関係について実験的に検討した。

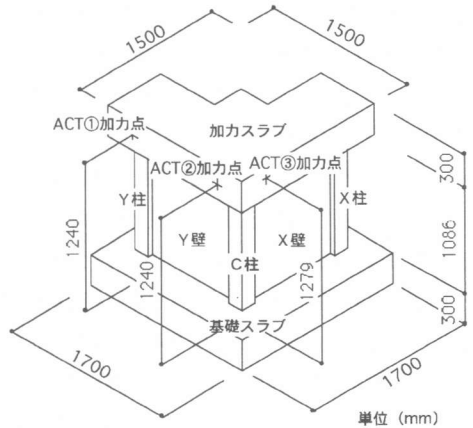


図-1 試験体形状

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の壁断面は、柱形のある等辺のL字形であり、壁断面の図心上に鉛直力を加えるために加力用スラブを設けた。本実験に用いた試験体の形状、名称および壁の断面図を図-1と図-2に示す。試験体数は6体であり、壁厚は全試験体共通で52mmとして設計した。配筋についても全試験体共通で、壁の配筋は縦横とも4φのなまし鉄線@60mmとした。柱の配筋は、主筋として4-D13と4-D10を使用し、せん断補強筋として4φ@30mmの角スパイラル筋を巻いた。コンクリートは豆砂利普通コンクリート(砂利の最大寸法10mm)を使用し、鉛直打ちとした。コンクリートと鉄筋の力学的性質をそれぞれ表-1と表-2に示す。

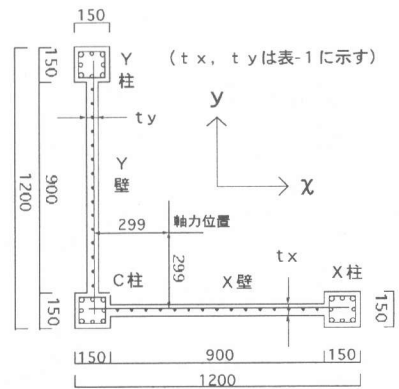


図-2 壁断面

*1 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科、工博(正会員)

*2 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科、工修(正会員)

*3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

表-1 コンクリートの力学的性質

試験体名	壁厚[mm]		σ_B [MPa]	ϵ_{C1} [MPa]	$E_{1/3}$ [MPa]
	t_x	t_y			
LSF-U	48	52	19.6	2.01	18800
LSF-UX	51	55	18.4	1.96	16600
LSF-X	53	52	21.1	1.85	20700
LSF-VX	54	55	22.3	2.14	19300
LSF-VVX	53	50	20.9	1.99	17600
LSF-V	51	54	22.6	1.77	17400

表-2 鉄筋の力学的性質

鉄筋	断面積 [cm ²]	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	伸率 [%]
D13	1.267	334	488	29.1
D10	0.713	345	484	28.6
4φ	0.124	232*	366	44.7

* : 0.2%耐力

2.2 加力方法および計測方法

加力装置を図-3に示す。鉛直力は、油圧回路にリリーフ弁を取り付けて常に設定した圧縮力を維持できる油圧ジャッキにより、壁の図心位置に加えた。二方向水平力は、水平面上に3台のアクチュエーターを配置して、①号機で振れが生じないように制御しながら②号機でx方向変位を与え、同時に①、②、③号機からx方向およびy方向荷重を計測し、その合力の方向（荷重方向）が所定の方向となるように③号機の変位を制御することで

加力用スラブに強制変形を与えた。設定した荷重方向は図-4に示すようにx軸を基準にして45°～-45°の間の6方向とし、それぞれx方向の部材角が各サイクルピーク時で千分の1,2,4,6,10,20ラジアンとする変位漸増正負繰返し加力を行った。同図に荷重方向ごとに名付けた試験体名を示す。なお、軸圧縮力は全試験体とも379kN（コンクリート強度23.5MPaで軸圧比が0.1）とした。

変位の測定は、加力スラブの4ヶ所の水平変位と柱位置の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。また、せん断変形を求めるために壁高を6分割して各区間の曲率を計測した。柱主筋と壁縦筋の歪み度も測定した。なお、以後の考察に用いる水平変形は鉛直変位を用いて標点の位置から壁頂部位置(1086mm)に補正し、全て部材角で表示してある。

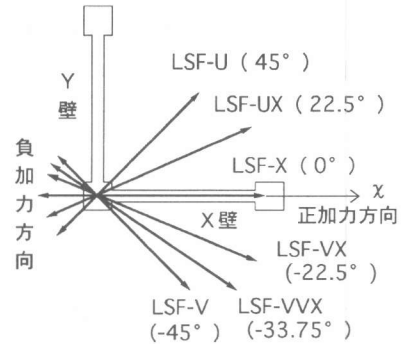
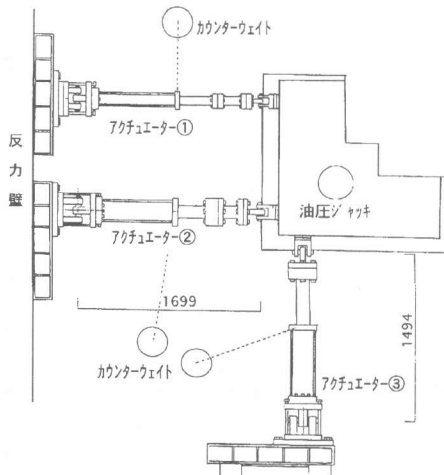
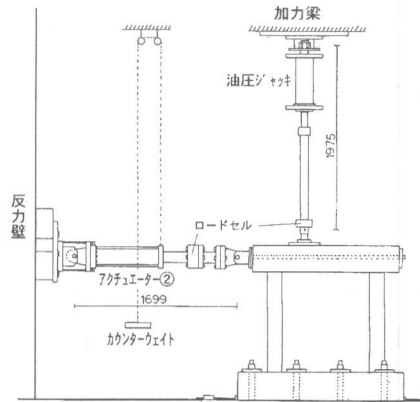


図-4 荷重方向と試験体名



(a) 平面図



(b) 立面図

図-3 加力装置概要 単位 (mm)

3. ひび割れおよび破壊状況

実験終了時のひび割れ状況をX, Y両壁を展開して図-5に示す。X壁は全試験体で正加力時にC柱付近で発生したひび割れと負加力時にX柱付近で発生したひび割れがそれぞれ変形の増大に伴って約 $45^\circ \sim 50^\circ$ の角度を保ちながら伸展し交差した。全ての試験体で壁中央部およびX柱下部付近で斜めひび割れが拡大し、続いてコンクリートの剥落や圧壊が見られた。LSF-Uでは基礎スラブとの打ち継ぎ面でひび割れが拡大し続いてコンクリートの剥落や圧壊が見られた。

Y壁では、X壁と同様なコンクリートの剥落や圧壊等の破壊状況が見られたのはLSF-UとLSF-Vだけであり、LSF-Vでは正加力時にY柱柱頭部分がせん断破壊した。

4. 荷重-変形関係

変形方向は荷重方向に一致しないので、二方向変形(R_x, R_y)の荷重方向成分 R_T を横軸にとり、荷重方向の荷重 Q_T を縦軸にとった Q_T-R_T 曲線を図-6に示す。LSF-UとLSF-UXの正加力時にはC柱主筋が降伏したので曲げ破壊型となっているが、他の4試験体は終局時の変形が小さく、正負両加力時ともせん断破壊型となっている。各試験体のx方向についての荷重-変形包絡線を比較して図-7に示す。正加力時では、LSF-UとLSF-UXが荷重の低い段階から剛性が低下し、その後緩やかに剛性が低下しながら最大荷重に達しているのに対し、他の4試験体はLSF-VXの最大荷重が大きいものの耐力時までほぼ同様の曲線となっている。負加力時については、最大荷重に達するまでの包絡線には試験体ごとによる差はほとんど見られない。

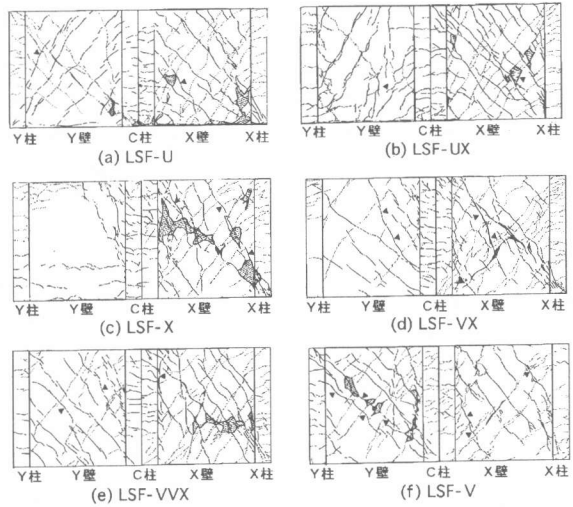


図-5 ひび割れおよび破壊状況

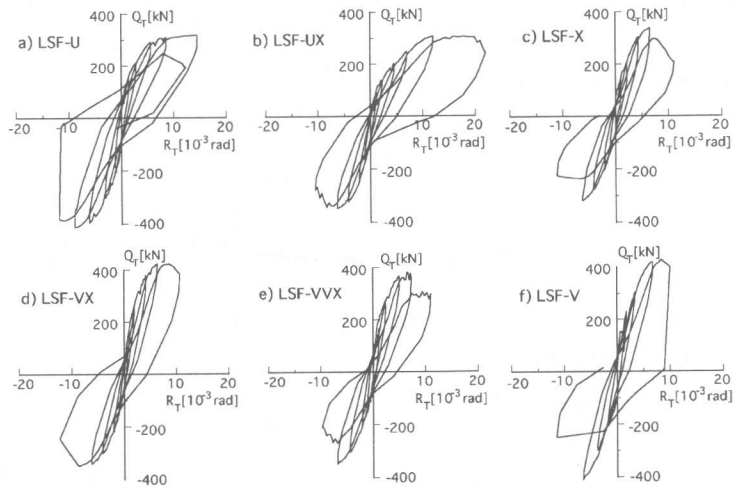


図-6 荷重方向荷重-変形曲線

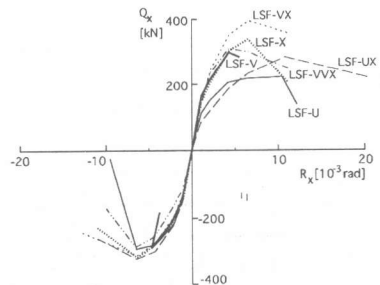


図-7 x方向荷重-変形包絡線

5. 荷重方向と変形方向

各サイクルピーク時の二方向変形 (R_x, R_y) を図-8に示す。同図には荷重方向を矢印で、弾性解析[3]による変形方向を一点鎖線で記してある。主軸方向加力であるLSF-UとLSF-Vの変形方向は、最終サイクルで壁が破壊するまでは荷重方向にほぼ一致しており、LSF-VVXでは弾性解析の方向に近づいている。荷重方向が $22.5^\circ \sim -22.5^\circ$ のLSF-UX、X、VXでは、正加力時には弾性解析の方向に近いが、負加力時にはy方向変形が弾性解析値よりも小さく0に近づいている。正負両加力時にわたってy方向に最も変形が生じていないのは荷重方向が -22.5° のLSF-VXとなっている。

6. 終局せん断耐力

荷重方向における最大耐力 Q_T を表-3に示す。同表の Q_x, Q_y および R_x, R_y はそれぞれ Q_T をとるときの x および y 方向の荷重と変形

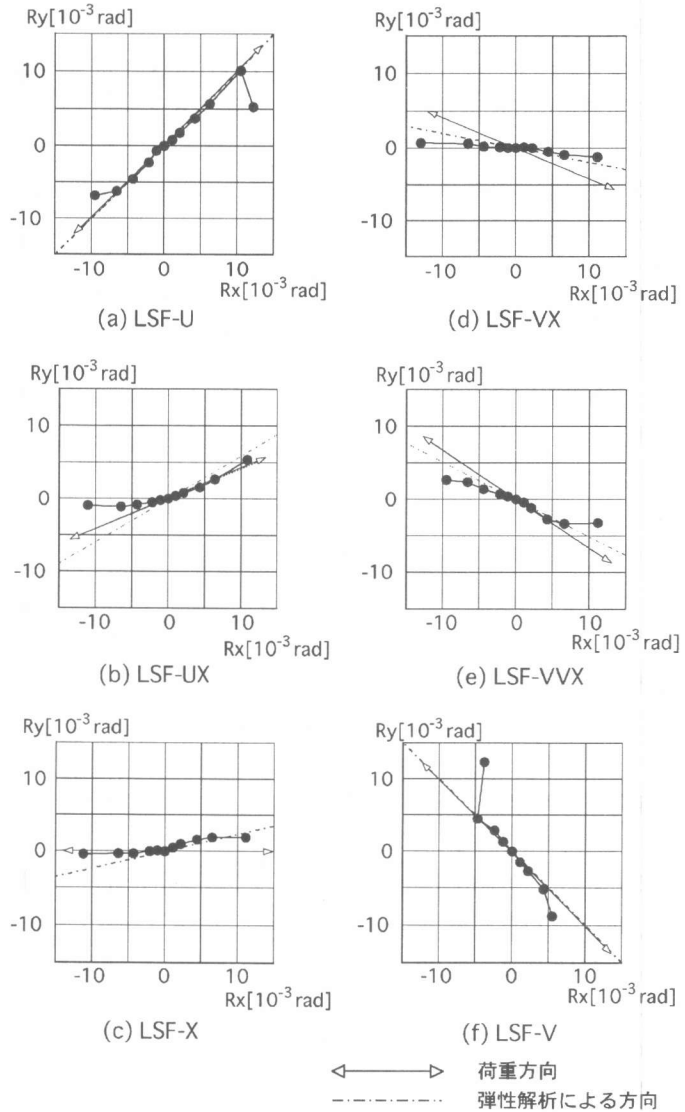
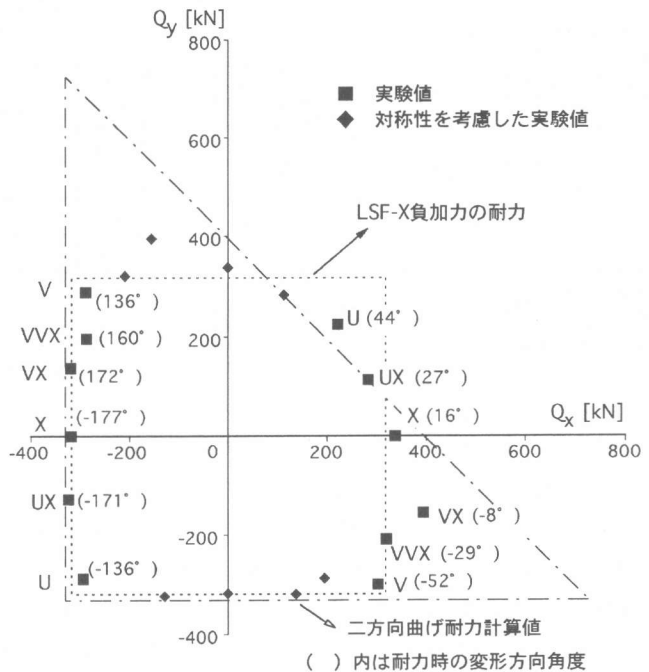


図-8 荷重方向と変形方向

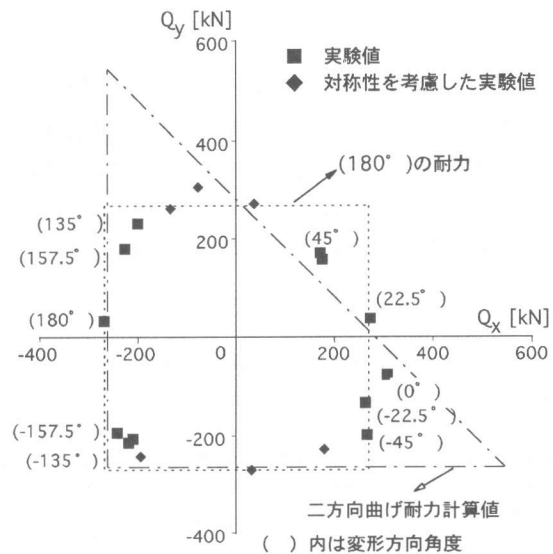
表-3 荷重方向最大耐力

試験体名	正加力時						負加力時					
	Q_T (kN)	R_T (10^{-3} rad)	Q_x (kN)	Q_y (kN)	R_x (10^{-3} rad)	R_y (10^{-3} rad)	Q_T (kN)	R_T (10^{-3} rad)	Q_x (kN)	Q_y (kN)	R_x (10^{-3} rad)	R_y (10^{-3} rad)
LSF-U	317	13.37	222	225	9.70	9.22	-412	-8.72	-294	-288	-6.26	-6.07
LSF-UX	307	12.02	284	115	10.77	5.40	-347	-6.42	-322	-128	-6.50	-1.07
LSF-X	338	6.53	338	0	6.53	1.92	-318	-6.40	-318	0.0	-6.40	-0.35
LSF-VX	424	6.44	395	-155	6.59	-0.90	-347	-8.55	-319	138	-8.78	1.17
LSF-VVX	383	6.50	321	-209	5.69	-3.18	-348	-6.88	-287	196	-6.64	2.43
LSF-V	427	8.45	304	-300	5.22	-6.73	-409	-6.52	-288	289	-4.69	4.54

である。これらの荷重を Q_x - Q_y 座標上で示すと図-9(a)のようになる。ただし、同図には対称性を考慮して全周にわたってプロットしてある。また、二方向曲げ耐力計算値[1,2]を一点鎖線で示した。図を見ると、曲げ破壊したLSF-U、UXの正加力時には曲げ耐力計算値を表す三角形の斜辺付近にプロットされており、また、せん断破壊した試験体はLSF-VXの正加力時が多少大きめになっているが、他は全て点線で示した正方形上にほぼプロットされている。点線は直交壁の影響が最も少ないと思われるLSF-Xの負加力時の値を、 x 、 y 軸の正負両方向にとったものである。図中の()内の角度は、耐力時の変形方向角度を示しており、表-3の(R_x, R_y)から求めた。正加力時に点線の正方形から飛び出しているLSF-VXの角度は -8° となっており、 x 軸方向に最も近い。図-9(b)には、筆者らが過去に変形方向を一定にしてせん断破壊実験を行った結果[4]のうち、(Q_x, Q_y)の合力最大値をプロットしたものである。試験体形状は本報とほぼ同じであるが、軸圧はかかっていない。図のようにこの実験では、変形方向が -45° と $\pm 135^\circ$ のせん断耐力値(45° の場合は曲げ破壊)は、点線で描いた正方形の頂点にまでは届いてはいないものの、概ね本報の二方向耐力図と同じような結果が得られている。また、変形方向が 0° の場合の耐力値についても、他より大きくなっている。



(a) 荷重方向を定めた本実験



(b) 変形方向を定めた実験[4]

図-9 二方向最大耐力図

次に、X壁とY壁のうちせん断破壊した壁に平行な方向 (LSF-Vのみ y 方向、他は x 方向)の最大耐力とせん断変形角 R_{su} を表-4に示す。表中の計算値 $c_{Q_{su1}}$ は広沢の平面壁のせん断耐力値[5]、 $c_{Q_{su2}}$

表-4 x 或いは y 方向最大耐力

試験体名	壁	正加力時					負加力時					計算値		
		tQ_{su} [kN]	R_{su} (10^{-3} rad)	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su1}}$	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su2}}$	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su3}}$	tQ_{su} [kN]	R_{su} (10^{-3} rad)	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su1}}$	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su2}}$	$\frac{tQ_{su}}{cQ_{su3}}$	cQ_{su1} [kN]	cQ_{su2} [kN]	cQ_{su3} [kN]
LSF-U	X	222*	1.60	0.95	0.93	1.18	294	4.79	1.26	1.22	1.55	234	240	189
LSF-UX	X	284*	4.47	1.21	1.16	1.50	322	5.87	1.38	1.32	1.70	234	245	189
LSF-X	X	338	3.73	1.35	1.28	1.57	318	3.66	1.27	1.20	1.47	250	265	216
LSF-VX	X	395	4.27	1.53	1.44	1.74	319	4.63	1.24	1.16	1.40	258	273	227
LSF-VVX	X	321	4.24	1.29	1.22	1.50	289	5.31	1.16	1.10	1.35	249	264	214
LSF-V	Y	300	4.30	1.16	1.09	1.31	289	3.92	1.12	1.05	1.26	259	274	229

*印は柱主筋降伏後にせん断破壊したことを示す。

は富井・江崎の壁板のスリップ破壊時の水平耐力値[6]、 cQ_{su3} は日本建築学会の終局強度型設計指針式[7]による値である。曲げ降伏が先行したLSF-U、UXの正加力時と、他に比べて大きな値を示しているLSF-VXの正加力時の値を除いて計算値と比較すると、 tQ_{su}/cQ_{su1} は1.12~1.38平均1.25、 tQ_{su}/cQ_{su2} は1.05~1.32平均1.18、 tQ_{su}/cQ_{su3} は1.26~1.70平均1.46となっており、本実験のL形壁のせん断耐力は平面壁のせん断耐力計算値よりかなり大きな値になっている。LSF-VXの正加力時の各計算値との比は1.44~1.74であり、50%程度大きな値を示している。これらのせん断耐力時のせん断変形角は正負加力によらず、 $3.66\sim 5.87\times 10^{-3}$ rad平均 4.47×10^{-3} radとなっており平面壁のせん断変形角に同等である。

3. むすび

L形断面耐震壁のせん断耐力は、変形方向の各壁板とのなす角度が 45° に近くなると幾分か小さくなる傾向があるものの、二方向せん断耐力図は概ね四辺形で表される。各壁に平行な方向の大きさは、正負方向ともそれぞれ直交壁が圧縮フランジとなる場合の耐力となるが、直交壁が引張フランジとなり、かつ面外に変形しない場合の耐力はそれよりも大きくなる。ただし、これらは限られた数少ない実験での結果であり、さらに実験的および理論的な検討が必要である。

謝辞

本研究は、平成8年度文部省科学研究費補助金(基盤研究(c);代表者 荒井康幸)によって行った。

参考文献

- [1] Khairallah, F., Arai, Y., Mizoguchi, M. and Takeda, C.: Flexural Behavior of RC L-Shaped Shear Walls under A Normal Force and Bi-directional Reversal Forces、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17, No.2, pp.553-558、1995
- [2] 荒井康幸、溝口光男、カイラッラ・フォアド、山田基彦:二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の曲げ終局強度、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18, No.2, pp.1037-1042、1996
- [3] 荒井康幸、柴田拓二:一般骨組内の開断面立体耐震壁の解析について、日本建築学会論文報告集、第313号、pp.48-57、1982.3
- [4] 溝口光男、荒井康幸:二方向水平力を受ける鉄筋コンクリートL型開断面耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集、第450号、pp.71-80、1993.8
- [5] 広沢雅也:建築研究資料、No.6、建設省建築研究所、p.43、1975.3
- [6] 富井政英・江崎文也:鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究(その1)、日本建築学会大会(九州)、pp.1587-1588、1981
- [7] 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990