

論文 鉄筋コンクリートコ型開断面耐震壁の二方向終局曲げ強度に関する実験的研究

荒井康幸*1・溝口光男*2・口地英樹*3

要旨: 断面の形状がコの字形を有している鉄筋コンクリート立体耐震壁の曲げ強度について実験的に検討を行った。試験体数は壁厚を2通りに変えた10体であり、加力は壁頂部の振れを拘束しながら水平面内二方向について各種の強制変形を与えた。その結果、鉄筋が降伏して終局に至るコ型開断面耐震壁の二方向終局曲げ強度と振れを拘束するのに必要なフランジ壁のせん断力を算定する方法を提示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐震壁, 開断面, 二方向, 曲げ強度

1. はじめに

建築構造物にはL形やコ型などの平面形状を持つ耐震壁が配置される場合が少なくないが、これら立体壁の構造性能は十分に明らかにされているとは言い難い。L形断面壁については拙論^{1), 2)}などにおいて二方向曲げ強度やせん断強度の検討を行っているが、コ型開断面壁については振れ要素が加わり更に複雑になるためいまだ未検討である。本報告では、コ型開断面壁の振れを拘束した曲げ破壊実験を行い、二方向終局曲げ強度と振れを拘束するのに必要なフランジ壁のせん断力について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、図-1に示すように柱形の無い等辺コ型開断面とし、壁頂部には加力のための梁を設けているが、コ型断面のそりを出来るだけ拘束しないように、天井スラブとコ型の開口側の梁は設けていない。壁の断面形状と配筋を図-2に示す。柱中心間距離は600mmとして同一であるが、壁厚が100mmと80mmの2種類あり、それぞれUDシリーズ, Uシリーズと称する。試験体数はUDシリーズが4体, Uシリーズ

が6体の合計10体である。壁の配筋は両シリーズとも4φのなまし鉄線を縦横@60mm複配筋(UDシリーズ $p_s=0.43\%$, Uシリーズ $p_s=0.53\%$)とし、柱は主筋4-D10にせん断補強筋として、スパイラル筋(4φ@30mm)を配筋した。コンクリートは、豆砂利普通コンクリートを使用し、基礎スラブと壁、加力梁の2回に分けて鉛直打ちとした。コンクリートと使用鉄筋の力学的性質をそれぞれ表-1と表-2に示す。

2.2 加力および計測方法

加力は壁頂部の振れを拘束しながら、各シリーズ毎に図-3に示すような変形を与え、それぞれ図中に示す試験体名を付けた。加力装置は

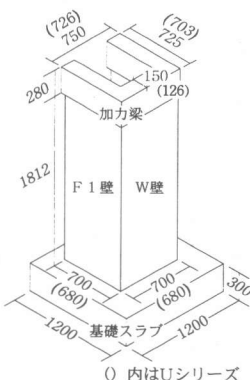


図-1 試験体形状
(単位: mm)

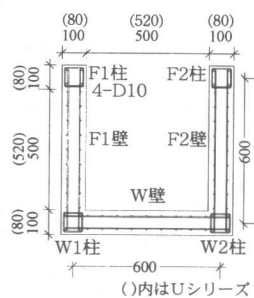


図-2 壁断面形状と配筋
(単位: mm)

*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 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博(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

図-4に示すように、アクチュエータ①②③を配置し、加力梁内に埋め込んだ塩ビパイプ(38φ)を通したP C鋼棒により試験体と接続している。加力方法は、UF-Xを除きアクチュエータ②③で図-3に示した方向に強制変形を与えながら、アクチュエータ①で振れが生じないように制御した。UF-Xはアクチュエータ③でx方向に強制変形を与え、アクチュエータ①②でy方向荷重の合力と振れが共に0となるように制御した。したがって、y方向への変形は自由である。

繰り返し変位振幅の部材角(図-3に示す各試験体の方向への変形)は、1000分の1,2,4,6,10,15,20,30,45ラジアンとした。UD-CとU-Cは半径、U-Hは図-3に示す線分OAが上記の部材角となるように加力した。

鉛直軸力は、図-4に示すようにリリーフ弁付き油圧ジャッキにより、コ型断面の図心にあたる位置にT字形に加工したH形鋼を介して加えた。このH形鋼と各壁頂部の梁とはピンで接合されている。軸圧は、壁断面のコンクリート強度の設計値を $\sigma_B=29.4\text{N/mm}^2$ とした時、軸圧比 $\eta=1/30$ となるようように設定した。

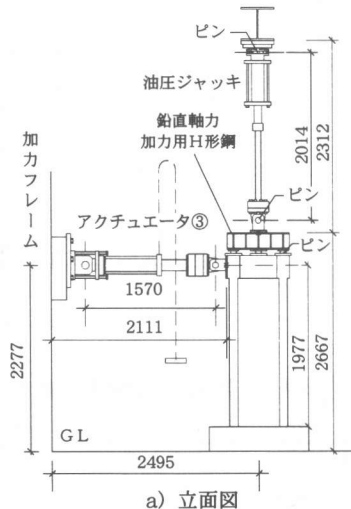


図-4 加力装置概要(単位:mm)

表-1 コンクリートの力学的性質

試験体名		圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数* (N/mm^2)
UD シリーズ	UF-X	34.6	2.43	28600
	UD-X	35.7	2.71	26400
	UD-U	36.3	2.69	26200
	UD-C	32.6	2.55	27900
U シリーズ	U-X	29.5	2.47	22600
	U-UX	32.6	2.37	24600
	U-U	27.9	2.23	20400
	U-UY	28.9	2.45	22700
	U-C	28.0	2.01	21900
	U-H	27.9	2.65	21100

*: 1/3割線弾性係数

表-2 鉄筋の力学的性質

シリーズ	鉄筋	断面積 (cm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)
UD	D10	0.713	357	519	29.6
	4φ	0.129	221*	293	42.7
U	D10	0.713	359	519	27.2
	4φ	0.127	209*	304	45.2

*: 0.2%耐力

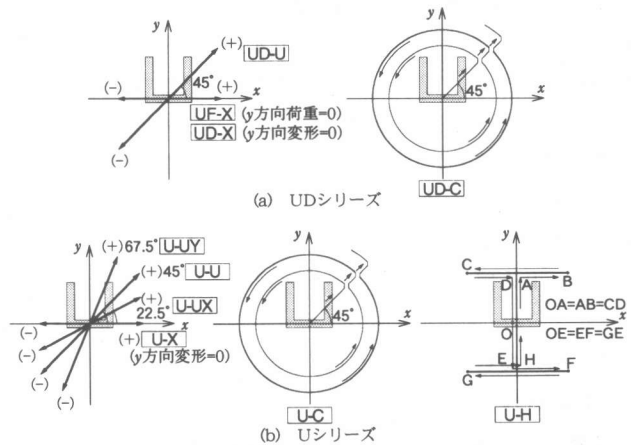
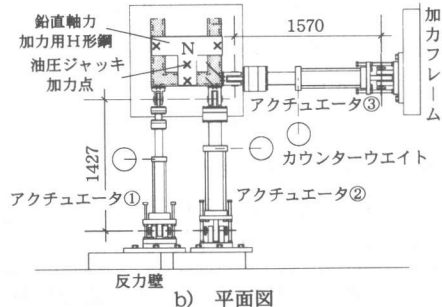


図-3 加力方向と試験体名



変位の測定は、各壁頂の梁の水平変位と柱頂部の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。各加力装置の荷重は、変位の増大に伴い、2方向成分を持つためx、y成分に分解し、これらの合力をそれぞれx、y方向荷重とした。

3. ひび割れ及び破壊状況

実験終了時におけるUシリーズのひび割れ状況を、壁面を展開して図-5に示す。一定方向に繰り返し加力を行った試験体（同図(a)~(d)）のひび割れは、正加力時を実線、負加力時を点線で示している。U-Hはy方向変形が正の時に発生したひび割れを実線で、負の時を点線で示している。U-Xはx方向荷重に対して引張側となるフランジ壁（正加力時はF1壁、負加力時はF2壁）に緩やかな角度の斜めひび割れが生じている。U-UXは正加力時に圧縮側になるF2壁にも斜めひび割れが生じている。45°方向加力のU-Uでは、正加力時に引張側になるF1壁に発生するひび割れはほぼ水平である。67.5°方向加力のU-UYになると、W壁には角度の急な斜めひび割れは生じなくなる。水平面内を複雑に加力したU-CとU-Hは、全ての壁板に多数のひび割れが発生し、終局時には壁脚部に広範囲なコンクリートの剥落が見られた。全試験体とも柱主筋が降伏し、脚部コンクリートが圧壊する曲げ破壊であった。

示し、同図(b),(c)に一定方向に繰り返し加力を行った試験体の変形方向（図-3に示した各試験体それぞれの加力方向。したがって、試験体毎に方向が異なる。）についての荷重-変形包絡線を示す。両シリーズとも、千分の10ラジアン付近までに鉄筋が降伏する曲げ破壊型となっていることが解る。なお、x方向加力でy方向への拘束が異なるUD-XとUF-Xはほとんど変わら

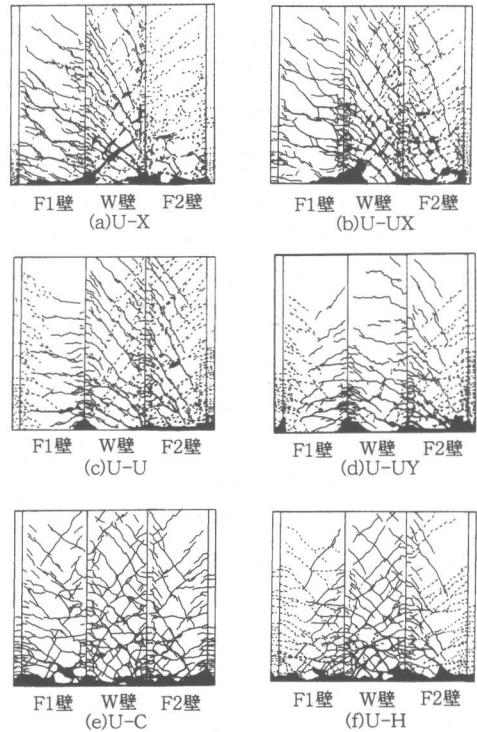
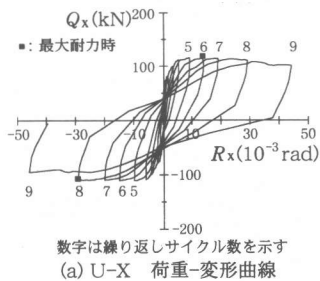


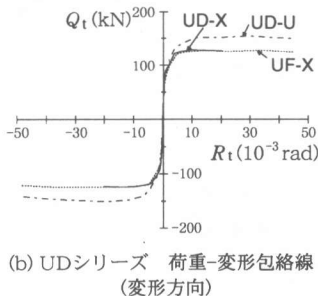
図-5 ひび割れ状況

4. 荷重-変形関係

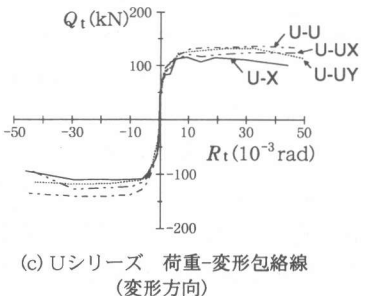
図-6 (a)に荷重-変形曲線をU-Xを例にして



数字は繰り返しサイクル数を示す
(a) U-X 荷重-変形曲線



(b) UDシリーズ 荷重-変形包絡線
(変形方向)



(c) Uシリーズ 荷重-変形包絡線
(変形方向)

図-6 荷重-変形関係

ない結果となっている。

5. 二方向終局曲げ耐力

各試験体の最大耐力時におけるx方向荷重 Q_x とy方向荷重 Q_y を、各シリーズ毎に Q_x - Q_y 座標上にプロットして図-7に示す。UD-C, U-C, U-Hについては最大耐力時を含むサイクルの全点を結んで示してある。また、加力方向の対称性を考慮した点も□印でプロットしてある。図中に破線で示す四辺形は、4本の柱の内1本の柱のみが圧縮となり、他の全ての柱筋と壁筋が引張降伏する4通りの曲げ破壊パターンについての二方向曲げ耐力計算値を結んだものである。計算方法については、図-8にF2柱が圧縮となる曲げ破壊パターンの例で示しているように、柱中心を圧縮合力中心とする直交二軸をとり、引張降伏している鉄筋と軸方向力についてのそれぞれの軸回りモーメントから (Q_x, Q_y) を求めている。図によると、一定の方向に繰り返し加力を行った試験体の二方向最大耐力は、四辺形のほぼ辺上にプロットされており、計算値と良く対応していると言える。

円状に変位履歴を与えたUD-CとU-Cの Q_x - Q_y 曲線は、四辺形の辺上付近にまでは達しているものの、頂点にまでは達していない。H状に変位履歴を与えたU-Hでは、曲線に記号O~Hを付して図-3の変形位置の記号に対応させている。これを見ると、A点では計算値にほぼ等しいものの、A→B→Cでy方向荷重は激減している。ここに描いた5~6サイクルの部材角は千分の10~15ラジアンであって、鉄筋降伏後かつ脚部コンクリートの圧壊以前であるので、一定方向に加力した試験体の二方向曲げ耐力値とほぼ同等の値を得ても良い部材角である。このことは、変形の履歴によって鉄筋の応力-ひずみ関係の履歴が異なるために、取り得る二方向曲げ耐力値は変化し、一定方向に加力した場合の二方向終局曲げ耐力値は上限になると言える。

表-3に一定方向に加力した試験体のxおよびy方向毎の最大荷重を計算値と比較して示す。

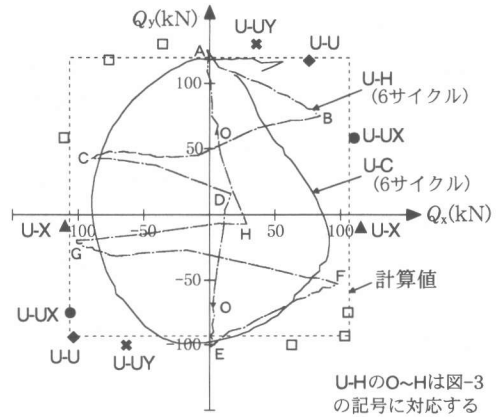
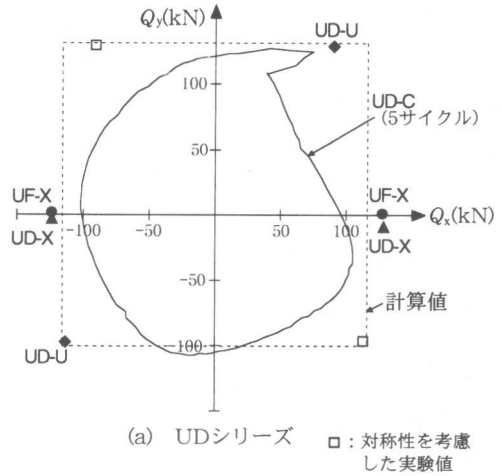
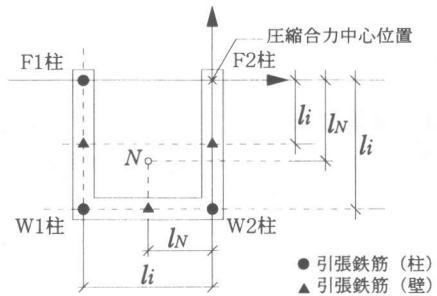


図-7 二方向曲げ耐力図



$$cQ_{BU} = \left[\sum (a_{s,i} \cdot \sigma_{sy,i}) \cdot l_i + N \cdot l_N \right] / h$$

cQ_{BU} : 各方向の曲げ耐力計算値
 $(\sum a_{s,i} \cdot \sigma_{sy,i})$: 柱筋及び壁筋の降伏荷重
 l_N, l_i : 圧縮合力中心までの距離
 N : 軸方向力
 h : 加力点高さ

図-8 二方向曲げ耐力の計算方法

表-3 二方向終局曲げ耐力

試験体名	方向	正方向			負方向			
		実験値	計算値	比率	実験値	計算値	比率	
		tQ_{max} (kN)	cQ_{bu} (kN)	tQ_{max} cQ_{bu}	tQ_{max} (kN)	cQ_{bu} (kN)	tQ_{max} cQ_{bu}	
UD シリーズ	UF-X	x	126.7	115.8	1.09	-123.0	-115.8	1.06
	UD-X	x	128.4	115.8	1.11	-123.5	-115.8	1.07
	UD-U	x	89.5	115.8	0.77	-113.2	-115.8	0.98
y		128.5	131.0	0.98	-97.9	-100.6	0.97	
U シリーズ	U-X	x	115.2	106.2	1.08	-110.0	-106.2	1.04
	U-UX	x	110.7	106.2	1.04	-105.4	-106.2	0.99
		x	79.6	106.2	0.75	-103.2	-106.2	0.97
	U-U	y	117.0	119.7	0.98	-94.6	-92.8	1.02
		y	129.1	119.7	1.08	-101.5	-92.8	1.09

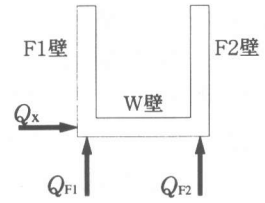


図-9 壁面内せん断力の定義

実験値と計算値との比は0.75
~1.11平均1.00となっている。

6. フランジ壁の面内方向せん断力

本実験では、コ型開断面の振れを拘束して加力しているため、この振れ拘束モーメントが両フランジ壁 (F1壁, F2壁)に加わることになる。F1壁, F2壁のせん断力(図-4の加力装置参照)を、図-9に示すようにそれぞれ Q_{F1} , Q_{F2} とし、これらの繰り返しサイクルピーク時の値を、横軸にx方向変形をとって図-10に示す。図にはx方向加力のUF-X, UD-X, U-Xと45°方向加力のU-Uについて示してある。UF-Xは加力方法から当然ながら Q_{F1} と Q_{F2} は逆向きで値は等しく、引張側の鉄筋が降伏した3サイクル以降は正負加力時ともほぼ一定の値となっている。y方向変形を0に拘束しているUD-XとU-Xでは、引張側となるフランジ壁(正加力時にはF1壁, 負加力時にはF2壁)は上記と同様に3~4サイクル以降ほぼ一定となっており、圧縮側フランジ壁のせん断力は3~4サイクルで引張側の

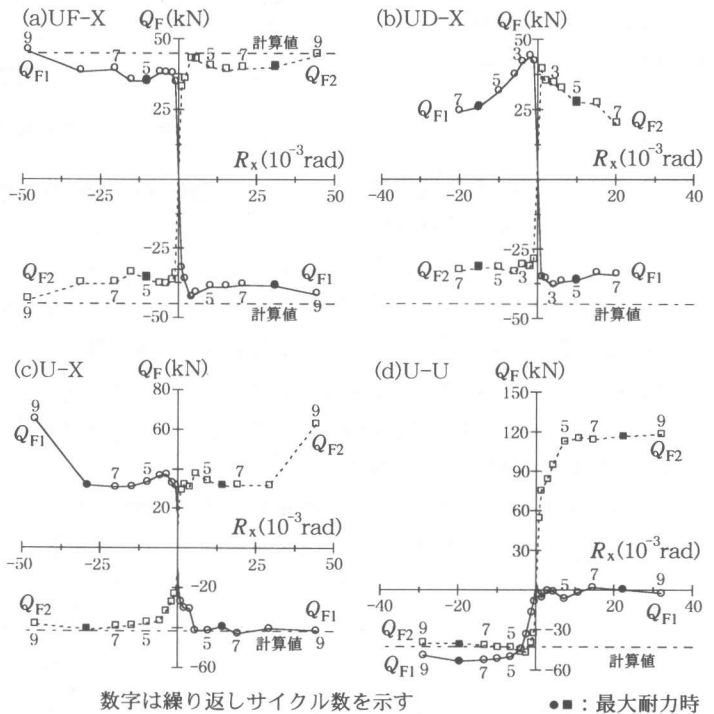


図-10 フランジ壁のせん断力

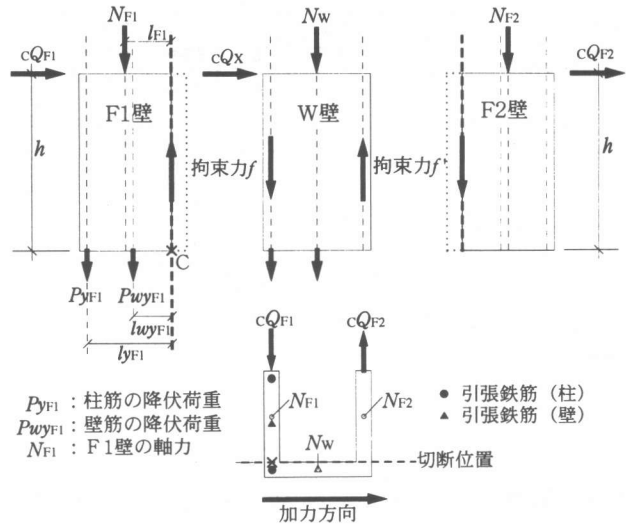
値とほぼ等しいが、その後変化している。なお、U-Xの±9サイクル目の値が急激に大きくなっているが、このサイクルでW1柱とW2柱の柱脚がそれぞれ破壊したことが原因と思われる。U-Uの正加力時は、 Q_{F1} が非常に小さくなっており、y方向荷重のほとんどをF2壁が負担していることが解る。また、負加力時に引張側となるF2壁のせん断力 Q_{F2} はこの場合にもほぼ

一定となっている。

以上のように、引張側となるフランジ壁でかつ開口側の柱が引張となる場合のフランジ壁せん断力は、鉄筋降伏以後にはほぼ一定の値をとるので、これについて検討する。筆者らは拙論³⁾において、L形壁の応力伝達機構の考察を行っているが、これをコ型開断面のF1壁とW壁に適用してみる。すなわち、図-11に示すようにコ型開断面壁を図中に示す切断位置で分割し、切断面に拘束力 f を仮定する。同図はF1壁が引張側となり、柱筋と壁筋が全て降伏している状態を示している。F1壁のせん断力 cQ_{F1} は切断面の壁脚(図中のC点)でのモーメントの釣り合いから求められる。計算値を図-10に一点鎖線で示す。計算値は、壁厚の大きいUDシリーズで実験値をやや上回っているもののほぼ対応している。したがって、UF-Xのようにx方向のみの荷重を受けるコ形開断面壁の振れ拘束モーメントは、上記の方法で評価できよう。二方向荷重を受ける場合には、壁板の剛性が影響すると考えられるのでさらに検討したい。

7. むすび

コ型開断面壁の振れを拘束した曲げ破壊実験を行い、主として二方向耐力について検討した結果、1) 柱1本が圧縮となり、他の全ての柱筋と壁筋が引張降伏する4通りの曲げ破壊パターンから求められる計算値を Q_x - Q_y 座標上にプロットして描かれる四辺形は、二方向終局曲げ耐力のほぼ上限を表している。2) 二方向変形の経歴によっては、前記の終局耐力値をとり得ないことがある。3) ウェブ壁方向のみの荷重



P_{yF1} : 柱筋の降伏荷重
 P_{wyF1} : 壁筋の降伏荷重
 N_{F1} : F1壁の軸力

● 引張鉄筋(柱)
 ▲ 引張鉄筋(壁)

$$cQ_{F1} = \frac{P_{yF1} \cdot l_{yF1} + P_{wyF1} \cdot l_{wyF1} + N_{F1} \cdot l_{F1}}{h}$$

図-11 フランジ壁のせん断力計算方法

を受ける場合の振れ拘束モーメントは、フランジ壁の鉄筋の降伏状況から算定できる。

謝辞

本研究は平成12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)により行った。

参考文献

- 1) 荒井康幸, 溝口光男ほか: 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
- 2) 溝口光男, 荒井康幸, 赤石達彦: 鉄筋コンクリート不等辺L形断面耐震壁の二方向終局せん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.733-738, 1999
- 3) 溝口光男, 荒井康幸: 直交壁がせん断降伏する鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の終局強度, 日本建築学会構造系論文集, 第512号, pp.141-147, 1998.10