



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(耐震壁)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒井, 康幸, 溝口, 光男, カイラッラ, フォアド, 山田, 基彦 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/00010502

論文 二方向水平力と軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の曲げ終局強度

荒井康幸*1・溝口光男*2・カイラッラ フォアド*3・山田基彦*4

要旨: L形断面を有する鉄筋コンクリート耐震壁に3とおりの軸圧を加えて、直交二方向から水平力を加える曲げ破壊実験を行い、筆者らが既に提案しているL形断面壁の二方向曲げ耐力図の適合性を、塑性曲げ理論による解析結果も含めて検討した。その結果、軸圧比が0.1を超えて、より大きくなると適合性が悪くなり、塑性曲げ理論による二軸曲げ解析が必要であるが、0.1程度までであれば既往の簡単な計算法で良く評価できることを再確認した。

キーワード: 鉄筋コンクリート、耐震壁、L形断面、二方向、曲げ終局強度

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]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。しかしながら、その実験は軸圧比が0.1の場合に限られており、軸圧比が大きい場合の検討はなされていない。本研究では、軸圧比を3とおりに変化させて二方向水平加力実験を行うとともに、塑性曲げ理論による二軸曲げ解析も行って、主として軸圧比が異なる場合の終局曲げ強度について検討した。

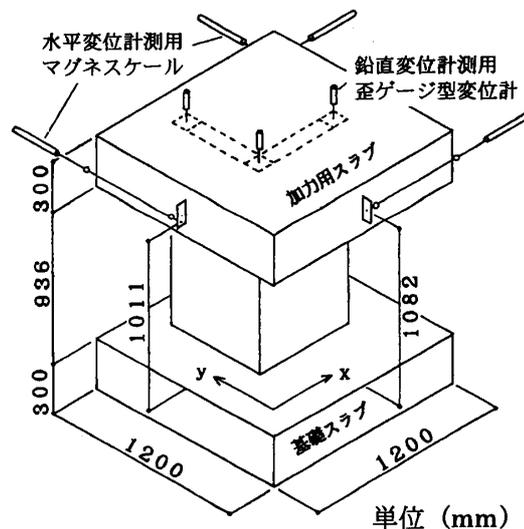


図-1 試験体形状および計測位置

2. 実験概要

2.1 試験体

L形断面壁は、前報[1]と同様に曲げ破壊するよ
うな断面形状および配筋とし、壁頂部には曲げ・せん断・軸力を加えるための加力用スラブを設けた。試験体の形状と配筋は全試験体共通で、壁筋には4φのなまし鉄線を縦横@6cm(複筋)で配筋し、柱には軸鉄筋4-D10にせん断補強筋として角スパイラル筋(4φ@3cm)を巻いた。これらを本報で用いた各部の名称と共に図-1と図-2に示す。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状をそれぞれ表-

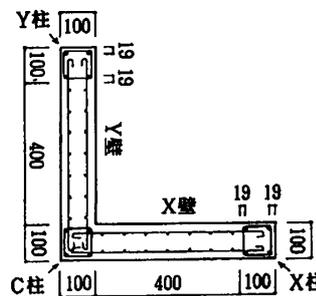


図-2 壁断面と配筋 単位 (mm)

*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 工学研究科建設工学専攻、工修(正会員)

*4 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状

試験体名	σ_B [MPa]	$c\sigma_t$ [MPa]	$E_{1/3}$ [MPa]	N [kN]	η
L-XNS	24.3	2.42	23700	255	0.10
L-XNM	22.1	2.43	20300	426	0.18
L-XNL	22.0	1.85	23300	596	0.25
L-UHNS	22.6	2.41	20700	254	0.10
L-UHNL	22.6	-	21200	596	0.24

表-2 鉄筋の力学的性状

鉄筋	断面積 [cm ²]	降伏強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	伸び [%]
D10	0.713*	343	505	28.1
4φ	0.126	168**	291	41.0

*: 公称断面積 **: 0.2%耐力

1と表-2に示す。加力用スラブに強制変形を与える方向（変形方向と呼ぶ）を図-3に示す。試験体数は5体であり、試験体名は変位履歴と軸圧比 η の違いにより図-3のように定めた。なお、同図(b)のL-UHNSとL-UHNLについては、図中Aからアルファベット順にH形状に各区間が同じになるようにし、B、G点がy軸上、C、F点がx軸上になるように変位を与えた。また、荷重と変形に対する座標系も図示のように定めた。

2.2 加力方法および計測方法

図-4に示すように、水平面上に配置したアクチュエータ3台によって、加力用スラブの上に固定した鉄骨フレームを介してx、y方向の変形を与え、変形方向に対して変位漸増繰返し加力を行った。軸圧は、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、壁の図心にあたる位置に加力用スラブの上から加えた。各試験体の軸圧比 η ($N/(A\sigma_B)$)、N: 軸方向力、A: 壁の断面積、 σ_B : コンクリート圧縮強度)を表-1に示す。Nには鉄骨フレームと加力用スラブの重量を含んでいる。繰返し変位振幅は、変形方向の部材角で千分の1,2,4,6,10,15,20,30ラジアンとした。L-UHNSとL-UHNLについては、図-3(b)においてA点、E点で同様の部材角になるようにした。変位の測定は、図-1に示すように加力用スラブの4カ所の水平変位と、柱頂部の鉛直変位を、基礎スラブを基準にして計測した。なお、考察に用いる水平変位は、上記の鉛直変位を用いて壁頂位置に補正してある。又、柱主筋と壁筋のひずみ度も計測した。

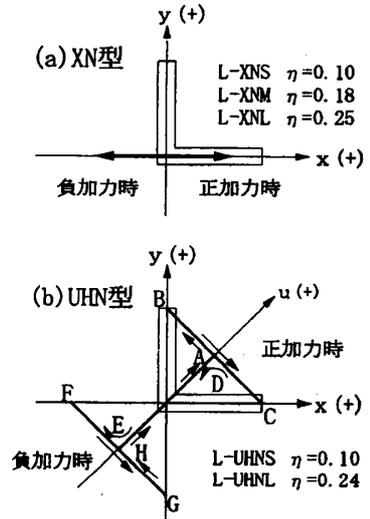


図-3 試験体名と変位履歴

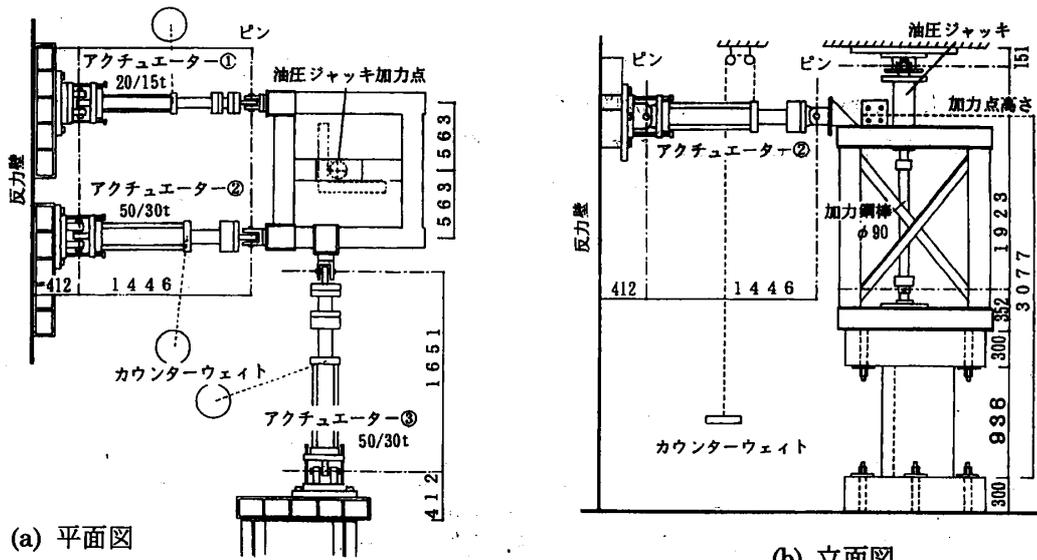


図-4 加力装置概要 単位 (mm)

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図-5に示す。

XN型では、軸力が大きいほどX柱に縦に長い

ひび割れが発生し開口するようになったが、Y壁には縦ひび割れはほとんど発生せず、X壁のような剥落や圧壊もなく、終局時においても健全であった。また、UHN型ではX、Y壁のひび割れはC柱を中心にほぼ対称になっており、ひび割れ発生数もXN型に比べて多く、破壊が激しい。

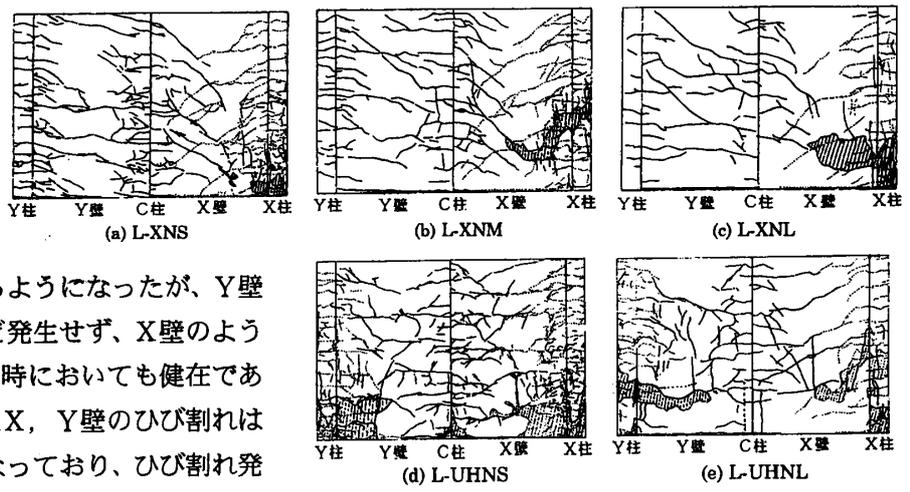


図-5 ひび割れおよび破壊状況

4. 荷重-変形関係

XN型のx方向についての荷重-変形曲線を図-6(a)~(c)に示す。どの試験体も最大耐力時までには脚部のほとんどの鉄筋が降伏しており、荷重-変形曲線は正負両加力時とも明瞭な降伏現象を示している。正加力時には全試験体でX柱の圧壊により急激に荷重が低下しており、その時の変形はL-XNSが 28×10^{-3} rad付近、L-XNMが 17×10^{-3} rad付近、L-XNLが 12×10^{-3} rad

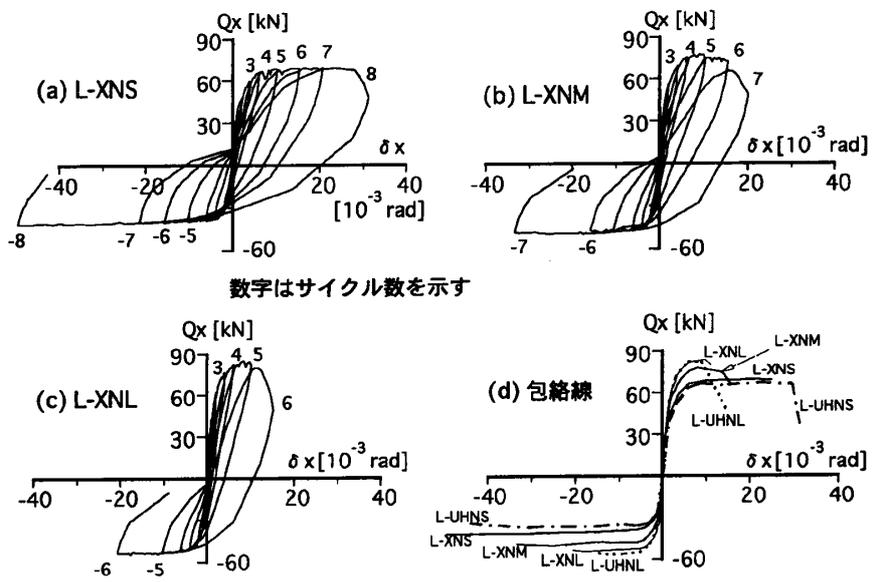


図-6 x方向荷重-変形曲線

付近と、軸力が大きいほど早くなっている。これら3試験体とUHN型の荷重変形包絡線を同図(d)に示す。UHN型については、図-3(b)中のC点とF点でのx方向の荷重と変形を示している。図によると荷重が急落するまでの包絡線は軸圧比毎に類似しており、変位履歴の違いによる影響はあまり見られない。

5. 曲げ終局強度

正加力時におけるXN型のx方向およびUHN型のx方向とy方向の最大荷重実験値と計算値1~3を表-3および図-7に示す。計算値1は図-8に示すようにL形断面をx或いはy方向の軸線上に投影し、鉄筋および軸方向力の投影された位置を

表-3 xおよびy方向曲げ終局強度(正側)

	方向	実験値	計算値1	計算値2	計算値3	実験値	実験値	実験値
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	計算値1	計算値2	計算値3
L-XNS	x	69.4	69.0	64.3	63.8	1.01	1.08	1.09
L-XNM	x	77.7	89.2	73.8	73.2	0.87	1.05	1.06
L-XNL	x	84.7	109.4	76.0	77.6	0.77	1.11	1.09
L-UHNS	x	67.6	69.0	63.5	63.4	0.98	1.06	1.07
	y	71.6	69.0	63.5	63.4	1.04	1.13	1.13
L-UHNL	x	83.1	109.4	77.8	78.4	0.76	1.07	1.06
	y	90.6	109.4	77.8	78.4	0.83	1.17	1.16
平均						0.89	1.10	1.09

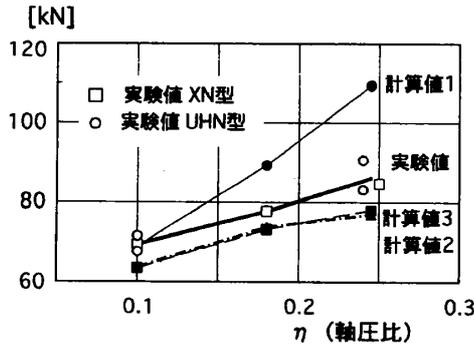


図-7 軸圧比と曲げ終局強度(正側)

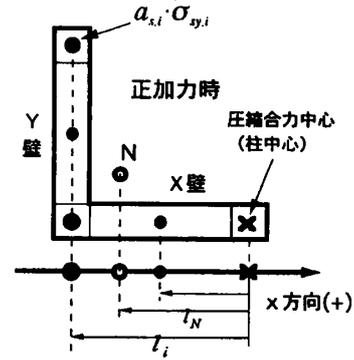


図-8 計算法1

考慮に入れて式(1)で算出した値である。

$$Q_{BU1} = \left(\sum_i a_{s,i} \cdot \sigma_{sy,i} \cdot l_i + N \cdot l_N \right) / h \quad (1)$$

ここに、

$(a_{s,i} \cdot \sigma_{sy,i})$: 柱筋および壁筋の降伏荷重

l_i, l_N : 圧縮合力中心までの距離 (図-8 参照)

N : 軸方向力

h : 加力点高さ (3077mm)

図-7を見ると、計算値1は軸圧比が0.1を超えると実験値との適合が悪くなっている。これは計算値1はコンクリート強度が考慮されておらず、圧縮合力中心を柱中心に固定しているためと考えられる。そこで、L形断面を図-9に示すように分割して塑性曲げ理論による二軸曲げ解析を行った。コンクリートの応力ひずみ関係には、修正 Kent & Park 式[2]を用い、拘束筋による拘束効果は図中に斜線で示した柱コンクリートにのみ考慮した。鉄筋は完全弾塑性とした。解析はxおよびy軸回りの曲率の比を変えて同図中に角度で示した16とおりについて行った。0°の場合の終局モーメントを加力点高さhで除し、計算値2として表-3および図-7に示した。計算値2は実験値よりも10%程小さいが、実験の傾向をほぼとらえている。終局強度時の中立軸位置を図-10に示す。また、表中の計算値3は式(1)の第2項にコンクリート強度を考慮して式(2)により求めた値である。

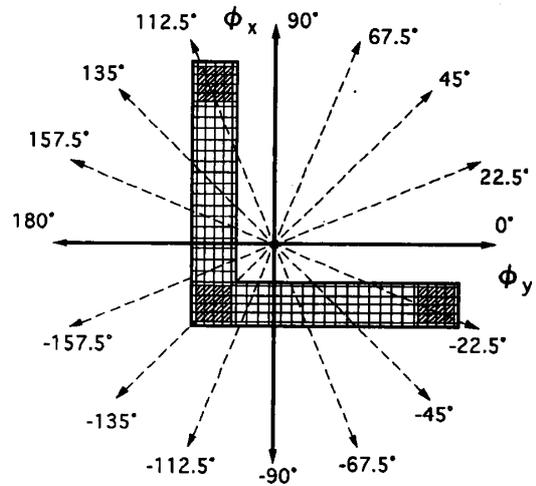


図-9 計算法2(二軸曲げ解析)

$$Q_{BU3} = \left(\sum_i a_{s,i} \cdot \sigma_{sy,i} \cdot l_i + N \cdot \left(1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot \sigma_B} \right) l_N \right) / h \quad (2)$$

ここに D, B_c は曲げ解析による中立軸位置を考慮して図-11(a)のようにとっている。計算結果は上記の塑性曲げ解析値とほとんど同じ値になっており、軸力とコンクリート強度を良く評価していると言える。

次に負加力時について正加力時と同様に表-4および図-12に示す。計算値1は実験値に対して平均で24%程小さくなっている。計算値2は図-9の180°での解析値である。曲げ解析による歪み分布を図-13に示したが、中立軸位置は圧縮縁から最大で6.5cmであり、軸圧比が0.18以下では2段目鉄筋も

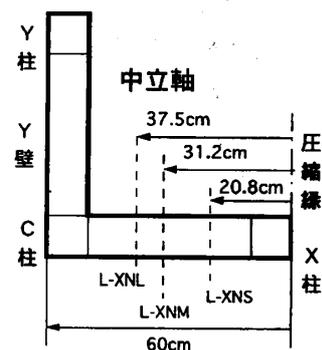


図-10 中立軸位置

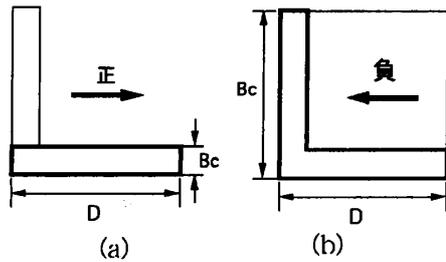


図-11 計算法3

降伏歪みに達している。そこで、計算値3では圧縮合力中心位置を柱中心位置から1段目鉄筋位置にずらし、図-11(b)のように B_c をとって計算した。計算値2と計算値3は共に実験値に対する比が1.06と良い対応を示しており、計算値3の略算法は正負加力時とも軸圧が変化した場合の曲げ終局強度を良く評価していると言える。

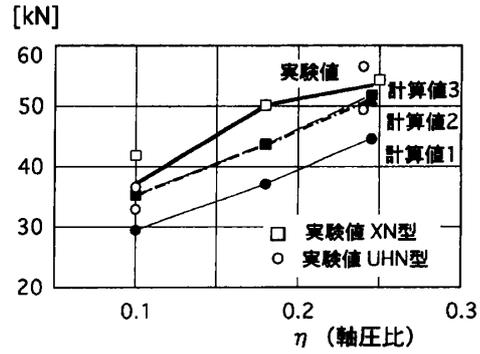


図-12 軸圧比と曲げ終局強度(負側)

表-4 xおよびy方向曲げ終局強度 (負側)

	方向	実験値	計算値1	計算値2	計算値3	実験値	実験値	実験値
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	計算値1	計算値2	計算値3
L-XNS	x	-41.8	-29.5	-35.4	-35.3	1.42	1.18	1.18
L-XNM	x	-50.1	-37.1	-43.6	-43.7	1.35	1.15	1.15
L-XNL	x	-54.3	-44.6	-51.0	-51.8	1.22	1.07	1.05
L-UHNS	x	-36.6	-29.5	-35.1	-35.2	1.24	1.04	1.04
	y	-32.9	-29.5	-35.1	-35.2	1.11	0.94	0.93
L-UHNL	x	-56.5	-44.6	-51.2	-51.8	1.27	1.10	1.09
	y	-49.4	-44.6	-51.2	-51.8	1.11	0.97	0.95
平均					1.24	1.06	1.06	

6. 二方向曲げ終局強度

図-14 に二軸曲げ解析結果の例を示す。図示のように二方向曲げ終局強度は Q_x-Q_y 平面上でほぼ三角形を形成し、曲率の方向(図-9参照)が 45° 、 180° 、 -90° の場合には辺上の中点に位置し、その他の場合にはほぼ三角形の頂点に集まっている。図-15(a)~(c)にXN型試験体の1サイクル目および2サイクル目以降のピーク時における Q_x と Q_y を示す。UHN型試験体については、実験開始から終了までの Q_x-Q_y 曲線を同図(d)、(e)に示した。図中の破線は二軸曲げ解析値であり、実線の三角形は、1本の柱が圧縮となる3通りの曲げ破壊パターンに対して図-15(f)に示すように柱中心を圧縮合力中心とする直交二軸を取り、引張降伏している鉄筋と軸方向力についての軸回りモーメントから(Q_x, Q_y)を求め、それぞれを結んだものである[1](以後、略算値と言う)。XN型の正加力時を見ると、終局時の実験値はL-XNSでは略算値の頂点③にほぼ等しいが、軸圧比が大きくなるに従い実験値は頂点③まで届かなくなっている。解析値はいずれの試験体も実験値にほぼ等しい。負加力時には3試験体とも実験値は略算値の辺①②

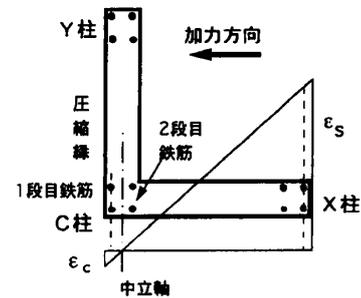
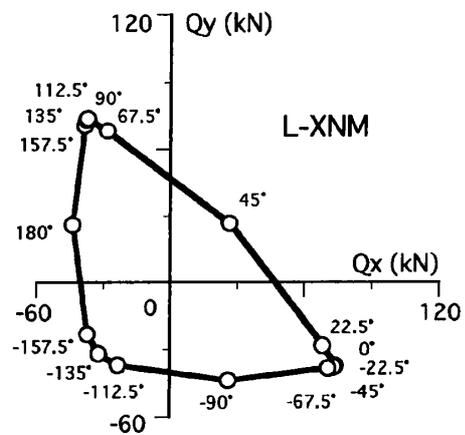


図-13 負加力時歪み分布



角度は図-9の曲率の方向を示す

図-14 二方向曲げ終局強度解析値

をややみ出しており、解析値に近い。複雑な変位履歴を与えた UHN 型では、両試験体とも実験曲線の外周は解析値にほぼ一致している。L-UHNS を見ると、A 点（図-3 参照）で X 柱と Y 柱にはほぼ均等に圧縮力が加わるため、辺①③の中点付近にあるが、変形の方が変わり B 点に向かうと、バランスが崩れて辺①③上を頂点①に向かって進むようになる。このことから一つの柱が圧縮となる場合には、頂点①、②、③のいずれかに向かうが、2本の柱のバランスが崩れると、三角形の辺上をいずれかの頂点に向かって進むことになる。したがって、軸圧比が0.1程度であれば平面内にどのような変形を与えても、二方向曲げ終局強度は略算値の三角形で概ね押さえることができると言える。

7. むすび

二方向水平力と3とおりの定軸圧を受ける鉄筋コンクリートL形断面耐震壁の実験を行い、主として二方向曲げ終局強度について検討した結果は以下のようにまとめられる。

- 1) L形断面壁の各壁に平行な方向の曲げ終局強度については、本実験の軸圧比0.25程度までは、コンクリート強度を考慮した比較的簡単な計算式で実験値を評価できる。
- 2) 二方向曲げ終局強度については、軸圧比が0.1を超えて、より大きくなると塑性曲げ理論による二軸曲げ解析が必要であるが、0.1程度までであれば既に筆者らが提案している簡単な計算法[1]で良く評価できることを再確認した。

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]Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp.929-950, April.1982

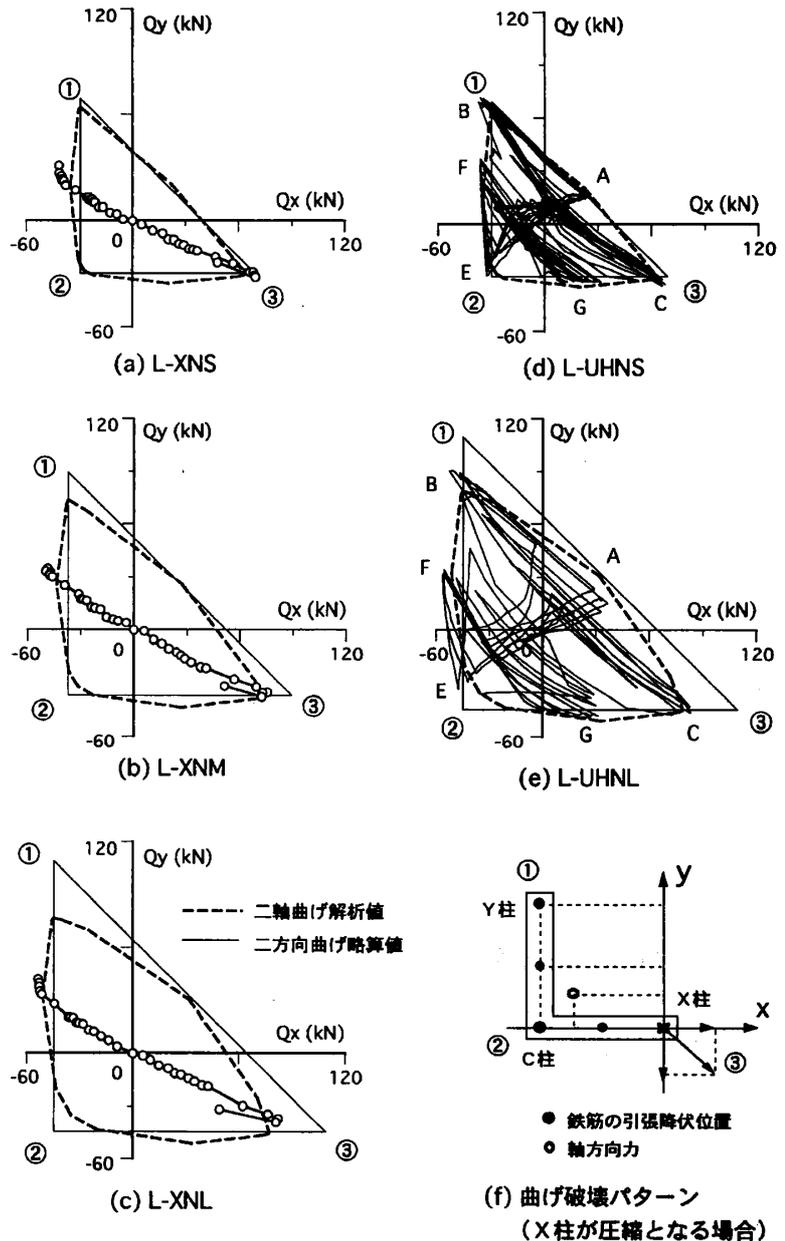


図-15 二方向荷重履歴曲線と曲げ耐力図