

論文 鉄筋コンクリート造 L 型断面耐震壁に関する実験的研究

小西 寛*¹・丸田 誠*²・鈴木 紀雄*³ 別所 佐登志*⁴

要旨：超高層 RC 造チューブ・コア壁架構における L 型断面耐震壁を対象に、隅角部と端部のコンクリートを拘束した 4 体の試験体を用い、地震力が斜め方向に入力する場合を想定して変動軸力並びに一定軸力下での曲げせん断力を加える静的加力実験を行った。L 型壁の弾塑性性状を把握するとともに、平面保持を仮定した曲げ解析で実験結果の検討を行った。その結果、隅角部と端部コンクリートの拘束は L 型壁の最大耐力や最大変形に影響を与えること、拘束範囲を十分にとることが靱性確保に必要であることが分かった。また、曲げ解析により最大耐力に至るまでの荷重－変形関係を良好に捉えられた。

キーワード：超高層 RC 造 L 型耐震壁, 高強度コンクリート, 水平加力実験, 横拘束効果

1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート造 (RC) 建物において、事務所や建築計画上の自由度が高い住宅に適用できる、大空間をもつ建物を構築するため、著者らは図-1に示すような、境界梁で連結された 4 つの L 型断面耐震壁 (以降 L 型壁と称す) からなるセンターコアと、外周のチューブ架構で構成される構造形式を検討している。この構造では、地震時にはコア壁の脚部に大きな曲げと軸力が作用する。特に、斜め方向に入力するときは、L 型壁の隅角部や端部の圧縮ひずみは大きなものとなる。高軸力下での壁の靱性を確保するためには、これらの部位のコンクリートの圧縮靱性を向上させることが重要となる [1~3]。本研究では、特に高強度コンクリートを使用した L 型壁の基本的な構造性能を把握することを目的に、隅角部と端部を横補強筋等で拘束した L 型壁試験体を 4 体製作し、静的加力実験を行った。

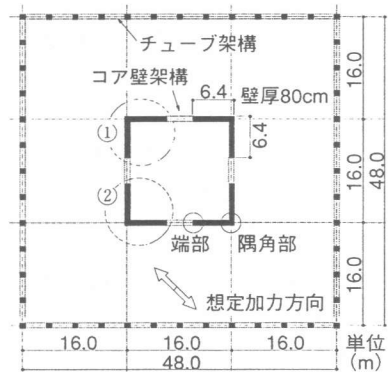


図-1 検討対象架構平面

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体は図-2に示すような L 型壁であり、縮尺は 1/6.7 である。4 体製作した試験体の形状、寸法、及び壁筋比は共通である。この壁には、靱性確保のため、図-3に示すように、隅角部と端部のコンクリートには横補強筋と中子筋 (以降両者を「拘束筋」と称す) により拘束した領域 (以降「柱型」と称す) を設けた。なお、隅角部並びに端部の柱型の間 (以降「平板部」と称す) は拘束筋を配していない。

試験体一覧を表-1に示す。実験因子は加力方向、拘束範囲、拘束筋量、及

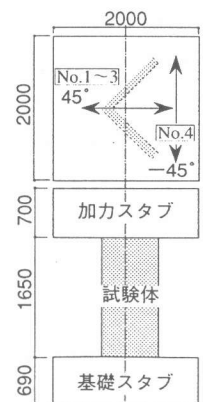


図-2 試験体概要

* 1 鹿島建設 (株) 技術研究所 第三研究部研究員 (正会員) * 2 同 主任研究員 (正会員)

* 3 同 小堀研究室 主任研究員・工博 (正会員)

* 4 同 専門部長 (正会員)

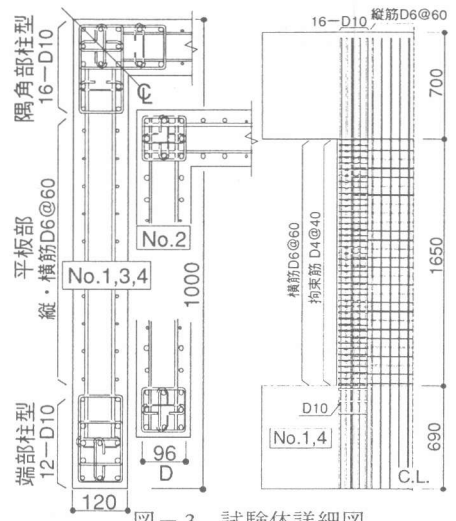
び軸力の大きさである。試験体は、曲げ降伏先行型として設計した。 No.1～No.3 試験体は、図－1の①の壁を想定したものであり、図－2に示すように、隅角部が圧縮縁あるいは引張縁となる方向（以降45° と称す）に加力した。No.1は端部の拘束筋を、長辺が短辺のほぼ2倍の長方形とし、隅角部ではこの長方形を組合せた。No.2は、拘束筋の形状を正方形とし、拘束される領域を小さくした。但し、曲げ耐力を同じにするためにNo.2では拘束されていない柱主筋が存在する。拘束筋の間隔は、No.1,2ともに40mm で入れた。No.3はNo.1と同じ形状の拘束筋を20mm 間隔で入れた。No.4は、No.1と同じ配筋であるが、図－1の②の壁を想定し、端部が圧縮縁あるいは引張縁となるような方向（以降-45° と称す）に加力した。

使用材料の力学的性質を表－2に示す。柱主筋はD10（SD345）、平板部縦横筋はD6（SD345 相当）、拘束筋はD4の高強度鉄筋を用い、コンクリートは目標強度 F_c 60MPa とした。

(2) 加力方法

図－4に加力装置を示す。水平加力は3台のアクチュエータを、軸方向加力には1000tf 油圧ジャッキを用いて行った。水平加力は、加力スタブが水平面内でねじれないように、2台の100tf アクチュエータを同一変形で制御した。No.1～3では、図－2に示すように、隅角部が圧縮となる方向を正方向とした。加力は、変形制御で行い、 $R=1/800$ を1回、1/400、1/200、1/100をそれぞれ2回、正負に繰り返し加力した後、最終は正方向で破壊するまで押し切ることにした。

図－1の①の壁には、変動軸力が生じる。No.1,2では想定した建物を30層としたときの軸力の変動状況を解析から求め、これを単純化して図－5のように、最大5310kN（平均軸応力度0.4 F_c ）、最小100kNの範囲で水平力に比例させて変動させた。No.3は、正加力では7965kN（0.6 F_c ）、負加力では100kNとなるように、部材角が0の時に軸力を切り替えた。このため、荷重－変形関係は他の試験体と直接比較出来ない。図－1の②の壁は軸力の変動幅が小さいので、No.4では2655kN（0.2 F_c ）の一定値とした。



図－3 試験体詳細図

表－1 試験体一覧

試験体 No.	加力方向	変動因子		軸力	
		拘束範囲	拘束筋	正	負
1	45°	2 D	D4@40	変動	変動
2		D	D	変動	変動
3	-45°	2 D	D4@20	0.6 F_c	0 F_c
4		D	D4@40	0.2 F_c	

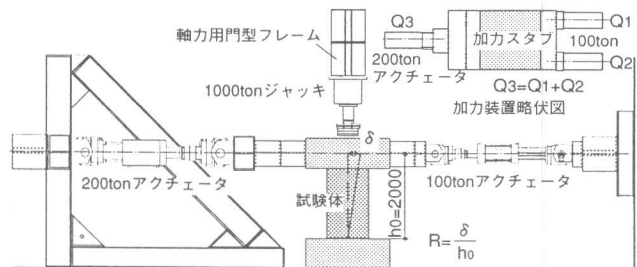
加力方向：図－2参照 拘束範囲：Dは柱型幅96mm
軸力：変動・加力方法図－5参照

表－2 使用材料の力学的性質

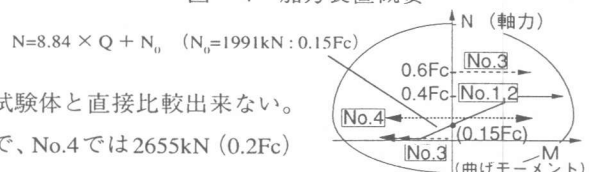
試験体 No.	コンクリート		
	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^4$ MPa)
1	74.1	3.7	3.58
2	69.0	3.9	3.70
3	70.1	4.3	3.53
4	68.8	4.2	3.79

養生方法は現場封かん

種別	鉄筋			
	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^5$ MPa)	破断伸び (%)
D4	697.3	820.6	2.14	14.3
D6	374.7	454.1	1.90	31.1
D10	368.5	497.2	1.86	23.8



図－4 加力装置概要



図－5 軸力載荷法概念図

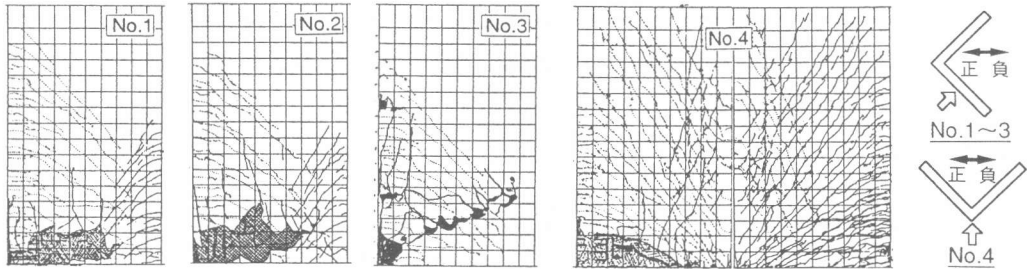
3. 実験結果

3.1 実験経過

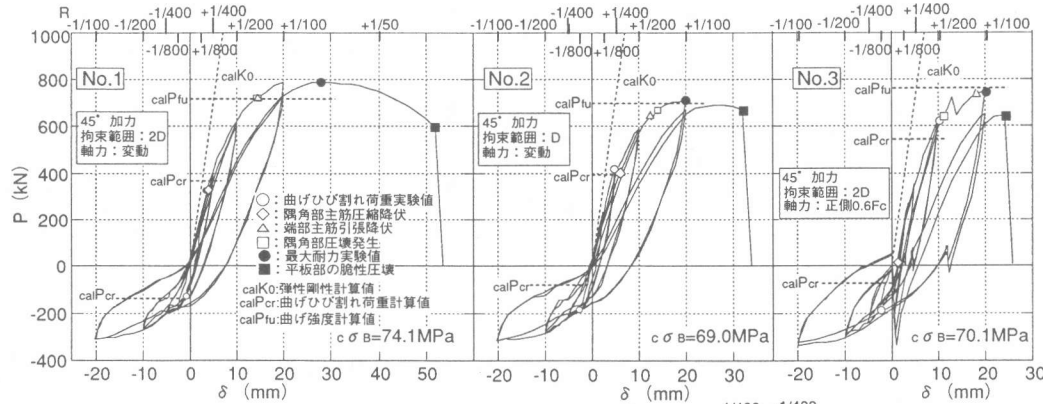
各試験体の最終状況と荷重－変形関係をそれぞれ図－6、7に、実験結果一覧を表－3に示す。

No.1,2 試験体：図－6のように、曲げ並びに曲げせん断ひび割れは軸力の大きい正加力時で少ないが、負加力時ではその数も多く試験体上部まで生じた。全体的なひび割れ性状について両者を比較すると、大きな違いは見られない。しかし、拘束範囲の大きさは耐力並びに靱性能に影響を与え、最大強度はNo.1の方がNo.2よりも1割ほど大きくなり、変形能もNo.1の方が1.5倍ほど大きな値を示した。最終的に、両者ともそれまでの軸力を保持できなくなり、脆性的に破壊した。平板部のコンクリートは圧壊剥離し、この部分の縦筋は座屈していた。また、拘束した柱型部分は、No.1では全体的に膨張しており、主筋も座屈した。一方、No.2では、柱型内の主筋の座屈は認められなかったが、拘束筋の外側にある主筋が座屈していた。

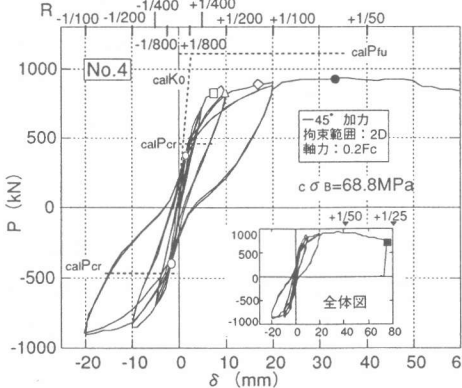
No.3 試験体：負側のひび割れ性状はNo.1、2と同様であるが、正側でより高軸力を加えたためR=1/200までひび割れはほとんど生じなかった。



図－6 各試験体の最終状況



R=1/100までは軸力を保持できたが、変形能は最も小さく、平板部が脆性破壊した。破壊性状をNo.1、2と比較すると、若干異なっていた。終局まで隅角部主筋の座屈並びに拘束筋の降伏はみられず、柱型コンクリートは破壊時においても健全であったものとみなされる。この試験体では軸力が大きかったために、拘束されていない平板部のコンクリートの圧縮ひずみがNo.1、2に比べて大きくなり、両者に比べて小さい部材角で破壊したものと考えられる。



図－7 荷重－変形関係

No.4試験体：-45° 加力したためひび割れ性状もNo.1～3までとは異なり、R=1/200の加力では、試験体上方から圧縮側に向かいほぼ45°に直線的に生じるひび割れが多数確認され、試験体中間にある横筋は引張降伏した。靱性能は最大でR=1/26と、他に比べ最も大きな値を示した。最終的にNo.1,2と同様に、圧縮壁脚部が脆性破壊した。両側の変形で加力制御したため、2台の100tfアクチュエータの出力は5:1程度の割合と大きく異なった。加力方向のみならず、直交方向の変形を生じて隅角部側に倒れ、その大きさは加力方向の変形に対して1/2近くに達した。これは、この試験体が加力方向に対して左右非対称のためである。

平板部コンクリートの圧縮靱性はL型壁の靱性能に影響することが指摘されている [3]。柱型が健全であったNo.3の破壊現象をみると、今後高軸力下で使用して、靱性能を向上させるには、平板部の拘束範囲をより大きくすることが必要であると考えられる。

3.2 拘束効果

図-8に、隅角部拘束筋のひずみ分布を基礎スタブからの高さごとに示す。図では、45°加力した試験体の正加力時での分布を示した。拘束範囲の異なるNo.1とNo.2についてみると、R=1/100までひずみの大きさはほぼ同じで、その分布は圧縮縁側（位置A）が大きい

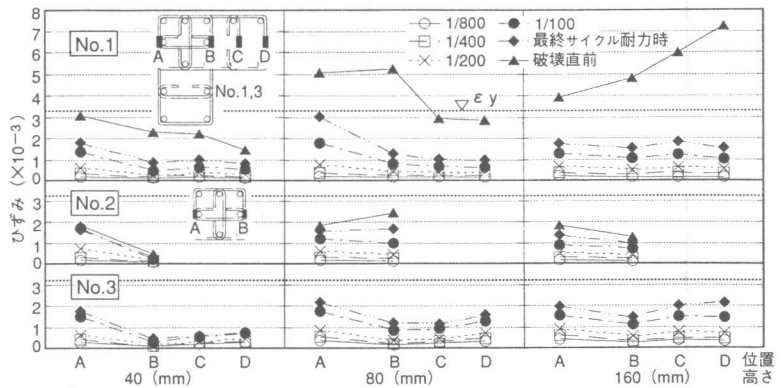


図-8 拘束筋のひずみ分布 (No.1～3試験体)

傾向を示す。両者の拘束筋は最終サイクルの耐力時まで弾性内にあり、破壊直前（▲印）には、靱性能が大きかったNo.1では降伏ひずみを越えるが、No.2は弾性のまま破壊に至っている。拘束範囲を大きくした場合、その拘束筋は破壊するまで有効にコンクリートを拘束しており、靱性能の向上に寄与していることが分かる。No.3は、拘束範囲がNo.1と同じであるがそれを密にしたため、高軸力を載加したものの、そのひずみは破壊まで弾性内にあった。

3.3 諸現象発生荷重と軸力比の検討

表-4に、正加力時での諸現象について計算値と軸力比を示す。

曲げひび割れ発生荷重（Pcr）は、曲げひび割れ発生時に示した実験での軸力値を用いて、柱のひび割れモーメントの算定式 [5] で算定した。計算値は実験値に概ね対応している。

各試験体の曲げ強度（Pfu）と終局せん断強度（Qu）の計算値は、既往の略算式 [4] と文献 [6] の算定式を用いて、表-4の中に示す仮定で算定して実験結果と比較検討した。

Pfuの計算値を最大強度と比較する。No.1～3は良く対応しているが、No.4で計算値が大きい。これは、No.4では左右非対称のL型断面を、左右対称の長方形断面に置換して計算しており、直交方

表-3 実験結果一覧

No.	Pcr (kN)		Py (kN)		圧壊発生		最大耐力				限界部材角 l/R (rad)
	正	負	圧縮	引張	Pc (kN)	l/R (rad)	+Pmax (kN)	l/R (rad)	-Pmax (kN)	l/R (rad)	
1	326	132	326	722	722	1/138	789	1/72	309		1/39
2	425	189	397	646	628	1/160	717	1/100	318	1/100	1/63
3	628	88	16	734	639	1/182	750	1/100	334		1/83
4	388	234	897	824	843	1/174	930	1/63	905		1/26

Pcr：曲げひび割れ発生時の荷重 Py：正加力時の主筋降伏時の荷重
圧壊発生：正加力時に脚部カバーコンクリートに微細な圧壊ひび割れが生じた時

向変形（3.1 実験経過参照）の影響を無視しているためであると考えられる。

Q_u の計算値を最大強度と比較する。 Q_u の算出にあたり、 $\cot \phi = 1.0$ の場合 [6] と、加力でのせん断スパンが大きいことを考慮して $\cot \phi = 1.5$ との場合について算定した。 $\cot \phi = 1.0$ の場合、No.4 では計算値が最大強度に近いが、 $\cot \phi = 1.5$ の場合では、いずれの試験体においても、計算値は実験値よりもかなり大きい。No.4 については、せん断性のひび割れが多数生じ、壁横筋も降伏したが、曲げ降伏後に破壊したと考えられる。したがって、No.4 では、前述のように直交方向変形の影響も考えられるため、曲げ及びせん断強度の算定法も含めて、今後の検討課題である。

本実験の軸力レベルを把握するため、破壊直前での、隅角部柱型の軸力比 (η_c) [2] と圧縮域の軸力比 ($\eta_{c'}$) を算出した。算定にあたっては、圧縮力が以下に述べる圧縮力負担面積 (A_c) で一様に負担されるものとした。 A_c は、 η_c では柱型のみを考えた。一方、 $\eta_{c'}$ では、中立軸の位置を実験から求めて、圧縮力を負担する平板部の面積も考慮した。 η_c を No.1 と No.3 とで比較すると、No.3 の方が 1.5 倍大きい

表-4 計算値と軸力比

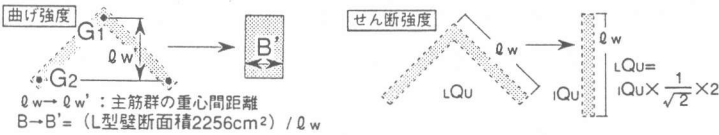
No.	Pcr		曲げ強度		せん断強度計算値		軸力比	
	calPcr (kN)	exp/cal	calPfu (kN)	exp/cal	calQu (kN) $\cot \phi = 1.0$	calQu (kN) $\cot \phi = 1.5$	η_c	$\eta_{c'}$
1	370.3	0.88	717.2	1.10	1032.0	1231.5	2.1	1.5
2	393.3	1.08	692.3	1.04	1004.6	1204.0	6.5	1.7
3	546.4	1.15	759.6	0.99	1009.5	1208.9	3.2	1.5
4	331.3	1.17	1174.6	0.79	1002.9	1202.4	—	—

Pcr: 曲げひび割れ発生荷重 Pfu: 曲げ強度 Qu: せん断強度
 η_c : 柱型部軸力比 $\eta_{c'}$: 平板部の負担も考慮した圧縮領域の軸力比
 $M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.4 \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \ell \cdot w + 0.5N (1 - N/B \ell_w F_c) \ell_w$
 $Q_u = t_w \cdot \ell_w \cdot b P_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot \ell_w \cdot \nu \sigma_B / 2$
 $\eta_c = (N + a_t \cdot \sigma_y - a_c \cdot \sigma_y) / (A_c \cdot \sigma_B)$

レベルとなっている。 $\eta_{c'}$ では 1.5~1.7 と、1.0 よりかなり大きな値となっている。図-3 に示した隅角部と端部のみの拘束で、このように大きな軸力レベルまで保持できることが分かる。

4. 曲げ解析

前述のように、No.4 では加力方向変形他、直交方向



の変形も生じたため、解析は容易ではないと考えられる。そこで、ここでは、No.1~No.3 の解析について示す。

図-9 に示すように試験体を高さ方向に 5 つの領域に等分割し、断面解析によって各領域の下端水平断面に作用している軸力とモーメントに対応する曲率を求めた。さらに、各領域内の曲率は下端断面の曲率に等しいと仮定して曲げ変形を算定し、これに弾性のせん断変形を加えたものを全体変形とした。断面解析は、水平断面を小要素に分割し、平面保持を仮定したファイバーモデルで行った。

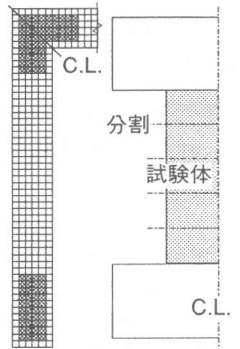


図-9 試験体の分割

コンクリートの応力-ひずみ関係を図-10 に示す。非拘束領域のコンクリートは、Fafitis - Shah の式 [8] とした。拘束領域は、崎野らのモデル [9] を用いた。崎野らのモデルは正方形断面の柱を対象としているので、試験体 No.1 や No.3 の拘束領域のように長方形断面の場合には、フープの支持長さが長く拘束力が小さい長辺方向でコンクリートの特性が決まると考え、モデル中の変数には、長辺方向の値を使うことにした。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、降伏強度は実強度を用いた。

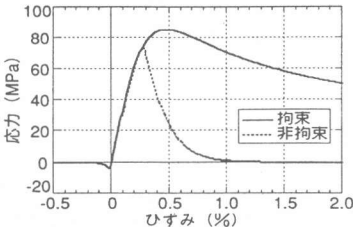
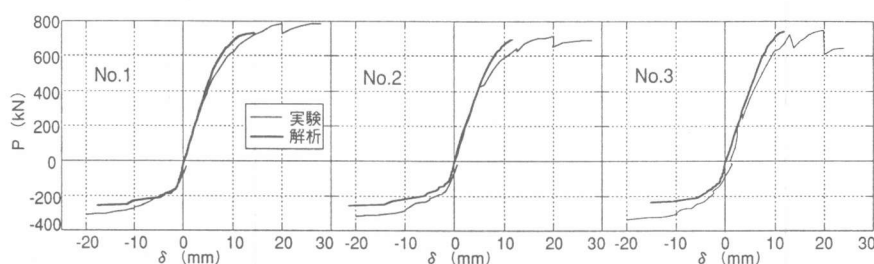


図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係

本実験の注目点は、フープ筋の入れ方の違いによる曲げ変形

能力の違いなので、解析でも最大耐力以降の荷重－変形関係まで求めることが望ましい。しかし最大強度以降は、危険断面近傍でのみ変形が進み、他の領域は除荷状態となって変形が減少するため、解析より得られる荷重－変形関係の負勾配の大きさは、要素分割に大きく依存することが指摘されている [10]。そこで、本解析は最大強度に達するまでとした。解析結果を図－11に示す。平面保持の仮定に基づいた曲げ理論を、L型の断面形状を持つ部材に適用することの限界もあると懸念されたが、実験の包絡線とかなりよく一致した結果が得られており、実用的には十分な精度であると考えられる。ただし、実験と比べると、解析結果は軸力が増大する正方向では耐力、変形が若干小さめであり、軸力が減少する負方向では耐力が小さめとなっている。これらの実験結果との違いは、解析において基礎スタブからの鉄筋の抜けだしを考慮したり、拘束によるコンクリート強度の上昇をもっと大きめに評価するなどの方法で改善され得ると思われる。



図－11 荷重－変形関係の比較

5. まとめ

高強度材料を用いたL型壁を対象に、変動軸力並びに一定軸力下での曲げせん断実験を行い、弾塑性性状を把握し、曲げ解析による荷重－変形関係を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) いずれの試験体も主筋の引張降伏及び圧縮側カバーコンクリートの圧壊後、平板部が脆性圧壊したが、それまでの履歴性状は安定した復元力特性を示した。
- 2) L型壁の隅角部や端部を補強筋で拘束することは、変形能力の向上に有効であった。
- 3) 拘束範囲が小さくなると変形能力が低下すること、軸力が大きい試験体では、隅角部は非常に密に拘束筋を配していたにもかかわらず、平板部の圧壊によって $R=1/100$ を若干上回った部材角で破壊したことなどから、靱性向上には拘束範囲を十分に大きくとることが重要である。
- 4) 軸力と曲げを受けるL型壁の曲げ強度は、既往の曲げ強度略算式を準用して算定できた。
- 5) 平面保持の仮定に基づいた曲げ解析法を用いて、荷重－変形関係のスケルトンカーブを実用上十分な精度で計算することができた。

参考文献

- [1] 坂口他：RCコアウォールシステムの実用化に関する研究（その2 コア壁の45°方向加力実験）日本建築学会学術講演梗概集（北陸）構造，pp.451～452,1992.8
- [2] 仲地他：コア壁の靱性確保に関する実験的研究」日本コンクリート工学協会年次大会（広島）Vol.17,No.2,pp499～504,1995.6
- [3] 大久保他：高軸力を受けるL型壁の隅角部拘束効果」日本コンクリート工学協会年次大会（千葉）Vol.18,No.2,pp.1031～1036,1996.6
- [4] 建設省建築研究所：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析,1975
- [5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説,1988
- [6] 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
- [7] 日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会：靱性設計小委員会報告書,1992
- [8] Fafitis,A. and Shah,S.P. : Laterl Reinforcement for High-Strength Columns, ACI, SP-87, High-Strength Concrete,1985, pp.213-232
- [9] 孫 玉平、崎野健治：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱の靱性改善に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15,No.2,pp.719～724,1993
- [10] 前川宏一：有限要素法による鉄筋コンクリート非線形解析の数値計算上の特徴、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン、pp.127～134,1989