

論文 低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する研究

山中 憲行^{*1}・芳村 学^{*2}

要旨：本研究では、中間層の内柱を想定し、RC柱が水平力と比較的低レベルの軸力を受けて、曲げ降伏後のせん断破壊またはせん断破壊を起こし、ついには軸力保持能力を喪失する(限界状態)までの実験を行った。載荷履歴をパラメーターとし、単調載荷、両振り載荷、2方向載荷を考慮した。実験結果から、①限界状態時水平変形は、1方向載荷で8%~9%、2方向載荷で5%~7%程度である、②軸力保持能力は水平力がゼロ近くになるまで喪失しない、③限界状態での軸力による吸収エネルギーの全エネルギーに対する比率は10~20%程度である、ことが明らかになった。

キーワード：軸力保持能力、低軸力、せん断破壊、載荷履歴

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、中間層において、SRC柱またはRC柱がせん断破壊を起こしたあと、ついには軸力保持能力を喪失して崩壊に至る例が数多く見られた(中間層での層崩壊)。層崩壊は人命を損なう危険な破壊であるので防止しなければならないが、せん断破壊を起こす柱の軸力保持能力喪失までの実験については、下層の柱を対象とした高軸力のものは過去多く行われているもの(たとえば)、中間層の柱を対象とした低軸力のものはほとんど行われていない。そこで本研究では、中間層の内柱を想定した、低軸力下での曲げせん断破壊型またはせん断破壊型RC柱の軸力保持能力喪失までの実験を行うこととした。載荷履歴が影響すると考えられるところから、これをパラメータとした。「単調載荷」、「両振り載荷」、「2方向載荷」の3種の載荷履歴を考慮した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、曲げ降伏後にせん断破壊するタイプ(以下、FSシリーズ)と曲げ降伏せずにせん断破壊するタイプ(以下、Sシリーズ)の2種類とした。試験体数は、FSシリーズでは3体、Sシリーズでは2体とした。試験体は現有の載荷装置の関係から片持

ち柱とした。試験体配筋を図-1に示す。断面は、FSシリーズでは300mm×300mm、Sシリーズでは400mm×400mmの正方形で、試験体高さは両シリーズとも600mmである。主筋は、FSシリーズでは12-D19、Sシリーズでは16-D22とした。引張鉄筋比は、FSシリーズでは1.91%、Sシリーズでは1.69%であった。フープは、FSシリーズでは□-D10@75、Sシリーズでは□-D10@180とした。補強筋比は、FSシリーズでは0.63%、Sシリーズでは0.20%であった。使用材料の特性を表-1に示す。主筋として、FSシリーズではSD345を、SシリーズではSD490を使用した。

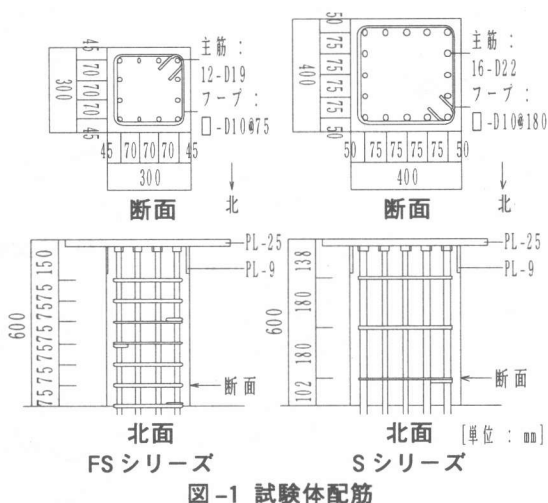


図-1 試験体配筋

*1 前橋工科大学助手(元東京都立大学 大学院生) 工学部建築学科 工修(正会員)
 *2 東京都立大学大学院教授 工学研究科建築学専攻 工博(正会員)

表-1 材料特性

(1) 鉄筋

材料	降伏強度 MPa	降伏時歪度 %	ヤング係数 MPa
D10 (SD295A)	355	0.186	1.91×10^5
D19 (SD345)	387	0.194	1.99×10^5
D22 (SD490)	547	0.281	1.95×10^5

(2) コンクリート

シリーズ	最大強度 MPa	最大強度時歪度 %	1/3割線剛性 MPa
FS	27.0	0.209	2.57×10^4
S	25.1	0.200	2.59×10^4

表-2 構造諸元

シリーズ	シアー スパン比	軸力比	曲げ耐力 /せん断耐力
FS	3.00	0.26	1.19
S	2.25	0.20	0.47

注) せん断耐力式は文献2)の非ヒンジ柱の計算式を片持ち柱用に修正して使用した。

試験体の構造諸元を表-2に示す。載荷点高さが、試験体高さ(600mm)に上部クレビス分の高さ(300mm)を加えた900mmであるので、シアースパン比は、FSシリーズでは3.00、Sシリーズでは2.25であった。軸力比は、FSシリーズでは0.26、Sシリーズでは0.20とした(載荷装置の関係から水平変形10%までの載荷が限界であったので、変形能力が大きいと予想されるFSシリーズについては、Sシリーズより軸力比を大きくすることで変形能力の低下を意図した)。慣用式により求めたせん断耐力と曲げ耐力の比は、FSシリーズでは1.19、Sシリーズでは0.47であった。

2.2 載荷概要

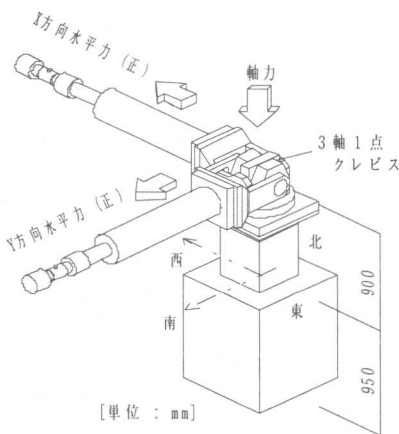


図-2 載荷方法

表-3 試験体一覧

試験体	シリーズ	載荷履歴
FS0	FS	単調
FS1		両振り
FS2		2方向
S1	S	両振り
S2		2方向

載荷方法を図-2に示す。載荷には、軸力載荷用と水平2方向載荷用の計3台のジャッキを使用した。以下、東西をX方向、南北をY方向と呼ぶ。載荷は、所定の軸力をかけたのち、定軸力下で水平方向載荷を行い、軸力を保持できなくなった時点をもって終了した。この時点をも、以下「限界状態」と呼ぶ。

載荷履歴を模式的に図-3に示す。水平1方向の「単調載荷」と「両振り載荷」、それに水平「2方向載荷」の載荷履歴を考慮した。なお、単調載荷は兵庫県南部地震による応答が片振り状態となることを考慮したものである。試験体一覧を表-3に示す。試験体名中の数字が「ゼロ」は単調載荷を、「1」は両振り載荷を、「2」は2方向載荷を表している。以下、水平変形は載荷点での測定値を載荷点高さで除した角度で表すことにするが、「FS1」では東西方向に水平変形1%、2%の正負繰り返し載荷を行い、「S1」では東西方向に水平変形1%、2%、3%の正負繰り返し載荷を行った。また、「FS2」、「S2」では東西方向と南北方向に口の字型に水平変形1%、2%の2方向正負繰り返し載荷を行った。そして、すべての試験体を、最終的には西方向に「限界状態」まで押し切った。なお、「S1」で水平変形3%の繰り返しを加えた

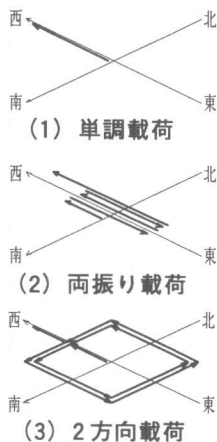


図-3 載荷履歴

のは次の理由による。後述のように、「FS2」と「S2」の限界状態時水平変形を比較するとSシリーズの方が大きく、また、「FS1」の限界状態時水平変形が10%に近い値であったことから、「S1」を水平変形2%までの繰り返しとした場合限界状態時水平変形が10%を超える危険性があったからである。

3. 実験結果と考察

3.1 最終破壊状況

想定どおり、FSシリーズでは曲げ降伏後にせん断破壊し、Sシリーズでは曲げ降

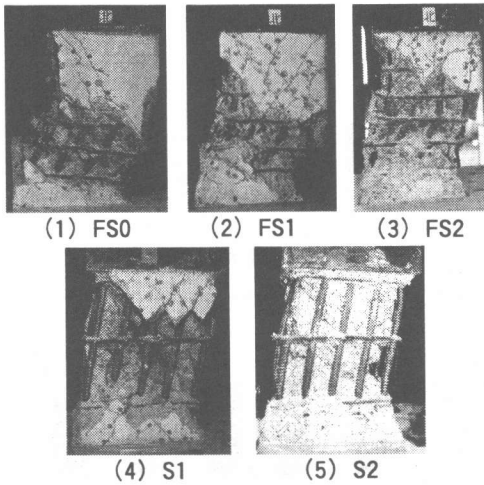


図-4 最終破壊状況(北面)

伏せずにせん断破壊した。最終破壊状況(北面)を図-4に示す。すべての試験体で、せん断破壊面に沿った斜め方向へのずれ、それに伴う主筋のずれ、コアコンクリートの圧壊がみられた。また、S2を除くすべての試験体でフープのフックの外れが確認された。ただし、フックの外れが、限界状態に達するまえに起こったのか、達したときに起こったのか、は確認できなかった。なお、フープが切れた試験体は無かった。ところで、図-4で、片持ち形式の荷重にもかかわらず曲げ降伏するFSシリーズでも柱頭が回転していないようにみえる。これは、曲げ降伏が起こっている状態では回転していたが、その後せん断破壊に伴う荷重の低下により曲げ変形が減少し、回転が戻ったためである。なお、試験体のねじれ変形は僅かであり、限界状態に対する影響はほとんど無かったと思われる。

3.2 水平力-水平変形関係

水平力-水平変形関係を図-5に示す。水平力は、軸力(及び2方向荷重では他方向水平力)によるP- Δ 効果を考慮した値である。2方向荷重のもののみ

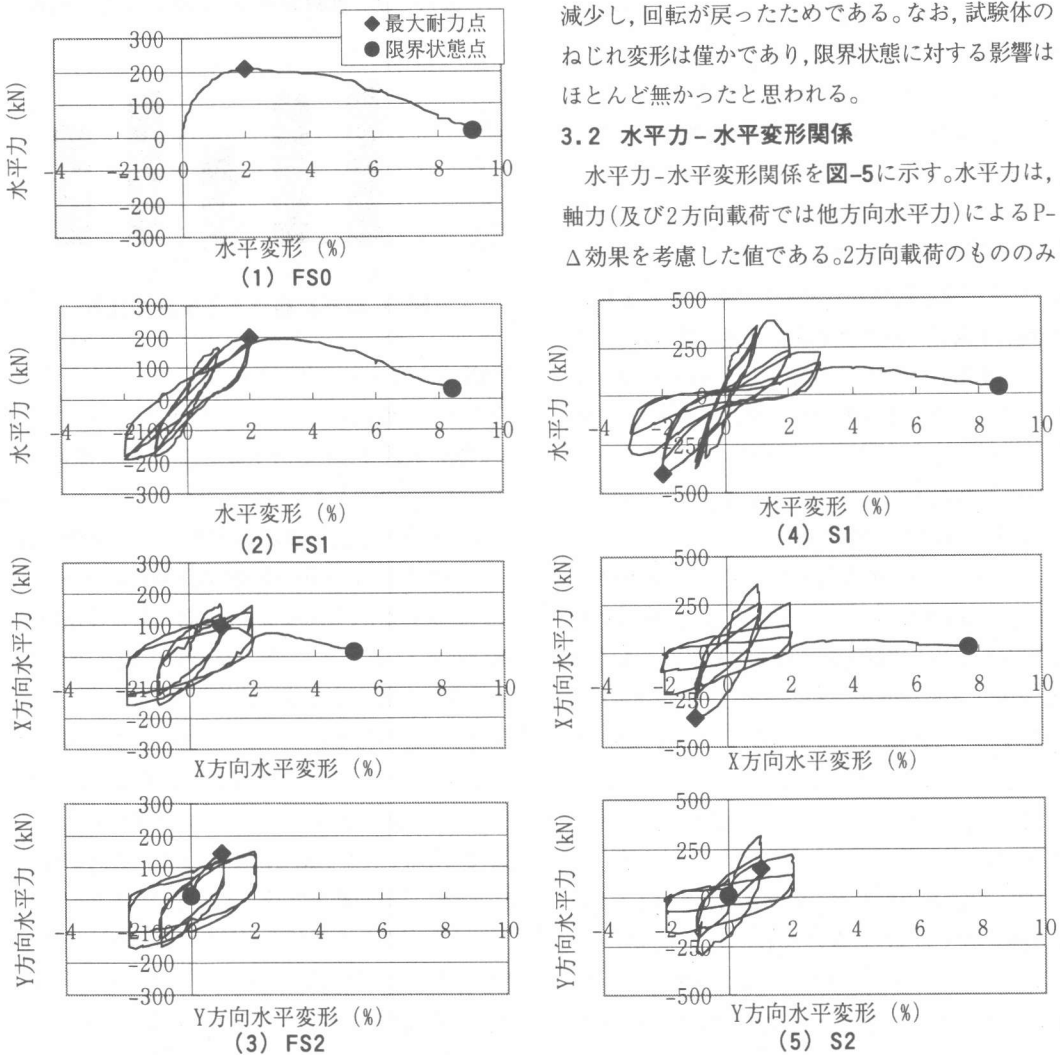


図-5 水平力-水平変形関係

両方向について示してある。図中に、水平力が最大となるときの(以下、最大耐力点、ただし、2方向載荷では2方向のベクトル和が最大となるときの)及び限界状態点をそれぞれ◆、●で示した。

「FS0」では、最大耐力点の水平変形、水平力は、2.0%、207kNであった。水平変形約4%から水平力の低下が始まり、水平変形9.1%のとき限界状態に達した。このときの水平力は19kNで、最大耐力の9%にまで低下していた。

「FS1」では、最大耐力点の水平変形、水平力は2.0%、198kNであった。最終載荷における水平変形約3%から水平力の低下が始まり、水平変形8.4%のとき限界状態に達した。このときの水平力は31kNで、最大耐力の16%にまで低下していた。両振り載荷の影響と思われるが、「FS0」に比べ最終載荷における(同一変形時の)水平力がやや小さかった。

「FS2」では、最大耐力点の水平変形、水平力は両方向ともに1.0%で、そのときの水平力はX方向97kN、Y方向146kNであった(ベクトル和175kN)。最終載荷(このときY方向水平変形はゼロ)におけるX方向水平変形約3%から水平力の低下が始まり、X方向水平変形5.3%のとき限界状態に達した。このときの水平力はX方向15kN、Y方向10kN(ベクトル和18kN)で、ベクトル和の比較では最大耐力の10%にまで低下していた。2方向載荷の影響により、1方向載荷の場合に比べて最終載荷時の水平力が小さく、限界状態時の変形も小さかった。

「S1」では、最大耐力点の水平変形、水平力は、-2.0%、400kNであった。ここで、せん断破壊型であるにもかかわらず最大耐力時水平変形が大きいのは、片持ち形式の載荷としたためと思われる(このことはあとの議論でも出てくる)。その後、耐力低下を起こしながら、水平変形8.6%のとき限界状態に達した。このときの水平力は39kNで、最大耐力の10%にまで低下していた。

「S2」では、最大耐力点の水平変形はX方向-1.0%、Y方向1.0%で、そのときの水平力はX方向-349kN、Y方向146kNであった(ベクトル和378kN)。その後、耐力低下を起こしながら、X方向水平変形6.7%のとき限界状態に達した。このときの水平力はX方向

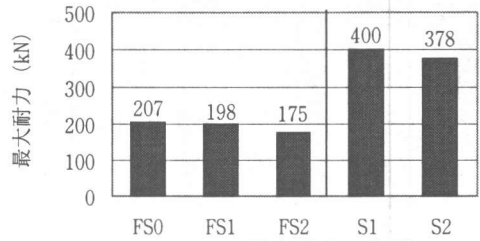


図-6 最大耐力の比較

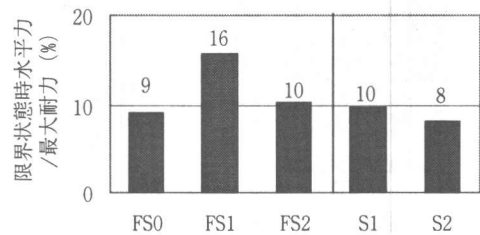


図-7 限界状態時水平力/最大耐力の比較

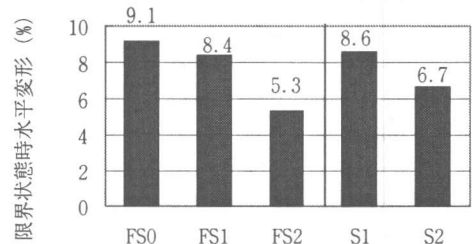


図-8 限界状態時水平変形の比較

30kN、Y方向9kN(ベクトル和31kN)で、ベクトル和の比較では最大耐力の8%にまで低下していた。なお、限界状態時変形に対する2方向載荷の影響は、FSシリーズほど大きくなかった。

最大耐力の比較を図-6に示す。載荷履歴の影響についてみると、単調載荷と両振り載荷の違いはほとんどないが、1方向載荷と2方向載荷には僅かの違いがある、といえる。限界状態時水平力/最大耐力の比較を図-7に示す。最大耐力に対する限界状態時水平力の比率は8%~16%であり、軸力保持能力は水平力がゼロ近くになるまで喪失しなかった、ということが出来る。限界状態時水平変形の比較を図-8に示す。限界状態時水平変形は、1方向載荷で8%~9%、2方向載荷で5%~7%程度であり、予想したよりかなり大きな値であった。しかし、これに関しては、せん断破壊は1ヶ所で起こるので、実際に近い両端固定の柱でもここでの実験のようにどこか1ヶ所でせん断破壊が起こると思われる、もし限界

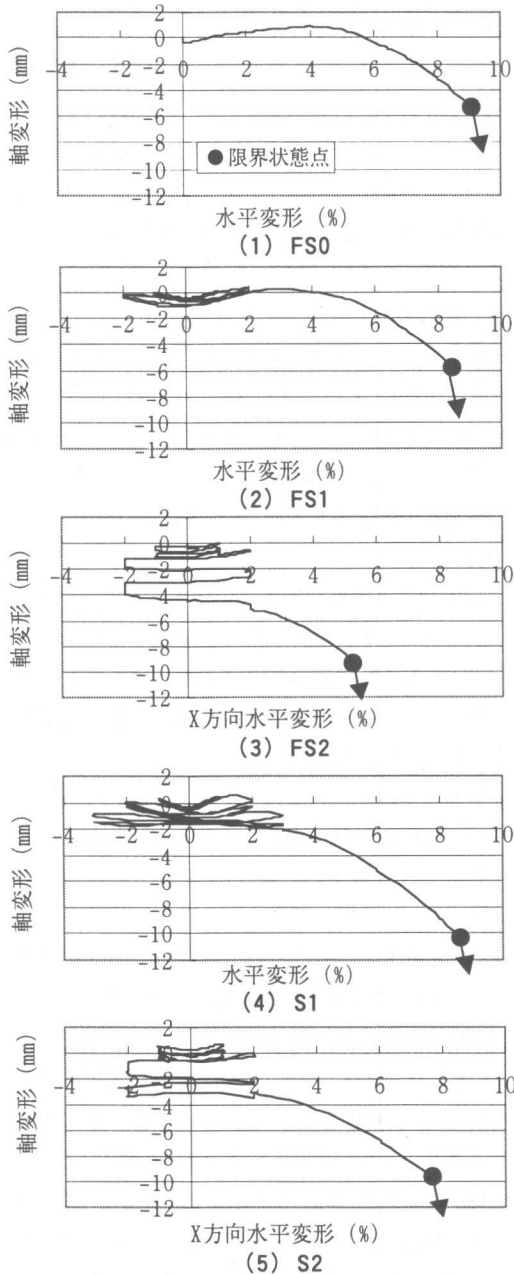


図-9 軸変形-水平変形関係

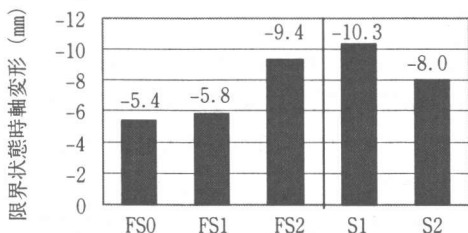


図-10 限界状態時軸変形の比較

状態時変形のすべてがせん断破壊域での変形であったとすると、実際の柱では階高が2倍になる分角度で表した限界状態時変形は半分になる、ことに注意する必要がある。また、上記の数字から、限界状態時変形に対する荷重履歴の影響については、2方向荷重の影響は顕著にみられるが、単調荷重と両振り荷重では違いは少ない、といえる。

3.3 軸変形-水平変形関係

軸変形-水平変形関係を図-9に示す。軸変形は、クレビス下部プレートの高さ(危険断面から高さ620mmのところ)で測定した。正の値が伸び、負の値が縮みを表している。

「FS0」では、水平変形の増大に伴い一旦は伸びるが、水平力が低下し始める水平変形4.0%のときに伸びから縮みに転じ、限界状態での軸変形は-5.4mmであった。

「FS1」では、最終荷重において、水平変形の増大に伴い一旦は伸びるが、水平力が低下し始める水平変形3.0%のときに伸びから縮みに転じ、限界状態での軸変形は-5.8mmであった。「FS0」との比較から、両振り荷重による影響はほとんどないことがわかる。

「FS2」では、最終荷重以前にかなりの量の縮みを示し、最終荷重時にさらにそれが増大した。限界状態での軸変形は-9.4mmであった。

「S1」では、最終荷重以前の縮みは僅かであったが、最終荷重時に縮みが増大し、限界状態での軸変形は-10.3mmであった。

「S2」では、最終荷重以前にかなりの量の縮みを示し、最終荷重時にさらにそれが増大した。限界状態での軸変形は-8.0mmであった。

限界状態時軸変形の比較を図-10に示す。限界状態時軸変形は-5.4mm～-10.3mmで、試験体により違いが大きい。これより、軸変形がある値に達したときに軸力保持能力を喪失するのではないことがわかる。

3.4 吸収エネルギー

吸収エネルギーは水平力(または軸力)に変形増分をかけたものの累積として求めた。軸力による吸収エネルギー(以下、 E_v)およびそれと水平力によ

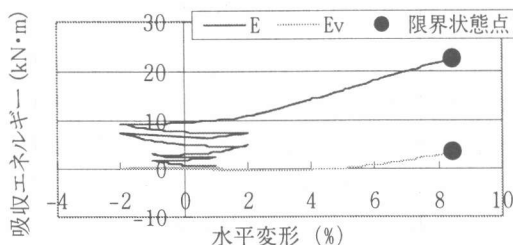


図-11 吸収エネルギーと水平変形関係 (FS1)

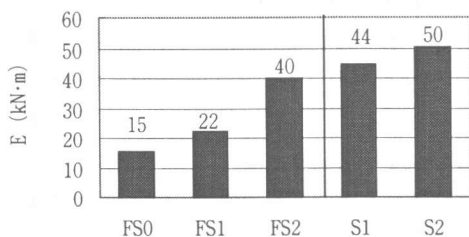


図-12 限界状態時Eの比較

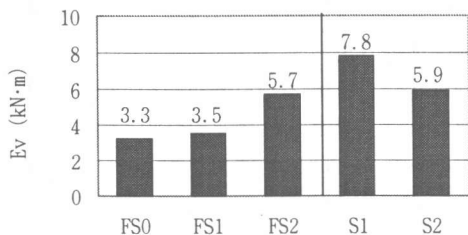


図-13 限界状態時Evの比較

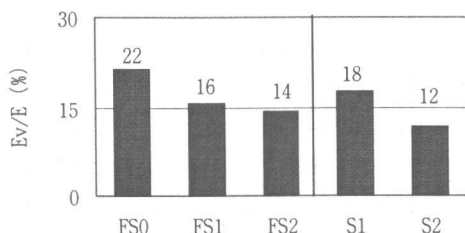


図-14 限界状態時Ev/Eの比較

る吸収エネルギーの和(以下, E)を計算した(ここで, Evを求める際にはクレビス部分を剛と仮定した)。FS1に関する吸収エネルギーと水平変形の関係を図-11に示す。全体エネルギーEは, 両振り荷荷時に累積するうえに最終荷荷においても増加し, 限界状態時での値は22kN・mであった。一方, 軸力によるエネルギーEvは, 両振り荷荷時にはほとんどゼロであったが(この間ほとんど軸縮みが生じないため), 最終荷荷時の水平変形約5%以降において増加し, 限界状態での値は3.5kN・mであった。このため, Eに占めるEvの比率も水平変形5%以降で

上昇し, 限界状態でのEv/Eは16%であった。

限界状態でのE, EvおよびEv/Eの比較を図-12~図-14に示す。限界状態でのEとEvは, それぞれ15kN・m~50kN・m, 3kN・m~8kN・mと試験体による差が大きい。しかし, それらの比を取ったEv/Eは12%~22%で, 試験体による差はそれほど大きくない。

4. まとめ

軸力比0.26の曲げせん断型柱及び軸力比0.20のせん断型柱が, 軸力と水平力を受けて軸力保持能力を喪失する(限界状態)までの過程を考察した。その結果, 以下の知見を得た。

- ①限界状態時水平変形は, 1方向荷荷で8%~9%, 2方向荷荷で5%~7%程度であった。これらの値は予想よりかなり大きな値であったが, これについては, 本実験が片持ち柱形式で行われたので, 実際の柱の限界状態時変形とは異なる可能性がある。今後, 実際に近い両端固定柱形式での実験を行う必要がある。
- ②限界状態時水平力は, 1体を除いて最大耐力の約10%であった。軸力保持能力は水平力がゼロ近くになるまで喪失しなかった, ということができる。
- ③限界状態までの軸力による吸収エネルギーの全エネルギーに対する比率は12%~22%であった。

謝辞

本研究の一部は, 平成10~11年度文部省科学研究費補助金(基礎研究C)「軸崩壊を考慮できる鉄筋コンクリート柱の非線形解析モデルの開発」として実施した。また, 本研究を実施するにあたり, 弘前大学助教授 津村浩三氏, 東京都立大学大学院生 朱肇民氏, 竜泰之氏の協力を得た。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 日比純一ほか: 高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ降伏後のせん断変形能に関する実験的研究, コンクリート工学年次報告集, pp.427-432, 1991年
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997年