

動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の
復元力特性に関する実験的研究

平成14年 3月

須田量哉

目次

第1章 序論

1. 1	研究の背景	1
1. 2	既往の研究	2
1. 2. 1	変動軸力の影響について	2
1. 2. 2	載荷速度の影響について	2
1. 3	研究の目的	4

第2章 載荷速度効果に関する実験

2. 1	序	7
2. 2	試験体	8
2. 2. 1	実験変数	8
2. 2. 2	試験体の設計と製作	9
2. 2. 3	材料試験	12
2. 3	動載荷実験と静載荷実験	15
2. 3. 1	実験装置及び載荷方法	15
2. 3. 2	測定方法	18
2. 4	実験結果	19
2. 4. 1	終局曲げ耐力計算値	19
2. 4. 2	荷重変形関係	21
2. 5	結	26

第3章 載荷速度効果を考慮した復元力のモデル化

3. 1	序	27
3. 2	載荷速度効果式	27
3. 2. 1	r 値の定義と変形速度	27
3. 2. 2	r 値と塑性変形量の関係	29
3. 2. 3	載荷速度効果式の決定	32
3. 2. 4	載荷速度効果式による動載荷実験値の予測	33
3. 3	載荷速度効果を考慮した復元力モデルの提案	35
3. 3. 1	静的復元力モデル	35
3. 3. 2	静的復元力モデルと実験値の比較	35
3. 3. 3	載荷速度効果式を用いた復元力モデル	38
3. 3. 4	復元力モデルの近似精度	39
3. 4	結	40

第4章	変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験	
4.1	序	43
4.2	試験体	44
4.2.1	実験対象	44
4.2.2	実験変数	44
4.2.3	試験体の設計	45
4.2.4	試験体の製作	48
4.3	動載荷実験と静載荷実験	49
4.3.1	実験装置及び載荷方法	49
4.3.2	測定方法	54
4.4	実験結果	56
4.4.1	荷重変形関係	56
4.4.2	変動軸力と終局曲げ耐力計算値	70
4.5	結	73
第5章	動的変動軸力を考慮した復元力のモデル化	
5.1	序	75
5.2	復元力に及ぼす変動軸力と載荷速度の影響	75
5.2.1	載荷速度効果式の適用	75
5.2.2	変動軸力の影響	78
5.3	変動軸力を考慮した動的復元力モデルの提案	87
5.3.1	基準復元力モデル	87
5.3.2	動的復元力モデル	89
5.3.3	動的復元力モデルの近似精度	96
5.4	結	98
第6章	多層骨組解析への適用	
6.1	序	99
6.2	骨組解析モデルと解析方法	99
6.2.1	骨組解析モデル	99
6.2.2	弾塑性ヒンジの復元力特性	100
6.2.3	部材の剛性行列	100
6.2.4	多層骨組の剛性行列と振動方程式	102
6.3	多層骨組の設計	104
6.4	強震動応答解析結果	106
6.5	結	116
第7章	結論	117

付録1	静載荷実験と応力緩和挙動	119
付録2	柱部材の剛性行列	123

論文要旨	129
論文目録	131
謝辞	134

第1章 序論

1. 1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震では、M7.2の直下型強震動によって、鉄筋コンクリート構造及び鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、鉄筋コンクリート系と記す。）の中高層建物が顕著な被害を受けた。気象庁震度階Ⅶに及ぶ激震区域における水平方向地震動は現行耐震規定が想定しているものを越え、かつ上下方向の強い地震動をともなっており、多くの鉄筋コンクリート系建物はピロティー階あるいは特定の間層で崩壊した¹⁾。これらの崩壊した建物は1981年の建築基準法施行令改定以前の耐震規定で設計されたものが多かったが、一部にはそれ以降の建物も含まれており、我が国にとって衝撃的な震災となった。

1981年に改定された建築基準法施行令ではエネルギー吸収能力の確保が取り入れられた。これは骨組の塑性変形能力を評価しそれを耐震性能として期待しようとするものである。また、地震力は地盤種別と建物の固有周期と固有振動数で表される振動特性で定められるなど動的な条件が加えられた。これらは多くの地震応答解析の結果にもとづくものである。そして近年、免震構造、制震構造など建物の動的な外乱に対する耐震性能を高める技術も開発され実用化にいたっている。これらは、従来の静的計算手法にもとづく耐震設計から動的耐震設計への変遷を示すものであり、この発展にも建物の地震応答解析手法の発達が大きな役割を担ってきた²⁾。特に高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計には弾塑性地震応答解析が前提とされているように³⁾、信頼性の高い耐震性能評価には各種の地震動を用いた弾塑性地震応答解析が、今後さらに必要である。

ところで、鉄筋コンクリート建物の強震動応答は、それを構成する柱の挙動に強く支配されることから、その部材の動特性の把握は最重要である。実験結果によると鉄筋コンクリート柱の強震動応答時の挙動は、変動軸力の影響と載荷速度の影響を顕著に受ける。兵庫県南部地震で層崩壊した中高層鉄筋コンクリート系建物では、強い上下方向地震動及び建物全体としての曲げ変形挙動によって、崩壊層の柱には過大な動的せん断力とともに変動軸力が顕著に作用したと考えられ、この影響は層崩壊の要因のひとつになったことが指摘されている⁴⁾。しかしながら、現在までに得られた知見はその程度である。また、鉄筋コンクリート柱挙動に及ぼす変動軸力の影響及び載荷速度の影響を考慮するための数値解析モデルや復元力モデルに関する研究は多いが、多層骨組の強震動応答時のそれらの影響は複雑で、十分なモデルが提案されるには至っていない。したがって、本研究では弾塑性地震応答解析をより合理的かつ精度よく実行するために、既往の地震応答解析法に容易に適用でき、載荷速度及び変動軸力を評価できる復元力モデルを提案する。

1. 2 既往の研究

1. 2. 1 変動軸力の影響について

鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力は軸力比の値に著しく支配される。一定軸力下における鉄筋コンクリート柱の曲げ耐力に関しては数多くの実験的研究と解析的研究が行われ、現行の柱の構造設計法はこれらにもとづいて規定されている⁵⁾。しかし、多層骨組の外柱や地震動に上下動成分が顕著に含まれる場合など、柱の曲げせん断力とともに複雑に変動する軸力も顕著となる。

変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げせん断挙動に関する既往の実験的研究では、変動軸力の影響のみを顕在化させる目的であらかじめ軸力の経路を規定した静載荷実験⁶⁾が行われる場合が多く、強震動応答時のように動的な変動軸力が鉄筋コンクリート柱挙動に与える影響に関する検討は行われていない。

また、柱の変動軸力の影響を考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析も行われており、それに用いられた数値解析モデルあるいは復元力モデルに関する主な提案は次のとおりである。

1) 柱端部の断面を分割してそれぞれに応力度歪関係あるいは軸力と変形の間関係を定義し、部材の弾塑性剛性及び応力を得ようとする提案。

林ら⁷⁾、柴田ら⁸⁾などによるファイバーモデルと呼ばれるもの、及び青山ら⁹⁾によるMS(Multispring)モデルと呼ばれるものなどがある。この方法を多層骨組の応答計算に用いる場合要素数が過大となる難点がある。

2) 柱端部に弾塑性ヒンジを設け、それによって柱の復元力特性を定義する提案。

加藤ら¹⁰⁾、黒正ら¹¹⁾の報告や最近の代表的な研究として磯崎、福澤ら¹²⁻¹⁶⁾の報告がある。磯崎、福澤らは一連の研究のなかで柱の材端モーメントと軸力の応力平面に塑性理論にもとづきひびわれ曲線及び降伏曲線を定義し、柱の変動軸力を考慮した弾塑性解析を行っている。さらに、これを2軸曲げに対する応力曲面に拡張し変動軸力の影響を考慮した鉄筋コンクリート造高層立体骨組の弾塑性地震応答解析を行っている。これらを用いた解析方法はいずれもモデルの特性を決めるための変数が多く、有効な応答解析を行うためにはそれらが適切に設定されることが前提となる。

また、1)、2)の提案はともに地震応答時の柱の変動軸力を対象としているが、載荷速度の影響に関する検討がなされていないため、この点に課題が残されている。

1. 2. 2 載荷速度の影響について

現行の構造設計では載荷速度の影響は無視されている。その主な理由として次のことが挙げられる。

1) 載荷速度が大きくなると材料強度が上昇する^{17,18)}ことが知られており、許容応力度設計にもとづく限り、静的な材料強度を用いて設計すれば地震時のように動載荷された場合も耐力的に不利になることはないと考えられている。

2) 鉄筋コンクリート柱に限らず動載荷を受ける部材に関する実験資料が不足している。

しかし、近年の載荷計測両面での実験機器の発展によって、部材挙動に与える載荷速度の影響

響を検討するための実験的研究が活発に行われるようになった。研究者によっては鉄筋コンクリート柱の破壊形式や変形能力に関して動載荷が必ずしも安全側とはならない¹⁹⁾とする結果も示されており、今後の実験的研究に委ねられている部分が多い。ただし、鉄筋コンクリート柱挙動に及ぼす載荷速度の影響を検討した既往の実験的研究では、一定軸力を目標とした実験^{20,21)}のみが行われている。

また、載荷速度の影響を考慮した鉄筋コンクリート部材あるいは骨組の解析法に関する提案も行われており、主なものは次のとおりである。

1) 歪速度の影響を考慮した材料の応力度歪モデルを部材や骨組の弾塑性解析に適用する提案。

ファイバーモデル²²⁾、有限要素法²³⁾などによる報告がある。ただし、載荷速度の影響とともに変動軸力の影響について検討した報告はない。

2) 載荷速度の影響を粘弾性挙動として評価しモデル化する提案。

北川ら²⁴⁾は Maxwell モデルによって骨組の振動台実験及び仮動的実験の層せん断力と層間変位レベルの挙動を解析している。また、藤本ら²⁵⁾は部材端断面を分割しそのひとつひとつに 3 要素 Maxwell モデルを設けた部材モデルを提案し骨組の地震応答解析を行なっている。ただし、載荷速度の影響は変形速度あるいは歪速度のみに支配されないという実験結果が得られており、この挙動との対応がこのモデルの難点となっている。また、藤本らの部材モデルを用いた多質点系骨組の地震応答解析では柱に軸力が導入されているが、その変動の影響に関する検討はなされていない。

このように載荷速度の影響を対象として、変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のモデル化を行った既往の研究はない。

1. 3 研究の目的

鉄筋コンクリート骨組の適切な耐震性能評価のために強震動応答解析が要求されている背景のもとで、載荷速度及び変動軸力の影響を的確に評価でき、かつ容易に骨組の強震動応答解析に適用できる鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを提案することを、本論文の目的とする。

この目的を達成するために次のことを実行する。

1) 強震動を受ける多層骨組中の鉄筋コンクリート部材を対象に、実験的検討によってその復元力応答に及ぼす載荷速度の影響を評価する方法を提案する。

2) 強震動を受ける多層骨組中の鉄筋コンクリート柱を対象に、実験的検討によってその復元力応答に及ぼす変動軸力の影響を評価する方法を提案する。

3) 1)、2)の結果にもとづき、鉄筋コンクリート柱の復元力に及ぼす載荷速度及び変動軸力の影響を的確に評価でき、かつ骨組の強震動応答解析に容易に適用できる鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを提案する。

なお、この研究で対象とする鉄筋コンクリート柱は次のとおりである。

1) 鉄筋コンクリート柱は現行の日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準³⁾にもとづいて設計されたものとする。すなわち、主筋の降伏がせん断破壊に先行する曲げ降伏型部材とする。

2) 実用化の期待が大きい圧縮強度 1000kgf/cm^2 を越える超高強度コンクリートを用いた場合も含め、幅広いコンクリート圧縮強度の鉄筋コンクリート柱とする。

そして、これらの実験的検討を行うことにより、この研究では次のことを明らかにする。

1) 鉄筋コンクリート柱の復元力特性に与える載荷速度の影響は塑性変形と累積塑性変形を変数とする載荷速度効果式で表せる。

2) 強震動応答時の鉄筋コンクリート柱の復元力特性に与える変動軸力の影響は各瞬間の柱軸力に対応する終局曲げ耐力計算値で評価できる。

3) 提案する鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルは載荷速度及び変動軸力の影響をよく表し、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析に容易に適用できる。

本論文の構成は以下のとおりである。

第1章では、この研究の背景、目的について述べた。

第2章では、鉄筋コンクリート部材の動載荷実験と静載荷実験を実施し、復元力に及ぼす載荷速度の影響に関する実験資料を得る。

第3章では、第2章の実験結果にもとづき、鉄筋コンクリート部材の復元力に及ぼす載荷速度の影響を評価するために、塑性変形及び累積塑性変形を変数とした載荷速度効果式を導く。

第4章では、変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱を対象に動載荷実験を実施し、復元力に及ぼす載荷速度と変動軸力の影響に関する実験資料を得る。

第5章では、第3章及び第4章の結果にもとづき、載荷速度と変動軸力の影響を考慮した鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを提案する。

第6章では、第5章で提案した鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを、多層骨組の強震動応答解析に適用し、その適用が容易であることを示す。

第7章では、この研究を総括する。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、建築編 1、鉄筋コンクリート造建築物、1997.7
- 2) 日本建築学会：動的外乱に対する設計－現状と展望－、1999.5
- 3) 江戸宏彰、武田寿一、吉岡研三：超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究、構造工学論文集、Vol.31B、pp.251-264、1985.3
- 4) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案、1998.10
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－、1999
- 6) 北山和宏、他：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究 その1～4、日本建築学会大会学術講演梗概集、1997～1998
- 7) 林静雄、黒正清治、寺本英治：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する実験研究 その1 実験および断面解析、日本建築学会論文報告集、第289号、pp.59-67、1980.3
- 8) 柴田明德、渋谷純一、飯藤将之：変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性挙動解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.301-302、1988.10
- 9) 李康寧、小谷俊介、青山博之：変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10-3、pp.467-472、1988
- 10) 加藤恂一、吉村正憲、青山博之：鉄筋コンクリート骨組の弾塑性解析 第五報(柱軸力が剛性に及ぼす影響を考慮した解析法)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1005-1006、1971.11
- 11) 黒正清治、小林克巳、遠藤仁司：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力特性のモデルに関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.357-358、1986.8
- 12) 福澤栄治、磯崎浩、高橋元美：柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析 その1 解析法と芯筋柱の構造実験解析、日本建築学会構造系論文報告集、第372号、pp.31-43、1987.2
- 13) 磯崎浩、福澤栄治、藤崎浩治：30階建RC造骨組の弾塑性解析 柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析(その2)、日本建築学会構造系論文報告集、第398号、pp.53-60、1989.4
- 14) 磯崎浩、福澤栄治、藤崎浩治：弾塑性地震応答解析法とそのシミュレーション解析 柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析(その3)、日本建築学会構造系論文報告集、第405号、pp.63-72、1989.11
- 15) 磯崎浩、福澤栄治、高橋元美：柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨

- 組の弾塑性地震応答解析 その1 解析法. 日本建築学会構造系論文報告集. 第441号, pp.73-83. 1992.11
- 16) 高橋元美, 磯崎浩, 福澤栄治: 柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その2 30階建RC造立体骨組の2方向地震応答解析. 日本建築学会構造系論文報告集. 第448号, pp.121-130, 1993.6
- 17) 小谷俊介: 鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響. コンクリート工学. Vol.21, No.11. 1983.11
- 18) M.Wakabayashi, T.Nakamura, N.Yoshida, S.Iwai and Y.Watanabe: Dynamic Loading Effects on the Structural Performance of Concrete and Steel Materials and Beams. Proceedings of 7WCC. Vol.6. pp.271-278, 1980
- 19) 睦好宏史, 町田篤彦: 動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究. 土木学会論文集. 第354号. V-2, pp.81-90.1985.2
- 20) 藤本盛久, 市橋重勝, 和田章, 島崎和司, 坂田弘安: 地震時に生じる層間変位速度を考慮した水平力を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験研究. 日本建築学会構造系論文報告集. 第442号, pp.111-121, 1992.12
- 21) 細矢博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: 地震時のひずみ速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究. 日本建築学会構造系論文集. 第492号. pp.69-77, 1997.2
- 22) 細矢博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析. 日本建築学会構造系論文集. 第482号. pp.83-92. 1996.4
- 23) 田崎遼子, 鈴木晶子, 野口博: ひずみ速度がRC柱の曲げせん断挙動に与える影響に関する解析的研究(その1-2). 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.787-790, 1999.9
- 24) 北川良和, 長瀧慶明, 鹿嶋俊英: 変形速度および応力緩和効果を考慮した地震応答解析 —モデル化とその妥当性—. 日本建築学会論文報告集. 第343号. pp.32-41. 1984.9
- 25) 藤本盛久, 和田章, 木村雄一: 3要素Maxwellモデルを用いた鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析法. 日本建築学会構造系論文報告集. 第399号, pp.9-171, 1989.5

第2章 載荷速度効果に関する実験

2.1 序

強震動応答時に鉄筋コンクリート骨組を構成する部材の挙動は載荷速度の影響を受ける。載荷速度が大きいほど材料強度は大きくなり部材の復元力が増加することがよく知られている。現行の構造設計では JIS に規定される低い載荷速度の材料試験による材料強度にもとづき耐震設計が行われるが、その載荷速度は地震応答時のものとは異なっている。この不一致は、地震応答時には大きな載荷速度を受けるので部材耐力が増加し、少なくとも耐力的には安全側に作用するものと一般的に考えられている。

しかし、近年の実験的研究によると、構造部材の力学的挙動に及ぼす載荷速度の影響はこのように単純なものではないことがわかる。載荷速度の破壊モードへの影響といった基本的な部分についても、研究者により異なる見解がある。たとえば、鉄筋コンクリート柱の構造挙動へ与える動載荷の影響は小さいとする検討結果¹⁾や動載荷が柱の耐震性能上不利になる要因はないとする検討結果^{2,3)}がある一方、動載荷時の破壊モードや変形能力は必ずしも安全側とはならない⁴⁾とする検討結果もある。

鉄筋コンクリート部材の構造挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する既往の研究による重要な知見は以下のようなものである。

1) 鉄筋及びコンクリートの力学的特性に及ぼす載荷速度の影響は異なる^{5,6)}。強震動応答時に生じる歪速度を対象とした場合、歪速度の上昇にともなう強度の増加は、鉄筋の降伏応力度よりもコンクリートの圧縮強度の方が大きい。コンクリートのヤング係数は歪速度の上昇にともなって増加するが、鉄筋のヤング係数は歪速度の影響をほとんど受けない。

2) 部材の動載荷時の耐力の増加はそのときの歪速度を考慮した材料強度を用いた耐力計算式や断面解析で説明でき^{3,7)}、これによって破壊モードが動載荷時と静載荷時で異なる可能性を指摘できる。

3) 復元力に与える載荷速度の影響は、塑性変形域に最初に達する載荷で大きく、それ以降の塑性変形域では小さい^{2,3)}。

これらのことは、載荷速度の影響は、単に部材耐力の増加だけではなく複雑であることを示している。

この章では、大変形の繰返しをともなう強震動応答時の鉄筋コンクリート部材の復元力履歴に及ぼす載荷速度の影響を定量的に検討するための基礎資料を得ることを目的として、鉄筋コンクリート部材の動載荷実験と静載荷実験を実施する。

2. 2 試験体

試験体は現行耐震規定を用いて、せん断破壊より主筋降伏が先行する曲げ降伏型として設計された鉄筋コンクリート片持ち部材であり、その概要を図 2.1 に示す。外力は横力のみで軸力は作用させない。図中に L_c で示される区間が試験区間である。実験では、同時に同じ材料で製作した 2 体一組の試験体に対して、一方に強震動応答時を想定した動載荷実験、他方に載荷速度の影響を除いた静載荷実験を実施する。そしてそれらと比較することによって載荷速度の影響を求める。

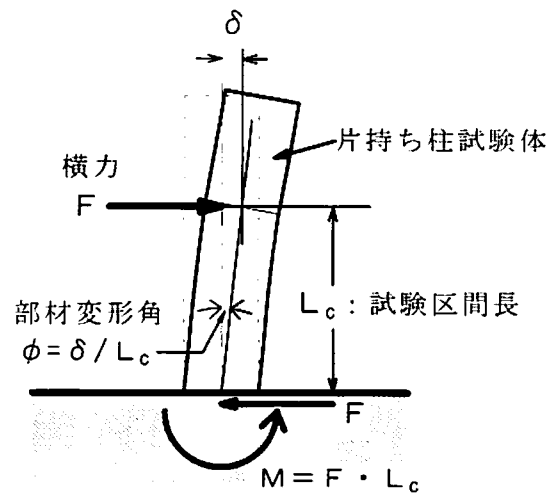


図 2.1 片持ち部材実験の概要

2. 2. 1 実験変数

実験変数は、以下で述べる載荷速度、変位履歴、せん断スパン比、せん断補強量である。

(1) 載荷速度

この研究では載荷速度の影響を含む実験（動載荷実験）と載荷速度の影響を除いた実験（静載荷実験）を行う。

骨組を構成する部材が受ける荷重は、長期荷重のような速度のない荷重から、爆発、衝突といった極端に大きな速度を有する衝撃荷重まで様々である。広範な載荷速度範囲のうち、動載荷実験では強震動応答時に建物構成部材が受ける載荷速度を実現するものとする。このレベルの載荷速度を対象として、部材の力学的挙動に与える影響を検討した既往の研究は存在するが、一定載荷速度の実験によって論じたものが多く、載荷速度が複雑に変動する強震動応答時における載荷速度の影響を論じるには十分ではない。強震動応答中の部材挙動を検討するため、動載荷実験は変動する載荷速度で行う。

(2) 変位履歴

強震動応答時に部材が受ける負荷の履歴は地震動の特性、建物の振動特性、また部材の位置など多くの影響を受け、それは異なる地震時で再現されることはない。この研究における載荷は強制変位によって行うが、任意の応答変位履歴の復元力を求めるために、その履歴波形に定振幅交番繰返し波、漸増振幅交番繰返し波、人工地震波にもとづく不規則波の 3 種類を用いて試験し、載荷速度の影響を検討する。

(3) せん断スパン比

鉄筋コンクリート部材のせん断スパン比はその曲げせん断性状に影響を与える要因である。実用柱部材のせん断スパン比は一般的な曲げ柱の 5 程度から本来は避けるべき短柱の 1 程度まで存在する。いずれの場合も曲げ降伏が先行するよう設計されるが、せん断スパン比が大きく

せん断補強量に拘わらず曲げ降伏が先行する曲げ柱と、せん断スパン比が小さい短柱をせん断補強筋による補強で曲げ降伏が先行するように設計された柱では、弾塑性性状は異なる。この研究ではそれらを包含して鉄筋コンクリート柱の復元力特性を論じることを目的としているため、せん断スパン比を実験変数として採用し、せん断スパン比が大きい場合($L_c/D=4.67$)と小さい場合($L_c/D=1.33$)を試験する。

(4) せん断補強量

せん断スパン比が小さい場合、曲げ降伏先行とするには十分なせん断補強が不可欠であり、その大きさによっても曲げせん断性状は異なると考えられる。この研究で扱う部材は実用部材を対象とするため現行耐震規定にしたがっていずれも十分なせん断補強を行うが、それが必要最低量の場合と十分な余裕がある場合を試験し、それらを比較する。

2. 2. 2 試験体の設計と製作

試験体は14体で、その諸元を試験体名とともに表2.1に、配筋の詳細を図2.2に示す。また、表2.2にはこの章で用いる実験の試験体名を示す。試験体は幅 $b \times$ 背 $D=15\text{cm} \times 15\text{cm}$ の正方形断面で、試験区間長 L_c は低いせん断力を受ける場合70cm(せん断スパン比 $L_c/D=4.67$)と高いせん断力を受ける場合20cm($L_c/D=1.33$)である。なお、表2.1中には各試験体に実施した実験の載荷速度(動載荷及び静載荷の別)及び載荷点の横方向強制変位履歴の種類も示す。

主筋及びせん断補強筋にはそれぞれD10、6 ϕ を用いる。その力学的特性を表2.3に示す。いずれの試験体も引張鉄筋比 $p_t=0.63\%$ とし、現行の許容応力度設計法によって曲げ降伏がせん断降伏に先行するようにせん断補強量を決定している。ただし、 $L_c=20\text{cm}$ の試験体では曲げ降伏先行となるに最低必要なせん断補強量($p_w=0.38\%$)の場合と十分余裕のあるせん断補強量($p_w=0.63\%$)の場合の2種類を製作する。また、基礎部は部材端部が十分固定と仮定できるような断面及び配筋を有し、主筋の付着及び定着に関する強度も十分である。

コンクリートは普通強度コンクリートを用いその調合を表2.4に示す。試験体は柱を想定してコンクリートの打設は縦打ちとする。コンクリートの材料試験用供試体は試験体と同じ条件で養生する。

表 2.1 片持ち部材試験体一覧

実験名	荷 荷		試験 区間長 L_c (cm)	引張 鉄筋比 P_t (%)	せん断 補強筋比 P_w (%)	コンクリート		
	速度	強制変位 履歴				圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	終局歪 ϵ_{cu} (%)	
LDC	動載荷	C	70	0.63	0.63	281	0.42	
LDI		I				330	0.39	
LDR		R				300	0.43	
LSC	静載荷	C				267	0.42	
LSI		I				308	0.40	
LSR		R				281	0.44	
SDI-L	動載荷	I	20		0.38	373	0.38	
SDR-L		R				334	0.39	
SSI-L	静載荷	I				337	0.36	
SSR-L		R				321	0.38	
SDI	動載荷	I				0.63	314	0.39
SDR		R					353	0.41
SSI	静載荷	I		361	0.38			
SSR		R		345	0.35			

(強制変位履歴 C:定振幅交番繰返し波、I:漸増振幅交番繰返し波、R:不規則波)

表 2.2 試験体名

S D R - L			
1	2	3	4
1: 試験区間長 $L_c=70$ cm(L)、 $L_c=20$ cm(S)			
2: 荷荷速度 動載荷(D)、静載荷(S)			
3: 強制変位履歴 定振幅交番繰返し(C)、漸増振幅交番繰返し(I)、不規則(R)			
4: せん断補強量が小さい場合(L)			

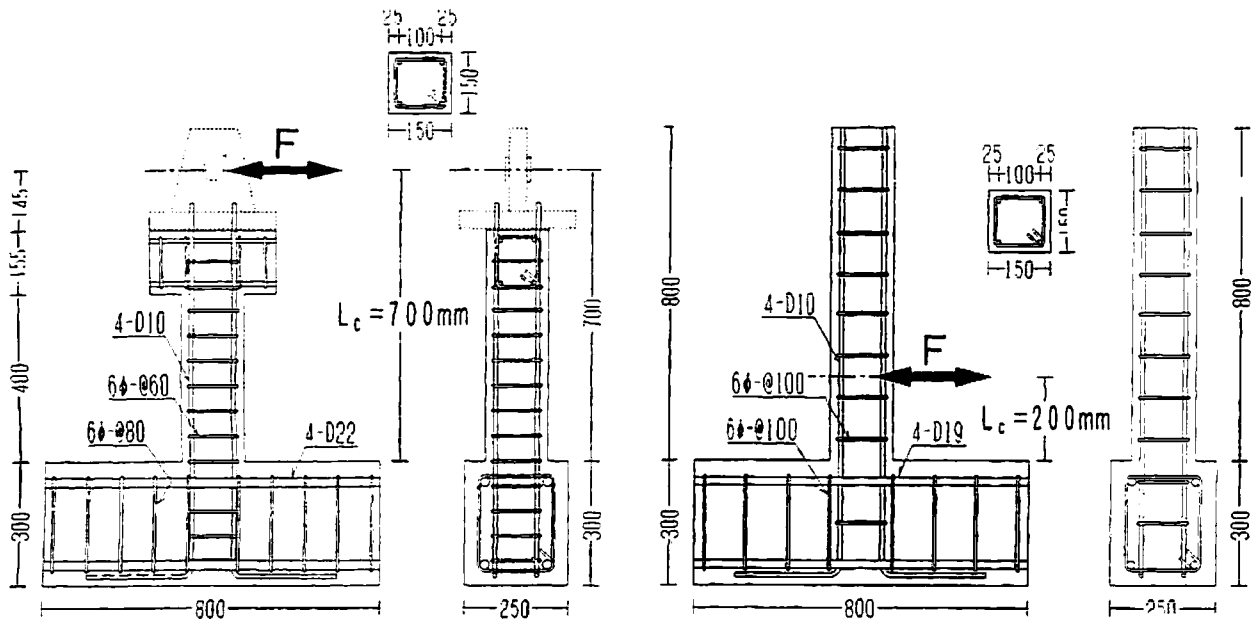
表 2.3 鉄筋の力学的特性

	降伏応力度 σ_y (tf/cm ²)	降伏歪 ϵ_y (%)	引張強度 σ_u (tf/cm ²)
D10	3.24	0.177	4.78
6φ	3.27	0.156	4.14

表 2.4 コンクリートの調合

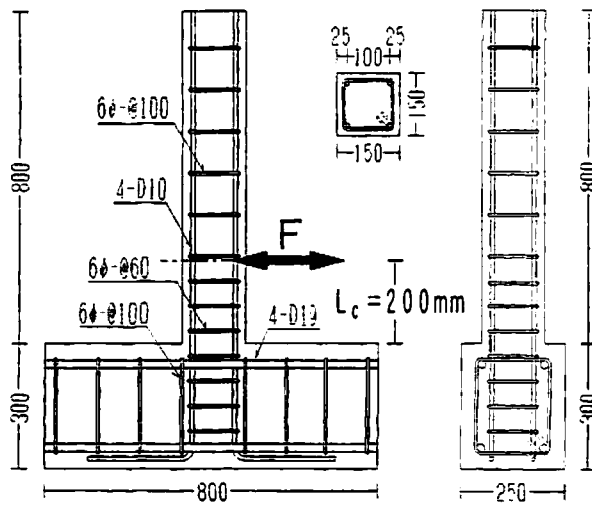
水セメント比 W/C(%)	質量割合 (kg/m ³)			
	水 W	セメント C	細骨材	粗骨材
60	216	360	762	1063

(骨材は絶乾状態)



(a) $L_c=70\text{cm}$ 試験体

(b) $L_c=20\text{cm}, p_w=0.38\%$ 試験体



(c) $L_c=20\text{cm}, p_w=0.63\%$ 試験体

図 2.2 試験体配筋図(mm)

2. 2. 3 材料試験

載荷速度の大きさは材料の応力度歪関係全体に影響を与える。載荷速度の影響を検討することを目的とする実験的研究においては、載荷速度の影響を取り除いた材料試験を行う必要がある。この実験により載荷速度のない状態における力学的特性が決定される。ただし、載荷速度のない厳密な静載荷試験を行なうことは不可能であるため、十分低速な載荷速度で試験を行うこととする。この節では本研究で行った材料試験の方法についてその概要を述べる。なお、ここではこの章の実験で用いる普通強度コンクリートや主筋 D10 だけではなく第4章で用いることとなる超高強度コンクリートや D13 等の場合も含めて検討している。

載荷速度がコンクリート及び鉄筋の材料特性に与える影響に関しては多くの研究があり、そのなかで基準となる試験が静載荷試験である。そのときの載荷速度は一般に歪速度で表示され、岩井ら⁵⁾はそれをコンクリートで $20 \times 10^{-6}/\text{sec}$ 、鉄筋で $50 \times 10^{-6}/\text{sec}$ としている。また、細矢ら⁶⁾はコンクリートで $10 \times 10^{-6}/\text{sec}$ としている。本研究でも多くの材料試験を試行したが、既往の研究の歪速度範囲でも、歪速度のわずかな変化が材料の応力度歪関係に顕著に影響を与えるようすが観察され、載荷速度の影響を十分に排除できていないことがわかった。したがって、この研究では、既往の研究で採用された歪速度値より1オーダー以上低速の歪速度で材料試験を行ない、材料の静的な力学的特性を得るものとする。

(1) コンクリートの圧縮試験

試験体コンクリートの打設時にそれと同じコンクリートを打設し、現場で試験体と同じように養生したコンクリート圧縮試験用供試体を用いて、試験体載荷時のコンクリートの圧縮試験を行った。圧縮試験用供試体は普通強度コンクリート用を $100 \phi \times 200\text{mm}$ 、超高強度コンクリート用を $50 \phi \times 100\text{mm}$ とした。いずれの場合も圧縮力の偏心及び加圧面の凹凸が試験結果に敏感に影響するので、供試体の両端面は研磨機で研磨、あるいは切断機で切断した後、研磨材を用いて仕上げた。

図2.3にコンクリートの圧縮試験の概観を示す。試験にはアムスラー型油圧試験機を用いた。歪の測定には、変位計、パイゲージ、歪ゲージ(WSG)を試験体の周囲に設置貼付し、歪及びその速度の測定に用いた。また、載荷の初期段階ではこれらによる縮み量を監視し、圧盤の状態を調節した。歪速度は終局状態に至るまで $25 \times 10^{-6}/\text{min}$ 程度の一定速度を目標とし、それが $30 \times 10^{-6}/\text{min}$ を越えないようにした。この速度は細矢ら⁶⁾の静載荷試験における歪速度の約 1/25 に相当する。

図 2.4 にコンクリートの圧縮試験で得られた応力度歪関係の例を示す。横軸の歪値は低応力度域では歪ゲージによる平均歪であり、それ以降ではパイゲージで測定された縮み量による平均歪を採用した。また、前掲の表 2.1 のコンクリートの圧縮強度 σ_c はこの圧縮試験による結果である。

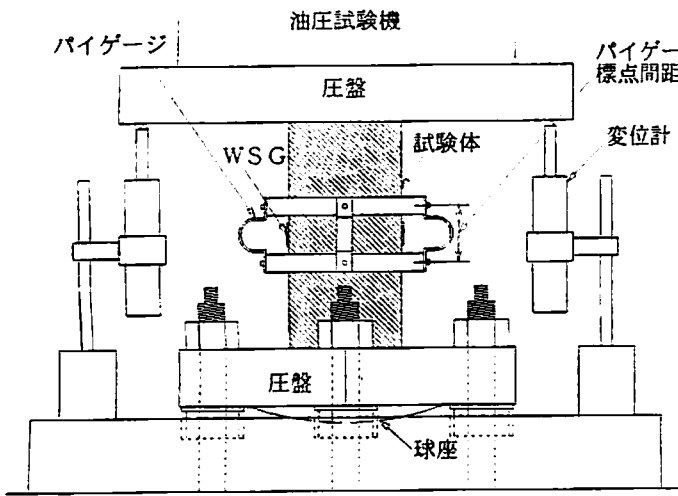


図 2.3 コンクリートの圧縮試験

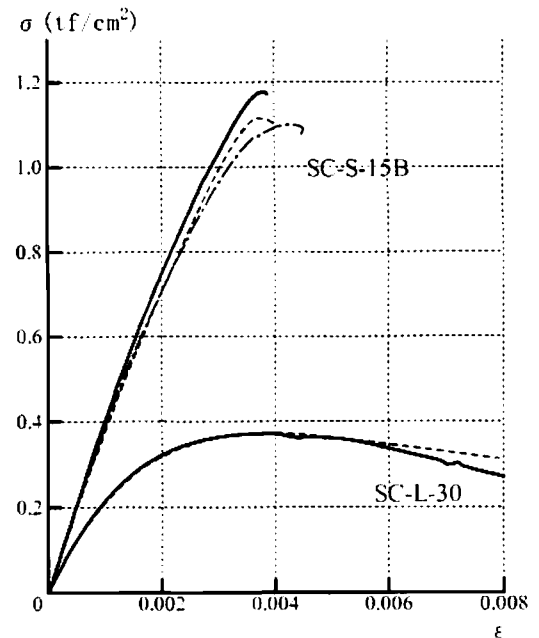


図 2.4 コンクリートの応力度歪関係

(2) 鉄筋の引張試験

試験体柱脚部の主筋は両面に歪ゲージ (WSG) を貼付するため加工したが、主筋の引張試験用試験片でもそれと全く同じように加工し歪ゲージを貼付した。また、同時に治具(標点間距離 40mm)を用いて両面に差動トランス (LVDT) を取り付け、破断に至るまでの標点間伸び量を測定した。図 2.5 に主筋の引張試験の概要を示す。

載荷には油圧試験機(島津製作所製)を使用した。歪速度は弾性域では歪ゲージによる歪速度を監視し、 $50 \times 10^{-6}/\text{min}$.程度以下とした。その後、上位降伏をすぎ降伏流れを起し歪硬化が始まるまで、歪ゲージによる歪値は停止したり動いたり不安定な挙動を示すが、その間は設定した歪速度を維持した。そして、歪硬化が始まり歪及び応力度の増加が安定したことを確認した後 $1500 \times 10^{-6}/\text{min}$.程度に速度を上げこれを破断まで保持した。これらの歪速度は弾性域で岩井ら⁵⁾の静載荷試験における歪速度の 1/60、歪硬化開始以降で同じく 1/4 程度である。図 2.6 に主筋の引張試験で得られた歪ゲージ及び差動トランスによる応力度歪関係を示す。また、図 2.7 には引張試験中の歪ゲージ及び差動トランスで得られた歪測定値による歪速度の履歴を示す。

せん断補強筋 6φ の引張試験では歪の測定は行わなかったが、主筋と同程度の速度とした。第 4 章で用いる角形鋼管を輪切りにしたせん断補強筋の引張試験は、同じ角形鋼管からせん断補強筋と同じ断面かつ同じ方向に試験片を切り出し、歪ゲージを貼付し、主筋の場合に準じた歪速度

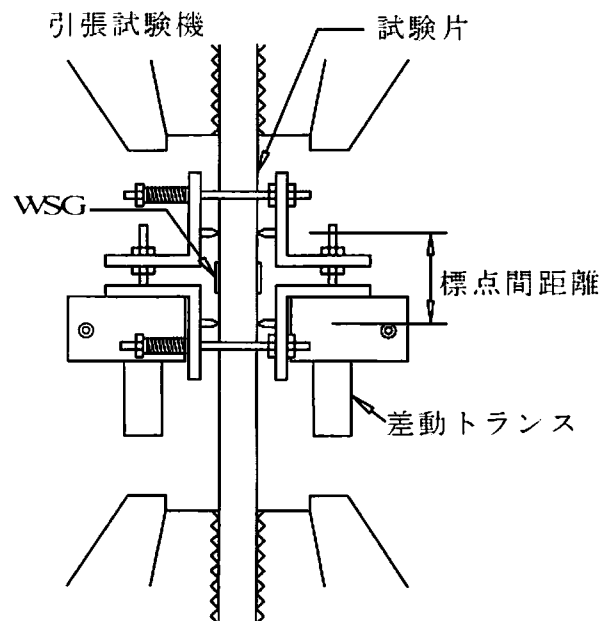
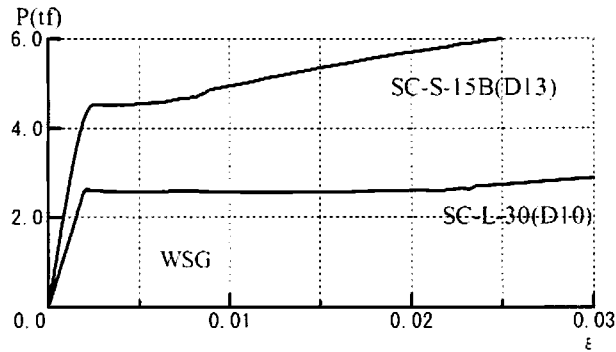
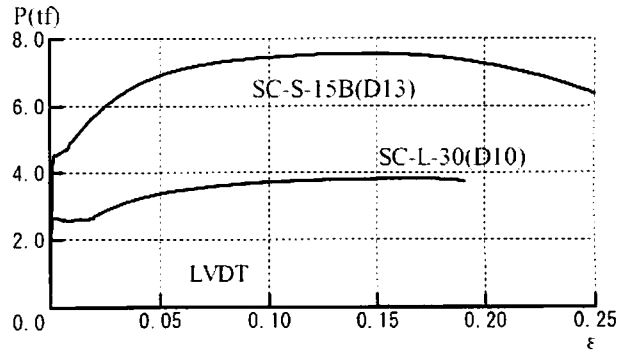


図 2.5 鉄筋の引張試験

で行なった。

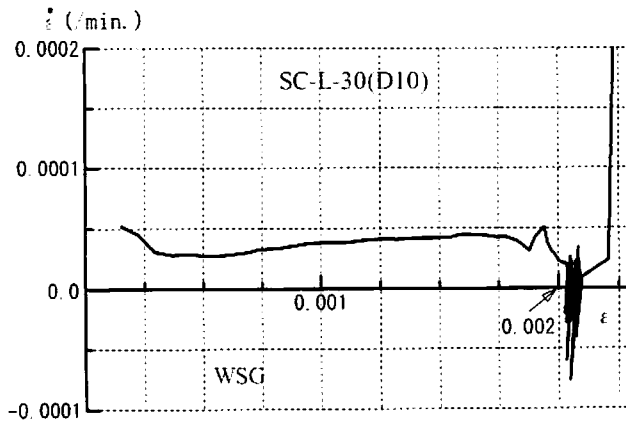


(a) 歪ゲージによる歪測定

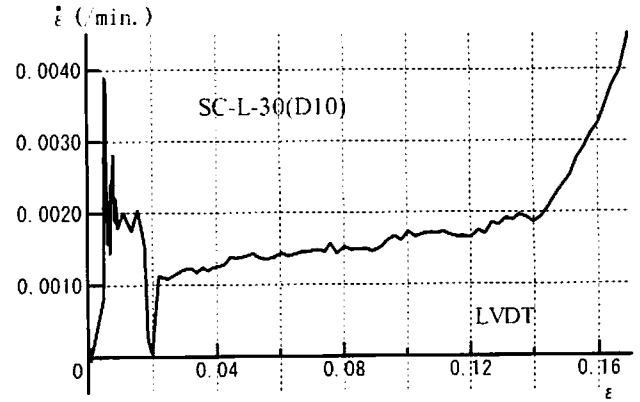


(b) 差動トランスによる歪測定

図 2.6 主筋の応力度歪関係



(a) 歪ゲージによる歪測定



(b) 差動トランスによる歪測定

図 2.7 引張試験の歪速度履歴

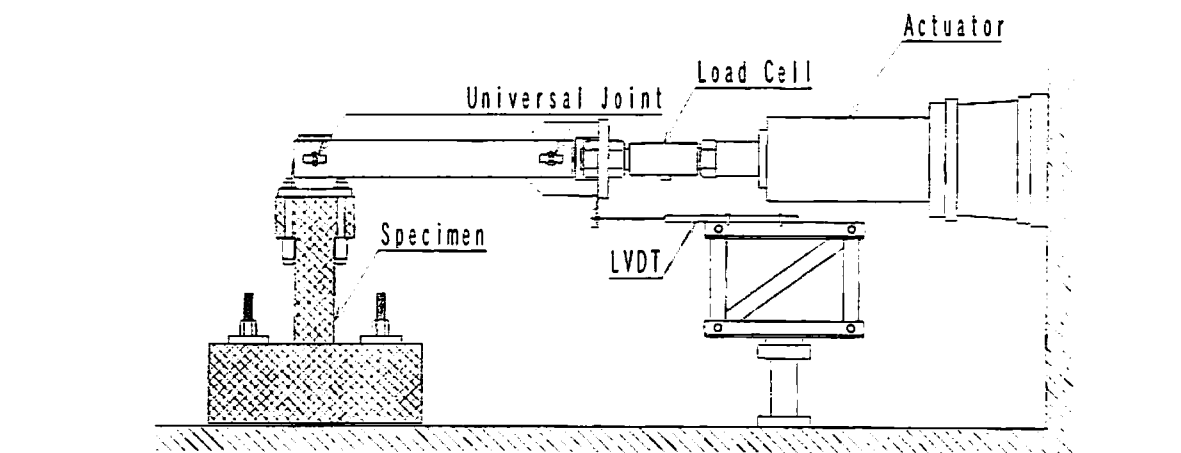
前掲の表 2.3 で示した鉄筋の力学的特性値はこれらの引張試験による結果である。主筋 D10 については、下位降伏荷重 P_y 及び最大荷重 P_u を求めそれらを公称断面積で除した値をそれぞれ降伏応力度 σ_y 、引張強さ σ_u とした。また、十分に比例域と考えられる $0.1P_y \sim 2/3P_y$ 間の測定点を直線近似して弾性剛性 EA を求め、降伏歪 ϵ_y を P_y/EA で計算した。

2. 3 動載荷実験と動載荷実験

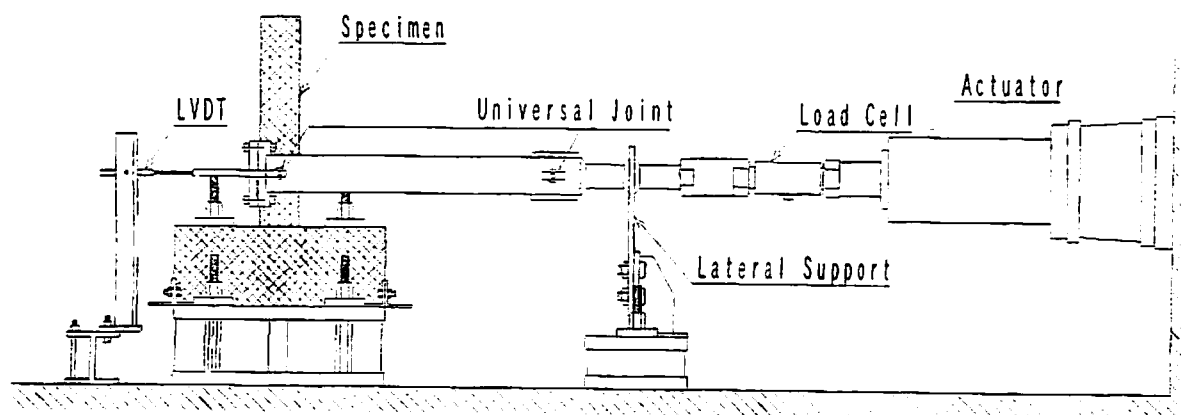
2. 3. 1 実験装置及び載荷方法

片持ち部材実験の載荷試験装置及び試験体の支持条件を図 2.8 に示す。試験体の基礎を $L_c=70\text{cm}$ 試験体では反力床上に、 $L_c=20\text{cm}$ 試験体では反力床上の剛なベースに固定し、試験体の載荷点断面中心に横力を作用させる。横力は試験体とユニバーサルジョイントで接続された加力ビームを介して、アクチュエータを用いて載荷する。載荷点では試験体変形後も常に断面中心に横力は作用し、かつ材軸及び直交軸回りの回転を拘束しない。動載荷実験と静載荷実験は横方向強制変位の載荷速度を変えるだけで同じ実験条件、同じ強制変位履歴で実施した。

強制変位履歴の種類は定振幅交番繰返し波 C、漸増振幅交番繰返し波 I 及び不規則波 R の 3 種類とした。動載荷実験において載荷点で実現した部材変形角 $\phi (= \delta / L_c)$ の時刻歴を図 2.9 に示す。ここで、 δ は試験区間の部材変形である。載荷点の最大変位速度は試験機能力の制限から約 $10\sim 15\text{cm/sec.}$ であるが、部材変形角 ϕ の速度 $d\phi/dt$ の最大値は、 $L_c=70\text{cm}$ の試験体で約 0.15rad./sec. 、 $L_c=20\text{cm}$ の試験体で約 0.7rad./sec. であった。実現した部材変形角 ϕ の速度時刻歴を図 2.10 に示す。また、試験体固定端断面の主筋に貼付した歪ゲージの測定値から求めた引張側及び圧縮側主筋それぞれの平均歪の速度履歴を図 2.11 に示すが、その最大歪速度は各試験体



(a) $L_c=70\text{cm}$ 試験体



(b) $L_c=20\text{cm}$ 試験体

図 2.8 実験装置

で約 0.03~0.2/sec.程度であった。これらで表される試験速度が強震動応答中の鉄筋コンクリート部材挙動を対象とする動載荷実験の適切な載荷速度かどうかを判断することは難しいが、鉄筋コンクリート骨組の強震動応答数値解析結果¹⁰⁾から推定すれば各試験体の部材変形角速度は強震動応答中に発生する層間変形角速度の範囲内である。また同時に、本実験で実現した歪速度はコンクリート及び鉄筋に載荷速度効果が十分に現れる範囲になっている。これらの理由により、ここで行った動載荷実験では強震動応答中の鉄筋コンクリート部材の載荷速度の影響が十分に得られているものと判断できる。

一方、静載荷実験では動載荷実験と同じ試験装置を用いて、同じ変位履歴をたどるように微小強制変位をステップバイステップで載荷した。各載荷ステップにおいては載荷速度の影響を除くために、微小強制変位を与えてから1分間その変位を保持した後、次のステップの微小強制変位を与えた。この静載荷実験における十分な変位保持時間に関する検討は付録1で行っている。

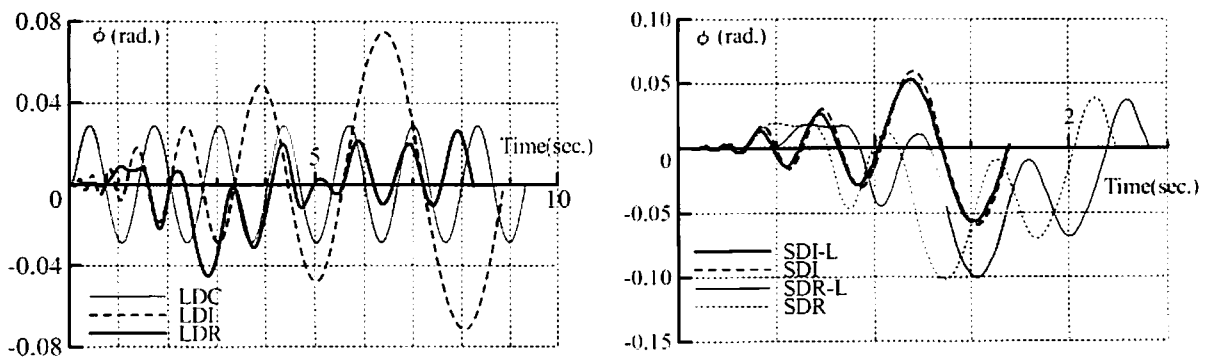


図 2.9 部材変形角時刻歴（動載荷実験）

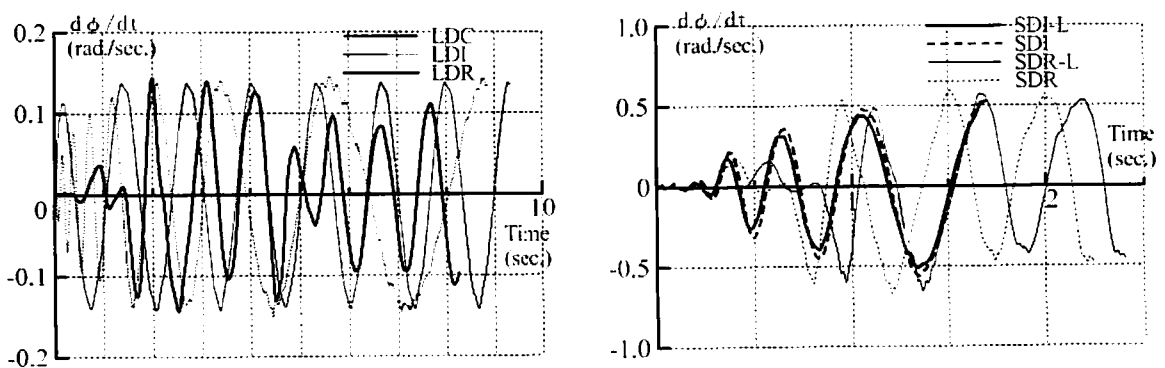
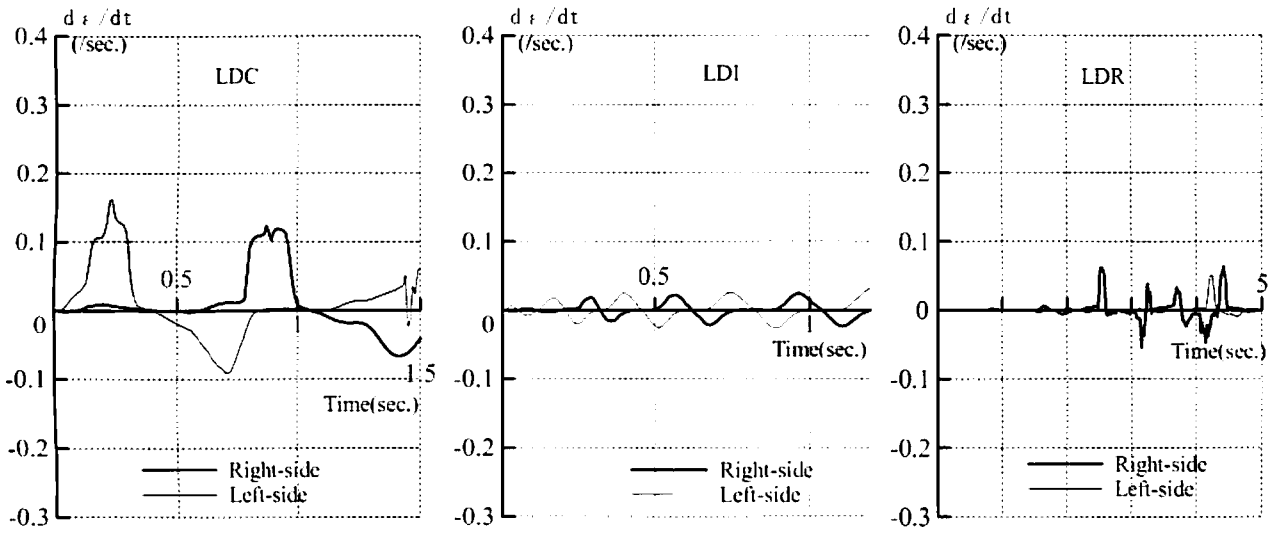
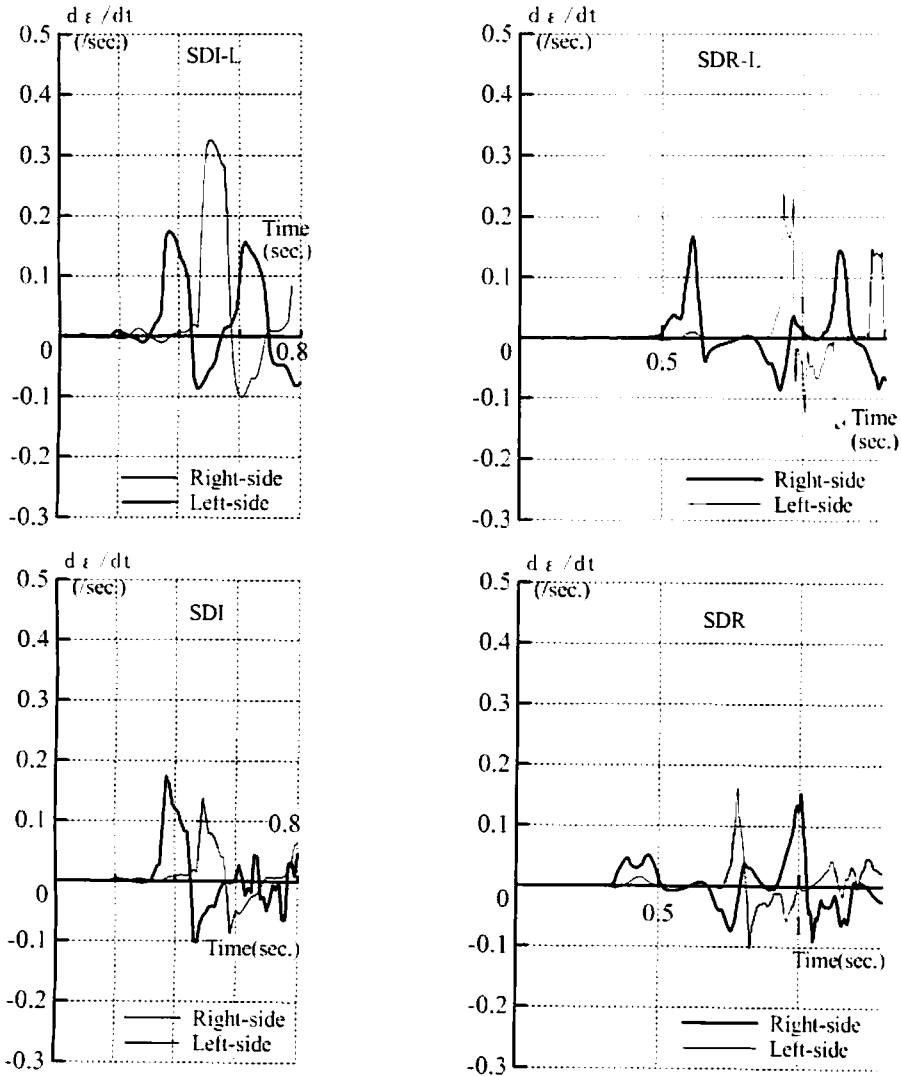


図 2.10 部材変形角速度時刻歴（動載荷実験）



(a) $L_c=70\text{cm}$ の試験体



(b) $L_c=20\text{cm}$ の試験体

図 2.11 固定端断面の主筋の歪速度時刻歴 (動載荷実験)

2. 3. 2 測定方法

動載荷実験及び静載荷実験には同じ測定システムを用いるが、その概要を図 2.12 に示す。

横力 F はアクチュエータに取り付けた荷重計(Load Cell)で測定した。 載荷点変位 δ_r は部材変形後も載荷点断面中心変位が測定できるように設置した差動トランス (LVDT) で測定した。 固定端断面の主筋両面には歪ゲージ(WSG)を貼付し、その歪を測定した。

動載荷実験では 1/200 間隔で各測定点の値を同時に測定した。 ステップバイステップで行った静載荷実験では、載荷点に微小強制変位を与えた後 1 分間変位を静止し、各測定値がほぼ一定となり載荷速度の影響が十分取り除かれた状態で各値を測定した。

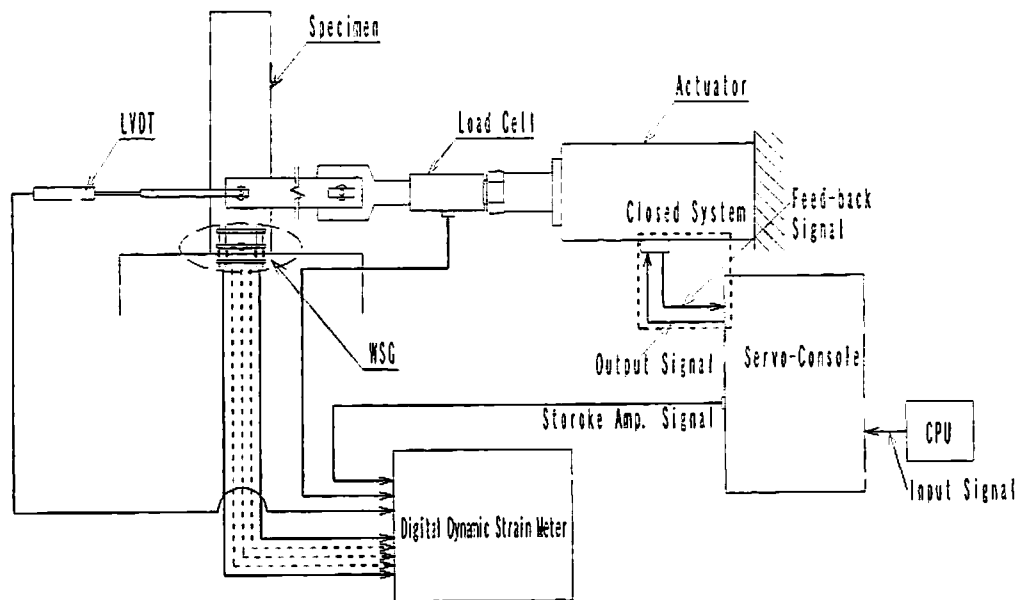


図 2.12 測定システムの概要

2. 4 実験結果

2. 4. 1 終局曲げ耐力計算値

ここでは終局曲げ耐力計算値 M_u について述べる。終局曲げ耐力計算値は実験結果を検討する際の基準値となる他、復元力モデルの骨格曲線の降伏域耐力に用いられる。この研究は有効な復元力モデルを提案することが目的であるため、終局曲げ耐力計算値の精度はきわめて重要である。さらに、復元力モデルを強震動応答計算に用いることを目的とするため、計算に時間をあまり要しないことも必要である。

終局曲げ耐力はコンクリート圧縮縁がコンクリートの終局歪に達するときの曲げモーメントと定義される⁸⁾。一般的な終局曲げ耐力の計算では、終局時のコンクリートの応力状態に長方形のストレスブロックを仮定したり、平面保持を仮定した上でコンクリートの応力度歪関係に ϵ 関数などの関数を用い⁹⁾そのときの応力状態とする場合が多い。その終局歪にはそれらに応じた概略値が用いられ厳密なものではない。また、載荷速度効果を検討する場合、その影響を除いた基準値としての終局曲げ耐力の計算では、静載荷材料試験にもとづくコンクリートの応力状態及び終局歪が必要となるが、その実験資料は乏しい。

この研究ではコンクリートの圧縮強度以降の下り勾配部分を含めて厳密な静載荷試験を行い、終局曲げ耐力を計算するときのコンクリートの応力度歪関係及びその終局歪を定義する。

この研究で採用したコンクリートの Bi-linear 応力度歪関係を圧縮試験結果と比較して図 2.13 に示す。太線で示した Bi-linear モデルの初期勾配はコンクリートのヤング係数 E_c 、そして、塑性域応力度は圧縮試験におけるコンクリートの圧縮強度 σ_c とし、終局歪 ϵ_{cu} は圧縮試験で応力度が圧縮強度 σ_c に達した後 $0.98\sigma_c$ に低下するときの歪値とする。前掲の表 2.1 には各試験体のコンクリートの圧縮強度 σ_c と終局歪 ϵ_{cu} を示す。

コンクリートのヤング係数 E_c は次の ACI 式(ACI-363R-84)を用いて圧縮強度 σ_c (kgf/cm²) から決定する。

$$E_c = 10.6 \times \sqrt{\sigma_c} + 70.3 \quad (2.1)$$

また、コンクリートの引張強度は無視する。

主筋は Bi-linear 型応力度歪関係を仮定するが、その塑性域応力度は引張試験による降伏応力度 σ_y とする。

変形の基準量として ϕ_u を次式で定義する。

$$\phi_u = \frac{M_u}{K_0 L_c} \quad (2.2)$$

ここで、 K_0 は固定端曲げモーメント M -部材変位 δ 関係の初期弾性剛性

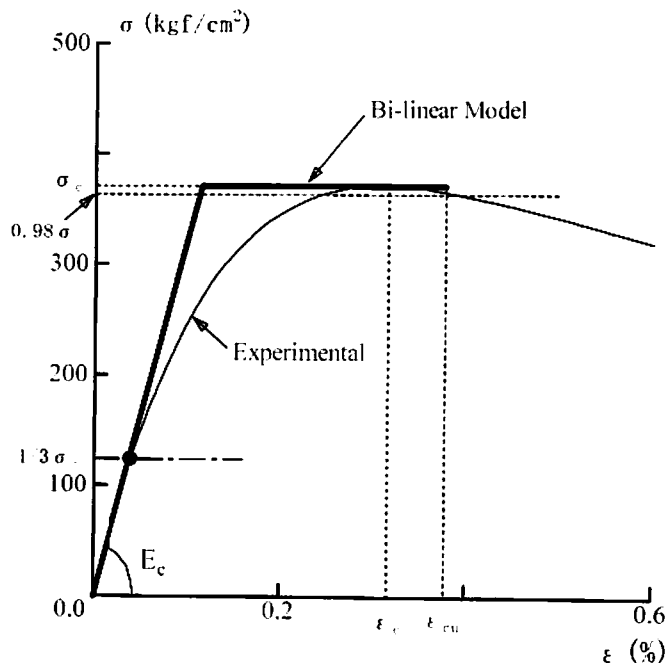


図 2.13 コンクリートの圧縮応力度歪関係と Bi-linear モデル

である。鉄筋コンクリート部材に生じるせん断変形に関して固定端断面内に生じるせん断歪による反りに対して拘束がないと仮定すると K_0 は次式で表せる。

$$K_0 = \frac{1}{\frac{L_c^2}{3EI} + \frac{\gamma}{GA}} \quad (2.3)$$

ここで、 EI は固定端断面の初期弾性曲げ剛性、 G はコンクリートのせん断弾性係数、 A は部材断面積、 γ は断面形状による補正係数で $\gamma = 3/2$ である。

以上により、試験体の載荷実験時の材料強度、部材寸法を用いて計算した各試験体の M_u と ϕ_u を表 2.5 に示す。

表 2.5 各試験体の M_u と ϕ_u の計算値

実験名		M_u (tf·cm)	ϕ_u ($\times 10^{-3}/\text{cm}$)
動 載 荷 実 験	LDC	58.14	1.232
	LDI	60.02	1.202
	LDR	59.13	1.196
	SDI-L	60.99	0.5052
	SDR-L	59.94	0.5173
	SDI	59.19	0.5232
	SDR	60.57	0.5110
静 載 荷 実 験	LSC	57.80	1.224
	LSI	59.33	1.218
	LSR	59.03	1.203
	SSI-L	59.75	0.5135
	SSR-L	60.09	0.5107
	SSI	61.38	0.5009
	SSR	59.94	0.5112

2. 4. 2 荷重変形関係

図 2.14 に実験で得られた荷重変形関係を示す。太線は静載荷実験値、細線は動載荷実験値を表す。ここで縦軸は固定端曲げモーメント $M (=F \cdot L_c)$ 、横軸は部材変形角 $\phi (= \delta / L_c)$ であるが、それぞれ前述した終局曲げ耐力計算値 M_u 及び ϕ_u で無次元化している。

動載荷実験と静載荷実験の間にはコンクリート強度に若干の違いがあるが、無次元化によってそれは概略取り除かれていると考えられる。したがって、動載荷実験と静載荷実験の差は単に載荷速度の影響を表すものであるが、両者の間には明確な違いが現れている。既往の研究で指摘されているように載荷速度効果により鉄筋コンクリート部材の復元力は増加し、動載荷の影響を顕著に受けることがわかる。そして、鉄筋コンクリートに関する載荷速度効果として、この復元力の増加以外に、次のことが挙げられる。

1) 静載荷実験ではなめらかに弾性から塑性へ移行するのに対して、動載荷実験では正負各加力側でその移行の過渡点において復元力のピークが生じる。そしてこの近辺における載荷速度の影響が最も大きい。その後変形が進むと復元力の増加は徐々に低下する。

2) 載荷速度効果は塑性変形履歴と関係し、その結果として復元力が正負加力側で著しく異なる場合がある。

また、最初に明確な塑性変形を生じる加力サイクルにおける復元力のピーク値を弾性限界曲げ耐力と呼び、それを載荷速度以外の実験条件が同じ動載荷実験と静載荷実験で比較して表 2.6 にまとめる。静載荷実験の弾性限界曲げ耐力 $_sM$ に対する動載荷実験の弾性限界曲げ耐力 $_dM$ の比 $_dM/_sM$ はおよそ 1.2~1.4 となっている。また、静載荷実験における $_sM/M_u$ は 0.94~1.07 となっており本研究で用いる終局曲げ耐力計算値 M_u が静載荷実験の曲げ耐力を十分に予測できていることがわかる。

表 2.6 載荷速度効果の実験値

実験名	実験値		
	$_dM/M_u$	$_sM/M_u$	$_dM/_sM$
LDC & LSC	1.44	1.04	1.38
LDI & LSI	1.41	1.07	1.31
LDR & LSR	1.44	1.01	1.42
SDI-L & SSI-L	1.30	0.99	1.32
SDR-L & SSR-L	1.16	0.94	1.23
SDI & SSI	1.43	1.03	1.39
SDR & SSR	1.27	1.02	1.25

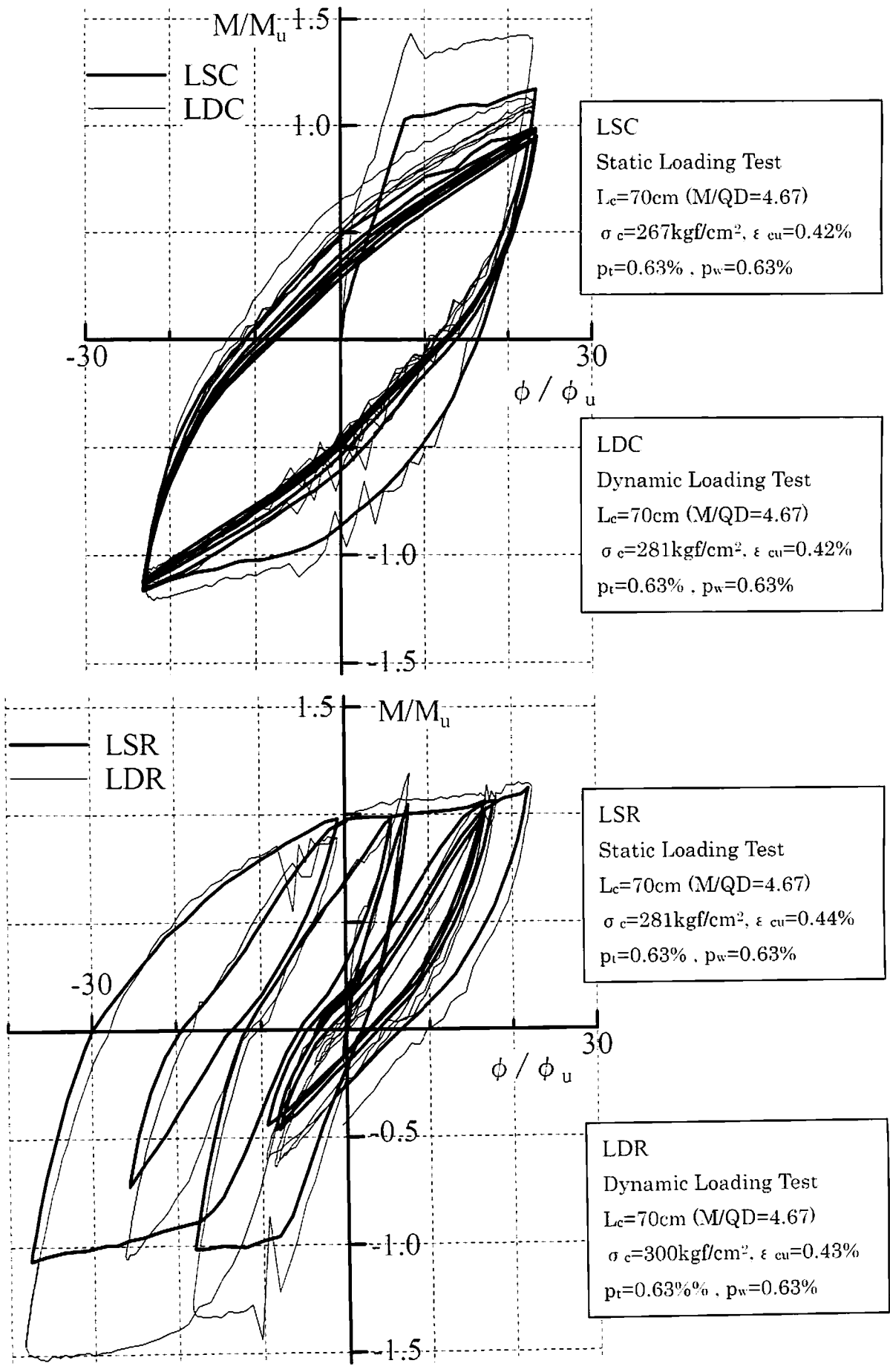


図 2.14a 動載荷実験値と静載荷実験値

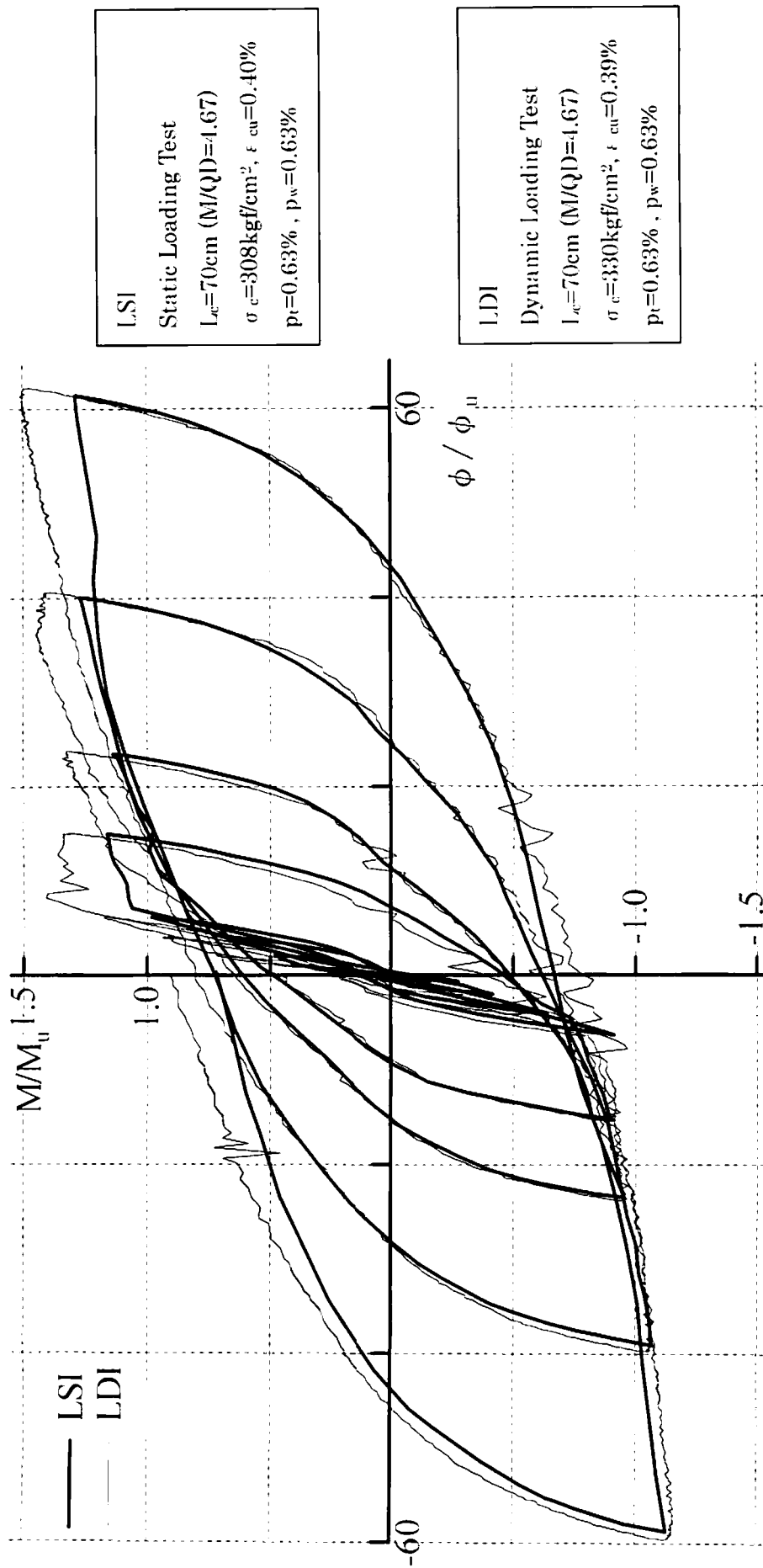


図 2.14b 動載荷実験値と静載荷実験値

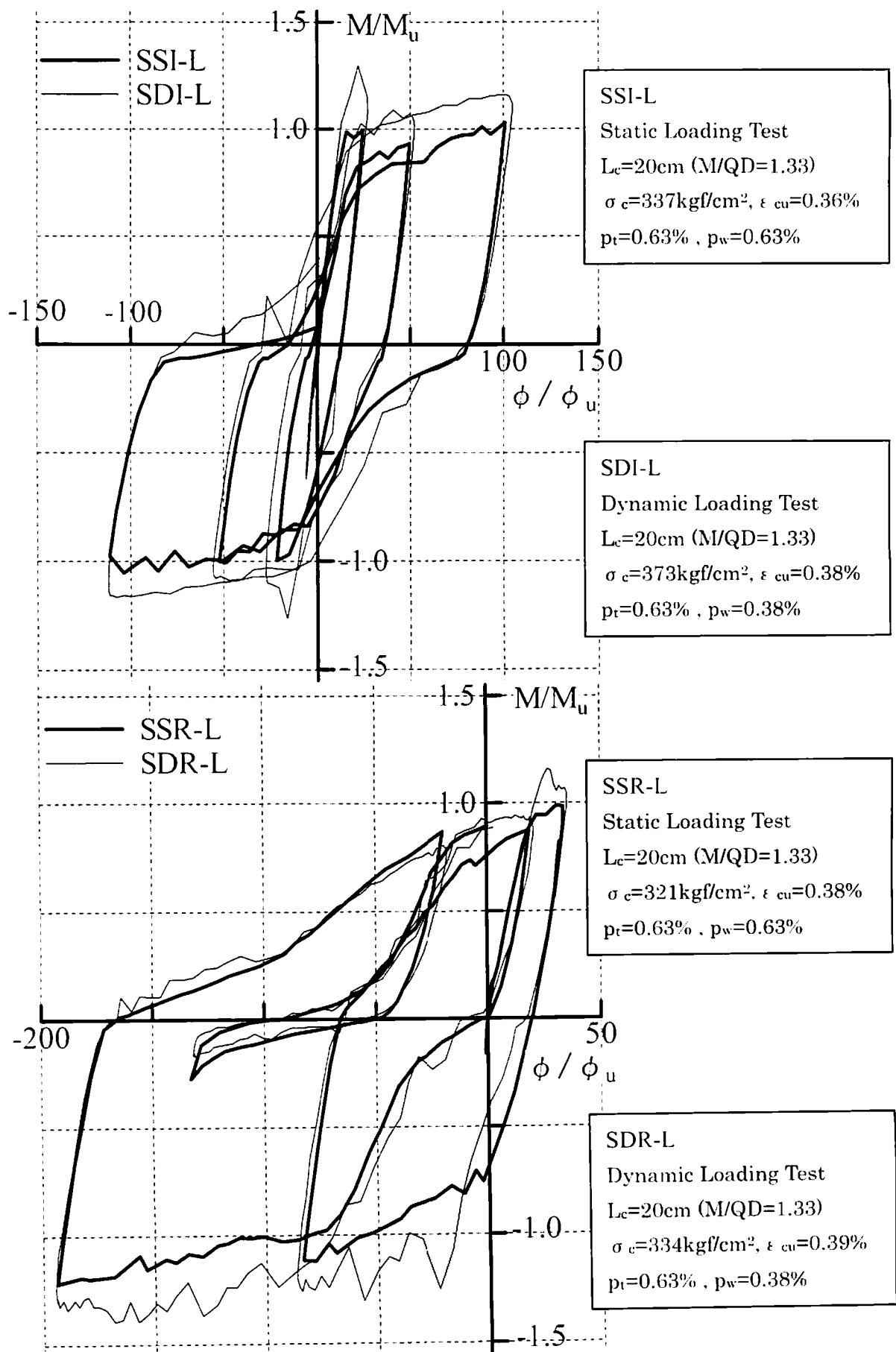
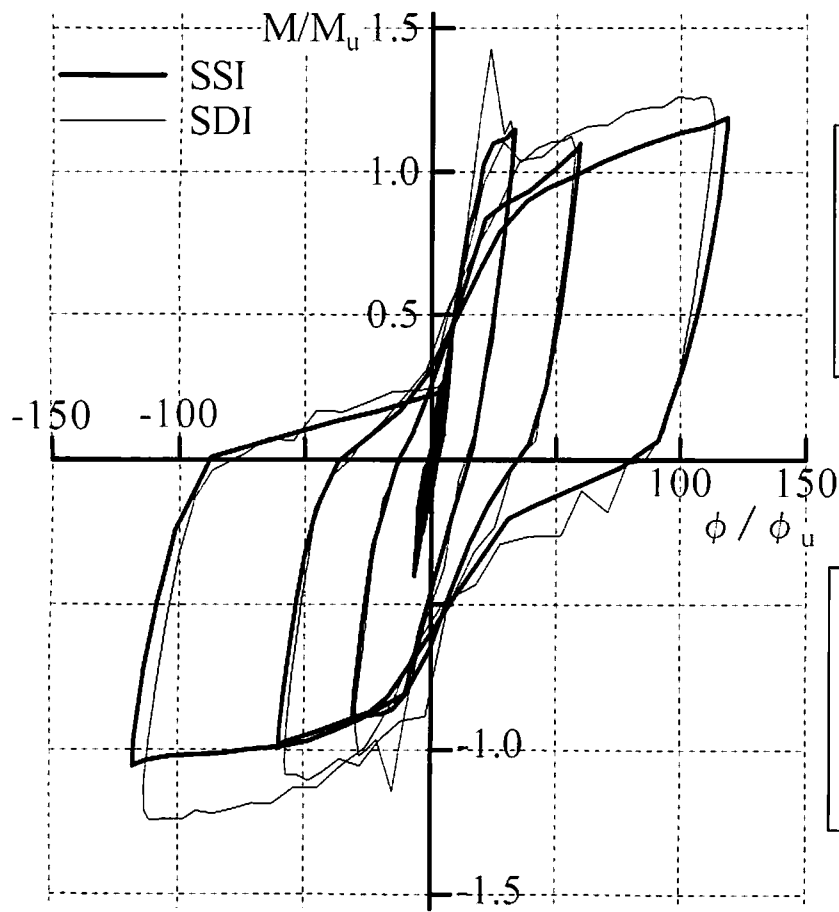
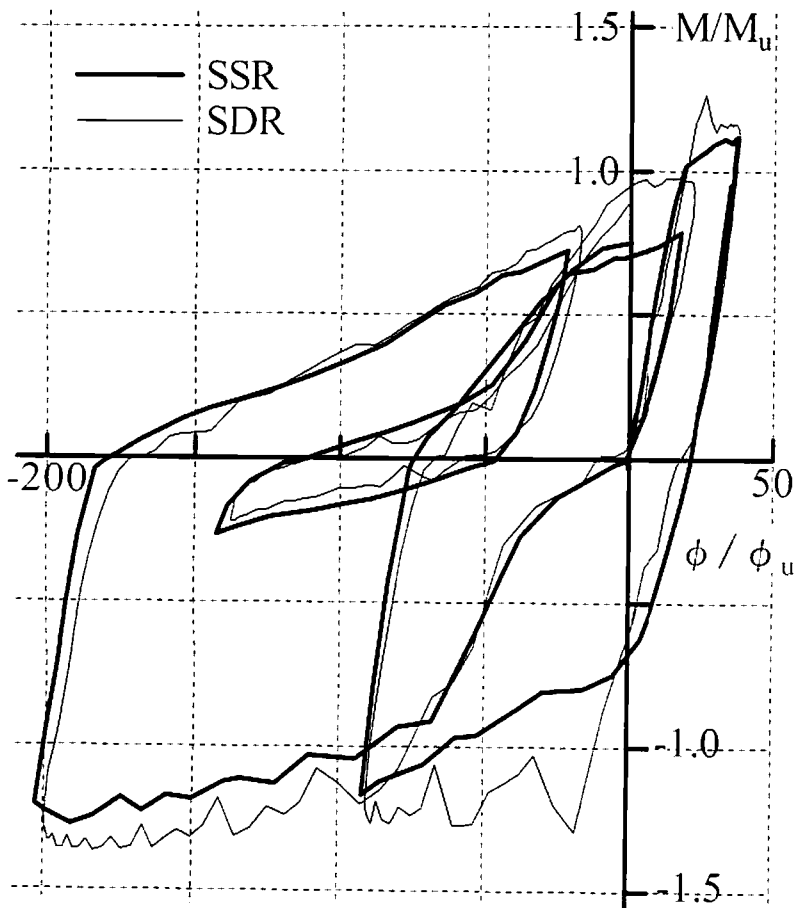


図 2.14c 動載荷実験値と静載荷実験値



SSI
 Static Loading Test
 $L_c=20\text{cm}$ ($M/QD=1.33$)
 $\sigma_c=361\text{kgf/cm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.38\%$
 $p_t=0.63\%$, $p_w=0.63\%$

SDI
 Dynamic Loading Test
 $L_c=20\text{cm}$ ($M/QD=1.33$)
 $\sigma_c=314\text{kgf/cm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.39\%$
 $p_t=0.63\%$, $p_w=0.63\%$



SSR
 Static Loading Test
 $L_c=20\text{cm}$ ($M/QD=1.33$)
 $\sigma_c=345\text{kgf/cm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.35\%$
 $p_t=0.63\%$, $p_w=0.63\%$

SDR
 Dynamic Loading Test
 $L_c=20\text{cm}$ ($M/QD=1.33$)
 $\sigma_c=353\text{kgf/cm}^2$, $\epsilon_{cu}=0.41\%$
 $p_t=0.63\%$, $p_w=0.63\%$

図 2.14d 動載荷実験値と静載荷実験値

2. 5 結

曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の復元力履歴に与える載荷速度の影響を検討するため、片持ち部材の動載荷実験及びそれと同じ変位履歴をたどる静載荷実験を実施した。その結果得られた知見を次にまとめる。

- 1) 載荷速度の影響によって動的復元力は静的復元力に比べて増加するが、それは弾性から塑性への移行点の近辺で最も大きく、変形が進むにつれて徐々に低下する。
- 2) 載荷速度効果は塑性変形履歴と関係し、その結果として復元力が正負加力側で著しく異なる場合がある。
- 3) 終局曲げ耐力計算値は静載荷実験の曲げ耐力を良好に予測する。

参考文献

- 1) 遠藤孝夫、加藤治、田辺忠顕：鉄筋コンクリート柱部材の動特性に関する研究、第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.481-484、1983
- 2) 野村祥一、藤井栄、大上実、森田司郎：鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.411-414、1986.8
- 3) 藤本盛久、他：高速荷重を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986.8～1991.9
- 4) 小谷俊介：鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響、コンクリート工学、Vol.21, No.11, pp.23-34、Nov.1983
- 5) 岩井哲、吉田望、中村武、若林實：鋼構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 その1、コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響、日本建築学会論文報告集、第314号、pp.102-111、1982.4
- 6) 細矢博、阿部勇、岡田恒男、北川良和：鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究 -材料実験と高軸力が作用する柱部材の水平加力実験-、コンクリート工学論文集、第4巻第2号、pp.43-56、1993.7
- 7) 細矢博、岡田恒男、北川良和、中埜良昭、隈澤文俊：ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析、日本建築学会構造系論文集、第482号、pp.83-92、1996.4
- 8) 小阪義夫、森田司郎：鉄筋コンクリート構造、丸善、1975
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、付20、梁および柱の曲げ終局強度、1991
- 10) 最相元雄、松山輝男、須田量哉：動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリートせん断曲げ柱の復元力モデルに関する実験的研究、構造工学論文集、No.45B、pp.341-350、1999.3

第3章 載荷速度効果を考慮した復元力のモデル化

3. 1 序

載荷速度が鉄筋コンクリート曲げ部材の復元力特性に及ぼす影響に関する実験的研究はこれまでよく行われている。しかし、それらは一定載荷速度の実験であったり、定性的な挙動把握にとどまっており、強震動応答時を想定して載荷速度が複雑に変動する場合について、それが復元力特性に及ぼす影響を定量的に評価しようとする研究は行われていない。

載荷速度が復元力特性に及ぼす影響については、塑性域に達する最初の載荷時に大きくそれ以降では小さいことが定性的な知見として示されている^{1,2)}。また、第2章で示した動載荷実験と静載荷実験の復元力履歴を比較すると、塑性域に達する最初の載荷以降塑性変形が進むにつれてその影響は小さくなるのがわかる。

この章では、第2章で行った同じ変位履歴の動載荷実験と静載荷実験で得られた復元力の差を求める。そして、復元力に及ぼす載荷速度の影響について塑性変形量を変数とした載荷速度効果式を提案する。載荷速度効果式は地震応答解析に用いられる復元力モデルに容易に適用でき、その結果は動載荷実験値を良好に近似することを示す。

3. 2 載荷速度効果式

3. 2. 1 r 値の定義と変形速度

載荷速度の影響により動載荷実験の復元力は静載荷実験より増加するが、この復元力の増加を定量的に評価するために次のr値を定義する。

$$r = \frac{d_m - s_m}{s_m} \quad (3.1)$$

上式のr値は同じ変位履歴上の動的復元力(d_m)と静的復元力(s_m)の差を静的復元力(s_m)に対する割合で表したものである。図3.1で説明するように、変位履歴上の任意点(P)の d_m 、 s_m は、最後の変位反転点(Q)からの無次元復元力(M/M_u)でそれぞれ動的復元力の値と静的復元力の値を表す。ここで M_u は終局曲げ耐力計算値である。以下ではこのr値を、載荷速度以外の実験条件が同一の動載荷実験と静載荷実験の復元力特性より求め載荷速度の影響について検討する。

既往の研究によると復元力特性に及ぼ

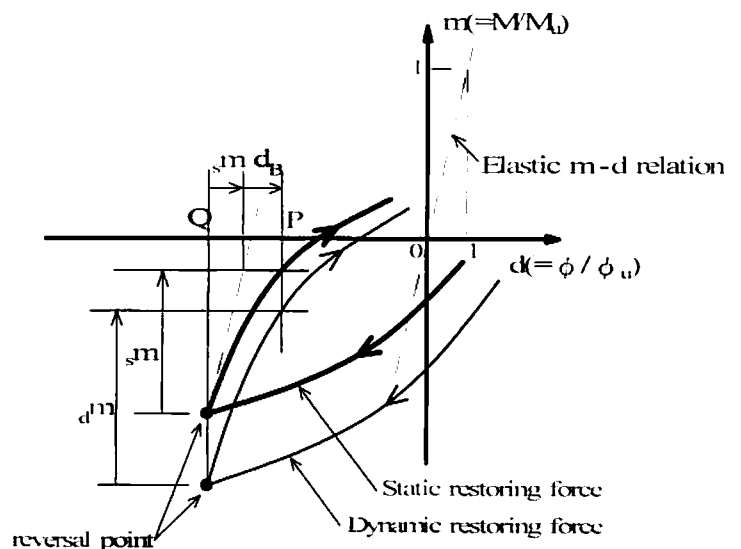


図3.1 反転点からの無次元復元力 d_m 、 s_m と塑性変形率 d_p

す荷速度の影響は主に一定変形速度の実験による検討の結果として、変形速度が大きいほど顕著とされる。図 3.2 には動荷実験で得られた部材変形角速度 $d\phi/dt$ と、その動荷実験の復元力と対応する静荷実験の復元力から算出した r 値の関係を●印で示している。本研究における動荷実験の部材変形角速度は変動しているが、それと r 値の関係は複雑で、明瞭な対応関係は認められない。すなわち、 r 値で表される荷速度効果は変形速度によって生じるが、その関係は単に変形速度の絶対値で表されるものではないことを示している。

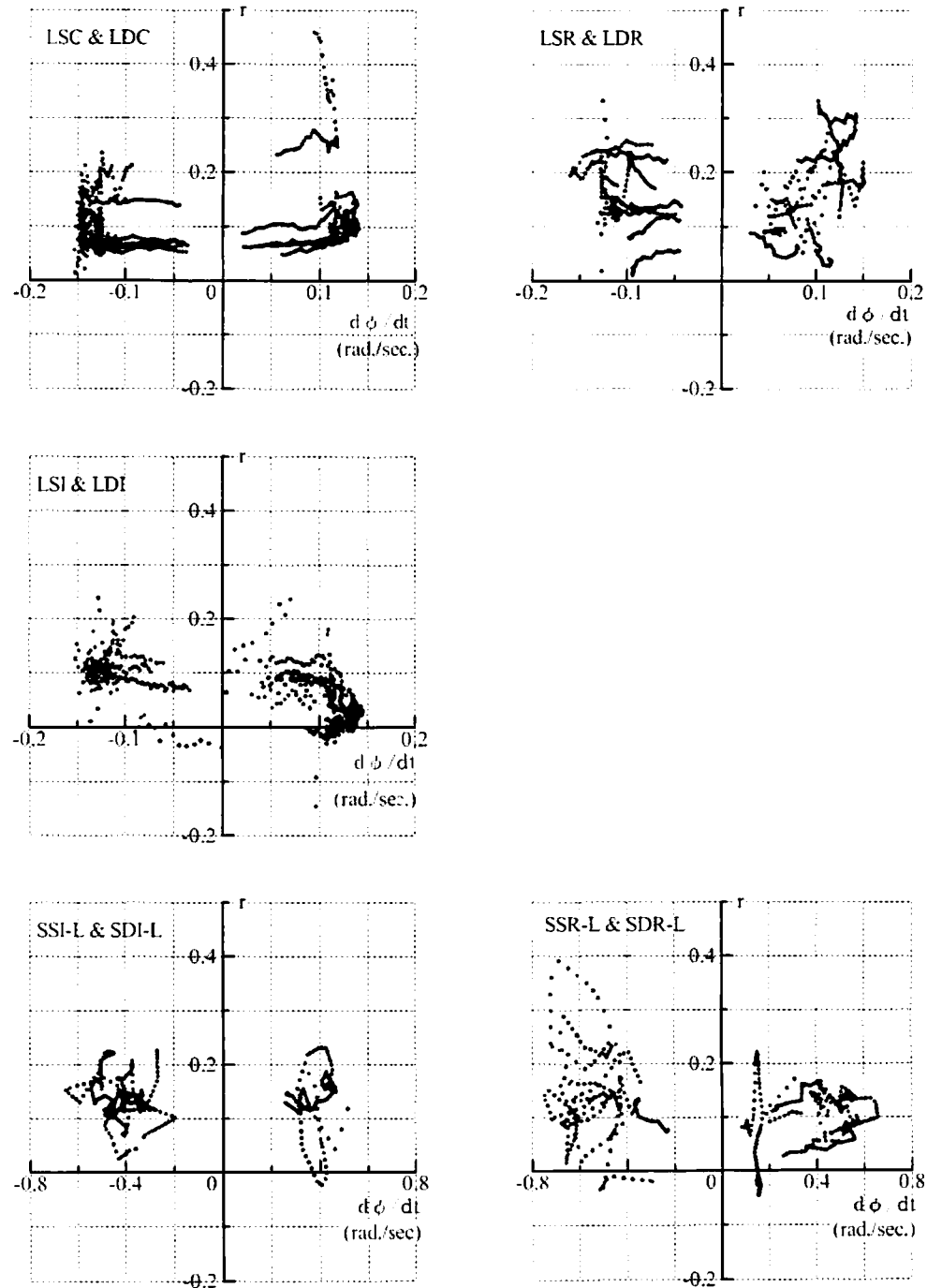


図 3.2a 部材変形角速度と r 値の関係

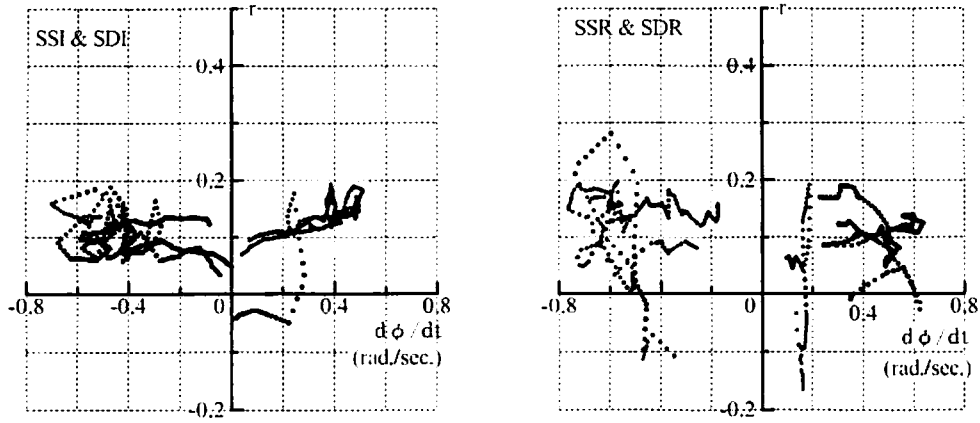


図 3.2b 部材変形角速度と r 値の関係

3. 2. 2 r 値と塑性変形量の関係

動載荷実験と静載荷実験の荷重変形関係から載荷速度による復元力の増加は塑性変形の大きさと関連することが指摘された。ここでは r 値と塑性変形の関係について検討する。

図 3.3 には変位反転点からの塑性変形率 d_B (図 3.1 参照) と r 値の関係を●印でプロットしている。変位反転直後の d_B が小さい範囲では測定のおよむ誤差が r 値に大きく影響を与えるためその部分を除いている。いずれの試験体においても各変形サイクル毎に d_B の増加とともに r 値が概略減少していくようすがわかる。そして、同じ d_B 値に対しては各変位サイクル毎に r 値に明らかな差が認められる。

図 3.4 は累積塑性変形率 d_A と r 値の関係を●印で示したものである。累積塑性変形率 d_A は正負の変位方向に関わらずその点までに経験した塑性変形率である。各変位サイクルにおいてその最初の部分で r 値は大きく徐々にそれが減少し、また変位サイクルが進むことによる d_A の増加に対しても r 値が徐々に減少していくようすが概略示されている。

以上の結果により、r 値は変位反転点からの塑性変形率 d_B の絶対値及び累積塑性変形率 d_A の両者に対して単調に減少することが示された。

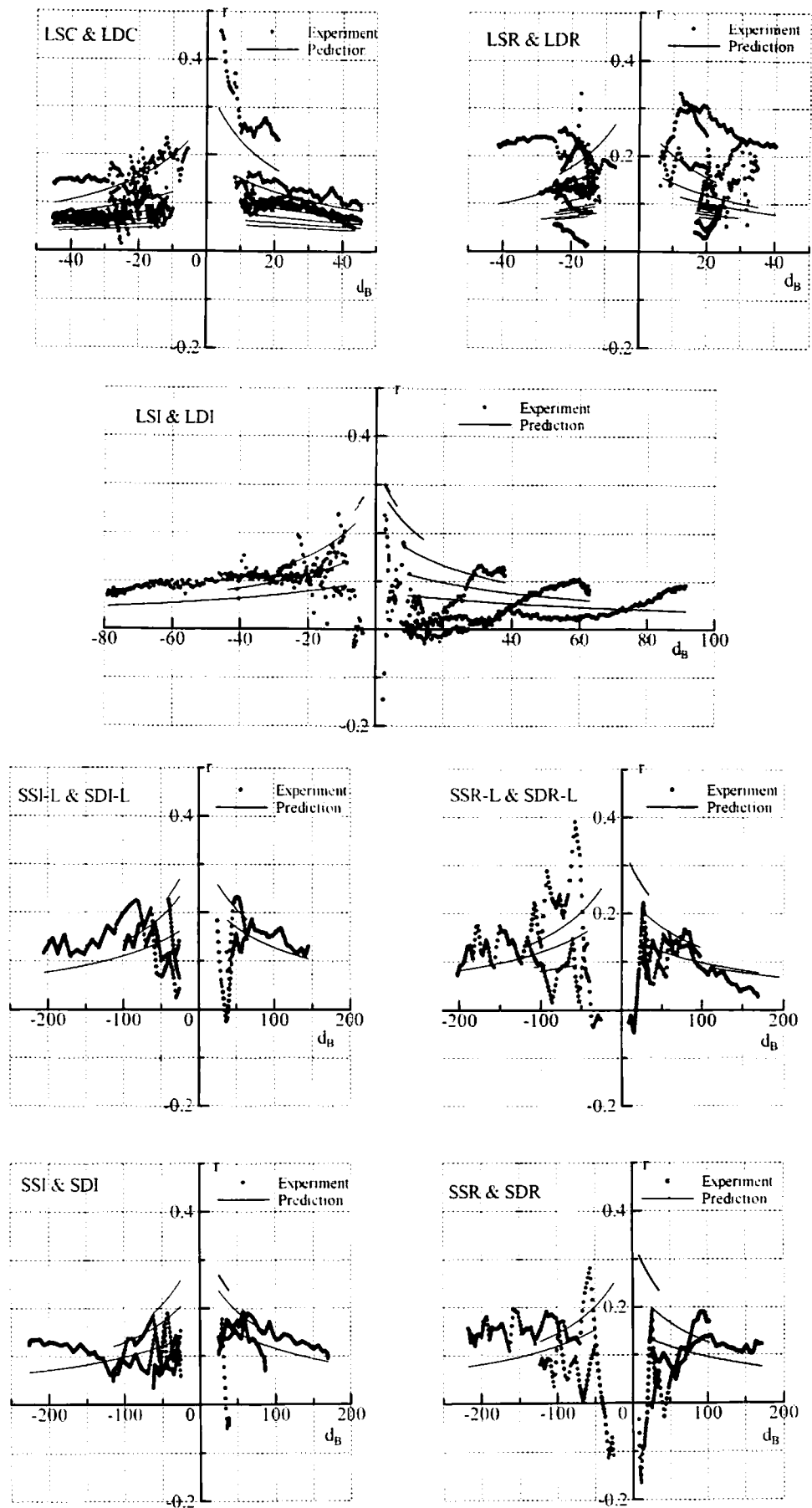


図 3.3 反転点からの塑性変形率 d_B と r 値の関係

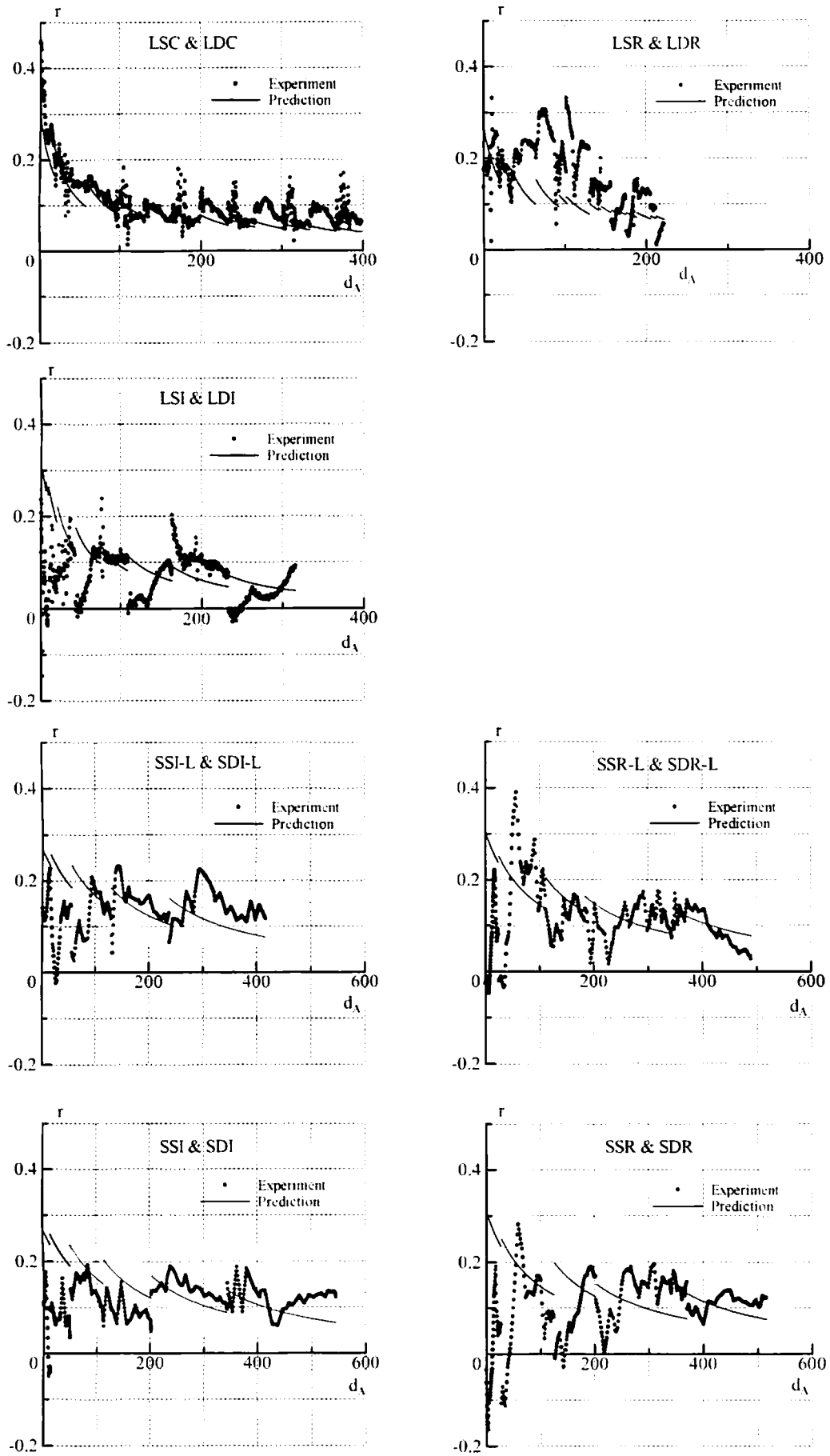


図 3.4 累積塑性変形率 d_A と r 値の関係

3. 2. 3 載荷速度効果式の決定

前節の結果にもとづき、実験で得られた r 値の逆数 $1/r$ 値を次式のように変位反転点からの塑性変形率 d_B の絶対値と累積塑性変形率 d_A の関数として近似し、載荷速度効果式を表す。

$$\frac{1}{r} = C_1 d_A + C_2 |d_B| + C_3 \quad (3.2)$$

ここで、係数 C_1 、 C_2 、 C_3 は変位履歴や変形速度に依存しない定数値とする。

(1) C_3 の決定

定数 C_3 は塑性変形が生じていないときの $1/r$ 値に相当するため、コンクリートの圧縮強度及び鉄筋の降伏応力度に関する載荷速度効果式を用いて計算できる。ここでは、コンクリートの圧縮強度に関しては Dilger ら³⁾が提案する(3.3)式を、鉄筋の降伏応力度に関しては藤本ら⁴⁾が提案している(3.4)式を用いる。

$$\frac{d\sigma_c}{\sigma_c} = 1.38 + 0.08 \log \dot{\epsilon} \quad (3.3)$$

$$\frac{d\sigma_y}{\sigma_y} = 1.378 + 0.151 \log \dot{\epsilon} + 0.015 (\log \dot{\epsilon})^2 \quad (3.4)$$

ここで $d\sigma_c$ 、 $d\sigma_y$ はそれぞれ歪速度の影響を考慮したコンクリート圧縮強度及び鉄筋の降伏応力度、 $\dot{\epsilon}$ は歪速度(/sec.)である。2. 3. 1で示したように各試験体が最初に明白な塑性化に至る点付近の主筋の歪速度最大値は約 0.2/sec 程度である。この値を(3.3)式、(3.4)式に適用すると $d\sigma_c/\sigma_c = 1.32$ 、 $d\sigma_y/\sigma_y = 1.28$ となり、載荷速度を考慮したコンクリート圧縮強度 $d\sigma_c$ と鉄筋の降伏応力度 $d\sigma_y$ を決定できる。

次に、以下の条件を与えて、載荷速度効果を考慮した場合の終局曲げ耐力計算値 dM_u を求める。

- 1) 歪速度は一定で $d\sigma_c$ 、 $d\sigma_y$ 値は歪が増加した後も不変である。
- 2) 断面内の位置による歪速度の違いは無視し、断面には一定の歪速度が作用するものとする。すなわちコンクリートは断面内の位置に関係なく同じ応力度歪関係とする。
- 3) コンクリートの終局歪 ϵ_{cu} は歪速度の影響を受けない。

載荷速度効果を考慮した終局曲げ耐力計算値 dM_u は第2章で示した方法を用いて σ_c を $d\sigma_c$ に、 σ_y を $d\sigma_y$ にそれぞれ読みかえることによって計算できる。

以上による載荷速度効果を考慮した終局曲げ耐力計算値 dM_u と M_u の比を表 3.1 に示す。

鉄筋コンクリート片持ち部材に関して、陸好ら⁵⁾は一方向単調載荷における部材変形角速度 1.27 ~ 1.28 (rad./sec.)、固定端主筋の歪速度 0.25 ~ 0.28 (/sec.) の動載荷実験と静載荷実験の降伏耐力及び最大耐力の実験結果を示している。それによると降伏耐力で $dM_s/M = 1.44 \sim 1.39$ 、最大耐力で $dM_s/M = 1.34 \sim 1.23$ である。これらの値は本実験で得られた弾性限界曲げ耐力の dM_s/M 値とほぼ同等の値を示しており、試験体の設計条件や実験条件が異なる影響は認められない。また、材料強度に関する載荷速度効果を考慮して得られた終局曲げ耐力計算値による dM_s/M も実験結果の平均値 $dM_s/M = 1.33$ とほぼ対応している。

これらの結果より、塑性変形が生じていない領域における載荷速度の影響は dM_s/M 値で 1.33 程度と結論でき、復元力に関する載荷速度効果式(3.2)式の定数値 C_3 は 3.0 を与えればよいことがわかる。

表 3.1 実験値と計算値の載荷速度効果

実験名	実験値				計算値($d\epsilon/dt=0.2/\text{sec.}$)	
	dM/M_u	sM/M_u	dM/sM	$1/r (=C_3)$	dM_u/M_u	$1/r (=C_3)$
LDC & LSC	1.44	1.04	1.38	2.66	1.28	3.52
LDI & LSI	1.41	1.07	1.31	3.18	1.29	3.50
LDR & LSR	1.44	1.01	1.42	2.36	1.28	3.53
SDI-L & SSI-L	1.30	0.99	1.32	3.17	1.28	3.55
SDR-L & SSR-L	1.16	0.94	1.23	4.36	1.29	3.51
SDI & SSI	1.43	1.03	1.39	2.54	1.29	3.50
SDR & SSR	1.27	1.02	1.25	4.06	1.28	3.52

(2) C_1 、 C_2 値の決定

塑性変形量に関する定数 C_1 、 C_2 は $C_3=3.0$ の条件の下で図 3.3、図 3.4 に示す全実験値を対象とした最小二乗法近似によって決定した。その結果を表 3.2 にまとめるが、試験区間長 L_c によって C_1 、 C_2 は顕著に異なった。これはせん断スパン比が異なることによるせん断変形の違いが原因と考えられる。このため、試験体の試験区間長に応じて各々の C_1 、 C_2 値を決定した。

前掲の図 3.3、図 3.4 に示す実線は、(3.2)式の C_1 、 C_2 、 C_3 に表 3.2 の値を用いて予測した r 値と d_B 、 d_A の関係である。ばらつきが大きいのがここで与えた定数 C_1 、 C_2 、 C_3 がほぼ実験で得られた塑性変形率 d_A 、 d_B と r 値の関係を近似していることがわかる。

表 3.2 載荷速度効果式の係数

	C_1	C_2	C_3
$L_c=70\text{cm}$ の試験体	0.0431	0.1043	3.00
$L_c=20\text{cm}$ の試験体	0.0104	0.0281	3.00

3. 2. 4 載荷速度効果式による動載荷実験値の予測

表 3.2 の値を載荷速度効果式に適用すれば静載荷実験における復元力から動載荷の影響を考慮した復元力を予測することができる。図 3.5 はこの予測値と対応する動載荷実験値を比較している。太線が静載荷実験に載荷速度効果式を適用して予測した動的復元力、細線が動載荷実験で得られた復元力特性である。予測に際しては塑性変形率を適切に定義する必要があるが、弾性変形量はわずかであるため変形率 ϕ/ϕ_u の履歴長さをそのまま塑性変形率としている。載荷速度効果式によって動載荷の影響を評価した予測復元力は動載荷実験復元力と対応し、動載荷実験復元力固有の特性を表している。このことは鉄筋コンクリート部材の復元力に関する載荷速度効果の評価に載荷速度効果式を用いることの妥当性を示すものである。

なお、(3.2)式で示した載荷速度効果式は載荷速度効果を表すにも拘わらず変形速度の成分を含んでいない。これは本実験が、強震動応答中の大変形を受け変形速度が複雑に変動する鉄筋コンクリート部材の載荷速度効果を対象としており、その場合変形速度値よりも d_A 、 d_B で表される塑性変形量の方が載荷速度効果に対して支配的要因となることを示すものである。したがっ

て、ここで示した荷速度効果式の適用範囲はこの研究で行った実験程度の変形速度と速度変動がある場合に限られる。

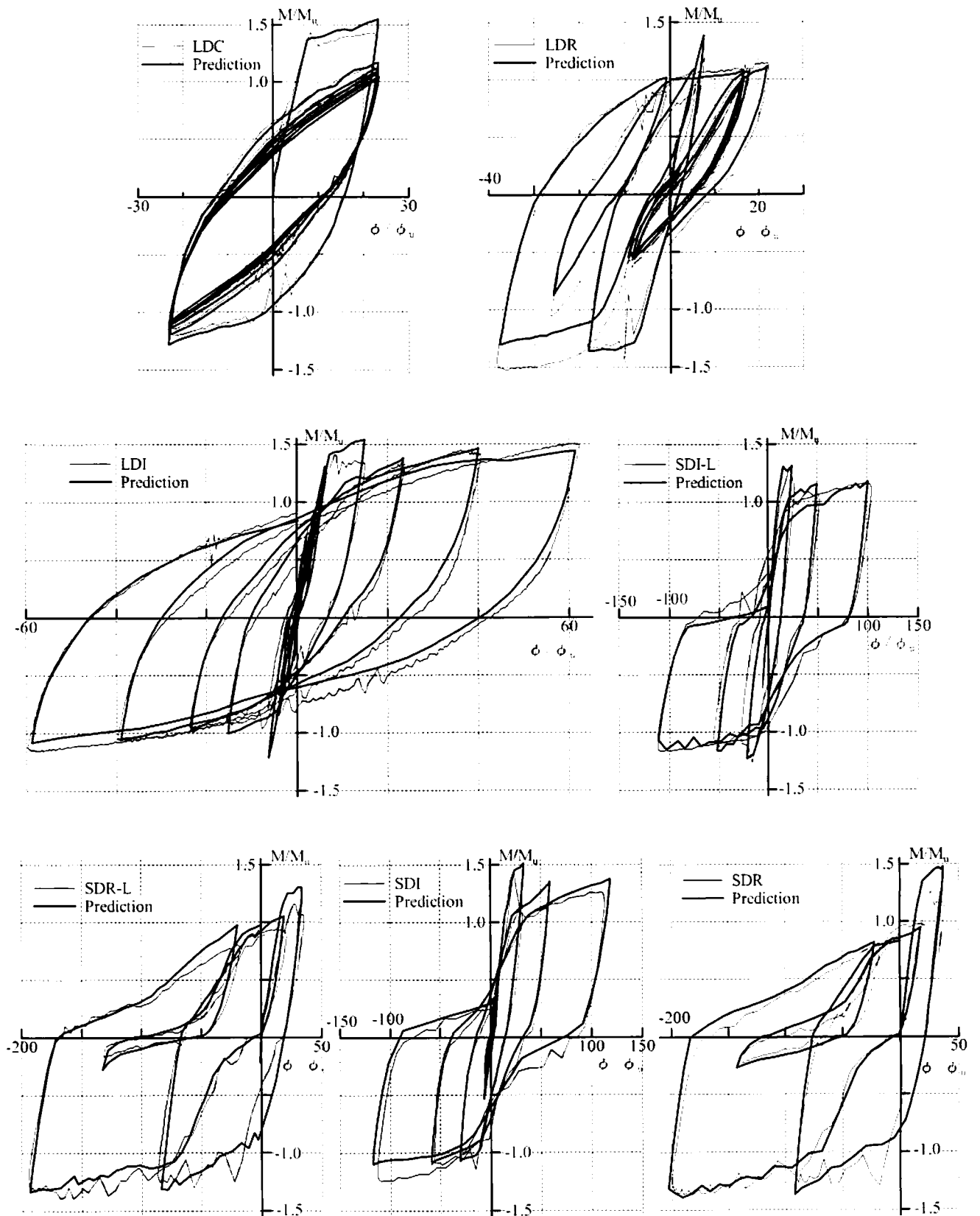


図 3.5 荷速度効果式による動荷実験値の予測

3. 3 載荷速度効果を考慮した復元力モデルの提案

3. 3. 1 静的復元力モデル

鉄筋コンクリート部材の弾塑性解析によく用いられる復元力モデルとしては Bi-linear モデル、Tri-linear モデルなどがあり、加力時、除荷時の損傷にともなう剛性低下を考慮できる Degrading 型のモデルも多く存在する。その中で、Takeda モデル^{6,7)}と Clough モデル⁸⁾は鉄筋コンクリートの復元力特性をよくとらえられるモデルとして、地震応答解析にしばしば用いられる。Takeda モデルは slip 型への拡張も行われており、Clough モデルより詳細な鉄筋コンクリート部材のモデル特性の定義が可能であり、それに応じて精度の高い解析が行なえると考えられる。しかし、Clough モデルはその特性を決定するパラメータの数が少なく簡単に扱える利点があり、Degrading 型への修正が加えられた修正 Clough モデル⁹⁾も提案されている。ここでは、第5章で軸力導入鉄筋コンクリート柱へ適用する場合への拡張を考慮して、この修正 Clough モデルの初期剛性をひび割れ後の剛性に修正したモデル(以下、単に Clough モデルと呼ぶ。)を静的復元力モデルとして用いる。

静的復元力モデルの骨格曲線を図 3.6 に示す。この復元力モデルの復元力特性値は前述の終局曲げ耐力計算値 M_u 及び全部材断面有効とした弾性剛性 K_0 と、ひび割れ後の弾性剛性 K_e 、第2勾配の剛性 K_p 、そして次式で表される除荷時剛性 K_r である。

$$K_r = K_0 \times \left| \frac{\phi_m}{\phi_u} \right|^{-\alpha} \quad (3.5)$$

ここで、 ϕ_m は経験した最大部材変形角であり、 α は除荷時の剛性低下の程度を表す除荷時剛性低下指数である。

これらの復元力特性値のうち、 K_e はコンクリートの引張強度を無視した弾性剛性で軸力を受けない部材では図 3.6 に示すようにモデルの初期剛性となる。また、 K_p/K_0 は 0.001、 α は 0.5 としたが、これらはこの研究全体をとおして実験値との対応が良好になるものを選んだ結果である。

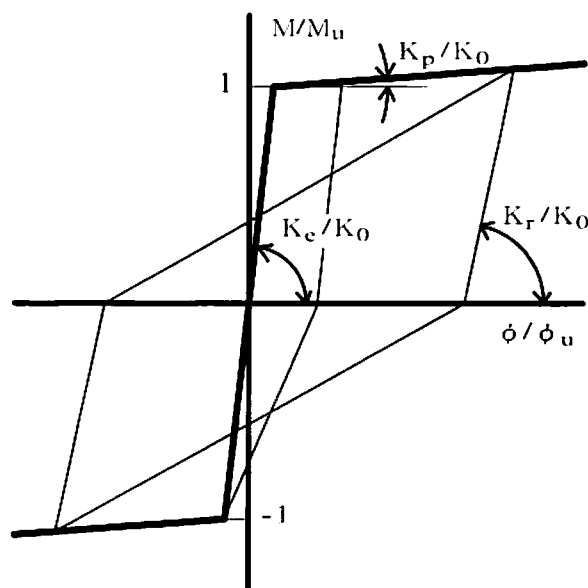


図 3.6 静的復元力モデル

3. 3. 2 静的復元力モデルと実験値の比較

静的復元力モデル(Clough モデル)による予測値と静載荷実験値との比較を図 3.7 に、動載荷実験値との比較を図 3.8 示す。細線が実験値、太線が静的復元力モデルによる予測値である。静載荷実験値との比較では、 $L_c=20\text{cm}$ 試験体における初期剛性を除けば、復元力特性の履歴形状、終局曲げ耐力計算値 M_u で表した塑性曲げ耐力、除荷時と負荷時を含めた剛性劣化挙動が良好に予測されており、この結果はこれまで報告された研究結果と共通している。ただし、曲げ変形が支配的で剛性劣化の少ない紡錘型の復元力特性を示した LSI 試験体では、特に変形が大きい範囲で静的復元力モデルとの対応は他の試験体に比べてよくない。また、動載荷実験値との比較では、静的復元力モデルでは載荷速度効果が考慮されないため、いずれの試験体においても特に

塑性曲げ耐力の予測がきわめて不十分である。

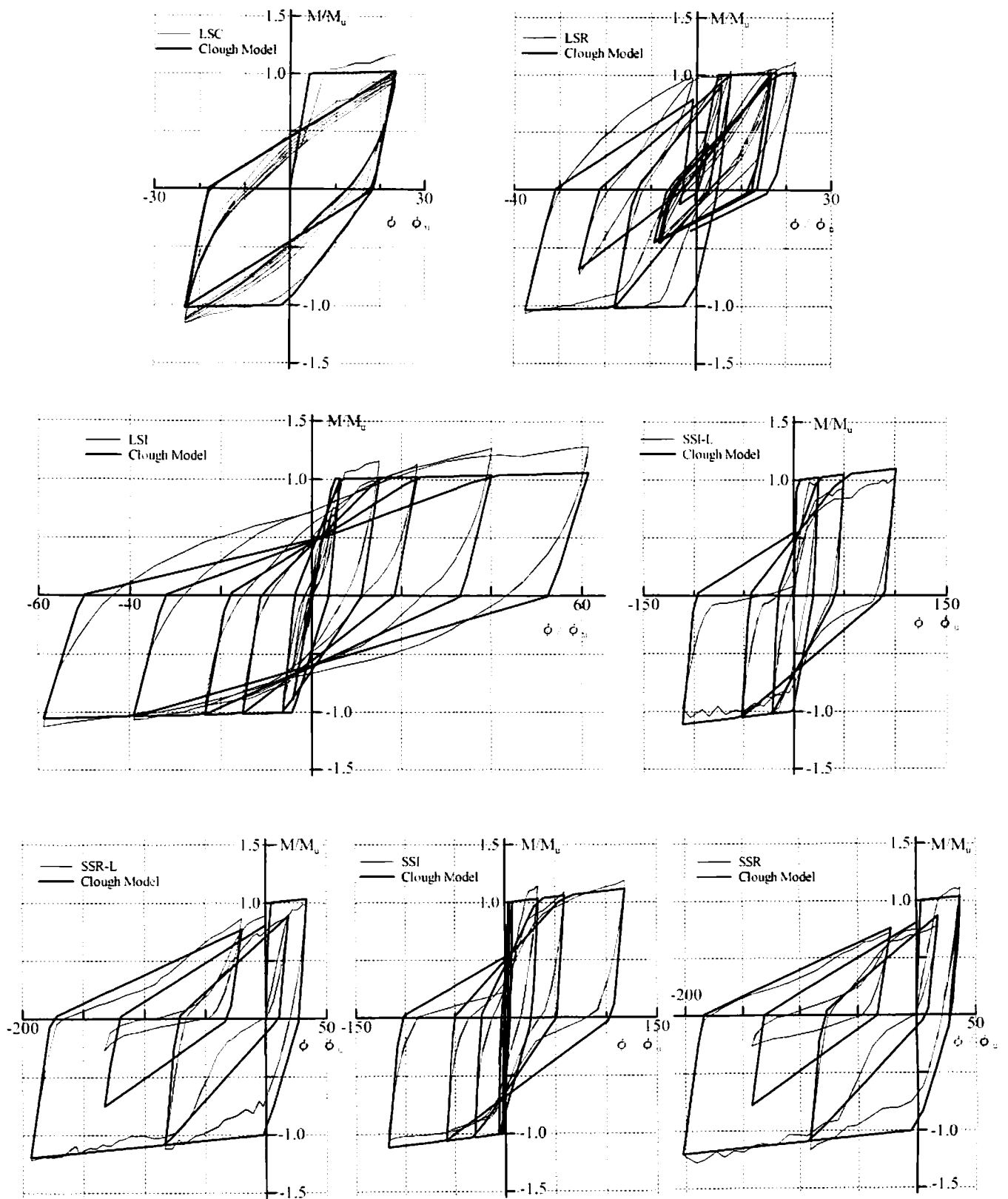


図 3.7 Clough モデルと静載荷実験値の比較

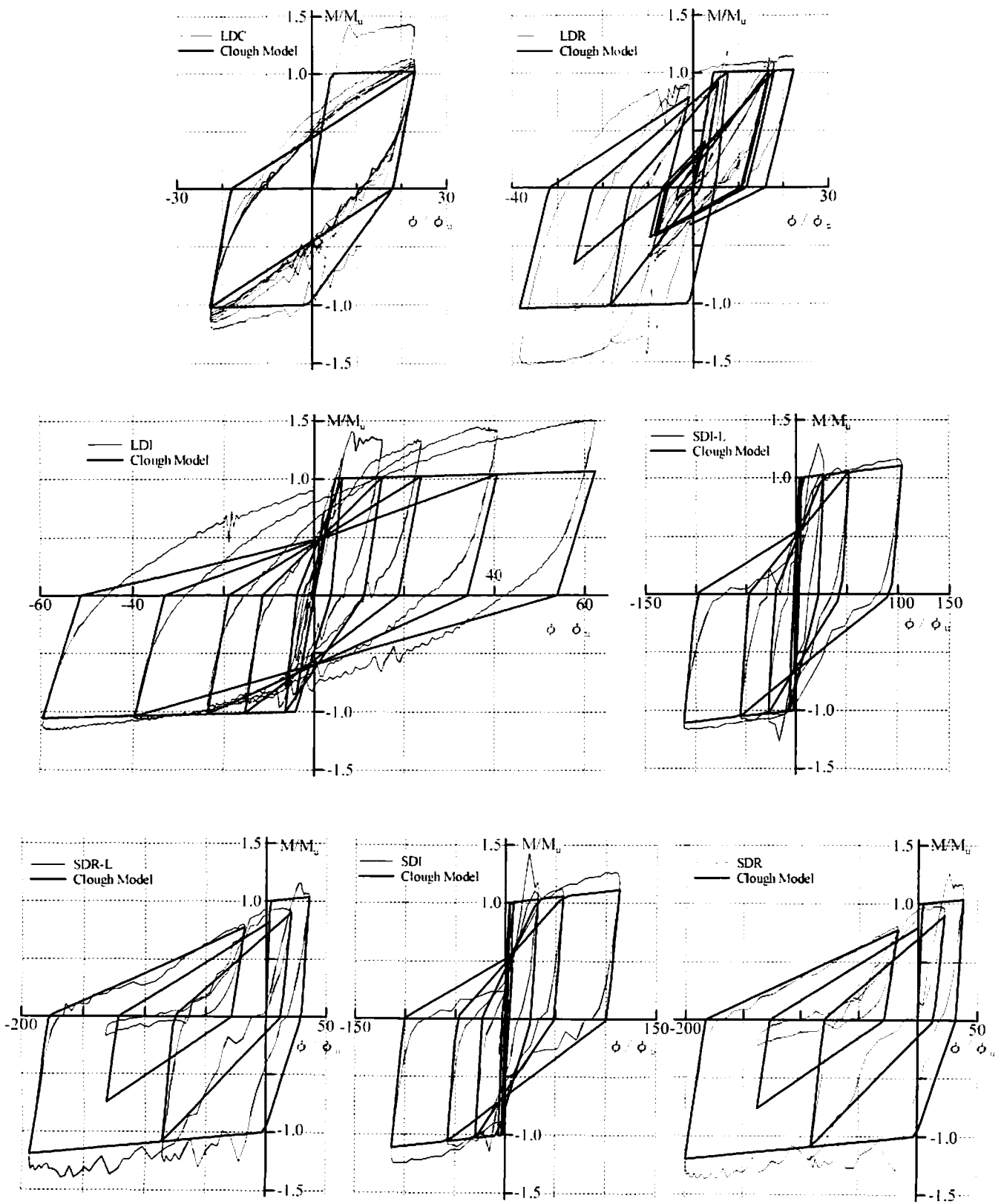


図 3.8 Clough モデルと動載荷実験値の比較

3. 3. 3 荷速度効果式を用いた復元力モデル

前述のように適用範囲を限定するならば Clough モデルは良好な静的復元力モデルである。ここでは Clough モデルに荷速度効果式を適用することによって、荷速度効果による復元力の増加を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的復元力モデルを示す。この動的復元力モデルは任意の変位履歴と任意の変形速度に対する鉄筋コンクリート部材の復元力を決定できるもので、単純なモデルであるため鉄筋コンクリート骨組の強震動応答解析に容易に適用できるものとなる。

(3.2)式で示される荷速度効果式に表 3.2 の係数を用い、前節の静的復元力モデルの復元力に適用して得られた復元力を動荷実験値と比較して、図 3.9 に示す。細線が動荷実験値、太線が荷速度効果式を適用した Clough モデルである。前節で Clough モデルの対応がよくなかった紡錘型の復元力特性を示す LDI 試験体を除けば、荷速度効果によって増加する復元力とともに、動的復元力特性の性状が概略表現できていることがわかる。

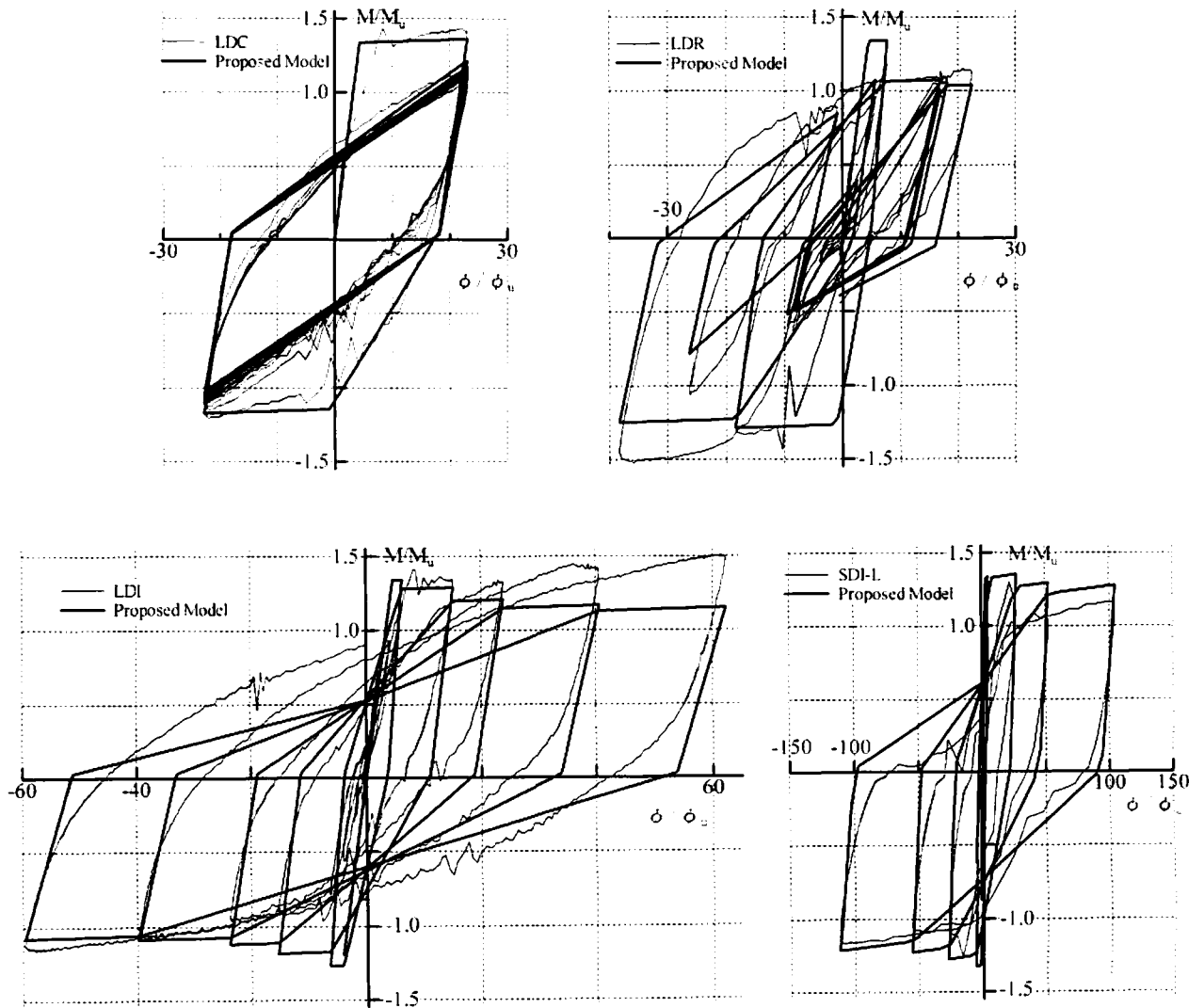


図 3.9a 荷速度効果式を適用した Clough モデルと動荷実験値の比較

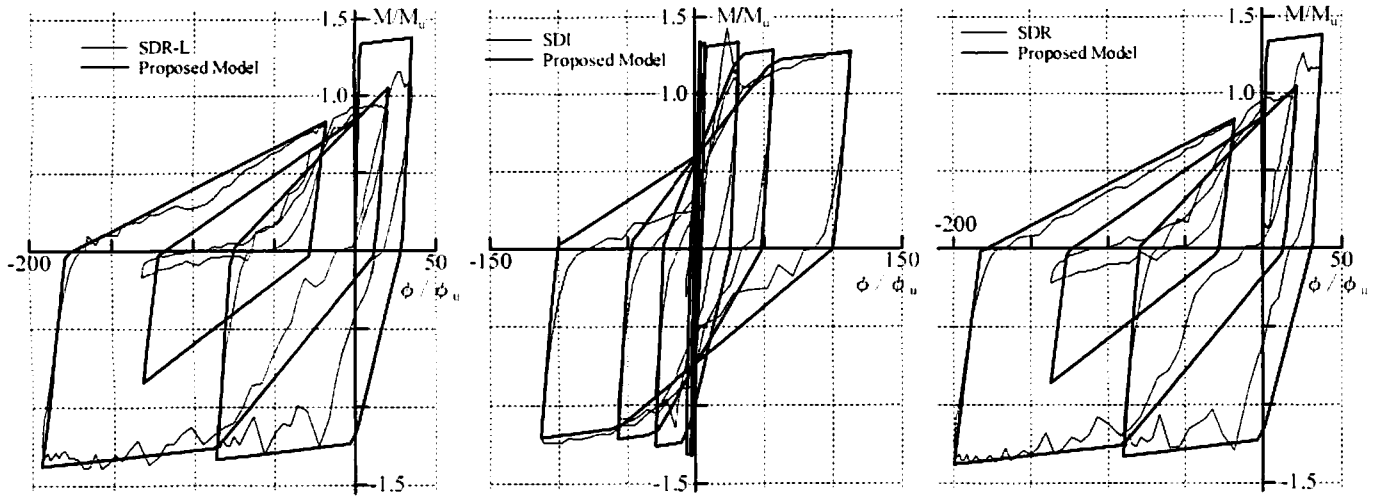


図 3.9b 荷重速度効果式を適用した Clough モデルと動載荷実験値の比較

3. 3. 4 復元力モデルの近似精度

動載荷実験で得られた各試験体のエネルギー吸収量 E_t と動的復元力モデルで求められるエネルギー吸収量 E_m を比較し、動的復元力モデルの近似精度を示す。ここで、エネルギー吸収量とは部材の固定端曲げモーメントで表される次式の値である。

$$E_t = \sum \frac{M \Delta \delta}{L_c} \quad (3.6)$$

$$E_m = \sum \frac{m M \Delta \delta}{L_c}$$

上式中、 M は動載荷実験値、 mM はモデルの復元力、 Σ は増分和を表す。また、エネルギー吸収量で実験復元力とモデルによる復元力を比較した場合、両者の復元力間に現れる正負の誤差が相殺されて復元力特性そのものの近似精度を表せない可能性があるため、さらに実験結果の復元力とモデルの復元力の差の絶対値を変形で積分した次式による ΔE を求め、この ΔE による復元力モデルの誤差も合わせて示す¹⁰⁾。

$$\Delta E = \sum \frac{|M - mM| |\Delta \delta|}{L_c} \quad (3.7)$$

これらの値で表した各試験体の近似精度を表 3.3 に示すが、同表には Clough モデルで表した静的復元力モデルと静載荷実験値に関しても同様の値 (E_m/E_t 、 $\Delta E/E_t$) を求め比較のためにこれを示す。

その結果によると、互いにせん断スパン比が大きく異なる試験体の全てを対象に単純に同じ復元力モデルで表したため、実験値と比べて復元力モデルのエネルギー吸収量は 35%まで高い値を示し $\Delta E/E_t$ 値は 50%に達しており必ずしも良い結果が得られていない。さらに良好な近似精度を得るには部材のせん断スパン比と塑性変形域に関するモデルの適用範囲を限定する必要がある

ある。しかしながら、せん断スパン比を含め幅広い実験条件の鉄筋コンクリート部材を対象に単純な復元力モデルで表したにもかかわらず、この動的復元力モデルの近似精度は静載荷実験値を Clough モデルで近似した場合と同程度であること、また、前章で述べた載荷速度効果による挙動が近似されていることを考えると本モデルは有効な復元力モデルである。

表 3.3 復元力モデルの近似精度

実験名		動的復元力モデル			Clough モデル		
		${}_mM_m/{}_mM_t$	E_m/E_t	$\Delta E/E_t$	${}_mM_m/{}_mM_t$	E_m/E_t	$\Delta E/E_t$
動 載 荷 実 験	LDC	0.93	1.11	0.24	0.70	1.02	0.31
	LDI	0.89	0.93	0.32	0.70	0.89	0.35
	LDR	0.89	1.18	0.50	0.69	1.08	0.57
	SDI-L	1.04	1.25	0.36	0.86	1.10	0.31
	SDR-L	0.99	1.35	0.42	0.86	1.18	0.38
	SDI	0.94	1.32	0.39	0.78	1.15	0.34
	SDR	1.01	1.34	0.39	0.88	1.17	0.37
静 載 荷 実 験	LSC	—	—	—	0.87	1.23	0.38
	LSI	—	—	—	0.82	0.93	0.26
	LSR	—	—	—	0.92	1.27	0.52
	SSI-L	—	—	—	1.05	1.38	0.41
	SSR-L	—	—	—	0.98	1.29	0.36
	SSI	—	—	—	0.94	1.34	0.39
	SSR	—	—	—	0.94	1.23	0.30

3. 4 結

- 1) 変位履歴上の任意点における復元力の載荷速度効果を近似できる載荷速度効果式を導いた。載荷速度効果式は載荷速度効果を支配する部材の塑性変形及び累積塑性変形で表される。
- 2) 載荷速度効果式の係数はせん断スパン比によって異なる。
- 3) 静的復元力モデルに載荷速度効果式を適用し、鉄筋コンクリート部材の動的復元力モデルを求めた。この復元力モデルは載荷速度効果によって生じる復元力の増加と復元力が正負側で異なる挙動を近似できる。

参考文献

- 1) 野村祥一, 藤井栄, 大上実, 森田司郎 : 鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.411-414, 1986.8
- 2) 藤本盛久, 他 : 高速荷重を受ける鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1986.8~1991.9
- 3) W.H.Dilger, R.Koch and R.Kowalczyk : Ductility of Plain and Confined Concrete under Different Strain Rates, ACI Journal, pp.73-81, Jan.-Feb.1984
- 4) 藤本盛久, 難波恒男, 他 : 衝撃的過荷重による鋼構造筋かいの破断と変形能力に関する実験的研究 (その 1) 鋼素材の力学的特性に及ぼす歪速度の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.791-792, 1987.10
- 5) 睦好宏史, 町田篤彦 : 動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 354 号, V-2, pp.81-90, 1985.2
- 6) T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen : Reinforced Concrete Responce to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 7) 江戸宏彰, 武田寿一 : 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1877-1878, 1977.10
- 8) R.W.Clough and S.B.Johnston : Effect of Stiffness Degration on Earthquake Ductility Requirements, 第 2 回日本地震工学シンポジウム, pp.227-232, 1966.10
- 9) 梅村魁(編著) : 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, 1982.12
- 10) 最相元雄, 辻大介, 西元洋一 : コンクリート充填鋼管柱の復元力特性と復元力モデルに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp.181-188, 2000.5

第4章 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験

4.1 序

鉄筋コンクリート多層骨組に強震動が作用すると、骨組の各柱はその両端に繰返し曲げと繰返し水平力を受けるとともに変動する柱軸力を受ける。鉄筋コンクリート柱の降伏曲げ耐力及び終局曲げ耐力が柱軸力に支配されることはよく知られているとおりで、この挙動によって変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱では曲げに対する復元力特性がきわめて複雑になる場合がある。

また、地震力のような動的荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力は載荷速度の影響を受ける。鉄筋コンクリート柱の曲げに対する復元力は載荷速度効果によって単に復元力が増加するに限らず、載荷速度効果が各瞬間における部材の塑性変形と累積塑性変形に関係するため塑性変形履歴の条件によっては正負両側で復元力が異なる挙動が現れる¹⁾。曲げに対する復元力が正負両側で異なる場合、鉄筋コンクリート柱の履歴性状がさらに複雑になるとともに鉄筋コンクリート骨組の地震応答に片寄り(plastic drift)が現れ不利な応答になることが知られている^{2,3)}。したがって、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答を精度よく計算するためにはこれらの挙動を的確に表す鉄筋コンクリート柱の復元力モデルが必要である。

変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げに対する動的復元力特性に関しては計算方法や復元力モデルの問題以前に、その研究の基礎となるべき実験資料そのものがきわめてわずかで⁴⁾、その復元力特性には不明な挙動も依然として残されており、強震動応答計算に有効な復元力モデルが提案されるには到っていない。

この章では、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答計算に適用する鉄筋コンクリート柱の復元力モデル作成に必要な実験資料を得ることを目的として、鉄筋コンクリート柱の繰返し動載荷実験を実施し、変動軸力と載荷速度効果によって複雑に変化する動的復元力特性を求める。

4. 2 試験体

4. 2. 1 実験対象

試験体は地震力と鉛直荷重を受ける、多層骨組を構成する鉄筋コンクリート柱を想定して設計する。図4.1に示すように柱長さの半分を片持ち柱として取り出し、その先端に軸力 N および横力 $F(=Q)$ を作用させるものとする。ここでも荷重速度を実験変数として実験を行うが、横力は第2章で示した動荷重実験及び静荷重実験と同じ方法で強制変位として与える。動荷重実験における軸力は実験開始時の軸力を初期軸力として動的かつ不規則に変動するものとする。静荷重実験では初期軸力を実験終了まで保ち変動させない。試験体断面は第2章で示した軸力を導入しない試験体と同じく、 $b \times D = 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ (b :幅、 D :背)の正方形断面とする。せん断スパン比は高せん断力を受ける場合を想定し、 $L_c/D=2$ (試験区間長 $L_c=30\text{cm}$)とする。試験体は現行の耐震設計規定にしたがい、曲げ降伏が先行するようにせん断補強を十分に行うものとする。

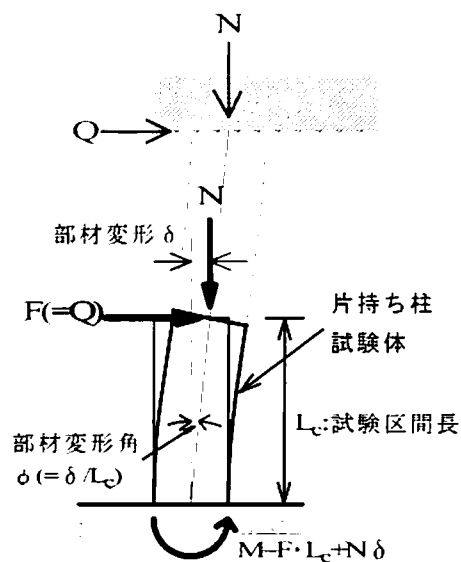


図4.1 実験対象の柱部材と試験体

4. 2. 2 実験変数

実験では復元力特性が受ける試験体設計条件と荷重条件の影響を求める目的で幅広い実験条件としたが、その実験変数は次のとおりである。

(1) 変形速度及び軸力変動

第2章と同じく強震動応答時を対象とした動荷重実験と静荷重実験を行う。動荷重実験における荷重速度のレベル及びその変動範囲は第2章の実験と同程度とするが、強震動時の多層鉄筋コンクリート建物外柱あるいは地震動に上下動成分が含まれる場合の柱の応答を実験対象とするため、動荷重実験では動的に変動する横力とともに軸力も動的に変動する状態を試験する。したがって、この章で行う実験の実験変数である変形速度及び変動軸力は次のふたつの状態をとるものとする。

- ①荷重速度及び軸力変動の影響を有する状態 (動荷重実験)
- ②荷重速度及び軸力変動の影響がない状態 (静荷重実験)

これらの状態における実験を行いその復元力履歴を比較することにより、強震動応答時の柱の復元力に与える動荷重の影響の検討が可能となる。

(2) 初期軸力比

柱の曲げせん断性状は軸力の変動のみならず、その大きさに強く依存する。ここでは柱の軸方向耐力に対する初期軸力の比(初期軸力比)が0.15から0.4の範囲で異なる実験を行うものとする。動載荷実験中の柱軸力はこの初期軸力を中心に変動させる。これより、前章までの検討結果とあわせ初期軸力比0~0.4の範囲の一般的な柱梁部材の復元力特性に与える動載荷時の載荷速度及び変動軸力の影響について論じることが可能となる。

(3) 変形履歴

第3章では復元力における載荷速度の影響は変形履歴の種類には依存せず、履歴の間で生じる2種類の累積塑性変形の大きさで評価できることを示した。ここでも同様の検討を行うため、横方向強制変位履歴波形に定振幅交番繰返し波、漸増振幅交番繰返し波、人工地震波にもとづく不規則波の3種類の場合を試験する。

(4) コンクリート圧縮強度

圧縮強度が 1000kgf/cm^2 を越えるような超高強度コンクリートの実用化が期待されている。しかし、その耐震性状に関する検討は十分ではない。この超高強度コンクリートを用いた場合を含め、コンクリート圧縮強度は $300\text{kgf/cm}^2\sim 1000\text{kgf/cm}^2$ の範囲を実験対象とする。

4. 2. 3 試験体の設計

載荷実験時のコンクリート圧縮強度 σ_c を普通コンクリート試験体では 300kgf/cm^2 、超高強度コンクリート試験体では構造用として実験室で製造可能な上限値と考えられる 1000kgf/cm^2 程度とする。また、主筋に普通コンクリート試験体はSD295($\sigma_y=3000\text{kgf/cm}^2$)、超高強度コンクリート試験体はSD390($\sigma_y=4000\text{kgf/cm}^2$)を用いる。

普通強度コンクリート試験体と超高強度コンクリート試験体ではそれに応じた主筋量は異なる。普通コンクリート試験体の主筋量は4-D10($p_t=0.63\%$)と6-D10($p_t=0.95\%$)の2種類とする。超高強度コンクリート試験体の主筋量は8-D13($p_t=2.26\%$)とする。この超高強度コンクリート試験体の引張鉄筋比と釣り合い鉄筋比の比は普通コンクリート試験体のそれとほぼ同等であり、試験体断面に配筋可能な上限に近い主筋量である。

せん断補強は曲げ降伏が先行するように十分に行うものとする。設計に際しては日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準⁹⁾による許容せん断力が許容曲げモーメントを上回るように必要せん断補強量を求める。これにしたがうと特に超高強度コンクリート試験体では現行規準が定めるせん断補強量の上限を上回る場合が生じるが、ここではそれに構わず過大なせん断補強を実施するものとする。そして、配筋を精度よく行うために角形鋼管を輪切りにしたものをせん断補強筋に用いるものとする。

実験時に作用させる初期軸力比は普通強度コンクリート試験体では20%、30%、40%とし、超高強度コンクリート試験体では15%とする。

以上により設計した試験体と実験の一覧を表4.1に、試験体名を表4.2に示す。

表 4.1 設計した試験体タイプ及び実験の一覧

試験体タイプ	実験名	試験 区間長 L_c (cm)	コンクリート		主筋		せん断補強筋		載荷方法		初期 軸力比 N_0/N_c	備考
			圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	終局歪 ϵ_{cu} (%)	配筋	引張鉄筋比 ρ_t (%)	配筋	鉄筋比 ρ_w (%)	速度	強制変位 履歴		
SC-L-20	SDI-L-20B	30	303	0.49	4-D10	0.63	6φ-@30	1.26	動載荷	I	0.203	
	SDR-L-20		339	0.51					動載荷	R	0.223	
	SSI-L-20		329	0.53					静載荷	I	0.211	
SC-L-30	SDC-L-30		365	0.46	8-D13	2.26	□125×125 ×6×6-@30	1.60	動載荷	C	0.327	
	SDR-L-30								動載荷	R		
	SSC-L-30								静載荷	C		
	SSR-L-30								静載荷	R		
SC-S-15A	SDI-S-15		1146	0.38	8-D13	2.26	□125×125 ×6×10-@25	3.20	動載荷	I	0.150	
	SDR-S-15								動載荷	R		
	SSR-S-15A								静載荷	R		
SC-S-15B	SSR-S-15B		1369	0.37					静載荷	R	0.138	
SC-L-VA.1	SDI-L-30A		395	0.56	6-D10	0.95	□125×125 ×6×6-@35	1.37	動載荷	I	0.318	
	SDI-L-30B	動載荷							I	0.321		
SC-L-VA.2	SDI-L-20A	392	0.43					動載荷	I	0.224		
	SDI-L-40A	452	0.45			□125×125 ×6×10-@35	2.29	動載荷	I	0.401		
	SDI-L-40B			動載荷	I			0.402				

注) 1. 強制変位履歴 C: 定振幅交番繰返し波、I: 漸増振幅交番繰返し波、R: 不規則波
 2. 初期軸力比は $N_0 = bD\sigma_c + \Sigma P_0$ に対する初期軸力 N_0 の比を表わす。

表 4.2 試験体名

<p>S D R - S - 15 A</p> <p>1 2 3 4</p> <p>1: 載荷速度 動載荷(D)、静載荷(S) 2: 強制変位履歴 定振幅交番繰返し(C)、漸増振幅交番繰返し(I)、不規則(R) 3: コンクリート圧縮強度 超高強度の場合のみ(S) 4: 初期軸力比(%)</p>

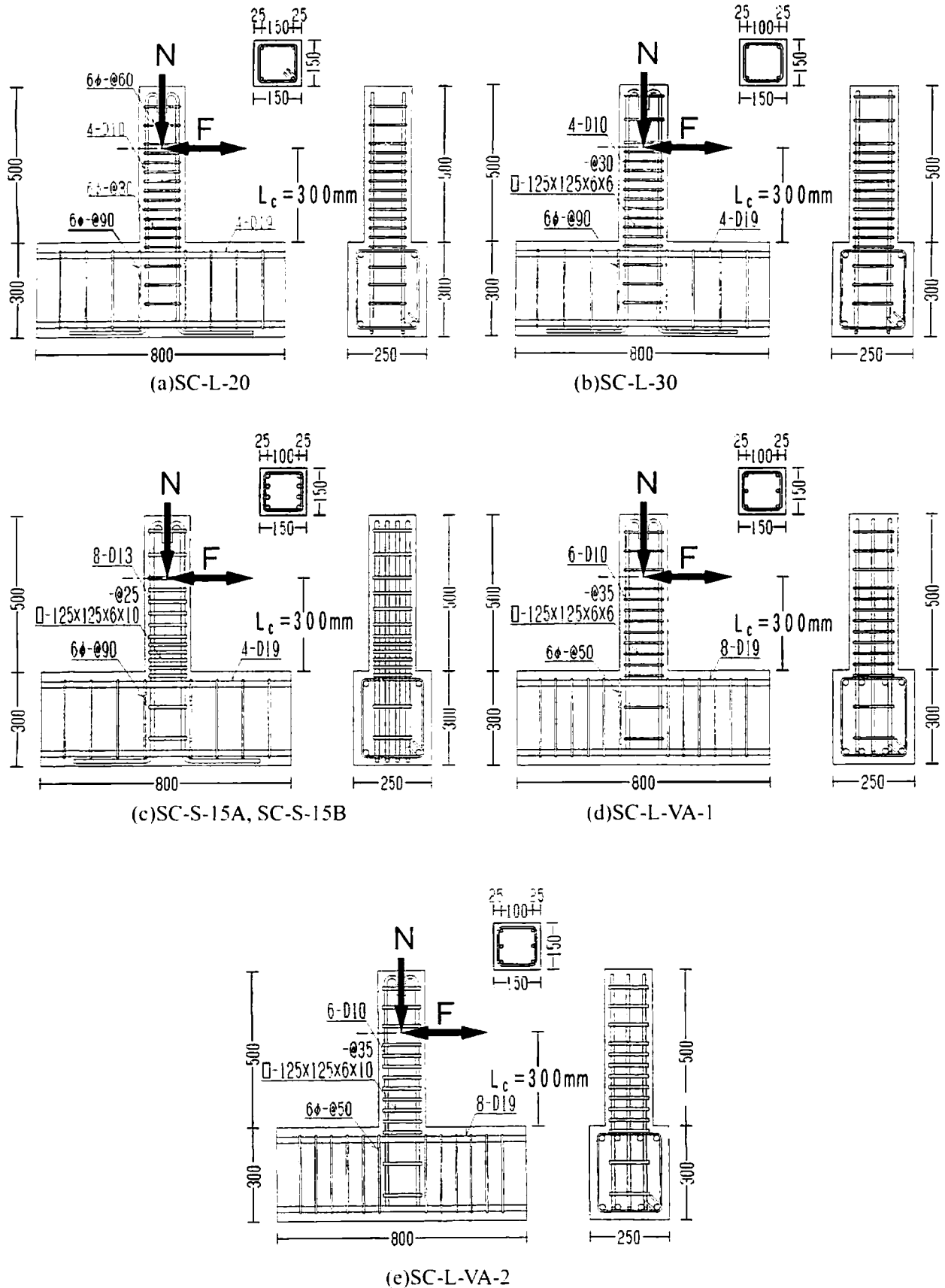


图 4.2 試驗体配筋图(寸法单位:mm)

4. 2. 4 試験体の製作

コンクリートの調合には高強度化並びに実験日の違いによる長期強度のばらつきを抑えるために早強ポルトランドセメントを用いた。また、超高強度コンクリート試験体(SC-S-15A、SC-S-15B)には混和材としてシリカフュームを用い、減水、流動化のために化学混和剤(マイティ2000WH-X)を使用した。細骨材には緑川産川砂(最大粒径 2.5mm)、粗骨材には山鹿産砕石(最大寸法 10mm)を用いた。調合に関しては、普通強度コンクリートの設計基準強度を実験日までの養生期間を考慮し $F_c=250\text{kgf/cm}^2$ (水セメント比 60%)とし、超高強度コンクリートでは水結合材比 20%とし、4 週強度が 1000kgf/cm^2 を越えかつ打設に必要な流動性が得られるように、試し練りによって定めた。表 4.3 に各試験体タイプに用いた調合を示す。

主筋及びせん断補強筋には普通強度の鋼材を用いたが、試験体に使用するにあたっては、定尺 1 本ごとに引張強度試験を行ない、降伏強度及び最大強度の差がないものを選択し用いた。6φのせん断補強筋の加工は両端主筋中心間隔(10cm)を確保できるようなベンダーを製作し手作業で行なった。角形鋼管□125×125×6 から切り出したせん断補強筋のうち試験区間に用いたものは、正確に指定幅となるように切削し仕上げた。また、柱脚断面の全ての主筋の両面に歪ゲージを貼付し防水処理した。型枠には鋼製を用い、鉄筋を固定したのちその位置を測定した。これは実験結果の解析時に使用する。

実験においては動載荷実験及び静載荷実験で同じ試験体が必要となるので、同じコンクリートバッチで複数の試験体を同時に打設した。また、打設は縦打ちとし、混練のたびに含水率試験を行ない、水量、骨材量を調整した。打設後は実験室に放置し適宜散水する空中養生とした。そして実験前に柱脚断面の寸法を測定した。

各試験体の載荷試験時に行ったコンクリートの材料試験結果を表 4.1 に示し、使用鋼材の材料試験結果を表 4.4 にまとめる。これらは第 2 章で述べた材料試験の方法にもとづくものである。

表 4.3 コンクリートの調合

試験体 タイプ	W/(C+SF) (質量%)	W (kg/m^3)	C (kg/m^3)	SF (kg/m^3)	S (kg/m^3)	G (kg/m^3)	$A_d/(C+SF)$ (質量%)	空気量 (%)	備考
SC-L-30	60	216	360	0	762	1063	0	1.0	絶乾 調合
SC-S-15A	20	150	625	125	543	984	3.0	3.0	
SC-S-15B	20	150	625	125	568	1010	3.0	3.0	
SC-L-VA.1	60	216	360	0	762	1063	0.0	1.0	
SC-L-VA.2	60	216	360	0	762	1064	0.1	1.0	

(記号 W:水、C:セメント、SF:シリカフューム、S:細骨材、G:粗骨材、 A_d :化学混和剤)

表 4.4 鉄筋の材料試験結果一覧

試験体 タイプ	実験名	主筋			せん断補強筋					
		種類	降伏荷重 $P_y(\text{tf})$	降伏歪 $\epsilon_y(\%)$	最大荷重 $P_u(\text{tf})$	種類	降伏応力度 $\sigma_y(\text{tf/cm}^2)$	引張強さ $\sigma_u(\text{tf/cm}^2)$		
SC-L-20	SDI-L-20B	D10	2.48	0.177	3.74	6φ	3.18	4.03		
	SDR-L-20									
	SSI-L-20									
SC-L-30	SDC-L-30		2.55	0.190	3.78					
	SDR-L-30									
	SSC-L-30									
	SSR-L-30									
SC-S-15A	SDI-S-15		D13	4.58	0.189		7.50	□ 125×125×6	4.21	4.70
	SDR-S-15									
	SSR-S-15A									
SC-S-15B	SSR-S-15B	4.54		0.191	7.41					
SC-L-VA.1	SDI-L-30A	D10	2.60	0.191	3.84					
	SDI-L-30B									
SC-L-VA.2	SDI-L-20A		2.64	0.191	3.88					
	SDI-L-40A									
	SDI-L-40B									

(角形鋼管の σ_y は 0.2% offset 点応力度)

4. 3 動載荷実験と静載荷実験

4. 3. 1 実験装置及び載荷方法

これまで行われている柱部材を対象として変動軸力を導入した載荷実験は地震時の変動軸力を想定した場合であっても静載荷実験がほとんどである。これは動載荷では軸力の変動を制御することが困難であるためである。一方、動載荷の影響について検討した既往の研究では地震力を対象とした動載荷実験であっても一定軸力を保とうとする努力がなされる。しかし、強震動を受ける多層建物を構成する外柱や地震動に上下動成分が含まれる場合は柱軸力の変動を免れない。したがって、ここではこれら既往の実験手法にはとらわれず、動載荷実験では軸力を積極的に変動させることとする。

載荷は片持ち柱の自由端に軸力(N)と横力(F)を作用させるものでその荷重条件と支持条件を図 4.3 に示す。試験体の基礎を十分剛な骨組に水平に固定し、試験体の自由端に軸方向荷重と横方向荷重を作用させた。試験体とユニバーサルジョイントを用いて接続した加力ビームを介

シアクチュエータで横方向荷重を載荷したが、載荷点では試験体変形後も試験体断面中心に横方向荷重は常に作用しかつ試験体の材軸及び直交軸まわりの回転を拘束しない。軸方向荷重は柱の自由端に接続した鋼棒をてこを利用したおもりで柱軸方向に引っ張ることによって与えた。この軸方向荷重も横方向荷重と同様に試験体変形後も柱断面中心の載荷点に常に作用させた。動載荷実験と静載荷実験は単に載荷点の横方向強制変位(δ_f)の速度のみを変えることによって同じ実験条件で実施した。

動載荷実験における載荷点強制変位(δ_f)の時刻歴は図 4.4 のとおりである。載荷点の強制変位時刻歴波形は定振幅交番繰返し波(C)、漸増振幅交番繰返し波(I)と不規則波(R)の3種類であり、載荷点の最大変位速度($d\delta_f/dt$)は第2章で行った動載荷実験と同じく約 10cm/sec.~15cm/sec.である。試験体に生じた柱変形角速度 ($d\phi/dt$, $\phi = \delta/l_c$, δ :載荷点の部材変形)の時刻歴を図 4.5 に示すが、その最大値は 0.3rad./sec.~0.5rad./sec.である。また、試験体固定端断面の主筋に貼付した歪ゲージの測定値から求めた引張側及び圧縮側主筋それぞれの平均歪の速度履歴を図 4.6 に示す。瞬間的な値を除けばその最大歪速度は各試験体で約 0.15~0.20/sec.程度である。この値は鉄筋コンクリート骨組の強震動応答数値解析結果⁵⁾から推定すれば各試験体の柱変形角速度は強震動応答中に発生する層間変形角速度の範囲内である。また同時に、本実験で実現した歪速度はコンクリート及び鉄筋に載荷速度効果が十分に現れる範囲になっている。これらの理由により、ここで行った動載荷実験では強震動応答中の鉄筋コンクリート柱の載荷速度の影響が十分に得られているものと判断できる。

柱の動的変動軸力の載荷には振動する軸力載荷用のおもり(図 4.3 参照)の慣性力を用いた。すなわち、柱載荷点に横方向強制変位を与えるとこの点の軸方向強制変位を与える結果となる。この動的に作用する柱軸方向強制変位成分はおもりを上下に強制振動させ上下方向慣性力を発生する。この慣性力によって動的に変動する柱軸力を載荷することができる。さらに、載荷開始時から大きい変動軸力を与える試験体では加振機(図 4.3 参照)を軸力載荷用の梁に取り付けて、おもりの上下振動を増幅させた。

この実験で与えた各試験体の動的変動軸力の時刻歴を図 4.7 に示す。破線は初期軸力比(N_0/N_y , $N_y = \sigma_c A_c + \sigma_y A_s$, σ_c :コンクリート圧縮強度、 σ_y :鉄筋降伏応力度、 A_c :コンクリート断面積、 A_s :鉄筋断面積)である。軸力変動幅は試験体によって異なり、最大変動幅が初期軸力(N_0)を越えている場合もある。なお、この変動軸力は主としておもりの固有周期で変動し、横方向変位に関係なく作用する変動軸力となっている。

一方、動載荷実験と同じ変位履歴の静載荷実験を実施したが、その静載荷実験では加力点に横方向微小強制変位($\Delta\delta_f$)を与えた後、その強制変位を保ったまま1分間静止させ、荷重、変形、歪の測定値がほぼ一定値となった後、すなわち、微小強制変位増分($\Delta\delta_f$)を与えて発生した載荷速度効果が変位を一定に保つことで応力緩和が進み十分小さくなった後、次の微小強制変位を与えるとという過程を繰返して載荷した(付録1参照)。したがって、静載荷実験では軸力加力用のおもりは振動しないため柱軸力がつねに初期軸力(N_0)に等しい柱軸力一定の実験となっている。

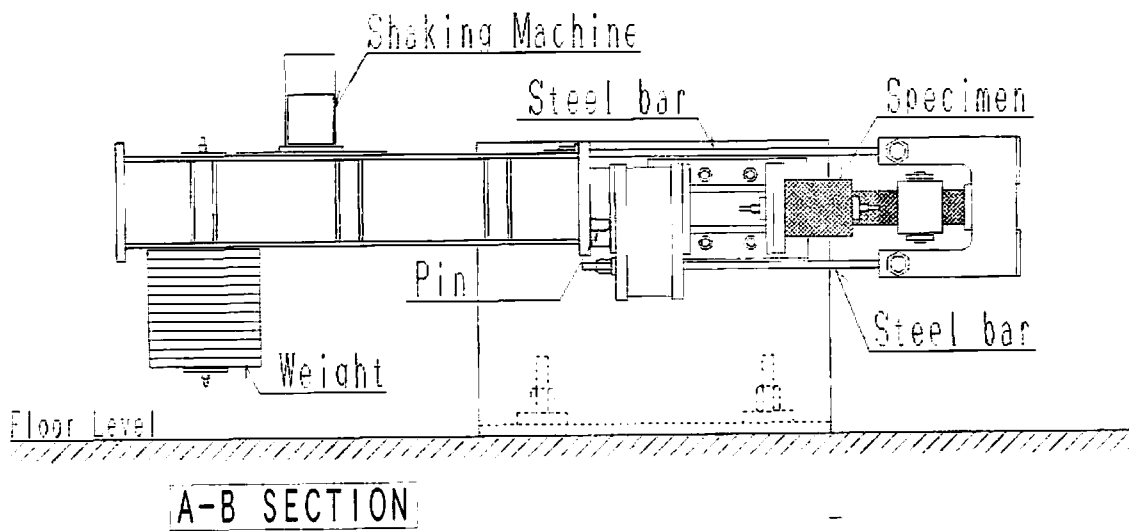
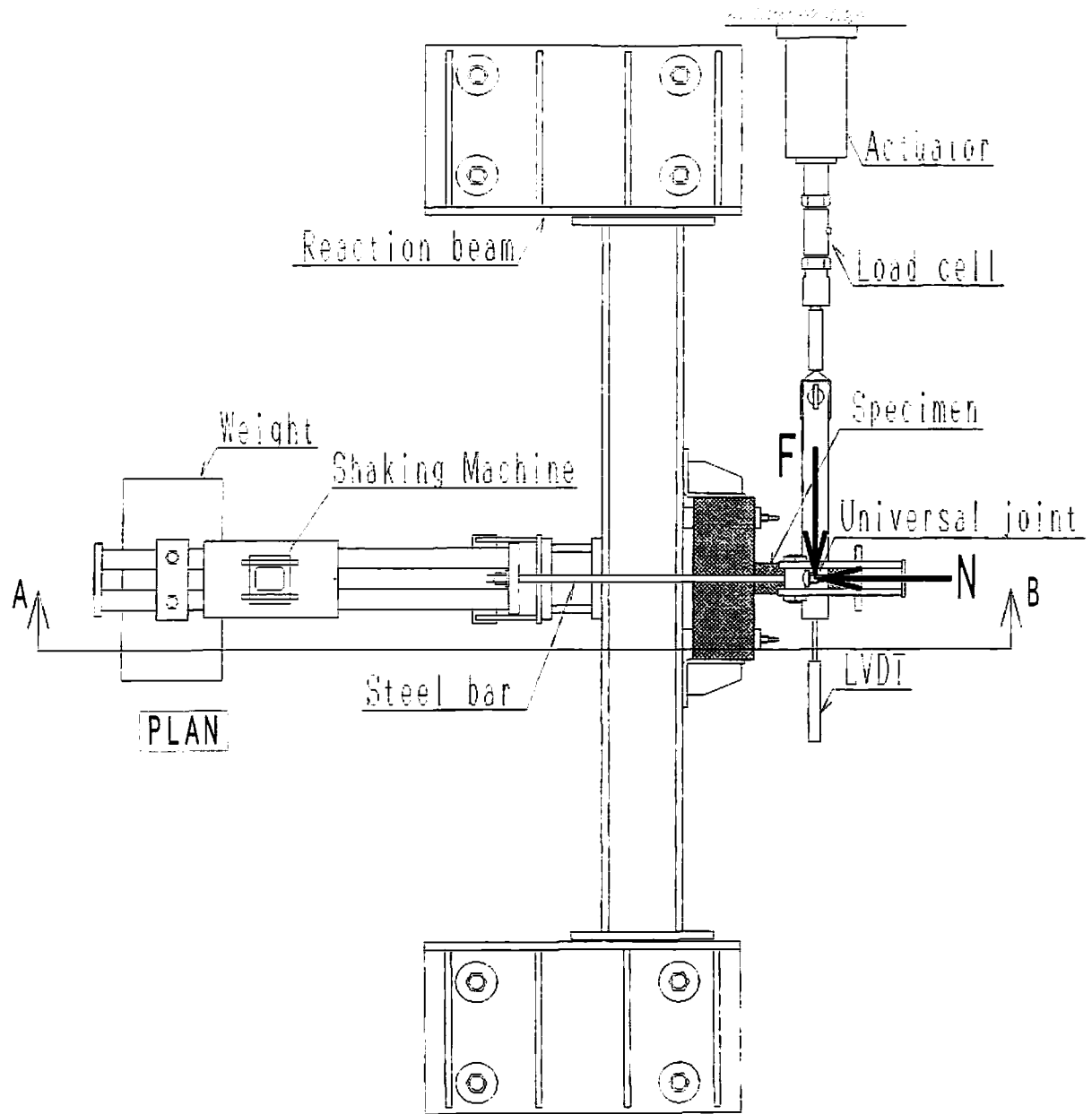


图 4.3 载荷试验装置

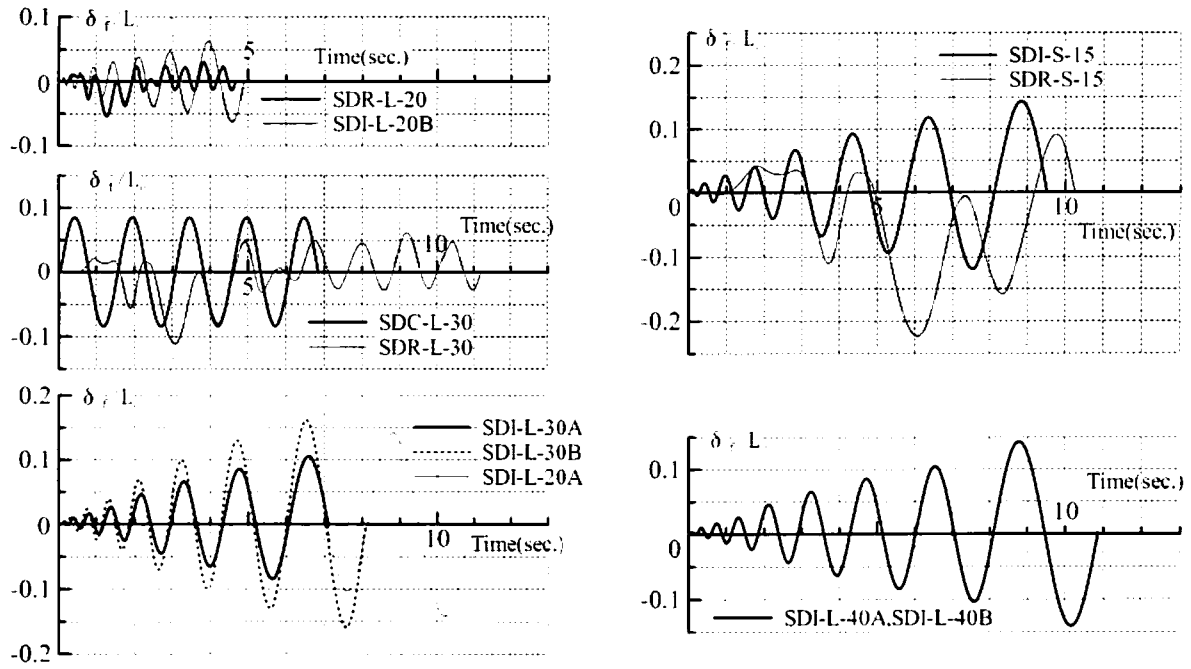


図 4.4 動載荷実験の荷点強制変位時刻歴

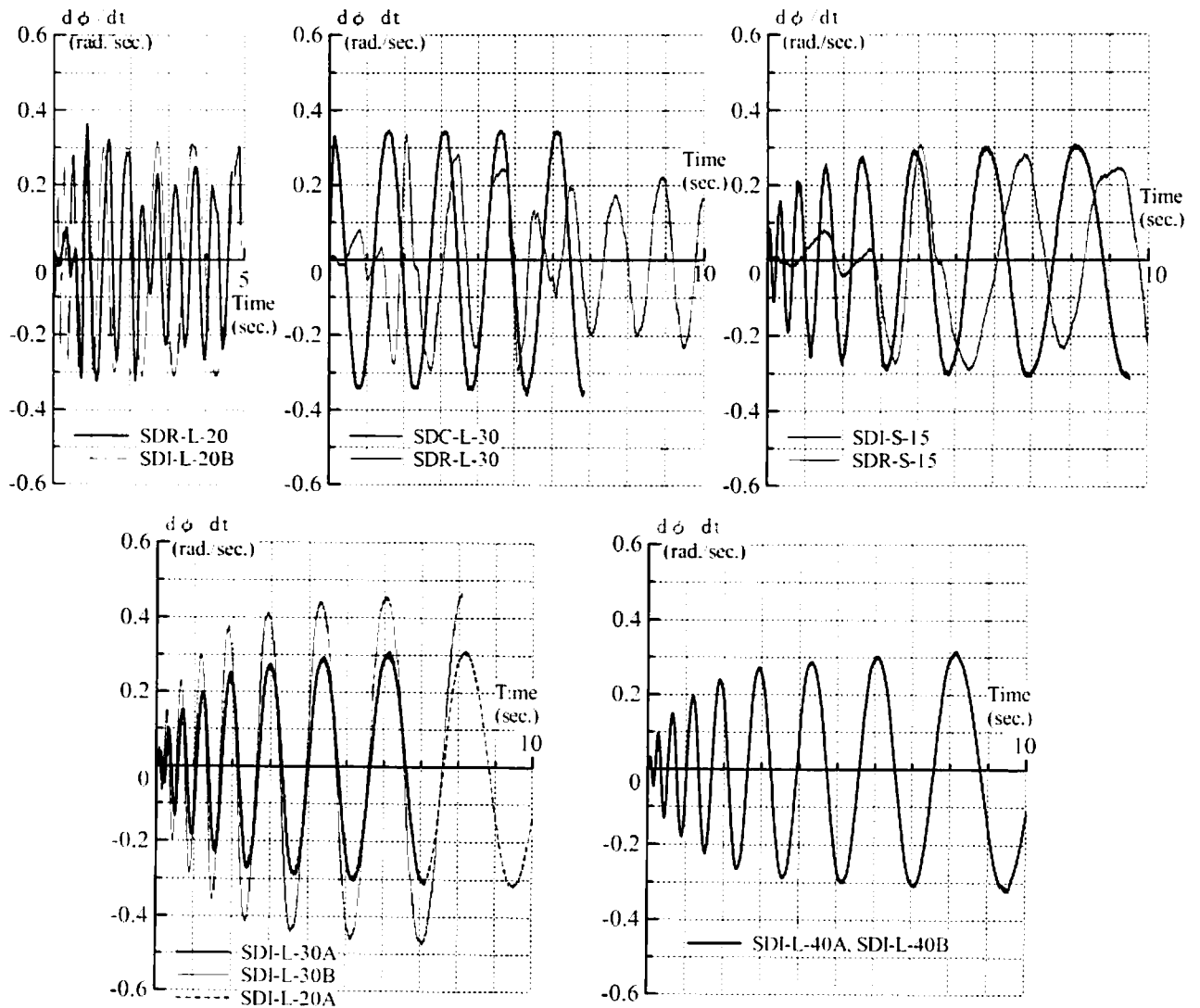


図 4.5 動載荷実験の柱変形角速度時刻歴

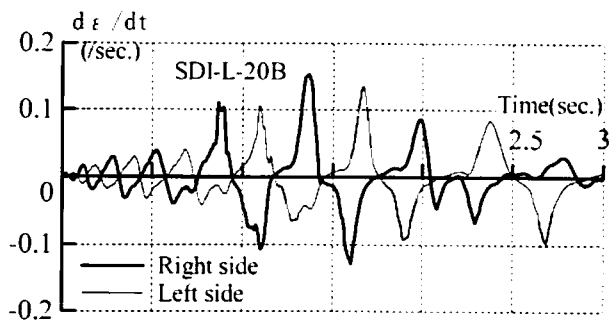
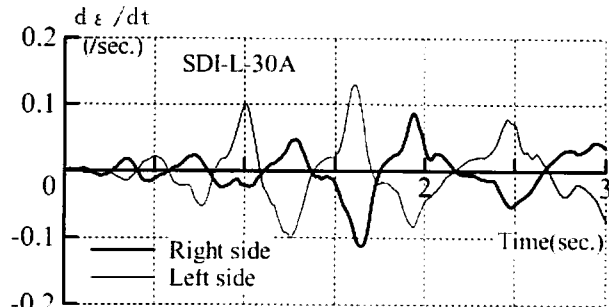
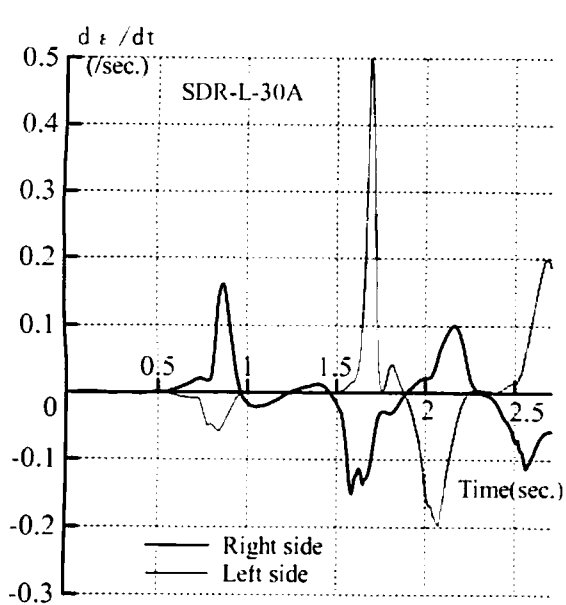


図 4.6 柱脚主筋の歪速度時刻歴 (動載荷実験)

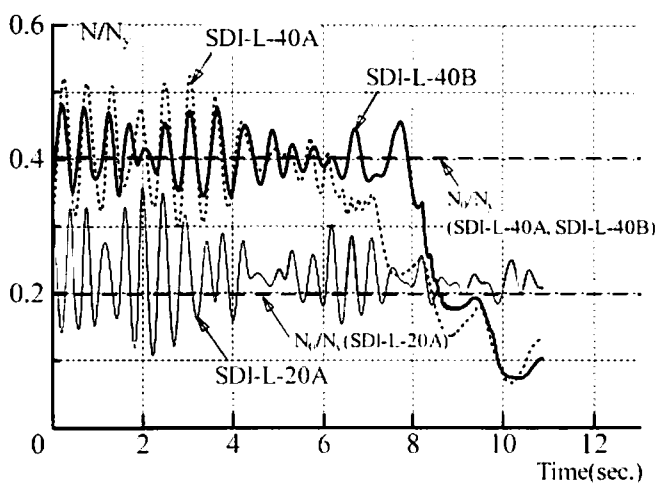
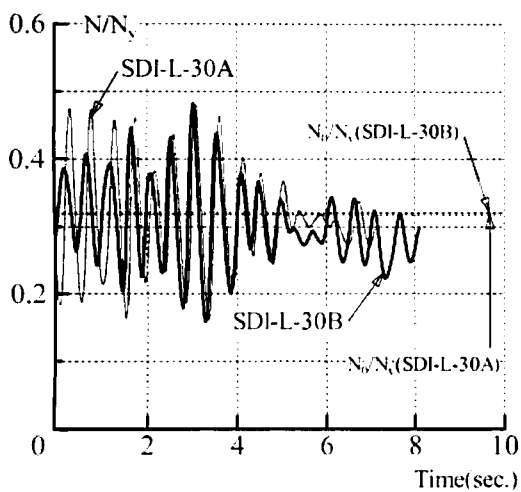
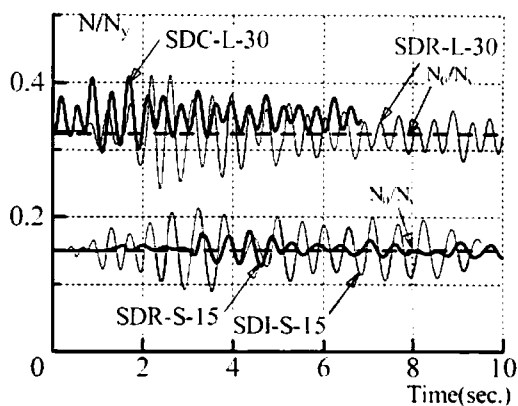
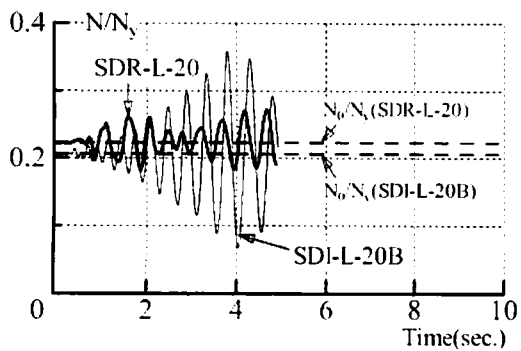


図 4.7 動載荷実験における軸力の変動

4. 3. 2 測定方法

柱軸力は加力点に接続した鋼棒を引っ張ることで与えたが、この鋼棒の軸力を実測したおもりと加力ビームの重量と寸法から決定し、これを柱の初期軸力(N_0)とした。動載荷実験では、おもりの振動によって付加される変動軸力成分を鋼棒に貼った歪ゲージの値を使って求めた。

横方向荷重はアクチュエータに接続した荷重計で測定したが、動載荷実験では、加力装置上に取り付けられた加速度計の値と加力装置重量から加力装置振動による付加荷重を求め、これを荷重計の値から差し引いて試験体に作用する横方向荷重を決定した。柱変形後には鋼棒軸力の方向が変化するため、求められた横方向荷重と鋼棒軸力の両者から変形前の状態での柱軸直交方向成分及び柱軸方向成分を求め、これらを各々柱の横力(F)と柱軸力(N)とした。

変形後も柱断面中心変位が測定できるように設置した差動トランス(LVDT)で加力点変位(δ_f)を測定するとともに試験体の固定端の微小変位を同じく差動トランスで測定し、両者の差で試験区間の柱変形(δ)を決定した。また、柱脚断面内の主筋歪を鉄筋両面に貼った歪ゲージ(WSG)で測定した。

これらの測定に際しては、動載荷実験では 1/100 秒間隔または 1/200 秒間隔で各測定点の値を同時に測定した。静載荷実験では加力点に微小強制横方向変位増分を与えた後その強制変位を保ったまま 1 分間静止させたが、この 1 分間が経過し各測定点の値がほぼ一定となり載荷速度の影響が十分小さくなった後測定を開始した。

この実験で用いた測定システムの概要を図 4.8 に示す。

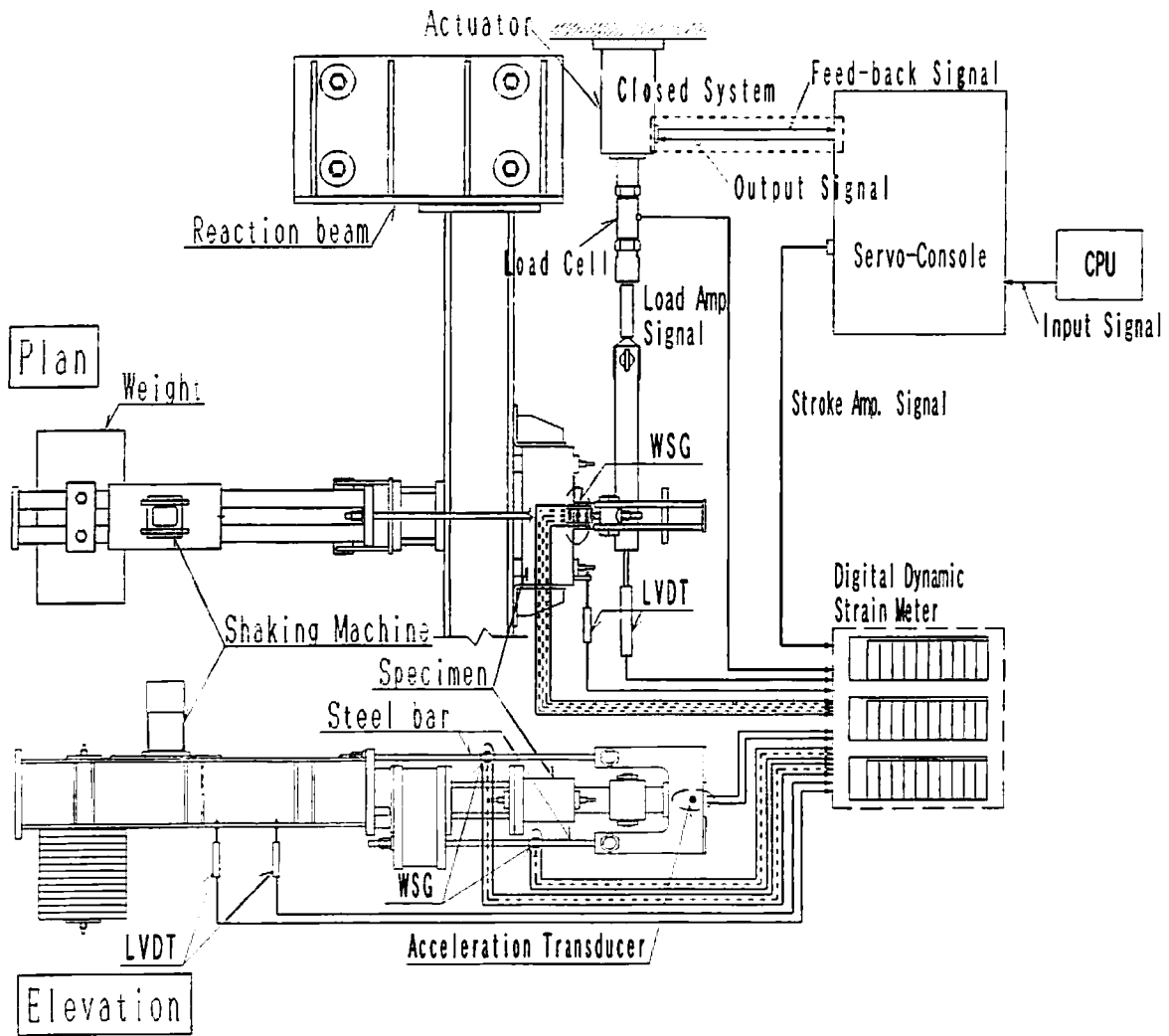


図 4.8 測定システム

4. 4 実験結果

4. 4. 1 荷重変形関係

実験で得られた荷重変形関係を図 4.9 に示す。同じ変位履歴の動載荷実験と静載荷実験は比較のため同じ図中に示し、細線が静載荷実験の荷重変形関係で、太線が動載荷実験の荷重変形関係である。ここで荷重を表す縦軸の M は柱脚曲げモーメント ($F \cdot L_c + N \cdot \delta$) で、変形を表す横軸は柱変形角 (δ / L_c) である。

柱脚曲げモーメント M は第 2 章と同じように終局曲げ耐力計算値で無次元化して表すが、終局曲げ耐力計算値は軸力の影響を受ける。図 4.9 の縦軸の分母 M_{u0} は初期柱軸力 (N_0) を受ける柱の終局曲げ耐力計算値である。ここで終局曲げ耐力計算値は平面保持の仮定にもとづく計算で柱断面の圧縮縁歪がコンクリート終局歪になるときの曲げモーメントである。この M_{u0} 計算ではコンクリートと鉄筋の応力度歪関係はともに完全弾塑性の Bi-linear モデルで近似する。コンクリートの弾性勾配は初期状態のヤング係数、塑性域応力度はコンクリート圧縮強度 σ_c 、コンクリート終局歪は材料試験においてコンクリート圧縮強度に達した後 $0.98\sigma_c$ まで応力度が低下した点の歪である。また、鉄筋の Bi-linear 応力度歪関係では塑性域応力度を材料試験における降伏応力度で表す。これらの材料の仮定は第 2 章で用いたものと同じであり、図 4.9 の横軸の分母 ϕ_u は(2.2)式による計算値である。

図 4.9 によると、まず静載荷実験の塑性変形域の曲げ耐力は終局曲げ耐力計算値 M_{u0} で良好に予測されていることがわかる。一方、動載荷実験の荷重変形関係は静載荷実験の場合と著しく異なり、載荷速度の影響によりその最大曲げ耐力は初期柱軸力を受けるときの終局曲げモーメント計算値 M_{u0} を大きく上回っている。そして、特に変動軸力の影響によりその変動幅が大きい SDI-L-20A、SDR-L-30、SDI-S-15 では復元力の履歴形状に静載荷実験値のような規則性が見られず、塑性変形域の復元力が複雑に変動する現象が生じている。また、塑性変形域の曲げ耐力が変位サイクルごとに大きく異なる挙動が示されている。

表 4.5 には実験で得られた正負各加力方向の最大柱脚曲げモーメント、初期軸力に対する終局曲げ耐力計算値 M_{u0} の結果をまとめる。終局曲げ耐力計算における断面寸法等には各試験体の実測値を用いている。また、動載荷実験値ではそれと同じ変位履歴の静載荷実験がある場合その最大柱脚曲げモーメントとの比を()内に示す。これは動載荷による最大柱脚曲げモーメントの増加率を表わす。これより動載荷実験では静載荷実験より最大 28%、平均で 17%程度最大柱脚曲げモーメントが増加したことがわかる。この動載荷実験における最大復元力の増加は第 2 章で示した軸力がない場合よりもかなり小さい。ただし、この動載荷実験値には載荷速度だけではなく変動軸力の影響が含まれる。

超高強度コンクリート試験体については、この実験条件の範囲では静載荷実験、動載荷実験ともに特に脆性的な挙動は見受けられず、コンクリート強度に応じた耐力が得られており、良好な耐震性状を示すといえる。

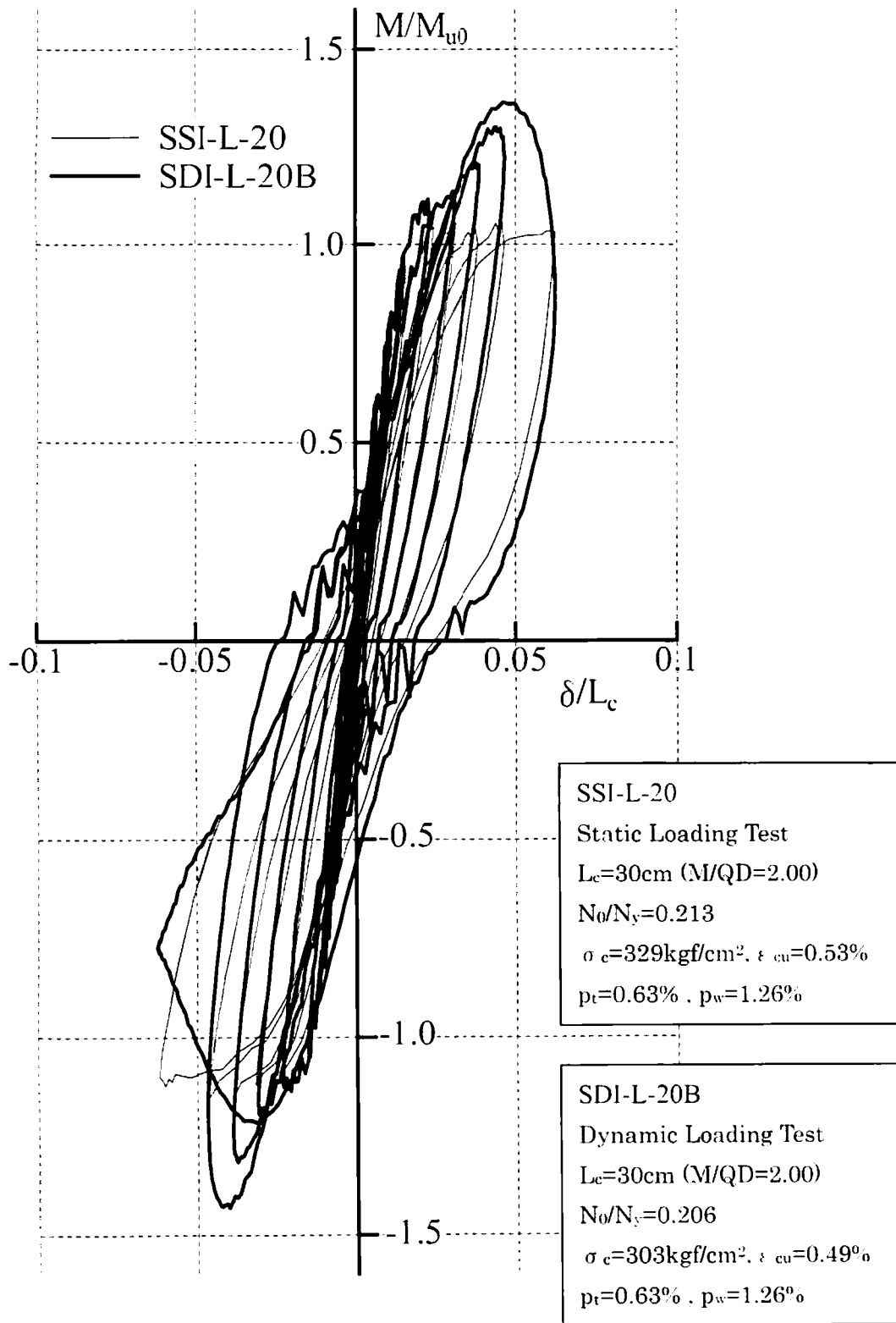


图 4.9a 荷重变形关系

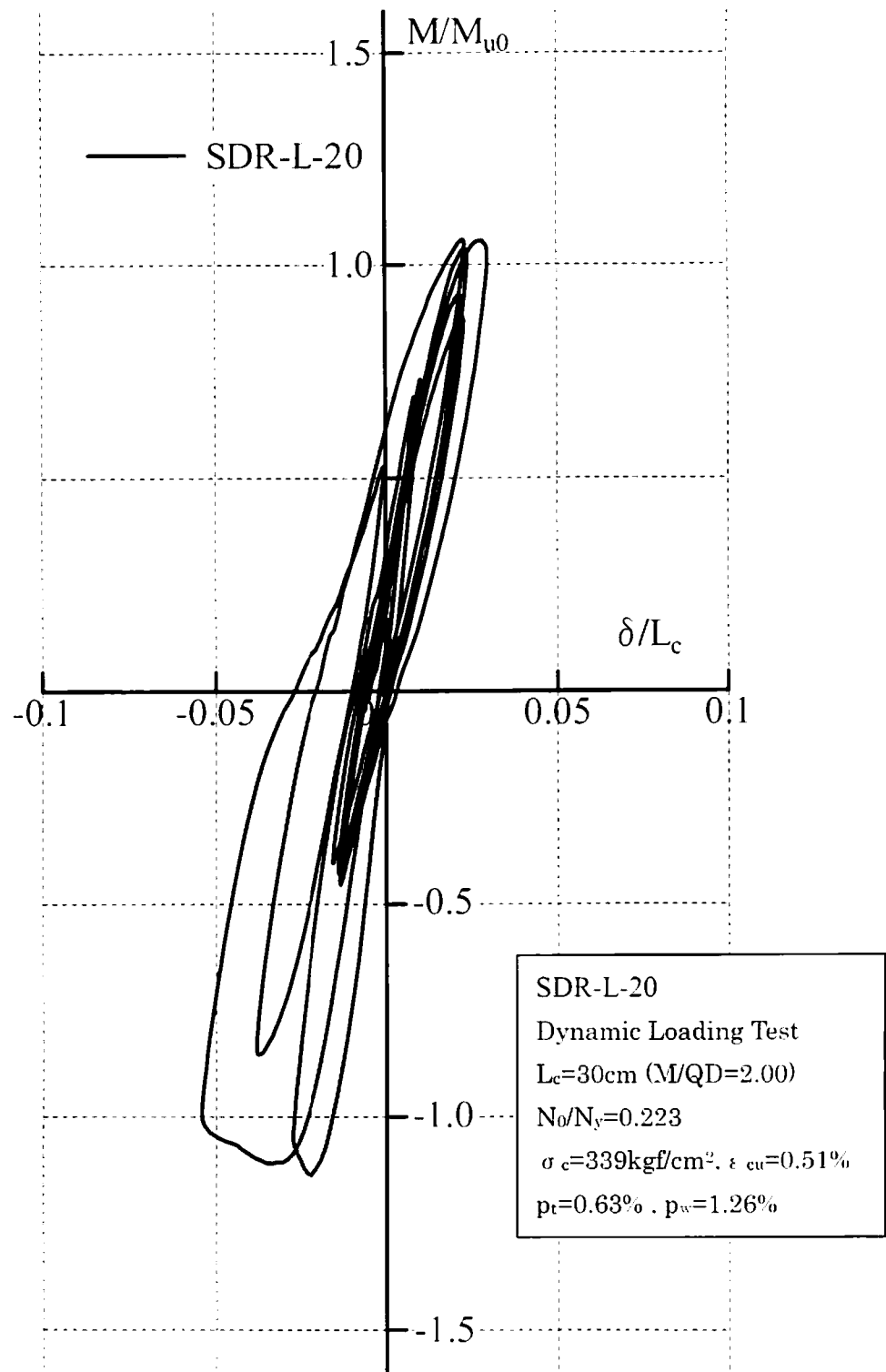


図 4.9b 荷重変形関係

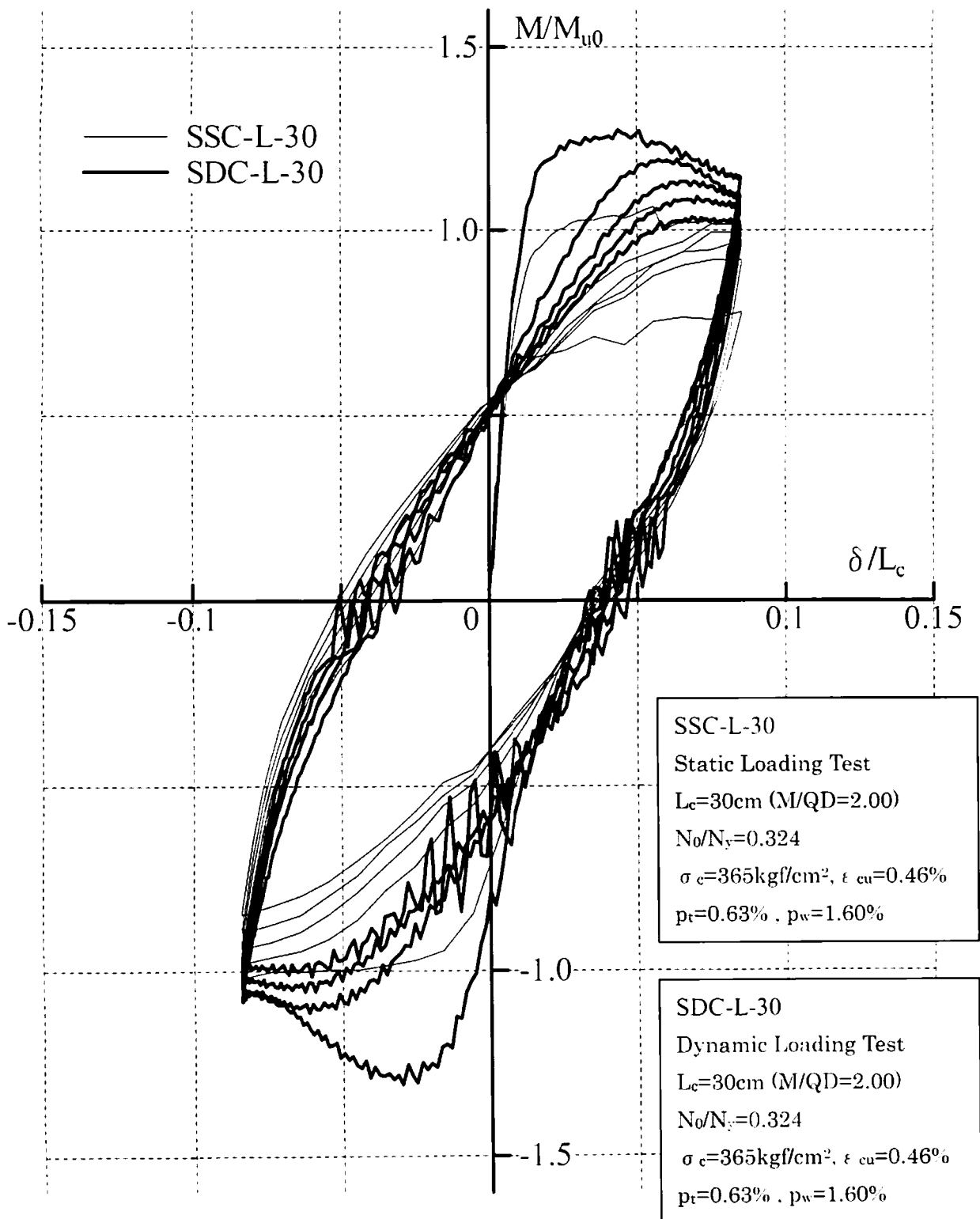


图 4.9c 荷重变形关系

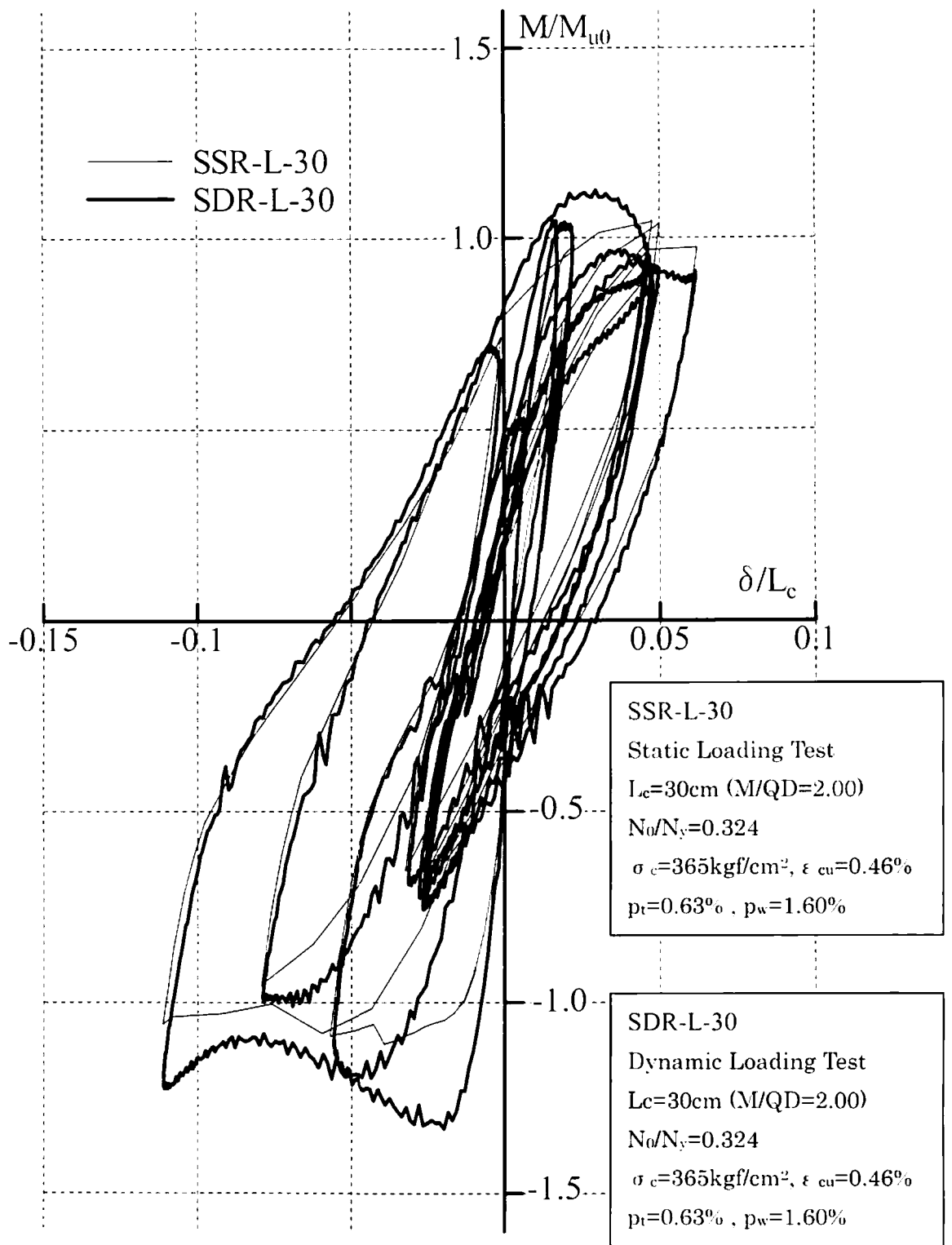


图 4.9d 荷重变形关系

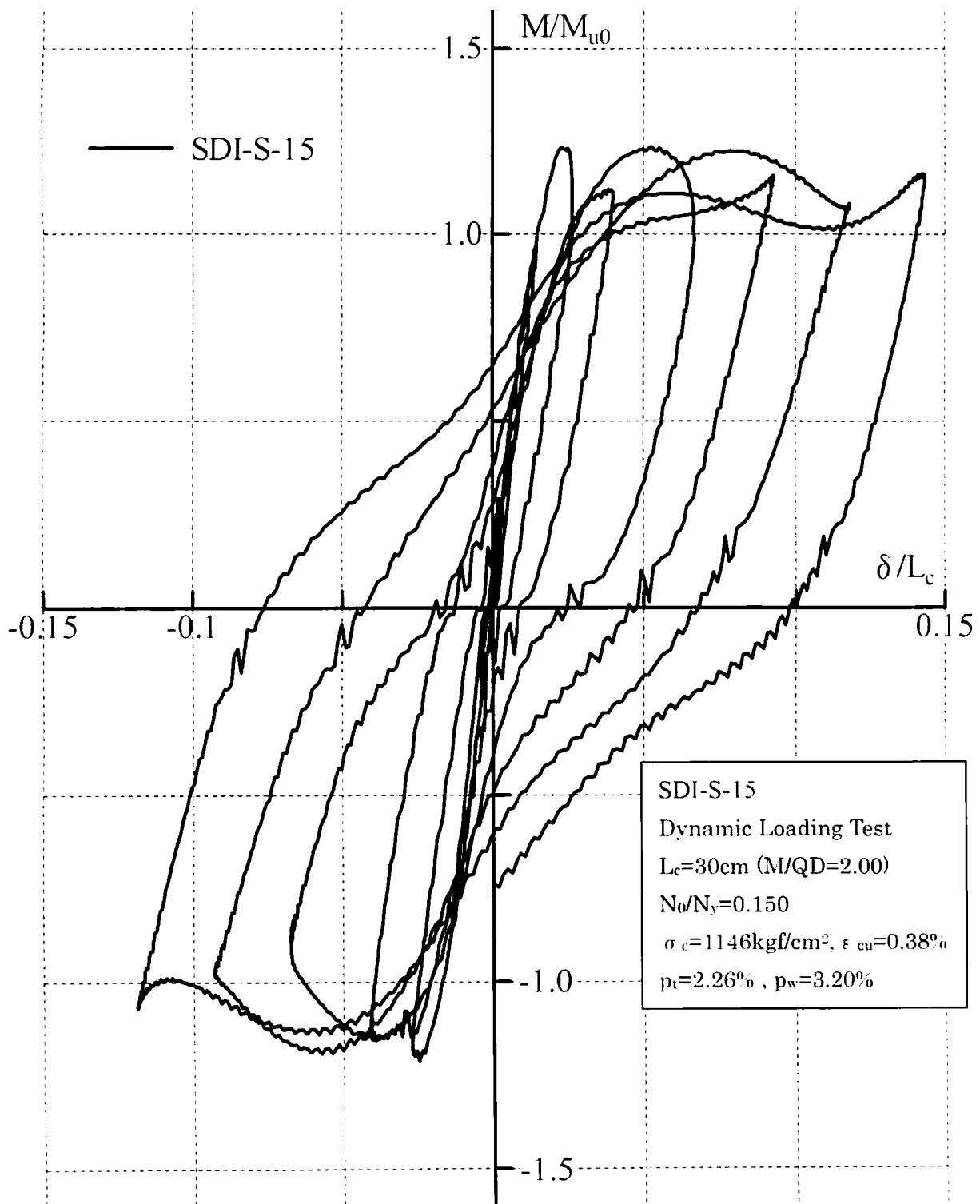


図 4.9e 荷重変形関係

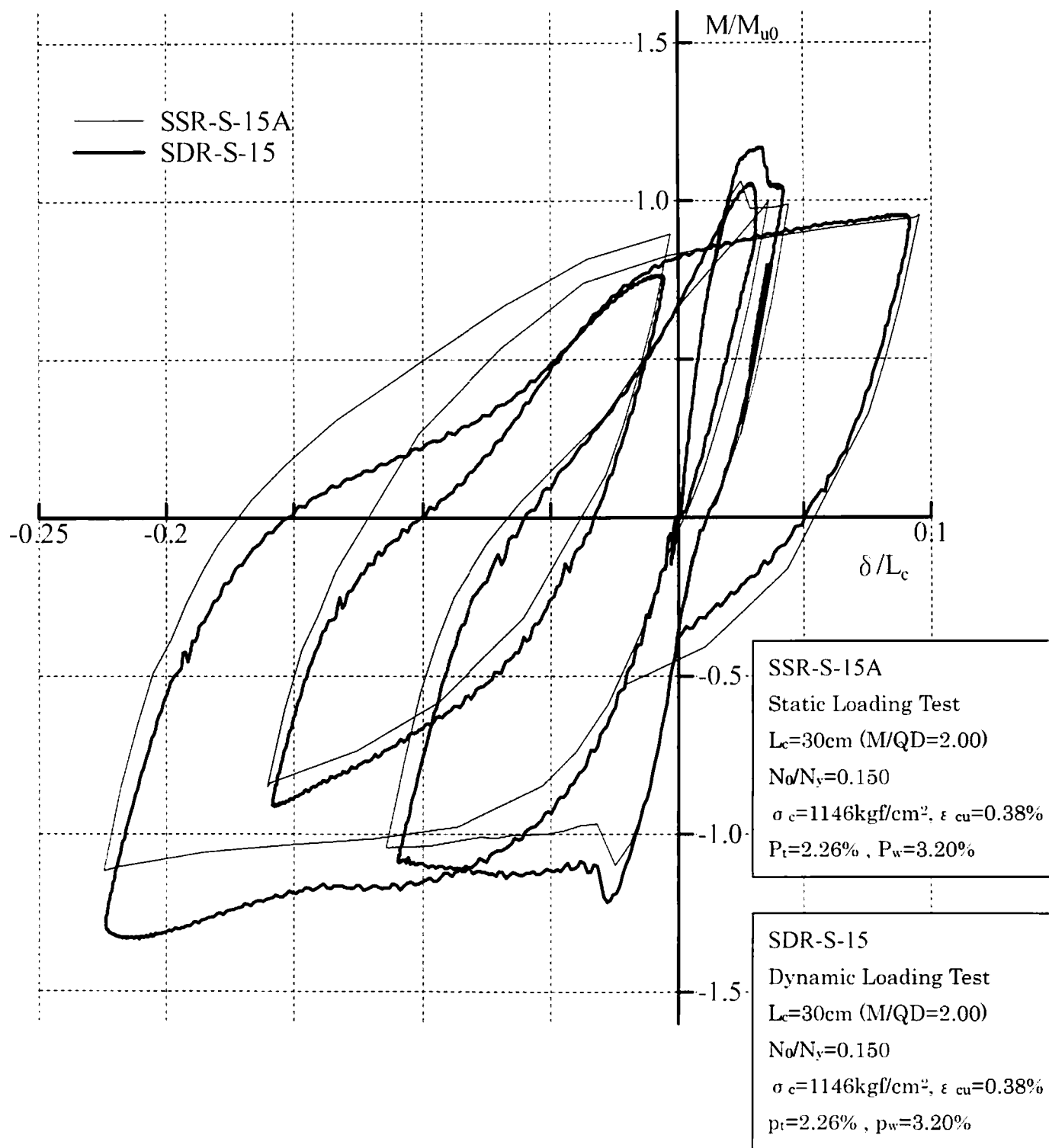


図 4.9f 荷重変形関係

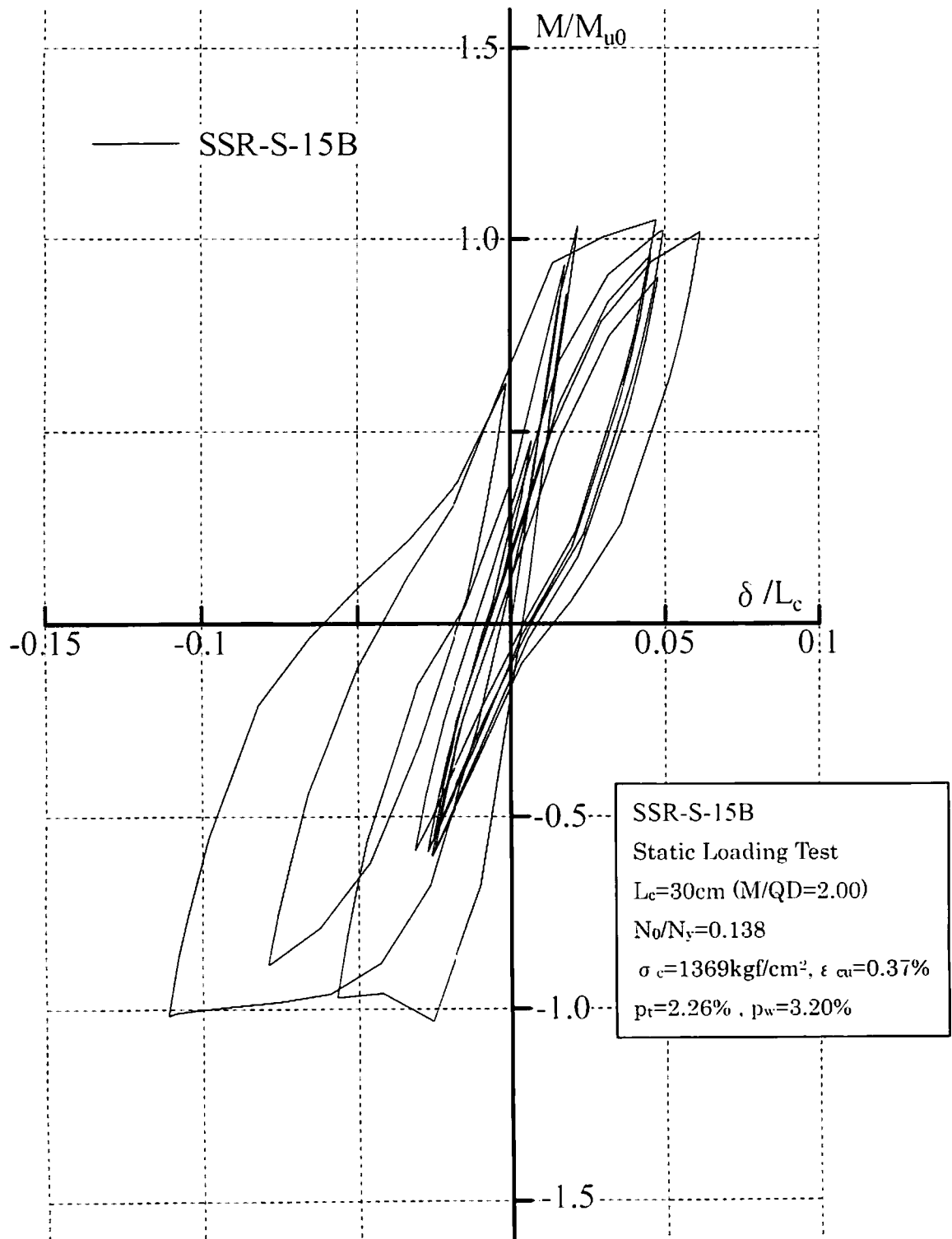


図 4.9g 荷重変形関係

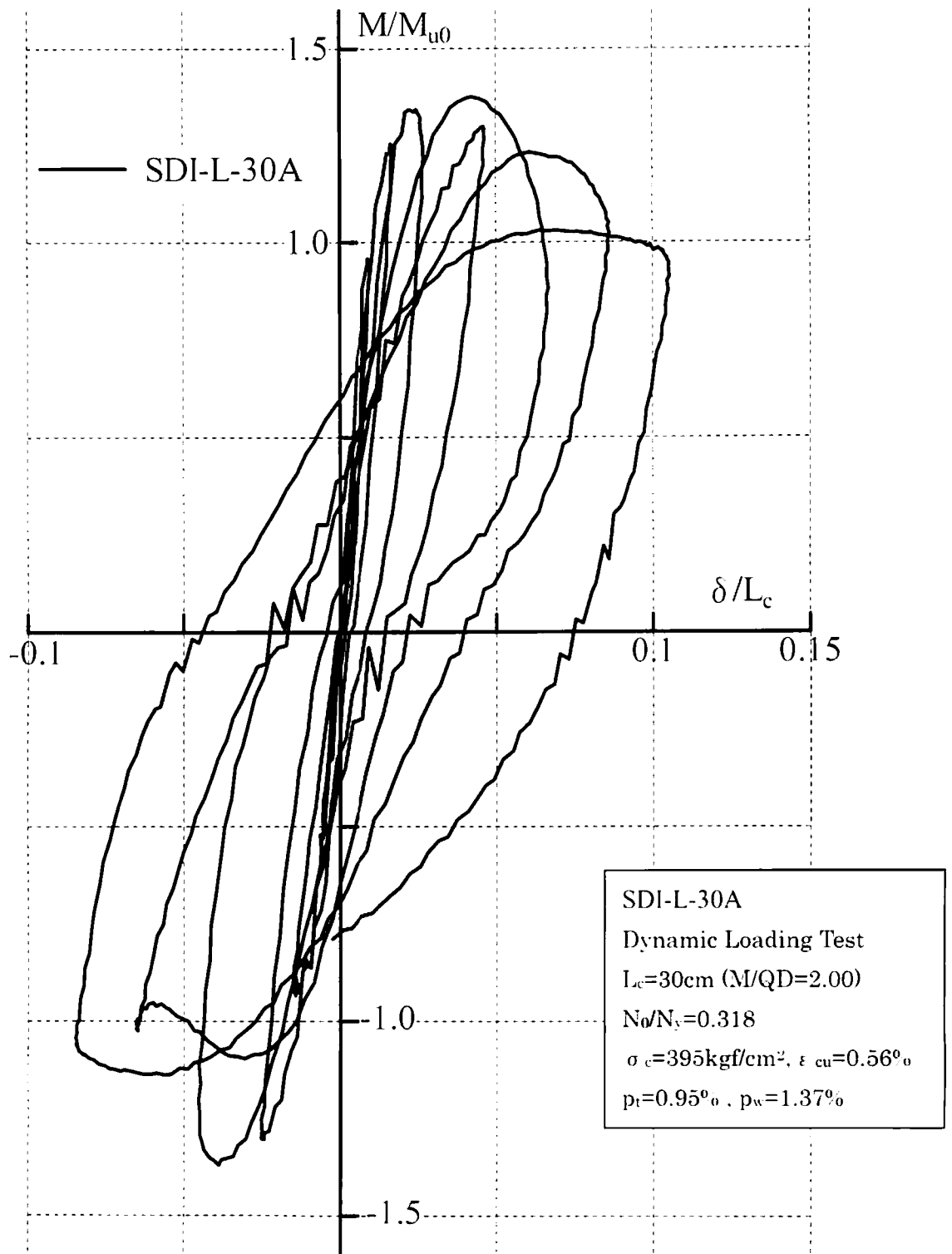


图 4.9h 荷重变形關係

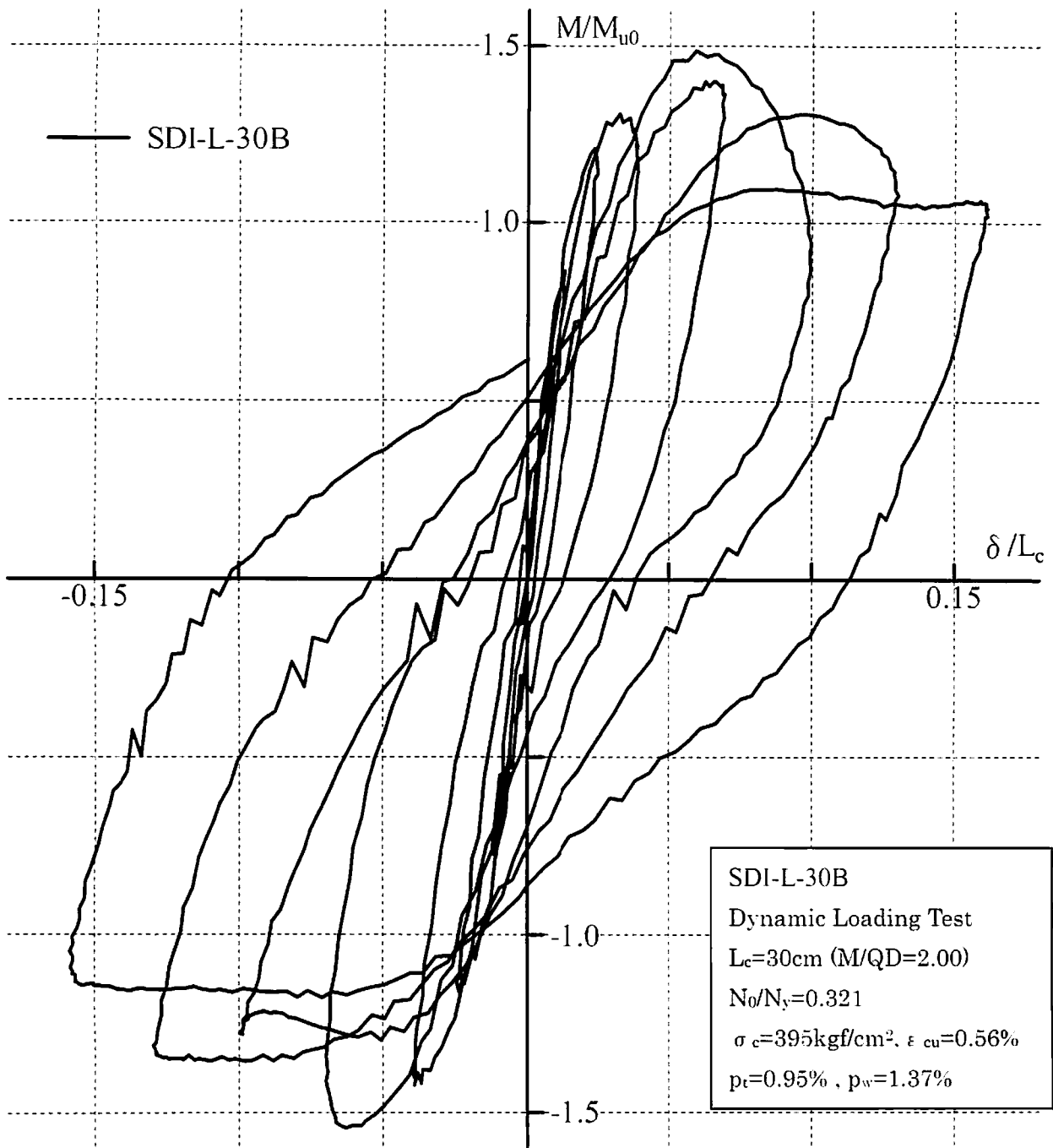


图 4.9i 荷重变形关系

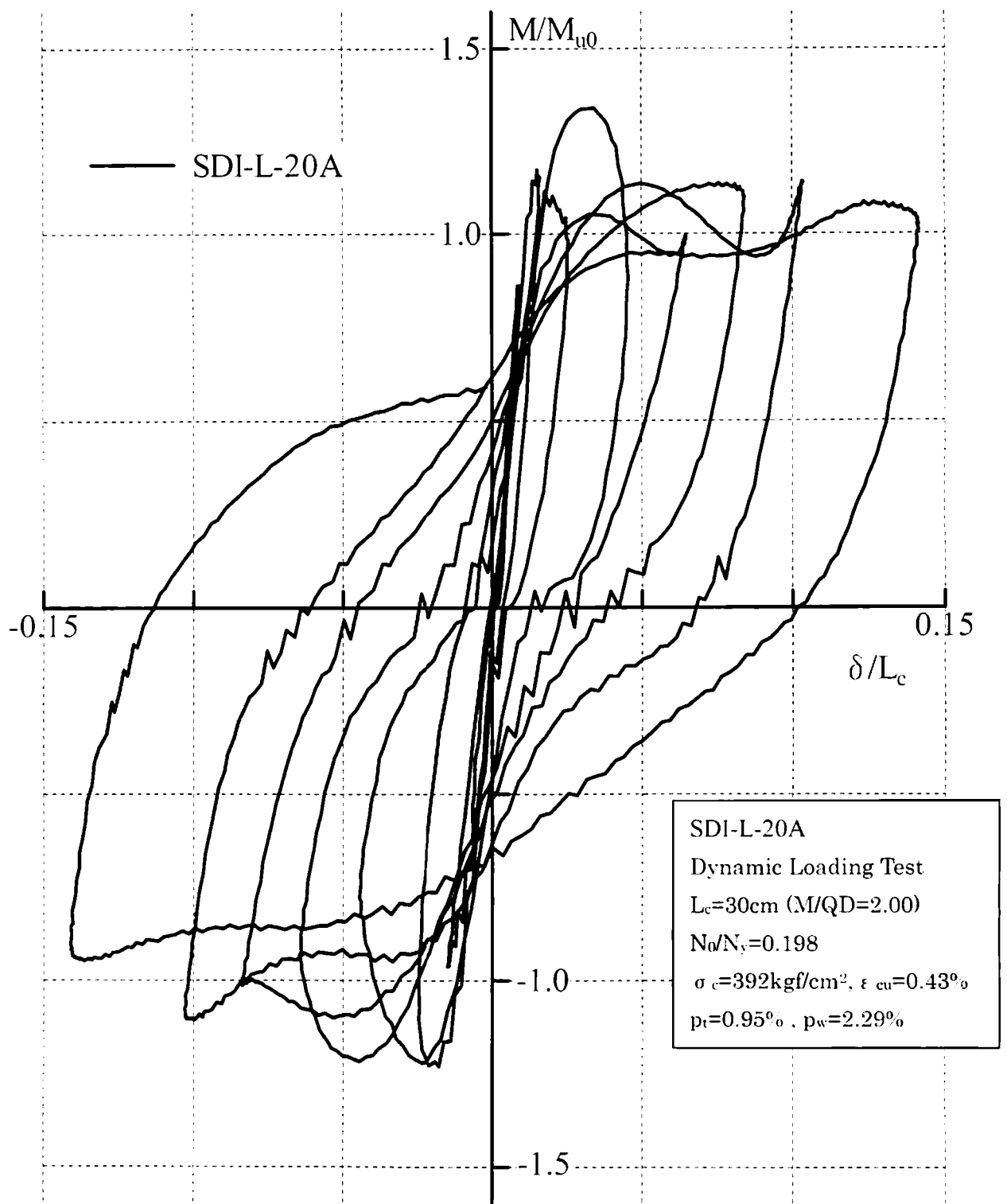


图 4.9j 荷重变形関係

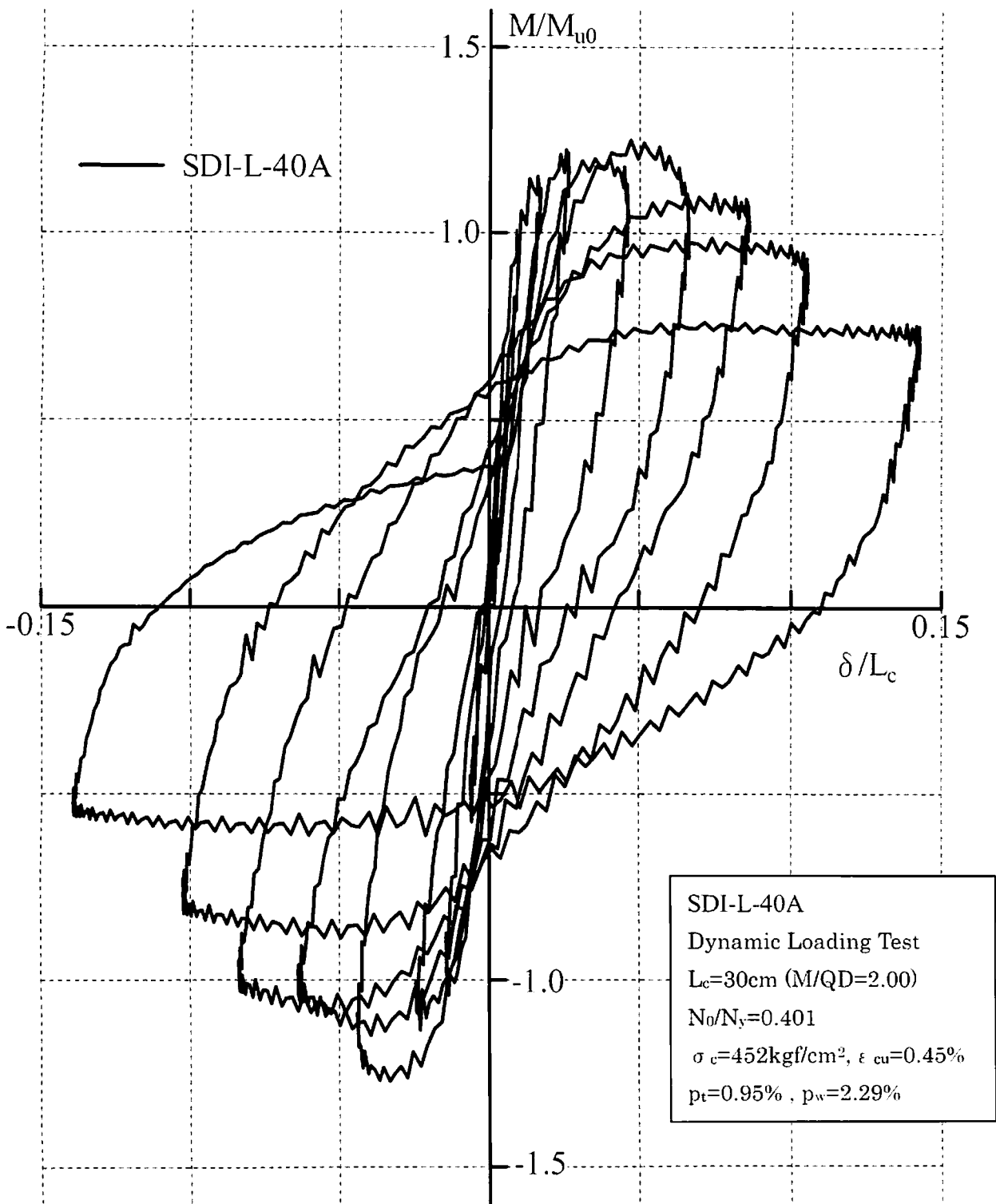


图 4.9k 荷重变形关系

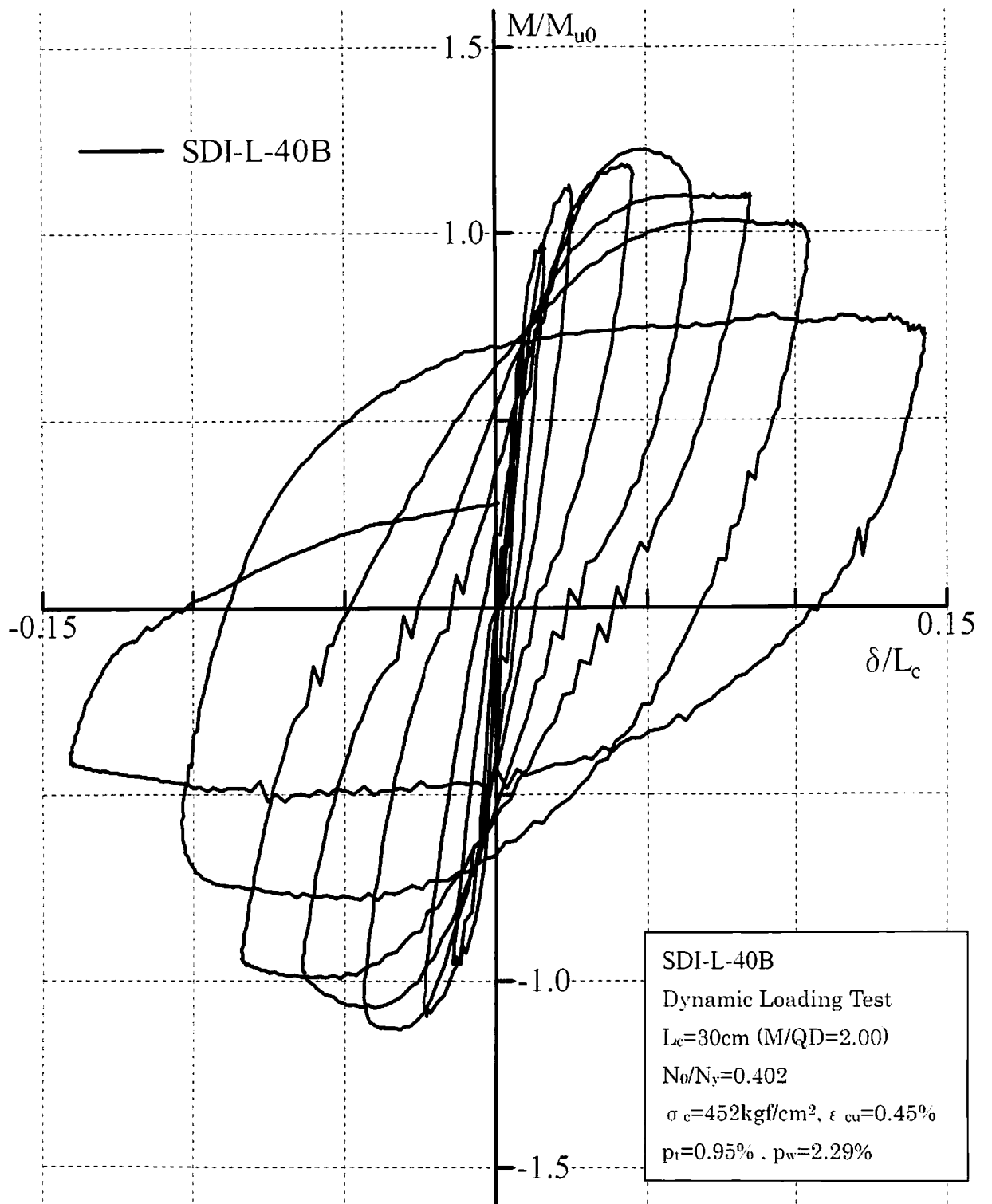


図 4.9L 荷重変形関係

表 4.5 最大柱脚曲げモーメントと計算値

実験名	最大柱脚曲げモーメント(tf・cm) 0内は静載荷実験値に対する比		終局曲げ耐力計算値 (初期軸力に対して) M_{u0} (tf・cm)	
	正加力	負加力		
動 載 荷 実 験	SDI-L-20B	193.5 (1.19)	-203.0 (1.16)	141.9
	SDR-L-20	167.9	-180.1	158.5
	SDC-L-30	250.4 (1.19)	-257.2 (1.28)	196.7
	SDR-L-30	221.9 (1.08)	-262.7 (1.20)	197.4
	SDI-S-15	551.6	-542.5	447.2
	SDR-S-15	521.5 (1.10)	-596.6 (1.20)	446.6
	SDI-L-30A	326.8	-325.9	237.7
	SDI-L-30B	347.6	-360.5	233.8
	SDI-L-20A	282.3	-259.6	210.7
	SDI-L-40A	335.2	-340.4	268.0
	SDI-L-40B	328.0	-303.1	268.2
静 載 荷 実 験	SSI-L-20	162.0	-175.2	151.9
	SSC-L-30	210.2	-201.7	197.9
	SSR-L-30	206.1	-218.7	197.1
	SSR-S-15A	473.6	-498.3	445.9
	SSR-S-15B	502.1	-493.8	478.5

4. 4. 2 変動軸力と終局曲げ耐力計算値

図 4.10 は動載荷実験値の各瞬間の柱脚曲げモーメント(M)と柱軸力(N)の関係を表したもので、図中の●印が実験値である。実線は終局曲げ耐力計算値(M_u)と柱軸力の関係を表し、破線は初期軸力比(N_0/N_y)を表す。動載荷実験値には塑性変形域の曲げ耐力が柱軸力によって顕著に変化する挙動が表されているが、その値は実線で示す計算値の終局曲げ耐力計算値を大きく上回りその対応はよくない。

図 4.11 は静載荷実験値に対して同様の図化を行ったものである。静載荷実験では終局曲げ耐力計算値は実験における曲げ耐力と良好に対応する。

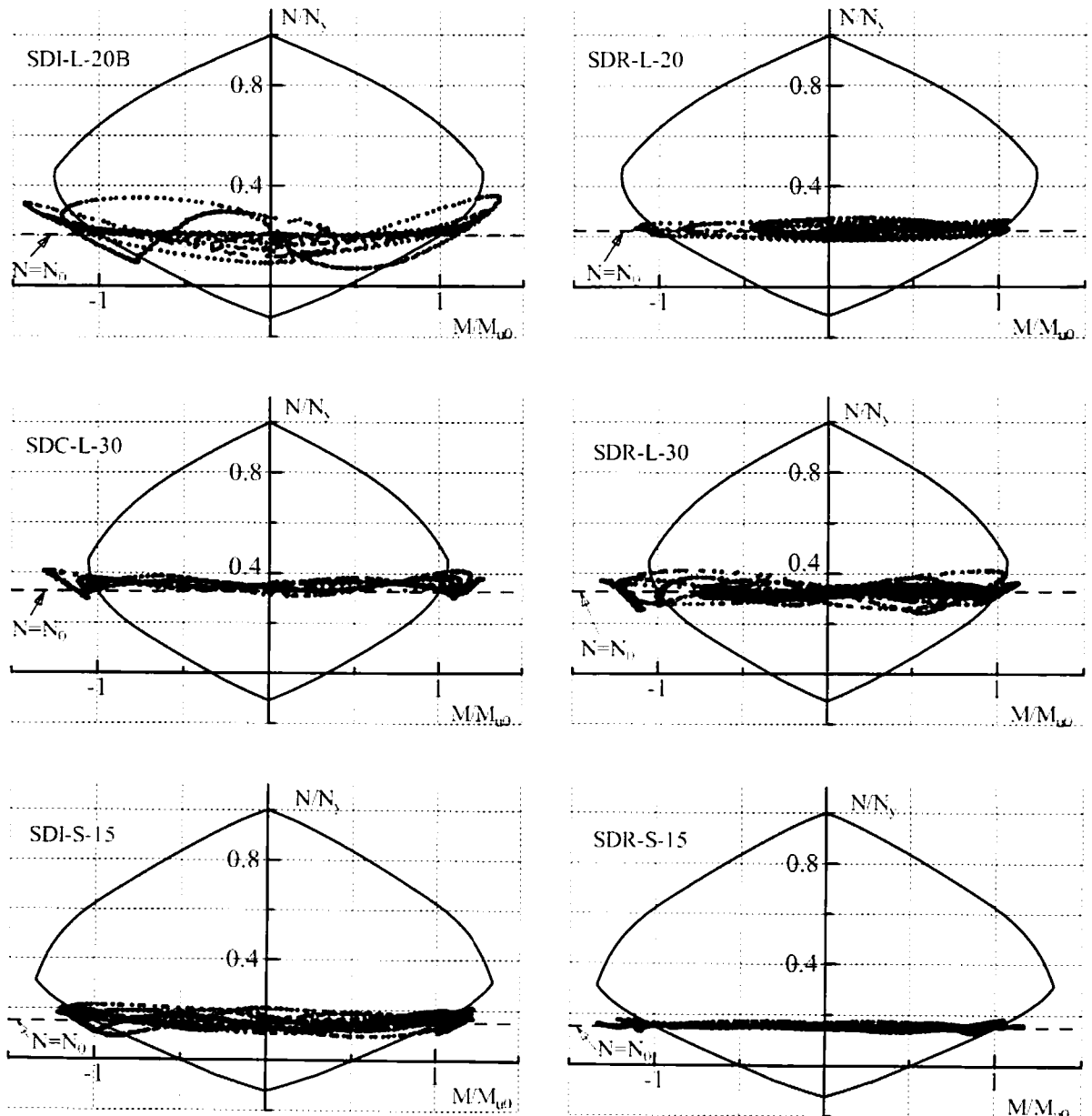


図 4.10a 動載荷実験値(M)と終局曲げ耐力計算値(M_u)の N-M 関係

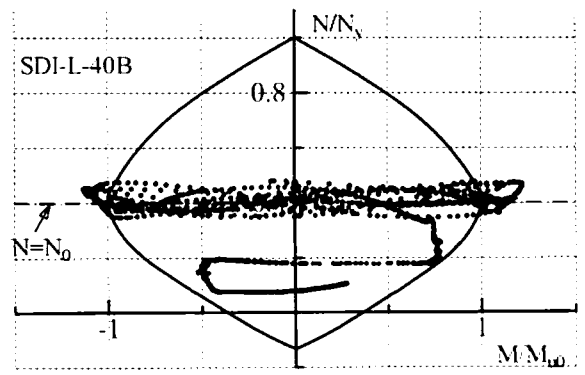
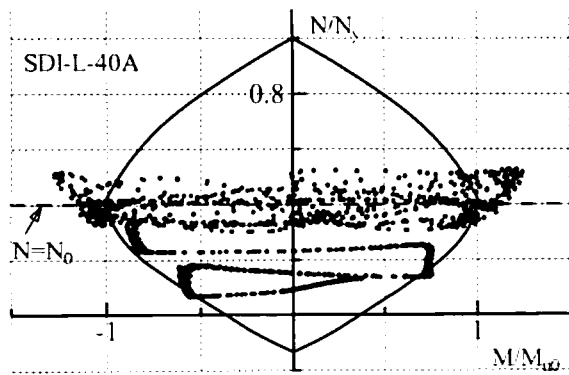
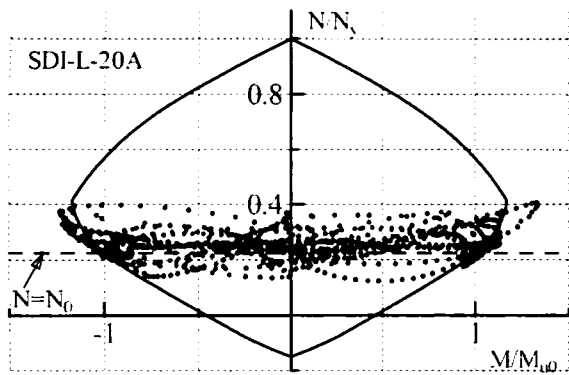
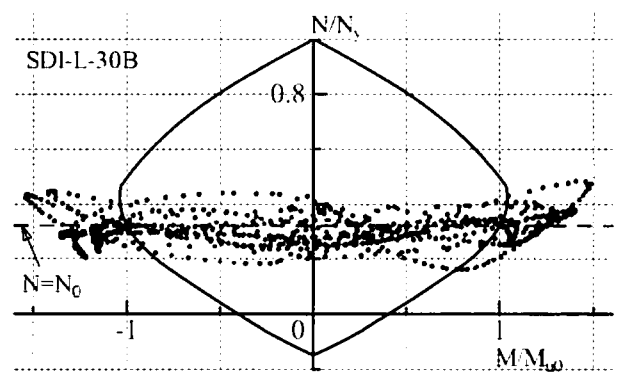
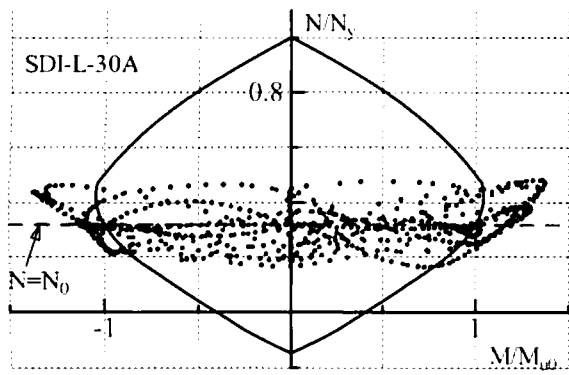


図 4.10b 動載荷実験値(M)と終局曲げ耐力計算値(M_{u0})の N-M 関係

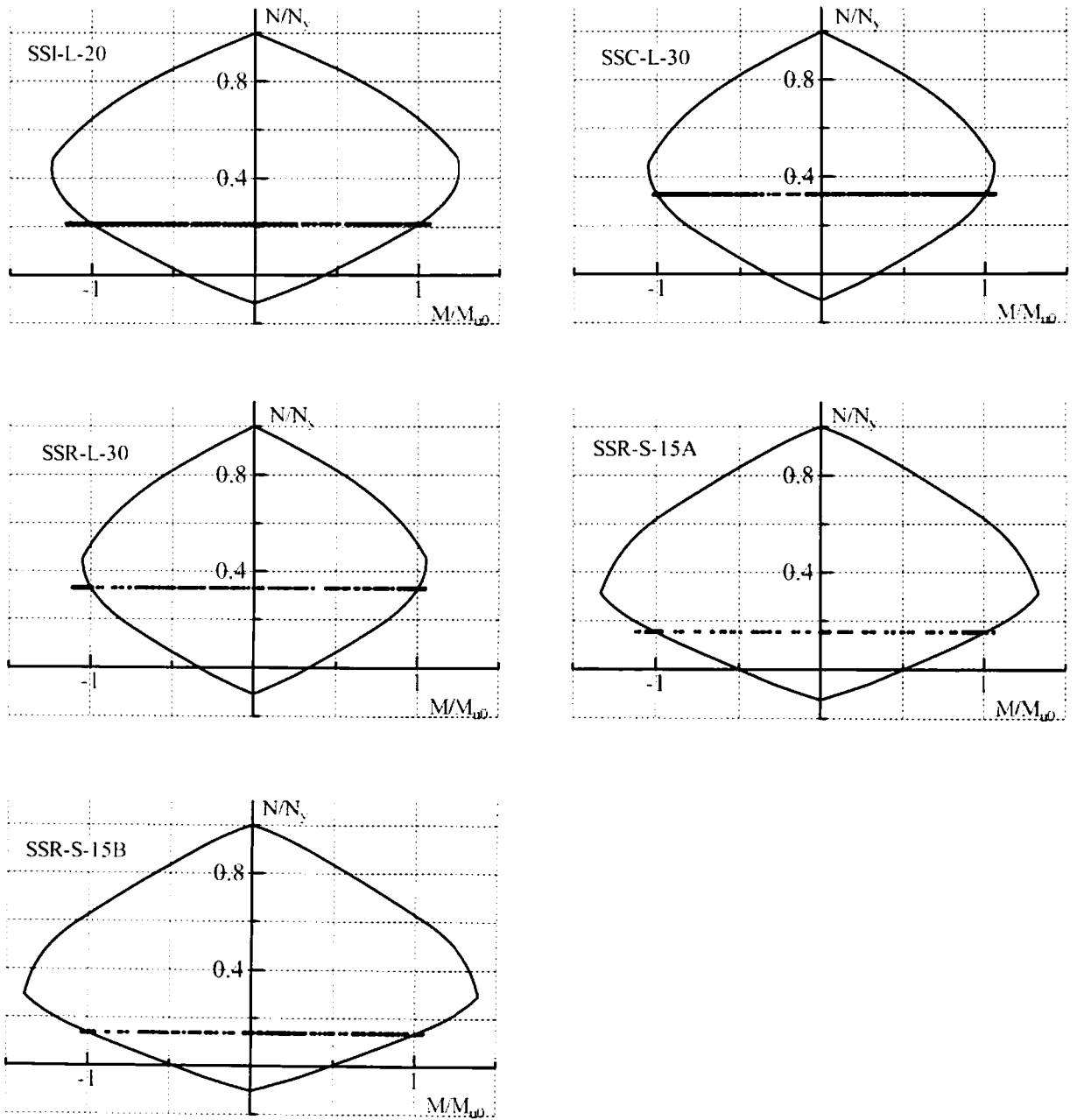


図 4.11 静載荷実験値(M)と終局曲げ耐力計算値(M_u)の N-M 関係

4. 5 結

変動軸力を受ける柱の動的復元力に関する実験資料を得るために、せん断破壊よりも曲げ降伏が先行するように設計された鉄筋コンクリート柱の動載荷実験を実施した。この動載荷実験は強震動応答時の柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響と変動軸力の影響の両者を含むものである。

変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し動載荷実験の結果によると、柱脚曲げの復元力特性は顕著な載荷速度効果と変動軸力の影響を受けてその復元力の履歴形状は極めて複雑な形状となり、塑性変形域の曲げ耐力は変位サイクルごとに大きく異なる場合がある。

参考文献

- 1) 最相元雄, 早道大介, 後藤勝彦: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に及ぼす載荷速度効果に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.103-110, 2001.12
- 2) 坂本順, 小浜芳朗, 棚橋泰治: 動的応答過程における plastic excursion 現象に関する若干の考察, 日本建築学会東海支部研究報告, pp.71-74, 1980.2
- 3) M.Saisho and K.Suda: Dynamic Restoring Force of Reinforced Concrete Beam-Column Members under Seismic Loading, Proceedings of Ninth Symposium on Earthquake Engineering(India), Vol.1, pp.53-60, 1990.12
- 4) 最相元雄, 須田量哉: 超高強度コンクリート柱の動的復元力特性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.19, No.2, pp.975-980, 1997.6
- 5) 最相元雄, 松山輝男, 須田量哉: 動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリートせん断曲げ柱の復元力モデルに関する実験的研究, 構造工学論文集, No.45B, pp.341-350, 1999.3
- 6) 日本建築学会編: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991

第5章 動的変動軸力を考慮した復元力のモデル化

5. 1 序

前章では変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験を行い、その復元力特性は載荷速度と動的変動軸力の影響を顕著にかつ複雑に受けることを明らかにした。鉄筋コンクリート剛接骨組の強震動応答はそれを構成する柱の弾塑性性状に大きく支配され、強震動応答解析に用いる柱の復元力特性にはこれらの影響を十分に考慮する必要があるが、現状ではそれは十分ではない。

変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げに対する復元力の計算に関しては、直接的な計算方法として柱断面を微小要素に分割しコンクリートあるいは鉄筋で構成される各要素の繰返し応力度歪関係から要素応力を決定し、これらを断面全体に積分することで柱の復元力を計算する方法がある¹⁴⁾。また鉄筋コンクリート柱断面のN-M ひび割れ関数(N:軸力、M:曲げモーメント)とN-M降伏関数を導入し軸力が変動する柱の復元力特性を計算する方法も報告されている⁵⁾。ただし、前者については多層骨組の強震動計算に応用すると要素数が過大となる難点がある。後者については厳密な解析を意図して数多くの変数を含むため、この計算方法が有効となるには各変数が適切に決定されることが前提となる。

この章では、まず前章の実験結果にもとづき、載荷速度の影響は第2章で示した載荷速度効果式で、変動軸力の影響はその瞬間の軸力値に対応する終局曲げ耐力計算値で復元力を無次元化することにより評価できることを示す。そして、強震動応答解析に有効であることを条件として、静的復元力を表す基準復元力モデルに対して、これらを適用し動的復元力モデルを提案する。

5. 2 復元力に及ぼす載荷速度と変動軸力の影響

5. 2. 1 載荷速度効果式の適用

変動軸力をともなう動載荷実験の軸力-柱脚曲げモーメント関係には載荷速度の影響が含まれる。第3章では載荷速度効果式は軸力のない試験体の復元力に及ぼす載荷速度の影響を良好に表したが、ここでは軸力を導入した試験体に対して載荷速度効果式を適用しその妥当性について示す。

第3章で示した r 値を用いると静載荷復元力は動載荷復元力から次式で予測できる。

$$s_m = \frac{d^m}{1+r} \quad (5.1)$$

ここで、 s_m 、 d_m はそれぞれ静的及び動的無次元復元力である。

載荷速度効果式を決定する係数 C_1 、 C_2 はせん断スパン比に依存するものであった。ここでは第3章で検討した2種類のせん断スパン比の試験体に対する係数 C_1 、 C_2 を直線補間し、 $C_1=0.0169$ 、 $C_2=0.0433$ とする。また、係数 C_3 は第3章と同じく3.0とする。すなわち、(5.1)式の r 値は次の載荷速度効果式で表されるものとする。

$$\frac{1}{r} = 0.0169 d_A + 0.0433 |d_B| + 3.0 \quad (5.2)$$

ここで、 d_A は累積塑性変形率、 d_B は変位履歴中の最後の変位反転点からの塑性変形率である。

この荷重速度効果式(5.2)式を用いて動荷重実験値に含まれる各瞬間の荷重速度効果を予測し、動荷重実験値(M)から荷重速度効果を取り除いた値(M_f)を求める。これを用いて前章図 4.10 と同じく各瞬間の柱脚曲げモーメント(M_f)と柱軸力の関係を求めた結果を図 5.1 に示す。図 4.10 と図 5.1 を比較すると明確な違いが認められる。すなわち、変動軸力を受ける動荷重実験値の柱脚曲げモーメント(M)から荷重速度効果を(5.2)式によって取り除けば、その塑性変形域の曲げ耐力と終局曲げ耐力計算値(M_u)との対応が良好になる。なお、両者の差に関しては、 M_u 計算で鉄筋の歪硬化を無視しているためこれが実験値(M_f)が計算値(M_u)を上回る理由のひとつになっている。

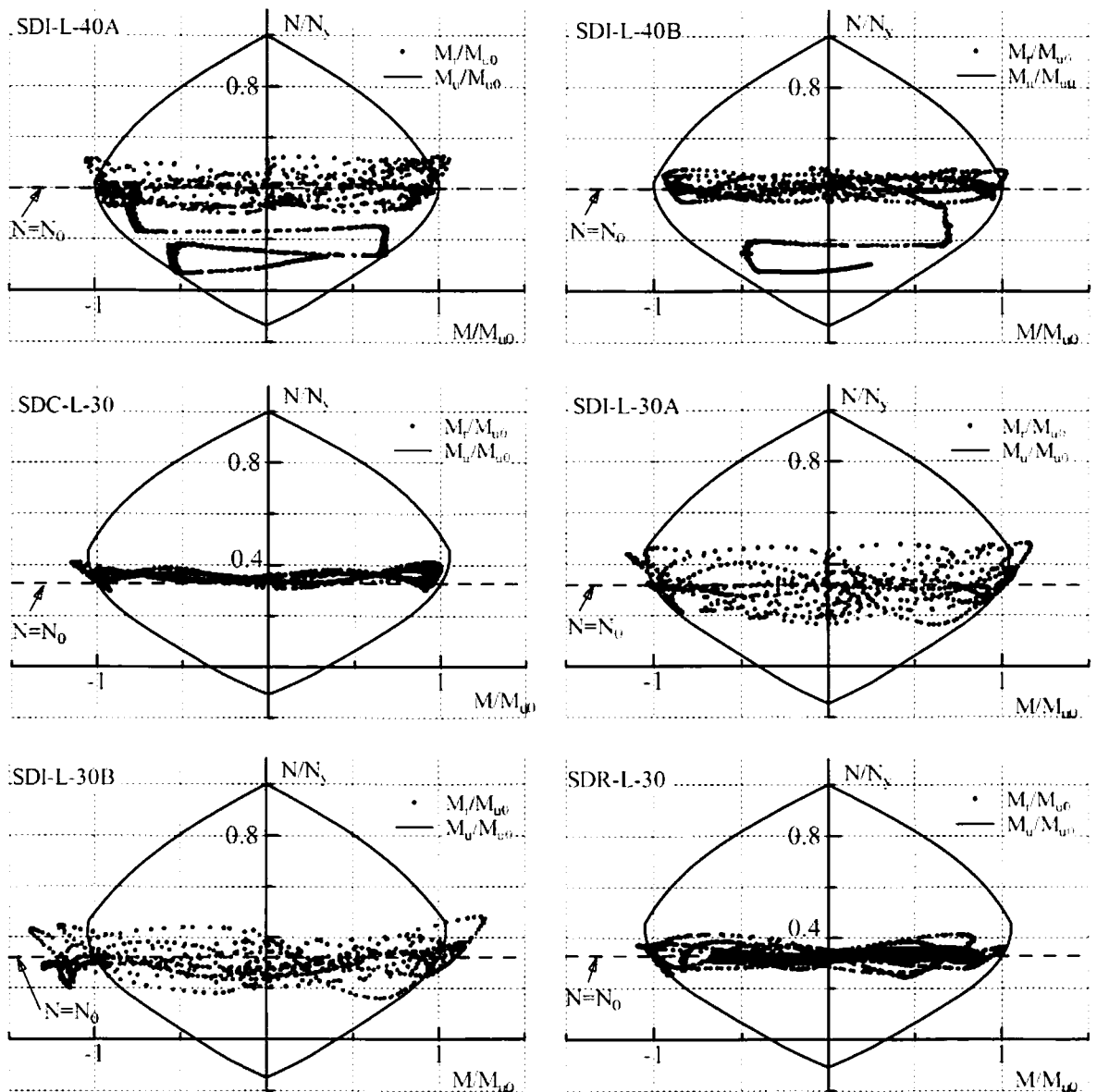


図 5.1a 荷重速度効果を取り除いた動荷重実験値(M_f)と終局曲げ耐力計算値(M_u)の N-M 関係

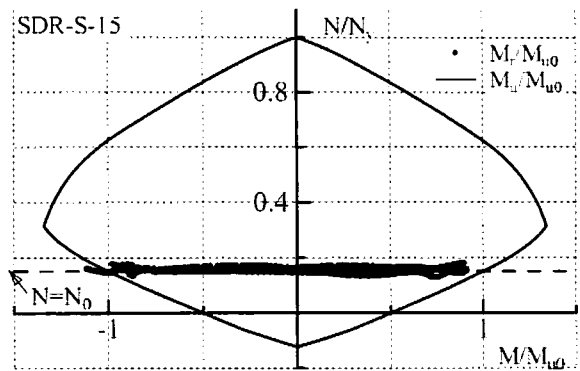
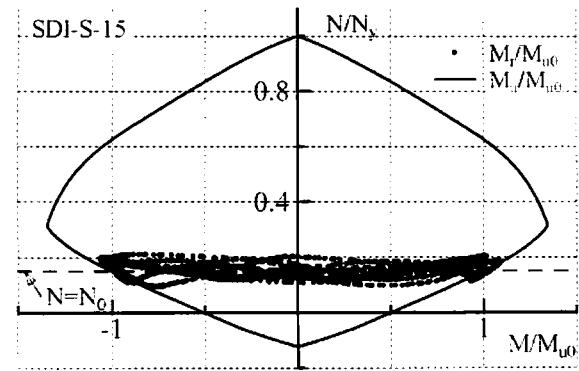
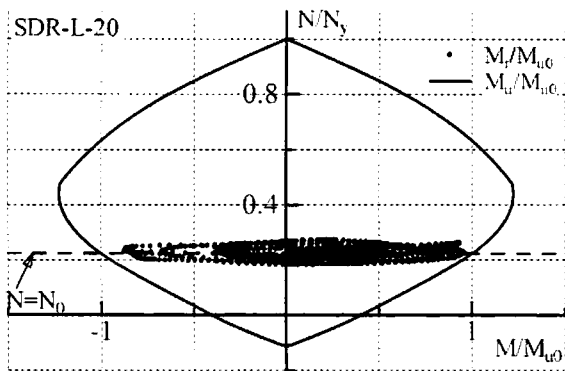
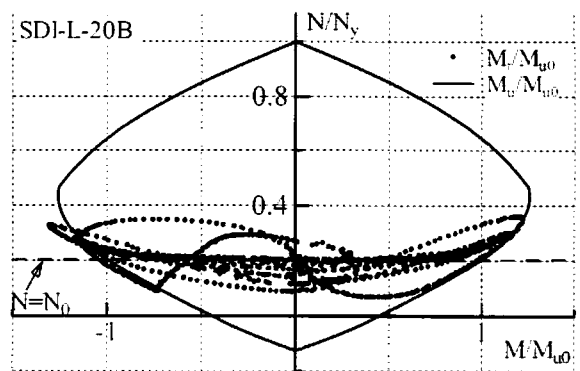
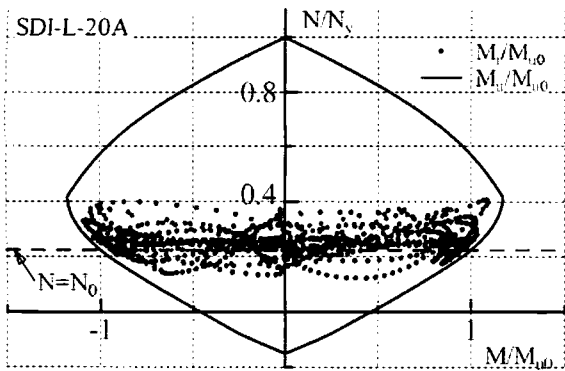


図 5.1b 載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値(M_r)と終局曲げ耐力計算値(M_u)の N-M 関係

5. 2. 2 変動軸力の影響

図 5.2 では動載荷実験値を初期軸力による終局曲げ耐力(M_{u0})で無次元化した場合と各瞬間の軸力に対する終局曲げ耐力計算値 M_u で無次元化した場合を比較する。 M_{u0} で無次元化した場合を細線で、 M_u で無次元化した場合を細線で示す。太線で示す復元力(M/M_u)の履歴形状は塑性変形域の曲げ耐力が一定値に近づくことにより明らかに規則的になる場合がある。しかしながら、同時にその塑性変形域の曲げ耐力は終局曲げ耐力計算値(M_u)をいずれの場合も大きく上回り、かつ、その値も繰返し変位サイクルごとに大きく異なる場合がある。

図 5.3 に示す太線は、動載荷実験値(M)から荷重速度効果式によって荷重速度効果を取り除いた値(M_r)を各瞬間の軸力に対する終局曲げ耐力計算値(M_u)で無次元化した値で、変動軸力の影響と荷重速度効果の両者を取り除いた無次元復元力である。同じ動載荷実験値を一定値の終局曲げ耐力計算値(M_{u0})で無次元化した細線の値と比較するならば、太線で表す復元力(M_r/M_u)の履歴形状は明らかに規則的であると同時に塑性変形域の曲げ耐力も終局曲げ耐力計算値(M_u)でほぼ近似されている。

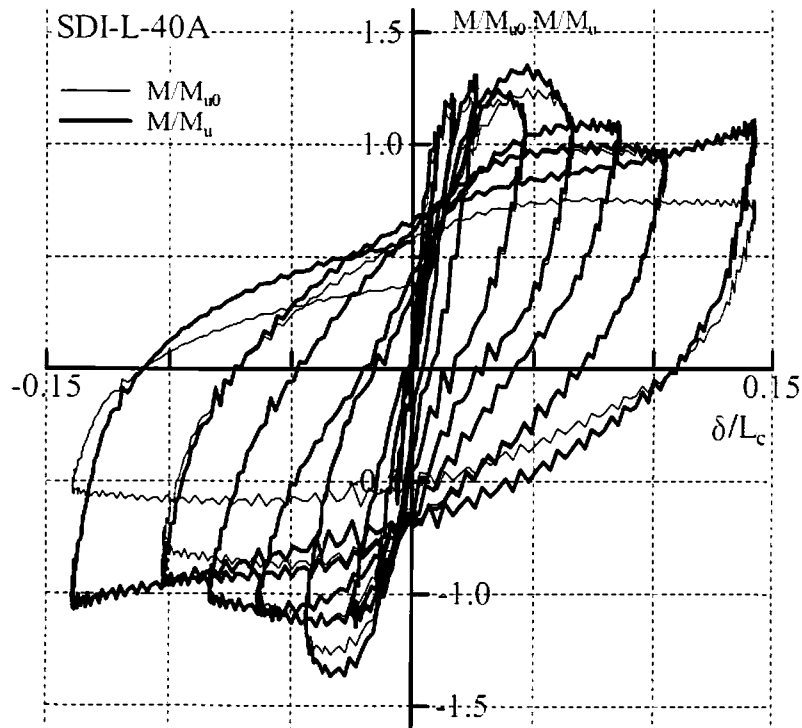


図 5.2a 変動軸力の影響のみを取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

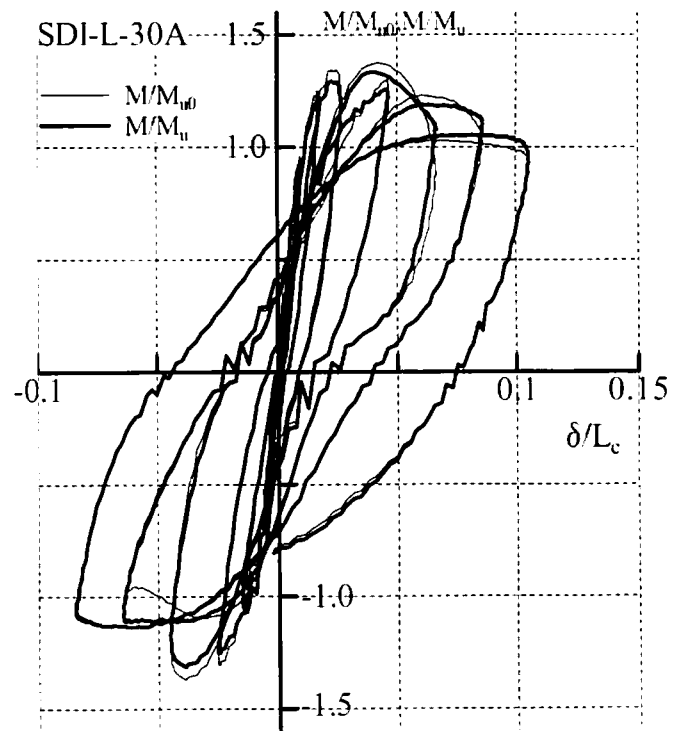
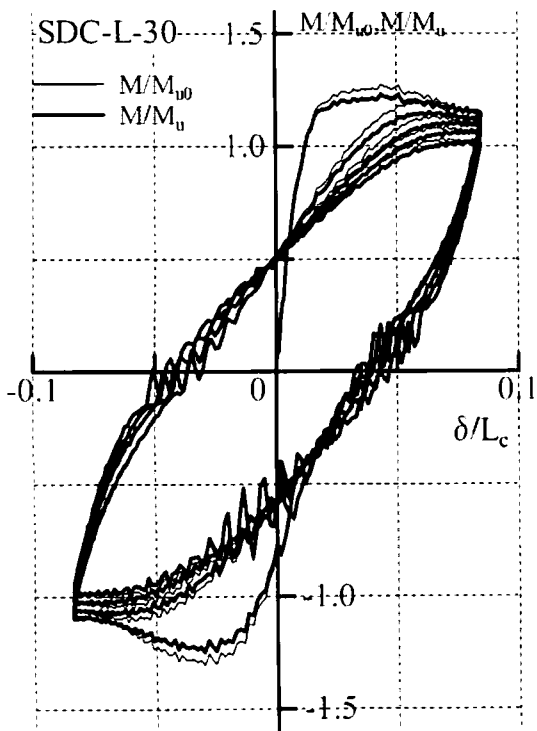
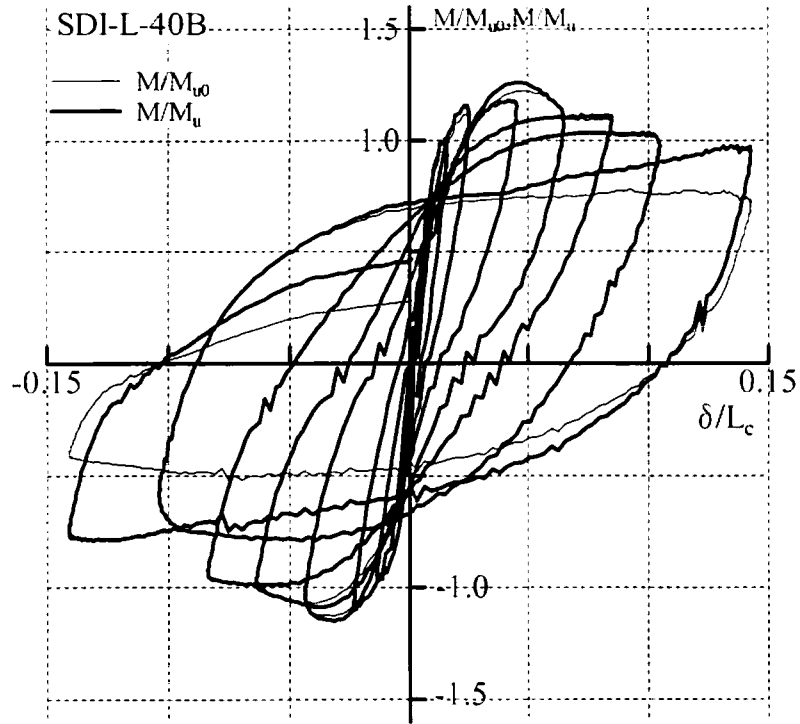


図 5.2b 変動軸力の影響のみを取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

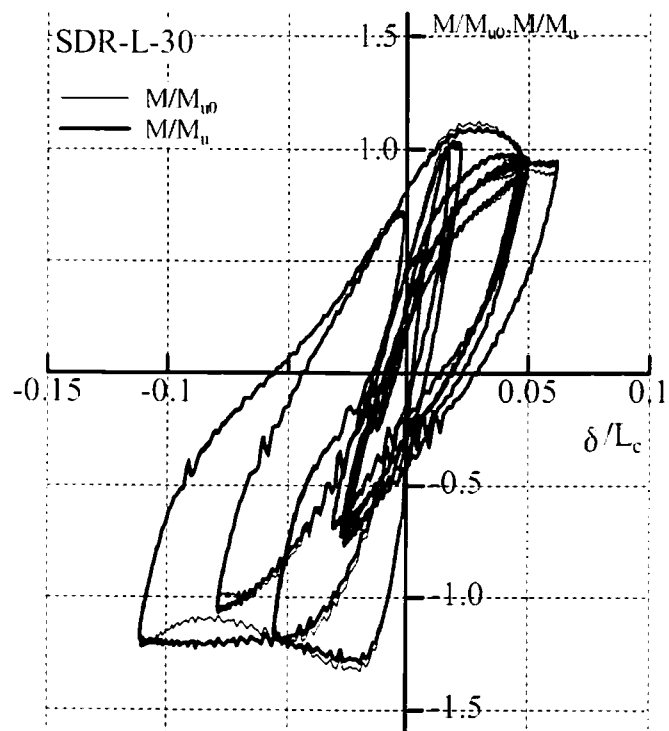
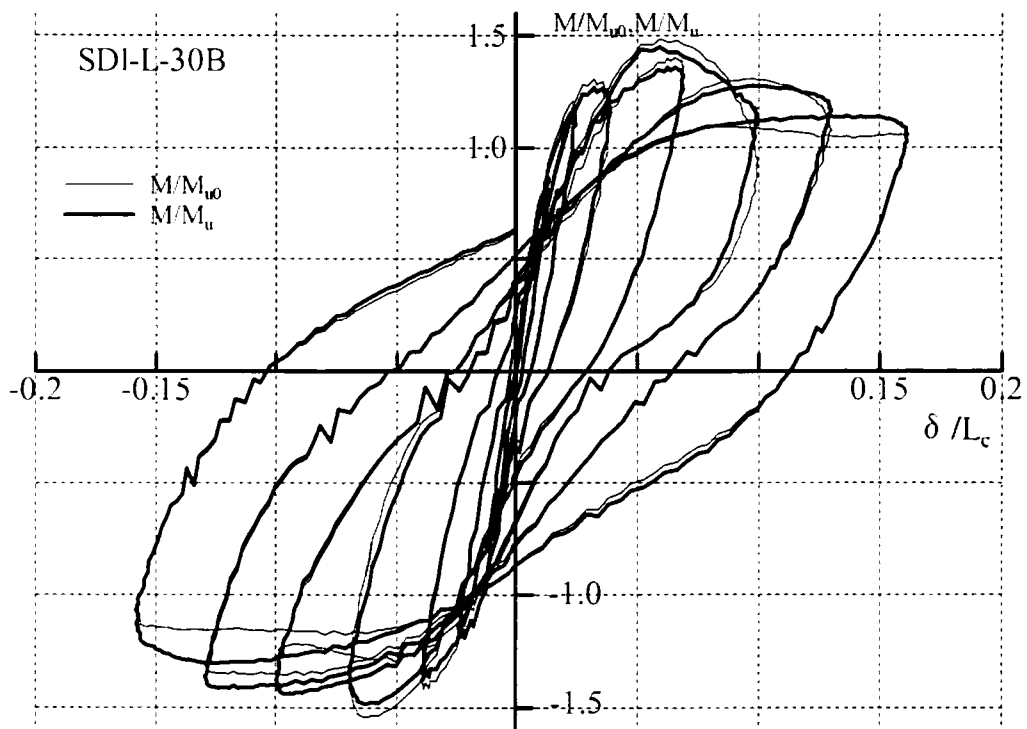


図 5.2c 変動軸力の影響のみを取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

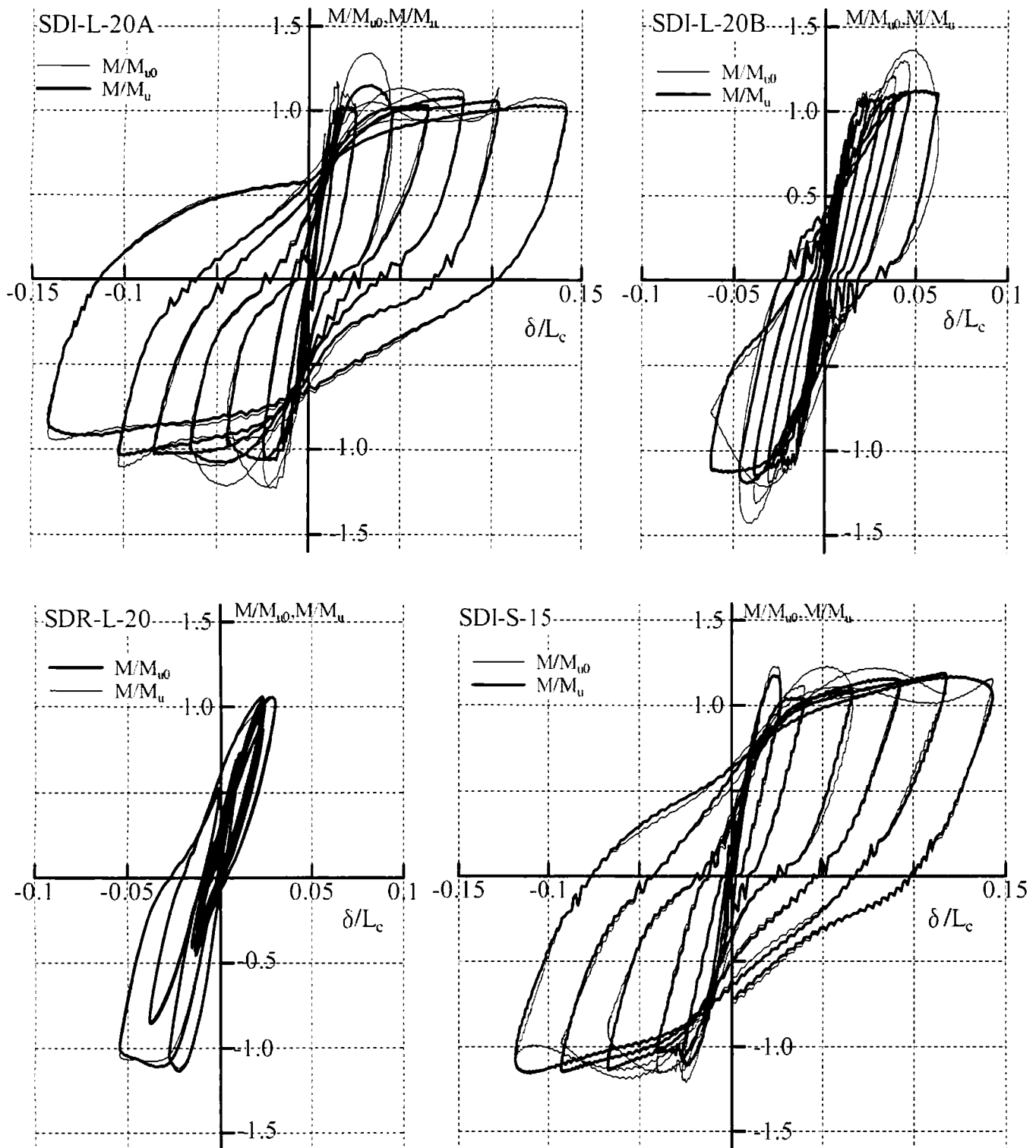


図 5.2d 変動軸力の影響のみを取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

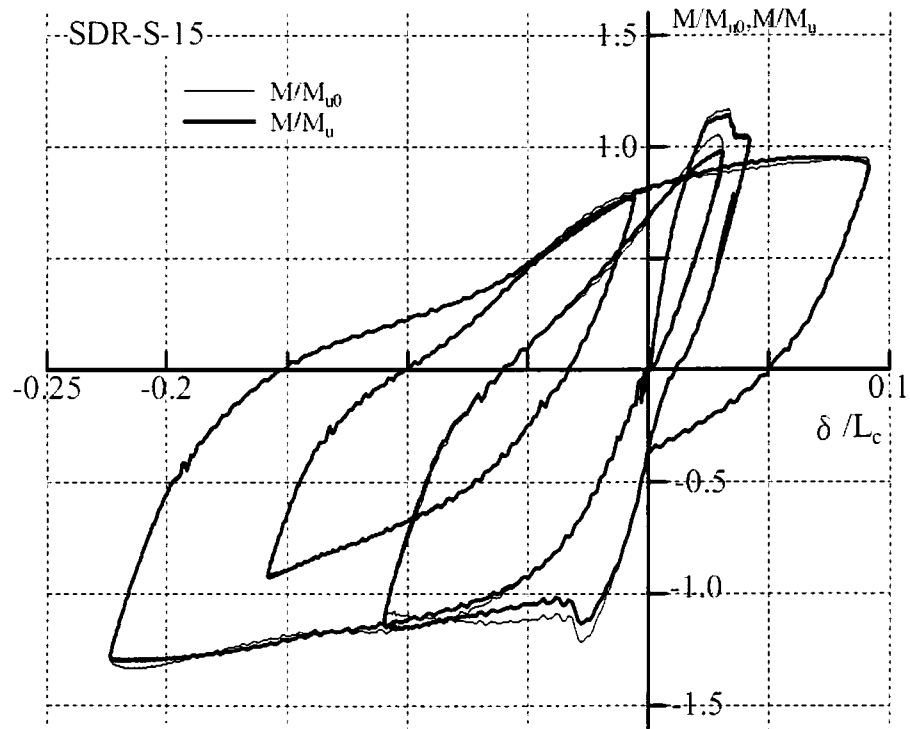


図 5.2c 変動軸力の影響のみを取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

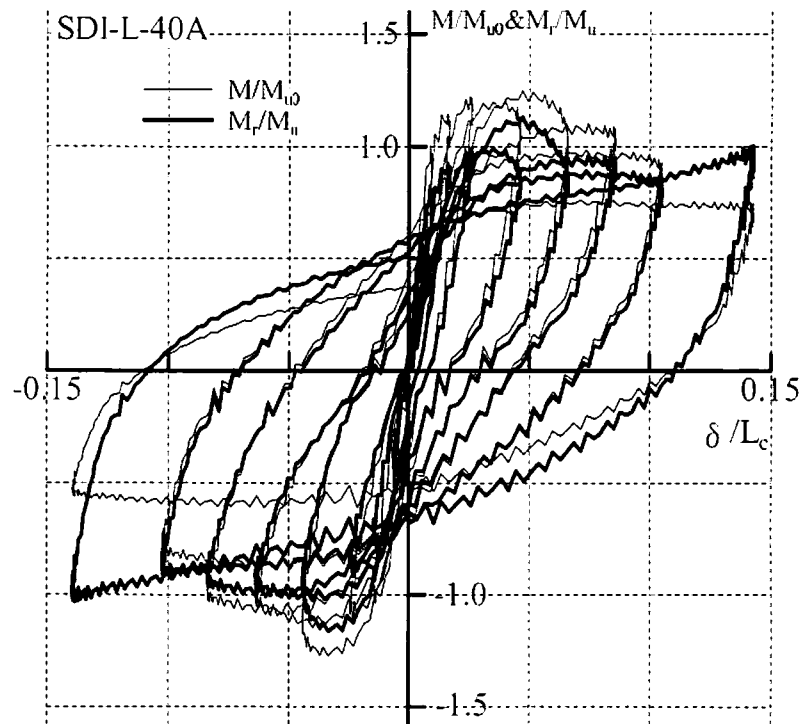


図 5.3a 変動軸力の影響と載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

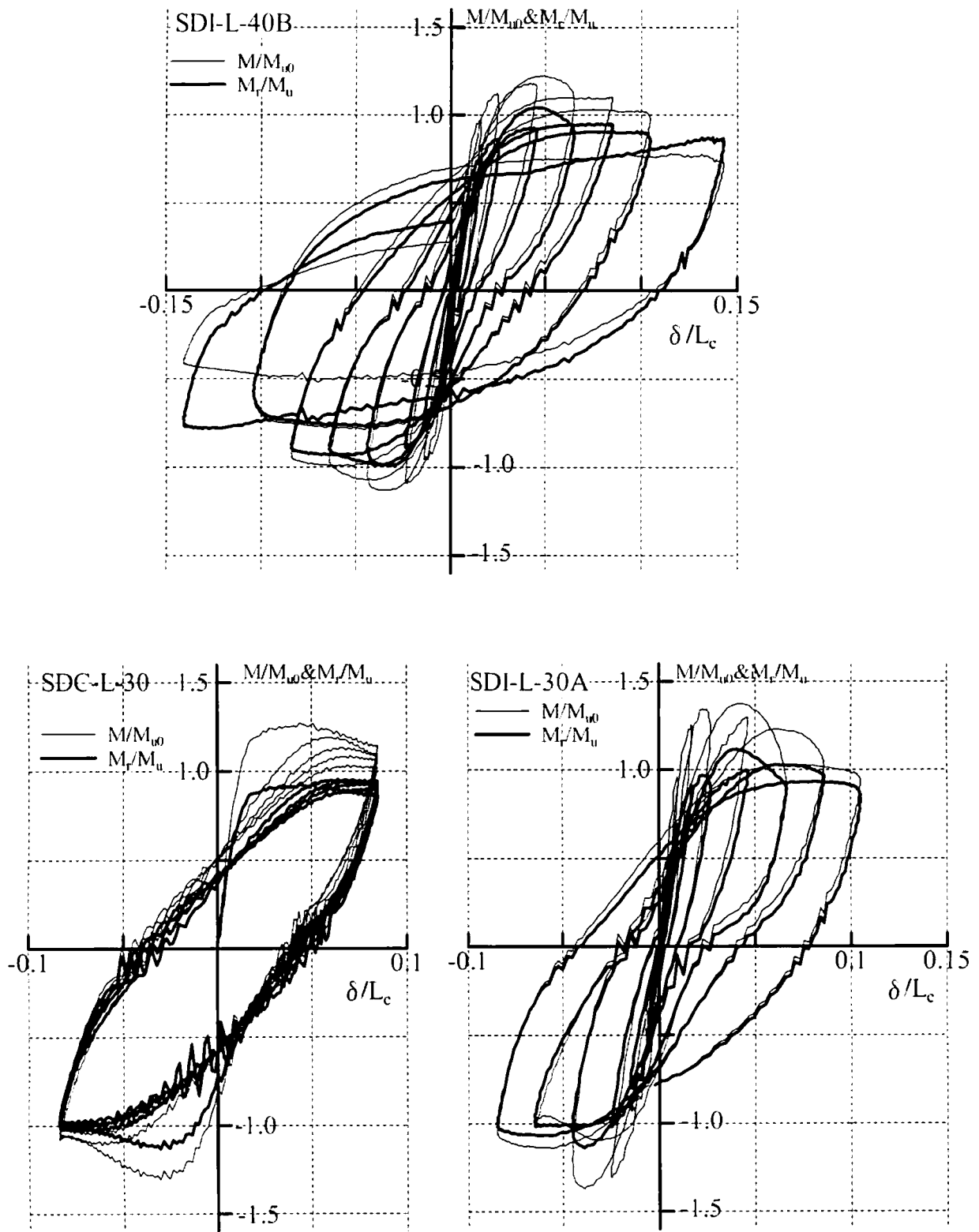


図 5.3b 変動軸力の影響と載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

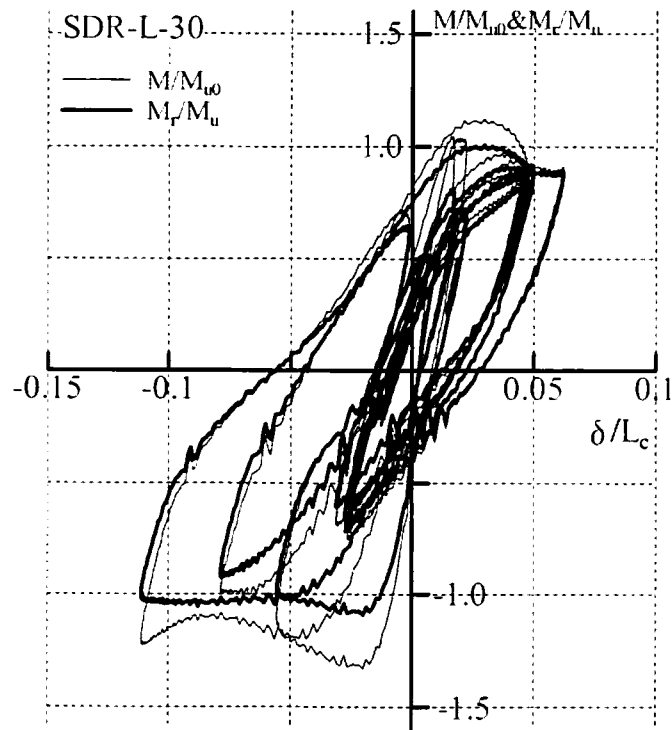
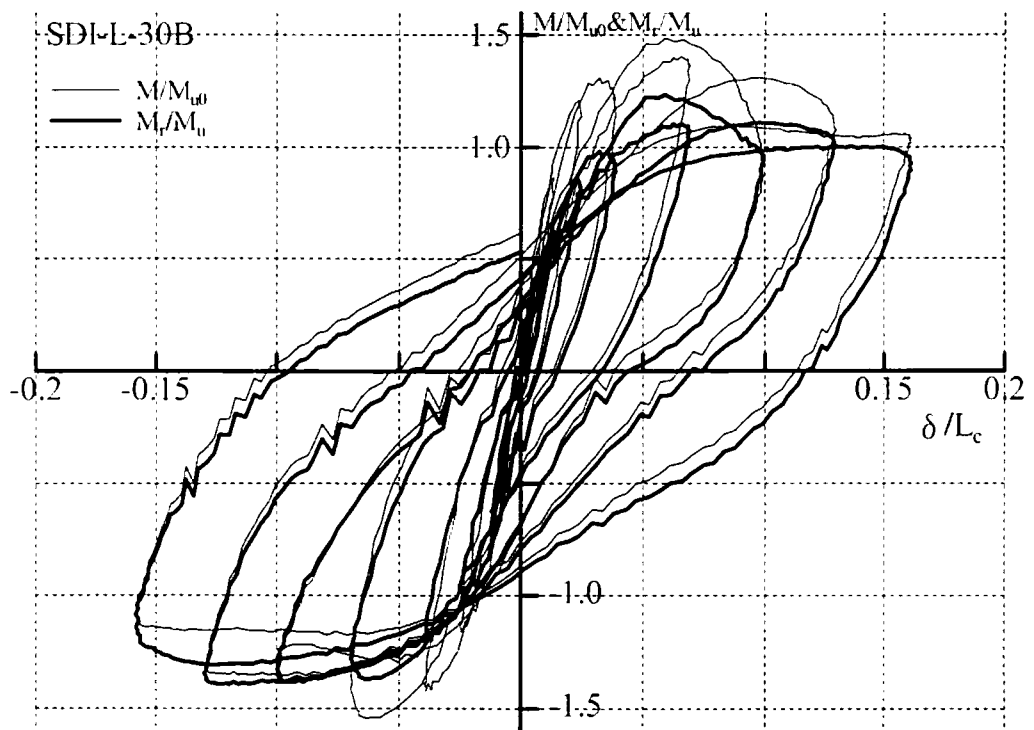


図 5.3c 変動軸力の影響と載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

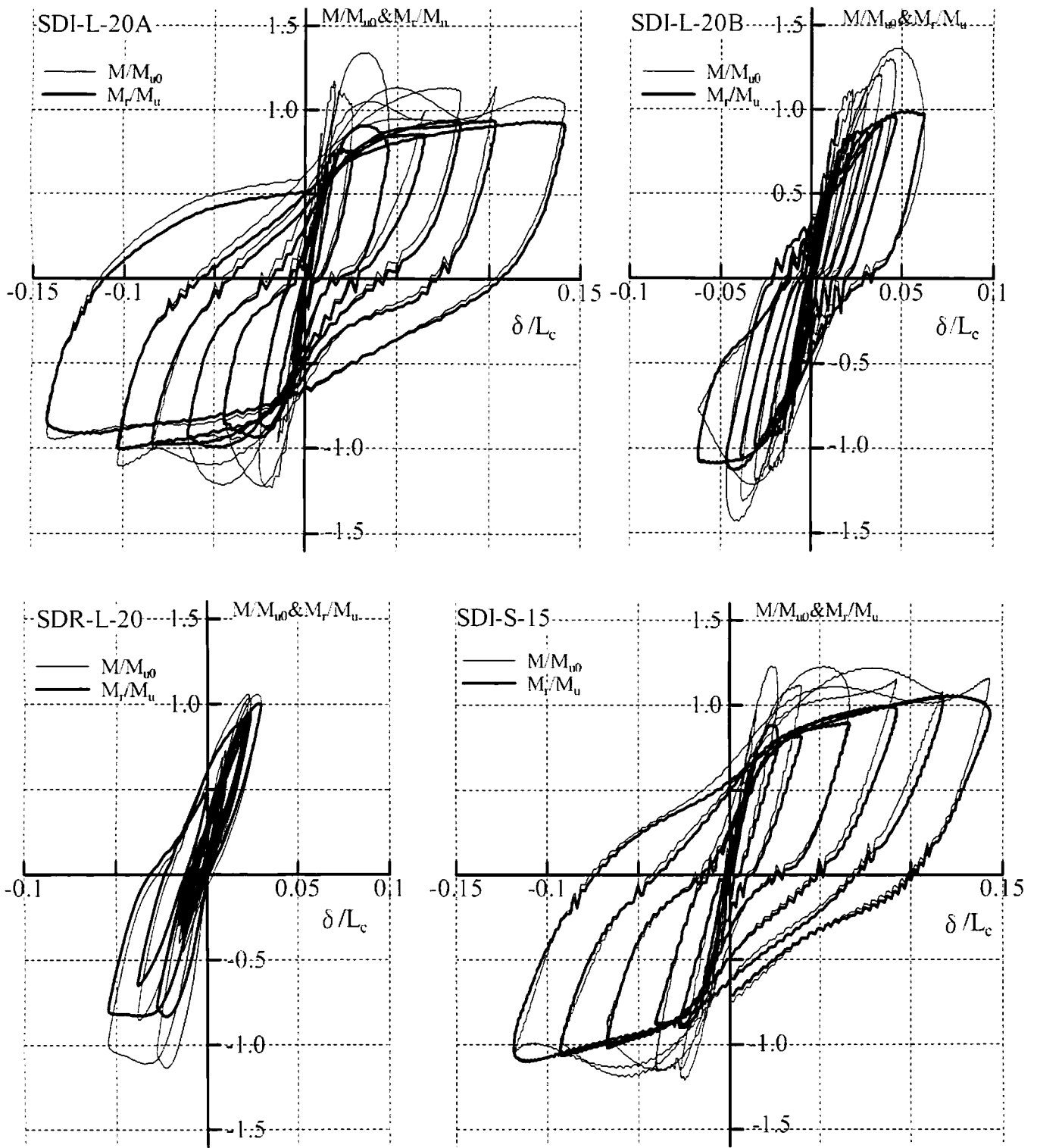


図 5.3d 変動軸力の影響と載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

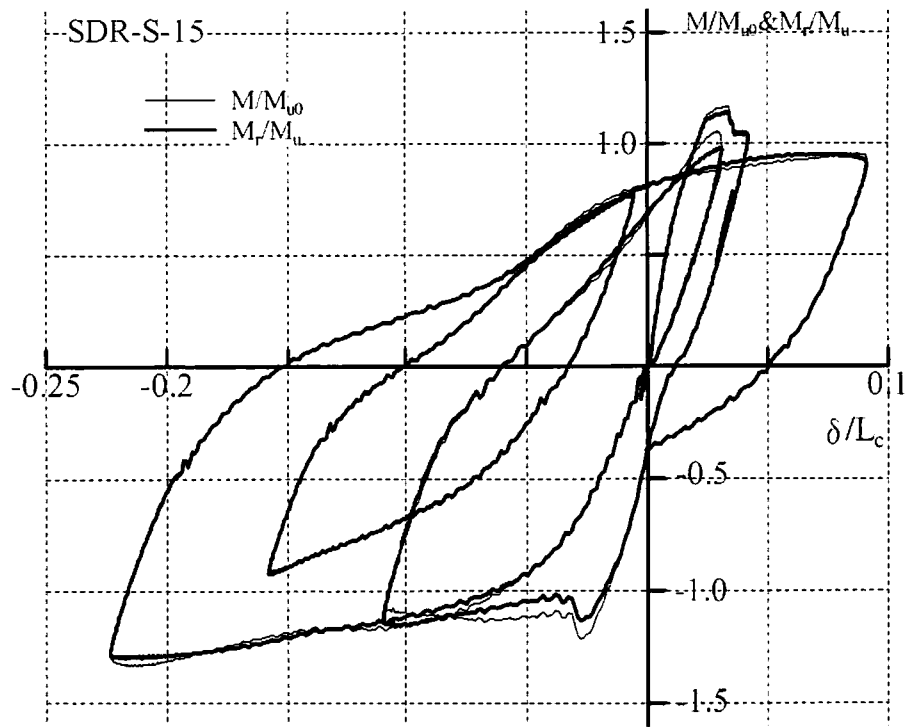


図 5.3c 変動軸力の影響と載荷速度効果を取り除いた動載荷実験値の荷重変形関係

5. 3 変動軸力を考慮した動的復元力モデルの提案

動載荷実験値(M)から変動軸力の影響と載荷速度効果の両者を取り除いた無次元復元力(M_r/M_u)は、柱軸力一定の無次元静載荷実験値(M/M_{u0})に相当する値である。よく知られているように静載荷実験値の復元力(M/M_{u0})に関しては良好なモデル化が可能である⁶⁾。それと同様に、図 5.3 の結果から推測し(M_r/M_u)値に対しても静的復元力モデルによるモデル化が可能であると考えられる。ここでは、この考え方にもとづいて変動軸力を受ける柱の動的復元力モデルを求める。

5. 3. 1 基準復元力モデル

鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答の数値解析に有効であること、すなわち、単純な復元力モデルであると同時に応答変形の大きい範囲での復元力が良好に近似できることを条件として鉄筋コンクリート柱の復元力モデルを求める。

まず、動的復元力モデルの基準となる静的復元力モデルについて説明する。微小変形域の鉄筋コンクリート柱の復元力については詳細な復元力モデルの検討が行われている⁶⁾が、ここでは上記の条件により単純にこれを Bi-linear モデルでこれを近似する。また、終局曲げ耐力(M_u)に達した後の柱変形が大きい範囲では修正 Clough モデルでその無次元復元力を近似することとする。以後この無次元復元力モデルを基準復元力モデルと呼ぶ。この基準復元力モデルの骨格曲線は図 5.4 の太線で示すように、終局曲げ耐力計算値(M_u)、初期ひび割れ曲げ耐力計算値(M_c)、部材剛性(K_0, K_1)の各復元力特性値で表す。ここで K_0 は第 2 章(2.3)式による初期弾性剛性、 K_1 は(2.3)式中の鉄筋コンクリート部材断面曲げ剛性(EI)をコンクリート曲げひび割れ後の曲げ剛性で表す場合の部材剛性である。モデルの骨格曲線では塑性変形域の曲げ耐力を終局曲げ耐力計算値(M_u)で表し、その勾配を初期弾性剛性(K_0)の 1/1000 倍とする。また、除荷時剛性低下率は $\mu^{-\alpha}$ (μ : 経験した最大塑性率、 $\alpha=0.5$)である。これらの値は実験値との対応が良好になるものを選んだ結果である。

基準復元力で表した静的復元力と静載荷実験復元力を比較すると図 5.5 となる。太線がモデルの値で細線が静載荷実験値である。微小変形域を除けば、復元力の履歴形状、終局曲げ耐力計算値(M_u)で表した塑性域の曲げ耐力、除荷時と負荷時を含めた剛性劣化挙動がほぼ予測されており、これらの結果には既報の研究結果と矛盾するところはない。

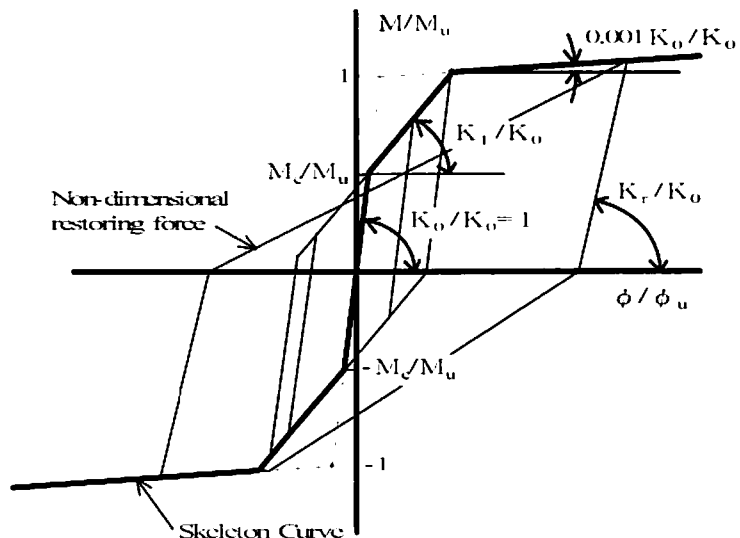


図 5.4 基準復元力モデル

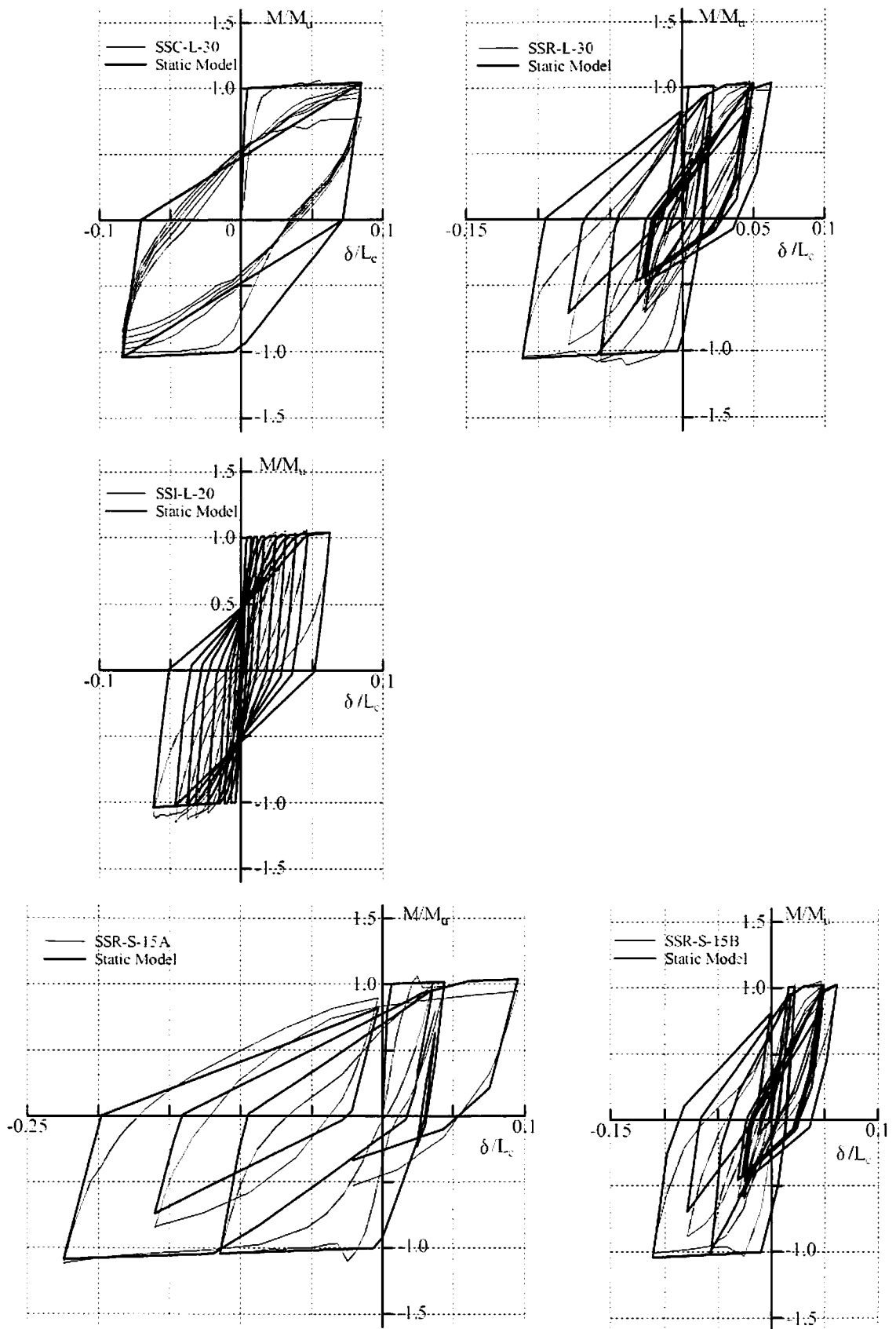


図 5.5 静載荷実験値と基準復元力モデル

5. 3. 2 動的復元力モデル

動載荷実験値を各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値(M_u)で無次元化することにより変動軸力の影響が取り除かれ、載荷速度効果式(5.2)式を適用することにより載荷速度効果が取り除かれてその無次元復元力特性は柱軸力一定の静載荷実験の結果に対応することを5.2節で述べた。これを逆に適用することで動的復元力モデルを得る。すなわち、柱軸力一定の場合の静的復元力を表す基準復元力モデルに載荷速度効果式(5.2)式を適用して載荷速度効果を加え、基準復元力モデル中の M_u には変動する各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値を与えることによって変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動的復元力を決定する。

この方法で求められる動的復元力モデルは任意の変形、変形速度、変動軸力に対する鉄筋コンクリート柱の曲げに対する復元力を決定できるもので、かつ、比較的単純なモデルであるため鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析に容易に適用できる復元力モデルとなる。

この動的復元力モデルによって動載荷実験で得られた各試験体の荷重変形関係を予測し実験値と比較した結果を図 5.6 上段に示す。太線がモデルの値で細線が動載荷実験値である。微小変形域の近似精度に難点があるが、変形が大きい塑性域の曲げ耐力及び復元力の複雑な履歴形状は概略近似されている。

また、図 5.6 中段には動載荷実験における軸力比-柱変形角関係を、下段には変動する軸力に応じて変動する終局曲げ耐力計算値(M_u)と柱変形角の関係を示す。軸力比の変動の大きさは実験によって異なるが、それと終局曲げ耐力計算値の変動との対応関係は初期軸力比によって異なる。

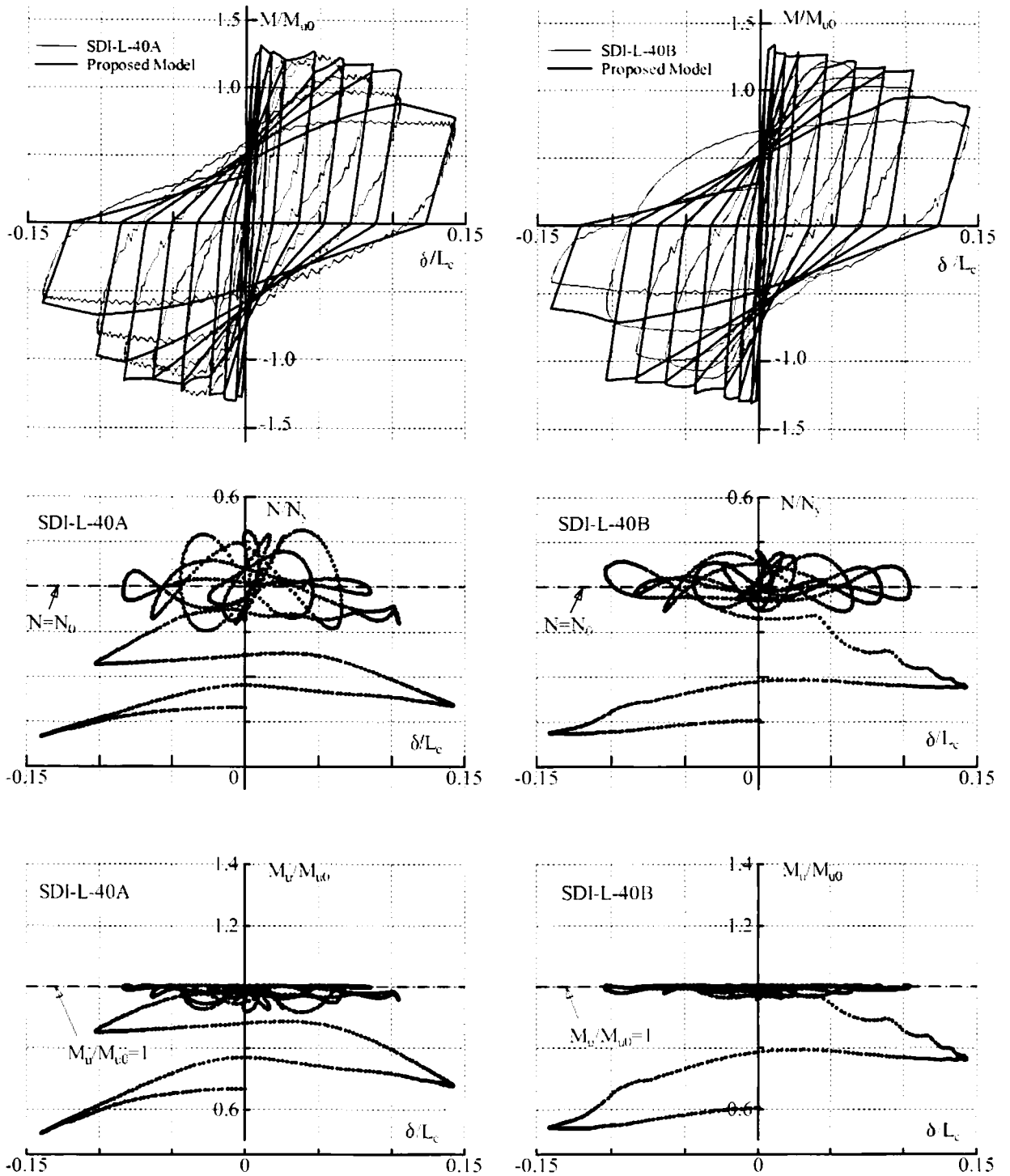


図 5.6a 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

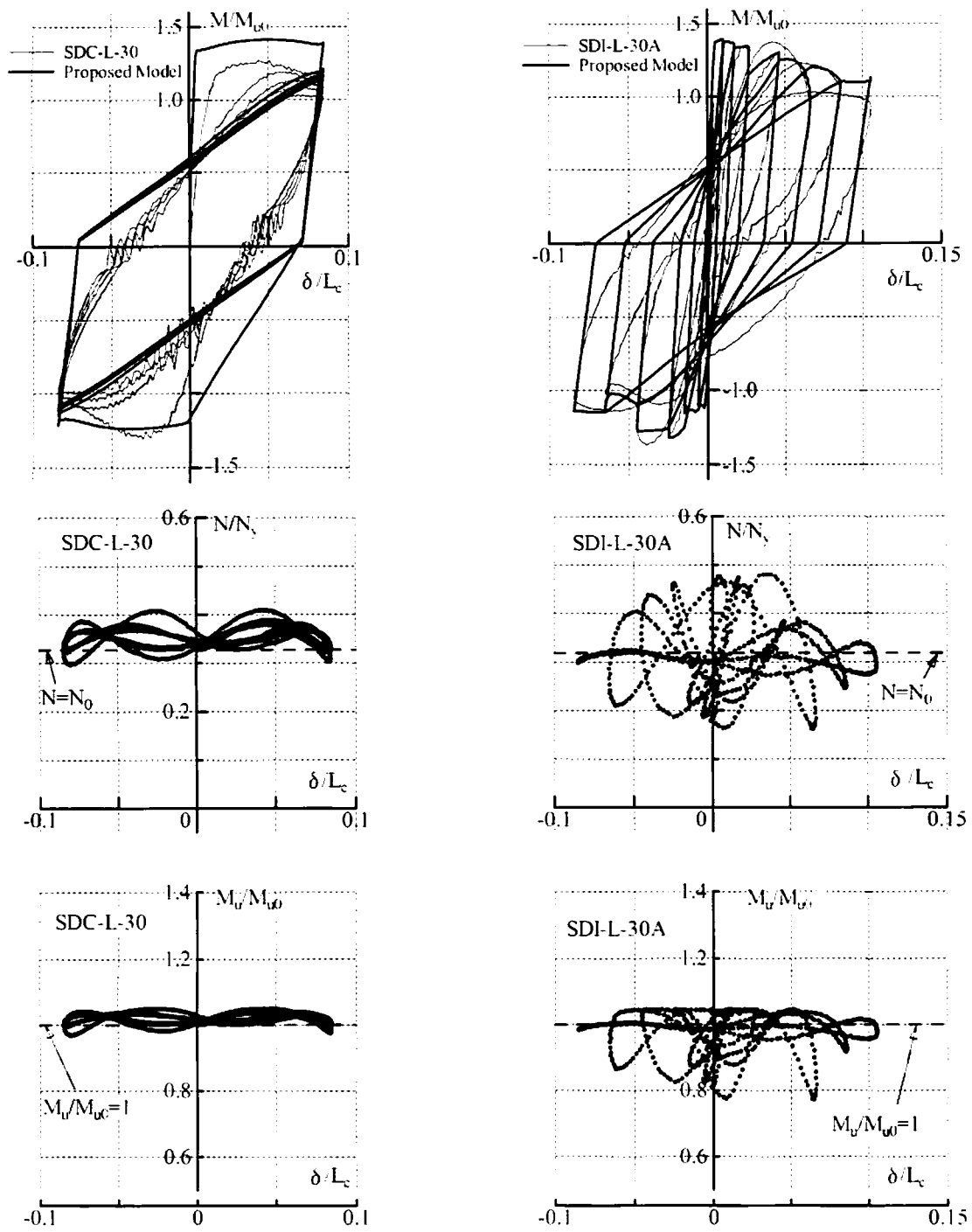


図 5.6b 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

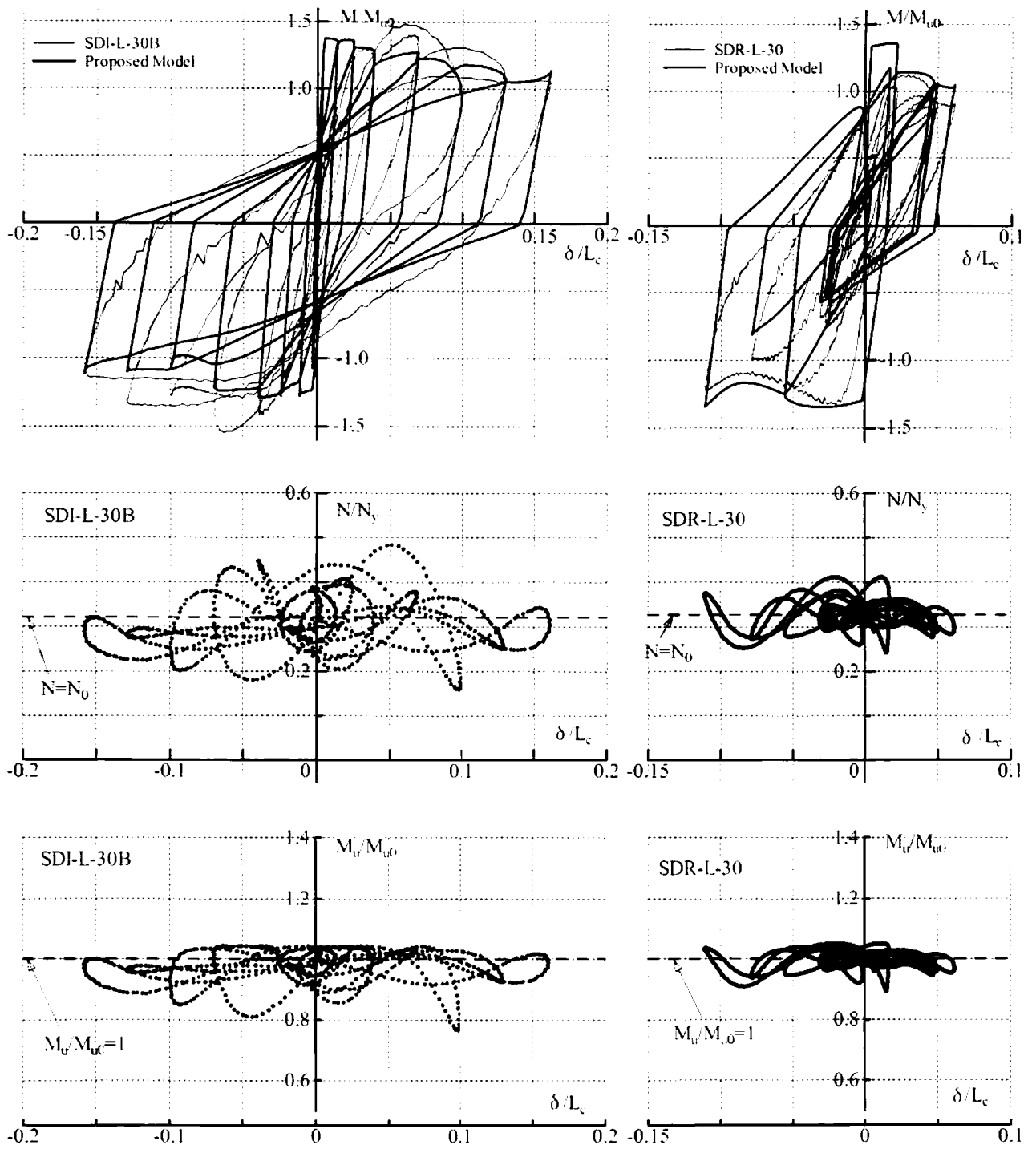


図 5.6c 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

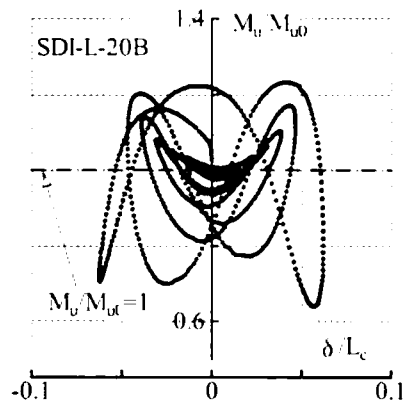
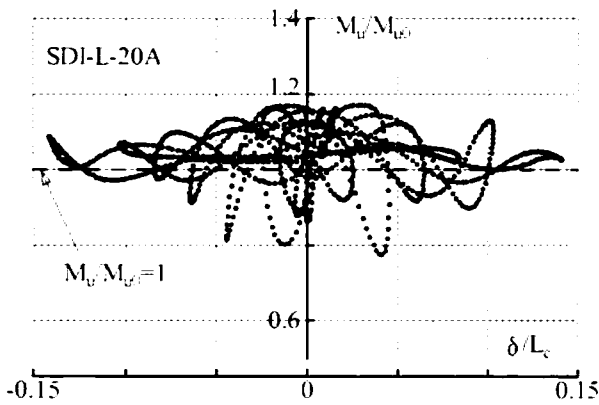
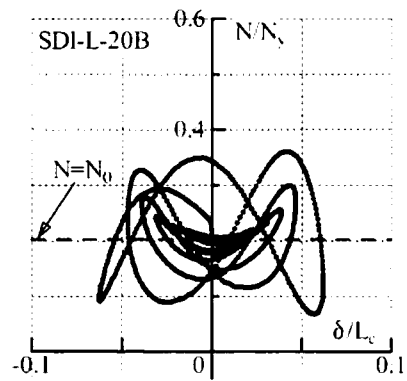
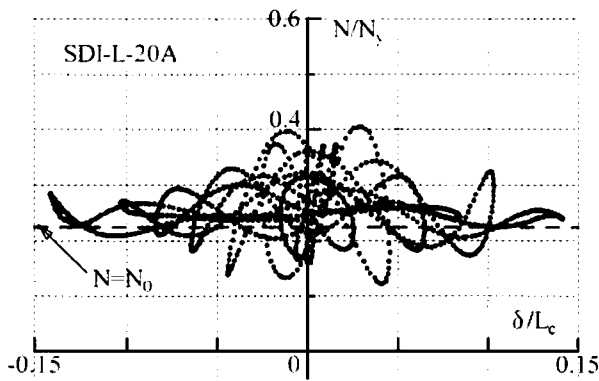
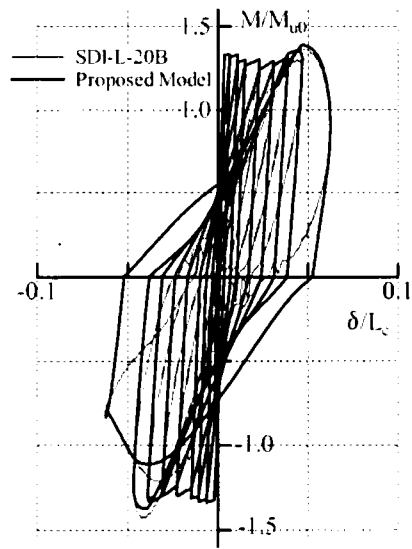
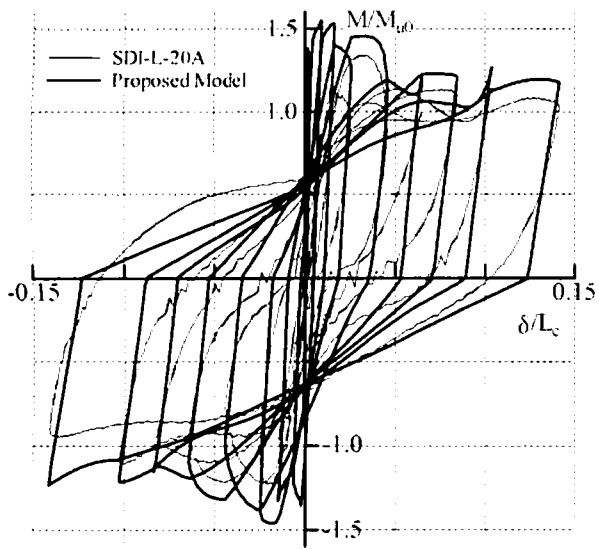


図 5.6d 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

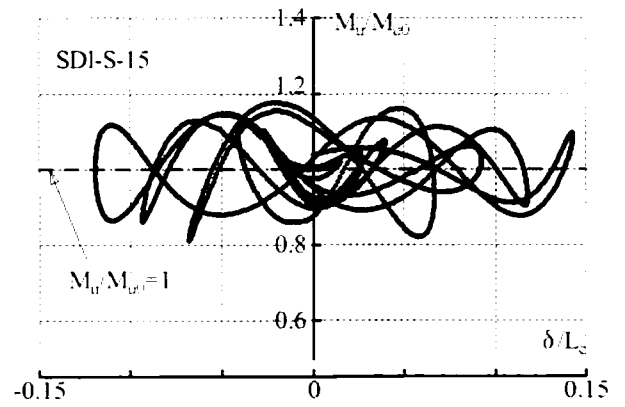
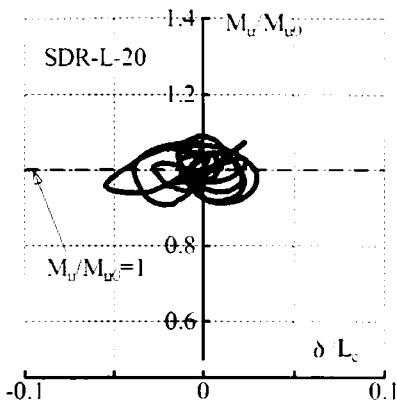
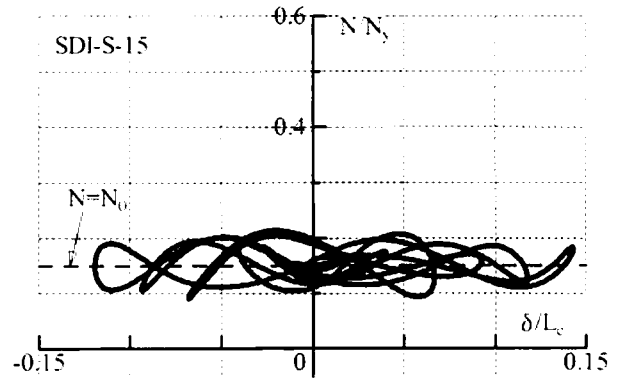
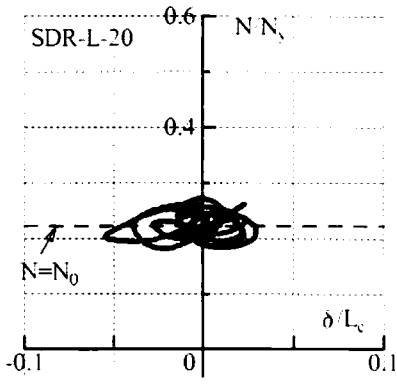
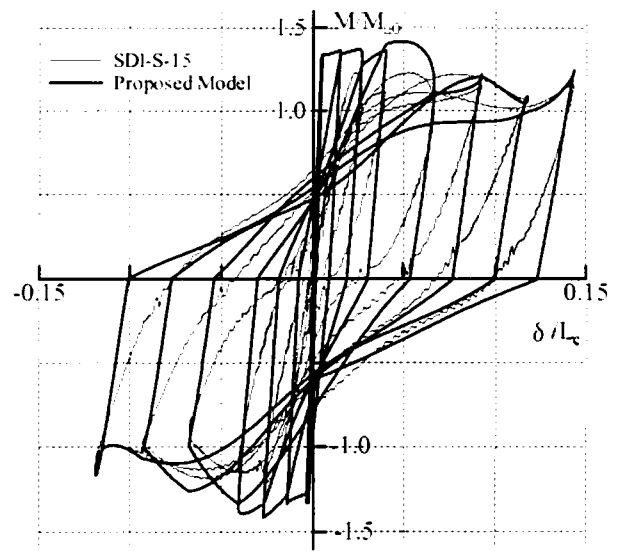
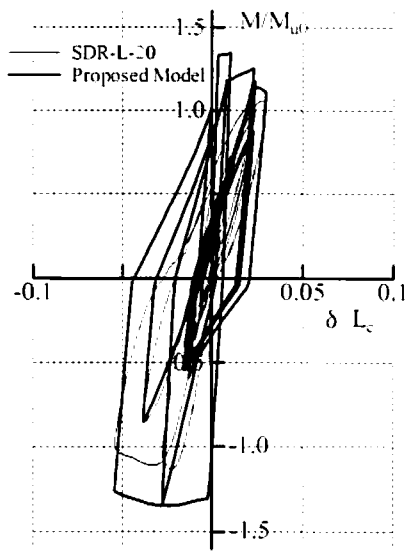


図 5.6c 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

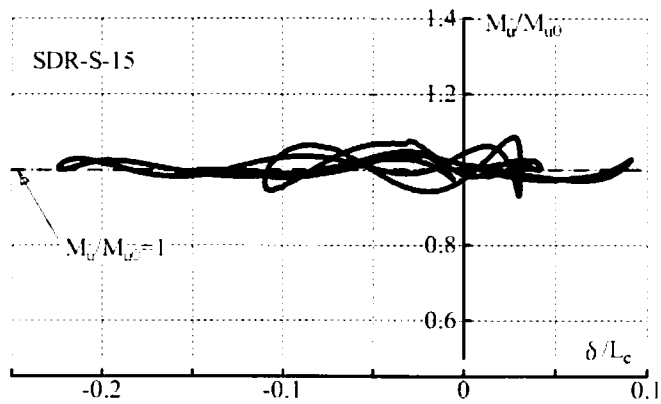
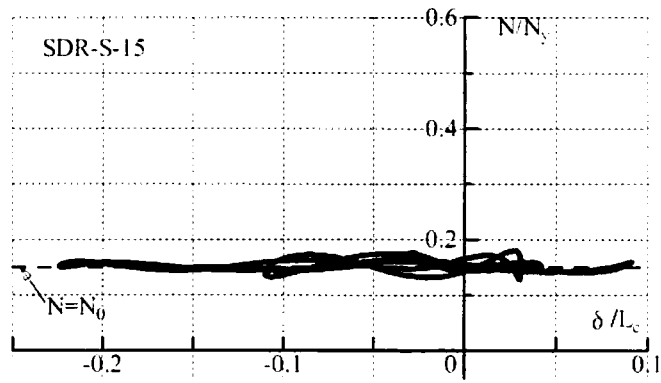
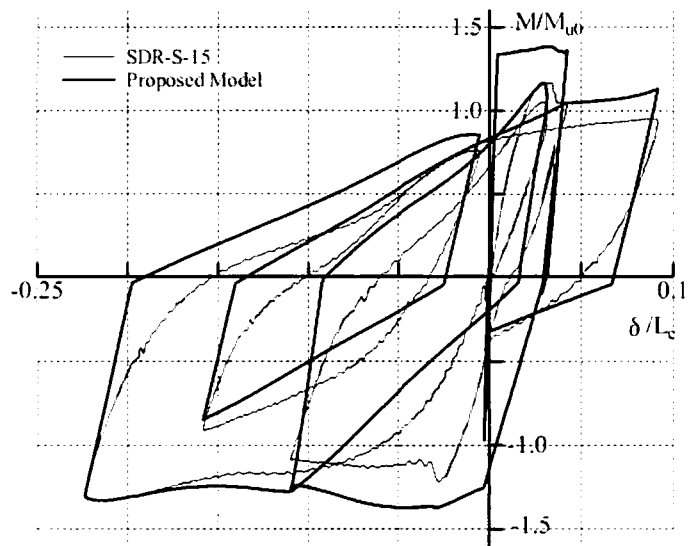


図 5.6f 上段：動載荷実験値と動的復元力モデル
 中段：軸力比-柱変形角関係（動載荷実験）
 下段：終局曲げ耐力計算値-柱変形角関係（動載荷実験）

5. 3. 3 動的復元力モデルの近似精度

動載荷実験で得られた各試験体のエネルギー吸収量(E_t)と動的復元力モデルで求められるエネルギー吸収量(E_m)を比較し、動的復元力モデルの近似精度を表す。ここでエネルギー吸収量とは柱脚曲げモーメント(M)と部材変形角 δ/L_c ($=\phi$) で表される次の値である。

$$\begin{aligned} E_t &= \sum \frac{M \Delta\delta}{L_c} \\ E_m &= \sum \frac{{}_mM \Delta\delta}{L_c} \end{aligned} \quad (5.3)$$

上式中、 M は動載荷実験値、 ${}_mM$ はモデルの復元力、 Σ は増分和を表す。エネルギー吸収量の計算区間は十分大きい塑性変形を与えた試験範囲のうち柱が曲げ降伏型の挙動を示す区間とする。具体的には図 5.6 に示す変位区間である。

鉄筋コンクリート柱のエネルギー吸収量で実験値とモデルの復元力を比較した場合、復元力の履歴形状そのものの違いを表せない可能性がある。すなわち、エネルギー吸収量に差が現れないが復元力の履歴形状が異なる場合の近似精度を表すため、さらに実験結果の復元力とモデルの復元力との差の絶対値を変形で積分した次式の ΔE 値を求め、この ΔE 値による復元力モデルの誤差も合わせて示す。

$$\Delta E = \sum \frac{|M - {}_mM| |\Delta\delta|}{L_c} \quad (5.4)$$

これらの値で表した各試験体の近似精度を表 5.1 に示すが、同表には静的復元力モデルと静載荷実験値についても同様の値(E_m/E_t 、 $\Delta E/E_t$)を求め比較のためこれを示す。

また、エネルギー吸収量とは別に、各変位履歴中に現れた実験値の柱脚曲げモーメントの最大値(${}_mM_t$)と復元力モデルの最大値(${}_mM_m$)の比も表 5.1 に示す。

最大曲げ耐力については、柱変動軸力の影響と載荷速度効果を考慮した動的復元力モデルの予測値が 0.91~1.14 であるのに対し、両者の影響を考慮しない静的復元力モデルにおいては ${}_mM_m / {}_mM_t = 0.70 \sim 0.87$ であり、明らかに動的復元力モデルが実験値とよい対応を示している。

基準復元力モデルを単純な折線で表現したため、ランドハウス型である実際の復元力の履歴曲線がこれに内接する形(図 5.5 参照)での近似となっている。この結果、復元力モデルのエネルギー吸収量は実際の値より大きくなるのは避けられず、表の E_m/E_t 値も同様の結果を示し、必ずしも良い結果が得られていない。ただし、動的復元力モデルと静的復元力モデルを比較すれば、動的復元力モデルで動載荷実験値を近似した E_m/E_t 値は静的復元力モデルで静載荷実験値を近似した場合と同程度の近似精度が得られている。

$\Delta E/E_t$ 値に関しては塑性変形域が狭い SDR-L-20 の試験体を除き全ての試験体において動的復元力モデルが静的復元力モデルの場合より良い結果となっており、ここで求めた動的復元力モデルの妥当性が確かめられている。

表 5.1 動的復元力モデルの近似精度

実 験 名		提案復元力モデル			基準復元力モデル		
		mM_m/mM_t	E_m/E_t	$\Delta E/E_t$	mM_m/mM_t	E_m/E_t	$\Delta E/E_t$
動 載 荷 実 験	SDI-L-40A	1.02	1.18	0.35	0.83	1.15	0.41
	SDI-L-40B	1.08	1.23	0.40	0.85	1.17	0.47
	SDC-L-30	1.07	1.27	0.42	0.80	1.09	0.45
	SDI-L-30A	1.00	1.15	0.42	0.76	1.08	0.48
	SDI-L-30B	0.91	1.10	0.42	0.70	0.98	0.47
	SDR-L-30	1.02	1.26	0.54	0.80	1.08	0.58
	SDI-L-20A	1.13	1.26	0.37	0.78	1.07	0.37
	SDI-L-20B	0.94	1.74	0.84	0.71	1.47	0.85
	SDR-L-20	1.12	1.89	1.04	0.87	1.58	0.88
	SDI-S-15	1.14	1.13	0.39	0.87	1.00	0.42
	SDR-S-15	1.01	1.27	0.49	0.80	1.13	0.55
静 載 荷 実 験	SSC-L-30	0.97	1.26	0.35	0.97	1.26	0.35
	SSR-L-30	0.95	1.29	0.64	0.95	1.29	0.64
	SSI-L-20	0.91	2.13	1.29	0.91	2.13	1.29
	SSR-S-15A	0.96	1.07	0.36	0.96	1.07	0.36
	SSR-S-15B	0.99	1.52	0.78	0.99	1.52	0.78

5. 4 結

曲げ降伏型鉄筋コンクリート柱の動載荷実験の復元力特性をもとに変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを提案した。以下に得られた知見をまとめる。

1) 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験で得られた柱脚曲げモーメントに関しては、これに含まれる載荷速度効果が塑性変形と累積塑性変形で表される載荷速度効果式で近似できる。また、変動軸力の影響は各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値を用いて予測できる。

2) 鉄筋コンクリート柱の静的復元力モデルに相当する基準復元力モデルに、載荷速度効果式と各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値を用いて載荷速度効果と変動軸力の影響を与えることによって動的復元力モデルを求めたが、この動的復元力モデルは動載荷実験結果の複雑な復元力の履歴形状と最大曲げ耐力を概略近似できる。

参考文献

- 1) 林静雄, 黒正清治, 寺本英治: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性状に関する実験研究 その1 実験および断面解析, 日本建築学会論文報告集, 第289号, 1980.3, pp.59-66
- 2) 柴田明德, 渋谷純一, 飯藤将之: 変動軸力を伴うRC柱のファイバーモデルによる地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.579-580, 1987.10
- 3) 柴田明德, 渋谷純一, 飯藤将之: 変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性挙動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.301-302, 1988.10
- 4) 李康寧, 小谷俊介, 青山博之: 変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.10-3, pp.467-472, 1988
- 5) 福澤栄治, 磯崎浩, 高橋元美: 柱の変動軸力を考慮したRC造骨組の弾塑性解析 その1 解析法と芯筋柱の構造実験解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第372号, pp.31-43, 1987.2
- 6) 梅村魁(編著): 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, 1982.12

第6章 多層骨組解析への適用

6. 1 序

鉄筋コンクリート多層骨組の弾塑性地震応答解析としては、柱の変動軸力を考慮した解析法¹⁾、載荷速度の影響を考慮した解析法²⁾など各種提案されているが、それらは数値解析モデルあるいは復元力モデルの特性を決定する変数が多く、妥当な応答解析結果を得るためにはこれらを適切に決定する必要がある。また、現状では載荷速度と変動軸力の両者の影響を考慮した鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析方法に関する報告はない。

この章では多層骨組の強震動応答崩壊解析法³⁾を利用して提案した動的復元力モデルが鉄筋コンクリート多層骨組の地震応答解析に有効であることを確かめる。

6. 2 骨組解析モデルと解析方法

ここで多層骨組の数値解析に用いる解析手法は最相³⁾がコンクリート充填円形鋼管(CFT)多層骨組の強震動応答崩壊解析に用いた方法である。

6. 2. 1 骨組解析モデル

鉄筋コンクリート多層平面骨組を、図6.1に示すような剛体の柱梁接合部パネルと両端に弾塑性ヒンジを持つ柱及び梁部材で構成される骨組解析モデルで表す。柱及び梁部材は軸方向にのみ弾塑性変形し、曲げ変形とせん断変形は生じないとし、部材の曲げ変形とせん断変形は両端の弾塑性ヒンジの回転角のみで表すものとする。

骨組の変形は各柱梁接合部パネル中心の回転変形角 θ_i 、水平変位 u_i 、鉛直変位 w_i (i は接合部パネル番号)で表す。骨組の質量は剛体の柱梁接合部に集中させ、かつ、その剛体内に一様に分布させる。

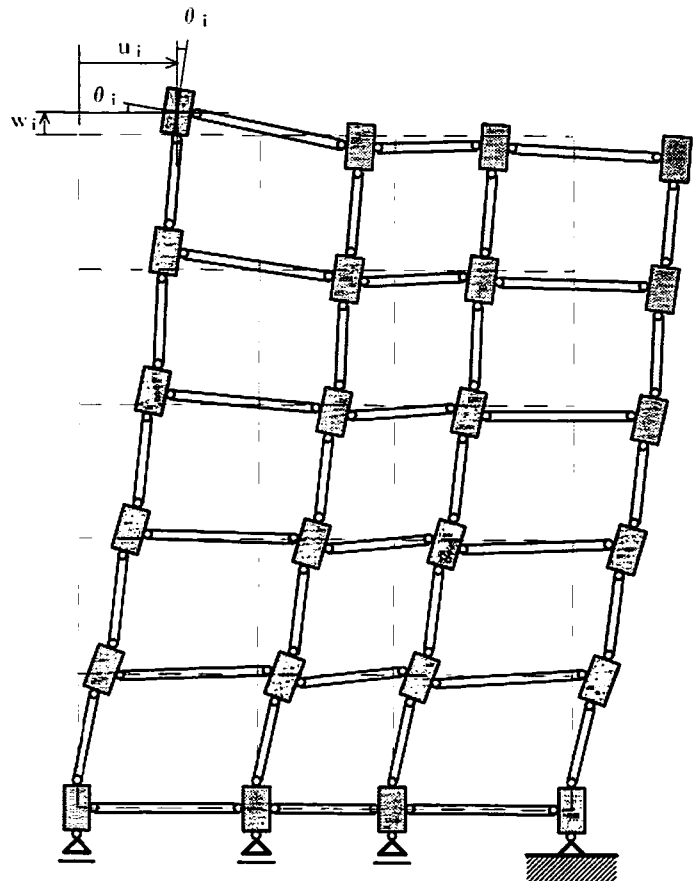


図 6.1 骨組解析モデル

6. 2. 2 弾塑性ヒンジの復元力特性

骨組解析モデルを構成する柱梁部材の曲げ及びせん断に関する復元力特性は弾塑性ヒンジに与える。この弾塑性ヒンジの復元力特性を前章までに示した鉄筋コンクリート片持ち柱部材の載荷実験における柱脚曲げモーメント M -部材変形角 ϕ の関係で近似し、これを無次元復元力モデルで表す。この片持ち柱試験体と弾塑性ヒンジの対応関係を図 6.2 に示す。

弾塑性ヒンジには第 5 章で示した基準復元力モデルを無次元復元力モデルとして用い、それに載荷速度効果を考慮するために載荷速度効果式を、そして、変動軸力の影響を考慮するために変動する柱軸力に対応する終局曲げ耐力計算値を適用する。

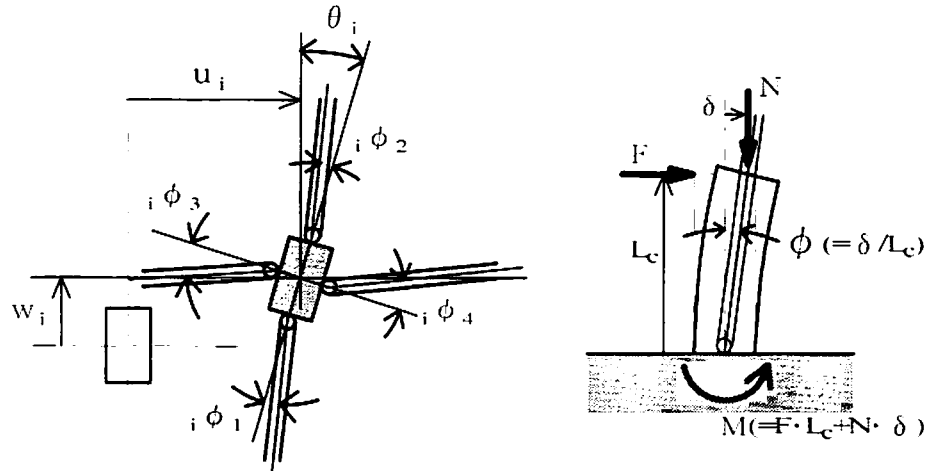


図 6.2 弾塑性ヒンジ挙動と片持ち柱実験の関係

6. 2. 3 部材の剛性行列

図 6.3 に示すように、柱部分と柱梁接合部パネル部分を剛体とし、その間に柱の曲げモーメント-部材角関係を表す弾塑性ヒンジを設ける。また、図 6.4 に示すように、柱両端の弾塑性ヒンジ部分に働く曲げモーメント M_1 、 M_2 と軸力 N の増分を ΔM_1 、 ΔM_2 、 ΔN と表し、両端の部材角 ϕ_1 、 ϕ_2 と軸方向変形 δ の増分を $\Delta \phi_1$ 、 $\Delta \phi_2$ 、 $\Delta \delta$ と表す。

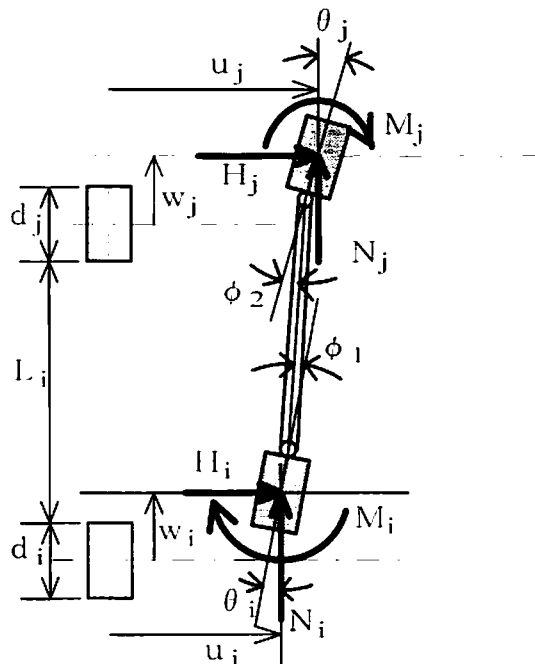


図 6.3 柱と柱梁接合部に作用する力と変形

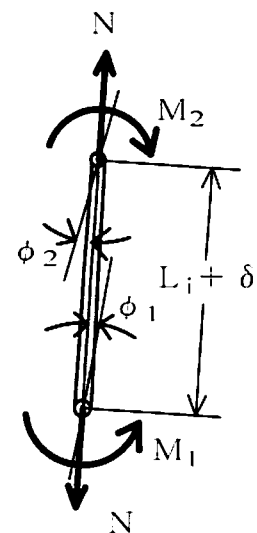


図 6.4 弾塑性ヒンジに作用する力

これらの増分間には次式が成り立つ。

$$\{\Delta s\} = [k_0] \{\Delta e\} \quad (6.1)$$

ここで、

$$\{\Delta s\} = \begin{Bmatrix} \Delta M_1 \\ \Delta M_2 \\ \Delta N \end{Bmatrix}, \quad \{\Delta e\} = \begin{Bmatrix} \Delta \phi_1 \\ \Delta \phi_2 \\ \Delta \delta \end{Bmatrix}, \quad [k_0] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 \end{bmatrix}$$

$[k_0]$ の要素 k_1 、 k_2 は弾塑性ヒンジの無次元復元力モデルから決定される剛性であり、 k_3 は柱の軸方向の弾性剛性である。

次に柱両端の弾塑性ヒンジの部材角増分 $\Delta \phi_1$ 、 $\Delta \phi_2$ と軸方向変形増分 $\Delta \delta$ を柱梁接合部パネル中心位置の回転増分 $\Delta \theta_i$ 、 $\Delta \theta_j$ 、水平変位増分 Δu_i 、 Δu_j 、鉛直変位増分 Δw_i 、 Δw_j で表すと次式となる。

$$\{\Delta e\} = [T] \{\Delta d\} \quad (6.2)$$

ここで、

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \\ \Delta u_i \\ \Delta u_j \\ \Delta w_i \\ \Delta w_j \end{Bmatrix}$$

$[T]$ はパネルの背 d_i 、 d_j 、部材長 L_i 、初期変形 δ 、 ϕ_1 、 ϕ_2 、 θ_i 、 θ_j で表される変換行列である。

次に柱梁接合部パネル中心にモーメント M_i 、 M_j 、水平力 H_i 、 H_j 、鉛直力 N_i 、 N_j が作用するとし、柱と柱梁接合部パネルに関する仮想速度式は次式となる。

$$\{f\}^T \{\Delta d\} = \{s\}^T \{\Delta e\} \quad (6.3)$$

ただし、

$$\{\Delta f\} = \begin{Bmatrix} \Delta M_i \\ \Delta M_j \\ \Delta H_i \\ \Delta H_j \\ \Delta N_i \\ \Delta N_j \end{Bmatrix}$$

(6.6)式を(6.7)式に代入し、これが恒等的に成立するための条件により、部材力 $\{f\}$ は次式となる。

$$\{f\} = [T]^T \{s\} \quad (6.4)$$

これより部材力増分 $\{\Delta f\}$ は次式となる。

$$\{\Delta f\} = [\Delta T]^T \{s\} + [T]^T \{\Delta s\} \quad (6.5)$$

ここで、右辺第二項は(6.1)式、(6.2)式を代入することにより次式となる

$$[T]^T \{\Delta s\} = [\Delta T]^T [k_0] [\Delta T] \{\Delta d\} \quad (6.6)$$

また、右辺第一項は初期変形 δ 、 ϕ_1 、 ϕ_2 、 θ_i 、 θ_j で表された $[T]$ の各要素の増分を求め、これを代入することにより次式となる。

$$[\Delta T]^T \{s\} = [p] \{\Delta d\} \quad (6.7)$$

$[p]$ の各要素は初期応力 M_1 、 M_2 、 N と初期変形 δ 、 ϕ_1 、 ϕ_2 、 θ_i 、 θ_j で表され、部材の p - Δ 効果を表す。

(6.6)式と(6.7)式を(6.5)式に代入すると部材力増分 $\{\Delta f\}$ が次のように得られる。

$$\{\Delta f\} = [k] \{\Delta d\} \quad (6.8)$$

ここで、 $[k]$ は柱梁接合部パネル中心位置で表した柱の剛性行列であり、次式で表される。

$$[k] = [p] + [\Delta T]^T [k_0] [\Delta T] \quad (6.9)$$

なお、この解析では崩壊挙動までを解析対象とし、 $[T]$ 及び $[p]$ の各要素は微小項を無視することなく厳密な値で表すこととする。剛性行列(6.9)式の詳細については付録2に示す。

以上は柱について導いた部材力増分式であるが、水平成分、鉛直成分を入れ替え同様の過程により柱梁接合部パネル中心位置の変形増分で表した梁の部材力増分式が得られる。

6. 2. 4 多層骨組の剛性行列と振動方程式

各柱梁接合部パネル中心位置の回転成分、水平方向成分及び鉛直方向成分の力の釣り合い条件と変位の連続条件より、解析モデルで示した多層骨組の剛性行列 $[K]$ が求められる。多層骨組の各柱梁接合部パネル中心位置に作用する荷重増分と $\{f\}$ と変形増分 $\{\Delta D\}$ の関係は次式で表せる。

$$\{\Delta F\} = [K] \{\Delta D\} \quad (6.10)$$

ここで、

$$\{\Delta F\} = \begin{Bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta M_i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta H_i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta N_i} \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix} \quad \{\Delta D\} = \begin{Bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta \theta_i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta u_i} \\ \cdot \\ \cdot \\ \overline{\Delta w_i} \\ \cdot \\ \cdot \end{Bmatrix}$$

である。ここで、 ΔM_i 、 ΔH_i 、 ΔN_i は節点*i*における柱梁接合部中心位置に作用する節点荷重の回転成分、水平方向成分、鉛直方向成分である。

この剛性行列 $[K]$ を用いると多層骨組の増分型振動方程式は次式となる。

$$[M]\{\Delta \ddot{D}\} + [C]\{\Delta \dot{D}\} + [K]\{\Delta D\} = -[M]\{\Delta \ddot{D}_g\} \quad (6.11)$$

ここで、 $[M]$ は質量行列、 $[C]$ は減衰行列、 $[K]$ は剛性行列、 $\{\Delta D_g\}$ は地震動ベクトル、ドットは時間に対する微分を表す。

6. 3 多層骨組の設計

解析対象は図 6.5 に示す 5 層 3 スパン(F05-3)と 10 層 3 スパン(F10-3)の鉄筋コンクリート多層骨組である。内スパン長 6m、外スパン長 8m で、各層の重量 W は等しく 200tf である。この骨組を以下の条件で設計し柱、梁断面を決定する。

- ①各層のせん断耐力は A_1 分布（建築基準法施行令にもとづく建設省告示）で規定される地震層せん断力分布と一致する。
- ②最上層を除き柱と梁の曲げ耐力比を 1.2 とした梁降伏型骨組とする。
- ③終局水平耐力はベースシア係数で F05-3 骨組の場合 0.30、F10-3 骨組の場合 0.25 とする。この終局水平耐力は最上層を除く全ての梁両端と第 1 層柱脚と最上層柱頭に塑性ヒンジが形成される崩壊メカニズムを仮定した極限解析によって求める。
- ④全ての柱及び梁部材は引張鉄筋比 1.5% で、コンクリート圧縮強度を 0.3tf/cm^2 、鉄筋降伏歪を 0.15% とする。
- ⑤内柱、内スパン梁の断面幅背比 b/D をそれぞれ 1.0、0.5 とし、外柱、外スパン梁の背はそれぞれ内柱、内スパン梁の背と等しく、部材耐力の条件を満足するように柱幅、梁幅を決定する。

以上の条件で設計した骨組の柱梁寸法及びそれらの終局曲げ耐力値を表 6.1 に示す。

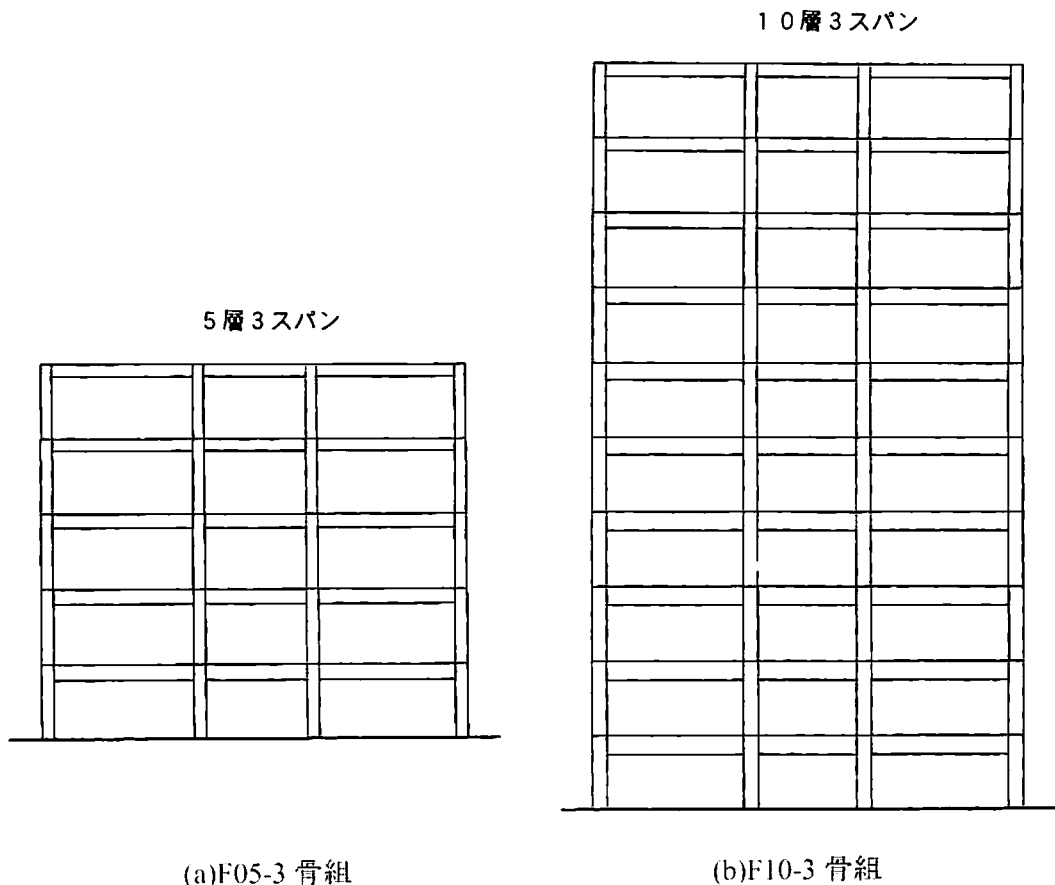


図 6.5 解析対象多層骨組

表6.1 骨組の部材の設計結果

(a) F05-3骨組 (5層3スパン)

層 i	ΣW_i (tf)	A_i	C_i	Q_i (tf)	M_u (tfm)				外柱		内柱		外梁		内梁		外梁		柱初期 軸力比
					内柱	外柱	内梁	外梁	b, D(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	
5	200	1.740	0.5469	109.4	69.61	39.77	65.70	87.59	52.22	29.84	52.22	34.18	68.37	45.58	68.37	45.58	68.37	0.05915	
4	400	1.430	0.4492	179.7	114.3	65.34	65.70	87.59	59.21	33.84	59.21	34.18	68.37	45.58	68.37	45.58	68.37	0.09201	
3	600	1.251	0.3932	235.9	150.1	85.79	94.46	125.9	63.07	36.04	63.07	38.40	76.80	51.20	76.80	51.20	76.80	0.1217	
2	800	1.116	0.3506	280.5	178.5	102.2	117.4	156.5	65.42	37.38	65.42	41.17	82.34	54.89	82.34	54.89	82.34	0.1508	
1	1000	1.000	0.3142	314.2	200.0	114.3	135.2	180.2	66.76	38.15	66.76	43.08	86.17	57.45	86.17	57.45	86.17	0.1810	

(b) F10-3骨組 (10層3スパン)

層 i	ΣW_i (tf)	A_i	C_i	Q_i (tf)	M_u (tfm)				外柱		内柱		外柱		内柱		外柱		柱初期 軸力比
					内柱	外柱	内梁	外梁	b, D(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	b(cm)	D(cm)	
10	200	2.441	0.6447	128.9	82.06	46.89	76.32	101.8	55.38	31.64	55.38	35.86	71.72	47.82	71.72	47.82	71.72	0.05261	
9	400	1.958	0.5172	206.9	131.6	75.23	76.32	101.8	62.44	35.68	62.44	35.86	71.72	47.82	71.72	47.82	71.72	0.08274	
8	600	1.718	0.4538	272.3	173.3	99.00	108.9	145.2	66.65	38.09	66.65	40.19	80.38	53.59	80.38	53.59	80.38	0.1089	
9	800	1.556	0.4109	328.7	209.2	119.5	136.6	182.1	69.60	39.77	69.60	43.23	86.46	57.64	86.46	57.64	86.46	0.1332	
6	1000	1.430	0.3777	377.7	240.4	137.4	160.6	214.1	71.75	41.00	71.75	45.54	91.09	60.72	91.09	60.72	91.09	0.1567	
5	1200	1.325	0.3500	420.0	267.3	152.7	181.3	241.7	73.35	41.91	73.35	47.36	94.73	63.15	94.73	63.15	94.73	0.1799	
4	1400	1.233	0.3257	455.9	290.1	165.8	199.1	265.4	74.53	42.59	74.53	48.82	97.63	65.09	97.63	65.09	97.63	0.2033	
3	1600	1.150	0.3036	485.8	309.2	176.7	214.0	285.4	75.40	43.09	75.40	49.97	99.95	66.63	99.95	66.63	99.95	0.2270	
2	1800	1.073	0.2833	509.9	324.5	185.4	226.3	301.7	76.01	43.43	76.01	50.88	101.8	67.84	101.8	67.84	101.8	0.2513	
1	2000	1.000	0.2641	528.2	336.1	192.1	235.9	314.6	76.40	43.66	76.40	51.57	103.1	68.76	103.1	68.76	103.1	0.2763	

(記号) ΣW_i : i層より上の建物重量
 A_i : i層の高さ方向の層せん断力係数 (建設省告示)
 C_i : i層の層せん断力係数
 Q_i : i層の層せん断力
 M_u : 終局曲げ耐力
 b, D : 部材幅、部材背

6. 4 強震動応答解析結果

前節で設計した鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析を行った結果を示す。入力地震動は JMA-KOBE、NS 成分と UD 成分である。応答解析では各骨組の部材端の弾塑性ヒンジの復元力特性に、載荷速度効果と変動軸力の影響を考慮しない場合と動的復元力モデルを用いてこれらを考慮した場合を計算し、両者の結果を比較する。

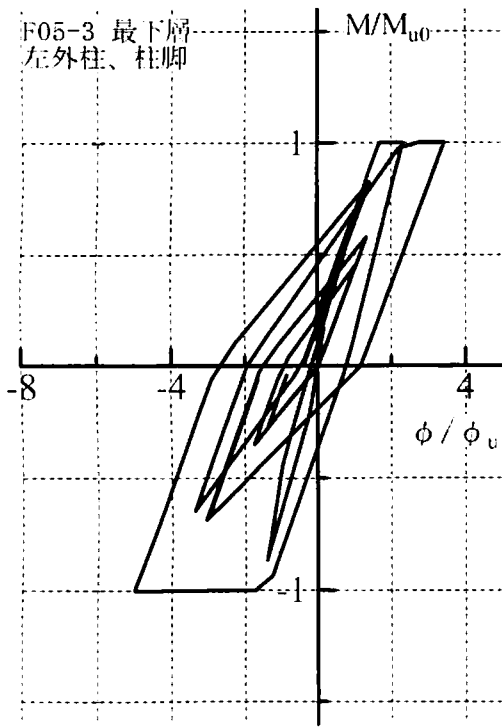
図 6.6a～d に F05-3 骨組、図 6.6e～h に F10-3 骨組の最下層柱脚の応答解析の結果を示す。一連の図は、各骨組の最下層の左外柱柱脚、左内柱柱脚、右内柱柱脚、右外柱柱脚の順に各柱脚ごとに、載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない解析による曲げモーメント(M)-柱変形角(ϕ)関係、柱軸力時刻歴、提案復元力モデルを用いて載荷速度と変動軸力を考慮した解析による曲げモーメント(M)-柱変形角(ϕ)関係、そしてその場合の軸力(N)-曲げモーメント(M)関係を表す。

外柱柱脚に生じる軸力比の変動は内柱柱脚に生じる軸力比の変動より大きく F05-3 骨組で 0.5～-0.1 程度、F10-3 骨組で 0.9～-0.2 程度であり、きわめて激しい軸力変動となっている。載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない解析結果は安定した曲げモーメント-柱変形角履歴を示しているが、動的復元力モデルを用いてこれらを考慮した解析では、載荷速度により復元力が増加し、かつ変動軸力により復元力が変動するため、複雑な曲げモーメント-柱変形角履歴が再現されている。特に F10-3 骨組の最下層外柱柱脚においてこれが顕著である。また、載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない解析に比べて、動的復元力モデルを用いてこれらを考慮した場合は塑性変形が増加している。

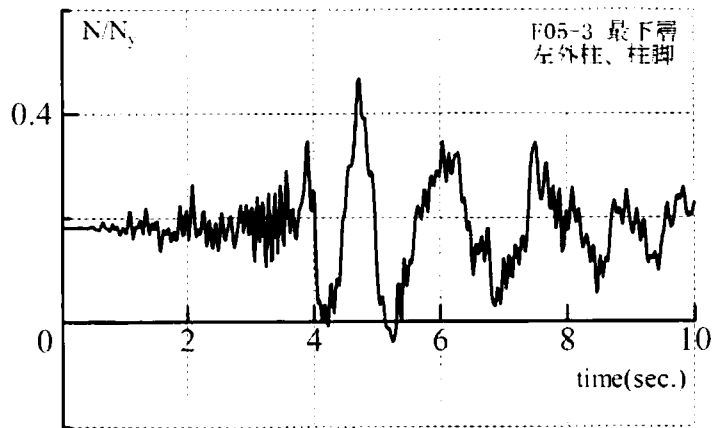
内柱に生じる軸力比の変動は外柱に比べて小さく、F05-3 骨組で 0.3～0.1 程度、F10-3 骨組で 0.5～-0.1 程度であるが、この場合でも、動的復元力モデルによる解析の曲げモーメント-部材変形角関係は載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない解析によるものとは異なる。

図 6.7 には各骨組の柱梁端に生じた最大塑性変形率 ϕ_{max} の分布を、載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合と動的復元力モデルを用いてこれらを考慮した場合を比較して示す。図中の数値は最下層柱柱脚と最上層柱柱頭の最大塑性変形率の値である。載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない解析では中低層にある柱にはほとんど塑性変形が生じていないが、載荷速度と変動軸力の影響を考慮した場合その塑性変形が大きい。これは F10-3 骨組で顕著である。

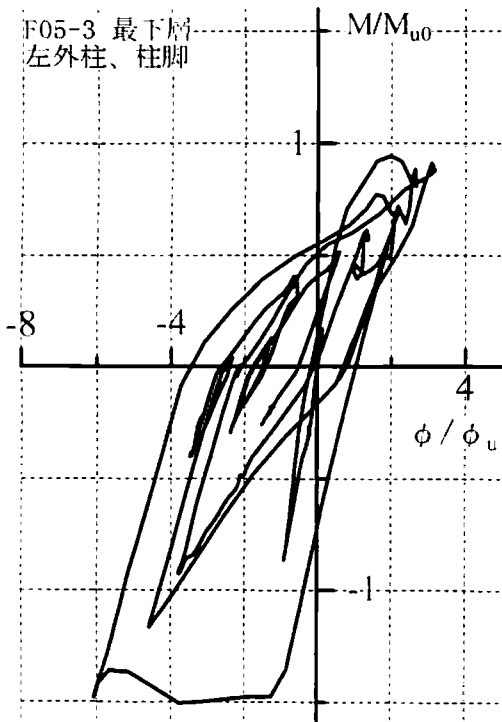
これらの強震動応答計算結果について、妥当性を十分に検証することは現状では難しいが、載荷速度と変動軸力の影響に関する柱の応答性状について、本研究で行った実験で得られた知見を再現していることがわかる。これらの解析結果は強震動応答解析において、場合によっては載荷速度及び変動軸力の影響を考慮する必要があることを示している。



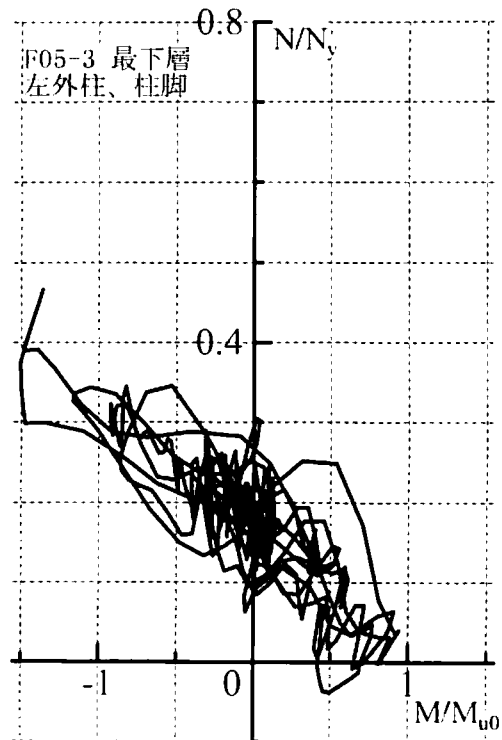
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(载荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



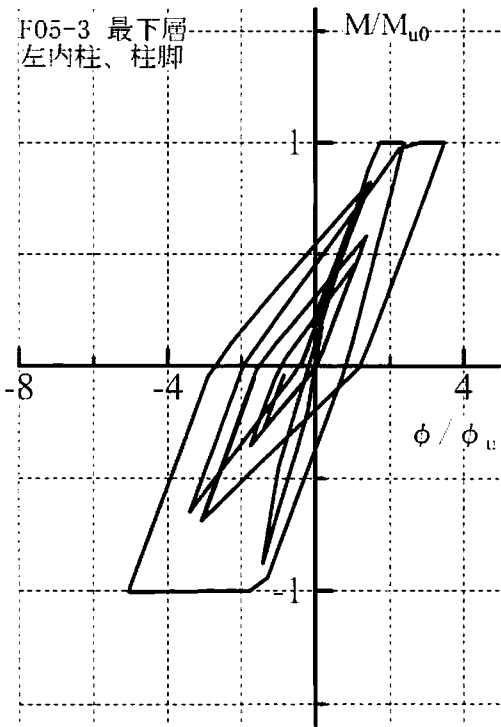
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



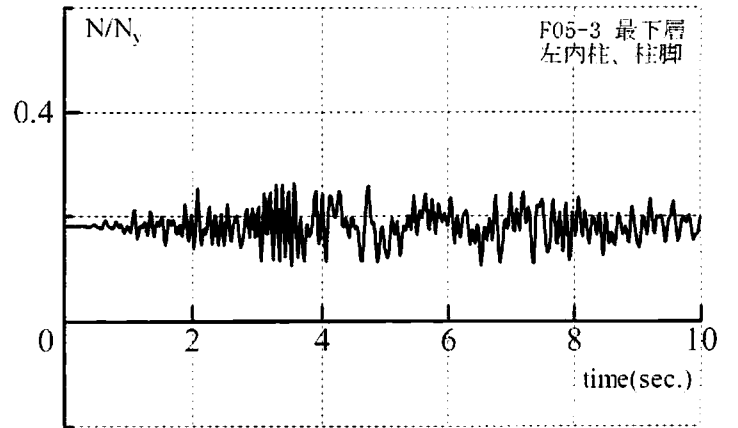
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F05-3 骨組 最下層、左外柱、柱脚

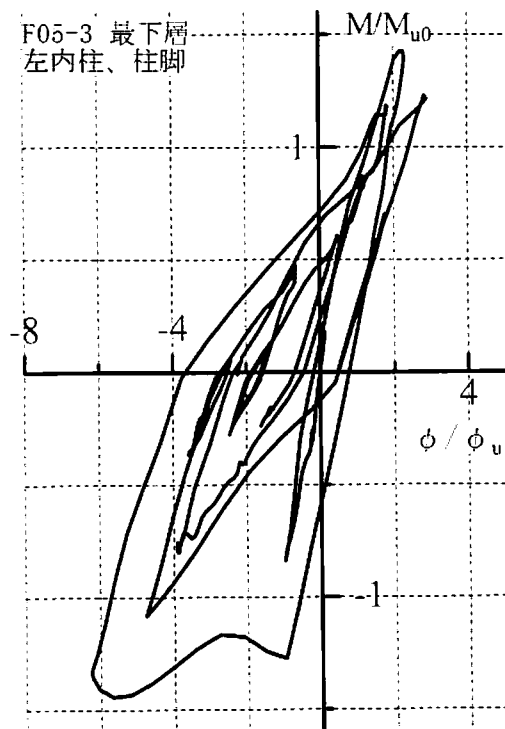
図 6.6a 強震動応答解析結果



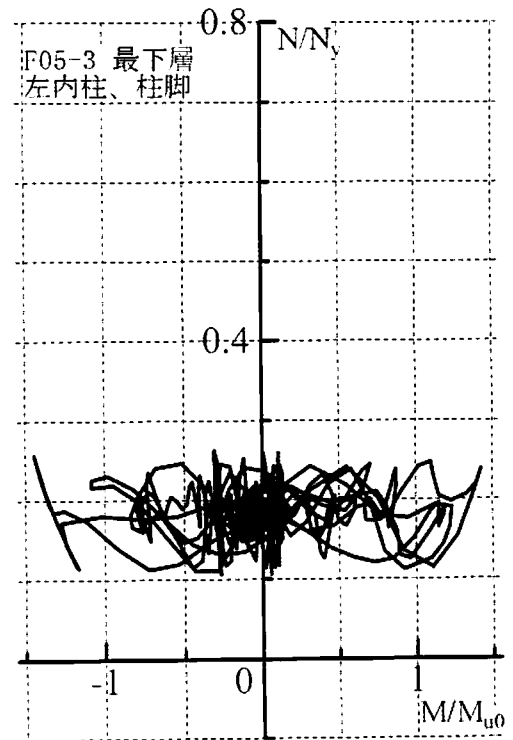
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



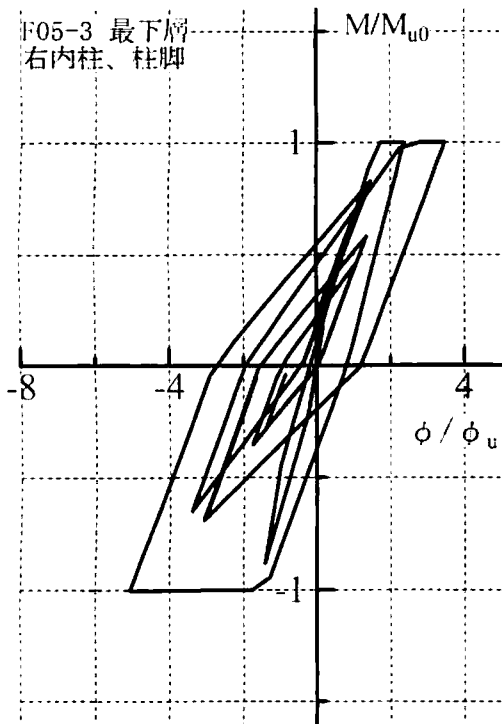
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



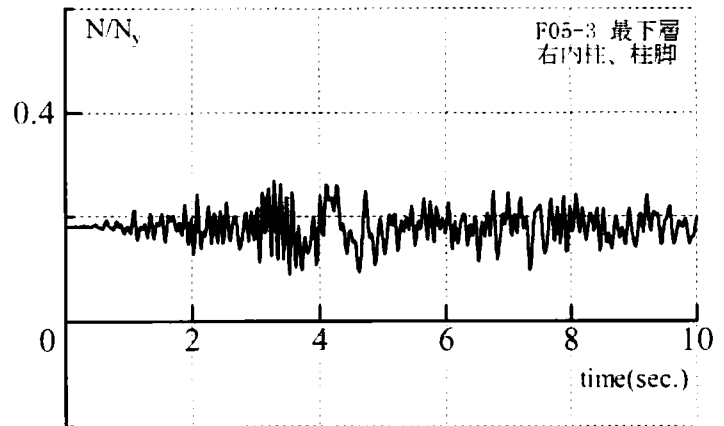
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F05-3 骨組 最下層、左内柱、柱脚

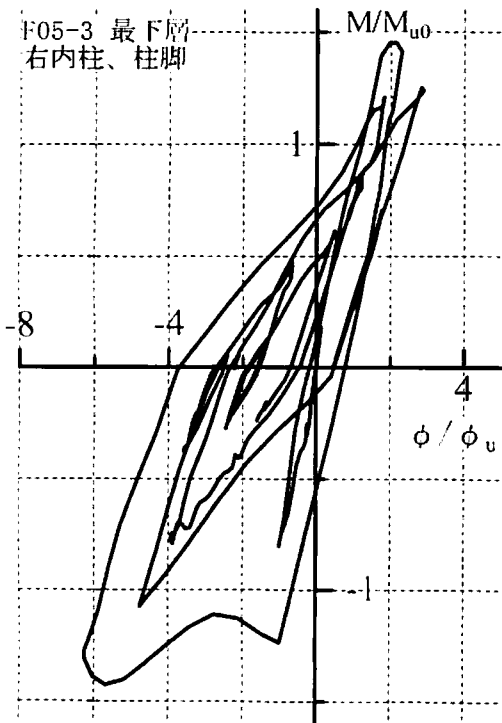
図 6.6b 強震動応答解析結果



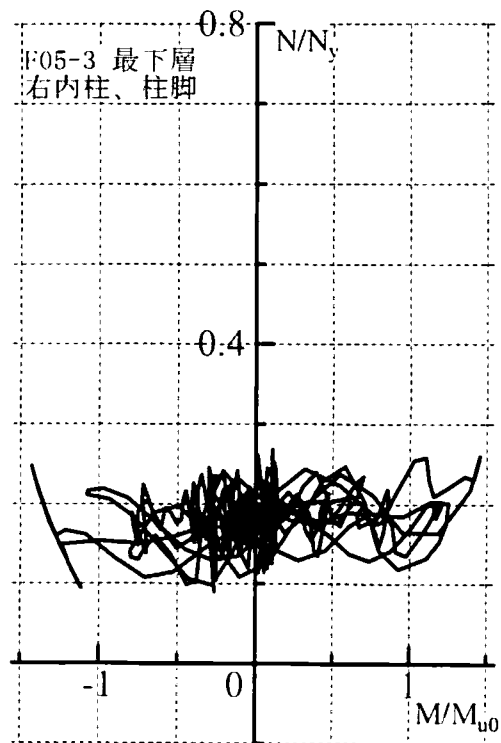
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



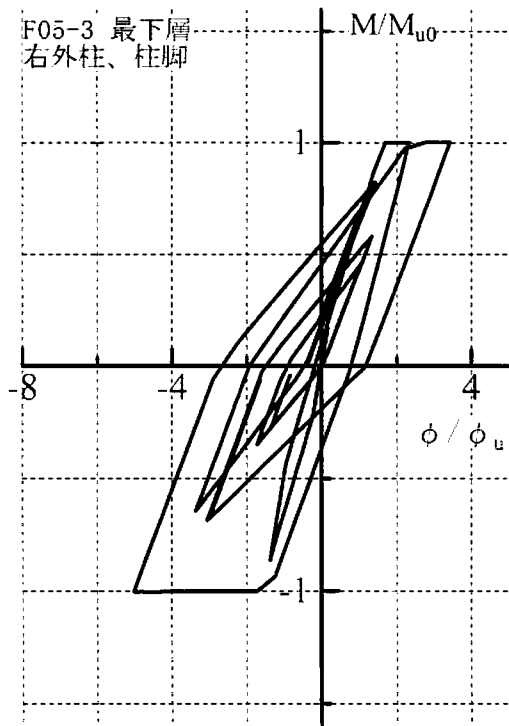
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



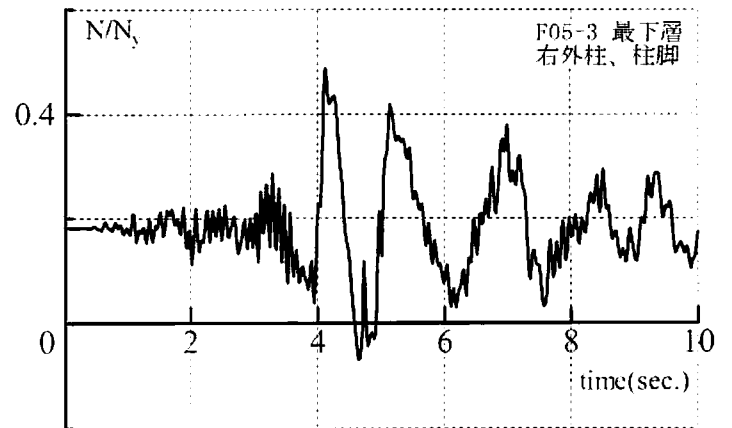
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F05-3 骨組 最下層、右内柱、柱脚

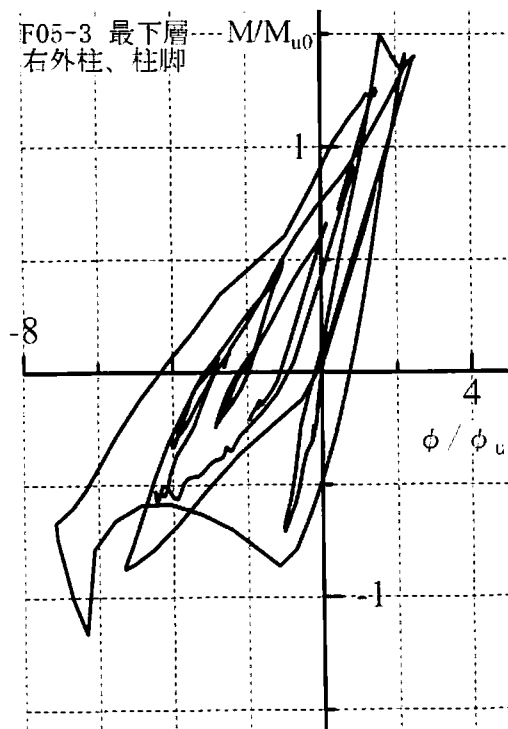
図 6. 6c 強震動応答解析結果



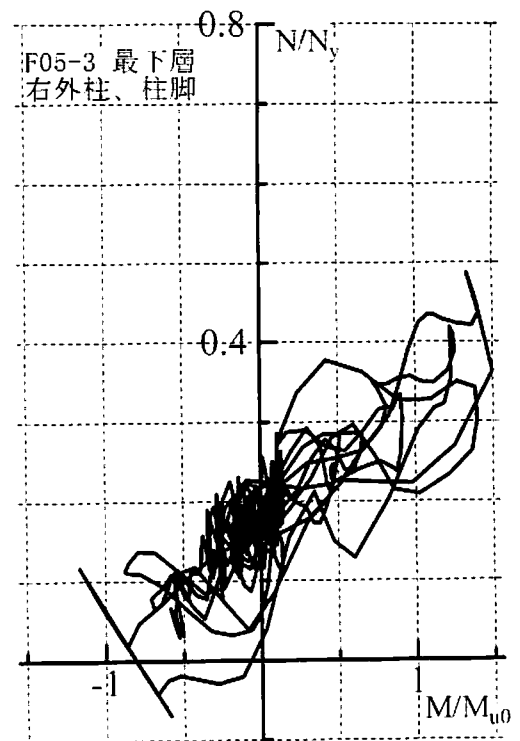
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



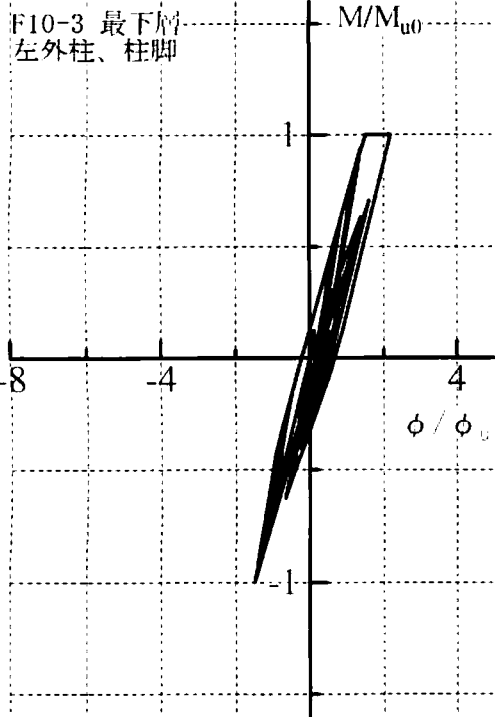
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



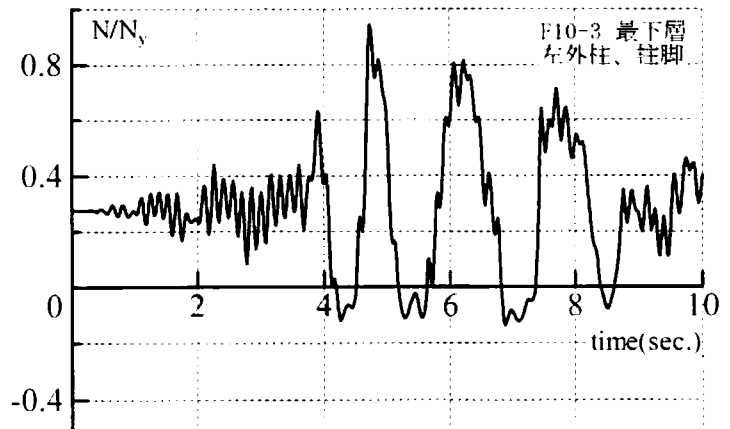
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F05-3 骨組 最下層、右外柱、柱脚

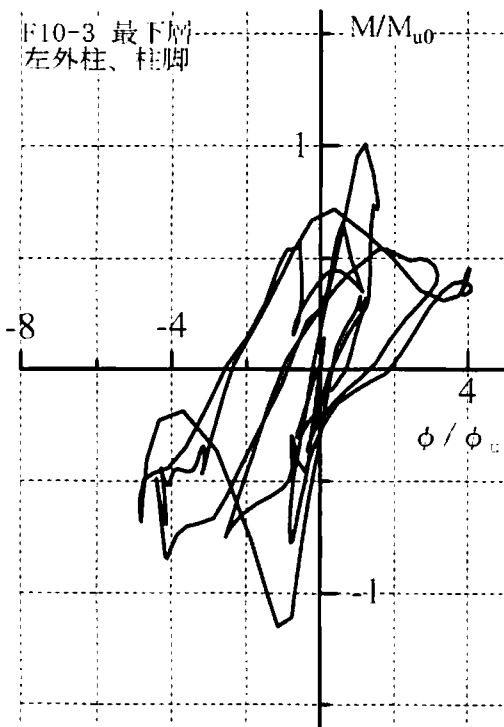
図 6. 6d 強震動応答解析結果



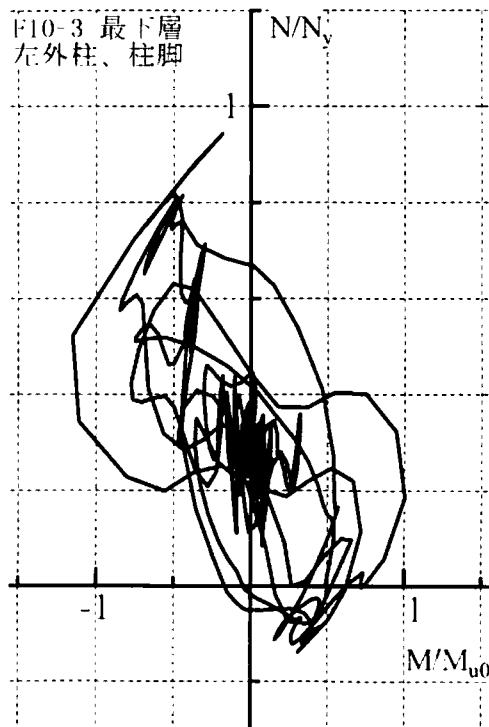
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



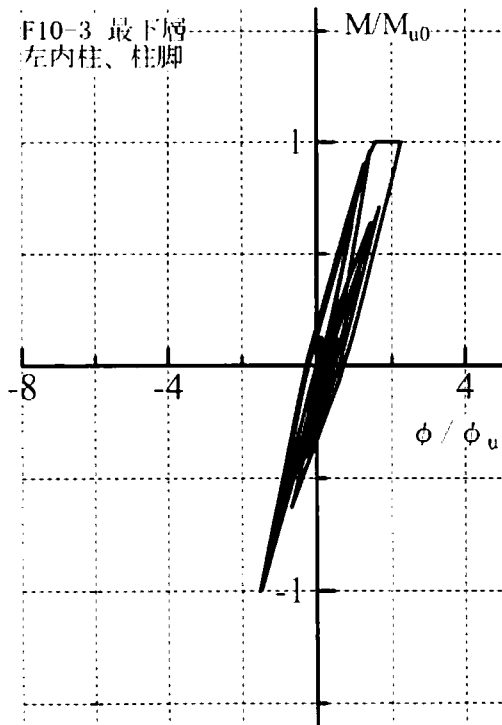
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



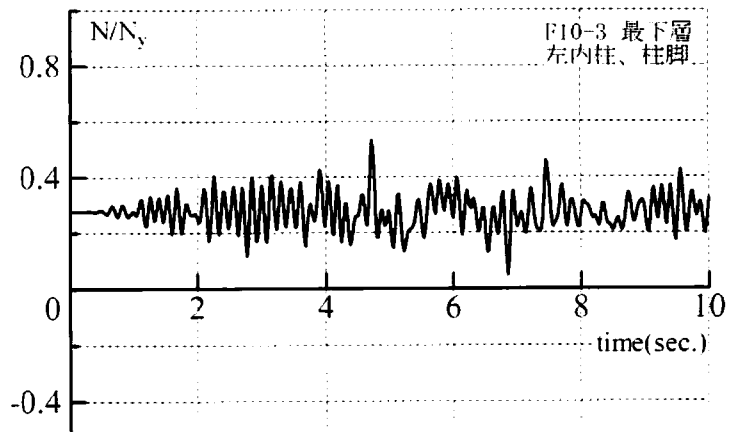
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F10-3 骨組 最下層、左外柱、柱脚

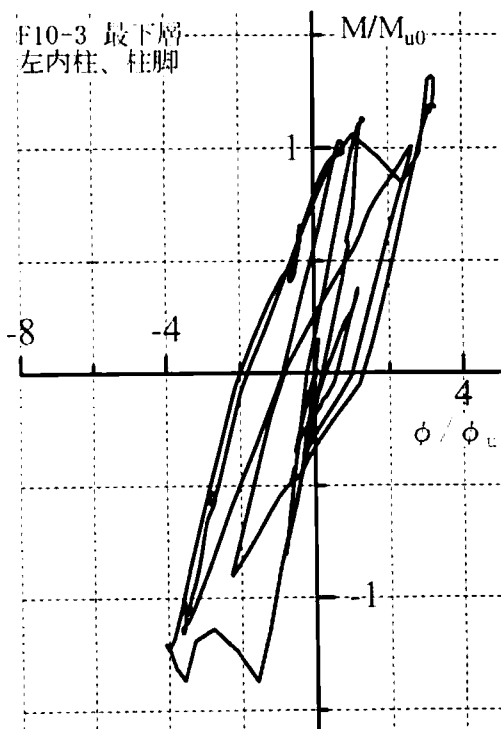
図 6. 6c 強震動応答解析結果



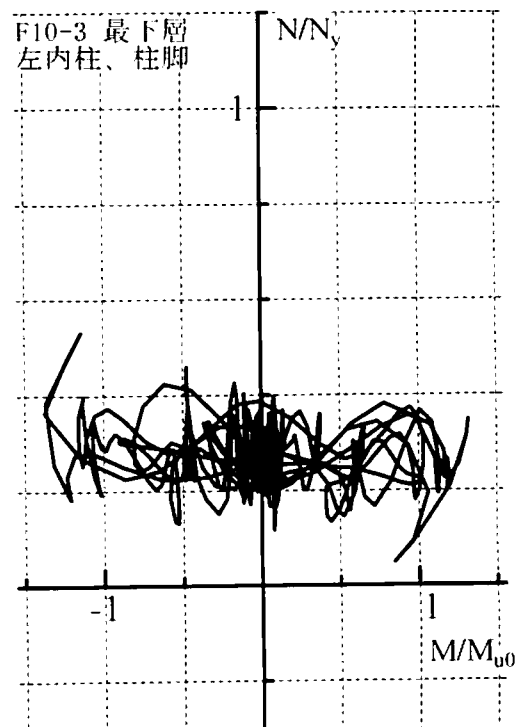
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



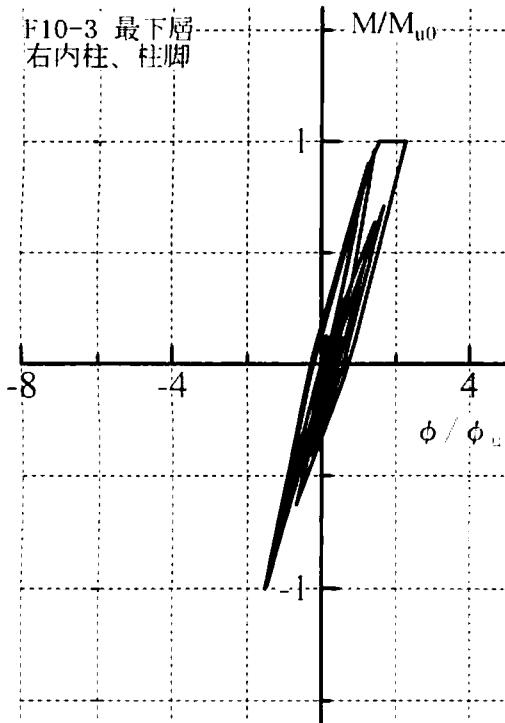
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



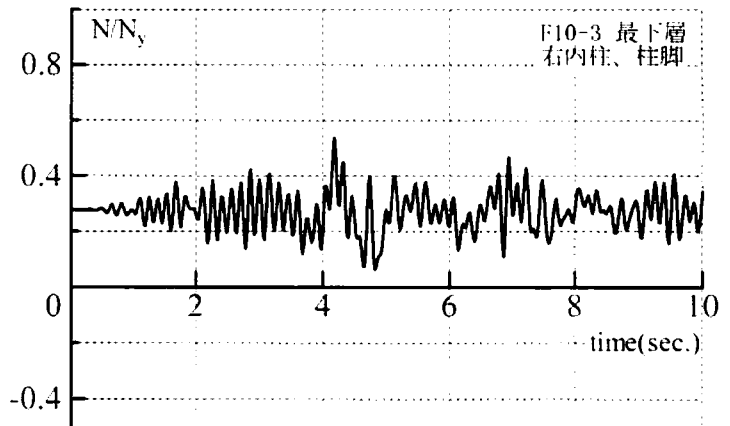
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F10-3 骨組 最下層、左内柱、柱脚

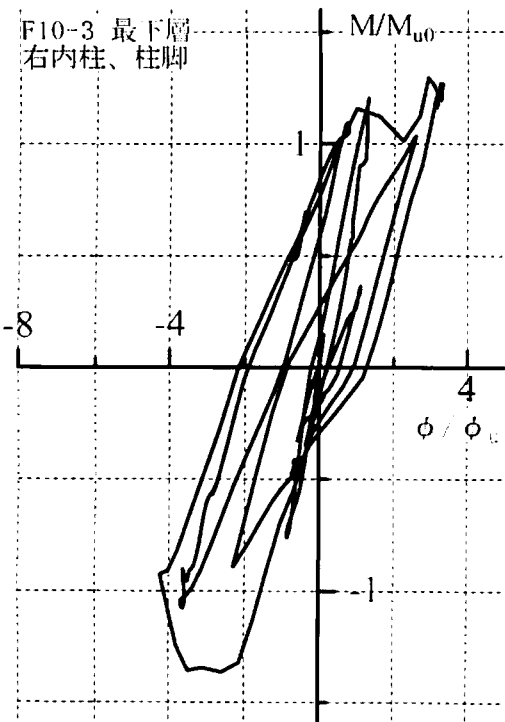
図 6.6f 強震動応答解析結果



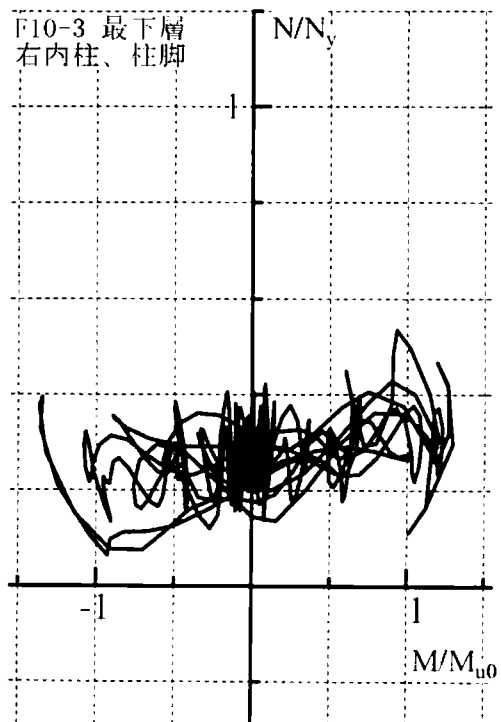
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



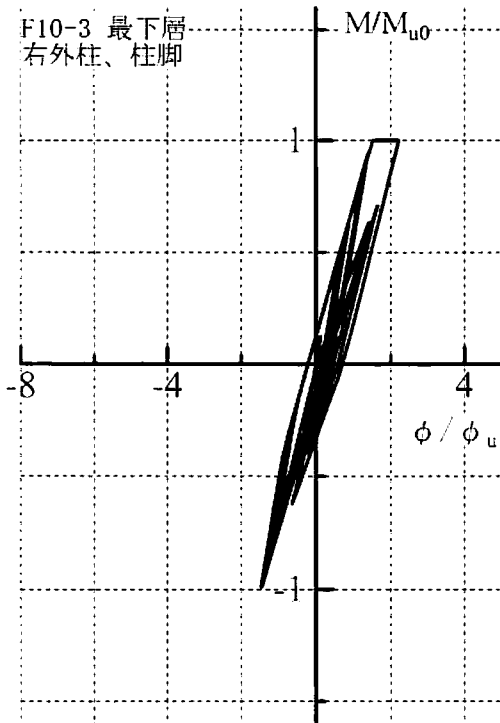
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



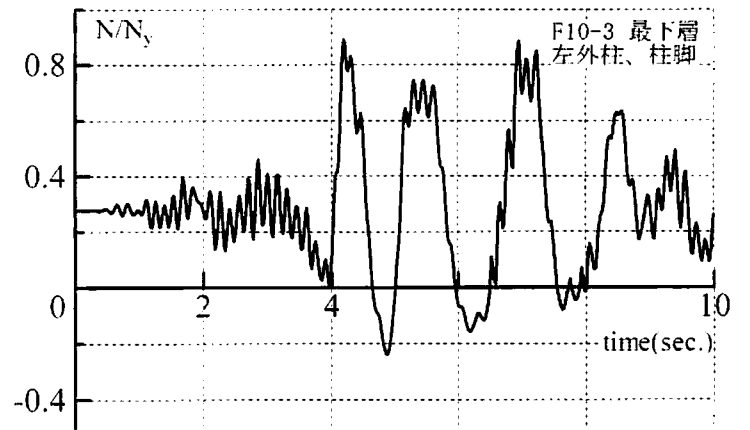
(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F10-3 骨組 最下層、右内柱、柱脚

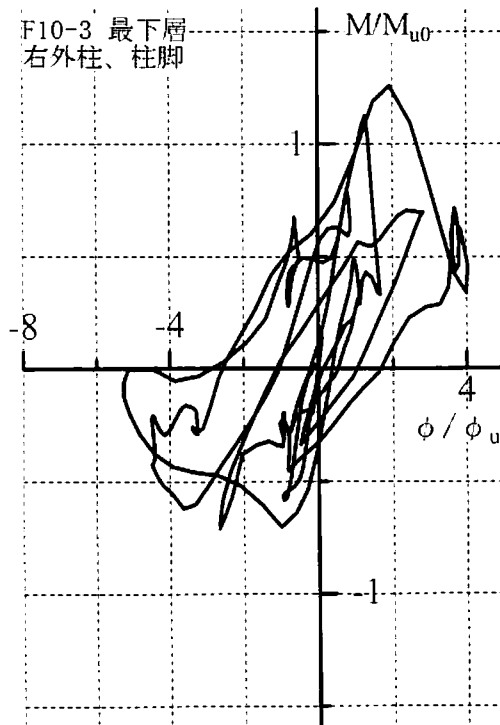
図 6.6 g 強震動応答解析結果



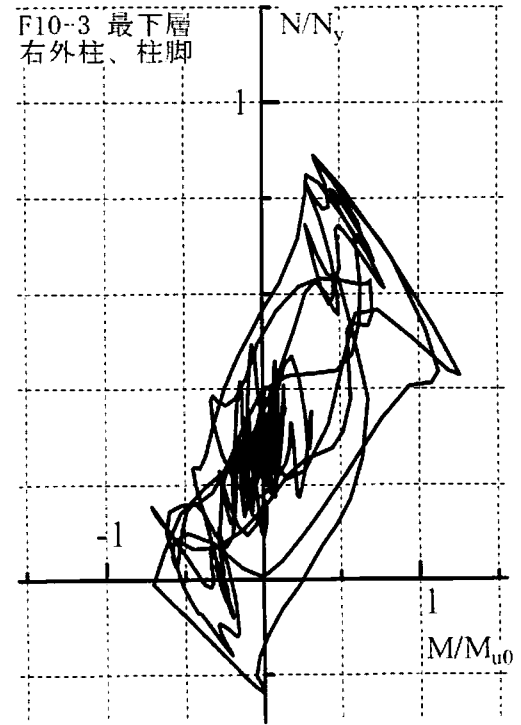
(1) 曲げモーメント-部材変形角関係
(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)



(2) 柱軸力時刻歴
(動的復元力モデルを用いた場合)



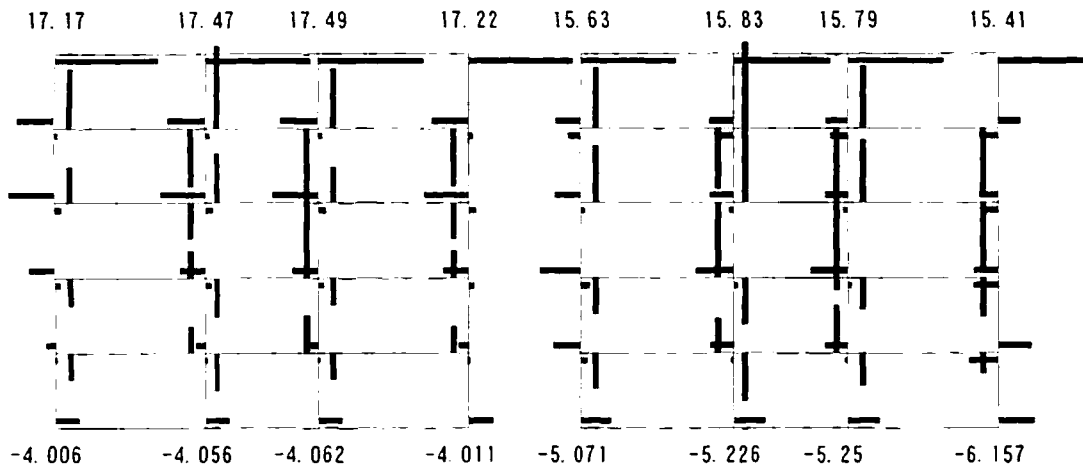
(3) 曲げモーメント-部材変形角関係
(動的復元力モデルを用いた場合)



(4) 軸力-曲げモーメント関係
(動的復元力モデルを用いた場合)

F10-3 骨組 最下層、右外柱、柱脚

図 6. 6h 強震動応答解析結果

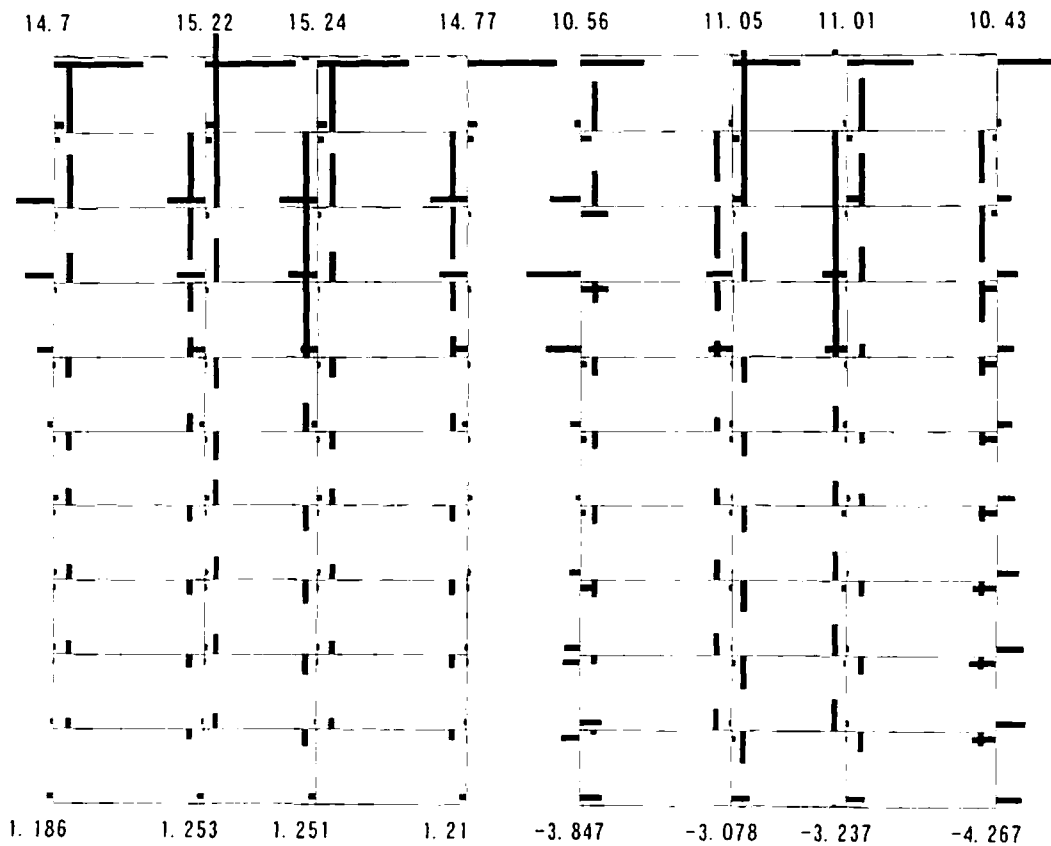


(a)F05-3 骨組

(b)F05-3 骨組

(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)

(動的復元力モデルを用いた場合)



(c)F10-3 骨組

(d)F10-3 骨組

(載荷速度と変動軸力の影響を考慮しない場合)

(動的復元力モデルを用いた場合)

図 6.7 強震動応答解析結果(部材端の最大塑性変形率)

6. 5 結

鉄筋コンクリート多層骨組を設計し、提案した動的復元力モデルを多層骨組の強震動応答崩壊解析法³⁾に適用して、その強震動応答解析を行った。提案した動的復元力モデルは地震応答解析に容易に適用できるとともに、提案した動的復元力モデルを用いて載荷速度及び変動軸力の影響を考慮した強震動応答解析の結果は、それらを考慮しない復元力モデルを用いた解析の結果と顕著に異なった。鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析においては、場合によっては載荷速度及び変動軸力の影響を適切に考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 磯崎浩, 福澤栄治, 藤崎浩治: 弾塑性地震応答解析法とそのシミュレーション解析 柱の変動軸力を考慮した RC 造骨組の弾塑性解析(その 3), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 405 号, pp.63-72, 1989.11
- 2) 藤本盛久, 和田章, 木村雄一: 3 要素 Maxwell モデルを用いた鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 399 号, pp.9-171, 1989.5
- 3) 最相元雄: コンクリート充填鋼管多層骨組の激震動応答と崩壊挙動解析に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.175-182, 2001.5

第7章 結論

この研究では、強震動応答時の変動軸力と載荷速度を受ける曲げ降伏型鉄筋コンクリート柱を対象とした動載荷実験と、一定軸力で載荷速度の影響を無視できる静載荷実験を実施した。そして、それらの実験結果をもとに次のことを明らかにし、この研究の結論とする。

1) 強震動応答時の鉄筋コンクリート柱の復元力特性に与える載荷速度の影響は塑性変形と累積塑性変形を変数とする載荷速度効果式で表せる。

2) 強震動応答時の鉄筋コンクリート柱の復元力特性に与える変動軸力の影響は各瞬間の柱軸力に対応する終局曲げ耐力計算値で評価できる。

3) 載荷速度効果式と終局曲げ耐力計算値を用いて、鉄筋コンクリート柱の動的復元力モデルを提案した。提案した動的復元力モデルは、鉄筋コンクリート柱の復元力に及ぼす載荷速度効果及び変動軸力の影響をよく表し、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析に容易に適用できる。

以下に各章ごとに得られた知見をまとめる。

第2章 載荷速度の影響に関する実験

1) 載荷速度の影響によって動的復元力は静的復元力に比べて増加するが、それは弾性から塑性への移行点の近辺で最も大きく、変形が進むにつれて徐々に低下する。

2) 載荷速度効果は塑性変形履歴と関係し、その結果として復元力が正負加力側で著しく異なる場合がある。

3) 終局曲げ耐力計算値は静載荷実験の曲げ耐力を良好に予測する。

第3章 載荷速度効果を考慮した復元力のモデル化

1) 変位履歴上の任意点における復元力の載荷速度効果を近似できる載荷速度効果式を導いた。載荷速度効果式は載荷速度効果を支配する部材の塑性変形及び累積塑性変形で表される。

2) 載荷速度効果式の係数はせん断スパン比によって異なる。

3) 静的復元力モデルに載荷速度効果式を適用し、鉄筋コンクリート部材の動的復元力モデルを求めた。この復元力モデルは載荷速度効果による生じる復元力の増加と復元力が正負側で異なる挙動を近似できる。

第4章 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験

変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し動載荷実験の結果によると、柱脚曲げの復元力特性は顕著な載荷速度効果と変動軸力の影響を受けてその復元力の履歴形状は極めて複雑な形状となり、塑性変形域の曲げ耐力は変位サイクルごとに大きく異なる場合がある。

第5章 動的変動軸力を考慮した復元力のモデル化

1) 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験で得られた柱脚曲げモーメントに関しては、これに含まれる載荷速度効果が塑性変形と累積塑性変形で表される載荷速度効果式で近似できる。また、変動軸力の影響は各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値を用いて予測できる。

2) 鉄筋コンクリート柱の静的復元力モデルに相当する基準復元力モデルに、載荷速度効果式と各瞬間の柱軸力に対する終局曲げ耐力計算値で載荷速度効果と変動軸力の影響を与えることにより動的復元力モデルを求めたが、この動的復元力モデルは動載荷実験結果の複雑な復元力の履歴形状と最大曲げ耐力を概略近似できる。

第6章 多層骨組解析への適用

1) 提案した動的復元力モデルは、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析に容易に適用できる。

2) 提案した動的復元力モデルを鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答崩壊解析法¹⁾に適用した結果によると、提案した動的復元力モデルを用いて載荷速度及び変動軸力の影響を考慮した解析の結果は、それらを考慮しない復元力モデルを用いた解析の結果と顕著に異なった。鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析においては、場合によっては載荷速度及び変動軸力の影響を適切に考慮する必要がある。

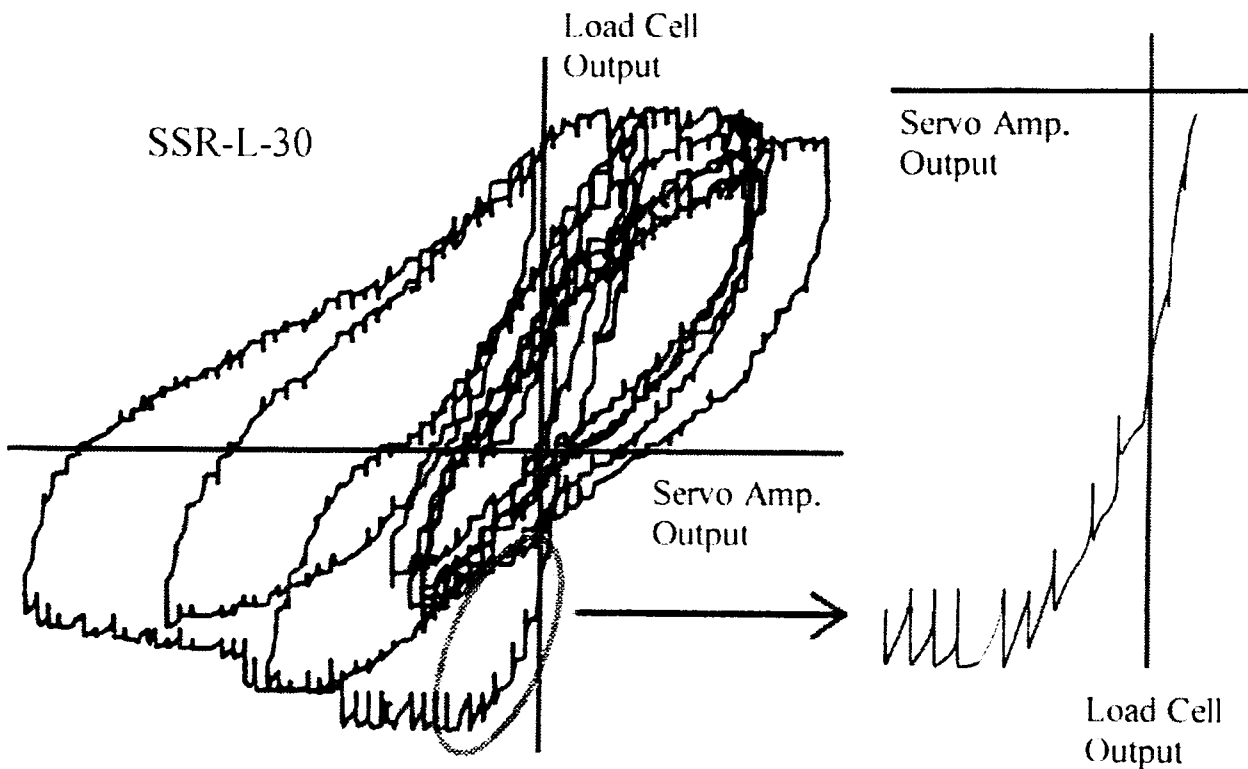
参考文献

- 1) 最相元雄：コンクリート充填鋼管多層骨組の激震動応答と崩壊挙動解析に関する研究. 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.175-182. 2001.5

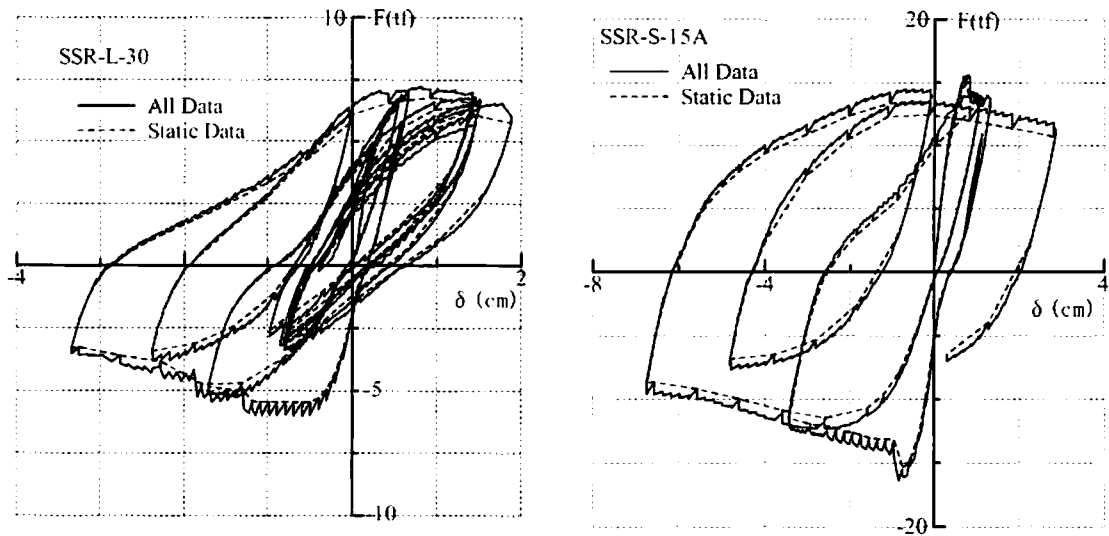
付録1 静載荷実験と応力緩和挙動

本論第2章、第4章で行った静載荷実験では動載荷実験と同じ試験装置を用いて、同じ変位履歴をたどるように微小強制変位をステップバイステップで載荷した。ステップ間において微小強制変位が動載荷されるため、微小強制変位を与えた直後は載荷速度の影響により復元力は本来の静的復元力より増加する。この復元力は応力の緩和により時間とともに静的復元力に収束するので、静的復元力として妥当な実験値を得るためには、十分な変位保持時間が必要になる。ここではステップバイステップで行われる静載荷実験において必要な変位保持時間について検討する。

付図1.1はステップバイステップで行った静載荷実験中の横力と横方向載荷点変位のアナログ計測値の関係をX-Yレコーダで記録し、その一部分を示したものである。縦軸が横力、横軸が横方向載荷点変位を表している。また、付図1.2の実線は普通強度コンクリート試験体及び超高強度コンクリート試験体の静載荷実験全体で得られた横力と横方向載荷点変位の1.5秒おきに測定されたデジタル測定値の関係の例を示している。ひとつのステップではアクチュエータによって瞬間的に変位が強制され、その後その変位を保ちつつ時間とともに横力は応力緩和により減少する。この応力緩和挙動は単純Maxwellモデルで近似できるとされており、横力値は一定値に収束していくものと考えられる。横力が減少している間はそれには載荷速度の影響が含まれる。したがって、それが工学的に十分無視できるレベルに至ったときの横力値を載荷速度の影響を取り除いた静載荷実験値として採用すべきである。



付図1.1 静載荷実験中における横力-横方向変位関係のX-Yレコーダ記録

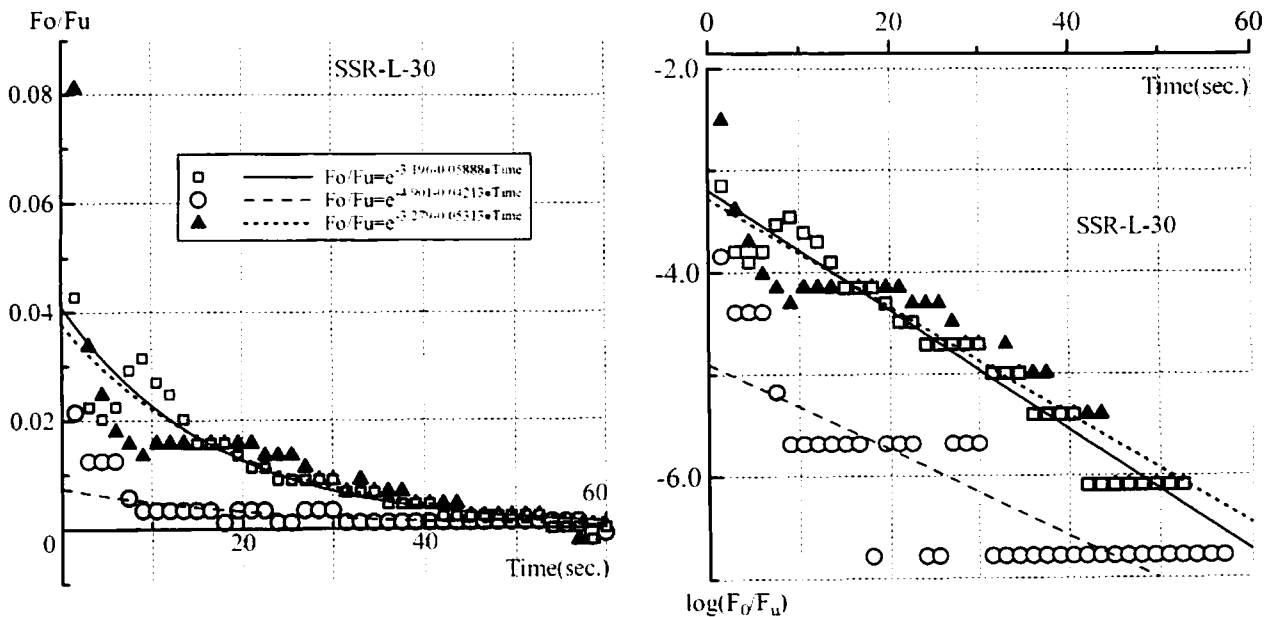


付図 1.2 静載荷実験で得られた横力-横方向変位関係

付図 1.3 には普通強度コンクリート試験体及び超高強度コンクリート試験体の静載荷実験の微小強制変位ステップにおける応力緩和挙動の典型的な例を示している。ここで F_0 は載荷速度の影響による横力 F の増加量であり、図の縦軸は F_0 を終局曲げ耐力を試験区間長さ L_c で除した終局横力 F_u で無次元化している。 F_0 が徐々に低下する応力緩和挙動は単純 Maxwell モデルで近似できる。すなわち、応力緩和開始からの時間を t とすると、

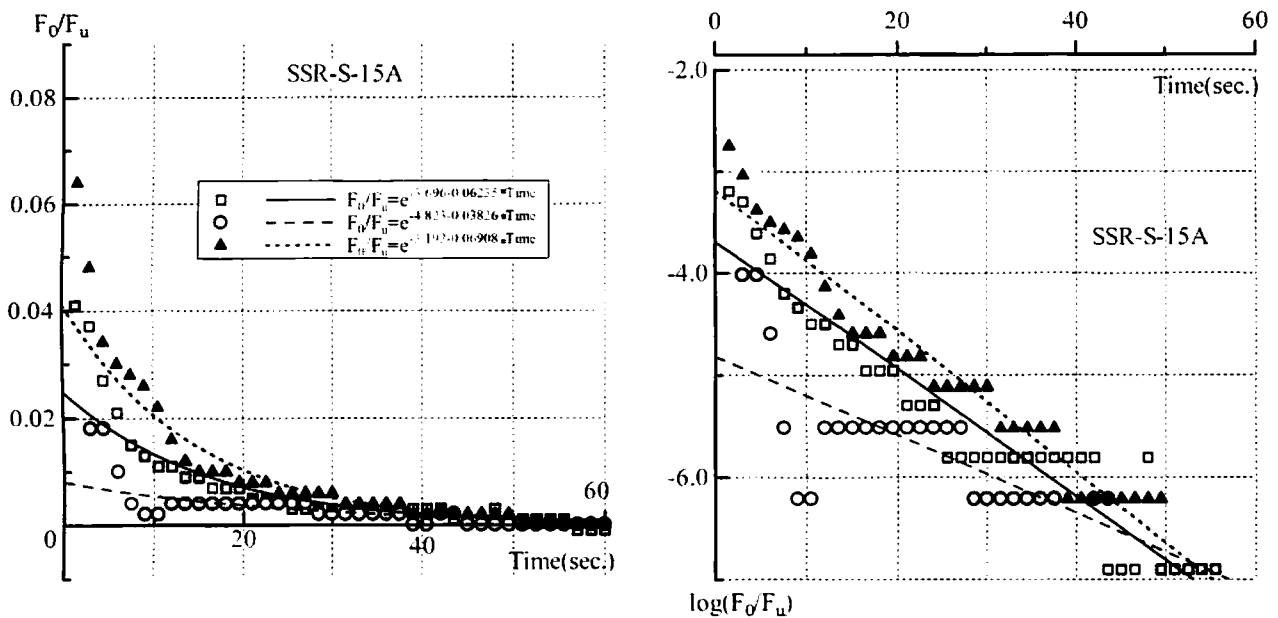
$$\frac{F_0}{F_u} = \left(\frac{F_0}{F_u} \right)_{t=0} e^{-\frac{K}{\eta} t} \quad (\text{付 1.1})$$

ここで、 K は剛性、 η は粘性係数である。



(a)普通強度コンクリート試験体

付図 1.3a 応力緩和挙動の Maxwell モデルによる近似



(b) 超高強度コンクリート試験体

付図 1.3b 応力緩和挙動の Maxwell モデルによる近似

この Maxwell モデルによる近似のようすも付図 1.3 のなかに示している。普通強度コンクリート試験体も超高強度コンクリート試験体も同じように Maxwell モデルで近似できることがわかる。この近似によると、微小強制変位後 40 秒から 50 秒の間の復元力の変化は高々 0.2% 程度である。

以上の検討により、本研究の静載荷実験における微小強制変位保持時間はコンクリート強度に拘わらず 1 分間で十分であることがわかる。したがって、本研究ではアクチュエータで瞬間的に変位を強制した後その変位を 1 分間保持することとした。この間に載荷速度の影響は十分に取り除かれるものとする。付図 1.2 には微小強制変位与えて 1 分間経過した後の測定値を採用することによって得られた横力-横方向変位関係を破線で示している。

付録2 柱部材の剛性行列

ここでは、第6章で示した柱部材(柱要素)の剛性行列を導く。

本論で示した平面骨組解析モデルの節点間にある柱要素は柱梁接合部パネル(剛体)、柱部分(軸方向にのみ弾性変形)及びこれらをつなぐ弾塑性ヒンジよりなる。柱要素の形状、作用する力、生じる変形は、第6章で用いたものと同じで付図 2.1 に示すとおりである。ベクトル量は一方向矢印で示すが、その方向は正の向きを表す。

全体座標系における接合部パネル回転角 θ_i 、 θ_j 、部材変形角 ψ 及び弾塑性ヒンジの回転角 ϕ_1 、 ϕ_2 の関係は次式で表される。

$$\psi = \theta_i + \phi_1, \quad \psi = \theta_j + \phi_2 \quad (\text{付 2.1})$$

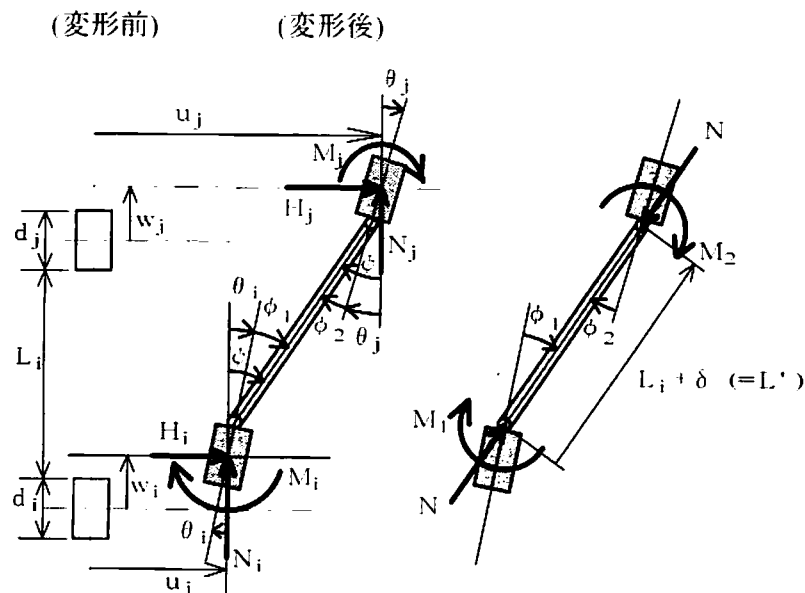
また、両端の接合部パネル中心位置の水平変位 u_i 、 u_j 、及び鉛直変位 w_i 、 w_j には、これらの回転変形、柱部分の伸び δ 、接合部パネル寸法 d_i 、 d_j 、柱初期長さ L_i より、次の関係式が成り立つ。

$$u_i + \frac{d_i}{2} \sin \theta_i + (L_i + \delta) \sin \psi + \frac{d_j}{2} \sin \theta_j - u_j = 0 \quad (\text{付 2.2})$$

$$w_i + \frac{d_i}{2} \cos \theta_i + (L_i + \delta) \cos \psi + \frac{d_j}{2} \cos \theta_j - w_j - \left(\frac{d_i}{2} + L_i + \frac{d_j}{2} \right) = 0 \quad (\text{付 2.3})$$

これらの式より、次式が得られる。

$$\begin{aligned} & u_i \sin \psi - u_j \sin \psi + w_i \cos \psi - w_j \cos \psi \\ & + \frac{d_i}{2} (\sin \theta_i \sin \psi + \cos \theta_i \cos \psi) + \frac{d_j}{2} (\sin \theta_j \sin \psi + \cos \theta_j \cos \psi) \\ & - \left(\frac{d_i}{2} + L_i + \frac{d_j}{2} \right) \cos \psi + L_i + \delta = 0 \end{aligned} \quad (\text{付 2.4})$$



付図 2.1 柱、柱梁接合部パネル、弾塑性ヒンジに生じる力と変形

(付 2.4)式より δ の増分 $\Delta\delta$ は、 δ と ψ は独立なので、次式となる。

$$\begin{aligned}\Delta\delta &= \frac{d_i}{2}(\sin\theta, \cos\psi - \cos\theta, \sin\psi)\Delta\theta, + \frac{d_j}{2}(\sin\theta, \cos\psi - \cos\theta, \sin\psi)\Delta\theta, \\ &\quad - \sin\psi\Delta u, + \sin\psi\Delta u, - \cos\psi\Delta w, + \cos\psi\Delta w, \\ &= \frac{d_i}{2}\sin(\theta, -\psi)\Delta\theta, + \frac{d_j}{2}\sin(\theta, -\psi)\Delta\theta, - \sin\psi\Delta u, + \sin\psi\Delta u, - \cos\psi\Delta w, + \cos\psi\Delta w, \\ &= -\frac{d_i}{2}\sin\phi_1\Delta\theta, - \frac{d_j}{2}\sin\phi_2\Delta\theta, - \sin\psi\Delta u, + \sin\psi\Delta u, - \cos\psi\Delta w, + \cos\psi\Delta w,\end{aligned}\tag{付 2.5}$$

また、(付 2.2)、(付 2.3)式より次式も成り立つ。

$$\begin{aligned}u, \cos\psi - u, \cos\psi - w, \sin\psi + w, \sin\psi \\ + \frac{d_i}{2}(\sin\theta, \cos\psi - \cos\theta, \sin\psi) + \frac{d_j}{2}(\sin\theta, \cos\psi + \cos\theta, \sin\psi) + \left(\frac{d_i}{2} + L, + \frac{d_j}{2}\right)\sin\psi = 0\end{aligned}\tag{付 2.6}$$

(付 2.6)式より ψ の増分 $\Delta\psi$ を求め、(付 2.4)式を適用後、 $L' = L, + \delta$ とおくと、

$$\begin{aligned}\Delta\psi &= -\frac{d_i}{2L'}(\cos\theta, \cos\psi + \sin\theta, \sin\psi)\Delta\theta, - \frac{d_j}{2L'}(\cos\theta, \cos\psi + \sin\theta, \sin\psi)\Delta\theta, \\ &\quad - \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w, - \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w, \\ &= -\frac{d_i}{2L'}\cos\phi_1\Delta\theta, - \frac{d_j}{2L'}\cos\phi_2\Delta\theta, - \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w, - \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w,\end{aligned}\tag{付 2.7}$$

$$(\text{付 2.1})\text{より、}\Delta\phi_1 = \Delta\psi - \Delta\theta, \quad \Delta\phi_2 = \Delta\psi - \Delta\theta,\tag{付 2.8}$$

これに(付 2.7)式を代入すると、

$$\Delta\phi_1 = \left(-1 - \frac{d_i}{2L'}\cos\phi_1\right)\Delta\theta, - \frac{d_j}{2L'}\cos\phi_2\Delta\theta, - \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w, - \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w,\tag{付 2.9}$$

$$\Delta\phi_2 = -\frac{d_i}{2L'}\cos\phi_1\Delta\theta, + \left(-1 - \frac{d_j}{2L'}\cos\phi_2\right)\Delta\theta, - \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\cos\psi\Delta u, + \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w, - \frac{1}{L'}\sin\psi\Delta w,\tag{付 2.10}$$

(付 2.5)、(付 2.9)、(付 2.10)式より

$$\{\Delta e\} = [T]\{\Delta d\}\tag{付 2.11}$$

ここで、

$$\{\Delta e\} = \begin{Bmatrix} \Delta\phi_1 \\ \Delta\phi_2 \\ \Delta\delta \end{Bmatrix}, \quad \{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta\theta, \\ \Delta\theta, \\ \Delta u, \\ \Delta u, \\ \Delta w, \\ \Delta w, \end{Bmatrix},$$

$$[T] = \begin{bmatrix} T_{11} & K & T_{16} \\ T_{21} & \Lambda & T_{26} \\ T_{31} & \Lambda & T_{36} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 - \frac{d_i}{2L'}\cos\phi_1 & -\frac{d_j}{2L'}\cos\phi_2 & -\frac{1}{L'}\cos\psi & \frac{1}{L'}\cos\psi & \frac{1}{L'}\sin\psi & -\frac{1}{L'}\sin\psi \\ -\frac{d_i}{2L'}\cos\phi_1 & -1 - \frac{d_j}{2L'}\cos\phi_2 & -\frac{1}{L'}\cos\psi & \frac{1}{L'}\cos\psi & \frac{1}{L'}\sin\psi & -\frac{1}{L'}\sin\psi \\ -\frac{d_i}{2}\sin\phi_1 & -\frac{d_j}{2}\sin\phi_2 & -\sin\psi & \sin\psi & -\cos\psi & \cos\psi \end{bmatrix}$$

仮想変位 $\{\Delta \bar{d}\} = \{\Delta \bar{\theta}, \Delta \bar{\theta}, \Delta \bar{u}, \Delta \bar{u}, \Delta \bar{w}, \Delta \bar{w}\}'$ による外部仕事と、それによって生じる内部変形 $\{\Delta \bar{e}\} = \{\Delta \bar{\phi}_1, \Delta \bar{\phi}_2, \Delta \bar{\delta}\}'$ による内部仕事は等しい。すなわち、

$$M_1 \Delta \bar{\theta}_1 + M_2 \Delta \bar{\theta}_2 + H_1 \Delta \bar{u}_1 + H_2 \Delta \bar{u}_2 + N_1 \Delta \bar{w}_1 + N_2 \Delta \bar{w}_2 = M_1 \Delta \bar{\phi}_1 + M_2 \Delta \bar{\phi}_2 - N \Delta \bar{\delta}$$

(ただし、 N は圧縮が正、 δ は伸びが正)

この式をベクトル表示すると、

$$\{f\}' \{\Delta \bar{d}\} = \{s\}' \{\Delta \bar{e}\} \quad (\text{付 2.12})$$

ここで、

$$\{f\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ H_1 \\ H_2 \\ N_1 \\ N_2 \end{Bmatrix}, \quad \{s\} = \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ -N \end{Bmatrix}$$

(付 2.12)式の両辺を転置し、(付 2.11)式を適用すると、

$$\{f\} = [T]' \{s\} \quad (\text{付 2.13})$$

(付 2.13)式より $\{f\}$ の増分 $\{\Delta f\}$ は、

$$\{\Delta f\} = [\Delta T]' \{s\} + [T]' \{\Delta s\} \quad (\text{付 2.14})$$

(付 2.14)式の第1項は、

$$[\Delta T]' \{s\} = \begin{bmatrix} \Delta T_{11} & \cdots & \Delta T_{16} \\ \Delta T_{21} & \cdots & \Delta T_{26} \\ \Delta T_{31} & \cdots & \Delta T_{36} \end{bmatrix}' \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ -N \end{Bmatrix} \quad (\text{付 2.15})$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{d_1}{2(L')^2} \cos \phi_1 \Delta \delta + \frac{d_1}{2L'} \sin \phi_1 \Delta \phi_1 & \frac{d_1}{2(L')^2} \cos \phi_1 \Delta \delta + \frac{d_1}{2L'} \sin \phi_1 \Delta \phi_1 & -\frac{d_1}{2} \cos \phi_1 \Delta \phi_1 \\ \frac{d_2}{2(L')^2} \cos \phi_2 \Delta \delta + \frac{d_2}{2L'} \sin \phi_2 \Delta \phi_2 & \frac{d_2}{2(L')^2} \cos \phi_2 \Delta \delta + \frac{d_2}{2L'} \sin \phi_2 \Delta \phi_2 & -\frac{d_2}{2} \cos \phi_2 \Delta \phi_2 \\ \frac{1}{(L')^2} \cos \psi \Delta \delta + \frac{1}{L'} \sin \psi \Delta \psi & \frac{1}{(L')^2} \cos \psi \Delta \delta + \frac{1}{L'} \sin \psi \Delta \psi & -\cos \psi \Delta \psi \\ -\frac{1}{(L')^2} \cos \psi \Delta \delta - \frac{1}{L'} \sin \psi \Delta \psi & -\frac{1}{(L')^2} \cos \psi \Delta \delta - \frac{1}{L'} \sin \psi \Delta \psi & \cos \psi \Delta \psi \\ -\frac{1}{(L')^2} \sin \psi \Delta \delta + \frac{1}{L'} \cos \psi \Delta \psi & -\frac{1}{(L')^2} \sin \psi \Delta \delta + \frac{1}{L'} \cos \psi \Delta \psi & \sin \psi \Delta \psi \\ \frac{1}{(L')^2} \sin \psi \Delta \delta - \frac{1}{L'} \cos \psi \Delta \psi & \frac{1}{(L')^2} \sin \psi \Delta \delta - \frac{1}{L'} \cos \psi \Delta \psi & -\sin \psi \Delta \psi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ -N \end{Bmatrix}$$

これに、(付 2.5)、(付 2.7)、(付 2.9)、(付 2.10)式を代入すると次式が得られる。

$$[\Delta T]' \{s\} = [p] \{\Delta d\} = \begin{bmatrix} p_{11} & \cdots & p_{16} \\ & \ddots & \vdots \\ \text{sym.} & & p_{66} \end{bmatrix} \{\Delta d\} \quad (\text{付 2.16})$$

ここで、

$$\begin{aligned}
p_{11} &= -\frac{d_i}{4(L')^2} \left[2(M_1 + M_2)L' \sin \phi_1 + 2\{(M_1 + M_2)d_i \sin \phi_1 + N(L')^2\} \cos \phi_1 + Nd_i L' \cos^2 \phi_1 \right] \\
p_{12} &= -\frac{d_i d_j}{4(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_1 \cos \phi_2 + \{(M_1 + M_2) \sin \phi_2 + NL' \cos \phi_2\} \cos \phi_1 \right] \\
p_{13} &= -\frac{d_i}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_1 \cos \psi + \{(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \phi_1 \right] \\
p_{14} &= \frac{d_i}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_1 \cos \psi + \{(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \phi_1 \right] \\
p_{15} &= \frac{d_i}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_1 \sin \psi - \{(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \cos \phi_1 \right] \\
p_{16} &= -\frac{d_i}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_1 \sin \psi - \{(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \cos \phi_1 \right] \\
p_{22} &= -\frac{d_j}{4(L')^2} \left[2(M_1 + M_2)L' \sin \phi_2 + 2\{(M_1 + M_2)d_j \sin \phi_2 + N(L')^2\} \cos \phi_2 + Nd_j L' \cos^2 \phi_2 \right] \\
p_{23} &= -\frac{d_j}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_2 \cos \psi + \{(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \phi_2 \right] \\
p_{24} &= \frac{d_j}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_2 \cos \psi + \{(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \phi_2 \right] \\
p_{25} &= \frac{d_j}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_2 \sin \psi - \{(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \cos \phi_2 \right] \\
p_{26} &= -\frac{d_j}{2(L')^2} \left[(M_1 + M_2) \sin \phi_2 \sin \psi - \{(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \cos \phi_2 \right] \\
p_{33} &= -\frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \psi \\
p_{34} &= \frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \psi \\
p_{35} &= \frac{1}{(L')^2} \{(M_1 + M_2) (\sin^2 \psi - \cos^2 \psi) + NL' \cos \psi \sin \psi\} \\
p_{36} &= -\frac{1}{(L')^2} \{(M_1 + M_2) (\sin^2 \psi - \cos^2 \psi) + NL' \cos \psi \sin \psi\} \\
p_{44} &= -\frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \sin \psi + NL' \cos \psi\} \cos \psi \\
p_{45} &= -\frac{1}{(L')^2} \{(M_1 + M_2) (\sin^2 \psi - \cos^2 \psi) + NL' \cos \psi \sin \psi\} \\
p_{46} &= \frac{1}{(L')^2} \{(M_1 + M_2) (\sin^2 \psi - \cos^2 \psi) + NL' \cos \psi \sin \psi\} \\
p_{55} &= \frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \sin \psi \\
p_{56} &= -\frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \sin \psi \\
p_{66} &= \frac{1}{(L')^2} \{2(M_1 + M_2) \cos \psi - NL' \sin \psi\} \sin \psi
\end{aligned}$$

(付 2.14)式の第2項は本論(6.6)式で表される。再掲すると、

$$[T]^T \{\Delta s\} = [\Delta T]^T [k_0] [\Delta T] \{\Delta d\} \quad (\text{付 2.17})$$

ここで、

$$[k_0] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 \\ 0 & 0 & k_3 \end{bmatrix}$$

$[k_0]$ の要素 k_1 、 k_2 は弾塑性ヒンジの無次元復元力モデルから決定される剛性であり、 k_3 は柱の軸方向の弾性剛性である。

(付 2.16)式と(付 2.17)式を(付 2.14)式に代入すると、

$$\{\Delta f\} = ([p] + [\Delta T]^T [k_0] [\Delta T]) \{\Delta d\} = [k] \{\Delta d\} \quad (\text{付 2.18})$$

ここで、 $[k]$ は柱梁接合部パネル中心位置で表した柱の剛性行列であり、次式で表される。

$$[k] = [p] + [\Delta T]^T [k_0] [\Delta T] \quad (\text{付 2.19})$$

論文要旨

動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究

須 田 量 哉

地震応答時には鉄筋コンクリート骨組を構成する柱の挙動は変動軸力と載荷速度の影響を受ける。いずれも鉄筋コンクリート柱の耐震性状に大きく影響を与える要因であるが、これまで別々に実験的あるいは解析的な研究が進められており、同時に検討したものはない。

鉄筋コンクリート骨組の地震応答解析はよく行われており、その骨組挙動を大きく支配する柱に関しては、変動軸力の影響を考慮した破壊条件、復元力モデルなどが提案されている。しかし、柱の地震応答時の挙動を適切にこれらの数値解析モデルで表すには、多くの変数を定義する必要があり、その決定及び一般的な運用は難しい。また、地震応答時の変動軸力を受ける柱を対象とした解析であっても載荷速度の影響は考慮されていない。

本研究では、曲げ降伏が先行するように設計された鉄筋コンクリート柱について、変動軸力下でかつ強震動応答時の複雑に変動する載荷速度を実現するように計画された動載荷実験を実施した。その結果、載荷速度効果は塑性変形量を、変動軸力の影響は終局曲げ耐力計算値を用いて評価できることを明らかにした。この知見を元に、変動軸力下の鉄筋コンクリート柱の動的復元力を的確に表す動的復元力モデルを提案した。提案した動的復元力モデルはその特性を表す変数が少なく扱いが容易である。最後に、それを既往の多層骨組強震動応答解析法に適用してその有効性を明らかにした。

以下、章ごとにその要旨を述べる。

第1章では、この研究の背景、既往の研究、この研究の目的について述べた。

第2章では、大変形の繰返しをともなう強震動応答時の鉄筋コンクリート部材の復元力履歴に及ぼす載荷速度の影響を定量的に検討するための基礎資料を得ることを目的として、鉄筋コンクリート部材の動載荷実験と静載荷実験を実施した。

第3章では、第2章の動載荷実験と静載荷実験の結果にもとづき、強震動応答時を対象とした場合復元力に与える載荷速度の影響は、変形速度の大きさではなく塑性変形及び累積塑性変形の大きさに相関があることを明らかにした。次に、それらを変数とした載荷速度効果式を提案し、静載荷実験の復元力から動載荷実験の復元力を予測できることを示した。最後に、これを既往の復元力モデルに適用した復元力モデルは動載荷実験の復元力特性を的確に表すことを示した。

第4章では、変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動載荷実験を実施し、変動軸力下の鉄筋コンクリート柱の動的復元力に関する実験資料を得た。まず、変動軸力を生じるように工夫された柱の動載荷実験と、変動軸力及び載荷速度の影響を無視できる若干の静載荷実験を実施した。静載荷実験に比べ動載荷実験では載荷速度効果により復元力が増加するが、変動軸力の影響により復元力が複雑に変動する現象が現れた。この現象は軸力の変動幅が大きくかつ初期軸力比が小さい試験体ほど顕著であった。

第5章では、変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の動的復元力に及ぼす載荷速度と変動軸力

の影響について検討し、動的復元力モデルを提案した。まず、第4章の実験結果にもとづき、変動軸力の影響は刻々と変化する軸力値に対応する終局曲げ耐力計算値で、載荷速度の影響は第3章で示した載荷速度効果式で表せることを示し、これらを同時に考慮することにより動載荷実験の復元力特性を評価できることを示した。次に、Tri-linearモデルとCloughモデルを組み合わせた静的復元力モデルに、軸力に応じて変動する終局曲げ耐力計算値と載荷速度効果式を適用した動的復元力モデルを提案し、それが動載荷実験の復元力特性をよく表すことを示した。

第6章では、既往の多層骨組強震動応答崩壊解析法を利用して、第5章で提案した動的復元力モデルが鉄筋コンクリート多層骨組の地震応答解析に有効であることを確かめた。まず、鉄筋コンクリート多層骨組を設計した。そして、提案した動的復元力モデルを既往の多層骨組強震動応答崩壊解析法に適用し、設計した多層骨組の強震動応答解析を行い、提案した動的復元力モデルが地震応答解析に容易に適用できることを示した。また、提案した動的復元力モデルを用いて載荷速度と変動軸力の影響を考慮した強震動応答解析の結果は、それらを考慮しない復元力モデルを用いた解析の結果と顕著に異なっており、鉄筋コンクリート多層骨組の強震動応答解析においては載荷速度と変動軸力の影響を考慮する必要があることを示した。

第7章では、この研究を総括した。

論文目録

第2章

1. 鉄筋コンクリート部材の動的復元力特性と鉄筋コンクリート建物の強震動応答
熊本大学工学部研究報告, Vol.39, No.1. pp.31-40
平成2年1月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、吉田広幸、豊原昌彦、金森正浩
2. 高せん断力下のH形鋼部材と鉄筋コンクリート部材の動的復元力特性
(その1. 静載荷実験と動載荷実験)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1309-1310
平成元年10月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、金森正浩、豊原昌彦、吉田広幸
3. 高せん断力下のH形鋼部材と鉄筋コンクリート部材の動的復元力特性
(その3. 鉄筋コンクリート部材の動的復元力特性)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1313-1314
平成元年10月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、金森正浩、豊原昌彦、吉田広幸

第3章

- * 4. Dynamic Restoring Force of Reinforced Concrete Beam-Column Members
under Seismic Loading
Proceedings of Ninth Symposium on Earthquake Engineering (India), Vol.1, pp.53-60
平成2年12月発行に掲載
Motoo Saisho and Kazuya Suda
5. せん断曲げ荷重をうける鉄筋コンクリート部材の動的復元力に関する実験的研究
(その1. 動載荷実験と静載荷実験)
日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第8号・1. 構造系, pp.301-304
平成2年3月発行に掲載
最相元雄、須田量哉
6. せん断曲げ荷重をうける鉄筋コンクリート部材の動的復元力に関する実験的研究
(その2. 動的復元力モデルと地震応答)
日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第8号・1. 構造系, pp.305-308
平成2年3月発行に掲載
最相元雄、須田量哉

第4章

- * 7. 超高強度コンクリート柱の動的復元力特性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.19, No.2, pp.975-980
平成9年6月発行に掲載
最相元雄、須田量哉

8. 超高強度コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究
(その1. 超高強度コンクリート柱の動載荷実験)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.183-184
平成8年9月発行に掲載
福田孝次、松尾隆一、須田量哉、最相元雄
9. 鉄筋コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究
(その4. 載荷速度が鉄筋コンクリート柱断面の歪分布に与える影響)
日本建築学会九州支部研究報告, 第35号・1, 構造系, pp.369-372
平成7年3月発行に掲載
須田量哉、光成和昭、福田孝次、最相元雄
10. 断面解析による鉄筋コンクリート柱の動的曲げ耐力に関する検討
日本建築学会中国・九州支部研究報告, 第9号1, 構造系, pp. 245-248
平成5年3月発行に掲載
須田量哉、最相元雄
11. 鉄筋コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究(その3. 動的曲げ耐力)
日本建築学会九州支部研究報告, 第32号・1, 構造系, pp.285-288
平成3年3月発行に掲載
最相元雄、岡部猛、須田量哉、吉田広幸
12. 鉄筋コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究(その1. 静載荷実験と動載荷実験)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.889-890
平成2年10月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、松山輝男、吉田広幸
13. 鉄筋コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究(その2. 動的復元力と予測式)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 891-892
平成2年10月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、松山輝男、吉田広幸

第5章

- * 14. Restoring Force Model of RC Column Subjected to Dynamically Varying Axial Force
Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.10. 1024-1-8
平成12年1月発行に掲載
Motoo Saisho and Kazuya Suda
- * 15. 動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリートせん断曲げ柱の復元力モデルに関する実験的研究
構造工学論文集, No.45B, pp.341-350
平成11年3月発行に掲載
最相元雄、松山輝男、須田量哉
16. 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力モデルに関する実験的研究
(その1. 鉄筋コンクリート柱の動載荷実験と復元力モデル)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.421-422
平成10年9月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、杉本崇、古金俊郎、小早川昭生

17. 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱部材の復元力モデルとこれに基づく強震動応答
日本建築学会九州支部研究報告,第 37 号・1. 構造系, pp. 597-600
平成 10 年 3 月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、野中勇吾、栗崎智之
18. 超高強度コンクリート柱の動的復元力に関する実験的研究
(その 2. 超高強度コンクリート柱の復元力特性)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 35-36
平成 9 年 9 月発行に掲載
最相元雄、須田量哉、野中勇吾、栗崎智之

第 6 章

19. CFT 多層骨組の強震動応答と崩壊挙動に関する研究(その 1. CFT 多層骨組の数値解析法)
日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.1221-1222
平成 12 年 9 月発行に掲載
最相元雄、松山輝男、須田量哉
- (* 14) Restoring Force Model of RC Column Subjected to Dynamically Varying Axial Force
Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.10, 1024-1-8
平成 12 年 1 月発行に掲載
Motoo Saisho and Kazuya Suda
- (* 15) 動的変動軸力を受ける鉄筋コンクリートせん断曲げ柱の復元力モデルに関する実験的研究
構造工学論文集, No.45B, pp.341-350
平成 11 年 3 月発行に掲載
最相元雄、松山輝男、須田量哉

謝 辞

この研究を進めるにあたり、また、平成元年度私の内地研究員受け入れをご快諾の頃より、熊本大学工学部教授 最相元雄先生には貴重な実験データの使用から研究方法の細部に至るまで、終始格別のご配慮、ご指導、ご鞭撻を賜りました。心より厚く御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり、熊本大学教授 崎元達郎先生、同 三井宜之先生、同 秋吉卓先生、同助教授 村上聖先生には有益なご指摘をいただきました。また、同助教授 岡部猛先生には日頃より研究上の貴重な御教示をいただきました。諸先生方に衷心より謝意を表します。

熊本大学技術官 戸田善統氏には実験全般の遂行にあたり、完璧なるご協力、ご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

株式会社新井組 光成和昭氏には、この研究の中核部分である軸力導入柱試験体の実験、コンクリートの静載荷材料試験、載荷装置設計製作など、実験全般に関して全面的なご協力、ご支援をいただきました。心より御礼申し上げます。

この研究は熊本大学工学部最相研究室の全面的なご支援をいただいて遂行できたものです。修士論文あるいは卒業論文のテーマとして、惜しみないご協力をいただきました最相研究室に所属された全ての皆様に深く感謝いたします。

平成 14 年 3 月 須田暲哉