

鉄筋コンクリート壁フレーム構造の
終局型耐震設計法に関する研究

昭和60年4月26日

横浜国立大学工学部

壁谷澤 寿海

【論文要旨】

本研究は、純フレーム構造に連層耐震壁が組み込まれた構造形式の鉄筋コンクリート建物（鉄筋コンクリート壁フレーム構造）の終局型の耐震設計手法の開発を念頭において行なった、実験的研究及び解析的研究である。

本論文は、10章から構成されており、いずれも耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する鉄筋コンクリート壁フレーム構造を対象とする、実験、解析、設計の研究となっている。第1章が序論、第2章が日米共同研究として行なわれた実大7層試験体及び部材の実験、第3章が曲げ降伏型耐震壁の実験、第4章が非線形地震応答解析手法の説明、第5章が実大7層試験体による擬似動的加力実験の解析、第6章が壁フレーム構造の地震応答解析、第7章が最大応答せん断力の理論的評価、第8章が実用的な弾塑性解析法の開発、第9章が終局型設計法の提案、等に関する研究を主な内容としており、第10章は全体のまとめである。

第1章では、近年移行段階にある鉄筋コンクリート建物の耐震設計法を整理し、塑性変形を許容する終局型の設計法を壁フレーム構造に適用する場合の問題点、未解明な点を明らかにして、本研究の目的を述べた。本研究では、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法の開発を念頭におき、

- (1) 実験による構造物、部材の剛性、耐力、変形能力の把握
- (2) 非線形地震応答解析手法の開発
- (3) 崩壊モードを考慮した耐震性の検討
- (4) 耐震壁終局設計用せん断力の評価
- (5) 実用的な終局型設計手法の提案

等を主な目的としている。また、終局型設計法の観点から、壁フレーム構造の実験、解析等に関する既往の研究を整理した。

第2章では、日米共同研究の一環として行なわれた鉄筋コンクリート造実大7層試験体の擬似動的加力実験及びこの補助実験の結果をまとめた。擬似動的加力実験は本研究の解析対象であり、また、実大7層試験体は設計法研究のProto-Typeの構造物としている。実大実験では、一定の外力分布で変位モードを仮定して縮約した等価1自由度系の応答計算にもとづいて静的に変位を制御する等価1自由度系擬似動的加力実験手法により、壁フレーム構造の地震入力に対する応答が得られた。特に、実大の立体構造物による実験結果として、はり耐力に対するスラブの協力効果及び直交ばりの立体的な効果等により骨組の終局保有耐力は規準の計算値よりかなり高いものとなることが明らかにされた。また、実大7層試験体を構成するはり柱接合部の模型試験体の静加力実験では、設計規準の有効幅に相当するスラブをもつはりでは、全スラブ筋が上端引張に有効であること、スラブにより下端引張の耐力もかなり上昇すること、上端引張側では著しいピンチングの履歴性状を示すこと、等を明らかにして、解析及び設計においては、はりに対するスラブの影響を十分考慮する必要があることを指摘した。

第3章では、曲げ降伏型耐震壁の変動シアスパン加力実験の結果を示した。実験では、連層耐震壁の最下層において曲げ降伏後のせん断破壊が起こるシアスパン比を明らかにする目的で、耐震壁のシアスパン比を大きい方から小さい方へ変動させて脆性的な破壊に至らせる加力方法としたことが特徴となっている。また、試験体では、配筋量、配筋詳細、壁厚等をパラメータとして、主に、配筋詳細設計の相違が耐力、変形能力に与える影響を把握することを目的とした。いずれの場合も、側柱は十分拘束して、側柱のせん断、圧縮等による破壊が生じないように留意した。壁厚が通常程度の実験シリーズでは、壁板のスリップ破壊に対しては通常の補強筋では限界があるが、特別の補強方法(X型)により、同じ配筋量で、耐力、変形能力の向上が期待できる結果が得られた。また、側柱を十分に拘束して壁厚を厚くした場合の実験シリーズでは、スリップ破壊の耐力が上昇して十分な耐力と靱性が得られ、さらに壁板のコンクリートを柱状の斜め筋により拘束した補強方法では、小さいシアスパン比、大変形下の繰返し加力でもせん断破壊しない極めて良好な靱性が得られた。

第4章では、5、6、7章の解析で用いた、構造物の非線形地震応答解析の手法をまとめた。壁フレーム構造を部材モデルで構成される平面骨組にモデル化し、はり、柱には通常の材端剛塑性回転バネ法を用いたが、耐震壁に対しては壁板、側柱に相当する3本の部材で構成される新たなモデル化を提案した。部材の復元力特性は、部材実験結果を参考にして新たに作製または改良したモデルを用いた。はり、柱には、Takeda Modelにピンチングの性状を採り入れたTakeda Slip Model、壁、柱の軸方向変形には、初期軸力、鉄筋量を考慮したAxial Stiffness Model、壁のせん断変形には、せん断破壊後の負勾配をもつShear Failure Model等を開発して用いた。また、等価1自由度系擬似動的解析、多自由度系動的解析、静的解析、等において用いた数値計算法を、特に不釣合い力の処理、計算の能率化等に重点を置いて解説した。

第5章では、実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析結果を示した。部材実験等を参考に、形状と材料特性に立脚した部材の剛性及び耐力の評価方法を示し、実験手法を模擬した等価1自由度系擬似動的解析手法により、実験の解析を行なった。この解析手法により、実験で得られた構造物としての応答だけでなく、各部材の変形等も精度よく再現しうることが確認された。また、多自由度系動的解析との比較では、高周波成分を除いて修正した実験での入力地震波に対する変位応答に関しては、等価1自由度系擬似動的解析と大差なく、振動実験等による多自由度系の応答でも同様な結果が得られることが予想された。

第6章では、保有耐力の異なる建物を対象にして、耐震壁がせん断破壊する可能性も含めた多自由度系の非線形地震応答解析を行ない、特に骨組の崩壊モードに関連させて、耐震性を比較した。保有耐力の高い建物として、実大7層試験体の配筋量を変更し、日本の耐震基準で要求される保有耐力を確保した壁フレーム構造を設定した。耐震壁のせん断耐力は、3章の実験結果にもとづいて設定したが、いずれの建物でも、逆三角形外力分布による静的解析での骨組終局時のせん断力より高い。地震波の入力加速度レベルが200～300 gal程度では、いずれも曲げ降伏型の崩壊モードとなり、保有耐力の高い建物の応答変形は小さい。しかし、強い地震入力(300～450 gal)に対しては、保有耐力が高い建物は、動的な効果(高次モー

ドの影響)により、1階の耐震壁が脆性的な破壊をし、変形が大きく集中した。一方、保有耐力が低く、耐震壁のせん断耐力に余裕がある実大7層試験体は安定した曲げ降伏型を維持し、1階の応答変形で比較すればはるかに小さいものであった。すなわち、壁フレーム構造の終局型の設計法では、保有耐力は耐震壁の崩壊モードが同じ(曲げ降伏型)という条件でのみ耐震性の指標となりうること、また、耐震壁の韌性のある崩壊モードを確保することが重要で、そのためには、動的な効果も含め、耐震壁の最大入力せん断力を正しく評価する必要があることを示した。さらに、等価1自由度系擬似動的解析と多自由度系動的解析の比較、外力分布の異なる静的解析等により、動的な効果により変動する層せん断力は、壁フレーム構造ではそのほとんどが耐震壁に入力する性質があることを明らかにした。

第7章では、動的な効果を含めた応答せん断力の最大値を応答理論にもとづいて評価、推定する手法を示し、建物、入力地震波が異なる非線形地震応答解析と比較して適合性を検討した。多自由度系の動的な応答外力から、1次モードに対応する基準モードとそれに対する変動分(高次モード)に分解して定義する方法を示した。多自由度系の運動方程式にもとづいて、この高次の変動分を定式化すると、2次の応答のみに一定の増幅率を仮定することによって、建物重量、入力加速度レベルに比例するものとなる。定式化の過程で、応答倍率に依存しない、多自由度系の応答に本質的な部分が重要な意味をもつことを示した。非線形地震応答解析で評価した高次の変動分と入力加速度の時刻歴を比較すると、建物、入力地震波によらずよく一致して、入力レベルとの定量的な関係は一般的に成立する。基準モード外力に対応する層せん断力には静的に評価しうる上限値(終局耐力)があることから、これと入力加速度レベルに対応する高次の変動分の和として、最大応答せん断力の上限値が推定しうる。また、6章の結果から高次の変動分は耐震壁に入力すると考えることにより、耐震壁の応答せん断力の上限も、静的な解析に動的な増幅(高次の変動分)を考慮して、同様に推定しうることを示した。最大入力加速度にもとづく応答せん断力の推定値は、非線形地震応答解析による最大応答せん断力の上限値となることを確認し、終局型の設計法において、耐震壁の設計用せん断力に対して適切な動的割増率を設定しうることを示した。

第8章では、構造計画、略設計の段階での手計算による方法を念頭において、壁フレーム構造の実用的な弾性解析法、保有耐力計算法を示し、また、これを用いて、終局型の設計法における構造計画の観点から、現行の慣用的な設計法のフローを解析した。弾性解析では、壁の変形モードを仮定する略算モデルを提案し、設計のパラメータと結びついた簡略な解の表現を可能にした。この解法で、マトリクス法による精解と比較してよい精度の解が得られることを確認し、また、むしろ、略算による誤差より、やや曖昧に仮定されがちな基礎の剛性等の影響が大きいことを指摘した。保有耐力の算出法では、まず、骨組の崩壊モードに対応して適切に定義することが重要であることを指摘し、保有耐力の定義、算出法を設計に関連させて一般的に論じた。壁の曲げ降伏型を設定する壁フレーム構造に対しては、骨組終局時のベースモーメントで外力分布に無関係に保有耐力を定義して、仮想仕事法による定式化を行ない、これにさらにフレーム部分で節点振分法を適用して壁のせん断力を評価する方法を提案し、弾塑性増分解析と比較して十分な精度の壁のせん断力負担率が得られることを示した。これに関連して実大実験等から実際の構造物では、変形のレベルにより相当異なる耐力、せん断力となりうることに注意すべきであることを指摘した。現行設計フローの解析では、階数、壁率、基礎剛性、仮定断面の異なる壁フレーム構造の略設計（1次設計）を行なって、終局設計用せん断力を評価し、現行基準への終局型設計法の適用の可能性を検討した。

第9章では、日本、米国、ニュージーランドで実施または提案されている耐震設計法を要約し、その特徴、問題点等を指摘した。また、以上の研究で明らかにされた点を参照し、さらに日本の現行の規定をふまえて、適用可能であると考えられる終局型の耐震設計法のフローを提案した。

第10章では、本論文全体をまとめた。

【謝辞】

本論文の完成にあたり、御指導いただいた、東京大学工学部、梅村魁名誉教授、青山博之教授、小谷俊介助教授、横浜国立大学工学部、末永保美教授に対して、ここに謹んで感謝の意を表します。

梅村魁名誉教授には、研究だけでなく、人生そのものの師として、普遍的な愛情を基本に自分に与えられた役割を自覚して広く社会に貢献する姿勢を御教えたいただきました。青山博之教授には、大学での卒業論文、大学院での修士論文の御指導に始まり、本研究に関しては、方向の示唆から完成まで終始一貫して細部にわたる御指導を賜わり、一方では研究費等の御配慮もいただき、またともすれば怠けがちな筆者に絶えず暖かい励ましをくださって、本論文の完成に至った次第ですが、本研究のみならず、筆者へのこれまでの薫陶に対する感謝の念は言葉では言い尽くせないものがあります。小谷俊介助教授には、解析研究、対外的な論文作成の御指導を通して、米国流の研究に対する真剣な態度、より完全なものをめざして自分に妥協しない厳しさ、また特に英文論文の書き方等を刺激的に御教えいただく機会が数多くありました。末永保美教授は、本研究にとって自由な環境、十分な時間と研究費、実験設備等、大学としては理想的ともいえる、実験、解析の研究環境を与えてくださいました。以上の先生方には、研究以外の面でも大変御世話になりました。重ねて深く感謝致します。

東京大学地震研究所、大沢胖教授、東京大学生産技術研究所、岡田恒男教授には、大学院での講義とともに、研究遂行の過程で有益なる御助言を賜りました。大学院時代には、東京大学工学部、細川洋治助手、千葉大学工学部、野口博助教授、イリノイ大学、密川栄志博士、三菱地所、南野博男氏をはじめとする当時の梅村青山研究室の諸先輩に懇切なる御指導をいただいたことを忘れるわけにはいきません。横浜国立大学では、横浜国立大学工学部、青木博文教授、重信恒雄講師、田川泰久助手には、研究活動全般について暖かい励ましをいただきました。また、北海道大学工学部、滝沢春男助教授には、本研究の一部に適切な御指導、御助言をいただきました。建設省建築研究所、渡部丹博士（現、東京都立大学教授）、岡本伸博士、

中田慎介博士、芳村学博士、上之蘭隆志氏には、実大実験の貴重な実験データを参照させていただきました。以上の諸先生方に厚く御礼申し上げます。

建設省建築研究所では、中田慎介博士、同研究所、川島俊一氏、東京大学大学院生（当時）、甲斐芳郎氏（現、清水建設）、木村晋一郎氏（現、日建設計）とともに、本研究の一部となる実験を行なわせていただきました。東京大学大学院生、塩原等氏には、本研究に用いた解析プログラムの一部を作製していただき、解析手法の開発を共に行ないました。また、横浜国立大学大学院生、緒方恭子嬢、柚木孝裕氏、同卒論生、梅山佐敏氏、佐守康司氏、若林誠氏をはじめとする末永研究室の諸氏には、解析、実験、論文作成等に御協力いただき、特に緒方恭子嬢には本研究の全般にわたり終始一貫惜しみない御助力をいただきました。以上の方々に心より御礼を申し上げます。

顧みて、ほんとうによい先生、先輩、同僚、後輩そして家族に恵まれて、研究を行ない得たことを幸せに思います。本研究に直接には関係せずここに御名前を記し得なかった方々も含め、御世話になった皆様に心より感謝する次第です。

なお、特に実験に関する本研究の前半で、一部は、日米共同研究（合同技術調整委員会日本側委員長、梅村魁東京大学工学部名誉教授）の一環として実施され、また、一部は、文部省科学研究費補助金、総合研究(A)（代表者、東京大学工学部青山博之教授、課題番号58350035）、及び奨励研究(A)（課題番号57750513, 58750482, 59750478）の一部で実施したことを、感謝の意を込めてここに記します。

昭和60年4月26日

壁谷澤 寿海

『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型耐震設計法に関する研究』

【目次】

[0]	論文要旨	II
	謝辞		VI
	目次		IX
	発表論文		XI
[1]	序	1
	1. 1 研究の目的		1
	1. 2 既往の研究		10
[2]	日米共同研究による実験	25
	2. 1 実大7層試験体の擬似動的加力実験		26
	2. 2 はり・柱接合部の静加力実験		36
[3]	曲げ降伏型耐震壁の変動シアスパン加力実験	73
	3. 1 実験の目的		73
	3. 2 実験シリーズI (通常の壁厚の場合)		75
	3. 3 実験シリーズII (壁厚が厚い場合)		85
	3. 4 実験結果の考察		92
[4]	壁フレーム構造の弾塑性解析法	126
	4. 1 弾塑性解析について		126
	4. 2 構造物のモデル化		128
	4. 3 復元力特性のモデル化		140
	4. 4 数値計算法		146
[5]	実大7層試験体の擬似動的解析	172
	5. 1 部材の剛性、耐力の評価		172
	5. 2 擬似動的加力実験の解析		183
	5. 3 多自由度系の解析との比較		186

[6]	壁フレーム構造の地震応答解析	203
	6.1	解析対象	203
	6.2	せん断破壊を含む解析	210
	6.3	耐震壁、柱のせん断力負担	216
[7]	最大応答せん断力の評価	254
	7.1	モード分解による高次成分の分離	254
	7.2	動的解析による評価と推定の比較	262
	7.3	最大応答せん断力の評価	265
	7.4	終局型設計法における耐震壁の設計用せん断力の定式化	272
[8]	設計における実用弾塑性解析法	292
	8.1	壁フレーム構造の弾性解析	292
	8.2	塑性解析略算法	314
	8.3	設計への応用	320
[9]	壁フレーム構造の終局型設計法	339
	9.1	現行の設計法について	339
	9.2	壁フレーム構造の終局型設計手法(案)	354
[10]	まとめ	364
	10.1	本研究のまとめ	364
	10.2	今後の課題	368
	<参考文献>	373

[発 表 論 文 目 録]

< 鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験に関する研究 >

- (1) 南野博男、壁谷沢寿海、伊藤真澄、青山博之：
鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その1）
－ 実験計画と主な実験結果 －
日本建築学会関東支部研究報告集、1976年7月
- (2) 壁谷沢寿海、南野博男、伊藤真澄、青山博之：
鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その2）
－ 梁、柱、接合部の応力と変形及び歪状態について －
日本建築学会関東支部研究報告集、1976年7月
- (3) 伊藤真澄、壁谷沢寿海、南野博男、青山博之：
鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その3）
－ 鉄骨鉄筋コンクリート造の1質点系弾塑性応答解析 －
日本建築学会関東支部研究報告集、1976年7月
- (4) 伊藤真澄、壁谷沢寿海、南野博男、青山博之：
鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その4）
－ 実験計画、主な実験結果及び耐力についての考察 －
日本建築学会大会学術講演梗概集、1976年10月
- (5) 壁谷沢寿海、伊藤真澄、南野博男、青山博之：
鉄骨鉄筋コンクリート造梁柱接合部の実験的研究（その5）
－ 接合部の変形、応力状態及び耐力についての考察 －
日本建築学会大会学術講演梗概集、1976年10月
- (6) H. Aoyama, H. Minamino, M. Itou and T. Kabeyasawa :
Tests and Analyses of SRC Beam-Column Subassemblages
Part 1. Outline of Tests
Annual Report of the Engineering Research Institute
Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. 35, Sept. 1976

- (7) H. Aoyama, H. Minamino, M. Itou and T. Kabeyasawa :
Tests and Analyses of SRC Beam-Column Subassemblages
Part 2. Interpretation of Test Results
Annual Report of the Engineering Research Institute
Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. 35, Sept. 1976

< 保有耐力の算出法に関する研究 >

- (8) 青山博之、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その1）
－ 基礎理論 －
日本建築学会関東支部研究報告集、1977年7月
- (9) 壁谷沢寿海、青山博之：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その2）
－ 鉛直荷重が作用する時の水平崩壊荷重に関する考察 －
日本建築学会関東支部研究報告集、1977年7月
- (10) 壁谷沢寿海、青山博之：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その3）
－ 耐震壁のある建物のモデル化 －
日本建築学会大会学術講演梗概集、1977年10月
- (10) 青山博之、壁谷沢寿海、和泉信之：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その4）
－ 基礎理論の補足と計算上の諸問題について －
日本建築学会関東支部研究報告集、1978年7月
- (11) 和泉信之、壁谷沢寿海、青山博之：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発（その5）
－ 一般建物の極限解析と増分解析の比較 －
日本建築学会大会学術講演梗概集、1978年9月
- (12) 壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート建物の保有耐力算出法の開発
東京大学修士論文、1978年2月

<鉄筋コンクリートはり柱接合部の実験に関する研究（日米共同研究）>

- (13) 中田慎介、壁谷沢寿海、木村晋一郎、甲斐芳郎：
大型実験施設利用による日米共同耐震研究
（その2、建物を構成するはり、柱部分の静加力実験、実験概要）
日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月
- (14) 壁谷沢寿海、中田慎介、木村晋一郎、甲斐芳郎：
大型実験施設利用による日米共同耐震研究
（その3、建物を構成するはり、柱部分の静加力実験、実験結果）
日本建築学会大会学術講演梗概集、1980年9月
- (15) Nakata, S., S. Otani, T. Kabeyasawa, Y. Kai and S. Kimura :
Test of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages
- U.S.-Japan Cooperative Research Program -
Report submitted to Joint Technical Coordinating Committee,
U.S.-Japan Cooperative Research Program, Building Research
Institute and University of Tokyo, October 1980

<実大7層試験体の解析に関する研究（日米共同研究）>

- (16) 壁谷沢寿海、塩原等、小谷俊介、青山博之：
- 日米共同研究 -
鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究
（その17）解析モデル化手法、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月
- (17) 塩原等、壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之：
- 日米共同研究 -
鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究
（その18）擬似動的解析、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1982年10月

- (18) 壁谷沢寿海、塩原等、小谷俊介、青山博之：
- 日米共同研究 -
鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究
(その3) 擬似動的解析、
第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月
- (19) Kabeyasawa, T., H. Shiohara, S. Otani and H. Aoyama :
Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete
Test Structure -- Test PSD-3 --
Report submitted to The Third Joint Technical Coordinating
Committee Meeting, U.S.-Japan Cooperative Research Program
Utilizing Large-Scale Testing Facilities, July 1982
- (20) Kabeyasawa, T., H. Shiohara, S. Otani and H. Aoyama :
Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete
Test Structure
Paper submitted to The First Workshop on Evaluation of
Structural Performance - Evaluation of Performance of Existing
Buildings for Resistance to Earthquake -,
Building Research Institute, May 1983
- (21) Kabeyasawa, T., H. Shiohara, S. Otani and H. Aoyama :
Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test
Structure
Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo
(B), Vol. XXXVII, No. 2, 1983
- (22) Kabeyasawa, T., H. Shiohara and S. Otani :
U.S. - Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test
Part 5 Discussion on Dynamic Response System
Proceedings of The Eighth World Conference on Earthquake
Engineering, July 1984
- (23) Otani, S., T. Kabeyasawa, H. Shiohara and H. Aoyama :
Analysis of the Full Scale Seven Story Reinforced Concrete Test
Structure
Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures
U.S.-Japan Research, Publication SP-84, American Concrete
Institute, 1985

<壁フレーム構造の地震応答解析に関する研究>

- (24) 壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之：
鉄筋コンクリート建物の非線形地震応答解析
日本建築学会大会学術講演梗概集、1981年9月
- (25) 壁谷沢寿海、小谷俊介、青山博之：
耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析
第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983年6月
- (26) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析
(その1) 解析対象及び解析手法
日本建築学会関東支部研究報告集、1983年7月
- (27) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析
(その2) 擬似動的解析及び動的解析結果
日本建築学会関東支部研究報告集、1983年7月
- (28) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析
(その3) 擬似動的解析及び動的解析
日本建築学会大会学術講演梗概集、1983年9月
- (29) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の地震応答解析
(その4) 動的効果の検討
日本建築学会大会学術講演梗概集、1983年9月
- (30) Kabeyasawa, T., S. Otani and H. Aoyama :
Nonlinear Earthquake Response Analyses of R/C Wall-Frame
Structures,
Transactions of the Japan Concrete Institute, 1983

<壁フレーム構造の終局型設計法に関する研究>

- (31) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計
第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1984年7月
- (32) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法
(その1) 動的効果による耐震壁のせん断破壊
日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月
- (33) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法
(その2) 高次モード変動層せん断力
日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月
- (34) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法
(その3) 動的効果を考慮した耐震壁のせん断設計
日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月
- (35) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法
(その4) 高次モード変動外力の評価及び推定
日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月
- (36) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法
(その5) 耐震壁設計用せん断力の動的割増し係数
日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月
- (37) 壁谷沢寿海、緒方恭子：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型構造計画
第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1985年6月(予定)
- (38) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート壁フレーム構造の弾性解析略算法
第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1985年6月(予定)

- (39) Kabeyasawa, T. :
Ultimate-State Design Analysis of R/C Wall-Frame Structures
Paper submitted to Second Meeting on the Evaluation of
Structures for Seismic Hazard, Berkeley Marina, California,
July 1984
- (40) Kabeyasawa, T. and K. Ogata :
Ultimate-State Design of R/C Wall-Frame Structures
Transactions of the Japan Concrete Institute, 1984
- (41) Kabeyasawa, T. :
Ultimate-State Design Analysis of R/C Wall-Frame Structures
Bulletin of the Faculty of Engineering, Yokohama National
University, Vol. 34, March 1985

<耐震壁の実験に関する研究>

- (42) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性に関する実験的研究
-異なるシアスパン比の繰返し荷重下での弾塑性挙動について-
第30回構造工学シンポジウム論文集、1984年2月
- (43) 緒方恭子、壁谷沢寿海：
曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験
第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1984年7月
- (44) 柚木孝裕、緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験
(その1) 実験方法と実験結果の概要、
日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月
- (45) 柚木孝裕、緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験
(その2) 変形性状及びエネルギー吸収能の比較
日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月

- (46) 柚木孝裕、緒方恭子、壁谷沢寿海：
鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験
(その3) 実験結果の概要と考察、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月
- (47) 柚木孝裕、壁谷沢寿海：
厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験
第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1985年6月(予定)
- (48) Ogata, K. and T. Kabeyasawa：
Experimental Study on the Hysteretic Behavior of Reinforced
Concrete Shear Walls under the Loading of Different
Moment-to-Shear Ratios
Transactions of the Japan Concrete Institute, 1984

[1] 序

本研究は、連層耐震壁をもつ鉄筋コンクリート建物（鉄筋コンクリート壁フレーム構造）の終局型の耐震設計手法の開発に関連する、実験的研究及び解析的研究である。以下では、近年の鉄筋コンクリート建物の耐震設計に対する考え方を整理し、本研究で対象とする終局型設計法の位置付けを明確にして、また、これを壁フレーム構造に適用する場合の問題点等を明らかにして、研究の目的を述べる。また、特に設計法の観点から壁フレーム構造に関する既往の研究を整理する。

1. 1 研究の目的

鉄筋コンクリート建物の耐震設計法について：

鉄筋コンクリート建物の耐震設計に対する考え方は、耐震工学研究の発展とともに、近年かなり変化している。

1960年代の終わりから1970年代の初期にかけては、特に大地震時における建物の挙動をより实际的に評価しようとする研究が行なわれるようになった。これは、日本では十勝沖地震（1968年）、米国ではSan Fernando地震（1971年）という、建築構造物、とくに鉄筋コンクリート構造の建物の耐震設計法にとって極めて教訓的な被害をもたらした地震が契機になっているとともに、これとは別に、研究の手段として電子計算機が発達したことも背景になっている、と考えられる。この時期の研究により、強震時における鉄筋コンクリート建物の挙動を設計にいかしうる部材レベルで明らかにする手法の可能性はかなり現実的なものとなり、また、建物の動的な性質、塑性域での性質に関して共通の認識が持たれるようになった。

1970年代前半で、建物の地震時の挙動をより厳密に把握することに重点を置いた実験的、解析的な研究が多く行なわれたのに対し、1970年代の後半から、それま

での研究成果を生かす形で、世界的に新しい、実用的な耐震設計法が提案されるようになり、実際にも用いられるようになってきた（[ATC-3、1978]、[NZS3101、1982]）。日本では、1981年にいわゆる”新耐震設計法”が施行された。これらの耐震設計の基本概念に共通するのは、より实际的に地震動や建物の挙動を評価しようとする姿勢であり、従って、基準としてまとまるには、細分化されたものとなり、これが従来のいわゆる静的震度法に比べ、特徴ともなっている。それらは、たとえば、

- (1) 地震動のより实际的な評価
- (2) 地域による危険度の分類
- (3) 地盤による入力、応答増幅の評価
- (4) 建物の弾性、非弾性応答による地震入力の評価
- (5) 建物の構造特性（種別）による分類
- (6) 建物の形状による分類
- (7) 建物の用途による分類
- (8) 既存建物の地震危険度の評価 [(1)～(7)を含む]

等であり、提案された方法により多少内容や数値は異なるものの、ほぼこれらの項目を含んで、地震力を評価し、建物の詳細を設計する方法となっている。

この新しい耐震設計法の、従来の設計法とは異なる最も特徴的な点は、上記(5)の項目において構造物をその塑性変形能力に応じて分類して扱い、耐震性能が塑性変形能力に依存することを明確に意識した設計の手法を適用することである。以下、特に鉄筋コンクリート建物の塑性変形能力に依存する設計法（終局型設計法）に関連する問題を整理する。

終局型設計法について：

鉄筋コンクリート建物の耐震設計法は、構造計算（解析）による安全確認の判定基準により、次のように分類することができる。

- (1) 材料応力度　－　許容応力度設計法
- (2) 部材強度　　－　終局強度設計法
- (3) 構造物耐力　－　極限設計法

実際の設計基準は、歴史的変遷を経て、徐々に(1)から(3)へ移行しており、必ずしも明快に分けられるものではなく、特に(2)の用語は、(2)、(3)を含めた意味で用いられ、区別されない場合がある。これは、日本での設計法が明確に(2)に移行した段階を経ず、新耐震設計法で(2)、(3)を含むものに一時期に移行した事情によるものと思われる。(2)、(3)の設計法は、定着した呼称ではないが、判定基準のレベルに対応するものとして、このように区別する。以下、主に日本の耐震設計法において採られている(1)～(3)の設計法の手順、考え方を整理する。

(1) 許容応力度設計法の手順は、

断面仮定

↓

静的外力→弾性解析→材料応力度<許容応力度（=材料強度／安全率）

↓

配筋決定

であり、配筋決定のプロセスは、配筋が著しく困難にならない限り、一義的なもの（手戻りのないもの）である。許容応力度は材料の種類により異なる安全率を考慮して決められる。

(2) 終局強度設計法の手順は、

断面仮定

↓

静的外力 (= 荷重 * 係数) → 弾性解析 → 部材力 < 部材終局強度

↓

配筋決定

であり、外力を荷重の種類により異なる係数を乗じて評価し、構造物の安全性に対する実際の不確定要素に近い方を重視する形になっている。耐震設計法の概念としてより、鉛直荷重（固定荷重と積載荷重）に対する安全率の考え方として重要であり、日本の設計法にはこの考え方はない。また、部材が終局耐力に達したときは、弾性剛性とはかなり違っているので、弾性解析のもつ意味はすでにうすれている。これを考慮すると、設計のプロセスとしては、単純でないもの（応力再配分あるいは塑性剛性を考慮した解析を含む設計法）も考えられるが、一般にはやはり手戻りのないものとなる。

これらに対し、(3) 極限設計法は、判定の手順のみ示せば、

断面及び配筋仮定

↓

塑性応力解析 → 骨組耐力 > 必要耐力

であり、この判定のみでは、建物の設計を決める手順にはなりえない。通常は、(1) あるいは(2) の手法による弾性応力解析に立脚した配筋決定（仮定）法がとられるが、判定は別の方法（解析）になるので、手順はやや繁雑なものとなる。また、通常、構造物は、部材の終局耐力に達する変形レベルは異なるので（だからこそ骨組レベルの塑性解析が意味をもつわけでもあるが）、この設計法では、少なくとも最後の部材が終局耐力に達する変形まで、他の部材が塑性変形して耐力が低下しない（靱性がある）ことが前提になる。

実際の地震で、建物の挙動が(1)または(2)の設計法のシミュレーションどおりになるのは、地震が小さい、あるいは（構造計算における設計の判定基準とは別の理由で）建物が強い、のどちらかで、ある程度以上の大きさの地震で多くの建物がこのとおりにならないのは、過去の地震被害、加速度記録にもとづく解析からも共通の認識となっている（すなわち、外力が大きい）。(1)から(3)の設計法への移行は、実際に予想されるレベルの大地震に対しても安全であることを保証しようとするものである。

(3)の設計法でも必要な耐力は、大きな地震力に対応するものよりは低い値が設定され、構造物（部材）の塑性変形能力に依存するという考え方が導入される。したがって、構造物が安全であることを保証するためには、ここで、新たな判定基準を設定する必要がある。すなわち、

部材応答変形 < 許容変形（塑性変形能力、靱性）

となることを保証する必要がある。すなわち、この設計法では、究極的には、構造物（部材）の塑性応答量の計算（非線形地震応答解析）を背景にしていることになるが、個々の建物に適用するには、まだ不明な点もあり、結果の信頼性の割には計算量が多すぎる。そこで、計算可能な

骨組終局耐力 > 必要耐力

の判定で、上記の判定を読みかえうると仮定する。これは、日本の設計基準（新耐震設計法）のいわば独特の考え方で、外国の設計法では、構造物の種類によって、(2)の設計手順における外力を段階的に設定し、必要な耐力は得られていると考え、この判定は伴わないものが多い。

構造物に必要な終局耐力（保有耐力）と部材に必要な塑性変形能力（靱性）を段階的に設定すると、これを関連させて設計することが必要になる。設計法の手順

は、概念的には、

- (A) 部材の靱性から必要となる構造物の保有耐力を与える、あるいは、
- (B) 構造物の保有耐力から必要となる部材の靱性を与える、

のいずれかが主体になる。

部材および構造物の塑性域での性質が設計法に採り入れられるのに関連して、上記の判定とは別の概念、すなわち、“崩壊モード”という概念が強く意識されるようになってきている。従来の設計法では、崩壊モードという概念は、数値化しにくいこともあって、“望ましい”か“望ましくない”程度の違いで、より積極的に評価されることがなかったが、部材の靱性の評価だけでなく構造物の耐力と部材変形の関係に関する上記の仮定に非常に重要な意味をもちうることが認識されるようになった。

“崩壊モード”という観点からも(1)～(3)の設計法に整理することができ、鉄筋コンクリート構造で対応する崩壊モードをあげると、

- (1) 材料 － 鉄筋の引張降伏、コンクリートの圧壊
- (2) 部材 － 曲げ降伏型、せん断破壊型
- (3) 構造物 － 全体崩壊、部分崩壊

となり、一般には後者より前者の方が望ましいと考えられている。(3)は、具体的には、純フレーム構造では、前者がはり崩壊型、後者が柱崩壊型、壁フレーム構造では、前者が壁の曲げ降伏型あるいは基礎回転、後者が壁のせん断破壊型、等が対応する。

この崩壊モードは、強度、耐力等の指標と違って、二者択一的な性格があり、設計法での計算上の予測と実際の挙動の可能性では非常に微妙な判定を伴うので、

- (A) 実際には設定した崩壊モードとは異なっても仕方ないとする、
- (B) 望ましい崩壊モードを設定して実際にあくまで実現するように設計する、
- (C) 特に崩壊モードは設定しないが、崩壊モードの違いを評価の対象に入れる、

等の考え方の違いによって設計法の規定（特に安全率に関して）も手順もかなり異なったものとなる。

日本の現行基準（新耐震設計法の2次設計）は、部材に対しては(C)の考え方が採り入れられているが、構造物（骨組）に対しては曖昧で(A)の考え方に近い。一方、部材にも骨組に対しても(B)の考え方をはっきりさせた設計法としては、ニュージーランドにおける耐力設計法（Capacity Design）がある。基本的には、破壊させたい部材を設計し、他の部材は入力する応力の上限值に対して安全率を見込んで破壊しないように設計して、崩壊モードを確保するという、具体的な設計の手順も示されている。崩壊モードを確実に実現しようとする設計法では、この安全率をいかに適当に設定するか（また、それで実際に設計可能か）が重要なポイントになる。

本研究で念頭におく終局型設計法とは、ニュージーランドの耐力設計法を参考にして、日本の現行の設計フロー（1次、2次設計）を重視した上で、さらに設定した望ましい構造物の崩壊モード、すなわち、全体崩壊、の確保に重点をおくものである。

壁フレーム構造の終局型設計法について：

純フレーム構造の場合は、望ましい構造物の崩壊モードとして、はり降伏型を確保することが重要である。ニュージーランドの耐力設計法（Capacity Design）の具体的な設計の手順は、基本的には、はりを設計し、それにもとづいて柱に入力する応力の上限值を評価して、柱が曲げ降伏及びせん断破壊しないように設計するものである。（この前提、すなわち、柱の応力がまわりのはりからの入力で決まる

とする考え方自体、一見自明のことのように受け取られがちであるが、検討の余地がある。これを吟味することは、純フレーム構造の設計に非常に重要であるが、壁フレーム構造ではこのはり降伏型の確保自体かなり意味が薄れることもあって、本研究では、この問題は一切扱わない)

柱の設計では、はりの主筋配筋後の終局モーメントを算出して、例えば、

- (A) 各節点のモーメント和を上下柱に分配する
- (B) 外力分布を仮定して、崩壊時の応力を求める

方法により、柱の応力が得られる。しかし、これらの設計で評価しえない不確定要素、例えば、

- (1) 鉄筋の歪硬化によるはり耐力の上昇
- (2) スラブの協力効果によるはり耐力の上昇
- (3) 二方向外力による柱耐力の低下
- (4) 動的効果による反曲点位置の移動 [(A), (B)の誤差]

等を考慮して、計算されたはり終局時の応力を割増しして、十分に安全率を見込んで柱の設計をする。(1)～(4)に対して、それぞれ見込む必要がある安全率に関しては、参考になる実験的、解析的研究もいくつか行なわれている。ニュージーランドの設計基準NZS3101 [1982]では、具体的に数値も設定されている。

壁フレーム構造で、構造物全体としての望ましい全体崩壊のモードは、フレーム部分でははりの曲げ降伏型、耐震壁部分では、壁脚の曲げ降伏あるいは基礎回転であるが、この場合、フレーム部分より、耐震壁の設計、すなわち、せん断破壊しない崩壊モードの確保が重要になる。これに対しても、曲げ降伏あるいは基礎回転の骨組終局時に作用するせん断力を評価して、これに対してせん断破壊しないように設計する手法が考えられる。

骨組終局時で、静的に耐震壁に作用するせん断力の上限は、壁及び境界部材の終局耐力から評価することが可能であるが、せん断設計では、動的な応答でこれが上昇する可能性も考慮する必要がある。しかし、壁を含む鉄筋コンクリート建物の非線形地震応答解析の例は少なく、動的な効果により壁に入力するせん断力は、設計にいかしうる形で一般的に評価されていない。

本研究の目的：

本研究では、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型の耐震設計法の開発を念頭において、

- (1) 実験による構造物、部材の剛性、耐力、変形能力の把握
- (2) 壁フレーム構造の非線形地震応答解析手法の開発
- (3) 実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析
- (4) 壁フレーム構造の非線形地震応答解析による動的効果の検討
- (5) 最大応答せん断力の応答理論にもとづく評価
- (6) 耐震壁終局設計用せん断力の動的増幅係数の定式化
- (7) 壁フレーム構造の実用弾塑性解析法の開発
- (8) 壁フレーム構造の終局型設計手法の提案

等を目的としているが、特に(4)～(6)の、地震時に作用する動的な外力(動的効果)を考慮して耐震壁の終局設計用せん断力を評価する方法を示すことに重点をおく。本論文の構成を図1.1.1に示した。

1. 2 既往の研究

本研究の対象である鉄筋コンクリート壁フレーム構造に関連する既往の研究を整理する。

鉄筋コンクリート構造の研究は、手法により、

- (A) 実験的研究
- (B) 解析的研究

に分類できるが、いずれも究極的には構造物の設計法の背景となることを意識して、構造物の挙動を明らかにすることを目的として行なわれる。以下、設計法は、地震力に対する設計が支配的な設計法（耐震設計法）を前提にする。

(A) 実験的研究は、構造物あるいは部材の試験体の加力実験による場合が多いが、加力の形式により、(A1)静的な加力実験、(A2)動的な振動実験、(A3)擬似動的加力実験、等に分類することができる。

(B) 解析的研究は、計算機による数値計算が主体になるが、主に、(B1)破壊理論、ミクロな解析モデル等による部材実験の静的な解析、(B2)構造物のモデル化による動的な地震応答解析、に大別される。

また、主体となる目的により、

- (1) 基本的な理論の検証、研究手法の開発
- (2) 実地的な設計手法の開発

等に分類することもできる。(2) を目的とした研究は、あるいは既往の研究成果の整理等を含み(A)、(B)の手法により、特に、設計基準を検討して、新たな設計法を

開発、提案することになる。

最近では研究方法は以上のものが複合的になることが多いので、ある研究をどれかに属するものとして分類することは難しくなっている。以下では、解析手法の検証として実験を行ない、解析を伴う場合でも実験的な研究に分類した。また、解析的研究は、本研究に関連する(B2)の、さらに非線形の地震応答解析のみに限り、主な目的により、(B21)挙動の解析、(B22)設計法の研究に分類した。

(A) 主に実験的な研究

(A1) 静加力実験

以下、主に終局型の設計法の観点から既往の実験的な研究を整理する。壁フレーム構造の骨組としての実験を主体にしたが、曲げ降伏型の耐震壁の配筋詳細設計法に関して参考になるものも含めた。

耐震壁単体を取り出して、主にせん断破壊（せん断耐力）に関する実験的な研究は日本では古くから数多く行なわれているが、広沢[1975]により、過去の膨大な実験結果を整理する形で設計式としてまとめられた。この研究では、曲げ耐力とせん断耐力の計算値の比率により、各試験体を（1）せん断破壊型、（2）曲げ破壊型、（3）曲げせん断破壊型、に分類し、破壊の性状を特徴づけることが示されている。現行の設計法（2次設計）で慣用的に用いられる終局せん断耐力式は、この研究に基づいているが、実験そのものはある明快な塑性設計法（靱性設計法、配筋詳細設計法）を前提にして、終局時の崩壊モード等を念頭において系統的に行なわれたものではないので、これからの終局型の設計法に必ずしも適当であるとは限らないことに注意すべきである。

以後、壁を曲げ降伏型に設計することを前提にして、変形能力等の把握を目的

とした実験的研究として、広沢、狩野、高木、小野、安達、中西、遠藤他[1975 - 1977] の系統的な総合研究があり、さらにこれを継承した、佐藤、小野、安達他[1977 - 1983]、あるいは高木、狩野[1978 - 1983]らの系統的な研究がある。曲げ降伏型が支配的な試験体でも大変形時には、側柱の圧壊あるいはせん断破壊で靱性が失われる場合があり、設計法に関連する一般的な結論としては、曲げ降伏型の耐震壁の側柱のせん断補強の重要性が指摘されている。

本研究とは立場が異なるが、側柱を補強して、壁板をスリップ破壊させる設計法を前提にする考え方の一連の実験的研究として、富井、江崎[1977 - 1984]、望月[1977 - 1982]らの研究があり、実験結果との対応をもとに、側柱を破壊させない設計条件が示されている。柱断面(補強)との関係に依存するが、壁板を薄く設計することを推奨する考え方に帰着している。

配筋詳細設計法には関係しないが、曲げ降伏型耐震壁の解析モデル化手法の背景になることを意図した研究として、平石[1980 - 1985]による実験的、解析的な研究がある。曲げ降伏以後の耐震壁の変形機構に関する簡単なモデル化を図り、日米共同実験(境界はり付3層耐震壁)[1980]、独立耐震壁(4層および2層、1/2スケール)の実験[1984]で測定された変形との比較を行ない、曲げ降伏型が十分に支配的な場合のせん断変形と曲げ変形の比率を解析的に予測しうることを示した。また、連層耐震壁の壁脚の応力変形状態では、曲率分布に従って生じるとした曲げ変形の残余をせん断変形と定義すると、対角方向の変形による従来の定義(測定方法)はせん断変形を過小評価することになることを指摘した。

壁フレーム構造を構造物として実験した研究としては、広沢、青山[1961, 1965]、村橋[1969-1973]、今井他[1973]、山口、菅野、東端、長島[1975, 1976, 1977]、若林、南[1977 - 1979]、馬場[1977]、武田、小池、表、江戸[1979]、山田、河村[1980, 1981]、馬場、青山[1977]、加藤、青山[1981]らの実験的研究がある。以下、構造物として比較的靱性のある挙動を期待して行なわれた最近の研究を概観する。

山口、長嶋、東端らは、約1/5スケールの耐震壁試験体の繰り返し加力実験を行ない、広沢と同様に曲げ耐力とせん断耐力の比率により、破壊の性状を特徴づけることを示した [1975、1976]。層数、耐震壁の位置等をパラメーターとして3スパンで連層耐震壁をもつ壁フレーム構造の繰り返し水平加力実験を行ない、単体実験と比べてほぼ同様な力学的性状であるとしている [1977]。

若林、南、西村 [1977～1979] らは、約1/15スケールの8層の並列耐震壁構造及び壁フレーム構造について、基礎の支持条件を因子とした実験を行ない、支持地盤と上部構造の力学的性状との相互作用について検討した。

馬場らは、基礎の軸方向剛性をパラメーターとして、1層の耐震壁と純ラーメンを並列させた試験体により静的な繰り返し加力実験を行ない、耐震壁が浮き上がる場合も含めて、骨組としての履歴の特性を明らかにした [1977]。また、浮き上がり基礎回転を許す耐震壁を含む架構の復元力特性に着目して解析手法を提案し、耐震性を検討した [1982]。

武田ら [1979] は、壁フレーム構造の設計法を念頭においた一連の実験的、解析的研究の一環として静的な加力実験を行なったが、振動実験（次項）を主体にしてその比較検討を目的としている。

山田、河村ら [1980, 1981] は、約1/10スケールの9層3スパン、6層3スパンの壁フレーム構造の実験を行ない、解析結果とも比較し、検討した。耐震壁は曲げ降伏型となり、破壊は最下層に集中し、上層の壁は、ほぼ剛体的に変形することとしている。

加藤、勝俣、青山は、境界ばりと地盤条件をパラメーターとした2層3スパンの壁フレーム構造（約1/5縮尺モデル）の静加力実験を行ない、耐震壁の基礎の浮き上がる場合、境界ばりの破壊モードが骨組全体の履歴形状（エネルギー吸収能力）に大きく影響することを指摘し、また部材モデルによる弾塑性解析を行ない実験結果を説明した [1981]。また、周辺架構の拘束状態を変えた一体打壁と後打壁の静加

力実験を行ない、拘束状態の違いが耐力と変形能におよぼす影響を検討した [1982]。さらに、弾塑性解析を地震応答解析に発展させ、低層の鉄筋コンクリート壁フレーム構造が浮上り崩壊のモードになる場合の耐震性を検討した [1983]。

壁フレーム構造に関して日本で行なわれた以上の静的な加力実験では、解析モデル化手法の検討、あるいはまず全体として性状の把握等に重点が置かれている。特に、壁率という観点からはいずれの試験体も相当程度に高いため、壁に対する柱のせん断力負担はあまり問題にならないものとなっている。総じて、実験結果は、曲げ降伏型ならば壁脚、基礎が回転する場合は基礎、の性質が支配的になる壁単体の性状に、境界ばり（1層の場合は柱）の効果を加えることにより理解しうる、といえる。

現在のアメリカにおける耐震壁のせん断設計の設計式は、それまでの実験結果にもとづいて1971年に示されたACI Building Code [ACI 318-71]の設計法であり、それらの背景は、Cardenas, A.E. [1973] らによってまとめられている。また、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する1973年までの研究を系統的にまとめたものとして、ASCE-ACI Committee 426委員会の報告 [1973]がある。

最近の壁単体あるいは壁フレーム構造に関する実験は、実際の設計法、設計式の評価、将来の終局型の設計法等を意識して行なわれている。

Wang, T., Bertero, V.V. and Popov, E.P. [1975]、Klinger, R.E. and Bertero, V.V. [1976]、Vallenas, J.M., Bertero, V.V. and Popov, E.P. [1979]による壁フレーム構造あるいは壁単体の実験では、実際の設計法（UBC Code）による Proto-Typeの建物の設計を前提にして、壁フレーム構造での応力状態を再現し、配筋詳細等のパラメータを検討している。

Fiorato, A.E. [1977]、Oesterle, R.G. [1980, 1984] らは、設計式の背景となることを強く意識して、壁板のみ、直交壁付（I型）、側柱付の断面形状の異なる壁単体の試験体で、軸力、コンクリート強度、補強筋量、等をパラメータとして、

一連の実験的研究を行なっている。その結果、ACI 318-77 (UBC 77) の設計式は基本的に実験に適合するものであるとし、主筋の座屈防止に必要な横補強筋量、配筋詳細等を示した。また、壁が最も大きな終局的なせん断耐力を発揮し得るのは、壁板の斜め圧壊 (Web Crushing) によって決まるものであるとして、この破壊モードのおこる変形が、Collins, M.P. [1978]のせん断破壊理論に適合することも確かめている。

Paulay, T. and Spurr, D.D. [1976] は、並列耐震壁構造の耐震性能を明らかにするため、つなぎばりの配筋方法の異なる試験体の繰り返し加力実験を行ない、靱性、エネルギー吸収能力等の面から復元力特性を比較した。つなぎばりのみの実験[1971]により通常の配筋方法より、主筋をX型に配したほうがはりの挙動が良好であることが明らかにされていたが、構造物全体の挙動にもこのはりの挙動が支配的になることを示した。この実験は、はり単体の実験も含め、X型という配筋詳細の可能性、アイデアを初めて示し、塑性域での挙動に対する配筋詳細の重要性を指摘したものとして意義がある。

以上の実験的な研究では、特に終局型の設計法のCriteria (これに対して明快な合意がえられていないこともあり) に対して、必ずしも一般的な結論が得られているわけではない。特に、終局せん断耐力の設計式に対しては、実験結果を一般的に説明しうる理論的な研究が確立されていない。また、設計法のCriteriaとして段階的に設定した変形能力に対して必要な配筋詳細を明らかにする、という観点から行なわれた実験も少ないので、特に配筋詳細設計に対して一般的に応用しうる結果はえられていない。

(A2) 振動実験

壁フレーム構造を対象とした、振動台による振動実験を採り上げる。

久野、岡田[1975]は、1層の純フレーム試験体、壁-フレーム並列試験体(偏

心のある場合とない場合)の振動破壊実験を行ない、偏心のない場合は壁は応答変形の制御に非常に効果的で、偏心する場合でもフレーム部分の応答は小さい結果をえて、応答解析により実験の応答波形を再現しうることを示した。また、これと並行して、壁の復元力特性はある応答変形に達すると耐力を失うモデル化で、1自由度の壁-フレーム並列系を設定して、系全体の強度、フレーム部分、壁部分の強度をパラメータとして地震応答解析を行ない、塑性率を一定にするCriteriaに対して、必要な壁とフレーム部分の強度の関係を導いた。これは、耐震診断基準[1977]における靱性の異なる部材が混在する場合の評価の考え方の基礎となっている。

武田、小池、表、江戸[1979]は、壁フレーム構造の設計法に関する一連の実験的、解析的研究を行なっている。まず、7層の連層耐震壁の下部3層を柱帯筋をパラメータとして正負繰返し実験を行い、有限要素法による弾塑性解析と比較した[1979]。また、約1/10スケールの7層3スパンの試験体3体(パラメータは入力地震波)により振動実験を行ない、あわせて1体の静的繰返し加力実験も行なっている。試験体はいずれも構造物全体として靱性ある挙動を示したが、本研究に関連する結果として、動的なベースシアの上昇が報告されている。すなわち、逆三角形外力分布による静的な加力実験に比べ、振動実験では、転倒モーメントの最大値は1.30倍(主に、歪速度と減衰項の影響が考えられる)であったが、ベースシアの最大値は1.49倍であり、加速度分布が最大変位時には逆三角形に近いのに対して、最大ベースシア時には、下層でふくらんだ形状になることを観測している。また、弾塑性フレーム解析を行ない、実験結果と比較している[1982]。

島津、荒木ら[1982 - 1984]は、約1/15スケールで、壁の配置、層数(4層、8層、16層)、基礎拘束度等の異なる壁フレーム構造の試験体により一連の振動実験を行なっている。その結果、主に8層(4質点)の試験体で、地震動のレベルの増大に伴い最大ベースシア時の水平力分布が、逆三角形→等分布→三角形へと移行することを指摘した。4層と8層の実験結果から、最大応答ベースシア係数は入力加速度に比例し、固有周期に反比例するという推定式の係数を導いている。しかし、後に行なった16層の試験体ではこの推定式は適用できないとしている。また、等価1質点系、フレーム置換等により、応答を再現している。

Otani, S. [1975]、 Aristizabal-Ochoa, J.D. and Sozen M.A. [1976]、 Lybas, J.M. and Sozen M.A. [1977]、 Abrams, D.P. and Sozen M.A. [1979]、 Moehle, J.P. and Sozen M.A. [1980]らは、イリノイ大学の振動台により、壁フレーム構造の振動実験を行ない、動的な応答性状を実験的に把握している。

これらの実験の目的は、(1) 設計で想定するCriteriaと損傷の関係を検証する、(2) 試験体の設計（境界ばりの設計、壁の有無等）をパラメータとしてその影響を検討する、(3) 解析手法（モデル化、計算法）との適合性を検証する、等にあったといえ、それぞれに対して研究成果は得られているが、これらの目的に対しては、今後とも、特に振動実験という手法が必要であるとは限らない。

Bertero, V.V., and Aktan, A.E. [1984] は、日米共同研究の一環として、鉄筋コンクリート実大7層試験体の1/5スケールの試験体で振動実験を行ない、実大7層試験体の擬似動的加力実験と比較した。擬似動的加力実験が等価1自由度系での加力方法によったため、いわゆる高次モードの影響は動的な振動実験でのみ確認しうるはずであったが、入力地震波が擬似動的加力実験と同様に高次成分が除かれたものであったためか（実大7層試験体の解析からも予想されたように）1次モードが支配的な応答となっている。これとは別に、実大7層試験体とは対応しない高い耐力が観測されており、報告では認めていないが歪速度の影響もあったとも考えられる。

以上のように、本研究で明らかにしようとする、終局型の設計法で念頭におくべき動的な効果（崩壊モードへの影響）に特に着目して行なわれた振動実験はないといえるが、結果的に外力分布等に関して本研究と同じ方向の示唆が示されている研究はある。

(A3) 擬似動的加力実験

構造物の動的な応答を静的な加力実験により把握する手法として、擬似動的加力実験がある。具体的な手法は〔2〕章に示してあるが、観察される構造物の復元力特性を用いて動的な応答変位を計算機によって予測して変位制御による静的加力を行なうものである。特に減衰の影響に関して振動実験との厳密な対応が確認されているわけではないが、静的な実験と同程度の設備規模で行ない得ることから、主にスケール効果があらわれがちな振動実験の短所を補うものとして、近年多く用いられるようになってきている。しかし、最近定着しつつある実験手法であり、壁フレーム構造を対象にした擬似動的加力実験はまだ少ない。

勅使川原〔1982〕は、壁に相当する鉄骨（脚部ピン支持）にフレーム部分を連成した2層の試験体により、擬似動的加力実験を行なっている。壁フレーム構造で耐震壁の浮き上がりの破壊モードを設定し、変形モードを制御する役割として位置づけて設計する考え方を示し、弾塑性フレーム解析と対応等により、設計法への応用を試みた。簡略な解析法として、壁にかかる外力分布を仮定する方法を用いて、実験、解析による1層の耐震壁の動的なせん断力は、等分布外力の仮定がほぼ適合するとしている。

日米共同研究の一環として、鉄筋コンクリート実大7層試験体の擬似動的加力実験が行なわれている（岡本他〔1982〕）。これに関しては、〔2〕章で詳しくふれる。

(B) 主に解析的な研究

本研究に関連する、壁フレーム構造を対象とした部材レベルの非線形地震応答解析を主な対象として限定する。(B1)の部材等を対象にしたミクロな解析的研究は本研究ではふれない。壁フレーム構造の弾性解析に関する研究は[8]章、一般的な弾塑性解析に関する研究は[4]章でもふれる。

(B2) 非線形地震応答解析

(B21) 挙動の解析

構造物の非線形地震応答解析に関する研究は、可能な数値計算量に依存して、電子計算機の発達とともに発展してきた。

構造物を部材レベルでモデル化し、弾塑性域で地震応答解析を行なう場合の解析手法上の問題点は、(1) 構造物(部材)のモデル化、(2) 復元力特性のモデル化、(3) 数値計算法、等に分類できるが、1960年代は、解析手法を模索しながら、様々な手法が試みられ、特に構造物を鉄筋コンクリート造に限らない基本的なアイデアはこの段階でかなりだされている、ともいえる(主に(1)に関して、Berg, G.V., and DaDeppo, D.A. [1960], Heidebrecht, A.C., Lee, S.L., and Flemming, J.F. [1964], Wen, R.K., and Janssen, J.G. [1965], Clough, R.W., Benuska, K.L., and Wilson, E.L. [1965], Giberson, M.F. [1967], Suko, M. and Adams, P.F. [1971]等、また、(3)に関しては、Newmark, N.M. [1959], Clough, R.W., Wilson, E.L., and King, I.P. [1965]等)

1970年代初期は、(3) 数値計算法(振動方程式の数値積分、連立一次方程式の解法)の問題に関しては、それまでの研究が整理されて、解析手法に関する厳密な議論を背景に、いくつかの方法に限られてきた時期である(Bathe, K.J., and Wilson, E.L. [1973], 滝沢 [1973], Mondkar, D.P., and Powell, G.H. [1973]等)。

また、これらの研究あるいは可能な計算量の増大を背景に、構造物を部材レベルでのモデル化が最終的な設計法への応用に対して、十分現実的になって、汎用的な解析プログラム化が試みられた（滝沢 [1973]、Kanaan, A.E., and Powell, G.H. [1973]、Otani, S. [1974]、武田 [1974]等）。

(1)、(2)の問題に関しては、鉄筋コンクリート構造に特有のモデル化として、様々な方法が提案された。(1)のはり、柱のモデル化（いわゆるビームモデル）の問題に対しては、滝沢 [1973]、Otani, S. [1974]が、それぞれWen [1965]、Clough [1965]、Giberson [1967]らとは異なる独自のモデル化を提案した。

(2)に関しては、Clough, R.W., and Johnston, S.B. [1966]、深田、青山 [1969]、Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielsen, N.N. [1970]らが、鉄筋コンクリート部材の履歴をあらわすモデル化を提案し、以後最近に至るまで、実験結果とのより厳密な対応を目指して様々なモデル化が試みられている。復元力特性のモデル化が応答に影響することは、以後の研究でしばしば指摘されたが、Otani, S. [1981]は、1自由度系の応答計算により復元力特性のモデル化が応答に与える影響を総合的に検討している。

1970年代の後半から、構造物の弾塑性解析手法は、振動実験の解析、地震被害の解析、設計手法の検討等に、実際的に応用されている。

Mahin, S.A. and Bertero, V.V. [1975]は、マナグア地震で軽微な被害があった18階の並列耐震壁構造の建物を対象として、つなぎばりの復元力特性のモデル化をパラメータとして非線形地震応答解析を行なった。剛性低下する復元力特性のモデル化の影響は少ないが、境界ばりのせん断破壊を想定するモデル化では、結果としてえられる構造物全体の応答に大きく影響することを示し、はりの靱性ある挙動の重要性を指摘した。

また、この時期より、特に、壁フレーム構造を対象として、解析手法あるいは設計手法の検討が試みられるようになった。

Takayanagi, T. and Schnobrich W.C. [1976] は、並列耐震壁構造の振動実験 (Aristizabal-Ochoa, J.D. and Sozen M.A. [1976]) を、壁を材軸に直交方向に分割するモデル化で応答解析を行ない、さらに、曲げ剛性の履歴に、変動する軸力の影響を採り入れる手法を提案している。

Emori, K., and Schnobrich, W.C. [1978] は、壁フレーム構造の振動実験 (Abrams, D.P. and Sozen M.A. [1979]) の解析を行ない、部材モデル化の相違を検討したが、フレーム部分に関しては、材端バネのモデル化でも十分実験結果を予測しようとしている。

志賀、柴田、渋谷、高橋 [1979] は、東北大学工学部建設系研究棟 (SRC 造 9 階建、9 階高層部分と 2 階はね出し部分とから成る) において、1978 年の宮城県沖地震の際に得られた強震記録をもとに、同建物の地震応答解析を行なった。曲げバネ、せん断バネをもつ部材レベルでの非線形地震応答解析により、観測された加速度波形を再現している [1979]。また、耐震壁の静的な実験を行ない、試験体と研究棟 (3 階部分) のひび割れ発生状況を比較検討した [1982]。

江戸、武田ら [1980] は、7 層 3 スパンの壁フレーム構造に関する一連の研究で、振動実験を弾塑性フレームモデルにより解析している。壁には材軸直交分割法、柱、はりには剛塑性材端バネ法を用いて、静的、動的応答解析を行ない、実験結果と比較して、良く対応する結果が得られることを示した [1982]。

芳村、上之菌 [1982] は、日米共同研究として行なわれた実大 7 層試験体の擬似動的加力実験を解析し、多自由度系の応答解析と比較して等価 1 自由度系に縮約する実験手法の妥当性を検討した。

Keshavarzian, M. and Schnobrich W.C. [1984] は、タイプの異なる振動実験 (Aristizabal-Ochoa, J.D. [1976]、Lybas, J.M. [1977]、Abrams, D.P. [1979] and Sozen M.A.) を解析し、部材モデル化手法を比較検討し、特に壁に用いる簡

単なモデル化を念頭において材端ヒンジ領域の長さが変動する概念で新たな部材モデルを提案している。

(B22) 設計法の研究

以上の解析的研究は、観察あるいは観測された挙動を説明するものとして、主に解析手法の開発を目的に行なわれたのに対し、特に壁フレーム構造の部材（耐震壁）の終局型の設計法を念頭において行なわれた非線形地震応答解析としては、以下のものがある。

Aktan, A.E. and Bertero, V.V. [1981, 1982]は、Coupled Structural Walls に関する一連の研究のなかで、UBC Codeに従って設計された15層の並列耐震壁構造の非線形地震応答解析を行ない、応答変形、応答部材力、等を詳細に検討した。最大せん断力応答時の外力分布は設計とは異なって、せん断設計には厳しいものであり、UBC Codeの安全率では不十分であることを指摘されている。この研究は、解析結果の傾向が設計との関連で非常に詳細に整理されてはいるが、それらの原因（入力及び建物の設計との根本的な因果関係）は解明されておらず、また、数多くの解析例が示されているわけでもないので、研究結果は、一般的な設計法の論理に直接結びつくものとはなっていない。並行して、実験的な研究も行なわれている。

Goodsir, W.J. [1982], Paulay, T. [1984] は、同程度のベースシア係数で設計された壁率の異なる壁フレーム構造の非線形地震応答解析を行ない、これにもとづいて、階数、壁率（弾性応力時のせん断力負担率）に応じた耐震壁の設計用せん断力の動的増幅係数を（大胆に）提案している。基本的には、階数、弾性解析時の壁のせん断力負担率に応じて動的な効果によるせん断力の変動分を割増する考え方に帰着している。この解析結果は、弾性設計用応力に対する増幅という形で結果が整理されているので動的な効果のみを抽出して定義されたものかどうか疑問な点があり、また、設計式では、耐震壁とフレーム部分の設計上の相互作用（例えば、はりの超過強度の壁のせん断力への影響）は無視された形になっており、本質的には、

独立耐震壁の設計法と変わらないものである、といえる。

以上の研究に関しては、設計法に関する本研究の結論に関連して、[9]章で詳述する。

『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型設計法に関する研究』

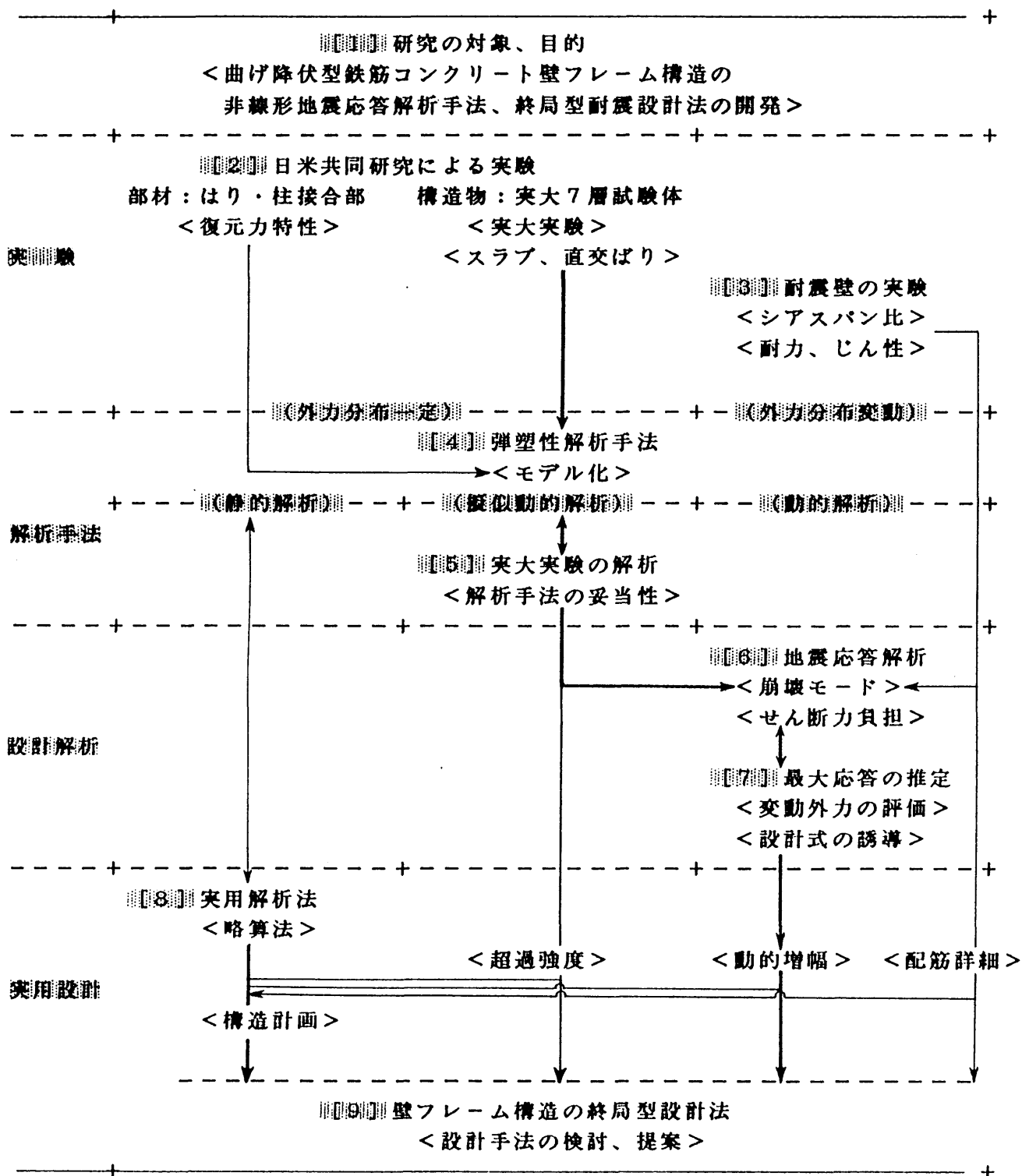


図1.1.1 論文の構成

[2] 日米共同研究による実験

本章では、日米共同研究の一環として行なわれた鉄筋コンクリート造実大7層試験体の擬似動的加力実験及びはり柱接合部の静加力実験の結果をまとめた。

実大実験の実験方法及び結果は、他の報告（例えば、[岡本他、1982]、[Okamoto, S., et al, 1982]、[上之菌、芳村他、1982]等）に詳しいが、擬似動的加力実験が本研究の解析対象であるとともに（→ [5]章）、試験体は設計手法研究の対象建物のProto Typeとした構造物でもあるので（→ [6]章）、これらの文献より引用して、本章の前半で実験の要点を概観する。擬似動的加力実験は、一定の外力分布で変位モードを仮定して縮約した等価1自由度系の応答計算にもとづいて静的に変位を制御する実験手法により行なわれ、壁フレーム構造の地震入力に対する応答が得られた。復元力特性、各部変形等、具体的な実験結果は、実験の解析結果とともに、[5]章に示す。

また、実大7層試験体を構成する部材の復元力特性を把握する目的で、補助実験として行なった、はり柱接合部模型試験体の静加力実験の結果を本章の後半に示した。これ以外にも、日本及び米国でさまざまな補助実験が行なわれたが、本研究に特に関連するものとして、

- (1) 1/2スケール3層の境界はり付耐震壁の静加力実験 [平石、1980]
- (2) 1/5スケール7層試験体の振動実験 [Bertero, V.V. et al, 1984]

等がある。

2. 1 実大7層試験体の擬似動的加力実験

2.1.1 実験の概要

大型実験施設利用による日米共同研究の一環として、1981年度、建設省建築研究所において、鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する実験が行なわれた。

試験体の建設、実験の準備等が1980年9月～1981年2月、加力実験等の各実験が1981年3月～10月にかけて実施され、1982年1月に試験体が解体された。実験は、仮想地震入力に対する応答履歴を静的加力により明らかにする、入力レベルの異なる数回の擬似動的加力実験を中心に、その前後で、試験体の動的特性を求める振動実験、試験体の柔性マトリックスおよび固有周期を求める各層単独加力実験、逆三角形外力分布状態での静的特性を求める静的実験等が行なわれた。さらに、大地震時に相当する応答履歴の後に、エポキシによるひび割れの補修、腰壁による補強、二次部材の取り付けが施され、擬似動的試験、等分布外力の静的加力実験等が行なわれた（表2.1.2 参照）。

2.1.2 実大7層試験体

試験体は、加力方向に3スパンの並列3フレーム（A、B、Cフレーム）、直交方向に2スパンの4フレーム（1、2、3、4フレーム）からなる実大の7層鉄筋コンクリート構造物である（図2.1.1）。加力方向の中央のフレームBの中央スパンには、最上階から最下階まで同一断面の連層耐震壁がある。ただし、境界ばりは耐震壁内を貫通しない米国流の設計となっている。また、直交方向の1、4フレームには、面外変形を拘束するための、柱材とは独立した連層壁がある。スパン長は、加力方向に、6.0、5.0、6.0 m、直交方向に6.0、6.0 mであり、さらに直交方向両側に2.0 mの跳出し床がある。階高は、1階は3.75 mであり、2～7階が3.0 mである。

基礎及び基礎ばりは、P C鋼棒によって十分剛な反力床に緊結し固定しており、実建物での基礎下の剛性は考慮されていない。

断面、配筋は、日米両方の設計手法により検討されたが、予備解析の結果による試験機装置の容量に対する配慮もあって、少なくとも日本の慣用的に用いられるものより小さい断面寸法、日本の耐震基準で要求されるより少ない配筋量となっている。配筋詳細は、日米双方の規定が混用して適用されている。耐震壁を構成する1階および2階の柱、その他の1階の柱に配されたクロスタイや、はり端部のスタラップ筋等は、米国流である。

主要な部材の断面寸法、配筋詳細を、図2.1.2に示す。柱断面はすべて50cm x 50cm主筋が8-D22である。帯筋は、柱はり接合部を除くすべての場所でD10が10cm間隔で配されている。クロスタイは、フレーム部分では、1階の床面から60cmまでは10cm間隔、その他は、60cm間隔で、耐震壁側柱では、柱はり接合部を除いて1階から3階までの全ての場所で10cm間隔、その他60cm間隔となっている。大はり断面は、各階とも共通で、加力方向が30cm x 50cm、直交方向30cm x 45cmであり、端部の主筋が両方向とも上端3-D19、下端2-D19、あばら筋はD10が端部10cm、中央20cm間隔となっている。Bフレームの連層耐震壁断面は、壁厚20cm、配筋は縦横とも2-D10 @20cmである。1、4フレームの連層耐震壁断面15cm厚である。また、床スラブ厚はすべて12cmである。

鉄筋及びコンクリートの材料試験の結果を表2.1.1に示す。

2.2.3 擬似動的加力実験

地震入力に対する構造物の動的な応答を実験的に検証する方法としては、

- (1) 実地震による実在構造物、試験体の応答計測あるいは被害調査

- (2) 振動台による試験体の動的応答実験
- (3) 応答計算にもとづく静的加力による試験体の擬似動的加力実験

等がある。

(1) の実地震記録は、主に地震発生の不確定性、計測体制の不備、実在建築物の複雑さ等による記録の限界がある。これを補うものとして、特定地域あるいは試験体の常時観測の試みもあるが、これらではむしろ2)の振動実験でも明らかにしえない地盤等の挙動の観測に重点が置かれる傾向があるようである。しかし、地震被害でしか得られない経験的、実際的な教訓が最近の地震でもまだ多くあるのも事実である。

(2) の振動実験は、構造物の動的な挙動を把握する手段として最も基本的なものである。これまでの実験例では、設計を意識して実構造物に近い条件で挙動を把握しようというより、理想的な状態での実験を行ない、応答解析あるいは構造物のモデル化の手法の検証を主な目的とする場合が多い。一般に、振動実験では、振動台の規模により試験体の縮尺率が制限され、特別に大規模な振動台でない限り、静的な加力実験等に比較してかなり縮小したモデルの試験体にならざるを得ず、実験実施上の制約がある。この縮尺率が鉄筋の歪速度、付着等、実構造物との対応の理解に決定的な影響をもつ場合もある。また、同時計測点数には限界があり、ひびわれ等の挙動の観測も加力途中にはできないので、構造物そのものの挙動を詳細に把握することはできない。

(3) の擬似動的加力実験は、静的加力実験ではあるが、試験体の変位を計算機による応答解析にもとづいて制御することにより、振動実験と同じ結果を得ようとするものである。振動実験との厳密な対応関係の検証、実験上の誤差の影響の処理など、手法として確立されつつある段階であるが、静的加力実験と同規模の地震応答実験が可能であり、振動実験にかわる方法として、今後有力な手段となる可能性がある。

擬似動的加力実験では、ある時間刻みで想定した入力地震波に対する振動方程式を解いて各ステップでの変位を試験体に強制する。その意味で構造物の応答解析（振動方程式の数値積分）と似ているが、試験体の実際の（直前までの加力ステップの）復元力履歴にもとづいて（次ステップの）応答変位を計算するのが特徴である。その際、次ステップでの変位に対する構造物の復元力応答が（復元力特性を仮定する構造解析とは違って）加力するまで未知であるので、振動方程式の数値積分法は次ステップでの情報は使わない、いわゆる explicit な方法（中央差分法等）が用いられる。

多層建物の擬似動的加力実験は、応答解析と同様に、各層の水平力を独立に制御して、層数等支配的な自由度に応じた多自由度の振動系で行なうことが可能であり、高次モードの影響を検討する場合などは、これが必要不可欠である。しかし、壁フレーム構造など、層単位剛性が高く、高次の変形に対して力の応答が大きい場合は、変位制御のフィードバックに使う変位計の精度との関係で、實際上、技術的に非常に困難になることがある。また、特に減衰の問題を含め、高次を含む応答はむしろ構造物の挙動の理解にさらに複雑な要素を持ち込むことになる。

そこで、実大7層試験体の実験では、1次モードが卓越するように修正した地震波を用い、外力および変位モードを仮定して行なう、等価1自由度系による擬似動的実験が提案された。すなわち、逆三角形の外力分布および解析により得られた各層変位モードを仮定して置換した1質点系の応答計算にもとづいて最上階変位を制御する、擬似動的加力の手法により、実験が行なわれた。変位モードは、試験体の静的弾塑性解析による弾性から崩壊に至るまでの平均値が採用されている。各層の質量は、実試験体重量と加力治具重量で計算されたものとされた（擬似動的加力実験では、入力地震波が仮想のものであると同様に、例えば実建物の仕上げ、積載重量等を含む、仮想の計算上の質量を用いることも可能である。ただし、自由及び強制振動実験との対応はつかなくなる）。減衰は、0と仮定されている。

以下、擬似動的加力実験に用いられた等価1自由度系の振動方程式の定式化を示す。多自由度系の運動方程式

$$[m] \{\ddot{x}\} + \{f\} = - [m] \{e\} \ddot{y}_0 \quad (1)$$

ここに、
 $[m]$: 質量マトリクス
 $\{\ddot{x}\}$: 加速度ベクトル
 $\{f\}$: 静的釣り合い力
 $\{e\}$: 単位ベクトル
 \ddot{y}_0 : 入力加速度

において、一定の外力分布及び変位モードを仮定する。

$$\{f\} = \{v\} f_r \quad (2)$$

$$\{x\} = \{u\} x_r \quad (3)$$

ここに、
 $\{v\}$: 一定の外力分布
 $\{u\}$: 一定の変位モード

実験で実際に用いられたモードは、

$$\{u\}^t = \{1.000, 0.850, 0.696, 0.540, 0.384, 0.234, 0.102\}$$

$$\{v\}^t = \{1.000, 0.862, 0.724, 0.586, 0.448, 0.310, 0.172\}$$

であり、この場合 f_r 、 x_r はそれぞれ最上層の水平力及び水平変位となる。この仮定により、振動方程式は次のように縮約される。

$$m_e \ddot{x}_r + f_e = - m_e (\beta \ddot{y}_0) \quad (4)$$

ここに、
 $m_e = \{u\}^t [m] \{u\}$: 等価質量
 $f_e = \{u\}^t \{v\} f_r$: 等価復元力
 $\beta = \{u\}^t [m] \{e\} / m_e$: 刺激係数

実験で用いられた試験体の i 階の計算質量 m_i (tonf sec² /cm) は、上階から、

$$\{m_i\}_t = \{0.156, 0.173, 0.173, 0.173, 0.173, 0.173, 0.187\}$$

であり、具体的には、

$$m_e = 0.643 \text{ tonf sec}^2 / \text{cm}$$

$$f_e = 1.815 \text{ fr}$$

$$\beta = 1.442$$

となる。

等価 1 自由度系の中央差分法による数値積分法は、次のように定式化される。

$$\ddot{x}_{r_i} = (x_{r_{i+1}} - 2x_{r_i} + x_{r_{i-1}}) / \Delta t^2 \quad (5)$$

ここに、

x_{r_i} : i ステップの変位

\ddot{x}_{r_i} : i ステップの加速度

Δt : 数値積分 (加力ステップ) の時間刻み

式(4), (5)より、

$$x_{r_{i+1}} = 2x_{r_i} - x_{r_{i-1}} - (\Delta t^2 / m_e) f_{e_i} - (\beta \Delta t^2) \ddot{y}_{o_i} \quad (6)$$

増分形式では、

$$\Delta x_{r_i} = \Delta x_{r_{i-1}} - (\Delta t^2 / m) f_{e_i} - (\beta \Delta t^2) \ddot{y}_{o_i} \quad (7)$$

ここに、

$$\Delta x_{r_i} = x_{r_i} - x_{r_{i-1}}$$

となり、 i ステップまでの情報で $i+1$ ステップの変位があらわされる。実験では、上式で、 f_{ei} に i ステップでの試験体の復元力を用いて $i+1$ ステップの変位を計算し、これを目標変位として加力する。

2.1.4 実験結果

実験の概要を表2.2 に示す。擬似動的加力実験は、入力地震波のレベルにより4段階にわけて行なわれた (SPD-1 ~ SPD-4)。入力レベルは、最上階の最大応答変位が層間変形角でそれぞれ $R = 1/7000, 1/400, 3/400, 1/75$ となるように、予備解析にもとづいて決められた。いずれも、1次モードの応答が卓越するように原波形を修正した入力地震波が用いられている。応答後の試験体の周期及び減衰の変化を調べるため擬似動的加力実験の前後で強制振動実験及び擬似自由振動実験が行なわれている。以下、擬似動的加力実験SPD-1 ~ SPD-4 における試験体の応答性状について述べる。

SPD-1 :

本実験は、主に擬似動的実験手法の妥当性を確認する目的で実施された。入力地震波は、宮城県沖地震 (1978年) での東北大1F (NS) の記録の高周波成分を除いた修正波で、目標層間変形角 $1/7000$ とする予備解析により、最大加速度 23.5 gal (増幅率 0.088) とされた。最上階の最大応答変位は、 2.52 mm ($1/8630$)、最大応答ベースシア 31.5 ton で、試験体の弾性剛性、実験手法の有効性が確認された。実験においては、 0.6 秒まで入力後、入力加速度を打ち切り、残留変位から初速度を0として、擬似動的加力による自由振動実験 (擬似自由振動実験) を実施された。これによる1次固有周期は 0.43 秒で、本実験前の強制及び自由振動実験によるものと一致している。なお、強制振動実験による2次周期は、 0.11 sec. である。

SPD-2 :

本実験は、ひびわれ点を越し、耐震壁の降伏変形に近い1/400 (SPD-3 において約1/480 で壁脚の降伏が観測されている) を目標として実施された。入力地震波は、SPD-1 と同じ修正宮城県沖地震東北大1 F (NS) 波で、最大加速度105gal (増幅率0.396) とされた。3.72秒まで入力後、擬似自由振動実験に移行している。最大応答変位は、32.5mm (1/670) 、最大応答ベースシアは、226tonで、予備解析で設定されたよりも高いひびわれ耐力及び降伏点剛性を示した。以後の予備解析ではこれを参考に復元力特性が修正されている。擬似自由振動実験による周期 (振幅15mm, 1/1450) は、0.55sec.で、ややのびている。

ひびわれ状況は、1、2階の耐震壁及び各階境界ばり端部に微小幅の曲げ亀裂が生じた。図2.1.3 にSPD-2 終了後のひびわれ状況を示す。

SPD-3 :

本実験は、降伏変形を越えて塑性域に至る最大変形角応答3/400 を目標として実施された。入力地震波は、Tehachapi Shock(1952) のTAFT(EW)記録の高周波成分を除いた修正波で、最大加速度320gal (増幅率、文献には0.962 とあるが原記録から推定して1.82程度と思われる) とされた。10.16 秒まで入力後、擬似自由振動に移行している。最大応答変位は、238mm (1/91) 、最大応答ベースシアは、411tonで、試験体の荷重変位曲線は、緩やかな逆S状の履歴ループを示した。擬似自由振動実験による周期 (振幅75mm, 1/72) は、1.15sec.で大幅にのびている。

図2.1.4 にSPD-3 終了後のひびわれ状況を示す。耐震壁のひびわれは、1、2階で著しく増加し、3、4階にも発生した。壁境界ばりでは、耐震壁側の端部で損傷が著しく、一部では下端のコンクリート圧壊さらに主筋座屈等が観察された。ごく一部での主筋座屈 (6、7階) は設計と異なる施工 (あばら筋間隔) が原因とされている。

主筋の歪計測により、各部材が降伏する変形レベルが明らかにされた。変形角 $R = 1/480$ で耐震壁脚部、 $R = 1/320-1/170$ で境界ばり及び純フレーム外柱端の下端引張側、 $R = 1/170-1/130$ で境界ばり及び純フレーム外柱端の上端引張側、1階柱脚、最上階柱頭、 $R = 1/130-1/100$ で純フレーム内柱端の下端引張側、 $R = 1/100-1/67$ (SPD-4) で純フレーム内柱端の上端引張側、でそれぞれ降伏が観測され、全部のはりが降伏するメカニズムに至るのは、 $R > 1/100$ であった。しかし、それ以前に、耐震壁引張側柱に連なる純フレームの柱の多くの端部で降伏が観察されており、直交ばりを介して伝わる柱の引張軸力さらにスラブの協力効果が、はり崩壊のメカニズムに影響を与えたことが指摘されている。耐震壁では、引張り側での大きい軸方向変形（伸び）が測定されており、この立体的な変形を示す直交ばり及びスラブのひびわれが観測されている。

SPD-4 :

本実験は1/75を目標に実施された。入力地震波は、十勝沖地震の八戸港湾原波形記録（EW）で、最大加速度を350gal（増幅率1.914）とした。実験は、1/75を達成した後も応答変形が増大傾向を示したため、4.8秒から擬似自由振動実験に移行している。最大応答変位は、342mm（-1/64）で、最大耐力は、439tonに達した。最大応答変位は、最大耐力時（321mm，+1/68）とは別のあとのピークで生じており、このとき耐力はやや低く、繰り返しによる耐力低下がみられた。擬似自由振動実験による周期（振幅150mm，1/145）は、1.36sec.にのびている。しかし、実験後の小さい振幅での自由振動実験あるいは強制振動実験では、1次周期が、0.87～0.91sec.、2次周期が0.20sec.となっている。

本実験では、新たなひびわれはあまり発生しなかったが、境界ばりの圧壊が進行し、耐震壁側柱脚部のかぶりコンクリートの圧壊が多少みられた。

また、スラブ筋の歪計測から、はりの終局曲げ耐力に協力するスラブ有効幅が推定されている。それによれば、（文献に明記されていないが、おそらく最大耐力時、すなわち変形角1/68の）スラブ有効幅は、中央のBフレームの両側、両端A，

Cフレームの内側に2.4m、A、Cフレームの外側に1.2m、直交ばりで片側1.3-1.6mで、加力方向では、全スラブ幅に近い有効幅となっている。

試験体の最大耐力は、このスラブ筋の効果及び鉄筋の歪効果の影響により、通常の計算方法（鉄筋コンクリート計算規準のスラブ有効幅0.6m）による保有耐力の計算値を大幅に上回り（約1.5倍）、むしろ全スラブ幅有効とした保有耐力の計算値に対応するものであるとしている。

擬似動的加力実験SPD-1～SPD-4の後、エポキシによるひび割れの補修、腰壁による補強、二次部材の取り付けが施され、擬似動的試験、等分布外力の静的加力実験等が行なわれた。実験結果の詳細は省略するが、剛性がやや回復し（弾性1次固有周期が0.57 sec.）、SPD-2と同じ入力（105gal）のSPD-6では、最大応答変位がSPD-2の約2倍（65.3mm, 1/333）となったが、SPD-3と同じ入力（320gal）に対する応答では、SPD-3とほとんど同じ最大応答変位（244mm, 1/89）となり、高い最大耐力（452ton）を示した。最後の等分布外力による静的加力実験では、変形角1/75の繰返し（2回）で最大ベースシアが597tonに達したが、その後変形を増大させようとしたところ、1/75をやや超える変形で圧縮側側柱を含む1階耐震壁がせん断破壊し、耐力が急激に低下した。

2. 2 はり・柱接合部の静加力実験

本実験は、前節に示した鉄筋コンクリート実大7層試験体の擬似動的加力実験の補助実験として、日米共同研究の一環として、実大実験に先立ち、1980年2月から4月にかけて計画、実施したものである。実験の目的は、実大7層試験体の構成部材の復元力特性を把握することであるが、特に、

- (1) 実大7層試験体の擬似動的加力実験の（予備）解析における部材の復元力モデル化の妥当性
- (2) 実大7層試験体の設計にあたっての日米双方の配筋詳細設計の比較
- (3) はりに対するスラブの協力効果

等に注目して、実大7層試験体のはり・柱接合部部分を取り出して、1/2スケールの試験体を計画した。同様の目的で、耐震壁部分を取り出した実験も行なわれている [平石、1980]。

2.2.1 試験体

試験体は、いずれも実大7層試験体の純フレーム部分から1/2スケールで取り出したものであり、実大7層試験体における位置（図2.2.1参照、これにより試験体形状が異なる）により次の3シリーズに分類される。すなわち、

- (1) Iシリーズ（3体、I-1,2,3）：2階内柱部分（→十型）
- (2) Eシリーズ（3体、E-1,2,3）：2階外柱部分（→ト型）
- (3) Tシリーズ（2体、T-1,2）：最上階外柱部分（→「型）

はり、柱の主筋比は共通であり、設計段階の実大7層建物に対応させてある。I-1,E-1,T-1は主筋定着、せん断補強等が日本の規準に準拠したものであり、I-2,

E-2, T-2 の配筋詳細は米国のCodeに準拠したものである。上記6体はスラブを有するもので、有効幅内(75 cm、この採り方は日米あまり差がない)のスラブ筋を主筋と平行にシングル配筋して、実物のスラブ筋量と対応させた。I-3, E-3 は日本の配筋詳細で、スラブのないものである。表2.2.1 に試験体の一覧を、図2.2.2 に試験体の寸法、配筋詳細を示す。

表2.2.2 には使用材料の試験結果を示す。日米共同研究で合意されたコンクリート設計強度は $f_c=270 \text{ kg/cm}^2$ であったが、本実験の場合、26%ほど高い値($f_c=342 \text{ kg/cm}^2$)であった。また、鉄筋はSD35の鋼材を使用したので、引張降伏点は日米間で合意の 4.0 t/cm^2 (GRADE60)よりやや低い値のものがあつた。

2.2.2 実験方法

図2.2.3 に加力方法を示した。加力方法は、各シリーズで異なり、I、Eシリーズでは、両端ピン支持の柱に実大7層試験体の鉛直荷重時軸力に対応させた一定の柱軸力をかけ、はり端を鉛直方向に加力する。Iシリーズでは、両方はりの変形が等しくなるように変形を制御しながら、加力した。柱軸力は、Iシリーズでは、 24.0 t (38.4 kg/cm/cm)、Eシリーズでは、 22.7 t (36.3 kg/cm/cm)で、この時点での実大7層試験体の2階における計算値に対応させたが、実大7層試験体の実験後の計算値と比較するとむしろ1階の値(それぞれ、 $38.7, 31.6 \text{ kg/cm/cm}$)に対応する。外柱にあたるEシリーズでも、変動軸力は考慮せず、一定の軸力とした。Tシリーズでは、はり、柱端部(反曲点)を結ぶ斜め方向に加力し、したがって、はり・柱の曲げモーメントに比例する軸力が生ずる加力方法となっている。これらの支持及び加力点は、実大7層試験体の中央スパン 5.0 m 、標準階高 3.0 m の部材長さの中央点に相当し、ここに反曲点を仮定する加力方法となっている。1階の階高(3.75 m)、両側のスパン長(6.0 m)の違いは考慮していない。

繰り返し加力は、はりの部材角 R_b で制御し、 $R_b=1/200$ で1サイクル、 $1/100$ で2サイクル、 $1/50$ で2サイクルの後に最終破壊($1/30$)とした。 $1/100$ の2サ

イクルの途中で、1/400 の小ループの繰り返し加力（2回）も行なった。

図2.2.4 に示す測定治具により、はり部材変形、柱部材変形、パネルゾーンせん断変形角及びそれらの合計となる全体の層間変形角を測定した。また、はりヒンジゾーンの回転量、及び、はり・柱の主筋歪及びスラブ筋の歪等を測定した。

2.2.3 破壊性状

図2.2.5 に各試験体のひびわれ状況を示す。

I, Eシリーズとも、ひびわれははり材に集中して発生し、スラブ上面にも材軸方向と直角方向に曲げひびわれが発展した。両シリーズで日米配筋方法（せん断補強の大小）の差によるひびわれ間隔の差は認められなかった。全試験体で、はりの曲げ降伏型の挙動を示す、はり端（柱面）での曲げひびわれが特に顕著である。スラブのついた試験体では、スラブ引張側ではりに斜めせん断ひびわれ（1/200）がはいり、大変形（1/50）ではこれがはりとスラブの間を材軸方向に進展するのが特徴である。試験体E-1の最終加力で、はり端下端のかぶりコンクリートがはく離した以外は、コンクリートの圧壊、主筋の座屈等は認められなかった。また、接合部のひびわれも認められなかった。

定軸力が作用しないTシリーズは試験体2体とも柱に曲げひびわれが発生した。スラブ引張時には柱材の曲げひびわれ幅が大きく、はり下端引張時には柱よりもはりのひびわれ幅が大きい傾向があった。T-2試験体は柱頭部危険断面のひびわれ幅が大きかったが、はり主筋が柱材端を横切って柱内に下方へ定着されたT-1試験体では柱頂部の直交ばり外周にそったひびわれが顕著であった。

2.2.4 荷重－変形関係

図2.2.6 に各試験体の荷重－変形関係をそれぞれ示す。実験で測定されたはり

端の鉛直荷重、はり端の変位等から、建物の層せん断力と層間変位に換算した関係を示した。

I、Eシリーズのスラブのある試験体では、せん断補強筋比の低い試験体I-1, E-1の荷重-変形関係はI-2, E-2に比べ、1/50の第1サイクルまでほぼ同様であったが、1/50の第2サイクル及び1/30の最終加力時での耐力低下がやや大きい。この耐力低下は、I-1では、1/50での負方向の加力制御の誤り（左のはりのみ1/50の2倍以上の約5.5 cmまで加力した）にも原因があると考えられるが、E-1では、直接には、かぶりコンクリートの圧壊が原因であり、これにはせん断補強筋量の影響もあったものと思われる。（設計法の立場からの評価すれば、大変形でのこの程度の耐力低下はあまり問題ではない、ともいえる）スラブのある試験体の履歴形状の特徴は（後述するように、はりによる変形が大部分をしめており、はりの復元力の特徴に他ならない）、1/100, 1/50の加力での著しいピンチングの現象であり、Eシリーズの履歴で明らかのように、これははり耐力の高い上端引張側でのみおこる。

これらのスラブのある試験体に比べ、スラブのない試験体I-3, E-3では、明らかに異なる履歴性状を示した。すなわち、ともに、耐力は低いものの、履歴面積の大きい安定したものであり、また、繰返しによる耐力低下もほとんどみられない。

Tシリーズでは、T-1では、全体変形で加力を制御したが、T-2では、はり変形で制御したため、形状が異なっている。スラブ引張側でピンチングの性状がみられる。

はり、柱、接合部でそれぞれ独立に測定された変形の全体に対する割合は、I、Eシリーズでは、いずれも、はりの変形が大部分を占めるが、I、Eシリーズ及びスラブの有無（すなわち、はり耐力による節点モーメント）により、傾向がやや異なる。I-3, E-1, E-2, E-3では、柱と接合部は弾性変形にとどまり、層間変位が増えるにしたがいはり変形の占める割合が大きくなって、R=1/50では96-98%がはり変形であった。I-1, I-2では耐力が柱の曲げひびわれ耐力（計算値 $Q=3.36$ ton）を上回

り、ひびわれにより柱変形が増加して1/50でははり変形は層間変位の90-92%であった。

2.2.5 鉄筋の歪状況

はり危険断面の主筋、スラブ筋での歪測定によって、降伏が確認された点を荷重変形関係の図2.2.6 に示した。降伏変形は、降伏耐力の低い、下端引張側あるいはスラブのない試験体の上端引張側では、I，Eシリーズとも、1/200 よりやや小さい。スラブのある試験体の上端引張側では、Eシリーズでは、1/200 前後ではり主筋が降伏し、1/200 を少し越える変形でスラブ筋が降伏したのに対し、Iシリーズでは、はり主筋、スラブ筋ともやや大きい変形（1/150-1/100）で降伏した。

図2.2.7 にはり危険断面の上端の主筋、スラブ筋の歪状況を示す。変形角1/200 では、一部で降伏がみられるほぼ一様な歪で端部のスラブ筋でやや小さい。変形角1/100 までにばらつきがあるが、全域にわたって大きい歪となる。

はりの主筋にそった歪のデータを図2.2.8 に示す。接合部中央のはり主筋はいずれも弾性範囲内の歪にとどまっており、はり主筋の付着破壊は、接合部中央まで進展していない。また、柱危険断面の主筋の歪も弾性範囲である。

2.2.6 耐力の比較

表2.2.3 に全試験体の降伏耐力、終局耐力の実験値及び計算値を示す。実験値、計算値は、はり端の荷重によるはり危険断面位置のモーメントで比較したが、柱の耐力で支配的であったと考えられる、T-2 のスラブ引張側のみ柱の危険断面でのモーメントで比較した。計算値は、(1) 鉄筋コンクリート構造計算規準（付20）の略算式、(2) 材料応力歪関係と平面保持仮定に基づく解析、（記号等、詳細は [5] 章にある）によるものである。いずれの計算でもスラブ筋はすべて有効であるとし

ている。

(1) 略算式による計算では、I, Eシリーズでは、はりの略算式

$$M_y = 0.9 a t \sigma_y d \quad (d = 25 - 3 = 22 \text{ cm})$$

を用いた。Tシリーズでは加力によりはり、柱とも荷重に比例した軸力が生じるのとともに柱の略算式、T-1 (はり)、T-2 (柱)とも柱の略算式

$$M_y = 0.8 a t \sigma_y D + 0.5 N D (1 - N / b D F_c)$$

を適用し、式中のNとM_yの線形関係に基づいて、式を解く形で求めた。T-2の計算では、柱引張鉄筋比を全鉄筋の1/2として中段筋の効果を考慮した場合が適合性がよいのでこれを示した。

(2) 平面保持解析では、材料試験結果に基づいて、鉄筋、コンクリートの応力、歪関係(鉄筋の歪硬化、コンクリートの負勾配を含む)を設定し、ファイバーモデルにより断面の曲率とモーメントの関係を求めた。降伏モーメントは、鉄筋の降伏で判定したが、終局モーメントは、曲率0.001(1/cm)時のモーメントとして計算した。この曲率は、はりの材軸方向の曲率分布を線形に仮定した時の実験の最大変形(1/30)に対応する。終局モーメントの計算値は、この仮定と鉄筋の歪硬化の仮定の影響を強く受けることに注意する必要がある。Tシリーズの解析では、あらかじめ予測した降伏モーメントに対応する一定軸力を与えた。

I, Eシリーズのスラブのない試験体(I-3, E-3)の実験値と計算値にはほぼよい適合がみられる。スラブがある試験体(I-1,2, E-1,2)の、上端引張の降伏モーメントの実験値は、ばらつきがあり、略算、解析で同様な計算値を下回る場合がある。これは、全鉄筋、特にスラブ筋の降伏が同時には起こらず、一部のみの降伏が先行したためと考えられる。下端引張では、実験値は、計算値、特に略算値をかなり上回っている。スラブのない試験体とは明らかな違いを生じており、これは、

略算と解析の違いからも、圧縮側のスラブの影響による中立軸の移動によるとも考えられる。降伏モーメントのこの違いは、略算式では評価しえず、解析でも十分には説明できないが、解析の終局モーメントはよく一致している。

終局モーメントが降伏モーメントの計算値を上回る比率は、終局型の設計法に重要な意味をもつ（超過強度の概念）。スラブのある試験体でこれをみると、上端引張では、解析に対して1.10-1.14、略算式に対して1.08-1.12であるが、下端引張では、解析に対して1.26-1.40、略算式に対しては、1.42-1.57となる。

Tシリーズでは、危険断面のはりの降伏モーメント（スラブ引張側）で決まる耐力と柱の降伏モーメントで決まるものを比較すると、前者がやや上回り、計算では、柱で耐力が決まることになる。しかし、T-1でははり主筋を柱危険断面側に定着する詳細により柱が強くなり、はりで耐力が決まった。略算式、解析は、ほぼ実験値に適合しているが、はりが下端引っ張りのときはT-1では実験値は計算値より低い値となった。T-2の計算により、柱では、中段筋も耐力に算入するのが適当であると判断された。

2.2.7 補助実験のまとめ

鉄筋コンクリート実大7層試験体の構成部材の復元力特性を把握することを目的に、実大実験の補助実験として、純フレーム部分から1/2スケールで取り出したはり、柱接合部試験体の静加力実験を行なった。実験結果をまとめると、

(1) 2階内柱及び外柱部分を取り出したIシリーズ及びEシリーズでは、はりの挙動が耐力、変形に支配的であり、柱、接合部の降伏は生じなかった。最上階外柱を取り出したTシリーズでは、柱あるいは接合部の破壊もみられた。

(2) 試験体の履歴形状は、スラブの有無により、明らかな違いがみられた。すなわち、スラブのない試験体では、耐力は低いものの、履歴面積の大きい安定したもの

であり、また、繰り返しによる耐力低下もほとんどみられないのに対し、スラブのある試験体では著しいピンチングの現象がはり耐力の高い上端引張側でのみみられた。

(3) 主にせん断補強筋が異なる日米双方の配筋詳細設計による破壊性状、復元力特性、耐力、等の基本的な違いはみられなかった。ただし、はり主筋を柱の危険断面を横切って定着する日本の方法では、これが柱の曲げ耐力に寄与する可能性があることがわかった。

(4) 規準の有効幅内のスラブ筋は全断面にわたって有効であり、上端引張側のはりの耐力はスラブがない場合の約2倍に上昇した。また、略算式では評価しえない下端引張側でも約1.2倍に上昇した。はりの性状に対するスラブの影響は、大きく、はりの設計及び解析におけるモデル化にあたってはさらに実際の建物でのスラブの影響を十分考慮することが必要である。

表2.1.1 使用材料の性質

(a) 鉄筋

Bar Size	Nominal Area (cm*cm)	Yield Strength (kg/cm/cm)	Strain Hardening Strain	Tensile Strength (kg/cm/cm)	Fracture Strain
D10	0.71	3.870	0.018	5.670	0.17
D16	1.99	3.850	0.019	5.720	0.18
D19	2.87	3.650	0.017	5.730	0.20
D22	3.87	3.530	0.012	5.750	0.21
D25	5.07	3.780	0.022	5.660	0.20

(b) コンクリート

Story	Test Age (days)	Compressing Strength (kg/cm/cm)	Streing Compressive Strength	Tensile Strength (kg/cm/cm)
7	67	189	0.0019	13.2
6	87	144	0.0019	13.3
5	98	295	0.0019	23.6
4	111	290	0.0023	23.3
3	119	274	0.0023	22.8
2	132	292	0.0024	24.6
1	145	289	0.0022	24.2

表2.1.2 実験の概要

Test No.	Brief Description
VT 1	Free and Forced Vibration Tests
SPD 1	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS), $a_{\max}^* = 23.5\text{gal}$ $R_{\max}^{**} = 2.52\text{ mm}$ $S_{\max}^{***} = 31.5\text{ ton}$
SPD 2	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS), $a_{\max} = 105\text{gal}$ $R_{\max} = 32.5\text{ mm}$ $S_{\max} = 226\text{ ton}$
SPD 3	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Tehachapi Shock (1952) Taft Record (EW), $a_{\max} = 320\text{gal}$ $R_{\max} = 238\text{ mm}$ $S_{\max} = 411\text{ ton}$
SPD 4	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Tokachi-Oki Earthquake (1968) Hachinohe Habor Record (EW), $a_{\max} = 350\text{gal}$ $R_{\max} = 342\text{ mm}$ $S_{\max} = 439\text{ ton}$
VT 2	Free and Forced Vibration Tests
Repair of Test Structure by Epoxy Injection	
VT 3	Free and Forced Vibration Tests
Placement of Non-Structural Elements in Test Structure	
VT 4	Free and Forced Vibration Tests
SPD 5	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS), $a_{\max} = 23.5\text{gal}$ $R_{\max} = 3.03\text{ mm}$ $S_{\max} = 26.7\text{ ton}$
SPD 6	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Miyagi-ken Oki Earthquake (1978) Tohoku University Record (NS), $a_{\max} = 105\text{gal}$ $R_{\max} = 65.3\text{ mm}$ $S_{\max} = 234\text{ ton}$
SPD 7	Pseudo-Dynamic Earthquake Test Modified Tehachapi Shock (1952) Taft Record (EW), $a_{\max} = 320\text{gal}$ $R_{\max} = 244\text{ mm}$ $S_{\max} = 452\text{ ton}$
SL	Static Test under Uniform Load Distribution $R_{\max} = 326\text{ mm}$ $S_{\max} = 597\text{ ton}$

* a_{\max} = maximum acceleration of input ground motion.

** R_{\max} = maximum roof level displacement

*** S_{\max} = maximum base shear

表2.2.1 試験体一覧

Specimen	Slab	Design Code	Transverse Reinforcement Ratio (%)	
			Column	Beam
I-1	O	Japan	0.290	0.238
I-2	O	U.S.A.	1.310	0.430
I-3	X	Japan	0.290	0.238
E-1	O	Japan	0.290	0.238
E-2	O	U.S.A.	1.310	0.430
E-3	X	Japan	0.290	0.238
T-1	O	Japan	0.290	0.238
T-2	O	U.S.A.	1.310	0.430

O : with slab
X : without slab

表2.2.2 使用材料の試験結果

(a) 鉄筋

Normal Bar Size	Yielding Stress (kg/cm/cm)	Yielding Strain	Tensile Strength (kg/cm/cm)
D6	3880	0.212	4930
D10	3750	0.196	5320
D13	4070	0.214	5870

(b) コンクリート

Specimen	Compressive Strength (kg/cm/cm)	Strain at Compressive Strength
I-1,2,3 E-1,2,3 T-1,2	342	0.0018

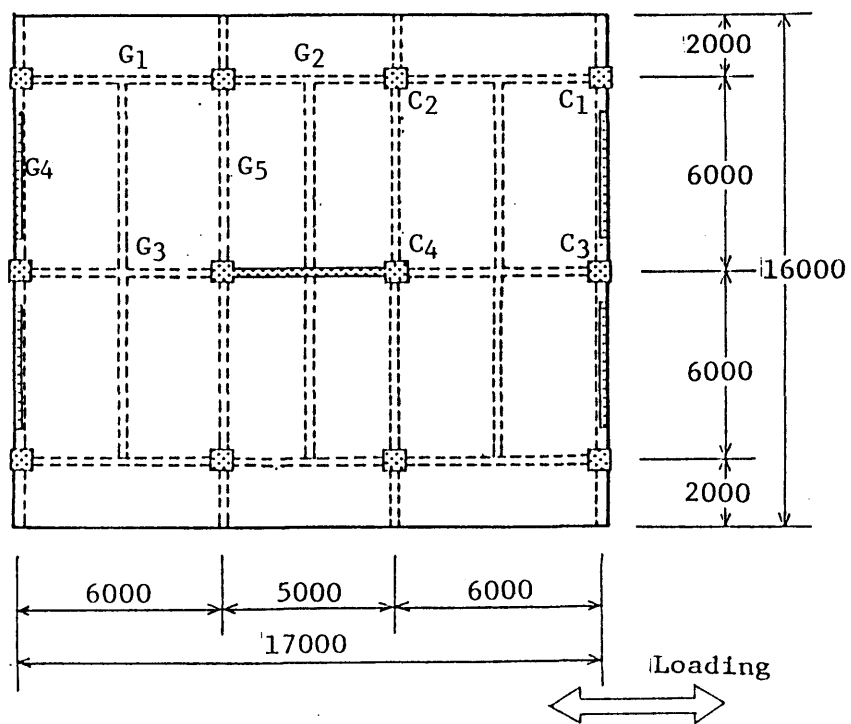
表2.2.3 降伏耐力、終局耐力の実験値及び計算値

Specimen	Measured						Calculated			
	Yield Moment		Max. Moment		Approximate Eqs. (A.I.J. Standard)		Flexural Theory Yield Moment		Max. Moment Curvature =0.001 (1/cm)	
	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
1-1 L	354	141	377	158	349	106	342	119	367	158
1-1 R	313	129								
1-2 L	309	137	376	167	349	106	342	119	367	158
1-2 R	324	-								
1-3 L	152	107	192	141	158	106	157	111	171	129
1-3 R	155	107								
E-1	317	136	390	158	349	106	342	119	367	158
E-2	344	137	393	150	349	106	342	119	367	158
E-3	161	111	189	131	158	106	157	111	171	129
T-1	420	105	421	112	433	106	397	103	415	140
T-2	307	113	395	155	356	106	297	103	379	140

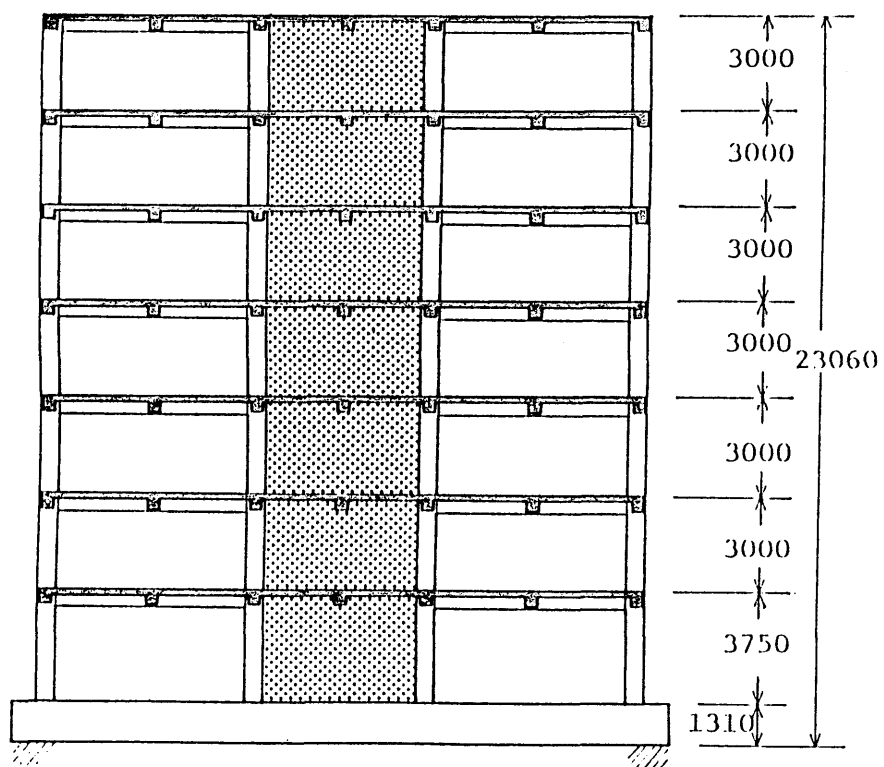
Unit in ton-cm

(-) : Positive Moment Direction (Beam Top Tension)

(+) : Negative Moment Direction (Beam Bottom Tension)



(a) 平面



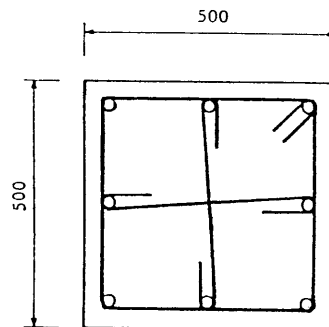
(b) 立面

图2.1.1 夹大7层试验体

MARK	G ₁ , G ₃		G ₂		G ₄		G ₅		G ₆ , G ₇
	OUTER END INNER END	CENTER	END	CENTER	OUTER END INNER END	CENTER	END	CENTER	
SECTION									
b x D	300 x 500		300 x 500		300 x 450		300 x 450		300 x 450
TOP	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19
BOTTOM	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D19
STIRRUP	D10 @200		D10 @200		D10 @100		D10 @100	D10 @200	D10 @200

MARK	B ₁			B ₂		
	OUTER END	CENTER	INNER END	OUTER END	CENTER	INNER END
SECTION						
b x D	250 x 450			250 x 450		
TOP	2 - D19	2 - D19	3 - D19	2 - D22	2 - D22	3 - D22
BOTTOM	2 - D19	2 - D19	2 - D19	2 - D22	2 - D22	2 - D22
STIRRUP	D10 @200			D10 @200		

(a) はり配筋詳細



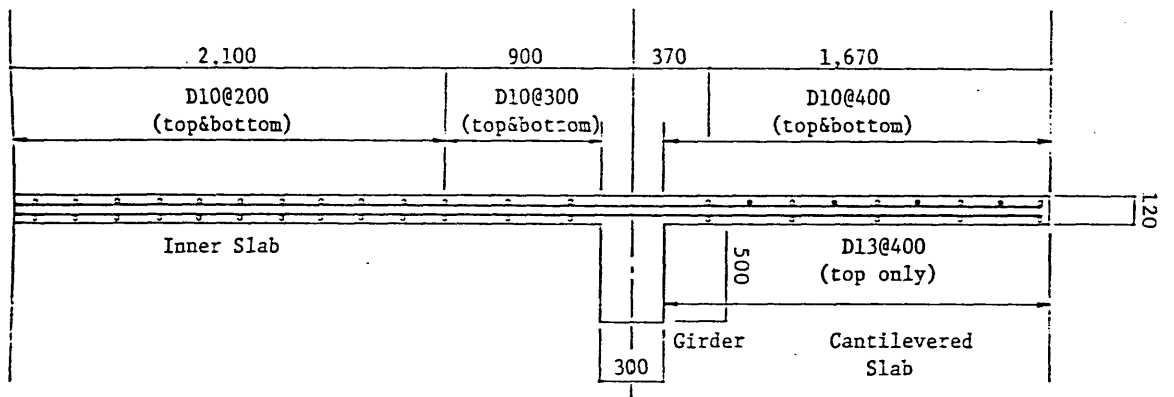
Longitudinal Reinforcement
8 - D22

Hoops D10 @100

Cross-ties D10 @600

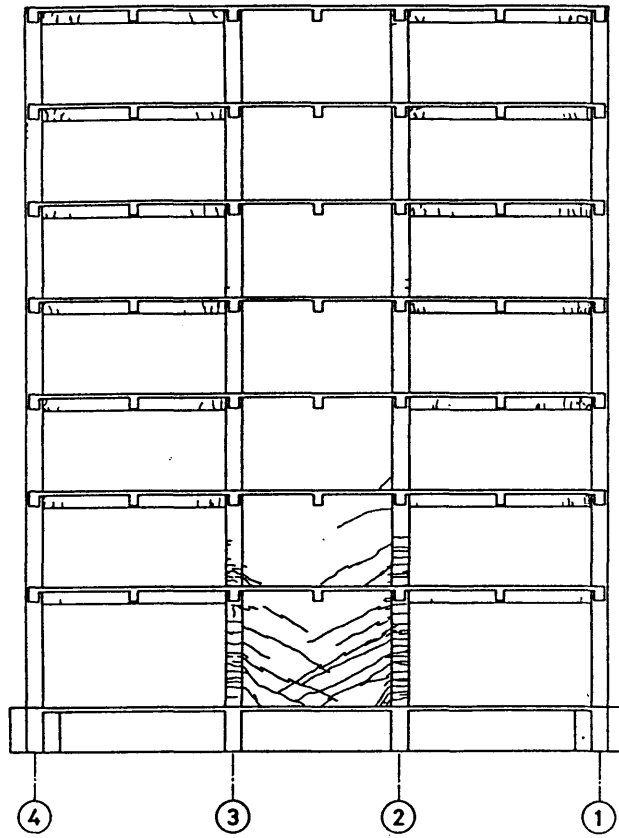
(b) 柱配筋詳細

図2.1.2 部材断面

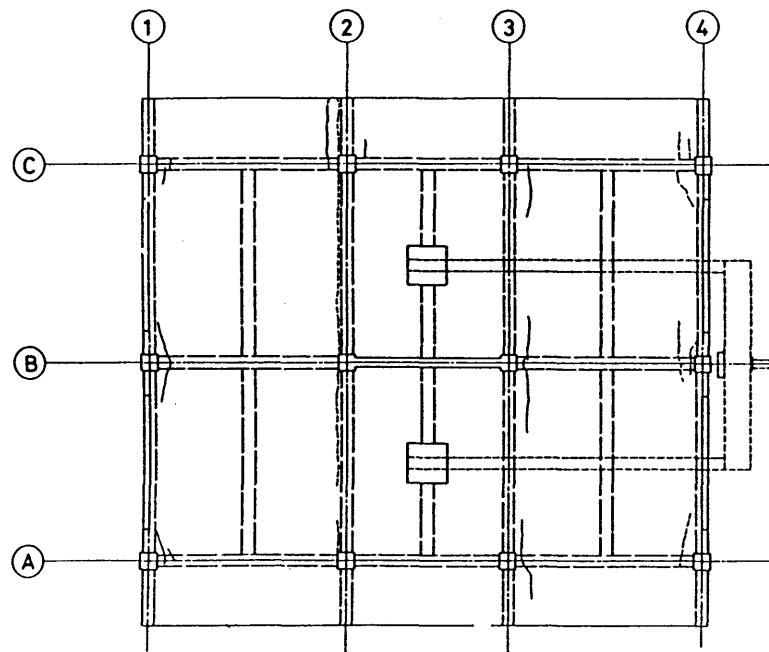


(C) スラブ配筋詳細

図2.1.2 部材断面

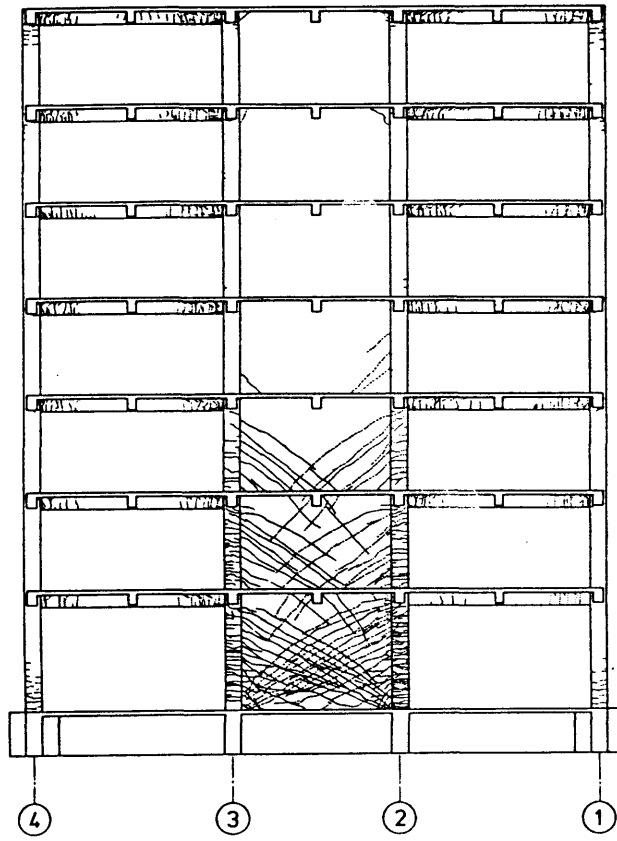


(a) フレーム B

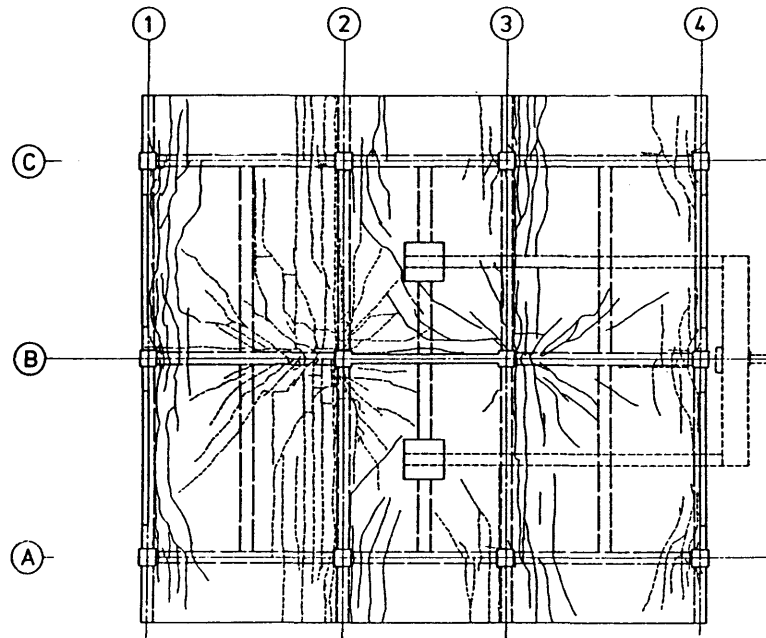


(b) 6階スラブ

図2.1.3 ひびわれ状況 (SPD-2 終了後)
[英文文献(61)より]



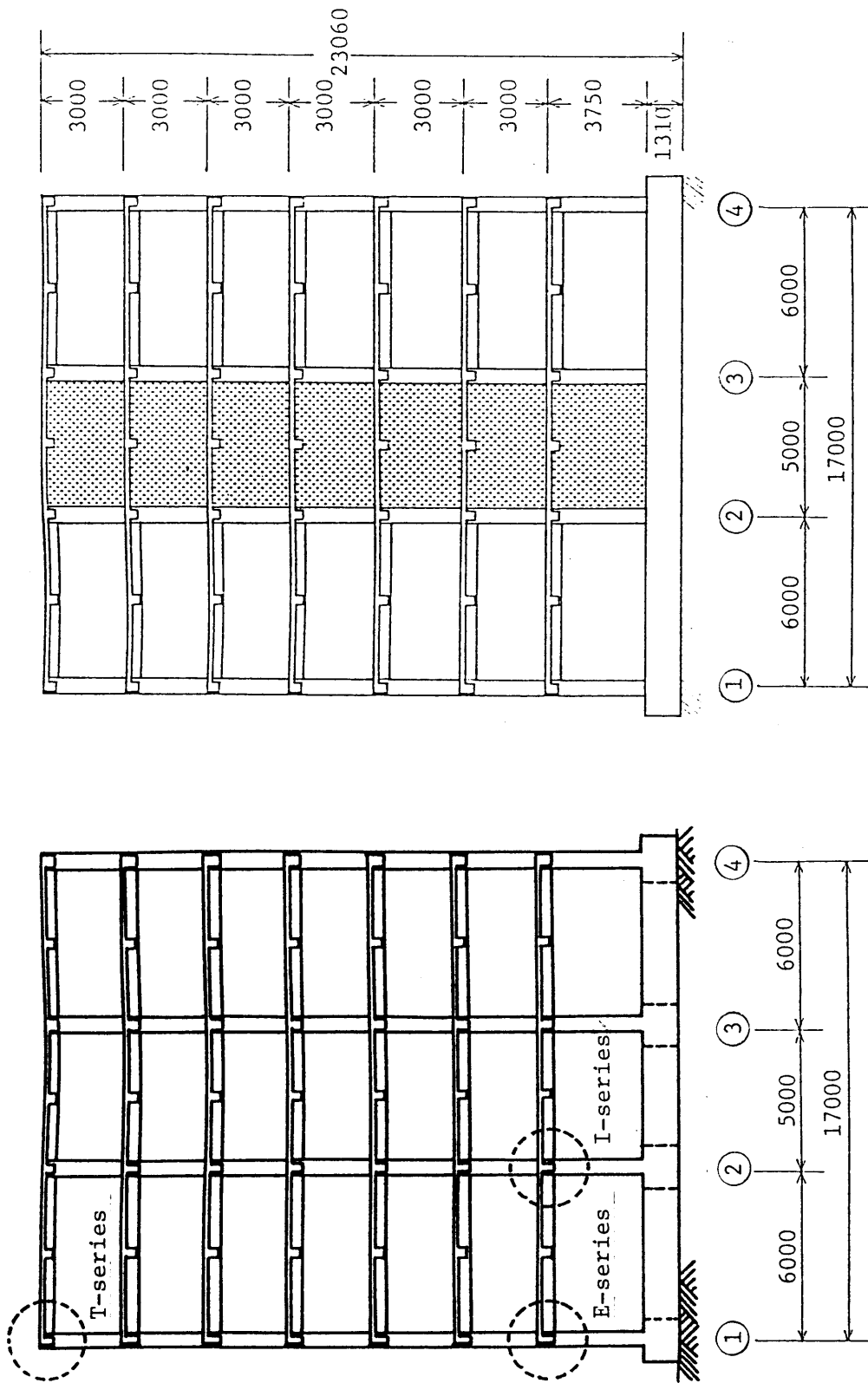
(a) フレーム B



(b) 6階スラブ

図2.1.4 ひびわれ状況 (SPD-3 終了後)

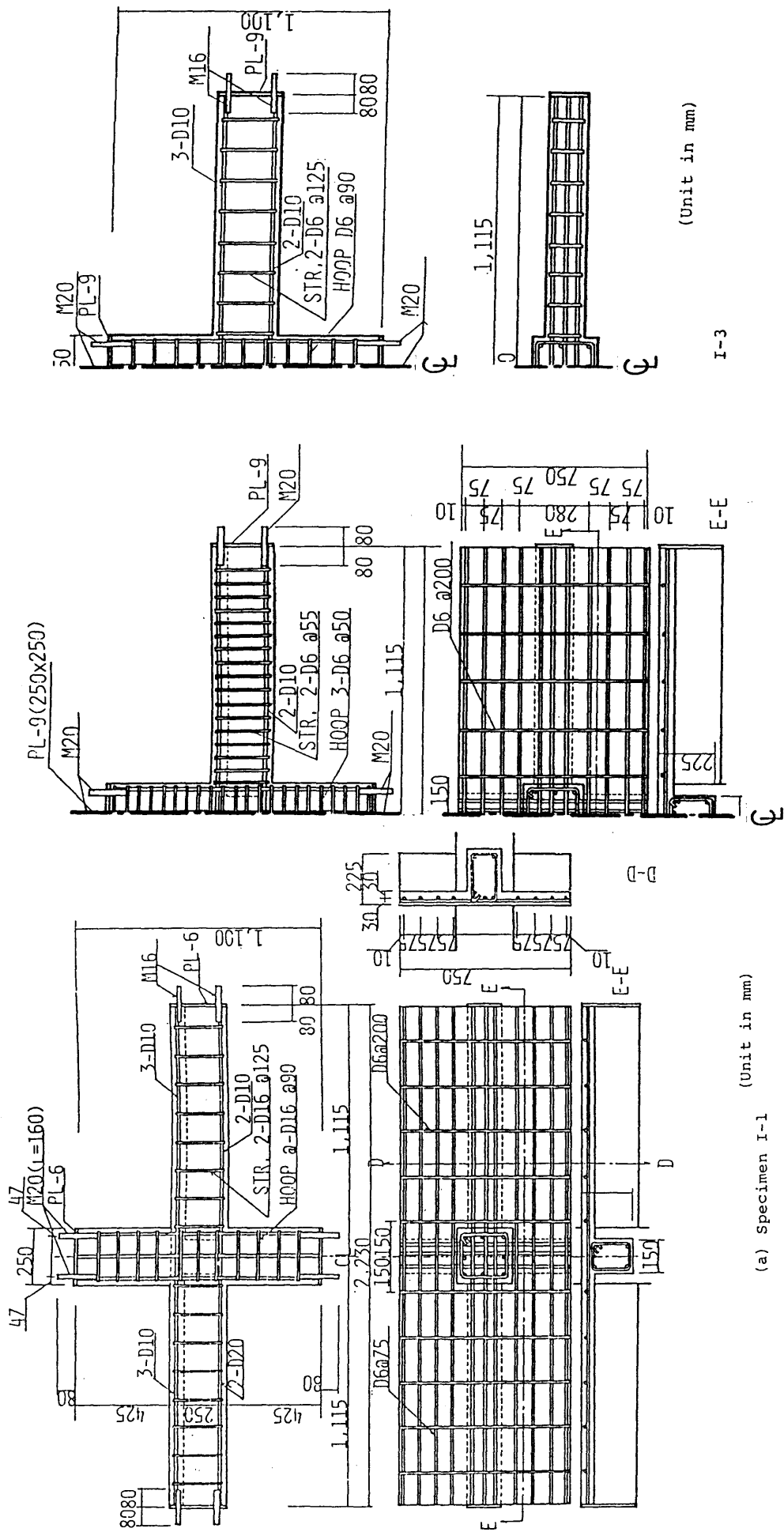
[英文文献(61)より]



Elevation : A,C Frame (unit:m)

Elevation : B Frame (unit:m)

図2.2.1 実大7層試験体における部材位置



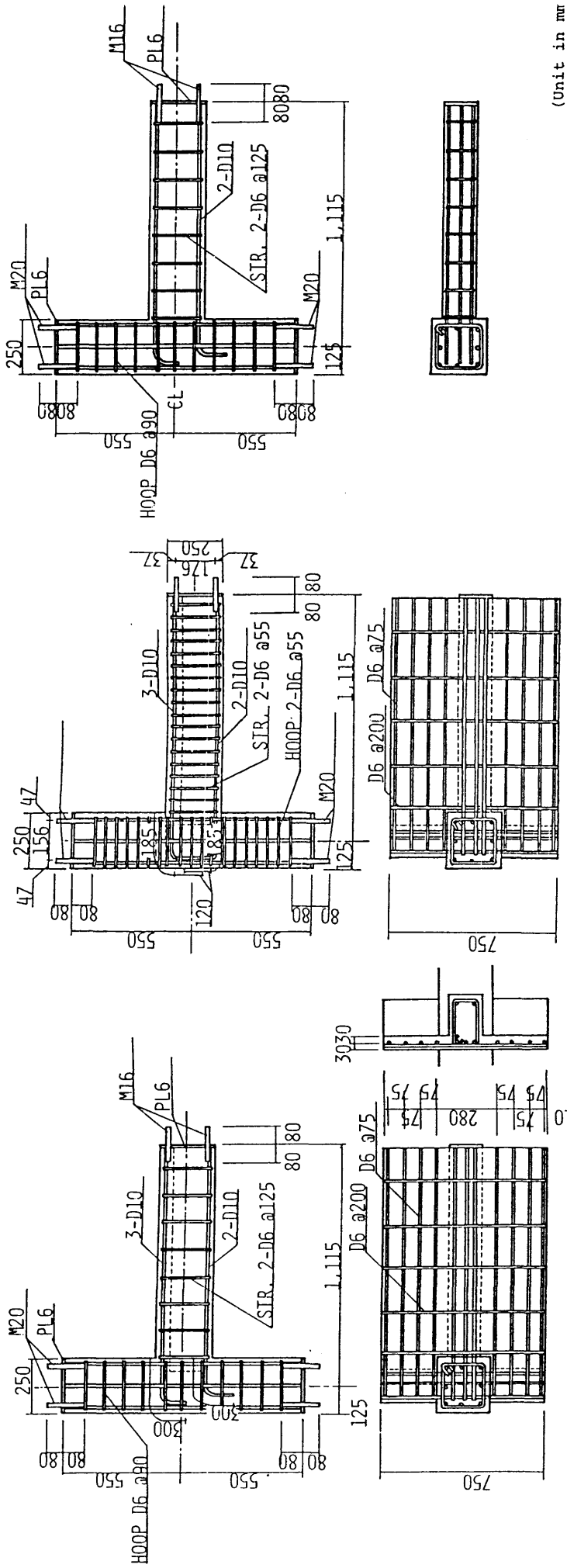
(a) Specimen I-1

I-2

I-3

(Unit in mm)

図2.2.2 試験体の配筋詳細 (a) Iシリーズ



(Unit in mm)

(c) Specimen E-3

(Unit in mm)

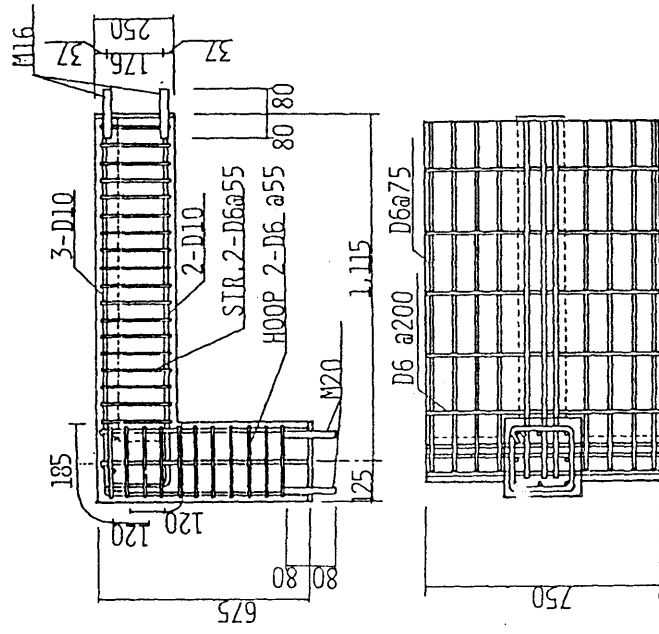
(b) Specimen E-2

(Unit in mm)

(a) Specimen E-1

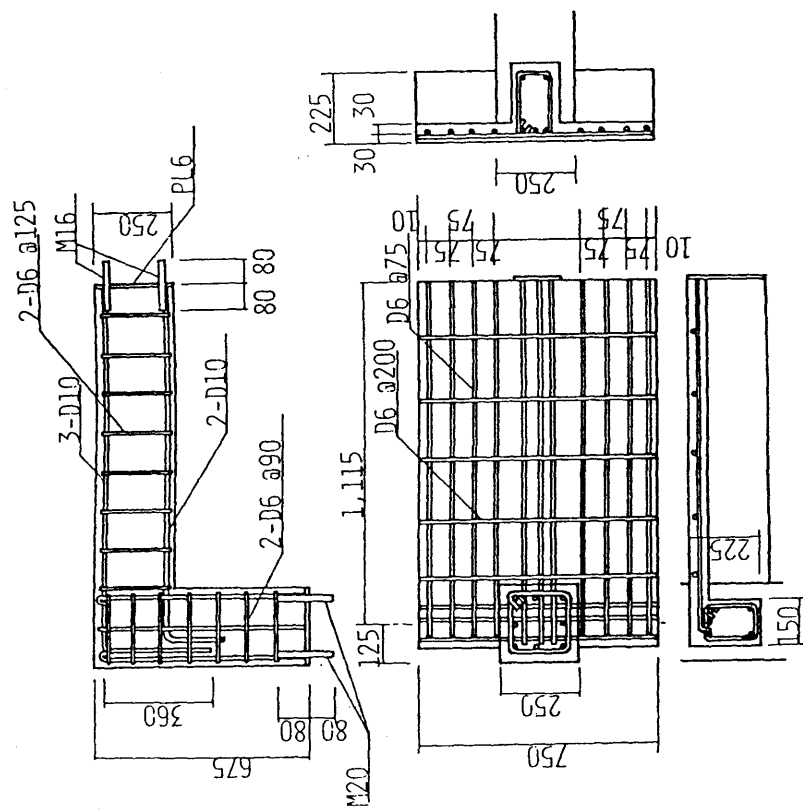
図2.2.2 試験体の配筋詳細

(b) Eシリーズ



(Unit in mm)

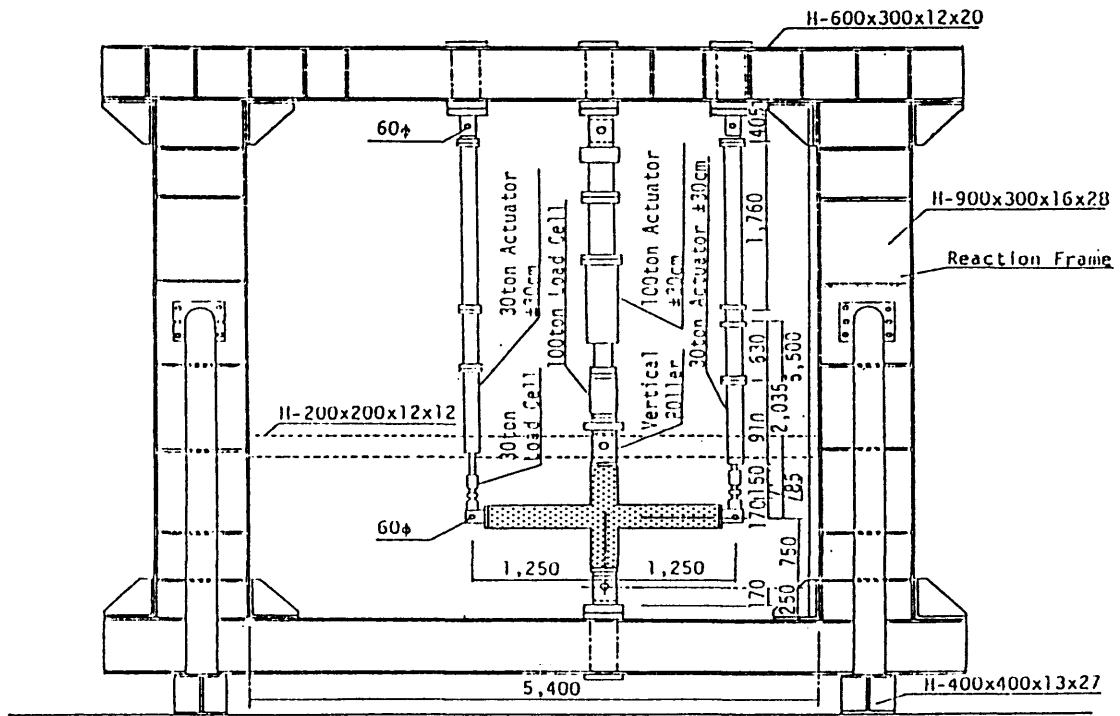
(b) Specimen T-2



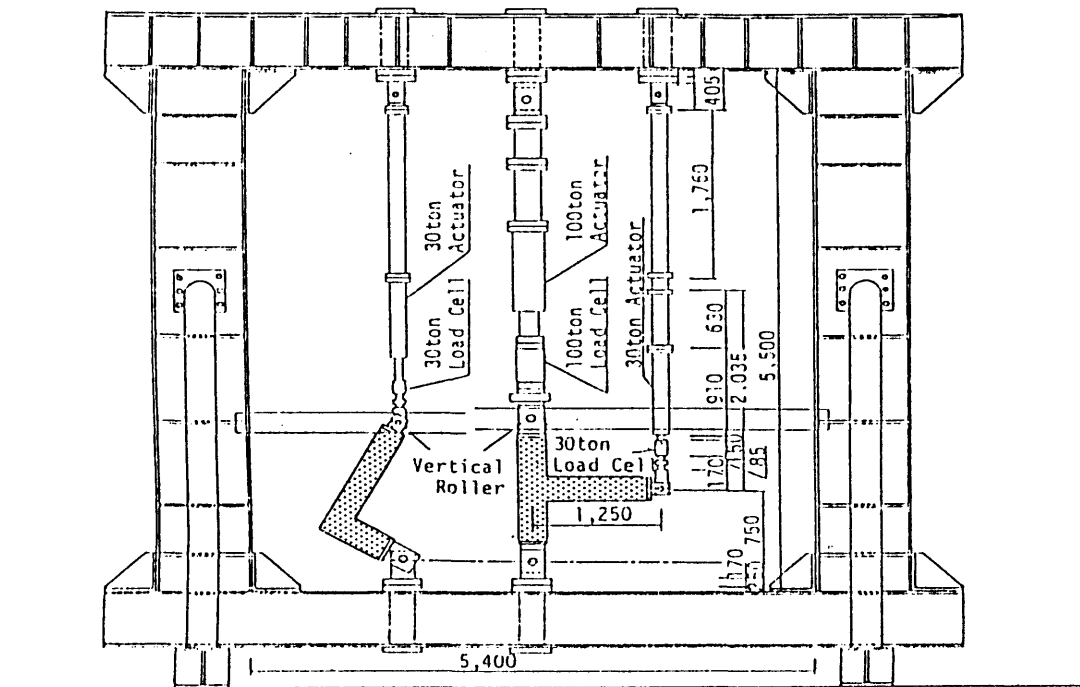
(a) Specimen T-1

(c) Tシリーズ

図2.2.2 試験体の配筋詳細



(a) Iシリーズ



(b) E, Tシリーズ

図2.2.3 加力方法

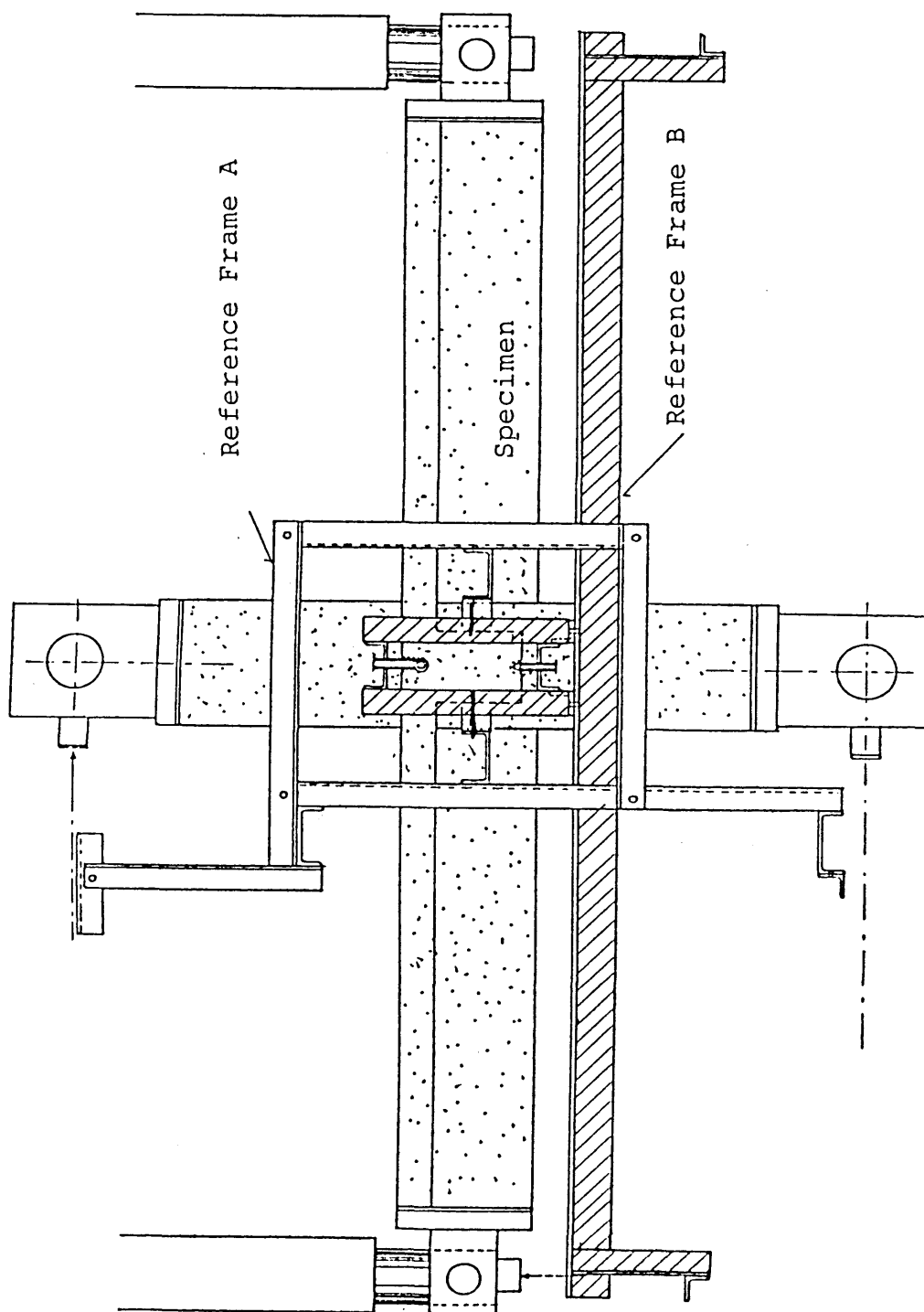


图 2.2.4 测定治具

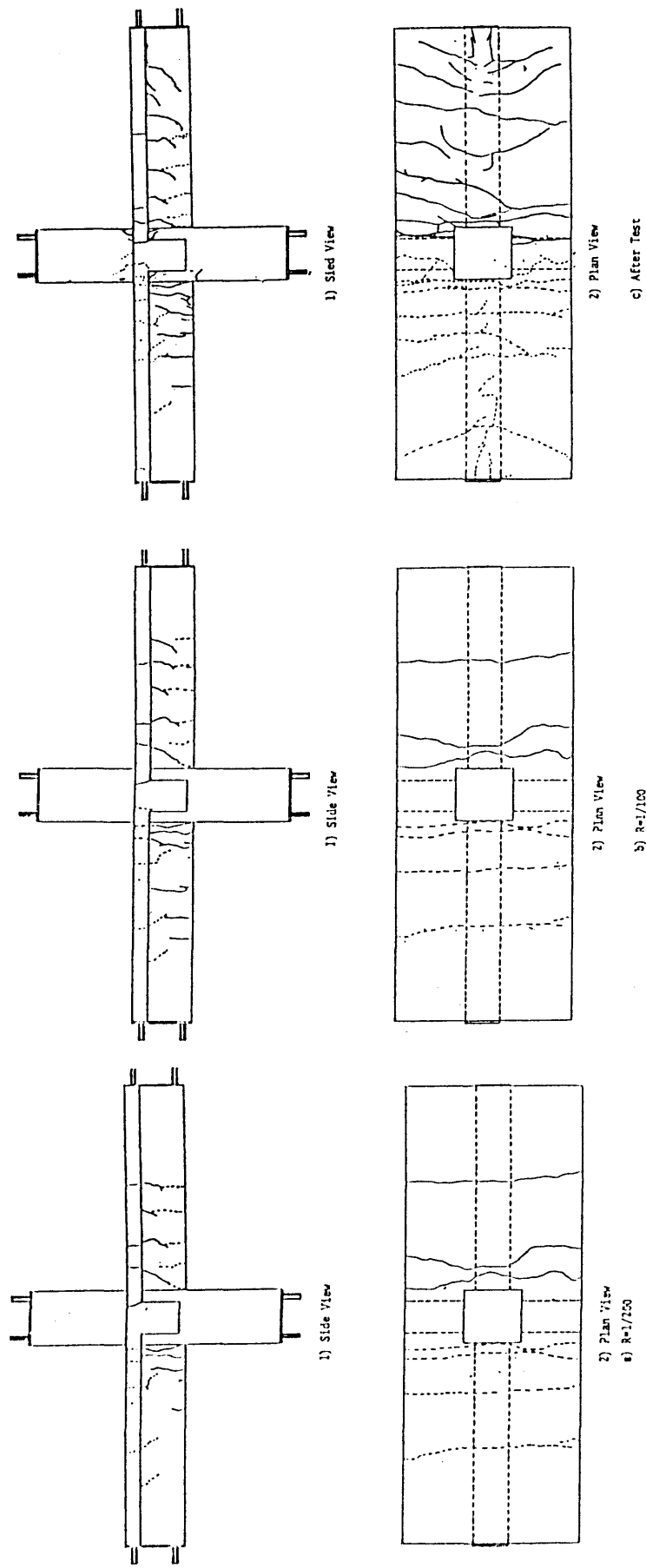


図2.2.5 ひびわれ状況 (a) 試験体 I-1

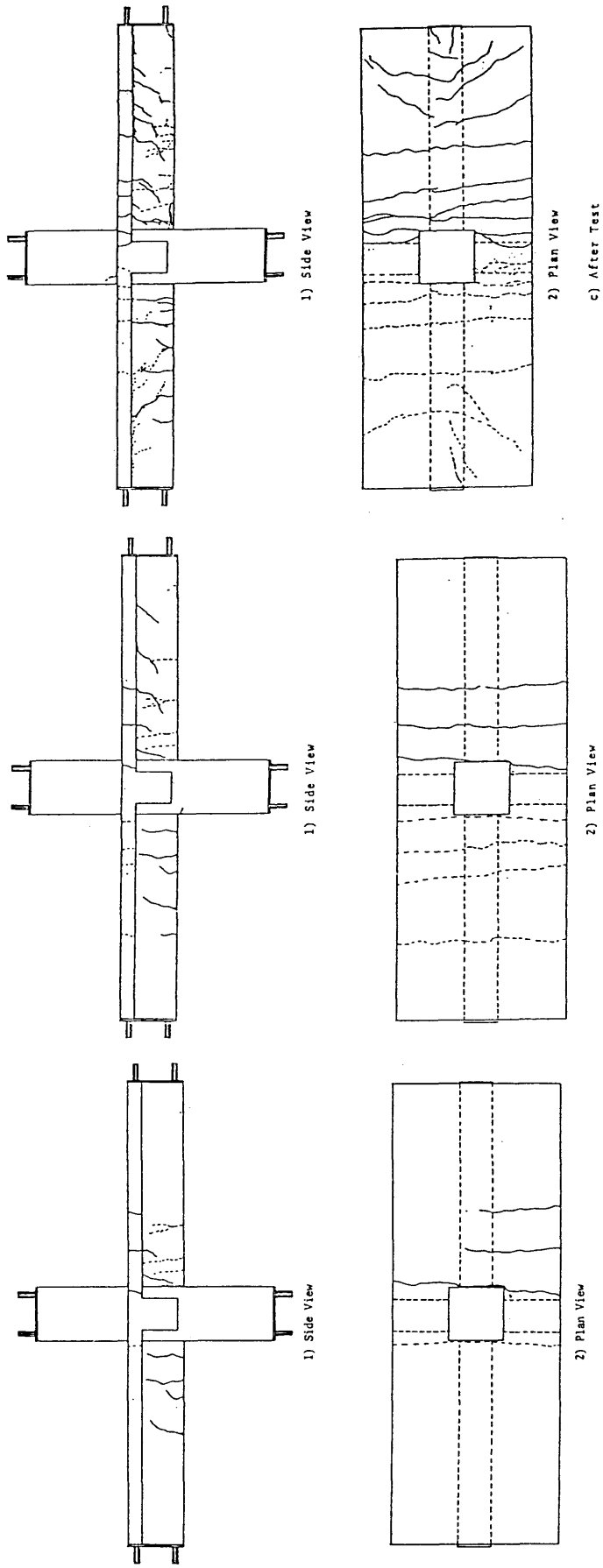


図2.2.5 ひびわれ状況 (b) 試験体 I-2

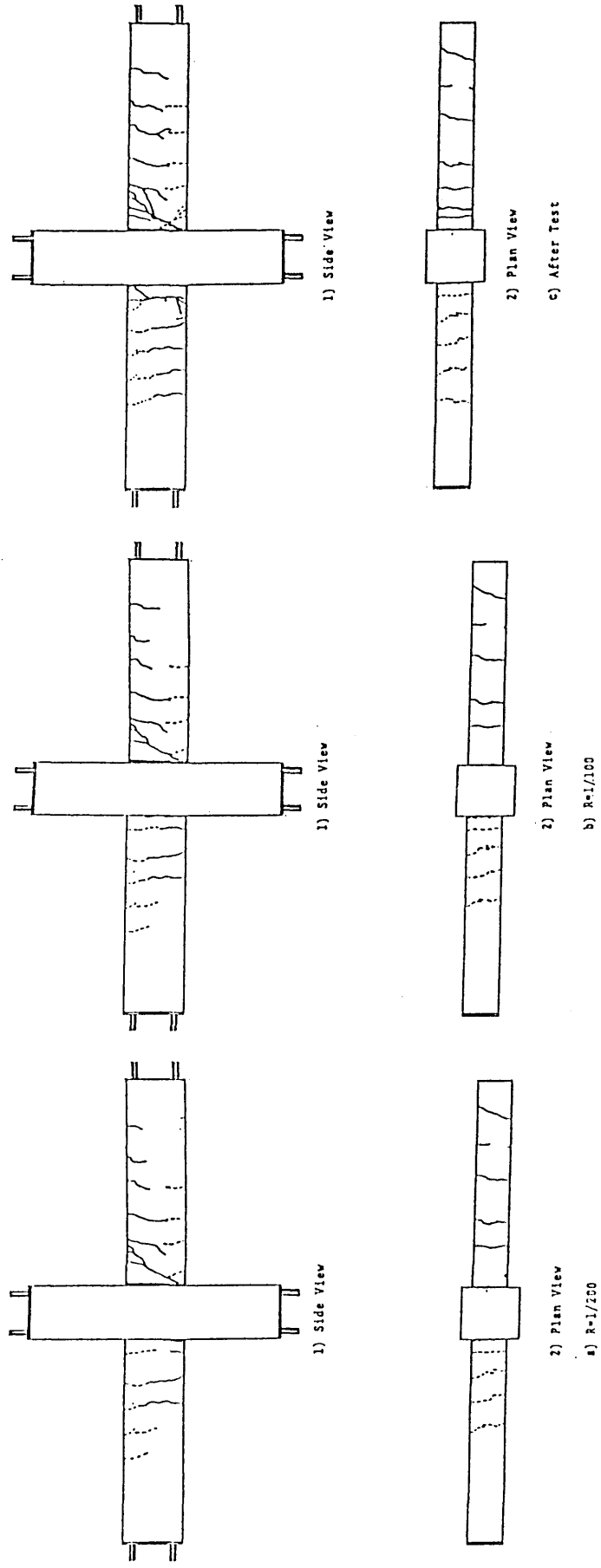


図2.2.5 ひびわれ状況 (c) 試験体I-3

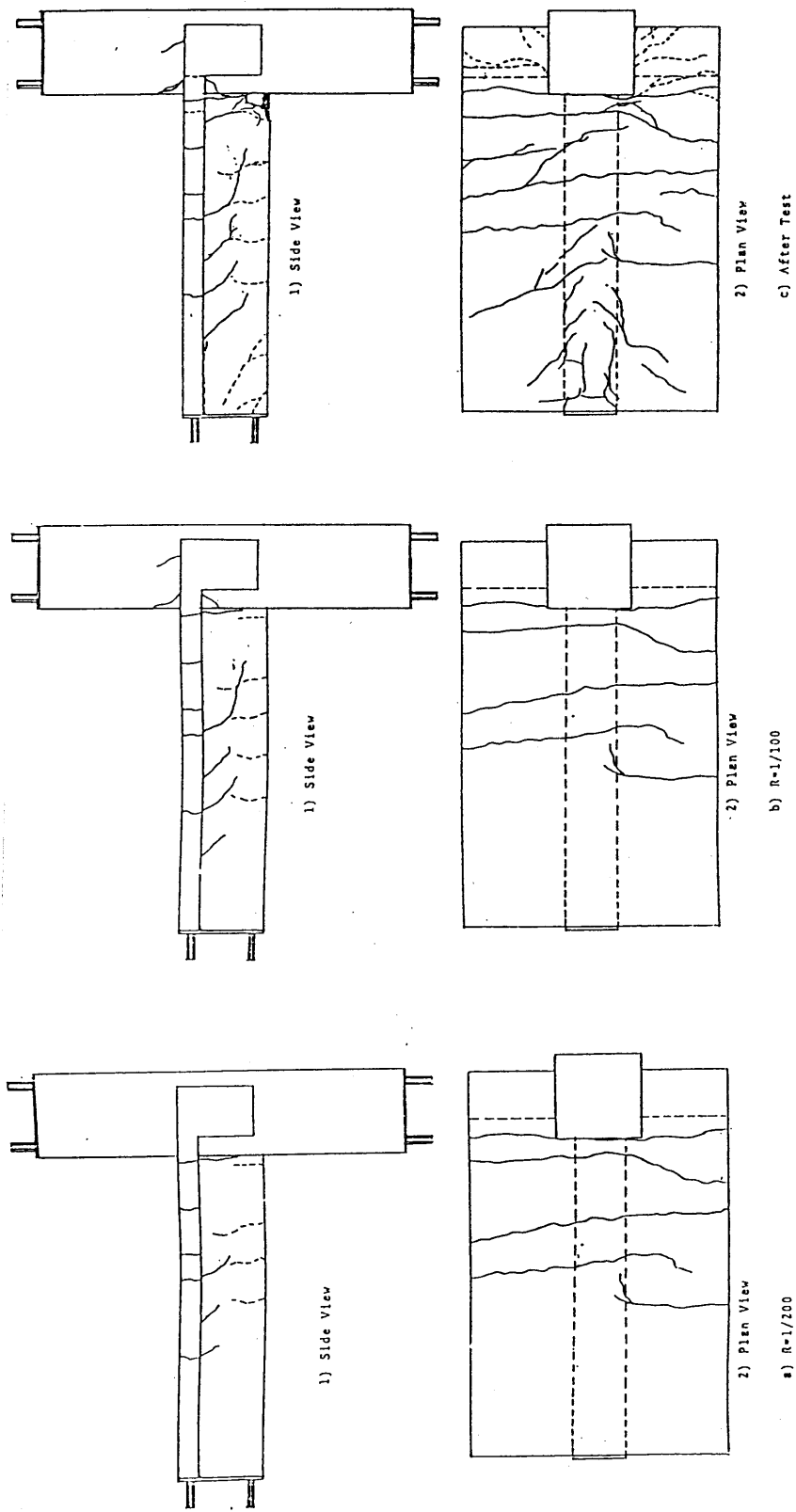


図2.2.5 ひびわれ状況 (d) 試験体E-1

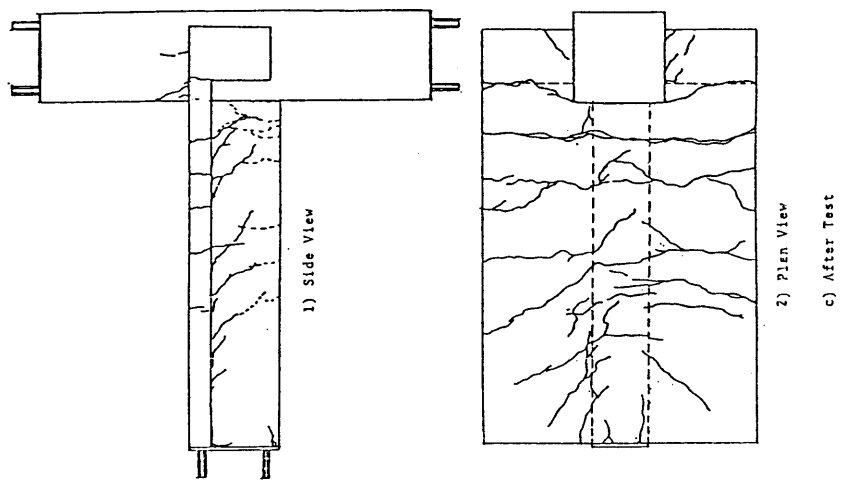
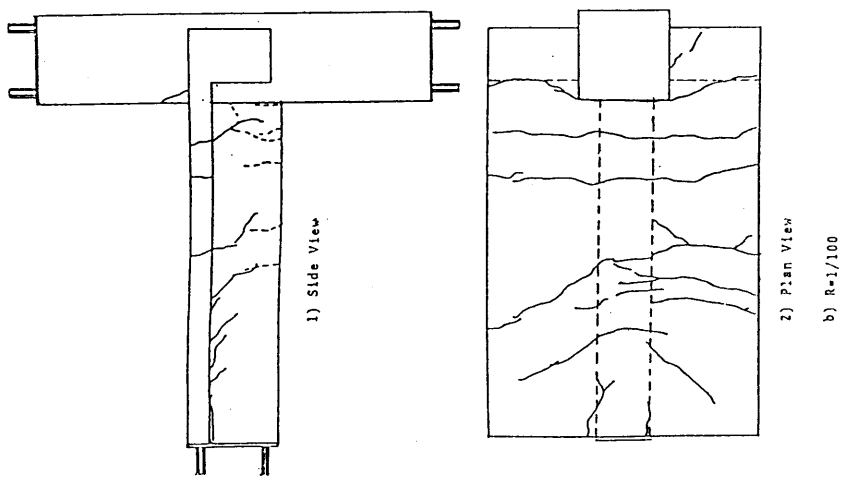
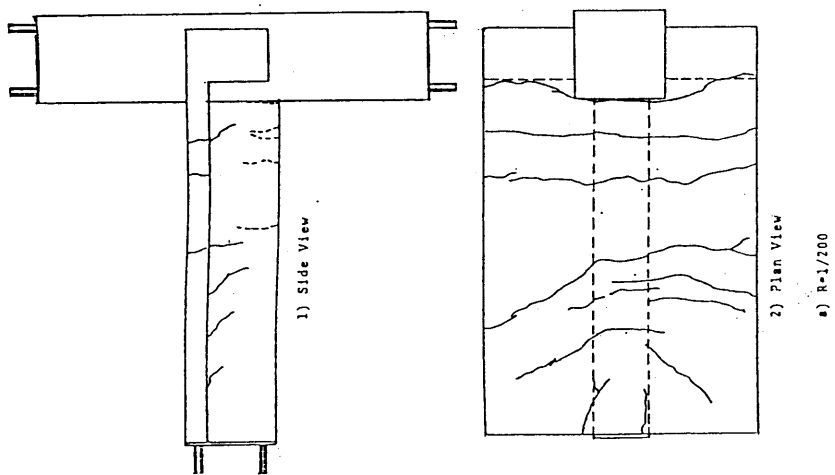


図2.2.5 ひびわれ状況 (e) 試験体E-2

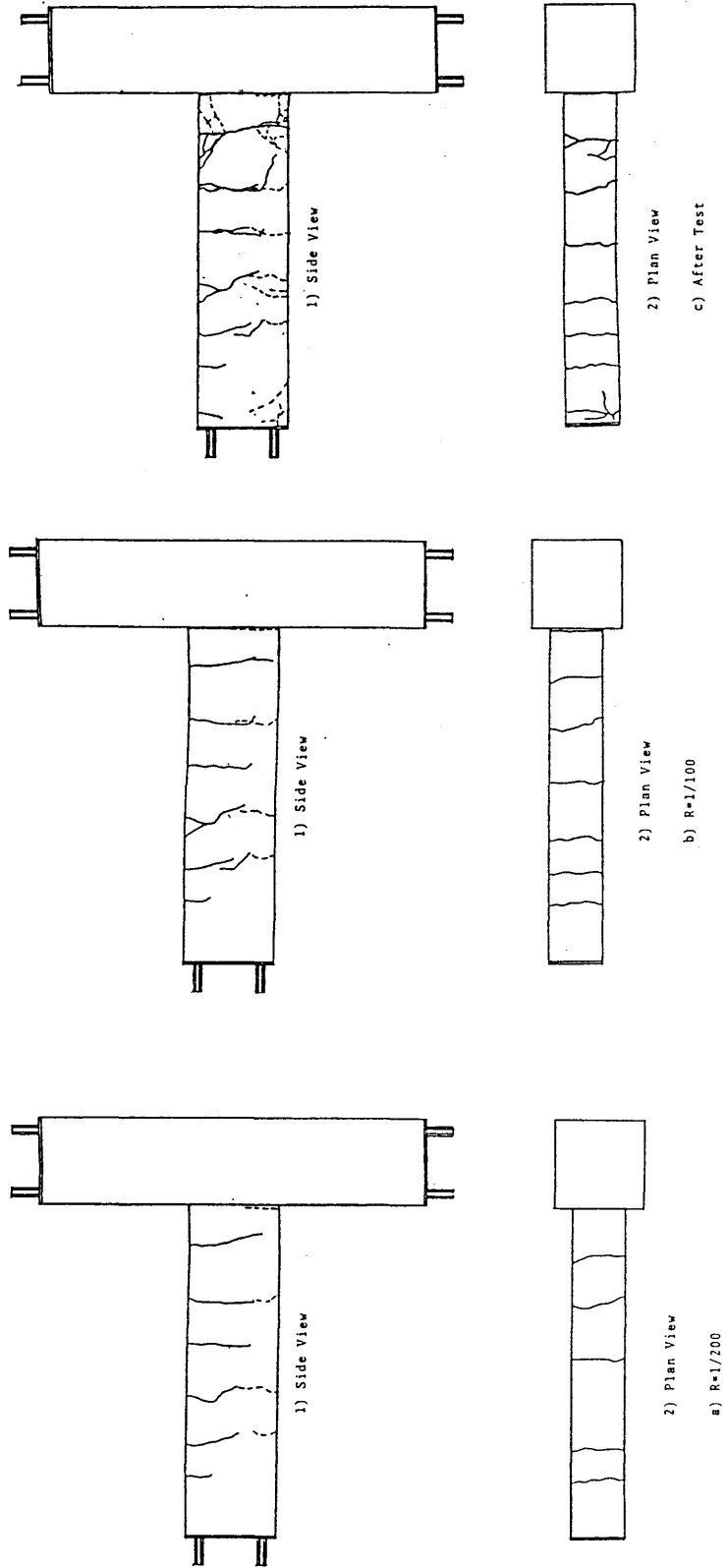
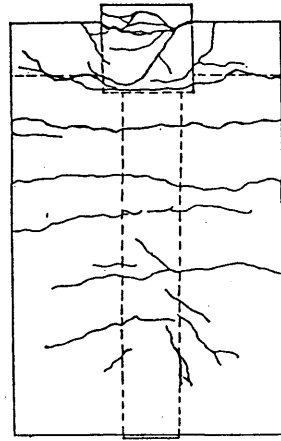
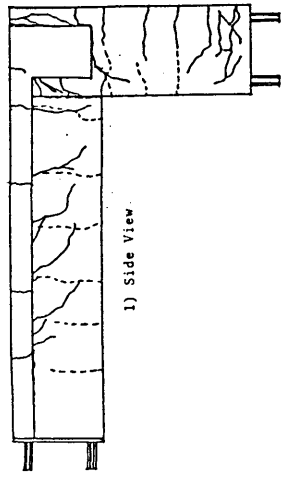
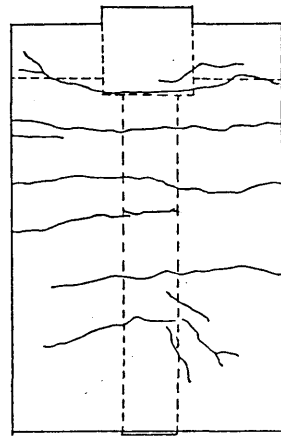
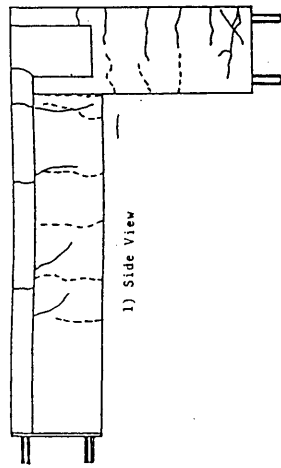


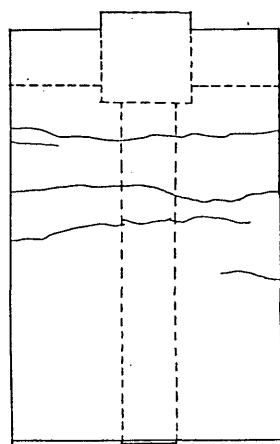
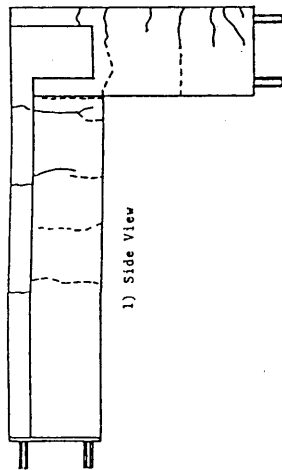
図2.2.5 ひびわれ状況 (f) 試験体E-3



2) Plan View
c) After Test

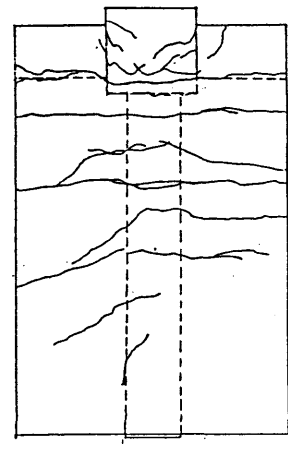
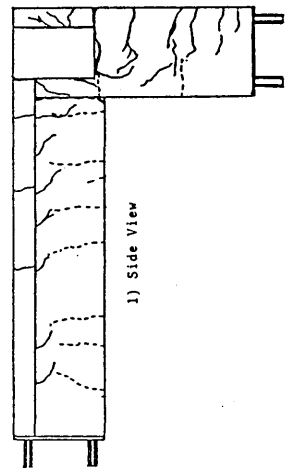


2) Plan View
b) R=1/100

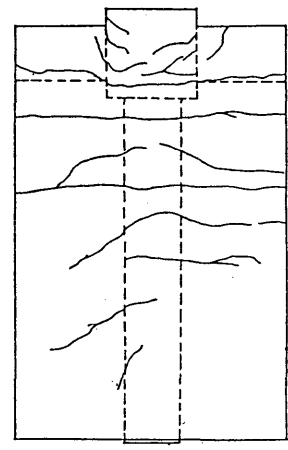
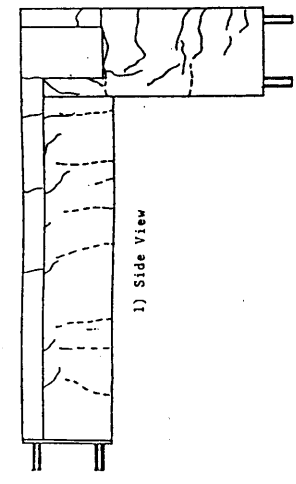


2) Plan View
a) R=1/200

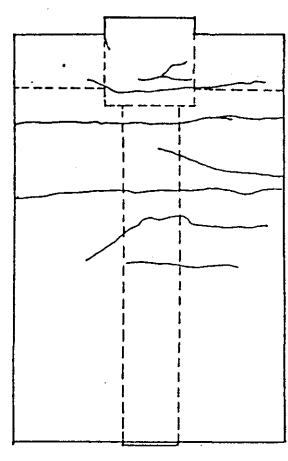
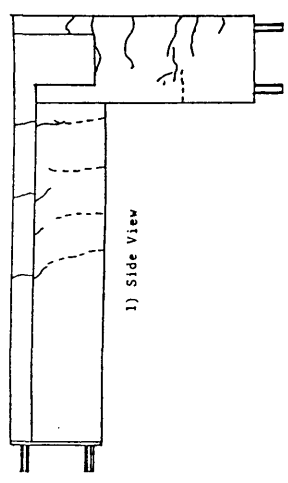
図2.2.5 ひびわれ状況 (ε) 試験体T-1



c) After Test



b) R=1/100



a) R=1/200

図 2.2.2.5 ひびわれ状況 (h) 試験体 T-2

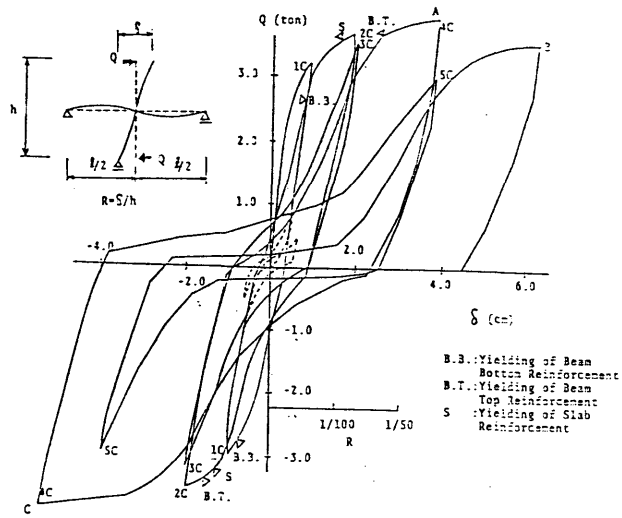


図2.2.6 荷重変形関係 (a) 試験体 I-1

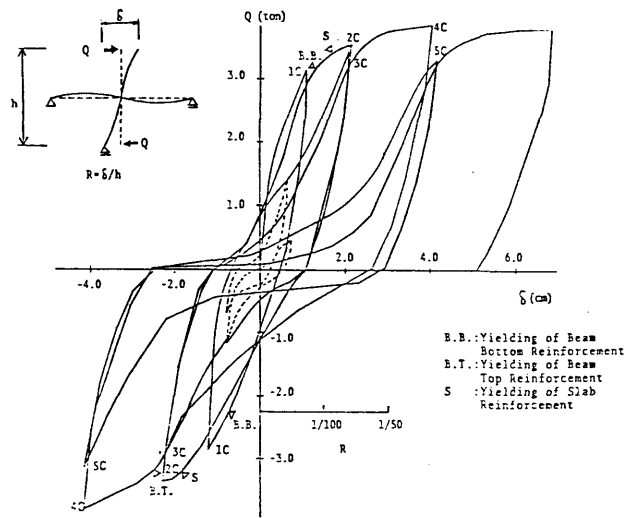


図2.2.6 荷重変形関係 (b) 試験体 I-2

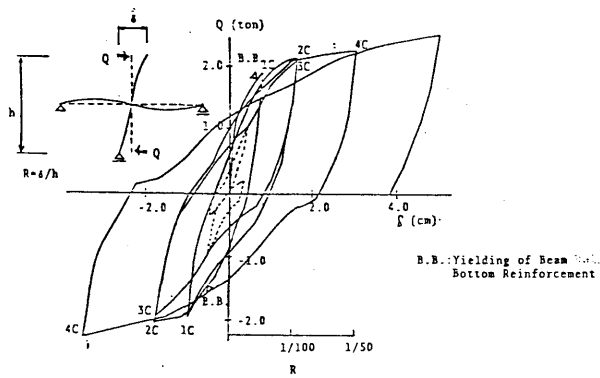


図2.2.6 荷重変形関係 (c) 試験体 I-3

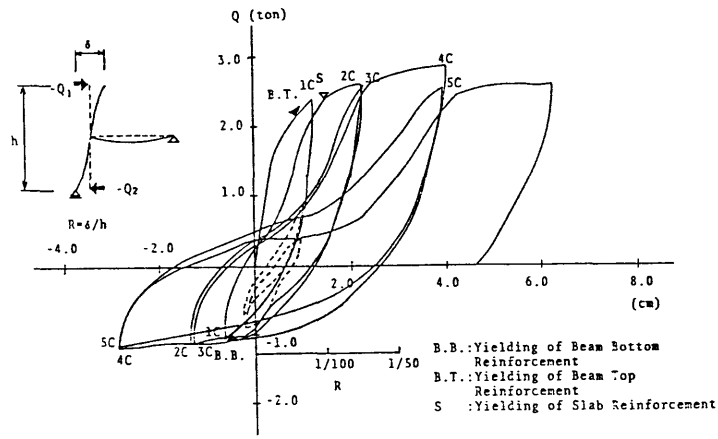


図2.2.6 荷重変形関係 (d) 試験体E-1

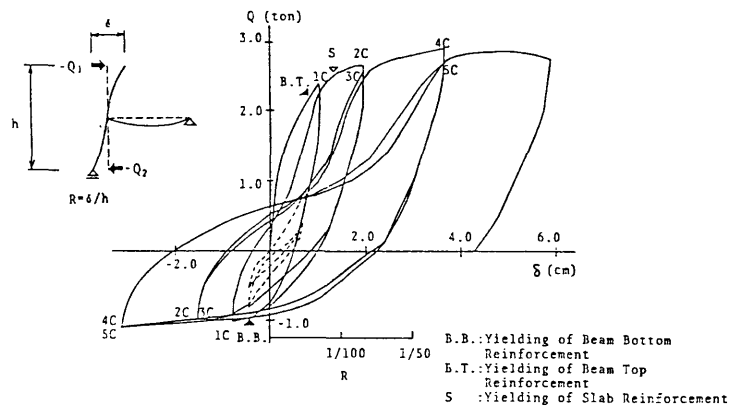


図2.2.6 荷重変形関係 (e) 試験体E-2

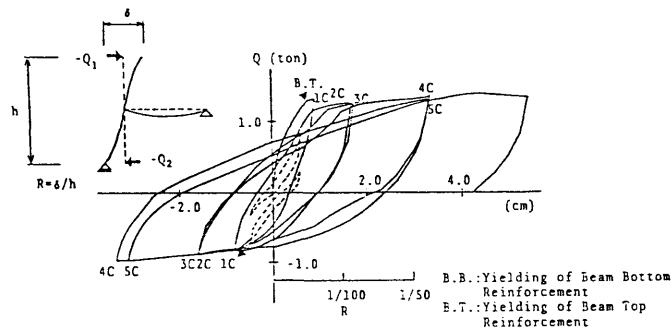


図2.2.6 荷重変形関係 (f) 試験体E-3

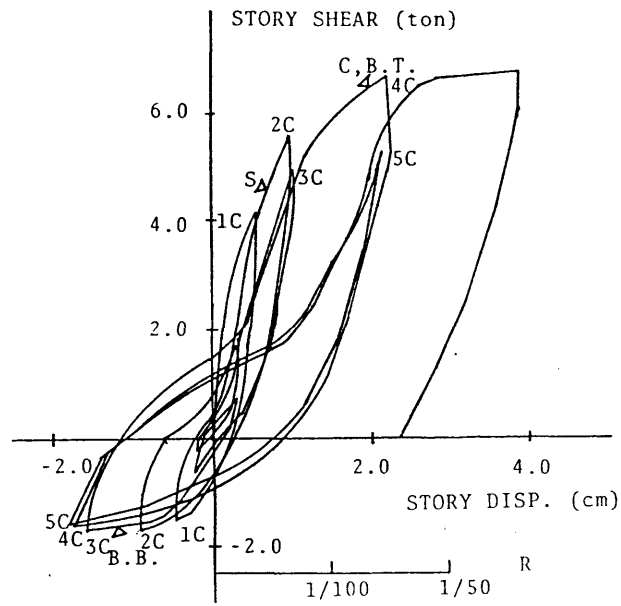


図2.2.6 荷重変形関係 (g) 試験体 T-1

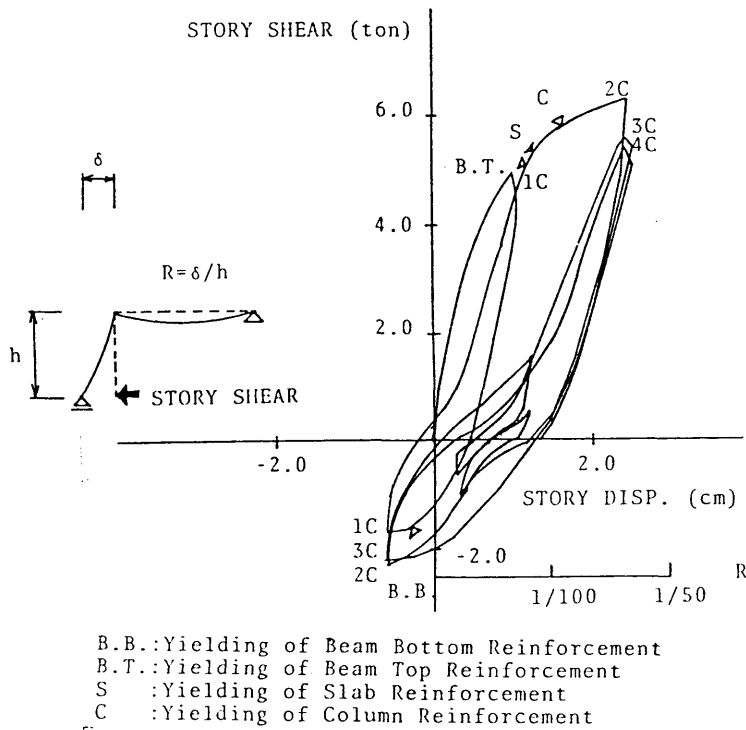


図2.2.6 荷重変形関係 (h) 試験体 T-2

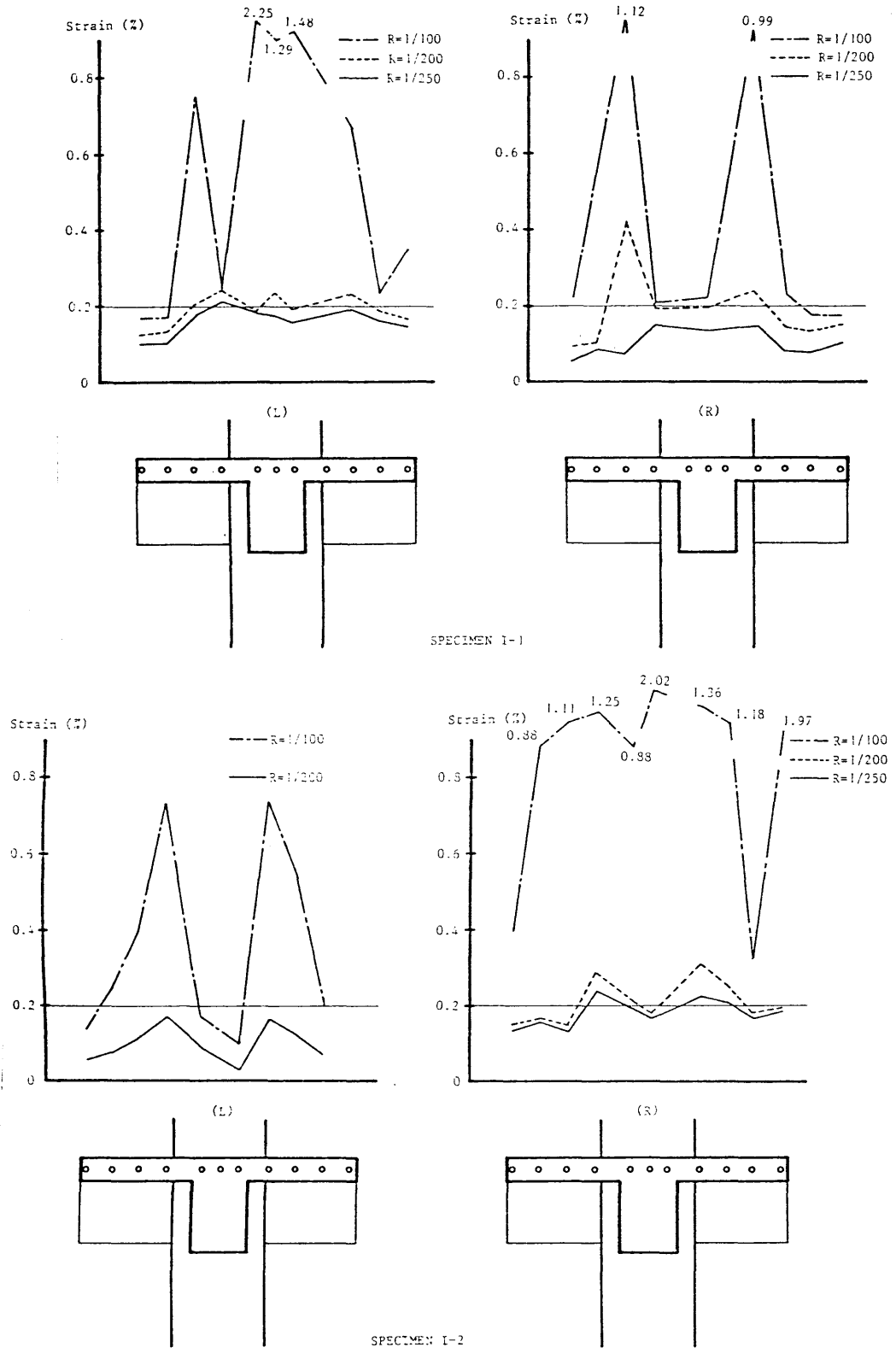
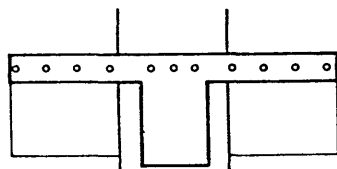
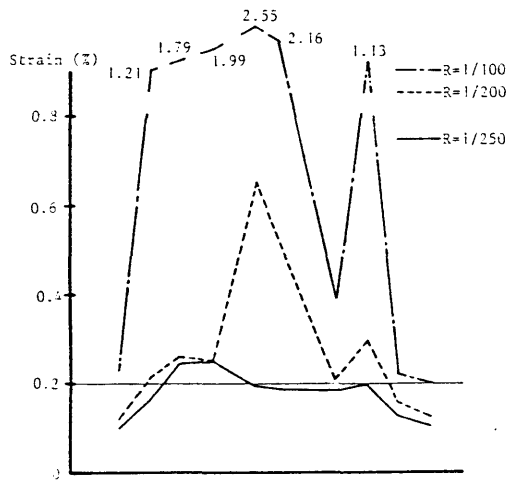
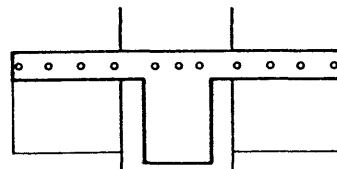
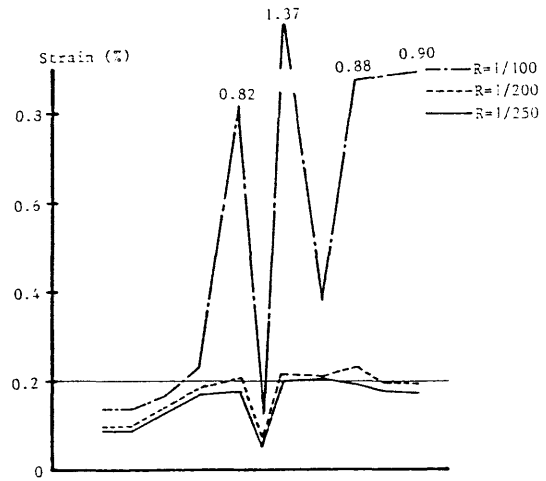


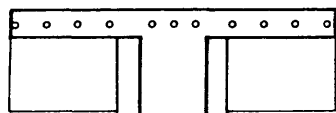
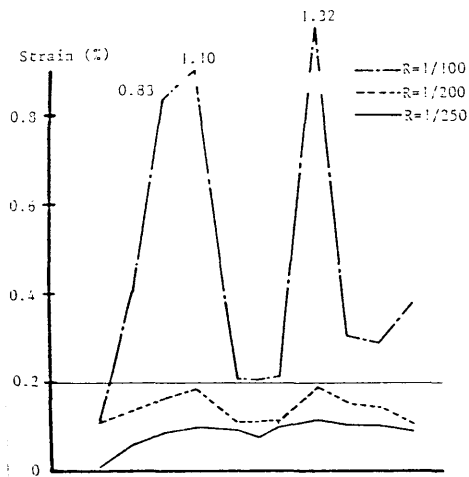
図2.2.7 鉄筋の歪状況（はり危険断面）



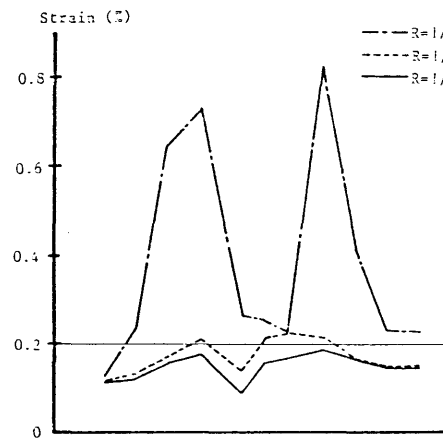
SPECIMEN E-1



SPECIMEN E-2



SPECIMEN T-1



SPECIMEN T-2

図2.2.7 鉄筋の歪状況（はり危険断面）

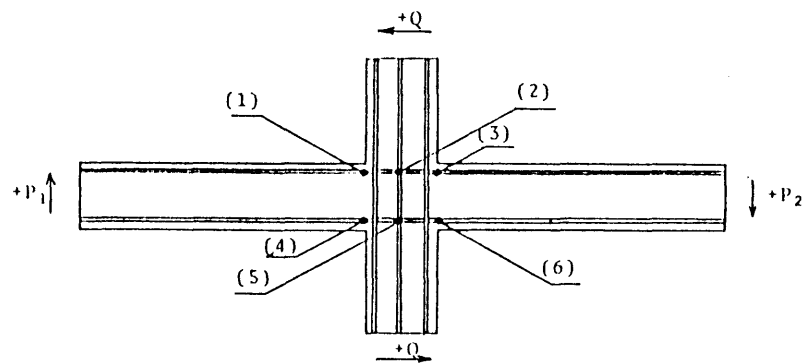
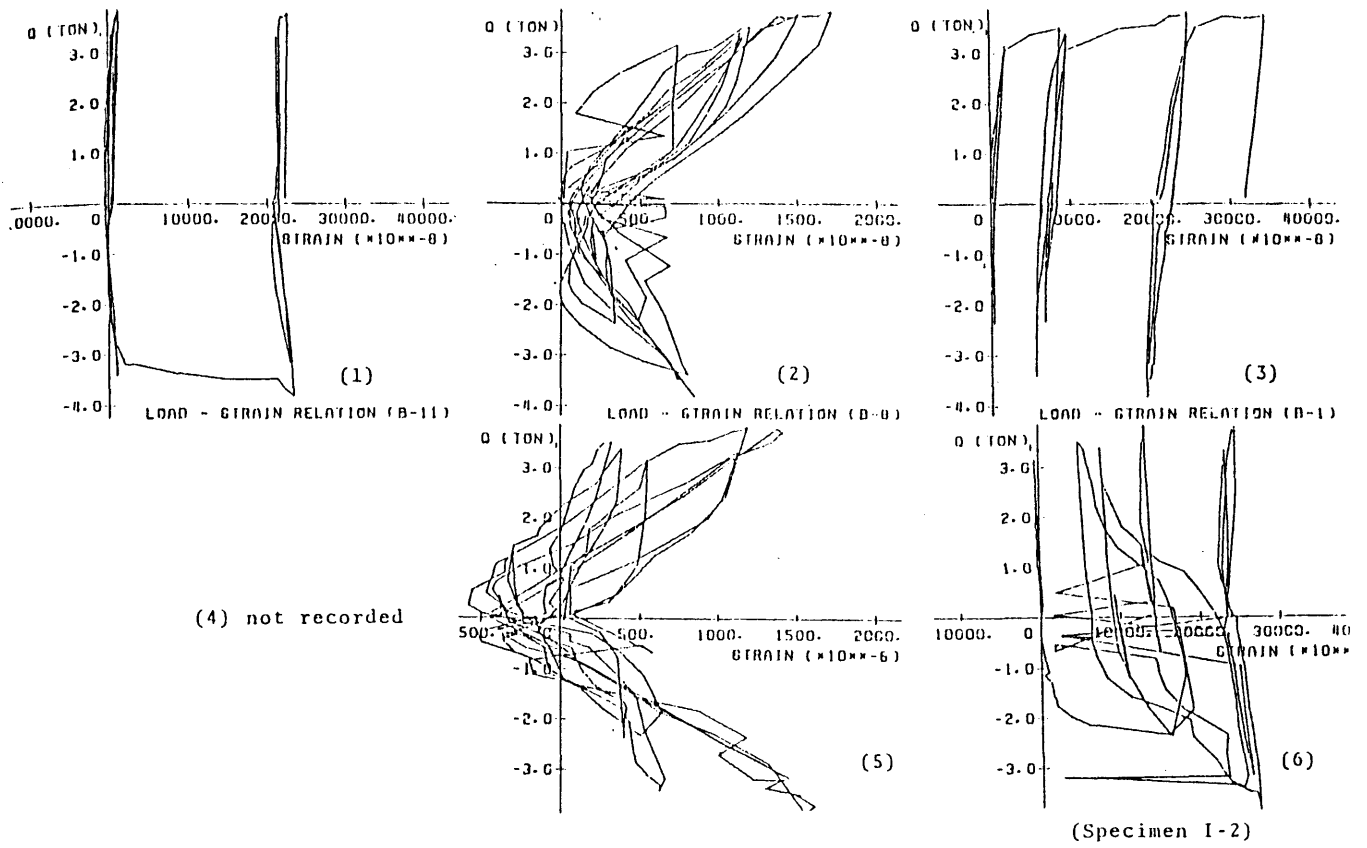


図2.2.8 鉄筋の歪状況 (はり主筋の分布)

[3] 曲げ降伏型耐震壁の変動シアスパン加力実験

本章では、耐震壁の崩壊モードとして曲げ降伏型を設定する壁フレーム構造の終局型設計法を念頭において行なった、耐震壁の静加力実験の結果を示す。

3. 1 実験の目的

変形能力に依存する終局型の設計法を中高層の壁フレーム構造に適用する場合、骨組終局時に予想される耐震壁のせん断力に対して十分な安全率をもってせん断破壊しないように設計することが重要になる。この入力せん断力には、壁の曲げ（浮き上がり）耐力だけでなく、壁率、フレーム部分の設計、動的な増幅率などが関係し、特に設計で考慮しにくい要素として、動的な効果による外力分布の変動、フレーム部分の降伏後の耐力の上昇、等がある。せん断耐力が設計どおりに得られると仮定したとき、設計で防止すべきせん断破壊は、起こるとすれば、設計で想定したよりも大きいせん断力が入力して起こる。

曲げ降伏型に設計された耐震壁では、せん断力が上昇しても壁脚は一定の降伏モーメントを超えない。したがって、曲げ降伏型の耐震壁で（降伏後に）起こるせん断破壊は、一定の壁脚モーメントに対するせん断力の上昇によって、すなわち、一定シアスパン比の応力状態ではなくシアスパン比の変動によって、起こると考えるべきである（後に解析的研究で明らかにするように、壁フレーム構造の耐震壁のシアスパン比は、動的効果、曲げ超過強度により、変動する）。

そこで、本実験では、連層耐震壁の最下層を取り出し、耐震壁のシアスパン比を大きい方から小さい方へ変動させて脆性的な破壊に至らせる加力方法（変動シアスパン加力）により、曲げ降伏後のせん断耐力（せん断破壊が起こるシアスパン比）を明らかにすることを意図した。

本実験の加力方法では、同一の試験体でシアスパン比を変動させるため、繰返し加力の最大変形のレベルを一定にすることが大きな前提条件になっている。この変形レベルは、現時点で必ずしも明確なコンセンサスはないが、建物の塑性応答量の制限、すなわち、終局型設計における許容変形概念に基づいて、変形部材角 $R = 1/100$ 及び $R = 1/50$ を設定した。設計のCriteriaとしては、おもに $R = 1/100$ を対象として、耐力低下しない安定な挙動を条件に実験結果を評価する（この範囲の M/QD を明らかにする）。 $R = 1/50$ は、設計条件を超える極大の地震応答に相当するものとして、耐力低下が小さければなおよいが、軸力は保持して倒壊しない挙動であれば設計としては十分であると評価する。

耐震壁の終局型の設計では、要求されるせん断耐力、変形能力に対して必要な配筋量及び詳細を適切に選ぶ必要があるが、耐震壁のせん断耐力、破壊モード、変形能力は、配筋量あるいは配筋詳細等によりかなり異なることも予想される。また、設計でせん断耐力を上昇させる比較的容易な手段としては、壁厚の変更が考えられる。そこで、試験体では、配筋量、詳細（斜め筋等特別な詳細を含む）、壁厚等をパラメータとして、設計の相違が耐力、変形能力に与える影響を把握することを目的とした。

2年度にわたり、2シリーズの実験をおこなった。実験シリーズⅠは、1983年9月～10月に行ない、実大7層試験体の耐震壁をほぼ $1/2.5$ に縮小した断面の試験体6体で、配筋量及び詳細をパラメータとした。実験シリーズⅡは、1984年9月～10月に行ない、実験シリーズⅠの壁厚を1.5倍とした試験体4体で、配筋量を一定として壁板の詳細設計のみをパラメータとした。

3. 2 実験シリーズ I (通常の壁厚の場合)

3.2.1 試験体

試験体の寸法、配筋：

試験体は、[2]章に示した実大7層試験体を proto-type の構造物として想定し、連層耐震壁の最下層を約1/2.5のスケールでとり出した側柱を含む1層1スパンの耐震壁6体(K1~K6)である。図3.2.1に各試験体の断面寸法、配筋詳細を示す。断面寸法は各試験体共通で、配筋量及び詳細をパラメータとしている。柱の断面は20x20 (cmxcm)、壁厚は8 cmでこれらは実大7層試験体の寸法の1/2.5にあたるが、柱芯間のスパン長は180 cmでやや小さい(実大7層試験体を1/2.5スケールにすると200 cmになる)。はり下端までの高さは150 cmで、実大7層試験体の1階階高375 cmの1/2.5に相当する(実大7層試験体では、境界ばりが壁内を貫通していないため、ほぼこのスケールで取り出したことになるが、日本流に壁内にはりをもつ耐震壁を想定しその下のみ取り出すとこれよりせいの低いものになる。この試験体では、実大7層試験体の1階階高との対応とともに、さらに、曲げ降伏型耐震壁のヒンジゾーンという概念から、最低対象にする必要があると思われる範囲も考慮に入れ、試験体高さを決定した)。上下のりは加力用または基礎固定のため通常より過大の断面寸法、配筋量としている。

表3.2.1に、柱、壁板の配筋(鉄筋比)及び壁板の配筋詳細等、試験体パラメータの一覧を示した。試験体K1、K2、K3は、柱の主筋量を1:2:3として、曲げ耐力をパラメータとした。一定のシアスパン比における曲げ降伏時のせん断力に対して終局せん断設計を行ない、必要なせん断補強筋量を算定し、これを参考にして、結果的には実験結果の理解が容易なようにせん断補強筋の比率も縦横とも柱の主筋と同様に1:2:3とした。試験体K4、K5、K6では、せん断補強筋の量及び補強方法をパラメータとした。K4は、柱はK2、壁はK3と同じ配筋とした場合であり、K5、K6は、それぞれK2、K3に対応し、同量の鉄筋量で、1/2の壁筋をX型補強としたものである。

配筋量は、試験体 K 2 の柱の主筋比 (1.43 %) がほぼ実大 7 層試験体の柱主筋比 (1.24 %) に相当するが、柱、壁板のせん断補強筋比 (それぞれ、1.44 %, 0.53 %) はいずれも実大 7 層試験体 (0.86 %, 0.36 %) の約 1.5 倍としている。柱帯筋量は、さらに内のり高さ 1/3 以下の範囲で約 1.5 倍に割増ししており、実大 7 層試験体、日本の既往の設計にはこだわらずに、柱圧縮側コンクリートの拘束効果、主筋座屈及び側柱を含むせん断破壊の防止を意図して、柱主筋をすべて拘束するように主筋量に応じて十分な量を配筋した。

試験体の製作、使用材料の性質：

試験体は、はり、柱、壁を一体に横打ちで、K 1 ~ K 3、K 4 ~ K 6 をそれぞれ同時に打設した。鉄筋は S D 35、コンクリートは骨材の最大粒径 10mm 普通コンクリートを用いている。使用材料の性質、材料試験の結果を表 3.2.2、図 3.2.2 に示す。K 1 ~ K 3 のコンクリート強度は、設計強度 (210 kg/cm²) よりもやや低い。また、D 6 の鉄筋の応力-歪関係では、明確な降伏棚がみられない。

3.2.2 実験方法

加力方法：

壁フレーム構造の曲げ降伏する連層耐震壁最下層で水平荷重時に予想される応力状態で、さらに異なるシアスパン比による繰返し加力を行なうために、図 3.2.3 に示す加力方法を用いた。試験体上部のはりに緊結した鉄骨の加力治具の両側に 2 台の鉛直方向のオイルジャッキ (反力床)、及び水平方向のアクチュエーター (反力壁) を取りつける。いずれも押し引きが可能で、両端にピンがある。これらを独立に制御することにより、任意の比率で軸力、せん断力、モーメントを試験体に与えることができる。

実験では、両端のジャッキによりほぼ実大7層試験体の耐震壁1階に相当する定軸力 ($N=40t$ 、 $\sigma_0 = 19.23 \text{ kg/cm}^2$) をまず与える。これを保ちつつ、図3.2.3 (小図) に示すようにアクチュエーターによる水平力と両端のジャッキによる対称モーメントを異なる比率で制御することにより、荷重のシアスパン比を変動させる。シアスパン比は、壁フレーム構造の静的、動的な弾塑性解析を参考に変形部材角 $R=1/100$ の一定振幅の繰返しを中心に、表3.2.3 に示すように2.0 から徐々に小さくして、最終的に脆性的な破壊 (終局せん断力) となるようにした。その後変形部材角 $1/50$ での繰返し加力も行なっている。

測定方法：

図3.2.4 (a) に変位の測定位置を示す。試験体上部での全体の水平変位、両側柱の鉛直変位その他、試験体を高さ方向に6つの要素に分割し、それぞれの両側柱の軸方向変形、及び水平変形を測定した。これらにより、曲げ変形とせん断変形、軸方向変形や曲率分布等の詳細な各部変形を得ることを意図している。

図3.2.4 (b) に鉄筋の歪の測定位置を示す。壁脚の危険断面及び正方向引っ張り側柱主筋で縦方向の鉄筋の歪分布を測定した。その他の測定位置は、壁板の横補強筋、斜め筋、圧縮側柱の帯筋等である。

3.2.3 実験結果

破壊経過：

図3.2.5 に、変形部材角 $R=1/250$ 、 $R=1/100$ ($M/QD=2.0$ 、及び 0.75)、実験終了後 (ほぼ $R=1/25$) における試験体のひびわれ状況を示す。各試験体ともほぼ以下に示す破壊経過をたどった。

変形部材角 $R=1/250$ の繰返しでは、曲げひびわれが発生した後、曲げせん断、せん断ひびわれが前後して発生する。引張側柱の曲げひびわれは、試験体の曲げ耐力が高いほどよりせまい間隔で上部にまで生じている。

変形角 $R=1/100$ 、 $M/QD=2.0$ の繰返しでは、 $R=1/250$ のひびわれより曲げひびわれの数がやや増え、圧縮側壁板野斜め上部にせん断ひびわれが新たに生じた。 $M/QD=1.75-1.25$ ではひびわれ状況もあまり変わらず安定した曲げ降伏型の挙動を示した。

変形角 $R=1/100$ 、 $M/QD=1.0-0.75$ では、圧縮側壁板脚部の斜め圧壊あるいは壁板脚部全体のスリップ破壊等脆性的な破壊をしたが、試験体により、破壊モード及びそれが起こる M/QD はやや異なる。試験体 K 1 は、 $M/QD=0.75$ の繰返し加力で $R=1/100$ よりやや小さい変形で、斜め引張降伏後、最終的には、壁板の斜め圧縮破壊が生じて耐力がやや低下した。試験体 K 2 ~ K 4 は、いずれも $M/QD=1.0$ の繰返し加力で壁板のスリップ破壊が生じ、 $M/QD=0.75$ の繰返し加力では $M/QD=1.0$ の時よりせん断力は低下した。試験体 K 5 は、 $M/QD=0.75$ の繰返し加力で $R=1/100$ に近い変形で、斜め補強筋の座屈、壁板コンクリートの圧壊が生じて、耐力が低下した。試験体 K 6 では、 $M/QD=0.75$ の繰返し加力で $R=1/100$ の変形でも明らかな圧壊の様子はみられなかった。

この後の $R=1/50$ の繰返し加力では、各試験体とも壁板の破壊は進んだが、軸力は十分に保持していた。試験体 K 1、K 4 では柱脚が圧壊して主筋が座屈し、繰返し加力により耐力は低下したが、各試験体とも繰返し荷重下でも安定した挙動を示し、最終変形 ($R=1/25$) でも不安定な耐力低下は起きなかった。

復元力特性：

各試験体のせん断力と水平変位の関係を図 3.2.6 に示す。変形部材角 $R=1/100$ の繰返しでは、 M/QD が小さいほどせん断力が上昇しているが、壁板の斜め圧壊あるいはスリップ破壊等が生じた後の繰返しでは、耐力が低下している。 $R=1/50$ の繰返しは、壁板破壊後の主に側柱の耐力でかなり安定した挙動を示している。

なお、K 6 の負方向でせん断力が上昇しないのはアクチュエータの引張側容量のためで、容量に達した時点でM/QDを大きくして変形を合わせた。

M/QDを2.0 から0.75に変化させた変形各R=1/100の繰返しにおけるベースモーメントと水平変位の関係を図3.2.7 に示す。K 1、K 5、K 6では、モーメントがあまり低下せず安定したループとなっているのに比べて、K 2、K 3、K 4では、M/QDが小さい繰返しでもせん断力が比較的には上昇しないため、徐々にモーメントが低下している。

また、R=1/100の繰返し加力におけるM/QDとせん断力の最大値の関係を図3.2.8 に示す。K 1、K 5、K 6は、M/QD=0.75 で、K 2、K 3、K 4は、M/QD=1.0で最大せん断耐力となる。図中に示した折れ線は、M/QD=2.0で達成した最大モーメントとその後のM/QDから計算されるせん断力である。両者を比較すると、M/QD=1.25程度までは主に繰返しによると考えられる多少の耐力低下がみられるのに対し、M/QD=1.0-0.75 では最大モーメントに対応するせん断力ほどには上昇しないままでせん断で耐力が決まる傾向が現われている。

鉄筋の歪状況：

引っ張り側柱主筋は、変形角1/250 よりやや小さい変形で最初に降伏し、降伏変形は曲げ耐力が小さいほど小さい。壁縦筋は、R=1/250 で危険断面の1/3-2/3 が降伏する。壁の横補強筋降伏は、R=1/100 (M/QD=2.0) の段階ではどの試験体でもほとんどみられない。R=1/100 (M/QD=0.75)の繰返し後には、K 1 - K 4の横補強筋は大部分の測定位置で降伏する。K 5、K 6では、M/QD=0.75 でも横補強筋の降伏は少なく、斜め筋がM/QD=2.0で引っ張り側脚部から中央にかけて降伏する。

3.2.4 実験結果の考察

耐力の比較：

各試験体の曲げひびわれ、曲げ降伏、曲げ終局時のモーメント（実験値、計算値）及びせん断ひびわれ、せん断終局時のせん断力及び平均せん断応力度（実験値）を表3.2.4 に示す。

曲げ耐力の計算値は、平面保持を仮定した解析により求めた値である。終局モーメントは、曲率分布がモーメントに比例すると仮定してたときの変形部材角 $R = 1/100$ に相当する曲率 ($\phi = 0.00017 \text{ 1/cm}$) 時の値をとった。鉄筋の応力-歪関係では、降伏後、約1.7%から始まる歪硬化を考慮している。

ひびわれ、降伏、終局の曲げ耐力の実験値は、いずれもほぼ計算値に対応している。終局型設計で重要な概念である超過強度を、降伏モーメントに対する最大曲げ耐力の比で検討する。これらは、 $R = 1/100$ の条件付であることに注意を要するが、試験体 K 1、K 2、K 3 の例では、それぞれ、1.20, 1.33, 1.38（計算値は、1.25, 1.30, 1.38）となっており、曲げ補強筋比の高い試験体ほど大きくなる。

せん断耐力については、表中に示した $P_w \cdot f_y A_w$ と比較することによりせん断補強筋の効果を検討すると、K 2、K 3、K 4 では、壁板の全せん断補強筋量が有効とはなっていないのに対し、X型配筋の K 5、K 6 では、補強により有効に耐力が上昇している。

参考のため、現行の2次設計で慣用的に用いられている終局せん断耐力式（いわゆる広沢式、[5] 章5. 1(8) 式参照）によるせん断耐力の計算値も同表に示した。せん断耐力の計算における M/QD は、実験で破壊が起きた時の値、すなわち、試験体 K 1、K 5、K 6 では、 $M/QD=0.75$ 、試験体 K 2、K 3、K 4 では、 $M/QD=1.0$ を用いている。計算値は、実験のせん断耐力にほぼ対応しているが、これはあくまで破壊が生じる M/QD が既知という前提で計算可能であるにすぎない。また、この

計算では、 M/QD 以外、同じ配筋量のK 2とK 5、K 3とK 6の耐力の明らかな違いを区別することはできず、配筋詳細等による、破壊モード、破壊時の M/QD 等の変更は、当然説明することができない。

耐震壁のせん断耐力に関しては、理論的な検討が必要であるが、本研究では、この問題は扱っていない。

曲げ変形とせん断変形：

全体の水平変位に占める曲げ変形とせん断変形の割合を、高さ方向に6区間で測定した側柱伸縮量から次のように算定した。すなわち、平面保持を仮定して各区間での平均曲率を求め、これにより生ずる水平変位を曲げ変形によるものとする。せん断変形は、全体の水平変位から曲げ変形を除いたものとする。図3.2.9に各試験体の $R=1/100$ 、 $M/QD=2.0$ 、 1.5 、 1.0 における高さ方向の曲率分布を示す。

変形角 $R=1/100$ における曲げ変形とせん断変形の比率と M/QD の関係を図3.2.10に示す。せん断変形の占める割合は、 M/QD が $2.0-1.0$ において、K 1では24-37%であるのに対し、K 3では37-64%であり、曲げ耐力が高いほど大きく、 M/QD の減少による増加率も大きい。

曲げ変形、せん断変形それぞれの履歴として、図3.2.11にベースモーメントと曲げ変形の関係、図3.2.12にせん断力とせん断変形を示す。試験体K 1とK 3の履歴形状を比較すると、K 1の曲げ変形の履歴形状は、K 3に比べ絶対値が大きく、除荷の早い段階で前の繰返しと同じ履歴をたどるが、K 3では繰返しごとに絶対値が小さくなり、前の履歴をたどらずに最大点をめざす傾向がある。K 1のせん断変形の履歴形状は紡錘形であるが、K 3では著しいスリップ型である。曲げ及びせん断ともK 5、K 6がK 1に、K 2、K 4はK 3に近い履歴形状であるといえる。

平面保持仮定によるモーメント-曲率関係の解析を実験結果と比較して図3.2.13に示す。実験結果(K1、K2、K3)の曲率は、壁脚部(高さ15cm)の軸方向変形より求めた。K3ではこの部分より上部に変形が集中したため、 $R=1/250$ での曲率が小さい。

軸方向変形の履歴：

ベースモーメントと側柱の軸方向変形の関係の例(K1、K2、K3)を図3.2.14に示す。K1、K2、K3の順に絶対値は小さくなるが、履歴の特徴は、引張り側から除荷して圧縮側で剛性が回復する点にある。すなわち、K1、K2、K3の順に変形ゼロの付近で剛性の回復するモーメントが高くなる。これらは、縦筋量の違いによるもので、引張り側から圧縮側の加力となるときひびわれが閉じてコンクリートが圧縮力を負担する前に引張降伏した鉄筋が負担しうる圧縮力のレベルを示す。この性質が、K1では細くくびれ、K3では太く履歴面積が大きい曲げ変形の履歴形状(次に示すエネルギー吸収能力)違いとなってあらわれる。

エネルギー吸収能の比較：

変形角 $R=1/100$ の繰返し加力の各サイクルで、試験体の変形履歴により吸収したエネルギーを比較する。試験体の吸収エネルギーは、図3.2.15に示すように、外力の仕事として、水平力を水平変位で、対称モーメントを回転角でそれぞれ積分したものの和と考えることができる。これは、試験体に与えたモーメント図を水平力のみで与えたとしたときの仮想の水平力の高さ位置 $H(M/QD)$ により変化する)での水平変位で、せん断力を積分したものに等しい。

図3.2.16には、このように計算されるエネルギー量を、曲げ変形によるものとせん断力変形によるものを分離して示したが、曲げ変形は仮想の水平力位置の変形となり、前出の試験体上部での変形比較とはやや意味が異なる(せん断変形は同じ)ことに注意する。

せん断変形によるエネルギー吸収は $M/QD=1.0$ になるまで徐々に増加し、 $M/QD=0.75$ ではK 6以外急激に増加している。($M/QD=0.75$ の加力では、脆性破壊により変形角が $1/100$ で制御できなかつたため、全体の絶対値が急激に増えているものもある)。試験体の吸収エネルギーは、曲げ変形によるものが大部分を占める。この割合は各試験体ともほぼ共通しており、 $M/QD=2.0-1.25$ で90-85%、 $M/QD=1.0$ で70-75%である。K 2、K 3等でエネルギー吸収量が M/QD とともにかなり減少するのは、曲げ変形の占める割合が減少することに対応する。すなわち、 $R=1/100$ の変形角に小さな曲げ変形で到達するようになるからである。X型配筋のK 5、K 6はK 2、K 3と比較して大きなエネルギー吸収能力をもっている。

3.2.5 実験シリーズ I のまとめ

- (1) 試験体は変形部材角 $R = 1/100$ 、シアスパン比 $M/QD=2.0$ から $M/QD=1.25$ の繰返し加力では、曲げ降伏型の安定した挙動を示し、 $M/QD=1.0$ 、あるいは $M/QD=0.75$ の繰返し加力で、スリップ破壊あるいは斜め圧壊等の脆性的な破壊をした。その後、 $R = 1/50$ の繰返し加力でも耐力は低下したが軸力は保持し安定していた。
- (2) 曲げひびわれ、曲げ降伏、最大曲げモーメント等の曲げ耐力は、いずれも曲げ理論による計算値にほぼ等しい。 $R = 1/100$ における最大曲げモーメントは、降伏モーメントの1.20倍から1.38倍で、曲げ補強筋比が大きいほどこの比率は大きい。
- (3) せん断耐力は、スリップ破壊が生じた通常の縦横補強による試験体では、補強筋の増加によっても、補強筋全断面がせん断力を負担すると仮定し得るほどには上昇しない。X型補強は、同量の補強筋比の試験体の破壊モードをかえ、補強筋比の増加が有効にせん断耐力の増加のつながる。
- (4) 曲げ変形とせん断変形の比率は、 M/QD 、破壊形式に関連し、 M/QD は小さいほどせん断変形の比率が大きい。また、斜め圧壊より、スリップ破壊の場合が、せん断変形の比率が大きい傾向がある。
- (5) 軸方向変形は、縦筋量によりその履歴形状が決まり、縦筋量が多いほど、載荷が逆転する際の圧縮力負担能力により、太った形状になる。これはさらに全体の曲げ変形の履歴形状に反映する。
- (6) 試験体のエネルギー吸収量は、大部分が曲げ変形により、曲げ補強筋量が多いほど大きい。 M/QD が小さくなると、せん断変形によるエネルギー吸収量は増えるが、曲げ変形の割合が小さくなるため全体量は減少する。
- (7) 壁のせん断補強筋をX型とした試験体は、同量の通常の縦横補強による試験体と比較し、耐力、変形能力、エネルギー吸収等で明らかに良好な挙動を示した。

3.3 実験シリーズII（壁厚の厚い場合）

実験シリーズIIでは、実験シリーズIの結果をふまえて、設計でさらに厳しい応力状態（小さいシアスパン比）が予想されるときを想定して、設計で比較的容易にとりうる手段として考えられる、壁厚の変更（増加）を検討の対象とした。また、壁が厚い場合に可能な特別の配筋詳細により壁板のコンクリートを拘束し、斜め圧壊の破壊モードを防止することを試みた。

3.3.1 試験体

試験体の寸法、配筋：

試験体は、実験シリーズIと同様に中層建物の連層耐震壁最下層を対象とした約1/2.5のスケールで、側柱を含む1層1スパンの耐震壁4体（K7～K10）である。図3.3.1に各試験体の断面寸法、配筋詳細を示す。断面寸法および配筋量は各試験体共通で、壁板のせん断補強筋の配筋方法のみをパラメータとしている。実験シリーズIの試験体の断面に対して壁厚のみ1.5倍の12cmとしており、実大ではほぼ30cmに相当する（これは、柱の寸法、実大で50cm x 50cmに対して相対的にかなり厚い壁厚である）。

表3.3.1に試験体配筋の一覧を示した。柱と壁筋の絶対量は実験シリーズIの試験体K4と同じである。試験体の柱の配筋は、実験シリーズIの試験体K2（K4、K5）と同じ主筋量（8-D10）で、実大7層試験体の柱主筋量に相当する。帯筋は、K2と間隔は同じであるが、中段筋で囲まれる部分を閉鎖した帯筋で拘束する詳細としたことが異なる（図3.3.2(a)）。壁筋の量（間隔）は、実験シリーズIの試験体K3（K4、K6）と同じで、せん断補強筋比は、K2（K5）と同じになる。試験体K7は通常の縦横配筋で、K8は45度配筋、K9はK7の壁筋の1/2を等価なX型の補強筋に置き換えたもの、K10はこのX型補強筋をさらに柱状にしたものである（図3.3.2(b)）。

試験体の製作、使用材料の性質：

試験体は、はり、柱、壁を一体に横打ちで、K7とK8、K9とK10をそれぞれ同時に打設した。鉄筋はSD35、コンクリートは骨材の最大粒径10mm普通コンクリートを用いている。使用材料の性質、材料試験の結果を表3.3.2、図3.3.3に示す。K7、K8のコンクリート強度は、設計強度(210kg/cm²)よりもやや低い。

3.3.2 実験方法

加力方法：

基本的には、実験シリーズIと同じ変動シアスパン型の加力方法(図3.2.3)を用いている。一定軸力は、実験シリーズIと同様にN=40tとしたので、平均軸方向応力度は、 $\sigma_0 = 14.71 \text{ kg/cm}^2$ となる。表3.3.3に加力プログラムを示す。実験シリーズIと同様に、変形部材角R=1/100の一定振幅の繰返しを中心に、シアスパン比M/QDを2.0から徐々に小さくしたが、最終的な値は、実験シリーズIのM/QD=0.75から壁厚の増加(1.5倍)に対応させてM/QD=0.50としたことが異なる。その後変形部材角1/50での繰返しでもM/QDを2.0から0.50として加力した。

また、実験シリーズIIでは、試験体のせん断耐力の増加を配慮して、水平力のアクチュエータは、容量の異なる2台を付け替えて加力している。アクチュエータの容量は、1台(NO.1)は押引きとも約70 tonで、もう1台(NO.2)が押しは100 tonで引きは50 tonで、実験シリーズIではNO.2のみ用いた。本実験シリーズでは、変形部材角R=1/100、M/QD=0.75の繰返し加力まで、NO.1を用いて正負対象な復元力となるように配慮し、その後はNO.2により、最大せん断耐力を把握することに重点を置き、負方向では、実験シリーズIのK6の場合のように、アクチュエータ容量の水平力でM/QDを大きくして変形を合わせた。

測定方法：

図3.3.4 (a) に変位の測定位置、図3.3.4 (b) に鉄筋の歪の測定位置を示す。実験シリーズ I に比べ、変位測定位置はやや増やした（壁脚の水平変位）が、鉄筋の歪の測定位置は、大幅に減らした。

3.3.3 実験結果

破壊経過：

図3.3.5 に変形部材角 $R=1/100$ 、実験終了後（ $R=1/50$ 、 $M/QD=0.50$ ）における試験体のひびわれ状況を示す。各試験体ともほぼ以下に示す破壊経過をたどった。

変形部材角 $R=1/250$ （ $M/QD=2.0$ ）の繰返し加力では、まず曲げひびわれが柱脚部から壁板脚部にかけて発生し、後に曲げせん断、せん断ひびわれが、前後して発生した。変形部材角 $R=1/100$ の繰返し加力では、繰返しごとにひびわれは壁板上部にまで進展したが、いずれの試験体も M/QD が 2.0 から 0.50 に至るまで、明らかな脆性的な破壊は起きなかった。特に、 $M/QD=0.625 \sim 0.5$ の繰返し加力では、実験シリーズ I との対応から脆性的なせん断破壊（壁板の斜め圧壊、スリップ破壊等）も予想されたが、壁板においてわずかなコンクリートのはく離があったものの、明らかな破壊の様子はみられず安定していた。

その後の $R=1/50$ の繰返し加力では、側柱や壁板のコンクリートがはく離、はく落とし、鉄筋が露出するなど、破壊は進んだ。試験体 K 7 は、 $M/QD=0.75$ で壁板の斜め引張、試験体 K 8 は、 $M/QD=0.50$ でスリップ破壊、試験体 K 9 は、 $M/QD=0.75$ で斜め筋の座屈、等を伴うやや異なる破壊モードで $R=1/50$ での最大耐力は決まったが、いずれも、圧縮側壁板のコンクリートが斜め圧壊している。K 9 では、むしろ、主筋の座屈によりコンクリートが乱されたという面もあり、K 9 の配筋詳細の誤り（K 6 のように、斜め筋を中央にし、縦横の補強は千鳥等で複配筋とすべき）

により、座屈が早まったとも考えられる。K 10については、 $M/QD=0.50$ でも脆性的な破壊の様子は観測されなかった。

復元力特性：

各試験体のせん断力と水平変位の関係を図3.3.6 に、モーメントと水平変位の関係を図3.3.7 に示す。変形角 $R = 1/100$ の繰返しでは、 $M/QD=0.75$ まではNO.1のアクチュエータ（容量 ± 70 tonf）により、正負対称な復元力特性となっている。 $R=1/100$ 、 $M/QD=0.625$ 、 0.50 及び $R=1/50$ の繰返し加力では、NO.2のアクチュエータ（ $+100$ ton、 -50 ton）の容量で負方向のせん断力は上限となっている。

試験体によりやや異なるが、実験シリーズIでは、 $R=1/50$ の繰返しでは、耐力が低下し、せん断力は、 M/QD を小さくしても、 $R=1/100$ のせん断耐力の40%程度以上にならない（K 6のみ60%程度まで回復した）のに対し、本実験シリーズでは、せん断耐力の70%から100%（K 10）にまでせん断力が上昇する。また、その後の繰返し加力で耐力が下回ることであっても耐力が脆性的に低下する（負勾配）ことはない。繰返し加力における M/QD と最大せん断力の関係を図3.3.8 (a) ($R=1/100$)及び図3.3.8 (b) ($R=1/50$)に示す。

鉄筋の歪状況：

変形部材角 $R = 1/500$ 前後で柱の引張側主筋が最初に降伏し、 $R = 1/250$ では引張側の壁縦筋が降伏している。壁横筋（K 8の補強筋も含む）は、 $R = 1/100$ 、 $M/QD = 0.75$ の段階で約半分、 $M/QD = 0.5$ では、ほとんどが降伏している。K 9、K 10の斜め補強筋は、 $R = 1/100$ 、 $M/QD = 2.0$ で中央から壁脚部で降伏している。

3.3.4 実験結果の考察

耐力の比較：

表3.3.4 に、本実験シリーズの耐力を実験シリーズIと比較して示す。実験シリーズIと壁厚が異なるが柱は同じなので、全断面積に対する平均せん断応力度で比較する。終局時の平均せん断応力度に、たとえば広沢式のように、引張鉄筋比、シアスパン比、せん断補強筋比、平均軸応力度、等がすべて影響すると考えると、完全に同一レベルの比較はできないが、少なくともこの加力方法では、シアスパン比は、結果的に決まるものであるから除外し、平均軸応力度の影響も少ないとすれば、本実験シリーズの耐力は、実験シリーズIで補強筋比がほぼ等しいK2（K5）の耐力と比較しうる。配筋詳細も考慮し、K7をK2と、K8～K10をK5と比較すると、K2の 23.6 kg/cm^2 に対してK7では 27.7 kg/cm^2 、K5の 28.8 kg/cm^2 に対しK8～K10では $34.2 \sim 35.1 \text{ kg/cm}^2$ となっている。あるいは、せん断耐力には曲げ耐力とM/QDが支配的であるとして、K7は補強筋量の等しいK4（ 25.0 kg/cm^2 ）と比較しても上回っている。

以上のように、実験シリーズIと実験シリーズIIでは、厳密な比較はできないが、総じて、壁厚の厚い実験シリーズIIは、実験シリーズIの終局時の平均せん断応力度を上回っていると判定できる。これを略算式（広沢式）のようにM/QDの影響と考えるよりは、まず、配筋量及び詳細の影響を受け、破壊モードに関連する終局時の平均せん断応力度があつて、曲げ耐力との関係からM/QDは結果的に決まり、M/QDがさらに少し影響する（M/QDが小さいと平均せん断応力度は大きい）と考えるのが妥当であると思われる。

曲げ変形－せん断変形：

実験シリーズIと同様に、側柱の伸縮量から求めた曲げ変形と頂部水平変位に体する残余として定義したせん断変形の履歴を、それぞれベースモーメントとせん断力との関係で、図3.3.9に示す。曲げ変形は紡錘形であり、せん断変形は逆S字

型を呈したスリップ型である。変形角 $R = 1/100$ の繰返しでの曲げ変形とせん断変形の比率を図3.3.10に示す。M/QDの減少にともないせん断変形量は大きくなっている。K 8のせん断変形量が小さいのは、柱・壁板脚部での曲率が大きいため、斜め筋（45度配筋）は脚部に集中する曲げ変形を抑制するのにあまり寄与していないためと考えられる。

エネルギー吸収能：

実験シリーズIと同様に計算した、 $R = 1/100$ の繰返しごとのエネルギー量を、曲げ変形によるものとせん断変形によるものを分離して図3.3.11に示した。各試験体とも、M/QDの減少に伴い、せん断変形によるエネルギー吸収量は、増加する傾向にあるが、曲げ変形によるものは減少する。全体の吸収量は、曲げ変形によるものが大部分を占めていることから全体としての吸収量も小さくなる。これらは、実験シリーズIと同様である。通常配筋のK 7のみ、補強方法の異なる他の試験体と比較し、M/QDの大きい範囲でもやや小さく、M/QDの減少による全体の吸収量の低下も大きい。M/QD=2.0から1.0の範囲で実験シリーズIと比較すると、試験体K 7のエネルギー吸収量は、曲げ補強筋量の等しい試験体K 4をM/QDの小さい範囲で上回っている。K 8-K 10では、斜め筋の詳細としたK 5、K 6のいずれとも配筋量が異なるので、直接の比較はできないが、配筋量が多いK 6と比較しても、M/QDが大きい範囲ではやや下回るが、M/QDが小さくなるとむしろ上回るようになる。

3.3.5 実験シリーズIIのまとめ

(1) 試験体は、変形角 $R = 1/100$ の繰返し加力 ($M/QD = 2.0 \sim 0.5$) では、明らかな破壊の様子はみられず、曲げ降伏型の安定した挙動を示した。その後の変形角 $R = 1/50$ の繰返しでは、 $M/QD = 0.75 \sim 0.5$ で、試験体 K 7 は斜め引張り破壊、K 8 はスリップ破壊、K 9 は斜め圧壊（斜め筋の座屈）等により破壊したが、脆性的な耐力低下はみられず、安定していた。試験体 K 10 では、 $R = 1/50$ 、 $M/QD = 0.50$ の加力でも、 $R = 1/100$ と同じせん断耐力に達し、いわゆるせん断の破壊モードは生じなかった。

(2) 壁厚の厚い実験シリーズIIの試験体は、実験シリーズIの試験体に比較して、せん断耐力の絶対値ではもちろん、厳密な比較はできないが、終局時の平均せん断応力度でもほぼ同等かやや上回る。また、 $R = 1/100$ での靱性のある挙動、さらに $R = 1/50$ での耐力低下の少ない安定した挙動など、一般的に変形能力でも明らかに優れているといえる。側柱を十分に補強した場合の壁厚の増加は、耐力だけでなく、変形能力の改善にも極めて効果的である。

(3) 壁厚の増加により、特にスリップ破壊モードの耐力が確実に上昇し、破壊モードは壁板の斜め圧壊が主体となる。斜めの圧縮力に対して靱性をもたせることを意図して計画した、柱状の斜め筋で壁板コンクリートを拘束する詳細の試験体は特に大変形、小さいシアスパン比でも十分な耐力を発揮し、厳しい応力状態が予想される設計での特別の配筋詳細として非常に有効であることが確認された。

3. 4 実験結果の検討

本章では、曲げ降伏型耐震壁の終局せん断設計を念頭において行なった耐震壁の静加力実験の結果を示した。

実験では、曲げ降伏型の耐震壁で設計で防止すべき降伏後のせん断破壊を想定して、耐震壁のシアスパン比を大きい方から小さい方へ変動させて脆性的な破壊に至らせる加力方法（変動シアスパン加力）により、曲げ降伏後のせん断耐力（せん断破壊が起こるシアスパン比）を明らかにしたことが特徴である。

同一試験体でシアスパン比を変動させるため、一定の変形レベルで繰返し加力するのが大きな前提条件になっている。この変形レベルは、終局型設計における許容変形概念に基づいて、変形部材角 $R = 1/100$ 及び $R = 1/50$ を設定した。設計のCriteriaとしては、おもに $R = 1/100$ を対象として、耐力低下しない安定な挙動を条件に実験結果を評価する（この範囲の M/QD を明らかにする）。 $R = 1/50$ は、設計条件を超える極大の地震応答に相当するものとして、耐力低下が小さければなおよいが、軸力は保持して倒壊しない挙動であれば設計としては十分であると評価したが、これは設計法により設定されるべきCriteriaであろう。重要なのは、実験の際にこれらの設計法のCriteriaを念頭において結果を評価することである。

この実験方法（加力方法）では、変形レベルの段階的な違いより、シアスパン比の段階的な違いを重視したということである。もちろん、数多くの同一試験体により、それぞれに一定の M/QD で変形レベルを変えて実験を行なうことも可能である。この場合も、どのシアスパン比でも変形レベルをあげ、繰返し回数を増やせばいずれ脆性的な破壊が起こるものと思われる。特に側柱を十分拘束していないと、むしろ、軸方向力の繰返しによる柱主筋の座屈、コンクリートの圧壊が進み、壁板から伝わるせん断力を支え切れなくなることが考えられる。あるいは、曲げ降伏が先行しても、降伏後の耐力の上昇により、せん断破壊に移行する場合もある。これらを含めて、得られた耐力をシアスパン比に関連するものとして整理することもできるが、その場合は破壊が起こった変形も問題にする必要がある。本実験では、構造物

には、適当な保有耐力を与えて、応答変形は想定する地震レベルに応じてある範囲におさまる（おさめる）ことを前提にしている。

図3.4.1 に各シアスパン比における実験シリーズⅠ、Ⅱの最大せん断力と現行基準の終局せん断耐力式（広沢式）による計算値を比較して示した。耐力式のシアスパン比による勾配がなにを意味するのかわからないが、曲げ降伏型の耐震壁では、シアスパン比にはあまり関係しないせん断耐力のレベルが存在し、これと曲げ耐力とシアスパン比で決まる入力せん断力が交わる点でせん断耐力が決まると考えれば、実際の終局型の設計法には簡略に応用しうる。このせん断耐力のレベルに関してはさらに検討が必要であるが、本実験の結果からは、むしろ、配筋量とともに、配筋詳細に依存して設定するべきものである、といえる。

配筋詳細設計に関しては、通常壁厚の実験シリーズⅠ（6体）では、配筋量及び詳細をパラメータとし、厚壁型の実験シリーズⅡ（4体）では、配筋量を一定として壁板の詳細設計のみをパラメータとして、配筋量、配筋詳細（斜め筋）、壁厚等の設計の相違が耐力、変形能力に与える影響を把握した。

実験結果を参照し、また一般に、耐震壁のせん断破壊のモードは、

- (1) 側柱の圧壊を含む壁板の斜め引張り破壊
- (2) 壁板の斜め引張り破壊
- (3) 壁板のスリップ破壊
- (4) 壁板の斜め圧壊（斜め筋の座屈）

等に分類することができる。(1)は最も脆性的な破壊で、軸力すら保持できなくなる可能性があり、柱の補強して壁板に対して相対的に強くすれば、(2)以下の破壊モードに移行すると考えられる。本実験シリーズでは、この破壊形式となった試験体はない（(1)の破壊モードを避けるCriteriaに対しては、全試験体が十分な設計であったともいえる）。(2)は、壁筋が比較的少ない場合に起こる破壊モードで、通常の横筋による補強が有効である。(3)は斜め筋等の特別な補強により、それぞ

れの耐力上昇あるいは破壊モードの防止が期待できる。実験シリーズⅠの結果では、(4)の破壊モードを防ぐのは困難であると考えられた。

一方、(2)、(3)、(4)の耐力を上昇させるために、設計で比較的容易にとりうる手段としては、壁厚の変更が考えられる。壁厚を厚くした実験シリーズⅡの試験体は、実験シリーズⅠと比較して、耐力の絶対値ではもちろんであるが、平均せん断応力度でも上回る傾向があり、また、変形能力の点でも優れていると評価できた。特に、斜め筋を柱状にして、壁板のコンクリートを拘束した試験体では、大変形 ($R = 1/50$)、小さいシアスパン比 ($M/QD = 0.5$)でも、(4)の破壊モードも起こらず、極めて優れた変形能力が得られた。壁フレーム構造の終局型の設計法を実際的に適用して、通常的设计では耐震壁のせん断設計が困難であると予想される場合、非常に有効な手段になりうると考えられる ([8]章)。

表3.2.1 試験体一覧

Specimen	Column		Wall-Panel
	Main Bar(Pg %)	Hoop*(Pw %)	Shear Reinforcement(Ps %)
K1	4-D10 (0.71)	2-D6 (0.96)	D6 @150 (0.27)
K2	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @150 (0.53)
K3	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	2-D6 @100 (0.80)
K4	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @100 (0.80)
K5	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	D6 @150, 6-D10X (0.53)**
K6	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	D6 @100, 10-D10X (0.83)**

* $0 < h < 500$: @33, $500 < h < 1500$: @50

** equivalent ratio including diagonal reinforcement

表3.2.2 使用材料の性質

(a) 鉄筋

Nominal Bar Size	Yield Strength (kg/cm/cm)	Strain at Yield Strength	Tensile Strength (kg/cm/cm)
D6	4032	0.0027	5363
D10	3995	0.0023	5677

(b) コンクリート

Specimen	Compressive Strength (kg/cm/cm)	Strain at Compressive Strength	Elastic Modulus (kg/cm/cm)	Tensile Strength (kg/cm/cm)
K1-K3	196	-	-	15.5
K4-K6	212	0.0028	175000	16.3

表3.2.3 加力プログラム [I]

Load Cycle	Max. Rot. Angle	M/QD
1	1/250	2.0
2	1/100	2.0
3	1/100	1.75
4	1/100	1.5
5	1/100	1.25
6	1/100	1.0
7	1/100	0.75
8	1/50	2.0
9	1/50	1.5
10	1/50	1.0

表3.2.4 実験結果

(a) 曲げ耐力

Specimen	Cracking Moment (ton*m)	Yield Moment (ton*m)	Maximum Moment (ton*m)	Cracking Moment (ton*m)	Yield Moment (ton*m)	Maximum Moment (ton*m)
K1	36.2	71.8	85.5	32.1	59.5	74.3
K2	37.4	86.6	116.1	32.1	83.7	109.5
K3	37.1	107.7	149.8	32.1	106.8	142.9
K4	37.4	86.0	130.6	32.8	87.4	120.2
K5	38.7	83.4	115.9	32.8	85.1	107.9
K6	37.0	106.7	144.9	32.8	109.6	142.6

(b) せん断耐力

Specimen	Cracking Shear Qc (ton)	Maximum Shear Qu (ton)	Ps fy Aw = Qs (ton)	Qu-Qs	Failure Mode <M/QD>
K1	13.9 [6.7]	45.0 [21.6]	13.8	31.2 [15.0]	DC <0.75>
K2	12.3 [5.9]	49.0 [23.6]	27.6	21.4 [10.3]	SS <1.0 >
K3	18.7 [9.0]	55.2 [26.5]	41.3	13.9 [6.8]	SS <1.0 >
K4	15.0 [7.2]	52.0 [25.0]	41.3	10.7 [5.1]	SS <1.0 >
K5	15.0 [7.2]	59.9 [28.8]	26.3	33.6 [16.2]	DC <0.75>
K6	20.2 [9.7]	74.3 [35.7]	41.4	32.9 [15.8]	DC* <0.75>

[]: Averaged shear stress for total sectional area (kg/cm/cm)

Ps : Shear reinforcement ratio in wall-panel

fy : Yield stress of shear reinforcement

Aw : Area of shear wall bounded by the inner faces of columns

DC : Diagonal compression failure

SS : Sliding shear failure

* : Failure mode identified after the load reversal of R=1/50

表3.3.1 試験体一覧 [I], [II]

Specimen	Column		Wall-Panel
	Main Bar(Pg %)	Hoop*(Pw %)	Shear Reinforcement(Ps %)
K1	4-D10 (0.71)	2-D6 (0.96)	D6 @150 (0.27)
K2	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @150 (0.53)
K3	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	2-D6 @100 (0.80)
K4	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @100 (0.80)
K5	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	D6 @150, 6-D10X (0.53)**
K6	12-D10 (2.14)	4-D6 (1.92)	D6 @100, 10-D10X (0.83)**
K7			2-D6 @100 (0.53)
K8	8-D10 (1.43)	3-D6 (1.44)	2-D6 @100 (0.53)
K9			D6 @100, 10-D10X (0.55)**
K10			D6 @100, 8-D10X, 4-D6X (0.55)**

* $0 < h < 500$: @33, $500 < h < 1500$: @50

** equivalent ratio including diagonal reinforcement

表3.3.2 使用材料の性質 [II]

(a) 鉄筋

Nominal Bar Size	Yield Strength (kg/cm/cm)	Strain at Yield Strength	Tensile Strength (kg/cm/cm)
D6	3636	0.0023	5149
D10	3850	0.0021	5553

(b) コンクリート

Specimen	Compressive Strength (kg/cm/cm)	Strain at Compressive Strength	Elastic Modulus (kg/cm/cm)	Tensile Strength (kg/cm/cm)
K7-K8	205	0.0025	-	-
K9-K10	222	0.0028	175000	17.0

表3.3.3 加力プログラム [II]

Load Cycle	Max. Rot. Angle	M/QD	Actuator
1	1/250	2.0	
2	1/100	2.0	
3	1/100	1.75	NO.1
4	1/100	1.5	+ 70 ton
5	1/100	1.25	- 70 ton
6	1/100	1.0	
7	1/100	0.75	
8	1/100	0.625	
9	1/100	0.5	
10	1/50	1.0	NO.2
11	1/50	1.5	+100 ton
12	1/50	1.0	- 50 ton
13	1/50	0.75	
14	1/50	0.5	

表3.3.4 実験結果（実験シリーズ I、II）

(a) 曲げ耐力

Specimen	Cracking Moment (ton*m)	Yield Moment (ton*m)	Maximum Moment (ton*m)
K4*	37.4	86.0	130.6
K7	36.0	60.4	120.3
K8	36.0	77.6	121.5
K9	42.0	85.2	120.5
K10	36.8	90.4	122.4

* Specimen with the same amount
of flexural reinforcement

(b) せん断耐力

(b1) R=1/100

Specimen	Cracking Shear Q_c (ton)	Maximum Shear Q_u (ton)	$P_s f_y A_w$ = Q_s (ton)	$Q_u - Q_s$	Failure Mode <M/QD>
K1	13.9 [6.7]	45.0 [21.6]	13.8	31.2 [15.0]	DC <0.75>
K2	12.3 [5.9]	49.0 [23.6]	27.6	21.4 [10.3]	SS <1.0 >
K3	18.7 [9.0]	55.2 [26.5]	41.3	13.9 [6.8]	SS <1.0 >
K4	15.0 [7.2]	52.0 [25.0]	41.3	10.7 [5.1]	SS <1.0 >
K5	15.0 [7.2]	59.9 [28.8]	26.3	33.6 [16.2]	DC <0.75>
K6	20.2 [9.7]	74.3 [35.7]	41.4	32.9 [15.8]	DC* <0.75>
K7	19.5 [7.2]	75.3 [27.7]	37.2	38.1 [14.0]	DT+DC*<0.5 >
K8	20.8 [7.6]	93.0 [34.2]	37.2	55.8 [20.5]	SS+DC*<0.5 >
K9	21.3 [7.8]	93.0 [34.2]	38.6	54.4 [20.0]	BD+DC*<0.5 >
K10	27.0 [9.9]	95.4 [35.1]	38.0	57.4 [21.1]	- <0.5 >

[]: Averaged shear stress for total sectional area (kg/cm/cm)

 P_s : Shear reinforcement ratio in wall-panel f_y : Yield stress of shear reinforcement A_w : Area of shear wall bounded by the inner faces of columns

DC: Diagonal compression failure

SS: Sliding shear failure

DT: Diagonal tension failure

BD: Buckling of diagonal reinforcement

*: Failure mode identified after the load reversal of R=1/50

(b2) R=1/50

Specimen	Maximum Shear Q_u' (ton)	Q_u'/Q_u	<M/QD>
K1	22.6 [10.9]	0.50	<1.5 >
K2	25.2 [12.1]	0.51	<2.0 >
K3	24.4 [11.7]	0.44	<1.0 >
K4	23.9 [11.5]	0.46	<2.0 >
K5	27.4 [13.2]	0.46	<1.5 >
K6	45.6 [21.9]	0.61	<1.0 >
K7	58.7 [21.6]	0.78	<0.75>
K8	68.3 [25.1]	0.73	<1.0 >
K9	61.9 [22.8]	0.67	<0.75>
K10	94.8 [34.9]	0.99	<1.0 >

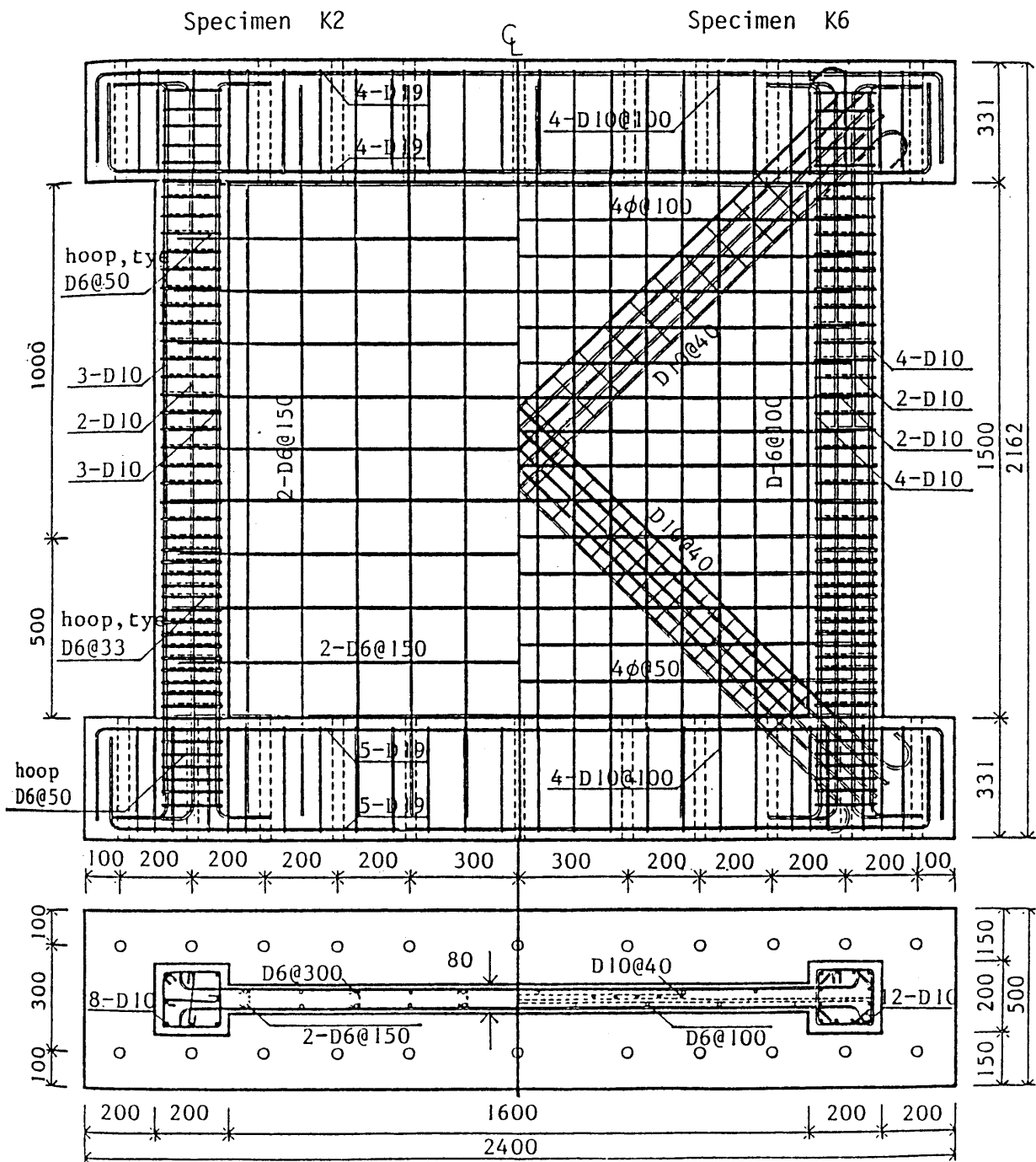


図3.2.1 試験体の配筋詳細 (K2、K6)

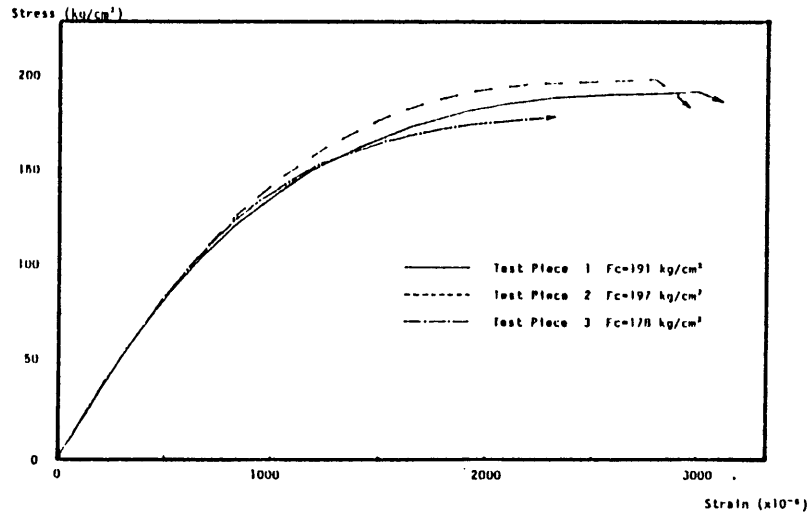
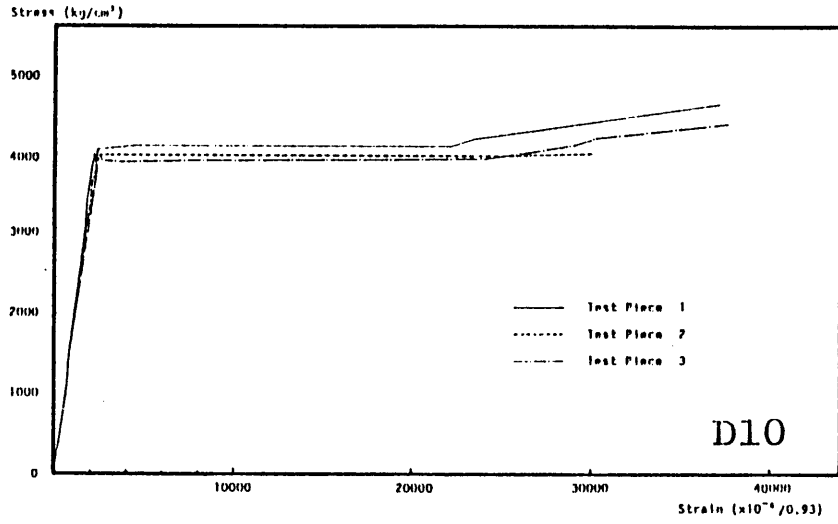
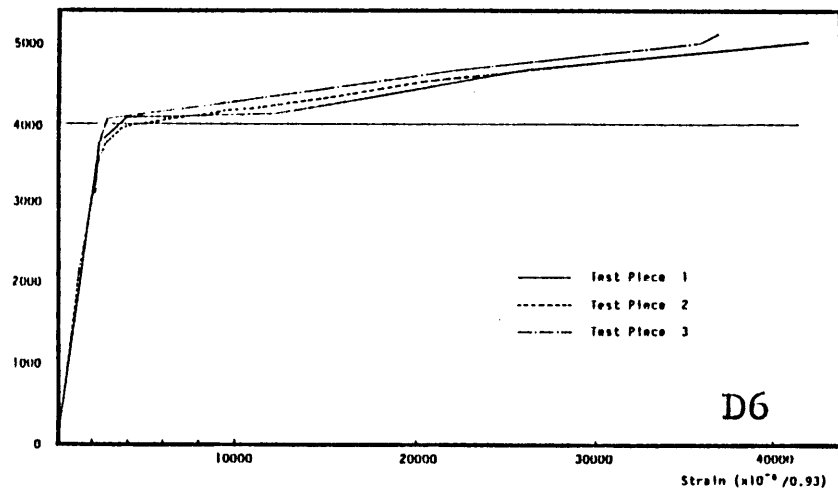


図3.2.2 材料の試験結果

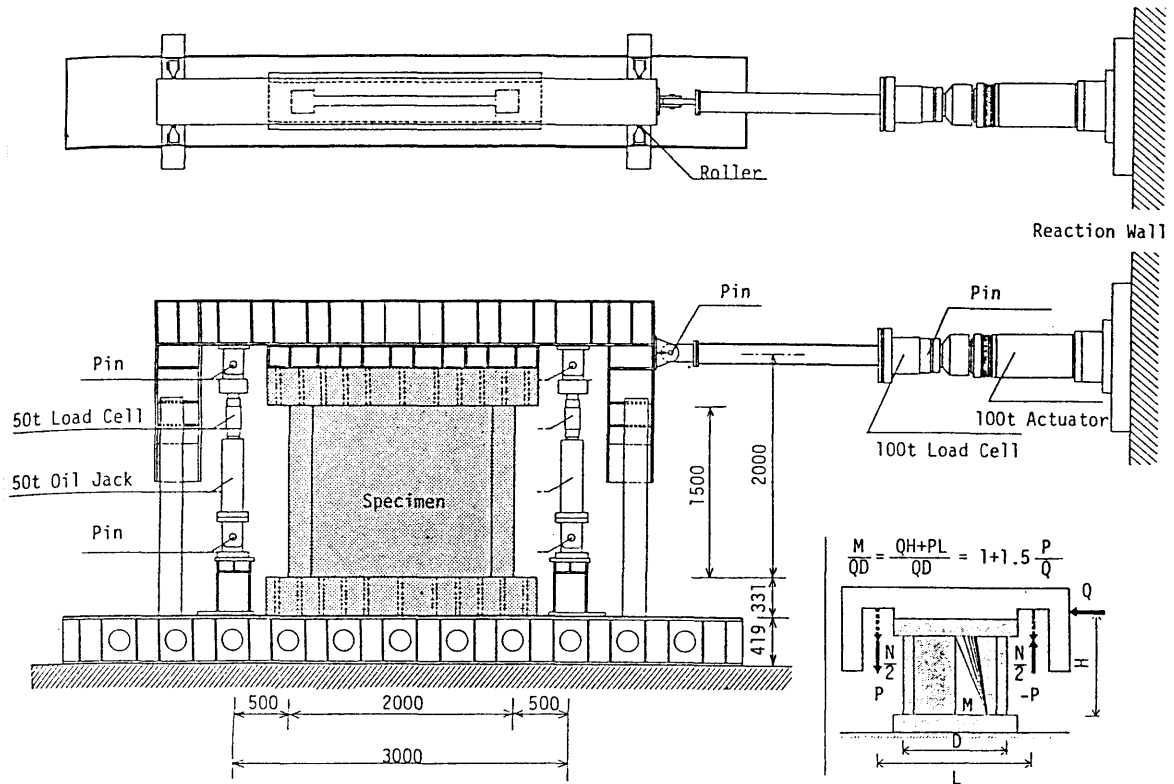
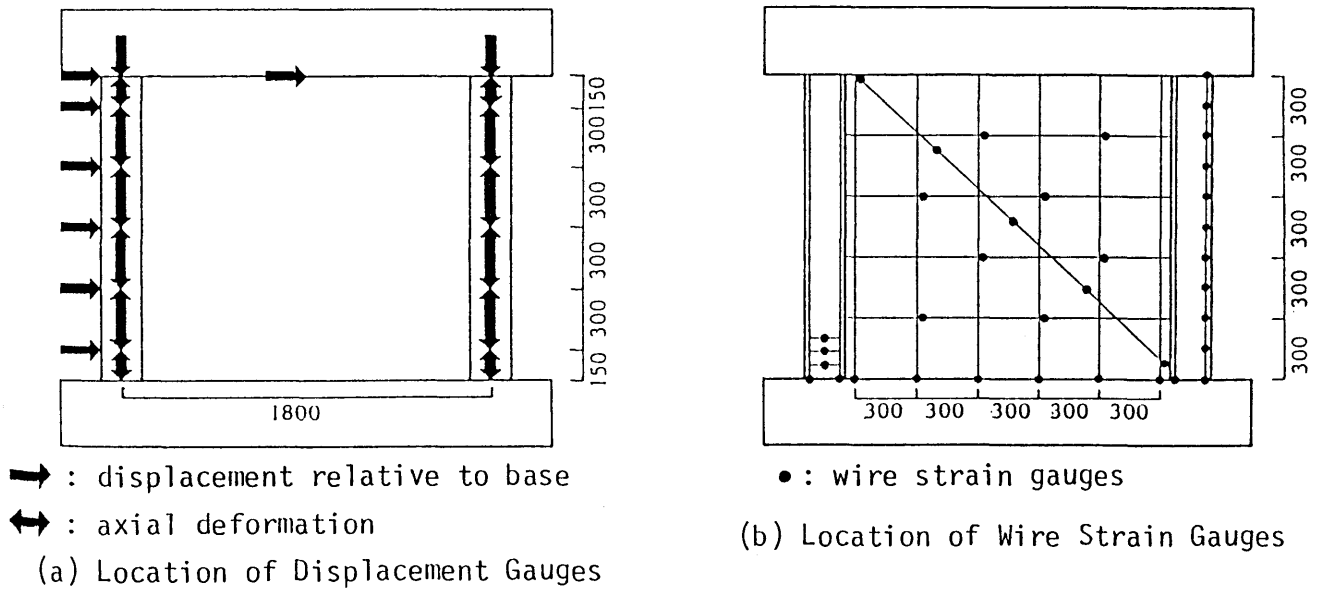


Fig.2.4.1 Loading Apparatus

Fig.2.4.2 Detail of Shear Span Ratio

図3.2.3 加力方法



(a) 変位の測定

(b) 歪の測定

図3.2.4 測定位置

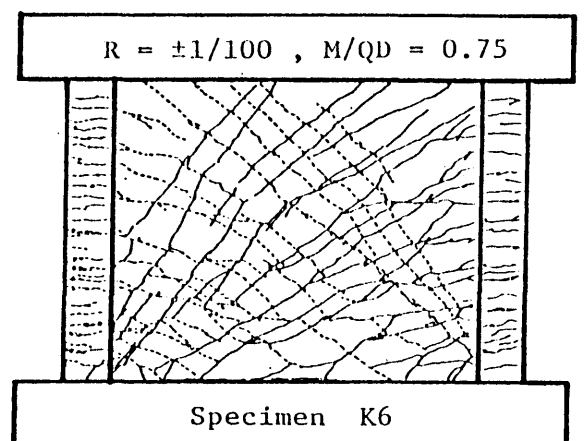
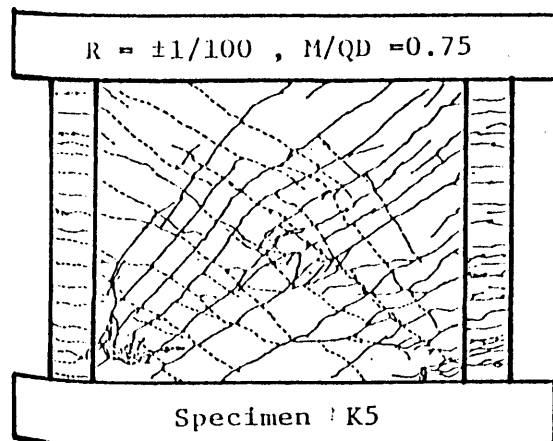
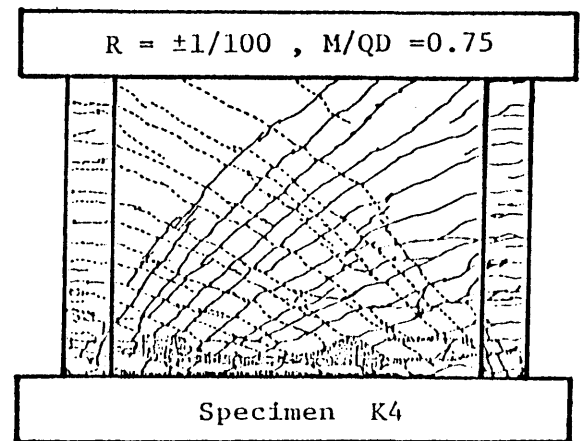
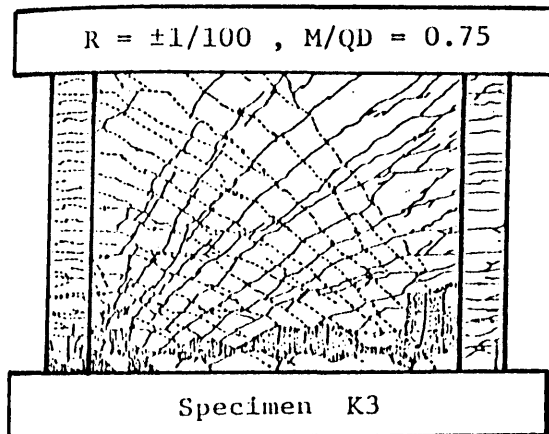
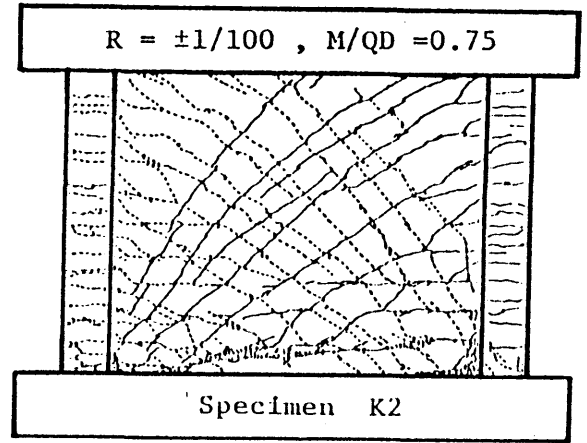
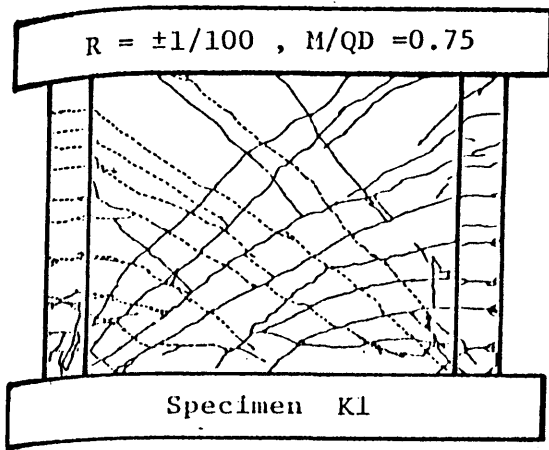


図3.2.5 きれつ状況

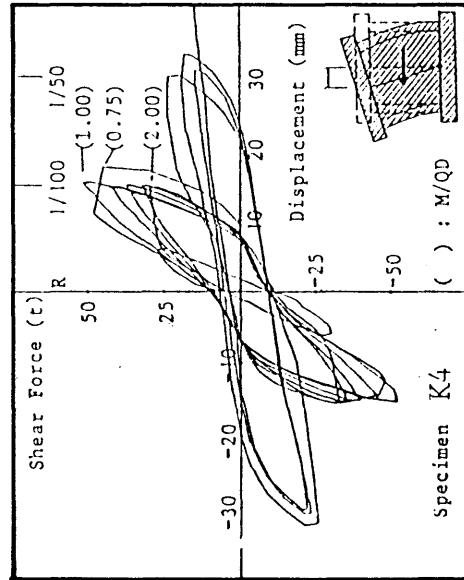
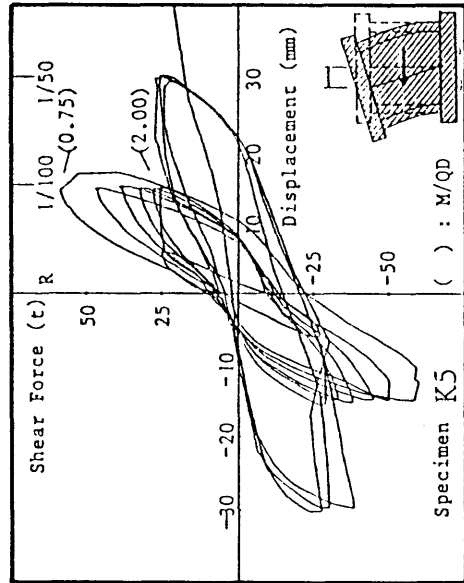
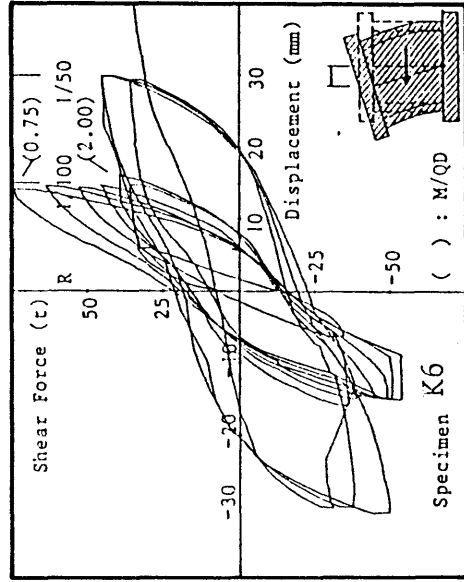
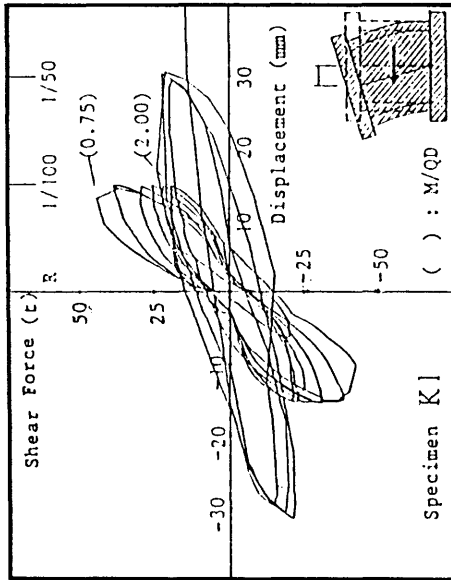
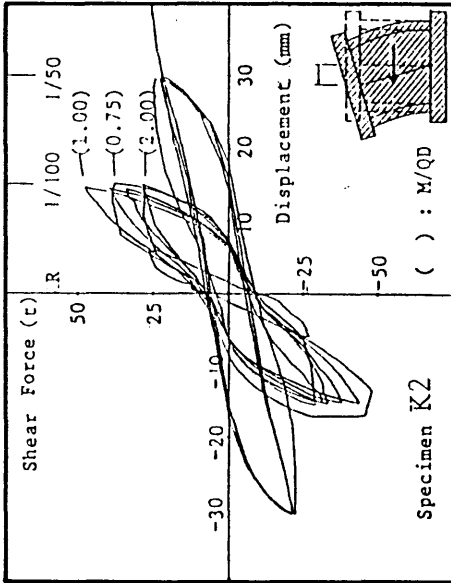
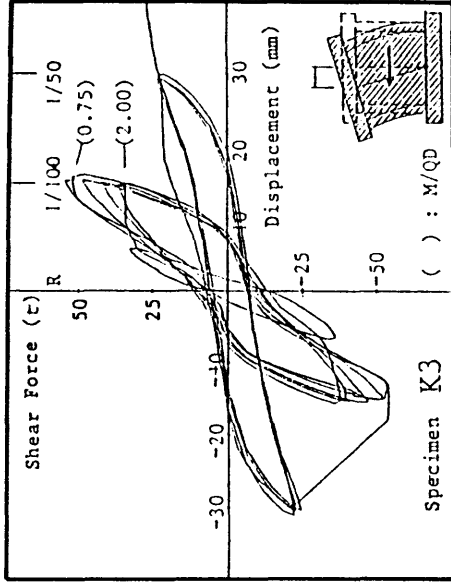


図3.2.6 せん断力と水平変位の関係

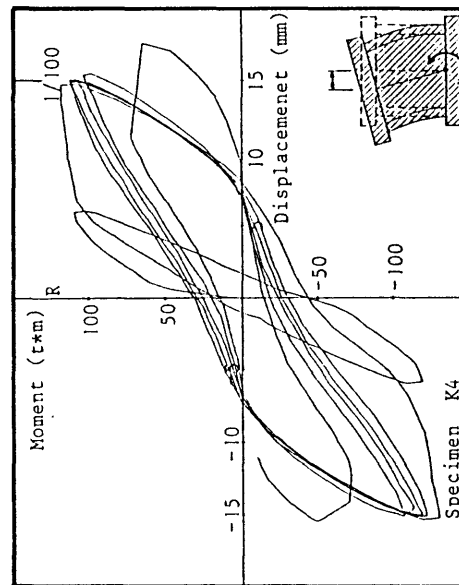
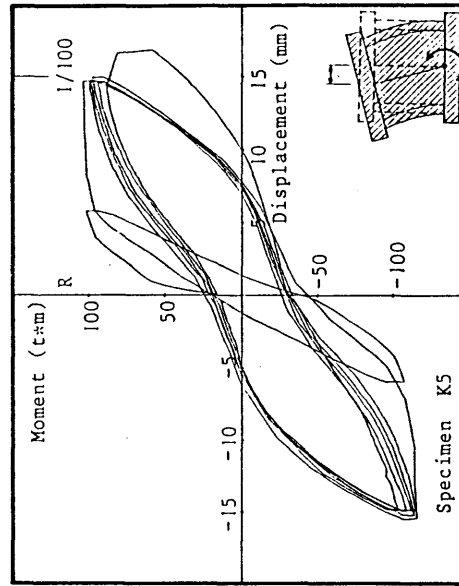
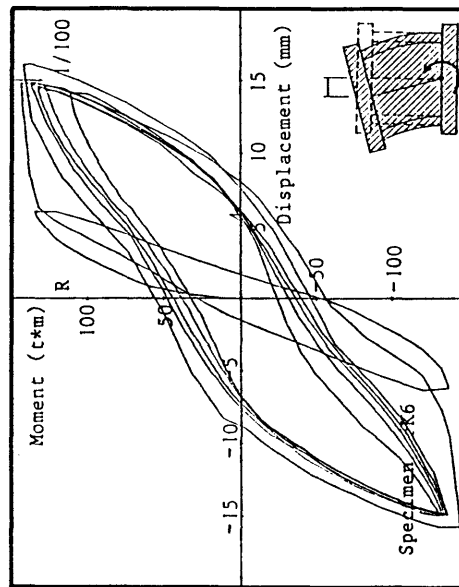
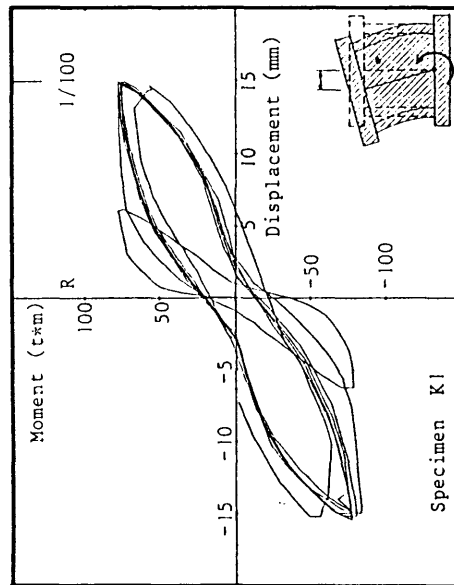
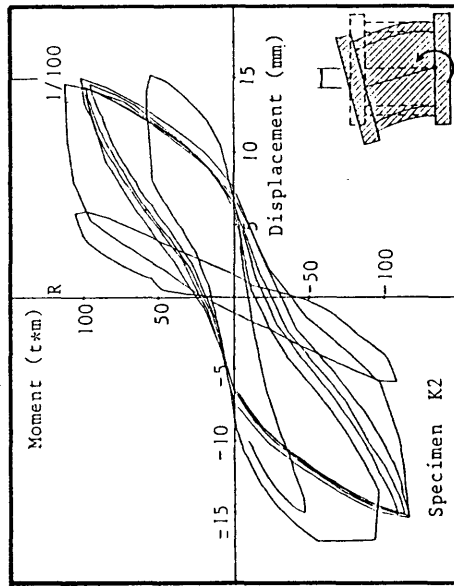
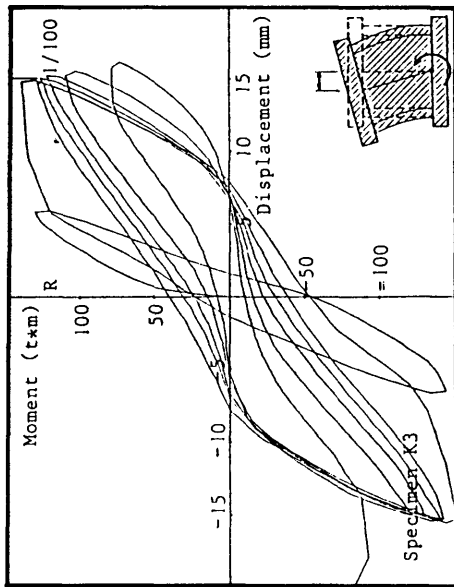


図3.2.7 モーメントと水平変位の関係

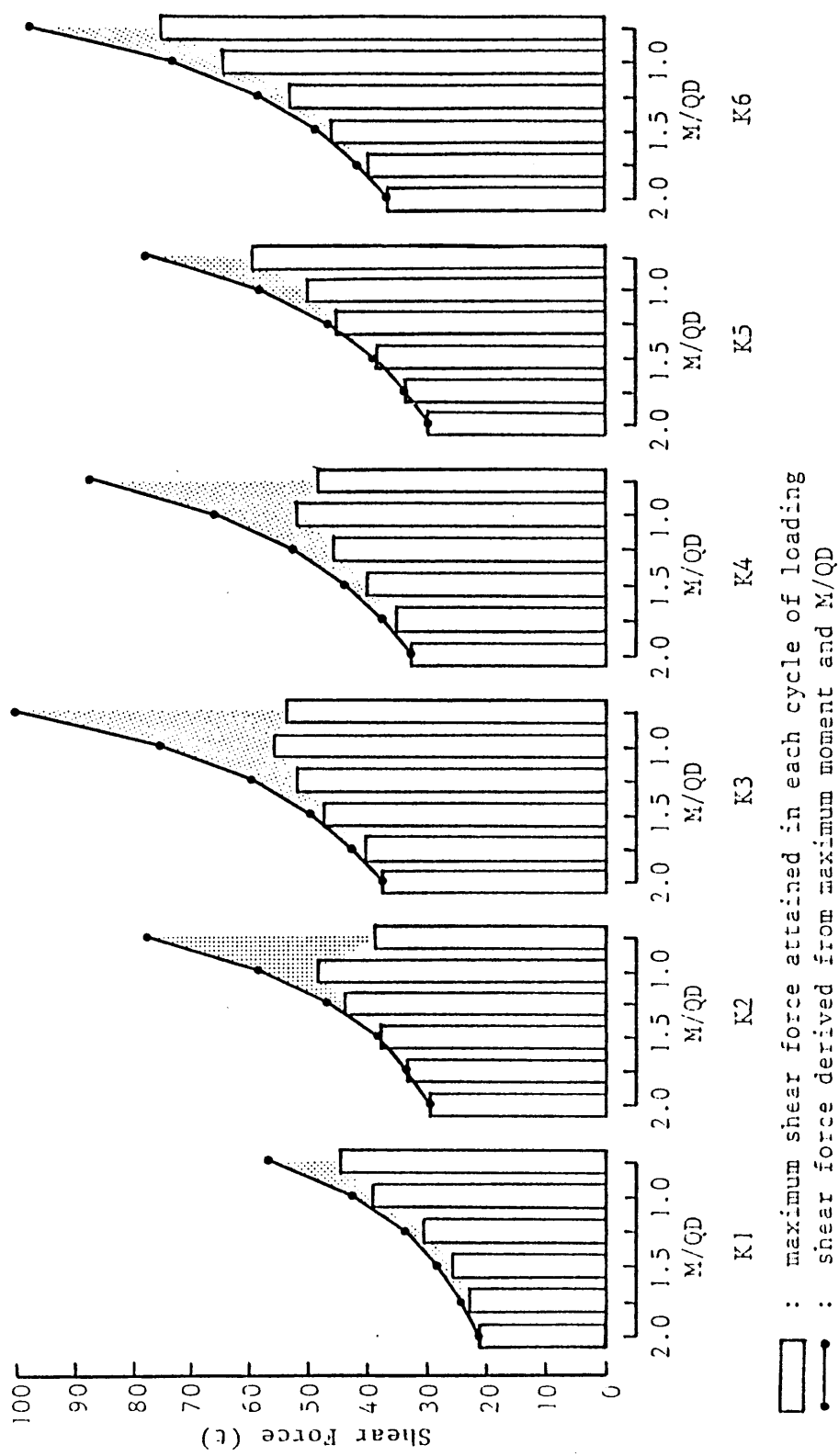


図3.2.8 最大せん断力とM/QDの関係

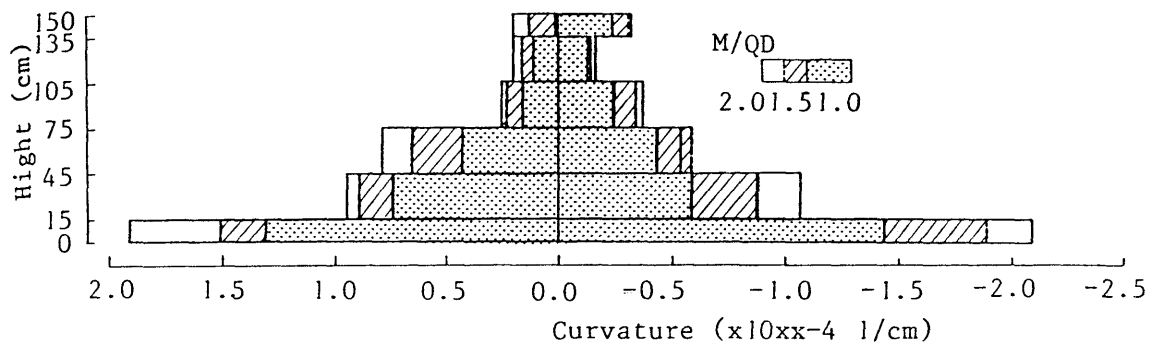


図3.2.9 鉛直方向の曲率分布

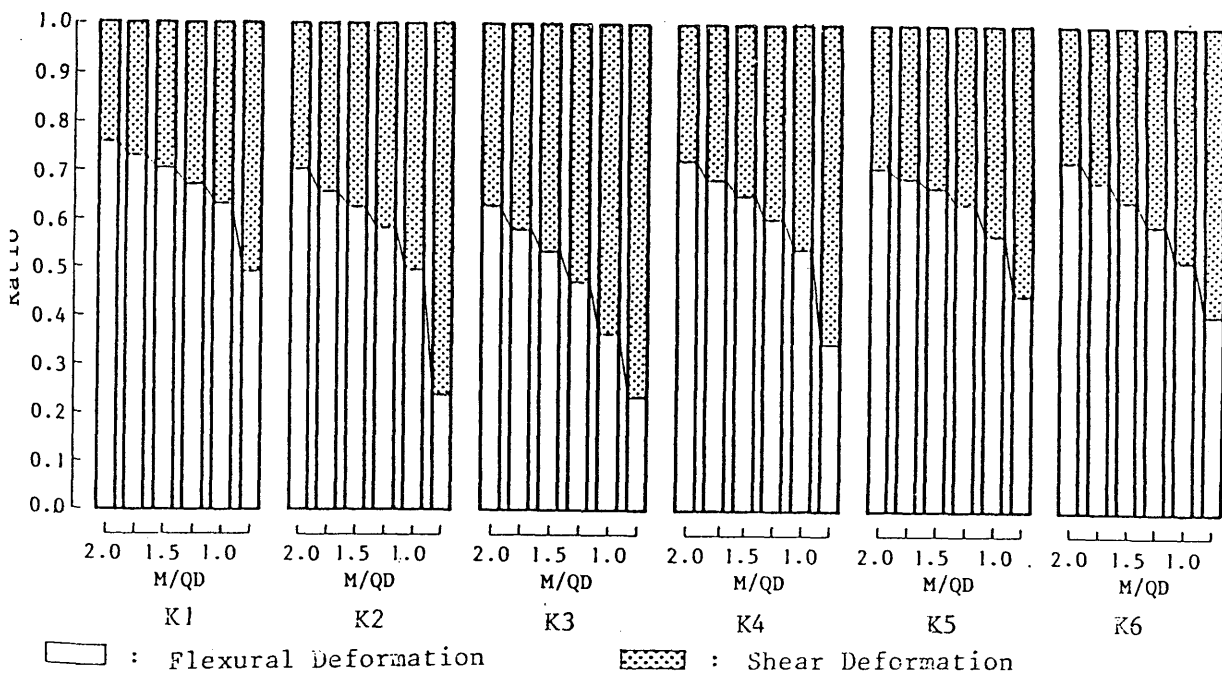


図3.2.10 曲げ変形とせん断変形の比率

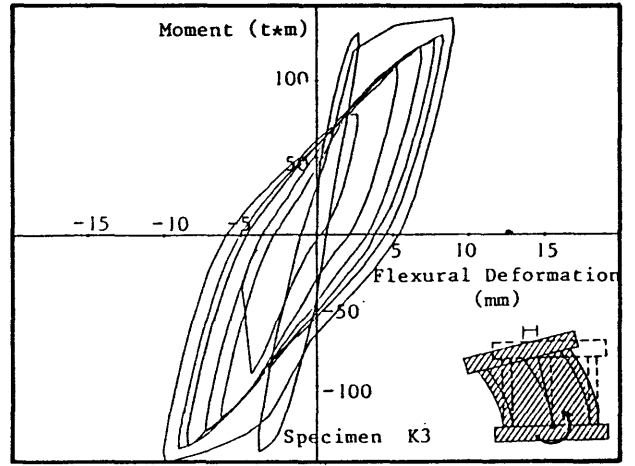
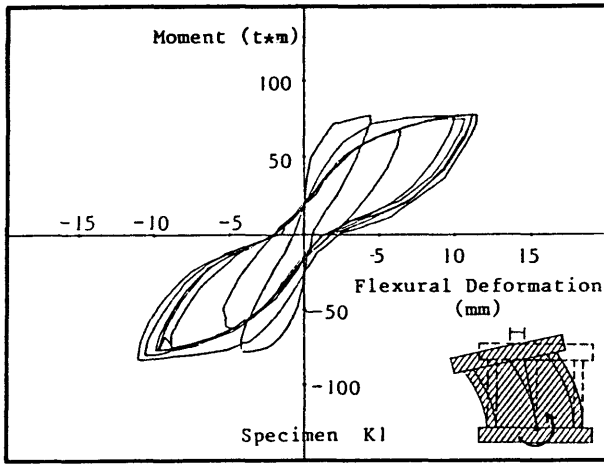


図3.2.11 モーメントと曲げ変形の関係

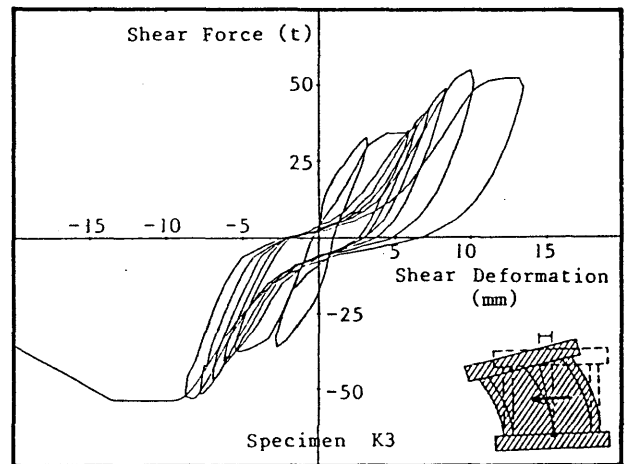
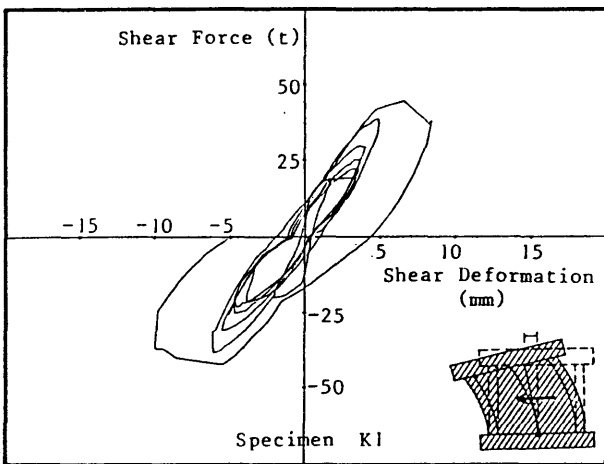


図3.2.12 せん断力とせん断変形の関係

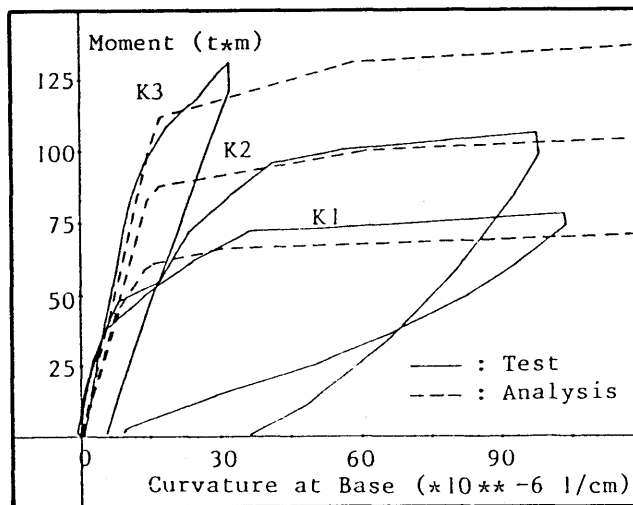


図3.2.13 モーメントと曲率の関係

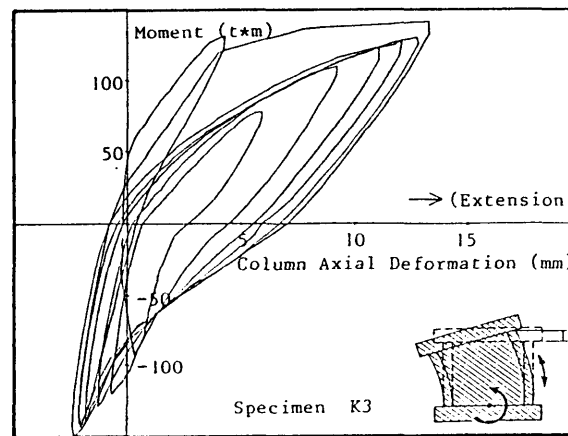
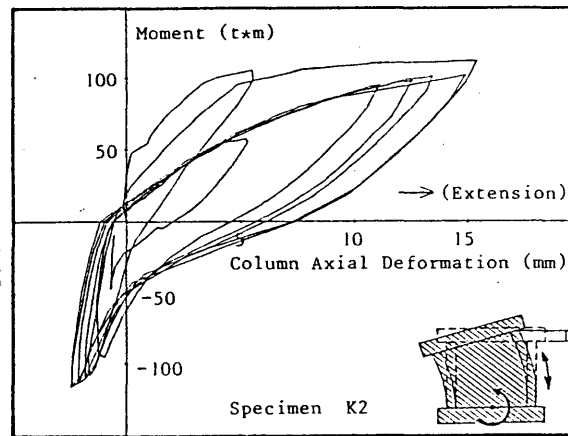
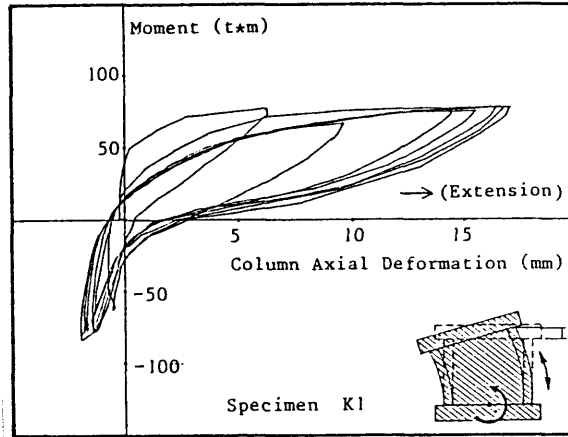
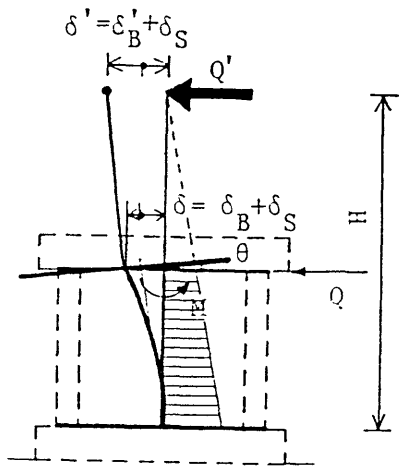


図3.2.14 モーメントと軸方向変形の関係



$$E = \int Qd\delta + \int Md\theta$$

$$= \int Q'd\delta'$$

H : equivalent lateral force height

図3.2.15 エネルギーの算定

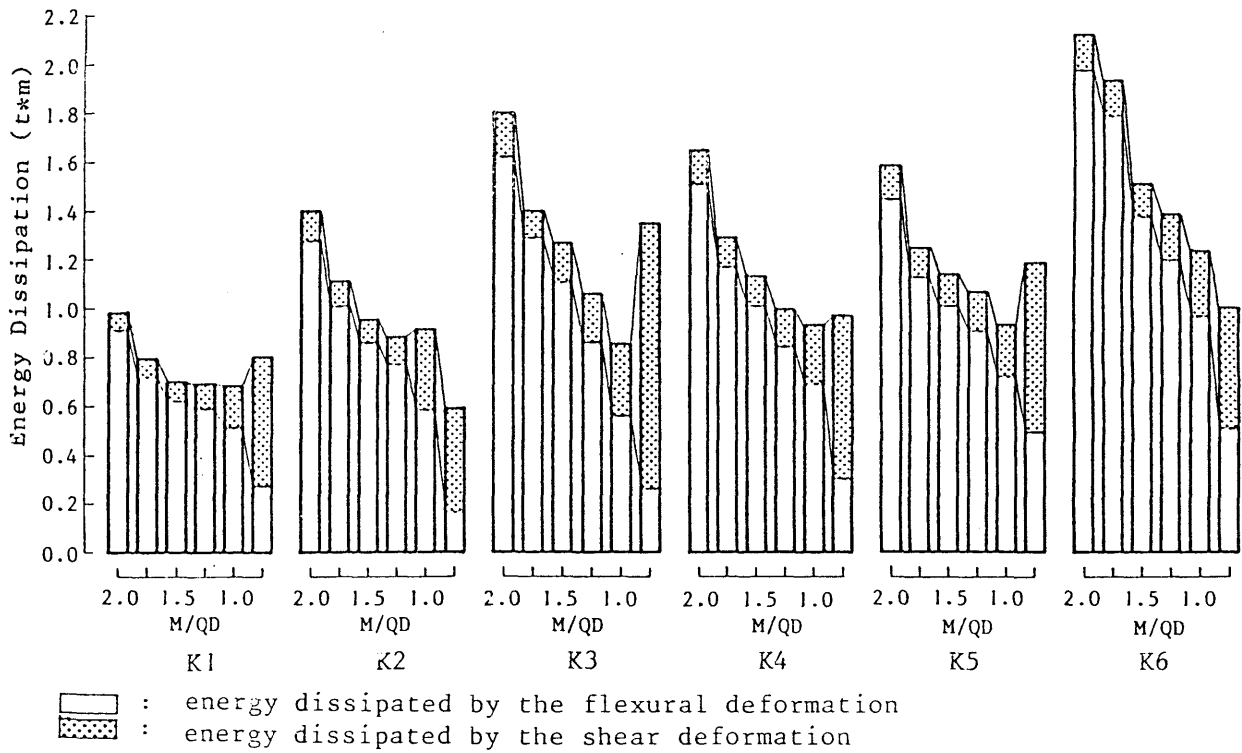


図3.2.16 エネルギー吸収能の比較

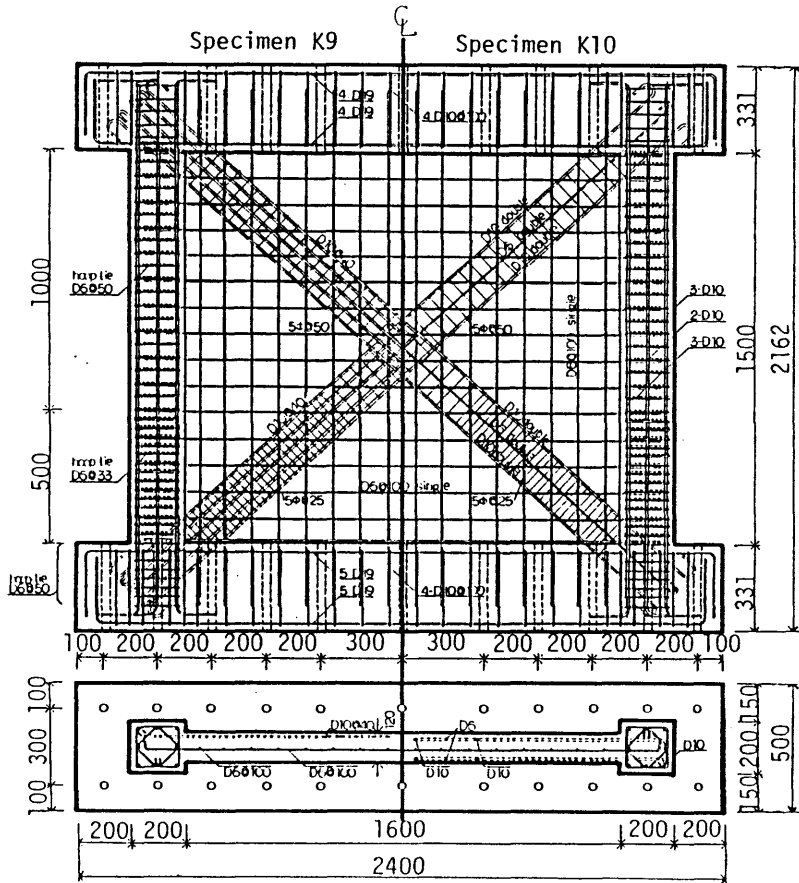
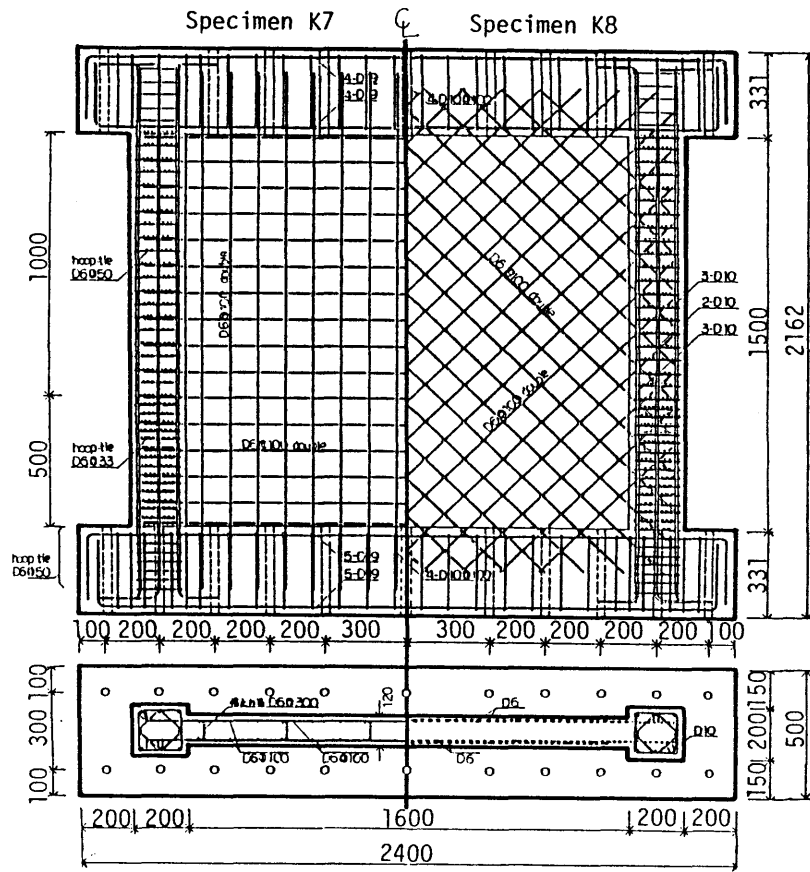
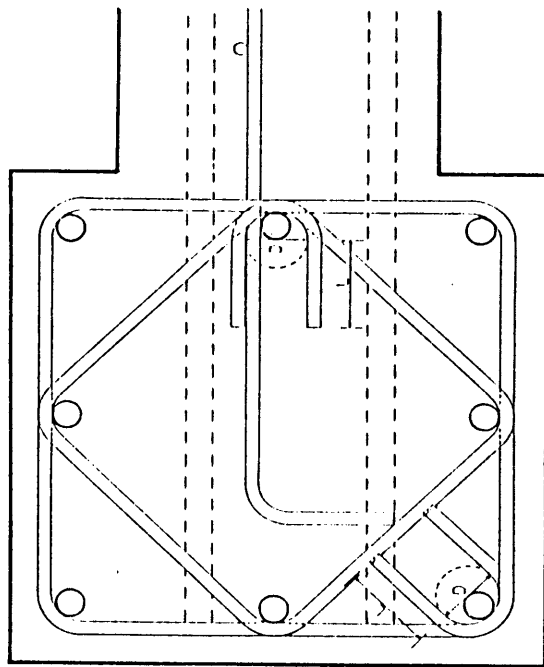


図3.3.1 試験体の配筋詳細



主筋 D10

帯筋 D6

副帯筋 D6

折り曲げ内のり寸法 (D)

4d = 24mm以上

余長 (L)

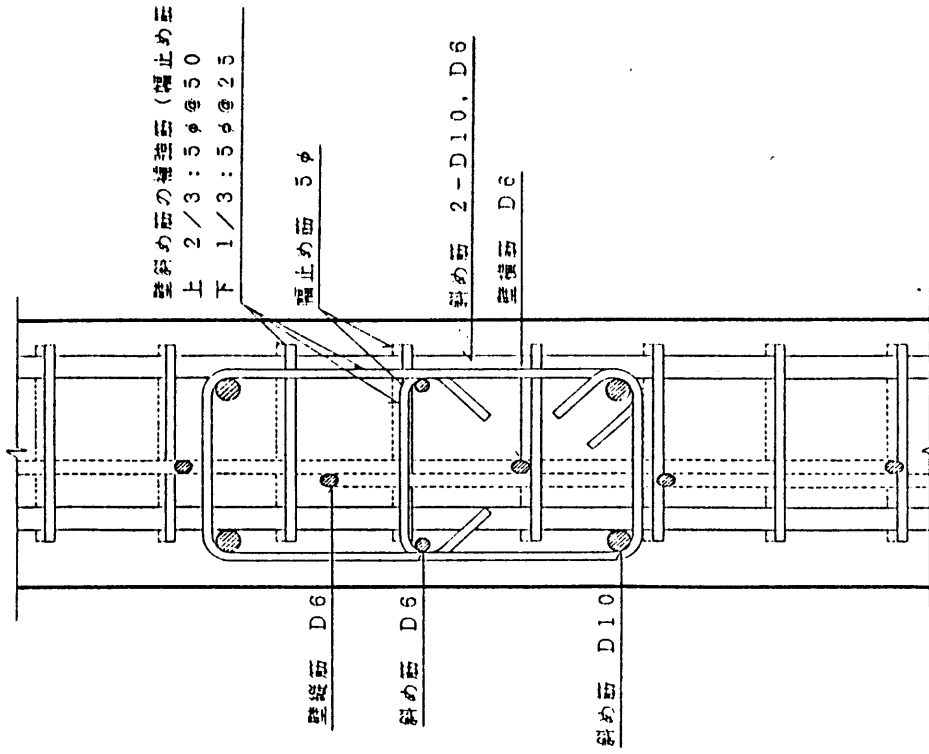
180° : 24mm以上

135° : 36mm以上

90° : 48mm以上

かぶり 帯筋面で12mm

(a) 柱断面詳細



斜め筋の補強筋 (補止め筋)
上 2/3 : 5φ @ 50
下 1/3 : 5φ @ 25

補止め筋 5φ

斜め筋 2-D10, D6

副帯筋 D6

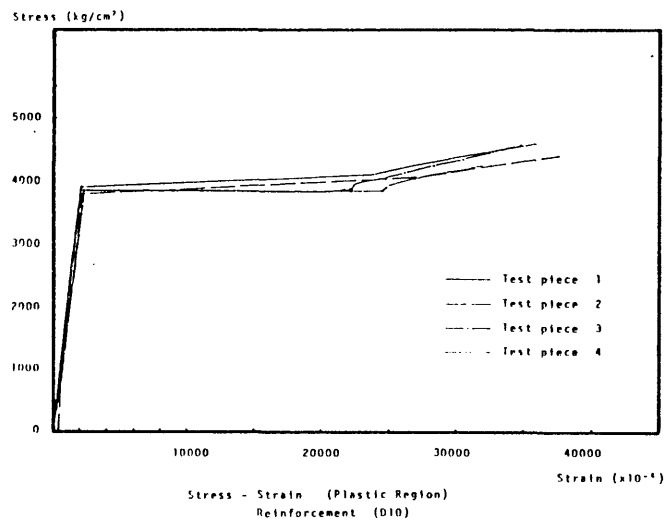
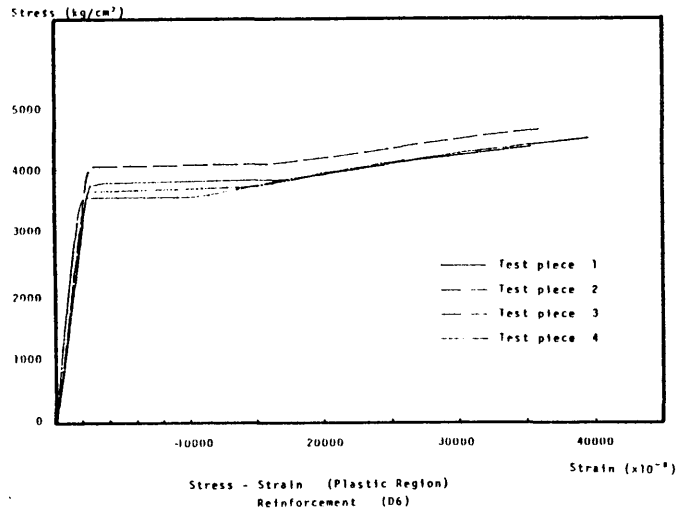
帯筋 D6

斜め筋 D6

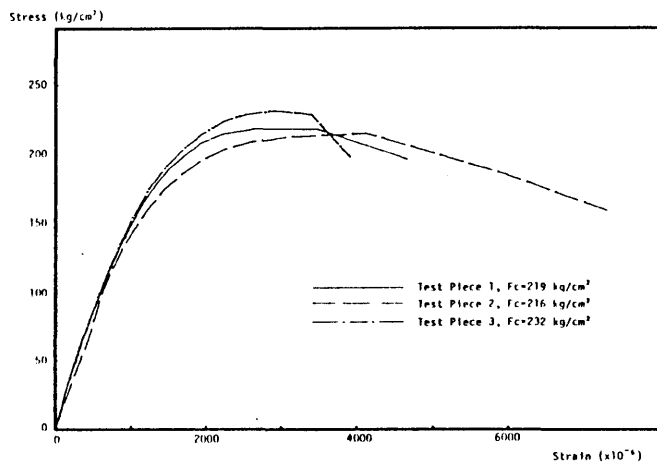
斜め筋 D10

(b) A-A' 断面詳細

図3.3.2 柱、斜め筋の配筋詳細

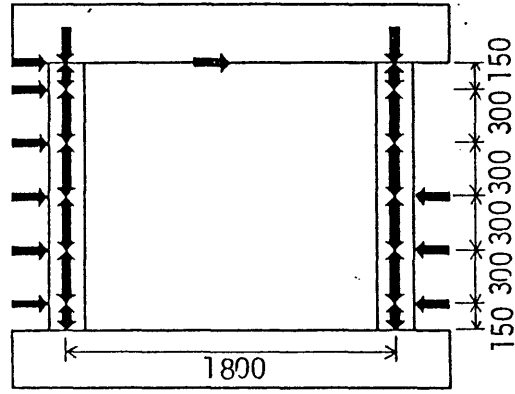


(a) 鉄筋



(b) コンクリート

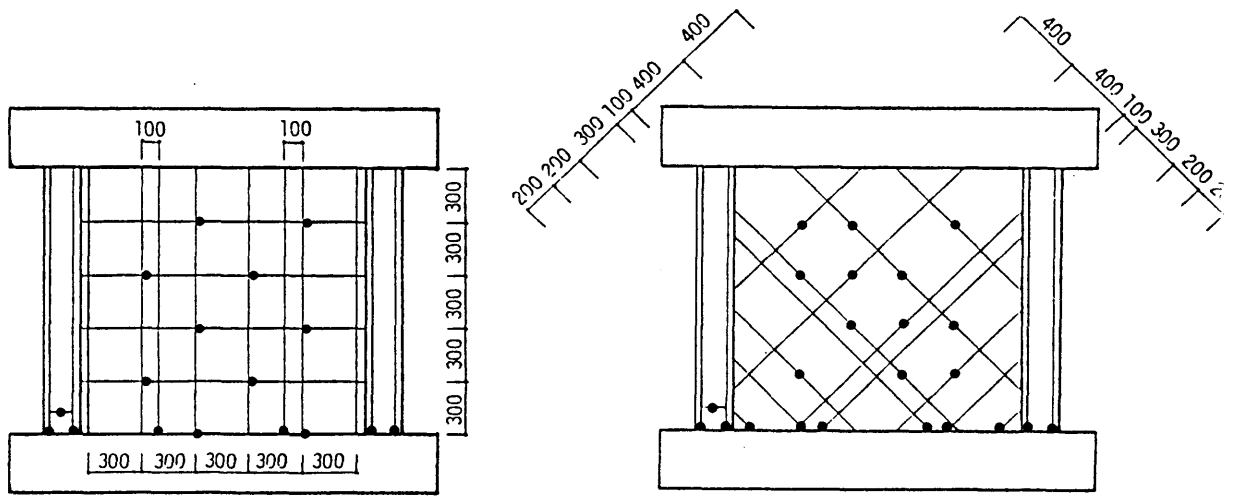
図3.3.3 材料の試験結果



➡ : displacement relative to base

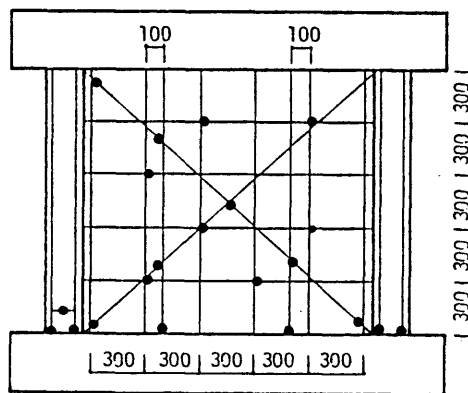
↔ : axial deformation

(a) 変位の測定



Specimen K7

Specimen K8



Specimen K9, 10

• : wire strain gauges

(b) 歪の測定

図3.3.4 測定位置

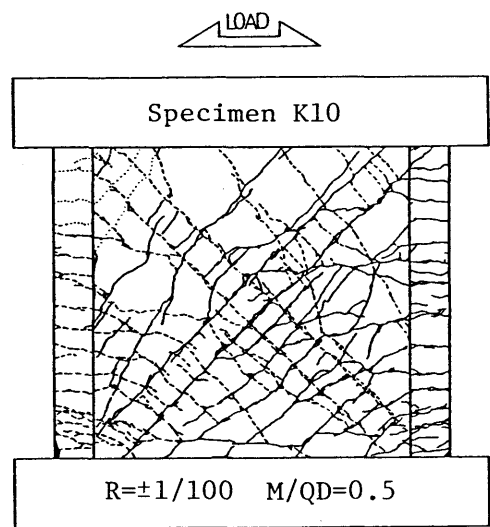
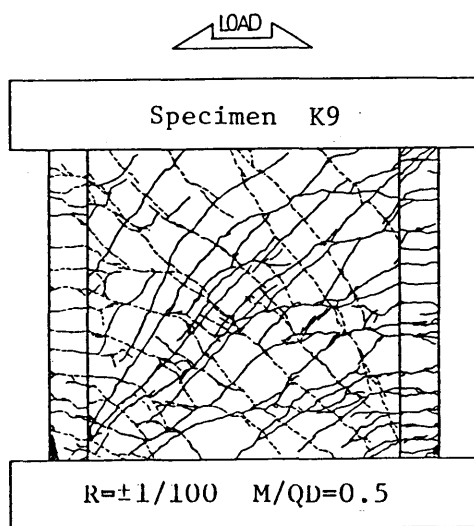
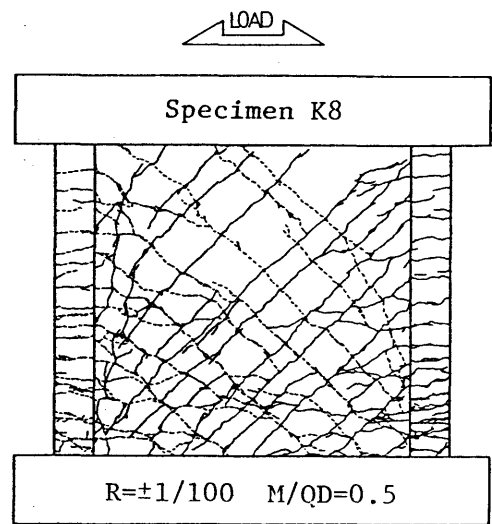
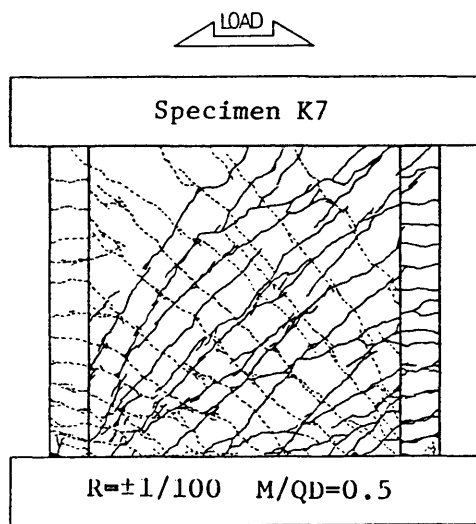


図3.3.5 きれつ状況

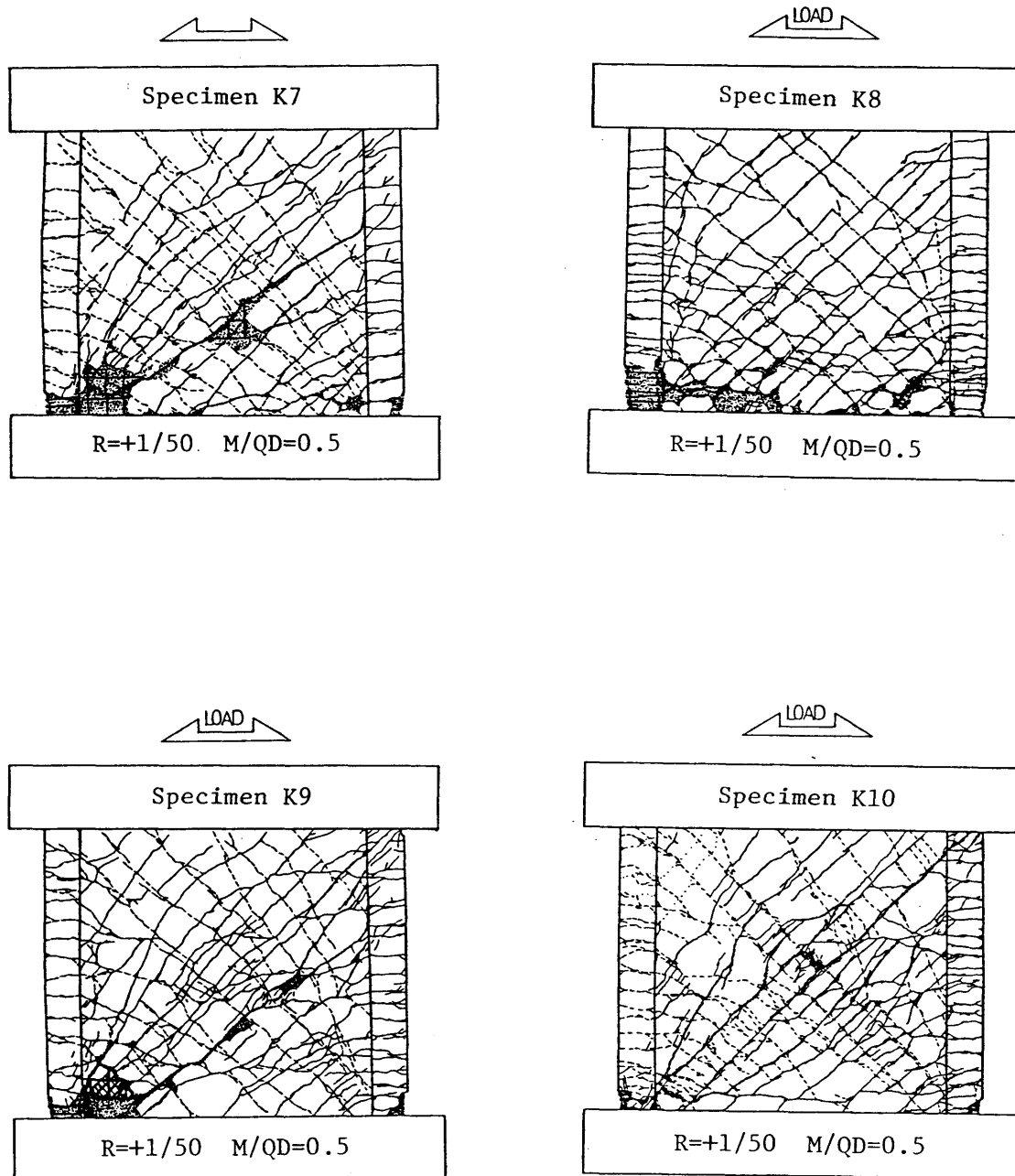


図3.3.5 きれつ状況

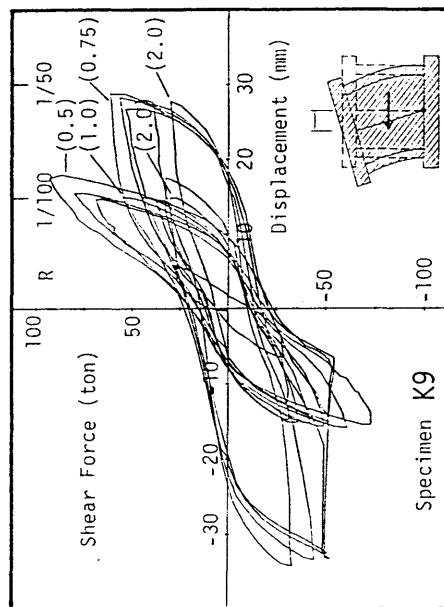
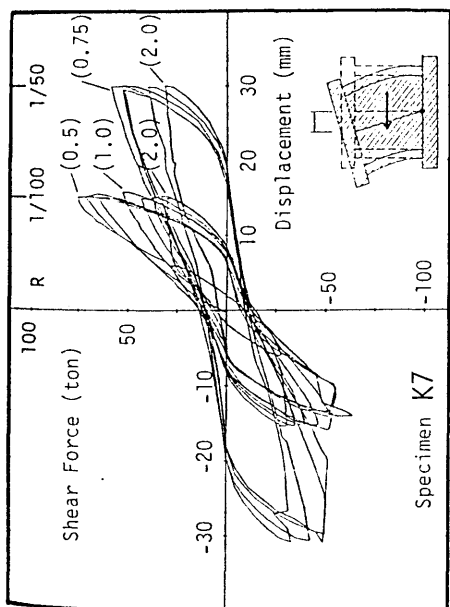
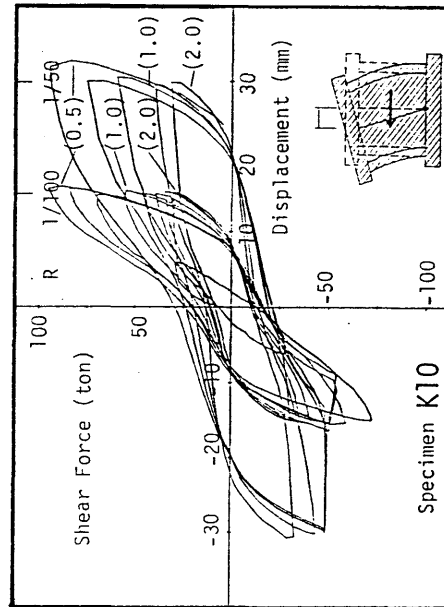
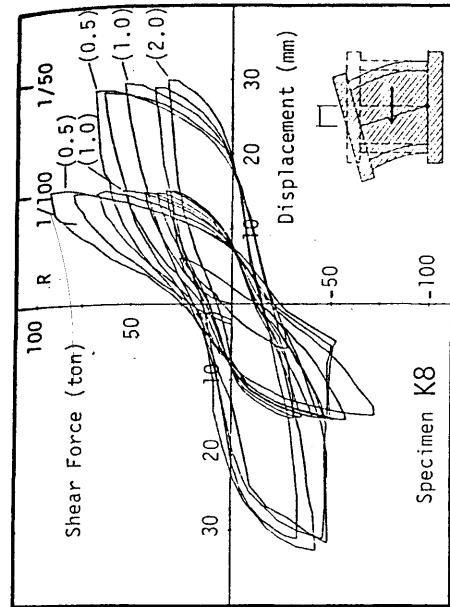


図3.3.6 せん断力と水平変位の関係

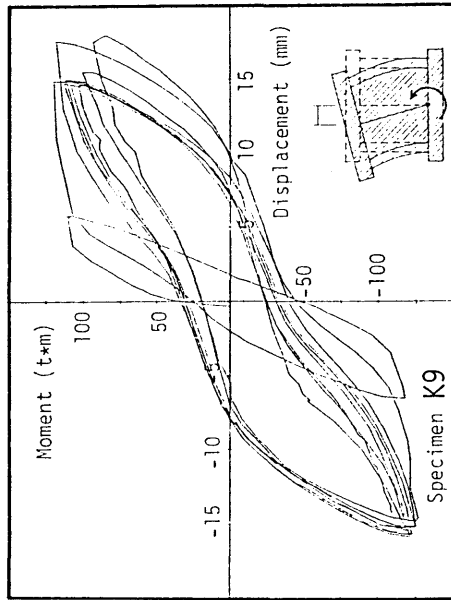
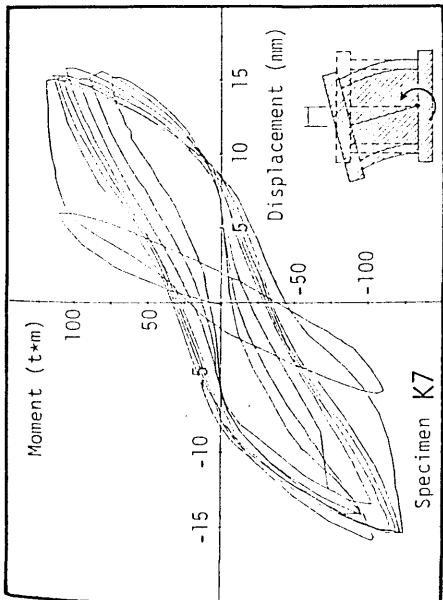
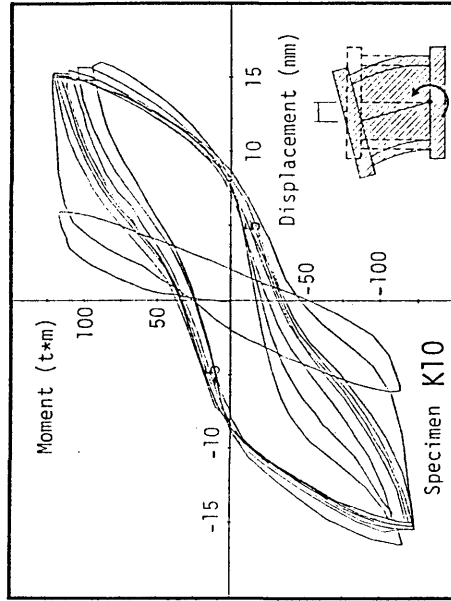
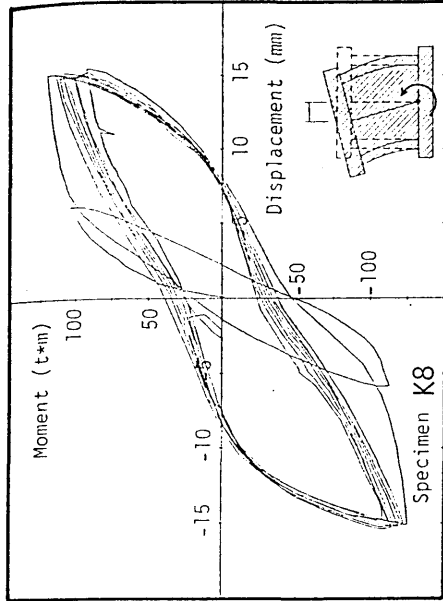
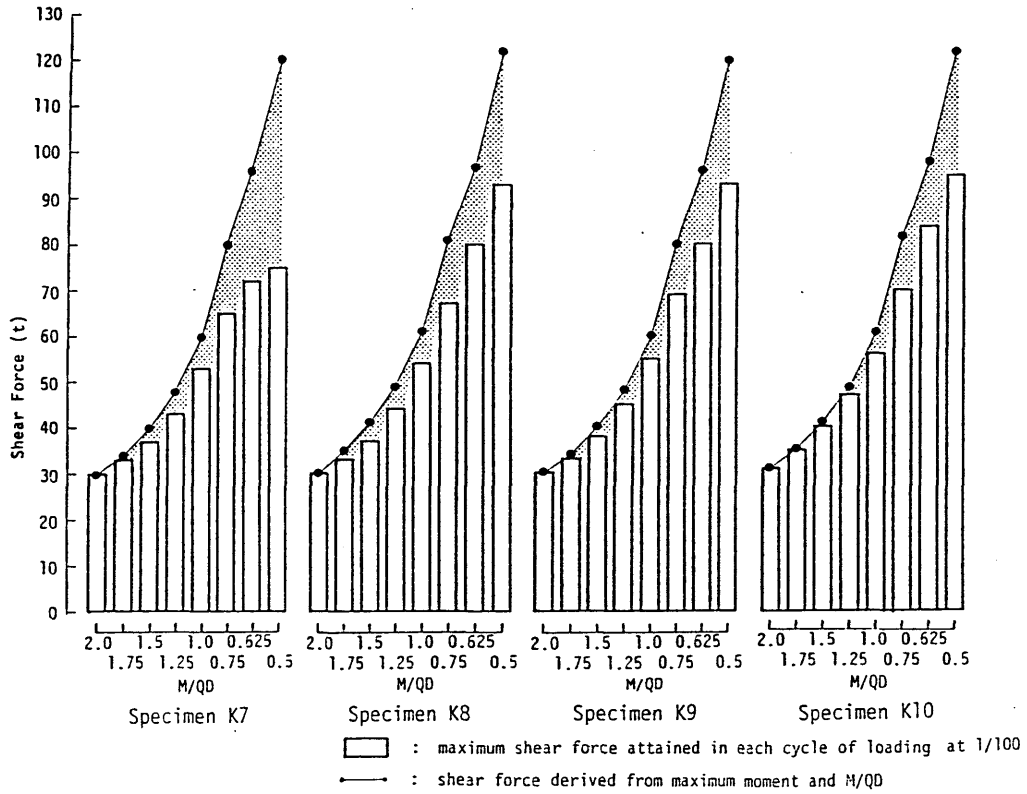
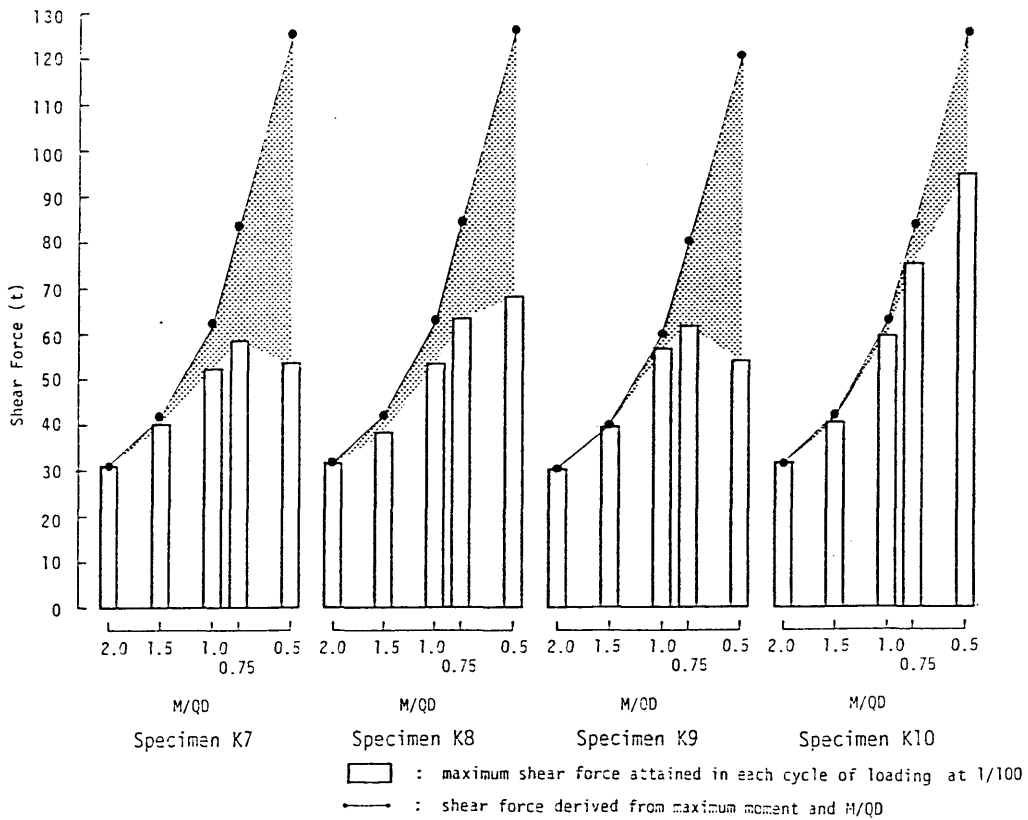


図3.3.7 モーメントと水平変位の関係

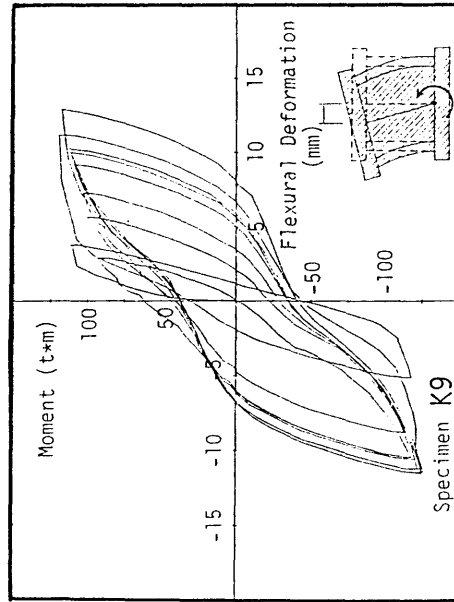
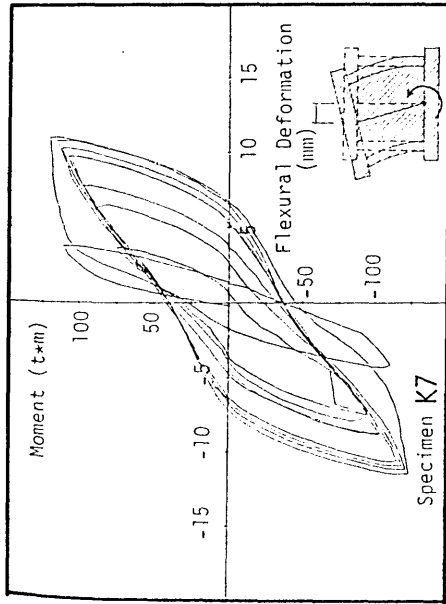
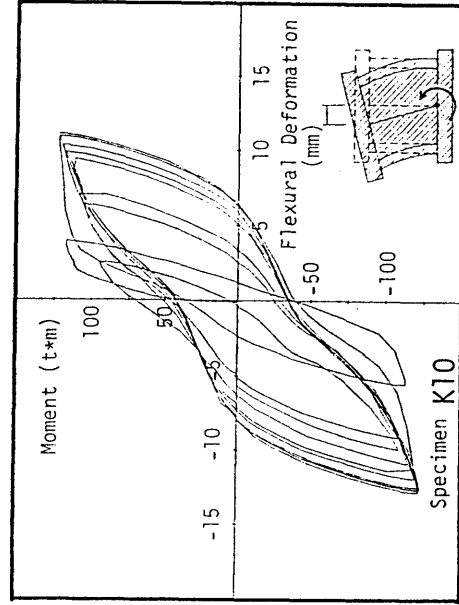
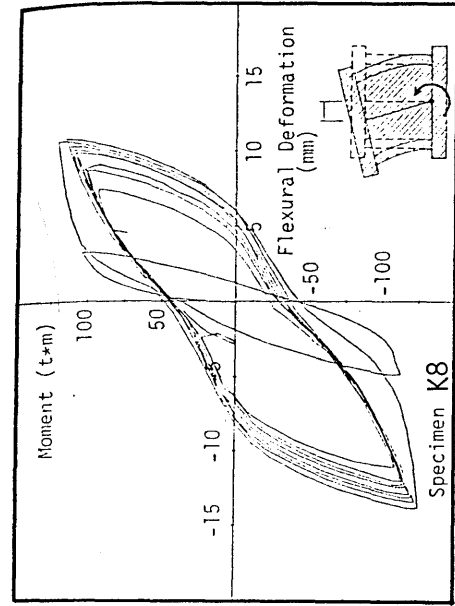


(a) R = 1/100



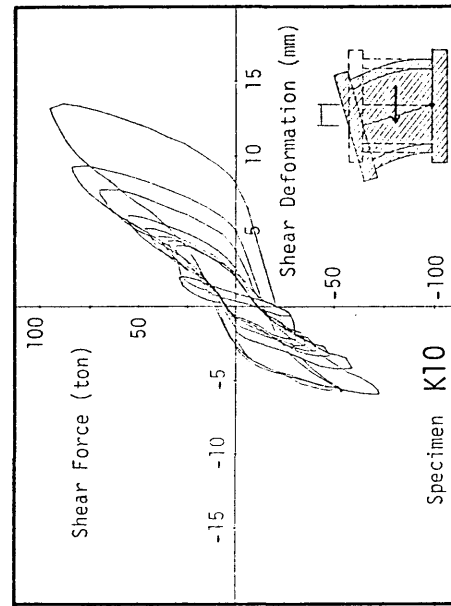
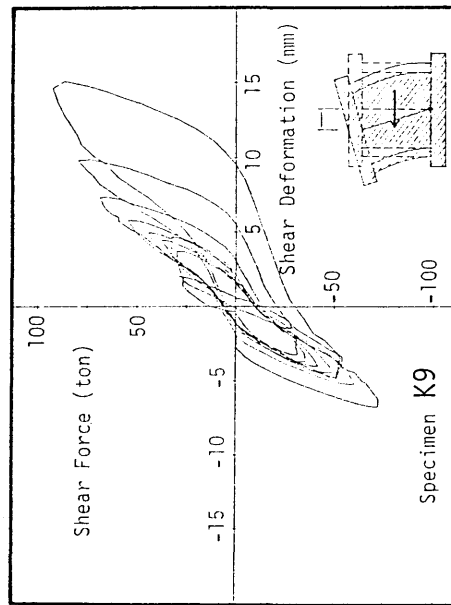
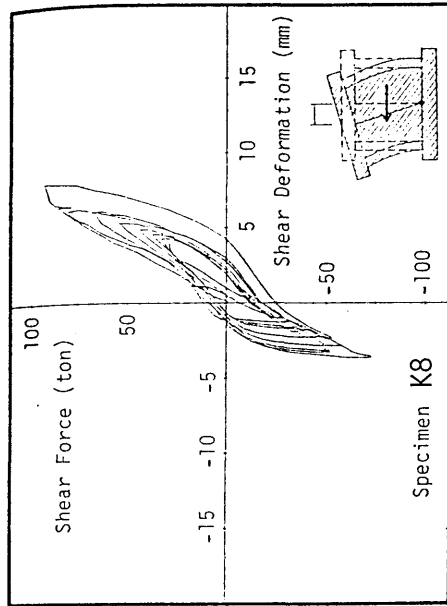
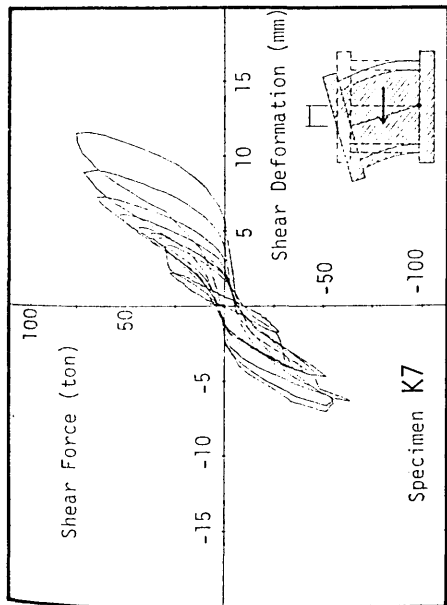
(b) R = 1/50

図3.3.8 最大せん断力とM/QDの関係



(a) モーメントと曲げ変形の関係

図3.3.9 曲げ変形とせん断変形履歴



(b) せん断力とせん断変形の関係

図3.3.9 曲げ変形とせん断変形履歴

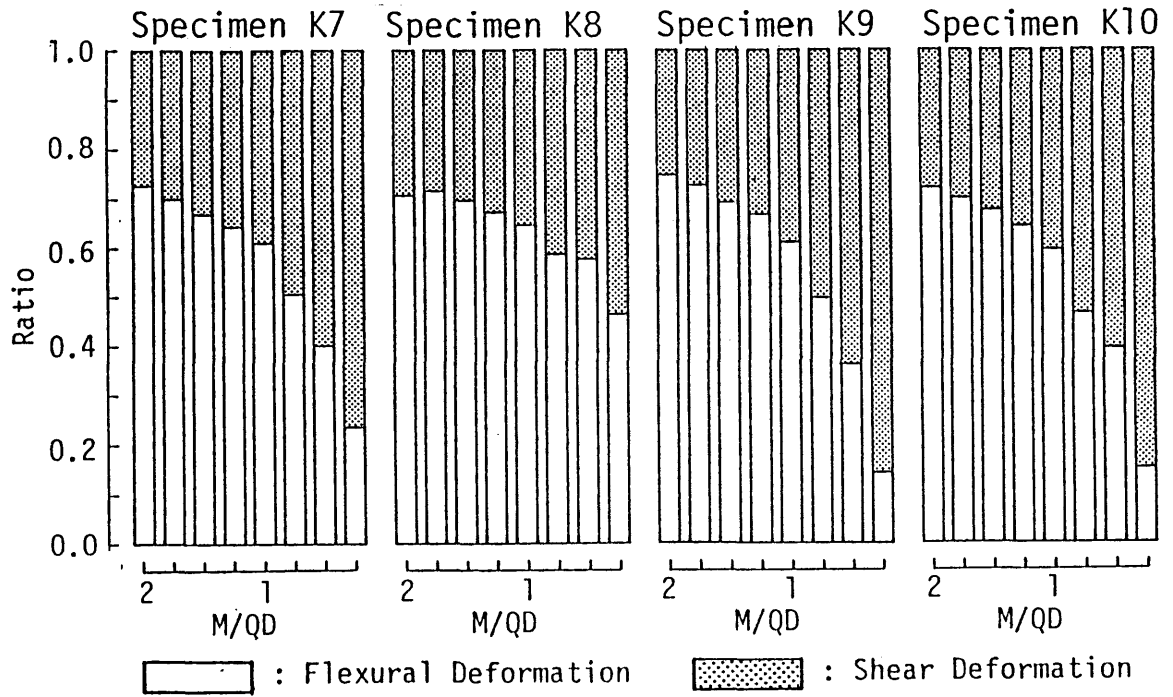


図3.3.10 曲げ変形とせん断変形の比率 (R=1/100)

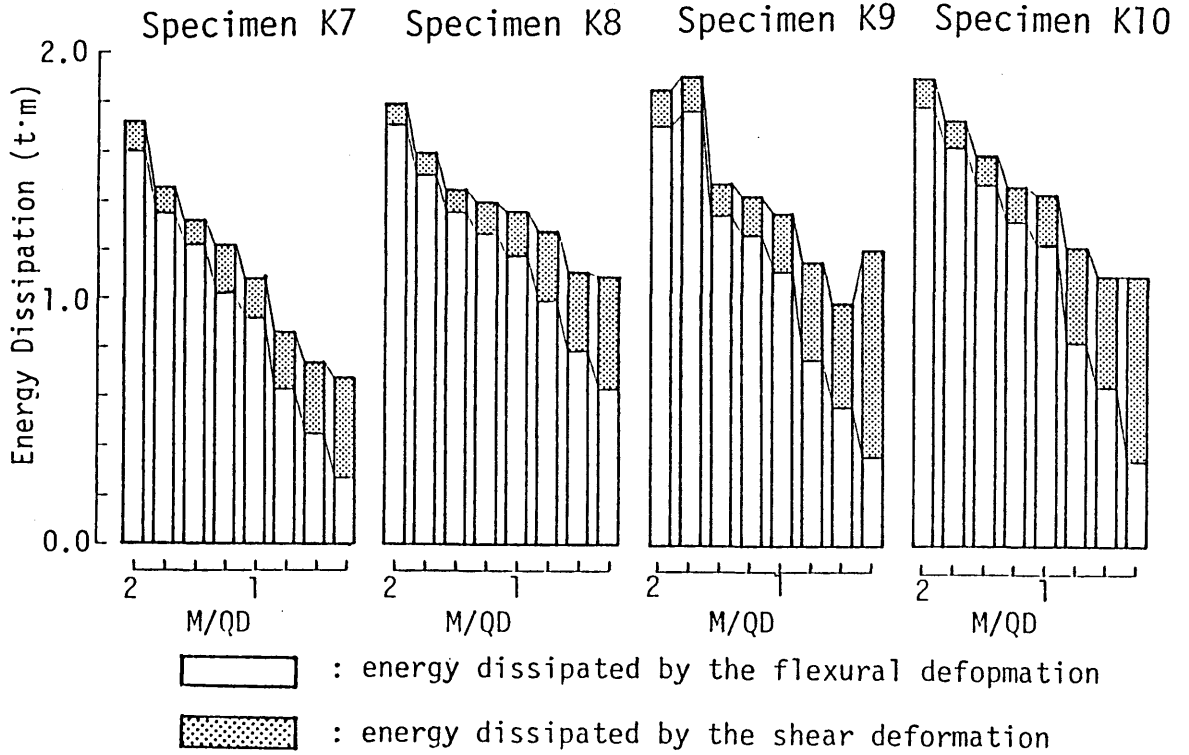
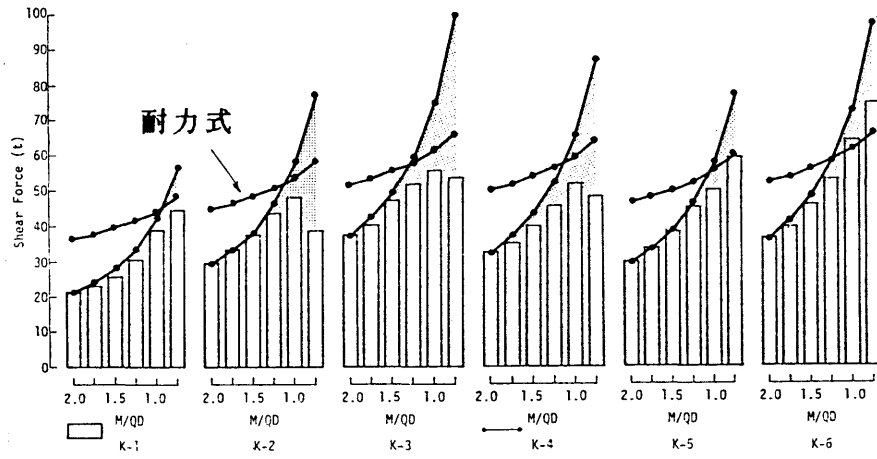
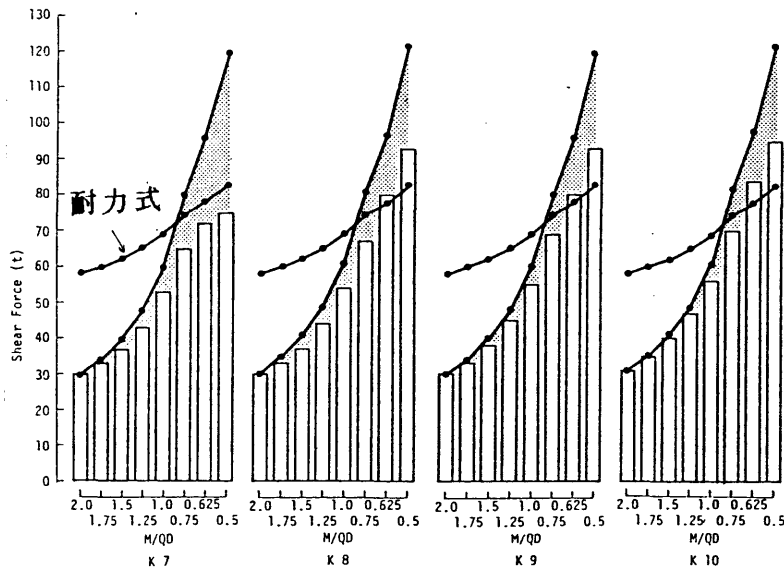


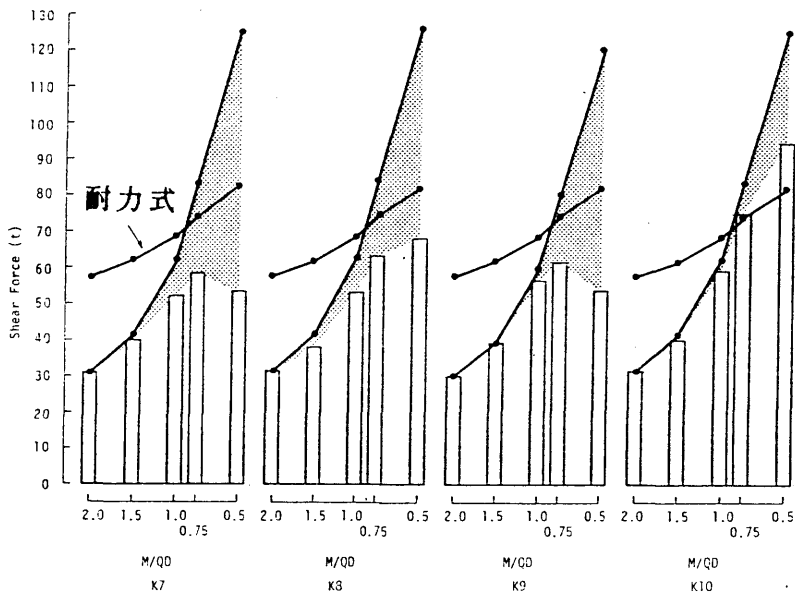
図3.3.11 エネルギー-吸収能の比較



(a) 実験シリーズ I ($R = 1/100$)



(b) 実験シリーズ II ($R = 1/100$)



(c) 実験シリーズ II ($R = 1/50$)

図3.4.1 終局せん断耐力式 (広沢式) との比較

[4] 壁フレーム構造の弾塑性解析法

本章では、[5]、[6]、[7]の各章の解析で用いる、壁フレーム構造の弾塑性解析（静的解析、動的解析）の手法を整理して示した。

4.1 弾塑性解析について

多自由度系の弾塑性解析では、静的にも、動的にも、ある小さな荷重増分あるいは時間増分の間では変化しないとみなした瞬間剛性を用いて弾性解析を行ない、各増分ごとに予め設定したルールに基づく系の剛性評価を繰返すという手法がとられる。この繰返し回数は、一定の継続時間を計算の対象とする地震応答解析では最小必要な回数でもかなり多いものになる。また、系の自由度が増えるにしたがい、1回の弾性解析に必要な計算量が飛躍的に増大し、多自由度系の非線形地震応答解析に必要な計算量は一般に膨大なものとなる。

構造物をモデル化して行なう弾塑性解析では、実用設計等への適用に関してはもちろん、研究開発の段階でも、解析手法（モデル化）の選択そのものが、可能な計算量に強く関連していた。1960年代以降、電子計算機の発達による可能な計算量の急激な増大にともない、弾塑性解析手法の選択の自由度は広がり続けている。

解析手法の選択が、可能な計算量に依存するが故に、解析手法に対する評価の基礎となる価値観は、相対的に絶えず変動していることに注意する必要がある。弾塑性解析を特に建物の耐震設計手法に適用する場合、この計算量との相対的な価値観から判断すると、近年では、計算量の制約はあまり重みを持たなくなったということもできる。実際、地震応答解析が実施設計の流れに採り入れられているのも珍しくない。

しかし、解析（地震応答解析）では、確定的ではなく、確率的な事象を扱って

いることにも注意すべきであろう。すなわち、一方では、地震の発生そのものが確率的であり、他方では、実際の建物と設計での想定、さらに理想化された解析対象との相違も確率的にしか扱えないものがある。また、現時点では、地震波及び建物が確定したとしても、まだ解析の手法そのものに確率的な面（不明な点）がかなりある、ことにも注意する必要がある。

建物を、はり、柱、耐震壁などの部材で構成される骨組にモデル化し、部材の塑性域での力学的性質にもとづいて行なう弾塑性解析の手順を整理すると、

(1) 時々刻々における部材の危険断面での応力状態（モーメント、軸力あるいはせん断力、等）とその変化する方向にもとづいて断面の瞬間剛性をもとめる。通常、これは部材のみの実験あるいは解析を参照して、簡略にモデル化されたルール（いわゆる復元モデル）に基づいて定められる。

(2) 危険断面の剛性を用いて部材の剛性マトリクスを作成する。部材を線材にモデル化する場合、軸力との相互作用を考慮しないとしても、曲げに対する性質は、両端の危険断面の剛性を使って表現することになるので、塑性域ではその相互作用（中間の剛性分布）に関して何らかのモデル化（いわゆるビームモデル）が必要になる。通常、解析の対象とする構造物や部材の特性に応じ、さらに解析の精度と計算量を考慮して、部材ごとに適切なモデル化がおこなわれる。

(3) 各部材の剛性マトリクスから全体の瞬間剛性マトリクス（動的解析では振動方程式）を作成し、これを解くことにより、変位増分、部材応力増分を求める。この手順は弾性解析と全く同様であり、(1)に戻って、次の荷重増分、時間増分に対して繰り返す。

となり、(1),(2)では、採用されるモデルの違いによって解析の結果も異なり、弾塑性解析手法の本質的な違いとなる。両者とも現在のところ研究者によって異なる様々な方法が用いられており、解析手法そのものが研究の対象でもある。(3)は、主として数値計算上の問題であり、解析上の本質的な差とはならないが、精度よい

計算を能率良く（安定して）進める為の理論研究（1970年代初め）がなされており、それ以降、採用される方法はいくつかに限られてきている。

4. 2 構造物のモデル化

本研究では、立体の構造物に対して、一方向のみの地震入力あるいは載荷を考慮することにして、平面フレームを連成した骨組としてモデル化する。この際に、いわゆる面内剛床を仮定して、各平面フレーム重心の水平変位は並進、回転の2自由度のみもつものとする。各平面フレームは、モデル化した、はり、柱、壁及び基礎の部材で構成される。さらに、2つのフレームの節点の鉛直方向の変位のみをたいて、解析対象と直交方向のはり（直交はり）により連結しうるものとする。以下に、本解析で用いた部材及び構造物のモデル化手法を具体的にのべる。

4.2.1 はり、柱の部材モデル

はり、柱を線材に置換し、両端のモーメントからその曲げに対する剛性マトリクス(2×2)を評価するいわゆるビームモデルは、

- (1) 材端塑性回転バネ法 (One-Component Model) [Giberson, 1967]
- (2) 分割はりモデル (Composite Beam Model) [Clough, 1965]
- (3) 曲げ柔性分布仮定法 (Parabola Model) [滝沢、1973]
- (4) 片持ちはり結合モデル (Canti-lever Beam Model) [Otani, 1974]

等があり、それぞれ解析プログラムに用いて実用化されている。提案された時点では、これらのモデルの相互の比較検討がなされておらず、最近では、これらを比較する研究 [塩原、1983] [Keshavarzian, 1984] もあるが、現時点でも特に部材実験との対応という意味で、その評価は定着していない、といえる。この他、自由度を大幅にふやすミクロなモデルとして、ファイバーモデル、FEM等もあるが、特

にその必要性がある場合以外、計算量が膨大になる骨組の地震応答解析に用いるにはあまり向いていない。

塩原らは、上記(1)～(3)の部材モデルをさらに厳密なモデル化としての離散バネモデルと比較し、それぞれの特徴を明らかにした。その結果、部材モデルでは、(仮想)逆対称曲げに対して復元力モデルを用いると、一般に純曲げでの降伏後の剛性が大きくなり、特に(1)のモデルで大きいことに注意する必要があることを指摘したが、強制変位履歴による厳密なモデルとの比較では、部材モデルとしての評価は難しい、との結論に達している。しかし、評価とは別に、部材モデルには、復元力特性の載荷方向と除荷方向に対応する剛性の分岐がある、という重要な指摘もしている。すなわち、部材モデルには、必然的に、両端に与える強制変位(回転角)の組み合わせに変位の方向と反対方向の力(モーメント)の応答を与える組み合わせが存在するが(弾性でも)、非線形域では、この範囲が部材モデル(剛性によっても)により著しく異なる((1)、(2)、(3)のモデルの順に大きくなる)。復元力モデルでは、両端のモーメント応答によって載荷除荷が判定されるが、通常載荷と除荷方向ではかなり異なる剛性が用いられることが多いので、同じ変位増分にたいして部材モデルの違いにより、あるいは同じ部材モデルでも変形の組み合わせ(ベクトルとしての方向)のわずかな違いにより、次ステップでまったく異なる剛性マトリクスを作成する可能性があることを指摘した。これが、実際の部材の挙動に関連してどういう意味をもつのかは明らかにされていない。

本解析では、特に詳細な比較はせずに、(1)の材端塑性回転バネ法(図4.2.1)を用いている。モデル及びその定式化が、最も単純で明快であり、過去の解析でもこの部材モデルの違いが解析結果に及ぼす影響は比較的少ないと予想したからである。また、モデル化の違いが、解析結果に与える(微妙な)影響を議論することは、本研究の目的ではない。

せん断変形を含む材端塑性回転バネモデルでは、材端のモーメントと回転角の関係は、次のように定式化される。

$$\begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} 2f+g & -f+g \\ -f+g & 2f+g \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_1 & 0 \\ 0 & f_2 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} m'_1 \\ m'_2 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

ここに、 f : 弾性時曲げ柔性 ($= \ell / 6 E I$)

g : 弾性時せん断柔性 ($= x / G A \ell$)

f_1 : 1 端の塑性バネ柔性

f_2 : 2 端の塑性バネ柔性

ここで、 f_1 、 f_2 を具体的に決定するには、それぞれ、 m_1 、 m_2 の履歴のみの関数であるとして、 m_1 あるいは m_2 を受ける逆対称変形材を仮想し、この柔性を用いて逆に評価する。また、せん断変形も全体の変形に含まれて実験では測定されるのでせん断剛性は、曲げ剛性に比例して低下すると仮定する。すなわち、実験等から定められた全体の逆対称載荷時の柔性をそれぞれ fa_1 、 fa_2 とすると、

$$fa_1 = (2f+g) + (-f+g) + f_1 = f+2g+ f_1 \quad (4.2)$$

$$fa_2 = (-f+g) + (2f+g) + f_2 = f+2g+ f_2$$

となる。(4.2) の関係から、(4.1) 式は、 $fe=f-g$ として、

$$\begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} fe+fa_1 & -fe \\ -fe & fe+fa_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m'_1 \\ m'_2 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

m_1 、 m_2 の関数としてそれぞれ fa_1 、 fa_2 を評価することにより、部材の剛性マトリクスを作成することとなる。(4.3) 式は、

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m'_1 \\ m'_2 \end{bmatrix} &= \frac{1}{(fe+fa_1)(fe+fa_2)-fe^2} \begin{bmatrix} fe+fa_1 & fe \\ -fe & fe+fa_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} K_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.4)$$

さらに、材端の剛域を考慮して変換し、全体の剛性マトリクスに組み込む。はりでは、図4.2.2 (a) の記号に従うと節点の力と変位の関係は、

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ P_{y1} \\ P_{y2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{mb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T^t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ y_1 \\ y_2 \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

ここに、

$$\begin{bmatrix} T \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\lambda_1 - \lambda_2} \begin{bmatrix} 1-\lambda_2 & \lambda_1 \\ \lambda_2 & 1-\lambda_1 \\ 1/\ell & 1/\ell \\ -1/\ell & -1/\ell \end{bmatrix}$$

柱では、図4.2.2 (b) の記号に従えば、はりと同じ形式の変換マトリクスを用いて、節点の力と変位の関係が得られる。

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ P_{x1} \\ P_{x2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{mc} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T^t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

さらに、柱では、モーメントと相互作用のない軸方向剛性を考慮する。

$$\begin{bmatrix} P_{y1} \\ P_{y2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & -a \\ -a & a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{bmatrix}$$

$$a = E A c / \ell$$

実際の解析プログラムでは、軸方向変形を考慮する場合としない場合を選択できるようにしてある（純フレームでは軸方向変形考慮しなくても十分な場合があり、計算量を大幅に減らすことができる）。(4.5) 及び(4.6) 式の変換では、[T] の性質から、 4×4 のマトリクスを計算する必要はなく、 3×3 のマトリクスを計算すればよい。

4.2.2 耐震壁のモデル

耐震壁をモデル化する方法は、弾塑性範囲では、

- (1) 中央の柱（線材）に置換する
- (2) 両側の柱とブレース（トラス材）に置換する
- (3) 面材としてそのまま扱う
- (4) 有限要素法

等がある。弾性解析では、通常、最も単純な(1)、あるいは、実用的には、ラーメン線の扱いが簡単な(2) が用いられることが多い。(1),(2) では、いずれも上下のはりは剛と仮定する。

一般に、壁フレーム構造では、壁の弾性剛性をそのまま評価する解析では、耐震壁のせん断力負担率は大きく、実用的には、（適当に）壁の剛性を低下させて解析を行なう場合がある。実際、外力（地震力）の小さい範囲で、曲げ、せん断ひびわれ等の応力レベルに達すると判定される場合があり、それよりも大きいレベルの外力を対象にするのであれば、弾性剛性を用いるのは意味がない。また、壁フレーム構造の弾性応力に対しては、むしろ、曖昧に仮定させれがちな基礎下の剛性の影響がかなり大きく、解析方法による誤差を上回る場合もある（[8] 章）。したがって、壁フレーム構造の弾性解析手法（解析モデル化）による違い（精度）は、実際的には、あまり問題にならないともいえる。

塑性域でのモデル化の方法で、現在まで実用化されているのは、

- (1) 等価な柱に置換し、ビームモデルをもちいる。
- (2) 材軸に沿って直交に分割する。

等がある。

(1)の方法は、これまで最も多く用いられている（〔滝沢、1973〕、〔志賀、1979〕、〔芳村、1982〕、〔勅使川原、1982〕）。ビームモデルを用いる場合、塑性化する耐震壁は対称曲げに近いモーメント分布になることを考慮して、柔性分布モデルを用いる（〔滝沢〕、〔芳村〕）、あるいは、剛塑性回転パネ法では、対称曲げを受ける仮想部材から剛性を評価する方法もある〔勅使川原〕。

(2)のモデルでは、曲げ剛性の評価が(1)より厳密になるが、自由度が多くなり、大規模な骨組の解析で汎用的には用いにくく、実験の解析等、対象を限って用いられた例がある〔Takayanagi, 1976〕。(2)の方法で、骨組の自由度を増やさない方法として、中間部分のモーメントから柔性の分布を評価し、これを積分して材端の剛性を決定する方法もある〔江戸、1982〕が、この場合、中間部分の柔性評価に与えた復元力モデルの不釣合力は解除できないことになり数値計算上問題が生じろことも考えられる。

(1),(2)のいずれのモデルでも、中央の柱材としてモデル化される為、塑性域でも圧縮側と引張り側の鉛直変位は等しくなり境界部材等の変形状況は実際とかなり異なることに注意する必要がある。この他、

- (3) トラス材に置換する

方法も考えられるが、塑性域での力学性状をどう与えるかという問題があり、あまり塑性域でのモデル化に用いられた例はないが、壁のせん断抵抗のメカニズムにかなり近い面があり、力学性状を適切に設定すれば有力な方法であると思われる。

本解析プログラムでは、(1),(3)の耐震壁モデルの他、3種の新たなモデルを扱えるようにした。すなわち、

- (a) モデル1：中央の柱に置換 (1)
- (b) モデル2：中央と両側の3本の柱に置換
- (c) モデル3：剛体とバネによる
- (d) モデル4：材端に鉛直バネを設ける
- (e) モデル5：トラスに置換する (3)

以下(a),(b)を具体的に示す。(c)～(e)は、一応モデル化は行なったが、厳密には、問題もあるので、簡単に説明する。

(a) モデル1 - 中央の柱に置換 -

中央の柱に置換しビームモデルを用いる方法(図4.2.4(a))では、ビームモデルの種類(剛性行列の評価方法)によりさらに分類されるが、仮想対称部材による塑性回転バネモデルでは、

$$\begin{aligned} \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} &= \left(\begin{bmatrix} fs_1 & -fe & & \\ & -fe & fs_2 & -fe \\ & & & \\ & & & \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} g & g \\ g & g \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (4.8) \\ &= \begin{bmatrix} K_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

ここに、 fs_1 , fs_2 : 仮想対称材の柔性 (弾性時 = $h / 2 E I$)

$fe = h / 6 E I$

g : せん断柔性 (弾性時 $\alpha / G A_w h$)

h : 壁の全せい

と定式化される。

柔性分布を仮定するモデルとして、例えば曲率分布を直線と仮定して、仮想対称材による剛性評価を前提に定式化すると、

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} fs_1/2 + fs_2/6 & -(fs_1 + fs_2)/6 \\ -(fs_1 + fs_2)/6 & fs_1/6 + fs_2/2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} g & g \\ g & g \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

となる。これなど、用いられた例はないが、容易な定式化で済むので、十分適用可能と思われる。また、モーメント分布に曲率分布が比例すると仮定して、モーメント分布を数値積分して柔性マトリクスを求める方法も考えられなくはない。いずれにしても、復元力モデルで対称モーメント受ける仮想部材のモーメントと回転角の関係を用いる仮定がある。

いずれの方法でも、通常、軸方向剛性との相互作用は考慮せず、(新たな問題を含むため) 曲げと独立に加える。

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} K_m & 0 \\ & 0 \end{bmatrix} \\ 0 \quad 0 \quad a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \delta \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

$$= \begin{bmatrix} K \\ \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \delta \end{bmatrix}$$

上下のはりを剛として、4隅の節点の鉛直変位に変換するには、図4.2.3の記号にしたがい、

$$\begin{bmatrix} P_{y1} \\ P_{y2} \\ P_{y3} \\ P_{y4} \\ P_{x1} \\ P_{x2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K \end{bmatrix} \begin{bmatrix} T^t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \\ x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

ここに、

$$\begin{bmatrix} T^t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1/\ell & 1/\ell & 0 & 0 & 1/h & -1/h \\ 0 & 0 & 1/\ell & -1/\ell & 1/h & -1/h \\ 1/2 & 1/2 & -1/2 & -1/2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

上下の剛域を考慮する場合は、ビームモデルで用いた変換を同様に行なえばよい。このモデルでは、軸方向力に対する性質を中央の柱で代表するが故に、必然的に、壁側柱位置での軸方向の変形は、塑性域でも圧縮側と引張側がほとんど同じになる。

[2]章に示した実大7層試験体の加力実験、あるいは、[3]章に示した耐震壁の実験によれば、曲げ降伏型の壁の（曲げ）塑性変形は、主に引張側の（柱の）びにより生じ、それに比べ圧縮側の軸方向変形ははるかに小さいことが明らかにされている。また、この変形により生じる境界ばり、直交ばりの応力は、かなり大きいと推定されている。このモデルでも、直交ばり、境界ばりが壁の圧縮側と引張側に均等にある場合は、変形のレベルを考慮した剛性の与え方等によって概ね等価な評価も可能ではあるが、境界ばりの塑性率等部材の応答は厳密には評価できない。壁が端部のスパンにあるなど、境界ばり、直交ばりの影響が方向によって一様でない場合は、かなり異なる。

また、将来的な課題として、立体的な構造物を対象にして、直交して配置された壁を含む建物の解析が重要になると予想される。壁フレーム構造を一方向の設計を対象にする場合、壁に連なる直交方向の壁（直交壁）は、終局型の設計法にとっ

て困難な問題を持ち込むことになる。すなわち、壁に入力する可能なせん断力は、平面内での変形（応答）を考える限り、計算上はかなり高くなり、多くの場合、せん断設計はかなり困難になる。しかし、L型配置の場合は、捩れを含む変形も考えれば、そう高くないことも予想され、これは、計算量に制約がなければ、実際に応答解析をやって解決する価値のある問題だと思われる。その際に、壁が直交する部分での鉛直変位の適合条件が問題になり、これは壁の軸方向の変形（圧縮側と引張側の違い）を適切に表現したモデル化でないと、正しい評価は得られないことも考えられる。

耐震壁の曲げによる軸方向変形の圧縮側と引張側の違いを表現しうることを意図して、以下の(b)～(e)のモデル化を試みた。

(b) モデル2 - 3本の柱に変換 -

図4.2.4 (b) に示すように、中央のビームモデルと両側の柱に置換して、曲げ変形が3本の柱の軸方向変形により生じるモデル化を試みた。後述する解析では、特に断わらない限りこのモデルを用いている。

両側の部材は、側柱と等価な軸方向剛性をもち、両端ピンとする。中央の柱は、壁パネル部分と等価に軸方向、曲げ、せん断剛性をもつビームモデルであり、柱脚でのみヒンジを生ずるものとする。

軸方向剛性は、引張側では、軸力が0、及び鉄筋の降伏耐力で低下させるが、圧縮側では弾性とする。したがって耐震壁の曲げ変形は、実験で観察されるように、引張側ののびにより生じ、圧縮側に近い位置を中立軸とする回転になる。両側の柱は、軸方向剛性のみを通常の柱と同様に、また中央の柱は、モデル1と同様にして全体剛性に組み込む。変換も含め定式化は、これまでの組み合わせにより可能であるので省略する。

このモデルでは、弾性時の逆対称剛性がパネル部分のみ剛性であり、平面保持

仮定によるものより低めになる。またパネル柱脚のヒンジに与える性質（モデル上のもので、弾性時では曲げ降伏に対して必要）に任意性がある。

(c) モデル3 - 剛体とバネに置換 -

図4.2.4 (c) に示すように、上下のはりを2つの剛体とし、これを軸方向及びせん断のバネで連結する。このモデルで、平面保持の仮定（モデル1 (a)）の場合と等価な曲げ、及び軸方向剛性を与えるには、まず、3本の軸方向のバネを等価な軸方向剛性とする（面積合計を合わせる）が、純曲げに対する剛性を等価なものとするため、両端のバネにこれのみで曲げ剛性が等しくなるような軸方向剛性を与え、全軸方向剛性に対する残りを中央のバネに与える。せん断バネには、せん断剛性にさらに、等価な曲げ剛性（柔性）を考慮して、逆対称曲げに対する剛性を等価なものとする。

このモデル化は、単純明快であり、逆対称曲げによる変形はせん断変形とみなせば、実際の壁の挙動にもよく対応したものと考えられるが、以上の等価な置換が成立するのは、せん断バネの位置が中央高さにある場合に限られることに注意する必要がある。弾塑性解析の場合、曲げモーメント（この場合軸方向力）、せん断力に対する剛性低下の判定をする必要があるが、せん断力に対しては、耐震壁に作用するせん断力が判定条件になるので一応問題ない（剛性はいわゆるせん断剛性とは異なり、変形の適合条件は異なるが）。しかし、曲げモーメントに関しては、このせん断バネ位置（高さ）での曲げ耐力で判定することになる。通常曲げ降伏は壁脚で起こるので、壁脚位置にせん断バネを設け、これを回避する方法もある。

(d) モデル4 - 材端鉛直バネ -

塑性回転バネモデルと同様の考え方で、さらにこれに非線形の軸方向変形の違いを考慮する方法として、材端に鉛直バネを設ける方法（図4.2.4 (d)）が考えられる。このモデルは、耐震壁の変形の挙動にかなりよく対応していると思われるが、不釣り合い力を厳密に処理するためには、あと4自由度増やす必要がある。

表4.2.1 にモデル(a) ～(d) の剛性の与え方を整理した。

(e) モデル5 —トラス置換—

弾性解析と同様に、パネル部分を等価なトラスに置き換えるモデル化も考えられる。本研究では、特に検討の対象とはしなかったが、このモデル化は、構成要素に適切な等価剛性、耐力、復元力特性を与えることができれば、耐震壁のせん断抵抗機構に近く、有力なモデル化であるといえる。

4.2.3 直交ばりのモデル化

壁の引張側の側柱は、曲げ変形により大幅にのび、壁とはりを接続する節点の変位が大きいのに対し、フレーム部分の同位置の節点の変位はそれ程ではない。並列するフレームは、水平変位を共通として連成するが、この鉛直方向の変位の違いから、引張側柱ののびを拘束する直交ばりの影響を考慮する必要がある。そこで、節点の鉛直変位をフレームごとに独立とはせず、直交ばりとしての鉛直方向の非線形バネをもつモデルで、各フレームの節点を結ぶこととする(図4.2.5)。

本解析プログラムの剛性マトリクスの形式では、このような直交ばりを導入することは、計算量の増大には繋がらない(4.3.2 参照)。

4.2.4 基礎のモデル化

本研究では、大部分基礎を固定として行なったが、基礎の節点に回転及び鉛直の非線形バネを設定しうるようにした。

4. 3 復元力特性のモデル化

構造物の変形とその復元力の関係を復元力特性と呼ぶが、構造物の解析においては、その最小単位（たとえば、材料、断面、部材、建物の各層、あるいは建物全体など）に関する復元力特性をモデル化する。本解析で用いるのは、断面又は部材の復元力特性であり、これらの繰り返し加力等あらゆる変位履歴での特性は、通常、部材実験等から経験的に理想化された簡素なモデルによって定められる。解析プログラムでは、これまでの解析によく用いられたモデルも含め、次に示したモデルが、それぞれの、部材に対して選択しうるようにしてある。

- (1) Elastic Model
- (2) Degrading Bi-linear Model [Nielsen and Imbeault, 1970]
- (3) Clough Degrading Stiffness Model [Clough and Johnston, 1966]
- (4) Tri-linear Elastic Model
- (5) Tri-linear Origin-oriented Model [志賀、1968]
- (6) Degrading Tri-linear Model [深田、青山、1969]
- (7) Takeda Model [Takeda, Sozen and Nielsen, 1970]
- (8) Takeda-slip Model [(I), (II)]
- (9) Axial Stiffness Model
- (10) Shear Failure Model

(1) ~ (7) のプログラム化にあたっては、非線形 1 自由度系地震応答解析プログラム < S D F > [Otani、1981] を参照した。以下、本解析で新たに作成し、また後述する解析で主に用いた(8), (9), (10)について述べる。

4.3.1 Takeda-slipモデル

鉄筋コンクリート部材実験に於いて観察される復元力特性を詳細にモデル化し、比較的实验と一致すると評価されているモデルに、Takeda Model (上記(7)) があ

る。江戸、武田 [1977] は、これにスリップ性状をとり入れたモデルも示し、これを用いて応答解析を行なっている。これらを参考に Takeda Model にスリップ性状を採り入れて新たなモデル化を試みた。プログラムリスト等詳しい説明は、他にある [塩原、1982]。

Takeda Model の特徴は、以下のように要約できる。

- (1) ひび割れ点、降伏点を折れ線とする Tri-linear の back born curve を有する。
- (2) 大振幅繰返し後の小振幅繰返し加力時にはすぐ外側の履歴ループのピーク点を指向する。
- (3) 除荷時剛性 K_r は最大変形値 D_m の関数として次式により低下させる。

$$K_r = (F_c + F_y) / (D_c + D_y) \cdot (D_m / D_y)^{-a} \quad (4.12)$$

ここに、 (D_c, F_c) : ひびわれ点

(D_y, F_y) : 降伏点

D_m : 最大変形点 ($> D_y$)

a : 除荷時剛性低下指数 (^ はべき乗を示す)

さらに、中小振幅における除荷時剛性を、 K_r から低下させるパラメーターも設定されている。

実大7層試験体の加力実験に先立ち行なった、1/2 スケールのはり柱接合部の予備実験によれば、スラブのついたはりでは、耐力の高いスラブ引張り側で著しいスリップ性状を示すことが明らかになった ([2] 章)。これは、引張降伏したスラブ側の鉄筋が、逆方向の載荷時に圧縮力を負担して、スラブ側のひびわれが閉じる前に下端筋が降伏し、その後に、コンクリートが圧縮力を負担して剛性を回復するためである、と思われる。

本解析では、はりに対してこの性状をとり入れるため、Takeda Model 及び Slip

Modelを参考に、新たなルールにもとづくモデルを作成した。モデル(I)は、スラブ付きのはりのように、耐力の高い側でのみスリップが起こるルールであり、モデル(II)は、両側の載荷時にスリップが起こるルールである。モデル(II)は、モデル(I)のスリップの条件判定を一部変更しただけである。スリップの程度は次の様に決める。

- (4) スリップ剛性 K_s は最大変形点(D_m, F_m)に向かう側に対し、スリップ開始点($D_0, 0$)の関数として次式により低下させる。

$$K_s = F_m / (D_m - D_0) \cdot (D_m / (D_m - D_0))^{-\gamma} \quad (4.13)$$

ここに、 γ : スリップ剛性低下指数

γ は、1.0をほぼ基準に考えることができ、それより大きいとスリップの程度が大きく、小さい場合はスリップの程度が小さく、0にするとスリップのないモデルとなる。

- (5) スリップ回転後の剛性 K_p は、最大変形点(D_m, F_m)と原点を結ぶ剛性に対し、次式により、増減する。

$$K_p = (F_m / D_m) \eta + (F_m / (D_m - D_0)) (1 - \eta) \quad (0 \leq \eta \leq 1)$$

$$K_p = (F_m / D_m) 1/\eta + K_s (1 - 1/\eta) \quad (1 < \eta)$$

(4.14)

ここに、 η : スリップ回復剛性増減係数

η も、1.0を基準と考えることができ、この場合、原点と最大点を結んで一義的に決まる直線で剛性を回復する。 $\eta = 0$ とするとスリップのないモデルとなり、 $\eta = \infty$ とすると、除荷時剛性に沿って剛性を回復する最も激しいスリップを起こす

モデルになる。

このTakeda-Slip Model は、小振幅でのルールは、原Takeda Modelをやや簡略化しているが、他は同様のルールにもとづいている。図4.3.1 にルールの概略を示す。

4.3.2 Axial Stiffnessモデル

耐震壁モデルの両側及び中央の柱の軸方向変形に対する復元力特性は、参考になる実験等も少なく、明らかにされていないが、耐震壁の予備実験 [平石、1980] において測定された鉛直変位、及び、断面の力学性状を考慮して次の様にモデル化した。

(1) 圧縮側で K_c 、引張り側で K_t の剛性を持ち、引張り側では降伏点 (D_{yt} , F_y) で、剛性が低下するback bone curve を有する。圧縮側は弾性、鉛直荷重による軸力は初期値として考慮し、この点から解析を開始する。引張り側の降伏点は鉄筋の降伏レベルとする。

(2) 繰返しの基準点として、圧縮側に、引張り側と同じ降伏レベルとなる点 (D_{yc} , F_y) を弾性線上に設定し、引張り側からはこの点に戻るDegrading Bi-linear Model とする。すなわち、引張降伏以前では、除荷剛性 K_r は、

$$K_r = K_c$$

とし、引張降伏後は、最大変形点 (D_m , F_m) の関数として

$$K_r = K_c (D_m / D_{yt})^{-a} \quad (4.15)$$

ここに、 a : 除荷時剛性低下指数

として低下させる。この除荷剛性で最大変形点から F_y だけ低いレベルまで除荷し、

その後 (Dyc, -Fy) に向かう。

以上がこのルールの基本形であるが、圧縮側の剛性回復点 (Dyc, -Fy) において、低い剛性からかなり高い剛性に急激に移行するため、いわゆる over shooting による大きな不釣合力が生じて、数値計算上問題を起こしやすい。これを避けるため、ここでの剛性回復を段階的にする。すなわち、

(3) (Dyc, Fy) より手前に剛性回復点 (Dp, Fp) を、次式により設定し、この点から、(2 Dyc, -2 Fy) にむかって剛性を回復する。

$$D_p = D_{yc} + \beta (D_x - D_{yc}) \quad (4.16)$$

ここに、Dx : 除荷剛性変化点 (Fm-Fy) の変位

図4.3.2 にこのモデルの履歴ルールを示す。

[3] 章の実験でもみられたように、鉄筋量 (縦筋) が多い場合は、軸方向変形の剛性回復点は、圧縮力レベルの高い位置になり、履歴面積が大きくなる。このモデルでは、履歴面積が鉄筋量に対応し、鉄筋量に応じて履歴吸収エネルギーを与えることを意図している。

4.3.3 Shear Failureモデル

耐震壁がせん断破壊すると著しく耐力が低下する。これは、繰返しによる耐力低下とは異なり、変形の増加にともなって起こる、すなわち、負勾配をもつ復元力となる、ことが多い。負勾配をもつ復元力モデルを設定し、これを耐震壁のせん断バネに用いて、耐震壁のせん断破壊を解析的に再現することを試みた。負勾配に対する解析手法の試みに重点を置き、復元力特性のモデル化は必ずしも実情とは対応しない、簡単なものとした。

図4.3.3 に示すように、Shear Failureモデルは、Quadri-linear なback bone curve をもち、3 番目の剛性が負勾配になる。第1、第2折点がせん断ひびわれ、せん断破壊点に相当し、負勾配後は側柱の耐力に相当する耐力を維持するものとしてモデル化した（[3]章の実験参照）。側柱も含むせん断破壊が起こる場合は、この耐力はかなり低いものとなる。

繰返しのルールは、原点指向型 [志賀、1968] にしたがうものとした。

負勾配をもつ部材を含む構造物の解析は、変位計算では、図4.3.3 中に示したように、正の（微小な）部材剛性を仮定し、これにより生じる不釣り合い力を、次の計算ステップで解除する手法としている（4.4.3 参照）。

4. 4 数値計算法

4.4.1 静的・擬似動的・動的解析手法

構造物の弾塑性解析は、荷重の形式により、通常は、静的な解析あるいは動的な解析に分類されるが、本研究では、特に実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析を対象としたことから、

- (a) 静的な外力に対する荷重増分解析
- (b) 等価1自由度系の応答計算にもとづく擬似動的解析
- (c) 全自由度の支配振動方程式を直接積分する多自由度系の地震応答解析

の3種に分類する。(2)の擬似動的加力実験及びこれを模擬した解析には、必ずしも外力分布を固定しない方法もあるが、本研究では、等価1自由度系の擬似動的解析に限って単に擬似動的解析と呼ぶことにする。また、(3)を単に動的解析と呼んで、多自由度系の地震応答解析を意味して、擬似動的解析と区別する。すなわち、

- (a) 静的解析 [ST] : 外力分布一定の荷重漸増解析
- (b) 擬似動的解析 [SPD] : 外力分布一定の地震応答解析
- (c) 動的解析 [MD] : 外力分布が変動する地震応答解析

として区別する。それぞれ解析手法が異なり、さらにそれぞれにいくつかの数値計算法があるが、以下、本解析プログラムで用いた数値計算法を示す。

(a) 静的解析 :

外力の分布を仮定して行なう静的な荷重増分解析は、通常微小な外力増分を与え、瞬間剛性を用いてそれに対する変位増分を計算するという形式で行なわれることが多いが、

4. 4 数値計算法

4.4.1 静的・擬似動的・動的解析手法

構造物の弾塑性解析は、荷重の形式により、通常は、静的な解析あるいは動的な解析に分類されるが、本研究では、特に実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析を対象としたことから、

- (a) 静的な外力に対する荷重増分解析
- (b) 等価1自由度系の応答計算にもとづく擬似動的解析
- (c) 全自由度の支配振動方程式を直接積分する多自由度系の地震応答解析

の3種に分類する。(2)の擬似動的加力実験及びこれを模擬した解析には、必ずしも外力分布を固定しない方法もあるが、本研究では、等価1自由度系の擬似動的解析に限って単に擬似動的解析と呼ぶことにする。また、(3)を単に動的解析と呼んで、多自由度系の地震応答解析を意味して、擬似動的解析と区別する。すなわち、

- (a) 静的解析 [ST] : 外力分布一定の荷重漸増解析
- (b) 擬似動的解析 [SPD] : 外力分布一定の地震応答解析
- (c) 動的解析 [MD] : 外力分布が変動する地震応答解析

として区別する。それぞれ解析手法が異なり、さらにそれぞれにいくつかの数値計算法があるが、以下、本解析プログラムで用いた数値計算法を示す。

(a) 静的解析 :

外力の分布を仮定して行なう静的な荷重増分解析は、通常微小な外力増分を与え、瞬間剛性を用いてそれに対する変位増分を計算するという形式で行なわれることが多いが、

- ・繰返しは目標とする変位で制御されることが多いこと
- ・構造物の剛性低下に対してはむしろ変位増分の方が与えやすいこと
- ・擬似動的解析との共通性をもたせること

等を考慮して、最上階の目標変位増分を与え、それが得られる荷重係数を計算するという解析手法を用いた。

すなわち、ある荷重ステップでの瞬間剛性を用いて、単位荷重係数に対する変位（全自由度）を計算しておく。単位荷重係数に対する最上階変位から、次のステップの与えられた最上階の目標変位増分が得られる荷重係数増分を求める。それに対する変位増分は、単位荷重時の変位と荷重係数増分から比例的に計算する。この変位から部材力、剛性を評価し、剛性が増化するステップでは単位荷重に対する変位を計算しなおす。復元力モデルの剛性変化点での不釣り合い（いわゆる over-shooting）は、次のステップで解除する。

i ステップから、 $(i+1)$ ステップへの計算過程を具体的に示すと、

(1) 変位の計算（ $(i-1)$ ステップから i ステップで剛性が増変した場合のみ）：

(1-1) 単位荷重 $\{f^\circ\}$ による変位 $\{x^\circ\}$ の計算：

$$\{x^\circ\} = ([K]_i)^{-1} \{f^\circ\}$$

(1-2) i ステップでの不釣り合い $\{f^\wedge\}_i$ による変位 $\{x^\wedge\}_i$ の計算：

$$\{x^\wedge\}_i = ([K]_i)^{-1} \{f^\wedge\}_i$$

ここに、

$[K]_i$: i ステップでの瞬間剛性マトリクス

$\{f^\wedge\}_i$: $(i-1)$ ステップから i ステップでの剛性変化に伴う

静的釣り合い力（外力）と部材力（内力）の不釣り合い

(2) 最上階の目標変位増分 $\Delta x_{r_{i+1}}$ を与える。

(3) 最上階で目標変位増分が得られる荷重係数増分 $\Delta \lambda_{i+1}$ の計算：

$$\Delta \lambda_{i+1} = (\Delta x_{r_{i+1}} - x_{r_i} \text{ '}) / x_{r^{\circ}}$$

$x_{r_i} \text{ '}$: i ステップでの不釣合力による最上階変位

$x_{r^{\circ}}$: 単位荷重に対する最上階変位

(不釣合力を解除 (作用させる) ことを前提に目標変位を計算する)

(4) 変位増分 $\{\Delta x\}_{i+1}$ の計算：

$$\{\Delta x\}_{i+1} = \Delta \lambda_{i+1} \{x^{\circ}\} + \{x \text{ '}\}_i$$

(不釣合力による変位を加えることにより解除したことになる)

(5) 部材力、部材剛性の評価及び不釣合力の計算：

変位増分から部材力増分を算出し、復元力モデルのルールにもとづいて、剛性、部材力、不釣合力を計算する。

剛性が変化すれば(1)へ、変化しなければ(2)に戻って繰り返す。

単位荷重は外力の分布を表わすものであればよい。実際の外力はこれに荷重係数をかけたものとなる。(4)で荷重係数による変位とは別に、前ステップでの不釣合力による変位を加えているので、不釣合力を解除したことになる。(2)で与える変位増分は骨組の剛性、計算の速度、精度等を考慮して適当な増分を任意に与える。骨組の剛性低下に応じて増大させる等の工夫が必要になるのは、荷重増分法と同じであるが、剛性の急激な低下あるいは後述する負勾配に適用でき、むしろ、一般的である。

(b) 擬似動的解析：

日米共同研究の実大7層試験体の擬似動的加力実験 (Pseudo Dynamic Test) は、各層の外力を逆三角形分布とし、解析により得られた一定の変位モードを仮定して縮約した1質点系の応答計算に基づいて、最上階の変位を制御する等価1自由度系擬似動的加力実験 (Equivalent Single-Degree-of-Freedom Pseudo-Dynamic Earthquake Response Test) という方法で行なわれた。この手法は、定式化を含め、[2]章に示した。これをそのまま模擬した解析手法を以下に示す。以下の方法では、実験と同様、減衰はないものと仮定している。

等価1自由度系擬似動的加力実験は、1次モードが卓越するとして地震時の建物の応答性状を大略把握しうるものであるが、いわゆる高次モードの影響は当然のことながら入らない。多自由度系の振動方程式を用意して、各層の外力分布を変動させて加力する多自由度系の擬似動的加力実験も可能であり、この場合は高次モードの影響も考慮される。これを模擬した解析 (多自由度系擬似動的解析) は次項に示す動的解析と数値積分の手法が異なるだけで、本質的には動的解析と変わらないと考えてよい。したがって、単に擬似動的解析という場合は、等価1自由度系の擬似動的解析を意味することにする。

等価1自由度系擬似動的解析は、前項に示した静的解析と、中央差分法による1自由度系の応答解析を組み合わせれば可能である。すなわち、静的解析の(2)で与えた最上階の目標変位増分を縮約運動方程式から算出して決定すればよい。具体的には ([2]章参照)、

(2) 最上階の目標変位増分 $\Delta x_{r_{i+1}}$ を縮約運動方程式により決定する：

$$\Delta x_{r_{i+1}} = \Delta x_{r_i} - (\Delta t^2 / m e) f e_i - (\beta \Delta t^2) \ddot{y}_{0_i}$$

ここに、

- Δt : 時間刻み
 m_e : 換算質量 ($= \{u\}^t [m] \{u\}$)
 f_{e_i} : 換算静的釣合力 ($= \{u\}^t \{f^\circ\} \lambda_i$)
 β : 刺激係数 ($= \{u\}^t [m] \{e\} / m_e$)
 \ddot{y}_{o_i} : 入力加速度
 $\{u\}$: 仮定した変位モード (最上階 1.0)
 $\{f^\circ\}$: 仮定した外力分布を表わす単位荷重 (最上階 1.0)
 $[m]$: 質量マトリクス
 λ_i : 荷重係数

として、静的解析の(1)～(5)を同様に繰り返せばよい。

(c) 動的解析:

多自由度系の支配振動方程式をある時間刻みで直接数値積分して入力する地震波に対する時刻歴応答を計算する方法は、通常の微分方程式(いわゆるルンゲ・クッタ法その他、高次の予測子、修正子による反復解法など)とは別に、その問題の特性(2階の常微分方程式)を利用した特殊解法が用いられる。これらには、いくつかの方法が提案され、用いられた時期(1960年代)があった。

滝沢[1973]は、これらの解法を整理して比較し、かなりの自由度を有する複雑な構造物を時間刻みをある程度大きくしたままで解析するためには、数値解法が時間刻みと構造物の自由度にかかわらず、無条件に安定な解法であることが重要である、と指摘した。最近では、理論的に安定であることが保証されている次の2種の解法のどちらかが用いられていることが多い。すなわち、

(c1) Newmarkの β 法 [1959]

(c2) Wilsonの θ 法 [1973]

と呼ばれる方法である。解析プログラムでは、このいずれの解法も可能であるよう

にしてあるが、[5]章以下の動的解析例では Wilson の θ 法を用いた。以下、それぞれの方法の増分形式による定式化、解法を示す。

(c1) Newmarkの β 法 :

多自由度系の支配振動方程式を、 $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ において、増分形式で、

$$\begin{aligned} [m]\{\ddot{x}\}_{i+1} + [C]_i\{\dot{x}\}_{i+1} + [K]_i\{\Delta x\}_{i+1} + \{f s\}_i &= -[m]\{e\}\ddot{y}_{0\ i+1} \\ &= \{f\}_{i+1} \end{aligned} \quad (4.17)$$

とあらわす。ここに、

- [m] : 質量マトリクス
- [C]_i : 減衰マトリクス (i ステップの瞬間)
- [K]_i : 剛性マトリクス (i ステップの瞬間)
- { \ddot{x} }_{i+1} : 加速度ベクトル (i+1 ステップ)
- { \dot{x} }_{i+1} : 速度ベクトル (i+1 ステップ)
- { Δx }_{i+1} : 変位増分ベクトル
- {f s}_i : 静的釣り合い力ベクトル
- $\ddot{y}_{0\ i+1}$: 入力加速度

β 法 (原論文での $\gamma = 1/2$ の場合、通常これ以外用いられない) では、時間刻み内での加速度の変化の状態に自由度を与え、次の近似式を仮定する。

$$\begin{aligned} \{\dot{x}\}_{i+1} &= \{\dot{x}\}_i + \Delta t (\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_{i+1}) / 2 \\ \{\Delta x\}_{i+1} &= \Delta t \{\dot{x}\}_i + (\Delta t)^2 [(1/2 - \beta)\{\ddot{x}\}_i + \beta\{\ddot{x}\}_{i+1}] \end{aligned} \quad (4.18)$$

(4.17)、(4.18)式を連立させて解くことにより、i ステップでの既知量から

(i+1) ステップでの未知量 (変位、速度、加速度) が求まる。

具体的には、(4.18) 式を、

$$\begin{aligned} \{\ddot{x}\}_{i+1} &= a_0 \{\Delta x\}_{i+1} - a_2 \{\dot{x}\}_i - a_3 \{\ddot{x}\}_i \\ &= a_0 \{\Delta x\}_{i+1} - \{x_m\}_i \end{aligned} \quad (4.19)$$

$$\begin{aligned} \{\dot{x}\}_{i+1} &= a_1 \{\Delta x\}_{i+1} - a_3 \{\dot{x}\}_i - a_4 \{\ddot{x}\}_i \\ &= a_1 \{\Delta x\}_{i+1} - \{x_c\}_i \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} a_0 &= 1 / (\beta \Delta t^2) \\ a_1 &= 1 / (2\beta \Delta t) \\ a_2 &= 1 / (\beta \Delta t) \\ a_3 &= 1 / (2\beta) - 1 \\ a_4 &= [1 / (4\beta) - 1] \Delta t^2 \end{aligned}$$

と表わし、これを (4.17) 式に代入すると、

$$[K']_i \{\Delta x\}_{i+1} = \{\Delta f'\}_{i+1} \quad (4.20)$$

$$[K']_i = a_0 [m] + a_1 [C]_i + [K]_i$$

: 擬似剛性マトリクス

$$\{\Delta f'\}_{i+1} = \{f\}_{i+1} - \{f_s\}_i + [m] \{x_m\}_i + [C]_i \{x_c\}_i$$

: 擬似外力増分

したがって、

$$\{\Delta x\}_{i+1} = ([K']_i)^{-1} \{\Delta f'\}_{i+1} \quad (4.21)$$

により変位増分を計算し、

$$\begin{aligned} \{x\}_{i+1} &= \{x\}_i + \{\Delta x\}_i^{i+1} \\ \{f s\}_{i+1} &= \{f s\}_i + [K]_i \{\Delta x\}_i^{i+1} \end{aligned}$$

とすれば、(i+1)ステップの変位及び静的釣合力の応答が求まる。また、(4.19)式により、 $\{x\}_{i+1}$ 、 $\{f s\}_{i+1}$ を求めて、(i+1)ステップでの未知数は、すべて計算される。このようにして計算される(i+1)ステップの静的釣合力 $\{f s\}_{i+1}$ は、剛性変化が生じる場合は、一般に復元力モデルから決められる部材力には釣り合わない。本研究の解析手法では、剛性変化があった場合は、これを修正する形で(i+1)~(i+2)ステップの計算で解除する(釣合いを保つように等価節点力を加える)方法を採用している(β 法の整理(6)、参照)。

以上は、減衰マトリクスが一般的に表現された形式 (General Type Damping Matrix) でも計算しうる定式化 (Cloughの方法) であるが、減衰が次式で表わされる (Homogeneous Rayleigh Type Damping) 場合は、さらに、計算を能率化することが可能である (Wilsonの方法)。すなわち、減衰マトリクスが

$$[C]_i = \varepsilon_m [m] + \varepsilon_k [K]_i$$

ここに、

ε_m : 緩和時間 (relaxation time) の逆数

ε_k : 遅延時間 (retardation time)

とあらわされる場合、

$$[K']_i = (a_0 + \varepsilon_m a_1) [m] + (1 + \varepsilon_k a_1) [K]_i \quad (4.22)$$

$$\{\Delta f'\}_i^{i+1} = \{f\}_{i+1} - \{f s\}_i + [m] (\{x_m\}_i + \varepsilon_m \{x_c\}_i) + \varepsilon_k [K]_i \{x_c\}_i$$

となる。ここで、さらに、擬似剛性行列

$$[K'']_i = [K]_i + a_5 [m]$$

$$a_5 = (a_0 + \varepsilon_m a_1) / (1 + \varepsilon_k a_1)$$

を導入することにより、 $[K']_i$ から $[m]$ の項が消去され (4.20) 式は、

$$[K'']_i \{\Delta x'\}_{i+1} = \{\Delta f''\}_{i+1}$$

$$\{\Delta x'\}_{i+1} = (1 + \varepsilon_k a_1) \{\Delta x\}_{i+1} - \varepsilon_k \{x c\}_i$$

$$\begin{aligned} \{\Delta f''\}_{i+1} &= \{f\}_{i+1} - \{f s\}_i + [m] [\{x m\}_i + a_6 \{x c\}_i] \\ &= \{f\}_{i+1} - \{f s\}_i + [m] (a_7 \{\dot{x}\}_i + a_8 \{\ddot{x}\}_{i+1}) \end{aligned}$$

ここに、

$$a_6 = \varepsilon_m - \varepsilon_k a_5$$

$$a_7 = a_2 + a_6 (1 + a_3)$$

$$a_8 = 1 + a_3 + a_6 a_4$$

となり、(4.21) 式あるいは (4.22) 式の $\{\Delta f''\}_{i+1}$ の評価におけるベクトルとマトリクスの掛け算がなくなる。 $[m]$ は、通常対角項のみなので、これとベクトルの演算は問題にならない。 β 法では、 $\beta \geq 1/4$ の場合、無条件に安定であることが理論的に保証（上述の漸化式の係数行列の固有値の絶対値が全て 1.0 以下になる）されており、通常、 $\beta = 1/4$ として解析する。この場合を、特に定加速度法 (Constant Averaging Acceleration Method) と呼ぶ。

β 法の整理：

不釣合力の解除を含めて、 β 法 (Rayleigh Damping、Wilsonの方法) による数値解法の手順を整理すると、

(1) 擬似剛性行列への変換 :

$$[K'']_i = [K]_i + b_1 [m]$$

(2) 擬似増分外力ベクトルの計算 :

$$\{\Delta f''\}_{i+1} = -[m]\{e\}\ddot{y}_{0, i+1} - \{f s\}_i + [m](b_2 \{\dot{x}\}_i + b_3 \{\ddot{x}\}_i)$$

(3) 擬似増分変位ベクトルの計算 :

$$\{\Delta x'\}_{i+1} = ([K]_i)^{-1} \{\Delta f''\}_{i+1}$$

(4) 真の増分変位ベクトルの変換 :

$$\{\Delta x\}_{i+1} = b_4 \{\Delta x'\}_{i+1} + b_5 \{\dot{x}\}_i + b_6 \{\ddot{x}\}_i$$

(5) 変位、速度、加速度ベクトルの計算 :

$$\{x\}_{i+1} = \{x\}_i + \{\Delta x\}_{i+1}$$

$$\{\dot{x}\}_{i+1} = b_7 \{\Delta x\}_{i+1} + b_8 \{\dot{x}\}_i + b_9 \{\ddot{x}\}_i$$

$$\{\ddot{x}\}_{i+1} = b_{10} \{\Delta x\}_{i+1} + b_{11} \{\dot{x}\}_i + b_{12} \{\ddot{x}\}_i$$

$$\{f s\}_{i+1} = \{f s\}_i + [K]_i \{\Delta x\}_{i+1}$$

(6) 不釣合力の解除 (剛性変化の場合) :

$$\{f s^*\}_{i+1} = \{f s\}_{i+1} - \{\Delta f su\}_{i+1}$$

ここに、

$\{\Delta f su\}_{i+1}$: 不釣合力ベクトル、すなわち、

$$\{\Delta f su\}_{i+1} = \{f s\}_{i+1} - \{f si\}_{i+1}$$

$\{f si\}_{i+1}$: 復元力モデルによる内力に釣り合う外力

であり、不釣合力を次ステップで解除することは、静的釣り合力を内力に釣り合う外力に置き換えて計算を進める ($\{f s^*\}_{i+1} = \{f si\}_{i+1}$ とする) ことに他ならない (実

際の計算では、上記(6)のように各部材の復元力モデルから計算される不釣合力を等価節点力に変換し、剛性から計算される静的釣合力から引くほうが簡単である)。

数値計算の定数は、(1)~(6)に対して、改めて次のように整理される。

$$\begin{aligned}
 b_1 &= (2/\Delta t + \varepsilon_m) / (2\beta \Delta t + \varepsilon_k) \\
 b_2 &= 1 / (\beta \Delta t) + (\varepsilon_m - \varepsilon_k b_1) / (0.5/\beta - 1) \\
 b_3 &= 0.5/\beta - 1 + (\varepsilon_m - \varepsilon_k b_1)(0.25/\beta - 1) \Delta t \\
 b_4 &= 2\beta \Delta t / (2\beta \Delta t + \varepsilon_k) \\
 b_5 &= \varepsilon_k (0.5/\beta - 1) b_4 \\
 b_6 &= \varepsilon_k (0.25/\beta - 1) \Delta t b_4 \\
 b_7 &= 0.5 / (\beta \Delta t) \\
 b_8 &= 1 - 0.5/\beta \\
 b_9 &= (1 - 0.25/\beta) \Delta t \\
 b_0 &= 1 / \{\beta (\Delta t)^2\} \\
 b_j &= -1 / (\beta \Delta t)
 \end{aligned}$$

(c2) Wilsonの θ 法 :

β 法では、 $\beta = 1/6$ の場合が、いわゆる線形加速度法 (Linear Accerelation Method) にあたり、この方法は、 β 法の $\beta = 1/4$ の場合に比べ、精度はよいが、時間刻みと構造物の周期に依存して、条件付きで安定 ($\Delta t < T/6$ 、 T : 構造物の最も短い周期) である。Wilsonの θ 法は、線形加速度法を、無条件に安定な方法に発展させたものであり、低次のモードは精度よく、高次のモードはみかけ上の周期ののびと減衰効果 (数値減衰) があり、低次のモードの応答が重要になる複雑な構造物を比較的長い時間刻みで解析するのに適した方法である。

θ 法では、 $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ の応答を求めるのに、外挿した仮想時刻 $t_r = t_i + \theta \Delta t = t_i + \Delta t_r$ での運動方程式を満足させ、 $\Delta t_r = \theta \Delta t$ の時間には線形に加速度が変化するとして、時刻 t_{i+1} での変位、速度、加速度を求め

る。時刻 t_τ において振動方程式を

$$[m]\{\ddot{x}\}_\tau + [C]_i \{\dot{x}\}_\tau + [K]_i \{\Delta x\}' + \{f_s\}_i = \{f\}_\tau \quad (4.23)$$

$$\{f\}_\tau = (1 - \theta) \{f\}_i + \theta \{f\}_{i+1}$$

とあらわし、 β 法で $\beta = 1/6$ とおいて、

$$\{\dot{x}\}_\tau = \{\dot{x}\}_i + \Delta t_\tau (\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_\tau) / 2$$

$$\{\Delta x\}' = \Delta t_\tau \{\dot{x}\}_i + \Delta t_\tau^2 (2\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_\tau) / 6 \quad (4.24)$$

(4.23) 式と (4.24) 式から、 β 法と同様の展開で、

$$[K']_i \{\Delta x\}' = \{\Delta f'\}' \quad (\text{Cloughの方法})$$

あるいは、

$$[K'']_i \{\Delta x'\}' = \{\Delta f''\}' \quad (\text{Wilsonの方法})$$

$$\{\Delta x'\}' = b_4 \{\Delta x'\}' + b_5 \{\dot{x}\}_i + b_6 \{\ddot{x}\}_i$$

が得られ、これを解いて、 Δt_τ 間での変位増分 $\{\Delta x\}'$ を求め、さらに、 $t = \tau$ での加速度を

$$\{\ddot{x}\}_\tau = 6 / \Delta t_\tau^2 \{\Delta x\}' - 6 / \Delta t_\tau \{\dot{x}\}_i - 2\{\ddot{x}\}_i$$

により求める。加速度の線形変化の仮定

$$\{\ddot{x}\}_{i+1} = (1 - 1/\theta) \{\ddot{x}\}_i + 1/\theta \{\ddot{x}\}_\tau$$

により、 $t = t_{i+1}$ での加速度を求め、

$$\begin{aligned} \{\dot{x}\}_{i+1} &= \{\dot{x}\}_i + \Delta t (\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_{i+1}) / 2 \\ \{\Delta x\}_{i+1} &= \Delta t \{\dot{x}\}_i + \Delta t^2 (2\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_{i+1}) / 6 \\ \{f s\}_{i+1} &= \{f s\}_i + [K]_i \{\Delta x\}_{i+1} \end{aligned}$$

として、(i+1)ステップの応答を求める。θ法では、 $\theta \geq (1+\sqrt{3})/2 = 1.37$ の範囲で無条件に安定であり、通常、 $\theta = 1.37 \sim 1.40$ が用いられる。

θ法の整理：

θ法 (Rayleigh Damping、Wilsonの方法) による数値解法の手順を整理しておく。

(1) 擬似剛性行列への変換：

$$[K'']_i = [K]_i + c_1 [m]$$

(2) 擬似増分外力ベクトル ($t_i \sim t_{i+1}$) の計算：

$$\begin{aligned} \{\Delta f''\}_i &= -[m]\{e\}\ddot{y}_{0\tau} - \{f s\}_i + [m](c_2 \{\dot{x}\}_i + c_3 \{\ddot{x}\}_i) \\ \ddot{y}_{0\tau} &= (1-\theta) \ddot{y}_{0i} + \theta \ddot{y}_{0i+1} \end{aligned}$$

(3) 擬似増分変位ベクトル ($t_i \sim t_{i+1}$) の計算：

$$\{\Delta x'\}_i = ([K'']_i)^{-1} \{\Delta f''\}_i$$

(4) 加速度ベクトル ($t_{i+1} = t_i + \Delta t$) の計算：

$$\{\ddot{x}\}_{i+1} = c_4 \{\Delta x'\}_i + c_5 \{\dot{x}\}_i + c_6 \{\ddot{x}\}_i$$

(5) 速度、変位、静的釣合力ベクトル ($t_{i+1} = t_i + \Delta t$) の計算：

$$\begin{aligned} \{\dot{x}\}_{i+1} &= \{\dot{x}\}_i + \Delta t (\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_{i+1}) / 2 \\ \{x\}_{i+1} &= \{x\}_i + \Delta t \{\dot{x}\}_i + \Delta t^2 (2\{\ddot{x}\}_i + \{\ddot{x}\}_{i+1}) / 6 \\ \{f s\}_{i+1} &= \{f s\}_i + [K]_i \{\Delta x\}_{i+1} \end{aligned}$$

(6) 不釣合力の解除（剛性変化の場合）：

$$\{f s^*\}_{i+1} = \{f s\}_{i+1} - \{\Delta f su\}_i^{i+1}$$

ここに、

$\{\Delta f su\}_i^{i+1}$ ：不釣合力ベクトル、すなわち、

$$\{\Delta f su\}_i^{i+1} = \{f s\}_{i+1} - \{f si\}_{i+1}$$

$\{f si\}_{i+1}$ ：復元力モデルによる内力に釣合う外力

$$\Delta t_\tau = \theta \Delta t$$

$$c_1 = (2/\Delta t_\tau + \varepsilon_n)/(\Delta t_\tau /3 + \varepsilon_k)$$

$$c_2 = 6/\Delta t_\tau + 2(\varepsilon_n - \varepsilon_k c_1)$$

$$c_3 = 2 + (\varepsilon_n - \varepsilon_k c_1) \Delta t_\tau /2$$

$$c_4 = 6/\{\theta \Delta t_\tau (\Delta t_\tau + 3\varepsilon_k)\}$$

$$c_5 = 2\varepsilon_k c_4 - 6/(\theta \Delta t_\tau)$$

$$c_6 = \varepsilon_k \Delta t_\tau c_4 /2 + 1 - 3/\theta$$

後述する多自由度系の動的解析例では、すべて、 $\theta = 1.40$ 、 $\Delta t = 0.01 \text{ sec.}$ 、
として θ 法を用いている。

4.4.2 連立一次方程式の解法

骨組の弾塑性解析は、静的な解析では、弾性解析と同様、連立一次方程式の解法に帰着し、これを何回も繰り返すことになり、前項で具体的に示したように、動的な応力解析でも、全く同様な問題（広義の増分変位、増分荷重、瞬間剛性に対する解法）に帰着し、剛性が変化するたびに繰り返すことになる。弾塑性解析では、この解法が計算量の大部分を占め、いずれの場合も、実際の建物をそのままモデル化した程度の自由度をもつ骨組になると、現在の電算機でも能率よく計算を進めることが要求される。

建物をモデル化した剛性マトリクスの解法は、その特性を利用して、

- (A) 全フレームの各層単位で水平変位、各節点の自由度をまとめ、全体の剛性マトリクスのバンド幅をせまくする方法
- (B) 水平変位に関する部分を分離して層の剛性行列に変換する方法

の2つに大別できる。(A)の方法は、層変位のみ共通に多数の平面骨組を連成する場合は有利になるが、直交ばりを考慮する(鉛直変位が独立でない)とすると、この利点はなくなる。本解析では、計算時間を比較検討し、(B)の方法を採用し、変形コレスキー法により直接解いている。

本解析で採用している変形コレスキー法(バンドマトリクス法)では、連立一次方程式

$$\{\Delta P\} = [K]\{\Delta x\}$$

を解くのに、

- (1) LU分解 (LU Decomposition) :

$$[K] = [L][D][L]^t$$

[L] : 下三角マトリクス

[D] : 対角マトリクス

[L]^t : 上三角マトリクス

- (2) 後退代入 (Backward Substitution) :

$$\begin{aligned} \{\Delta x\} &= [K]^{-1} \{\Delta P\} \\ &= ([L]^t)^{-1} [D]^{-1} [L]^{-1} \{\Delta P\} \end{aligned}$$

に分けて計算する。

- (2) の計算は、逆マトリクスの演算のように表現されているが、[L]は三角マ

トリクスなので、逆マトリクスとベクトルの演算 ($[L]^{-1} \{\Delta P\}$) は 1 回の後退代入のみで済む。実際の計算量の大部分を占めるのは、(1) の LU 分解である。したがって $[L]$ を記憶しておけば剛性が変化しないステップでは、(2) の後退代入のみ行なえばよいことになる。

さらに LU 分解には、例えば、上の行から開始すると、剛性行列の変化した要素から下の行のみの結果が変わるという性質がある。これを利用して LU 分解は、変化した要素を含む最も上の行から開始する（それより上は記憶してある分解後のマトリクス $[L]$ で置き換える）ことにより、計算を能率化することができる。

連立一次方程式の解法を中心として解析における計算の流れを図 4.4.1 に示す。

4.4.3 負勾配をもつ部材を含む構造物の解析

本研究では、耐震壁のせん断パネの復元力特性に負勾配をもつモデル化を行ない（図 4.3.3）、耐震壁がせん断破壊する可能性も考慮した地震応答解析により、壁フレーム構造の耐震性を評価している（[6] 章）。

負勾配をもつ部材を含む構造物の解析手法は、現在までのところ、確立された方法があるわけではないが、通常、負勾配をそのまま剛性評価にとりいれて扱うことはできない（復元力特性のルールに関連する、部材モデルにおける剛性の分岐と同様な数値計算上の、あるいはモデル化として本質的な問題が起こる）。

増分法における数値計算では、変位の計算では正の剛性を仮定して復元力モデルから決まる内力に仮定した剛性で計算される外力を釣合うようにするという方法がとられる。この方法には、1 計算ステップ内で釣合いを満足するまで繰返す方法と次ステップに不釣合力を解除する方法がある。本解析では、次ステップに不釣合力を等価な外力（節点力）としてあたえて解除する方法を用いている。

はり、柱及び耐震壁モデルの曲げバネ（図4.4.2 (a)）に関しては、復元力モデルの剛性変化点での不釣合い（いわゆる、Over-shooting）を解除する必要があるが、非線形バネ位置の不釣合力を節点モーメントに変換して、等価な節点モーメントと節点力（部材に対するせん断力）として次ステップで解除することにより、時間刻みをかなり大きくしても、釣合いはほとんど厳密に保たれ、計算結果（応答変位等）も変わらない（ただし、剛性変化点の不釣合力の解除でも、精確に行わないと、釣合いが保たれなくなるだけでなく、結果も影響を受ける）。

両端の曲げバネと中間のせん断バネをもつビームモデルの不釣合力の解除に対して、これと同様の方法を用いることには、注意を要する。すなわち、せん断バネも独立の復元力特性をもつ場合は、3つの復元力特性が独立であることから、両端の曲げモーメントとせん断力の間には不適合（不釣合いではない）がoccurする。これは、モデル化に関する本質的な問題であるが、数値計算上の問題を含めて厳密にはいまのところ解決されてはいない。また、曲げ、せん断のバネに対してそれぞれ独立に不釣合力の解除を行なうと、完全に釣合いを満足することにはならなくなる。

本解析では、負勾配によって生じる耐震壁のせん断力の不釣合力は、モーメントとしては上下に1/2 ずつ振り分けて等価な節点力として、次ステップに解除した（図4.4.2 (b)）。後述する解析例では、全体の柱と壁のせん断力（内力と外力）の釣合い、節点でのモーメントの釣合い等は確認しており、この方法による不釣合力は大きくても全せん断力（モーメント）の1%程度以内におさまっている。

4.4.4 時間刻み

[5]章以下に示す、擬似動的加力解析、多自由度系の動的解析では、すべて、時間刻みを0.01 sec.とした。解析手法検討の段階で、それぞれの場合について、さらに小さい時間刻み（0.005 sec. 及び 0.002 sec.）でも同様な結果が得られることを適宜確かめている。

表4.2.1 耐震壁のモデル化における部材剛性

	モデル-1	モデル-2	モデル-3	モデル-4
パネの柔性	$f_{s1} = h/2EI$ $f_{s2} = h/2EI$ $a = h/EA$ $g = k/GAWb$ $f = h/6EI$ (共通)	$f_{s2} = h/2EIW$ $aW = h/EAW$ $g = k/GAWb$ $a_1 = h/EAC$ $a_2 = h/EAC$	$aW = h/EAW$ $g = 4k/GAWb + h/3EI$ $a_1 = b/EAC$ $a_2 = b/EAC$ $* AC = 2IW/L^2$ $AW = AI-2AC$	$g = k/GAWb$ $a_1 = a_5 = hP/EAC$ $a_2 = a_4 = hP/EAC$ $a_3 = a_6$ $* bP =$ 塑性域の長さ
部材剛性マトリックス	$\begin{bmatrix} f_{s1} - f + g & -f + g & 0 \\ f_{s2} - f + g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & a \end{bmatrix}^{-1}$	$\begin{bmatrix} 2f + g & -f + g & 0 \\ f_{s2} - f + g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & a \end{bmatrix}^{-1}$	$\begin{bmatrix} f^{-1} & f^{-1} & 0 \\ f^{-1} & f^{-1} & 0 \\ 0 & 0 & a^{-1} \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 2f + g & -f + g & 0 \\ 2f + g & 0 & 0 \\ 0 & 0 & a \end{bmatrix}^{-1} + \begin{bmatrix} L^2/4(a_1^{-1} + a_2^{-1}) & 0 & L/2(a_2^{-1} - a_1^{-1}) \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & a_1 + a_2 + a_3 & 0 \end{bmatrix}^{-1} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ L^2/4(a_4^{-1} + a_5^{-1}) & L/2(a_4^{-1} - a_5^{-1}) & 0 \\ 0 & a_4 + a_5 + a_6 & 0 \end{bmatrix}^{-1}$

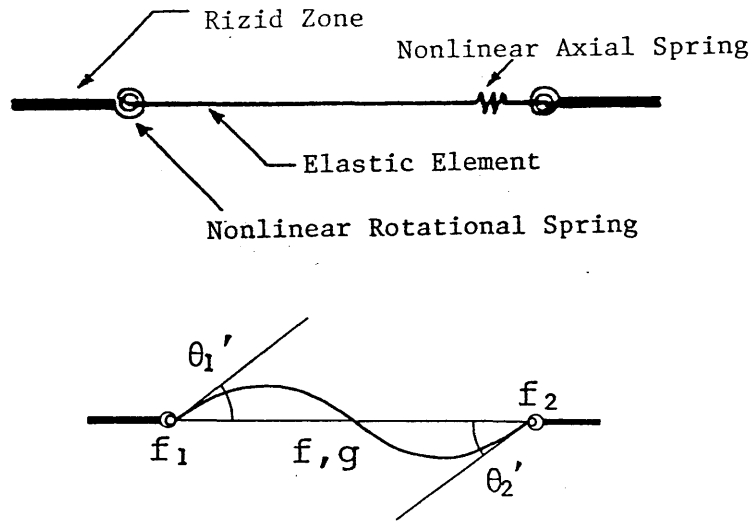


図4.2.1 材端塑性回転バネ法 (One-Component Model)

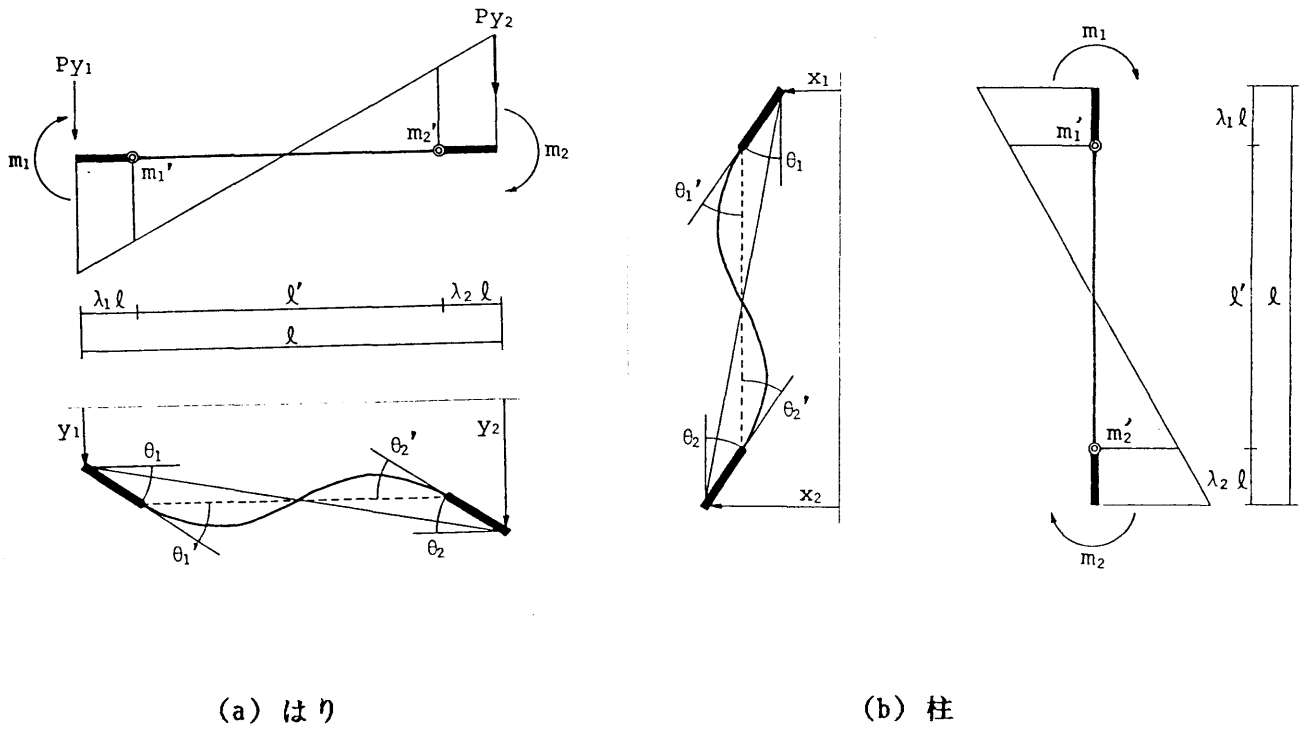


図4.2.2 はり、柱の部材剛性行列の変換における記号

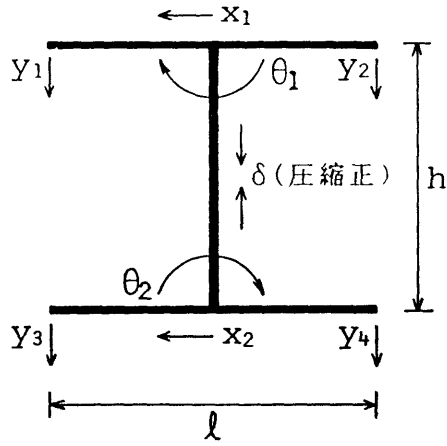


図4.2.3 耐震壁の部材剛性行列の変換における記号

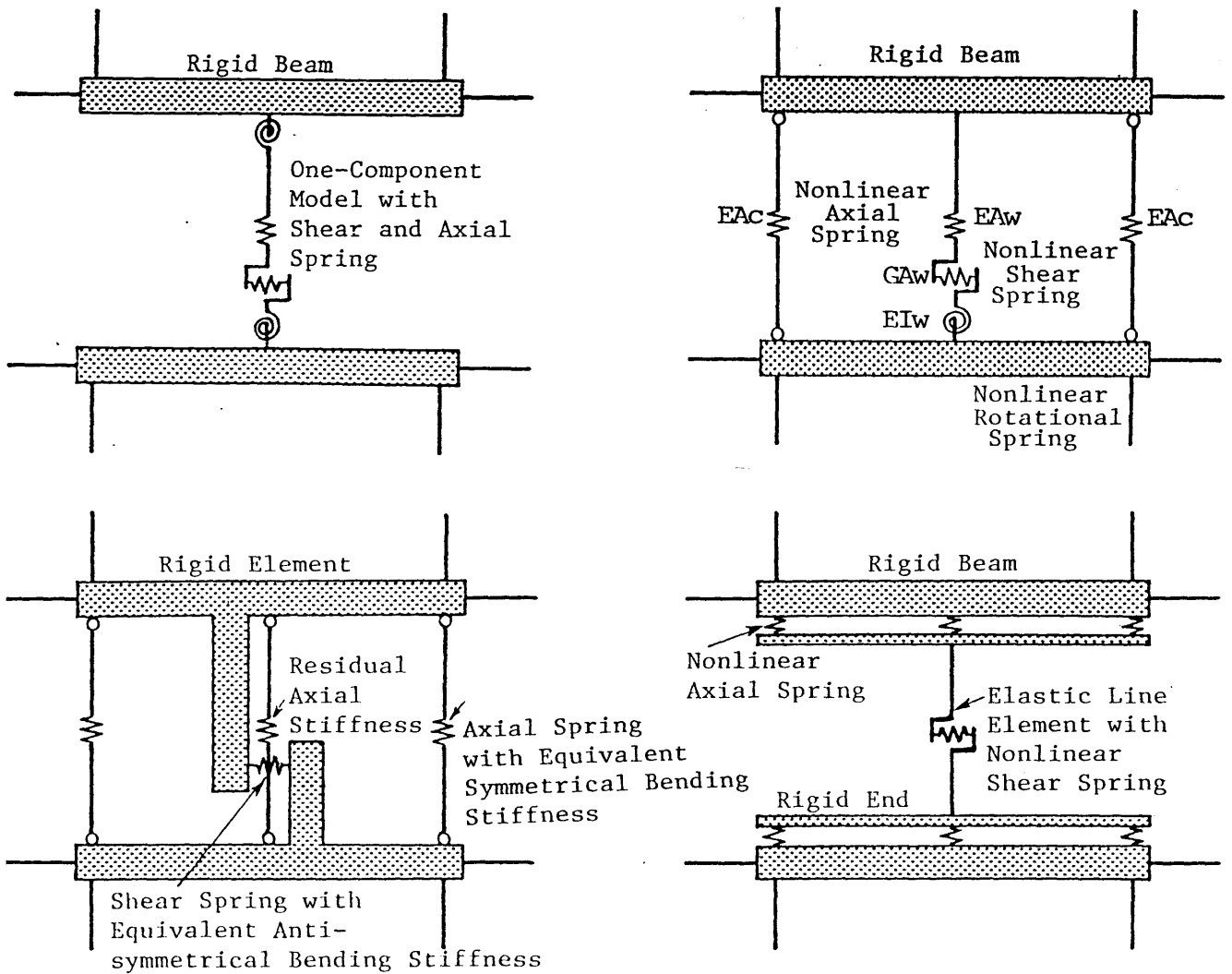


図4.2.4 耐震壁のモデル化

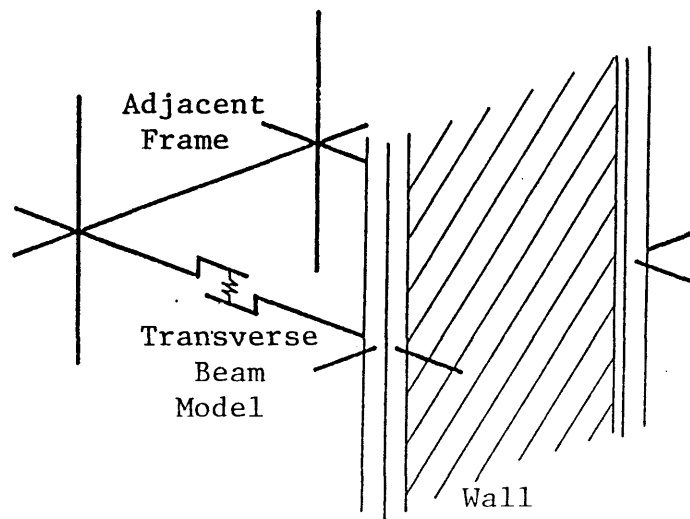
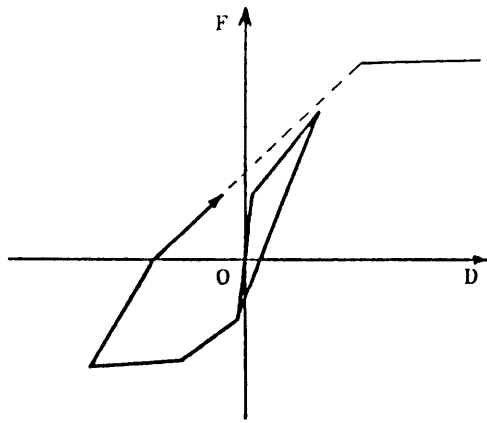
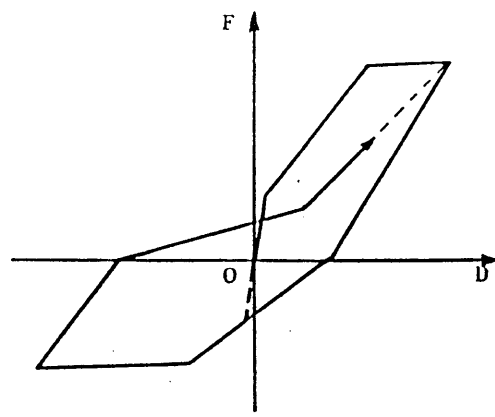


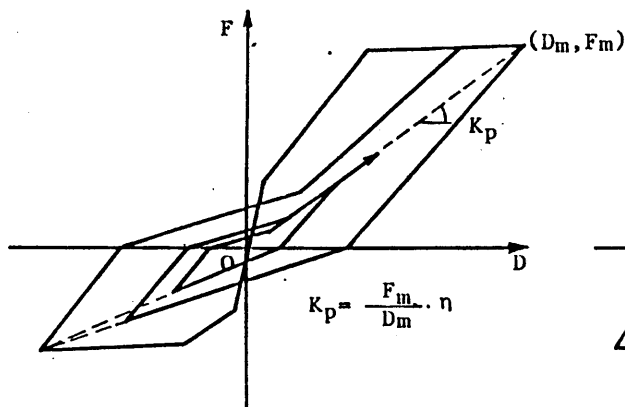
図4.2.5 直交ばりのモデル



(a) No Pinching before Yielding

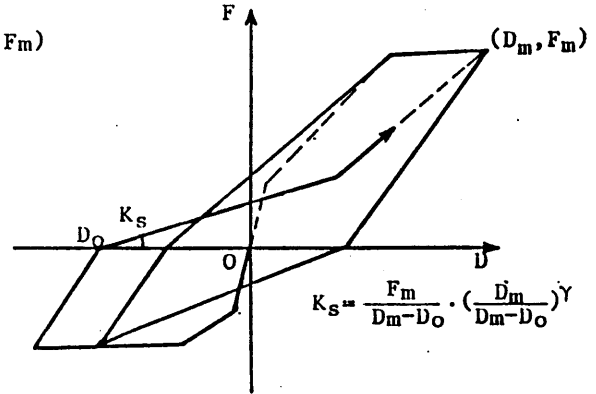


(b) Pinching after Yielding



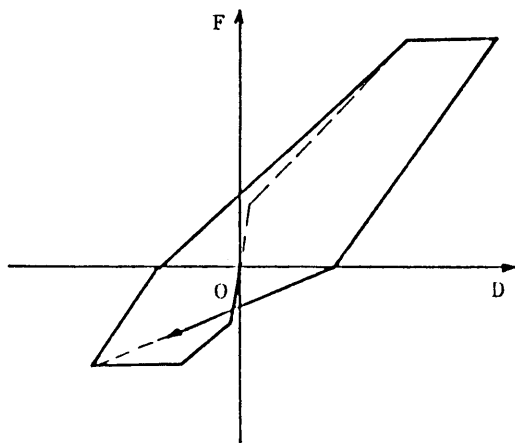
(c) Typical Hysteresis and Reloading Stiffness K_p

$$K_p = \frac{F_m \cdot \eta}{D_m}$$

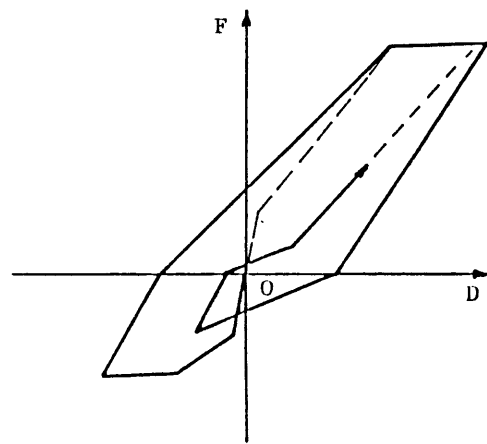


(d) Slipping Stiffness

$$K_s = \frac{F_m}{D_m - D_0} \cdot \left(\frac{D_m}{D_m - D_0} \right)^\gamma$$

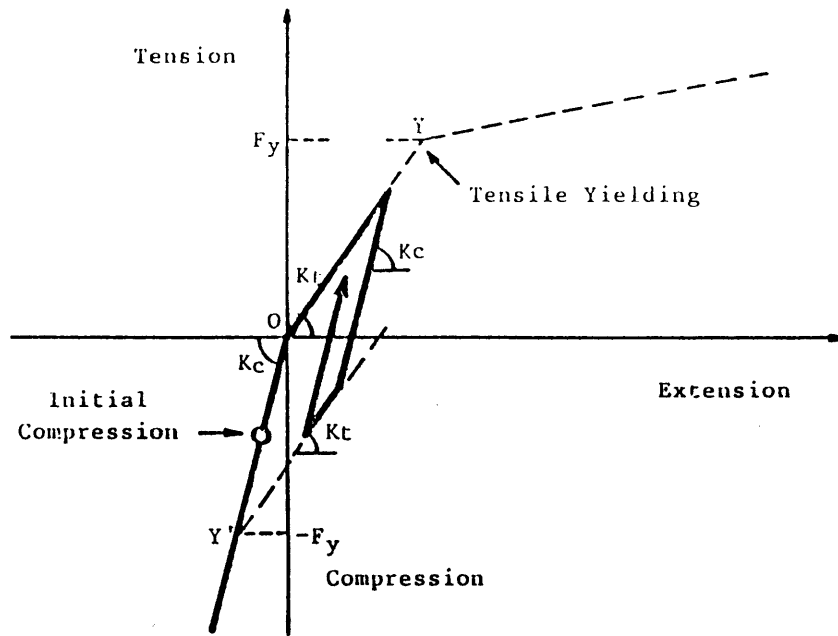


(e) No Pinching in Lower Strength Direction

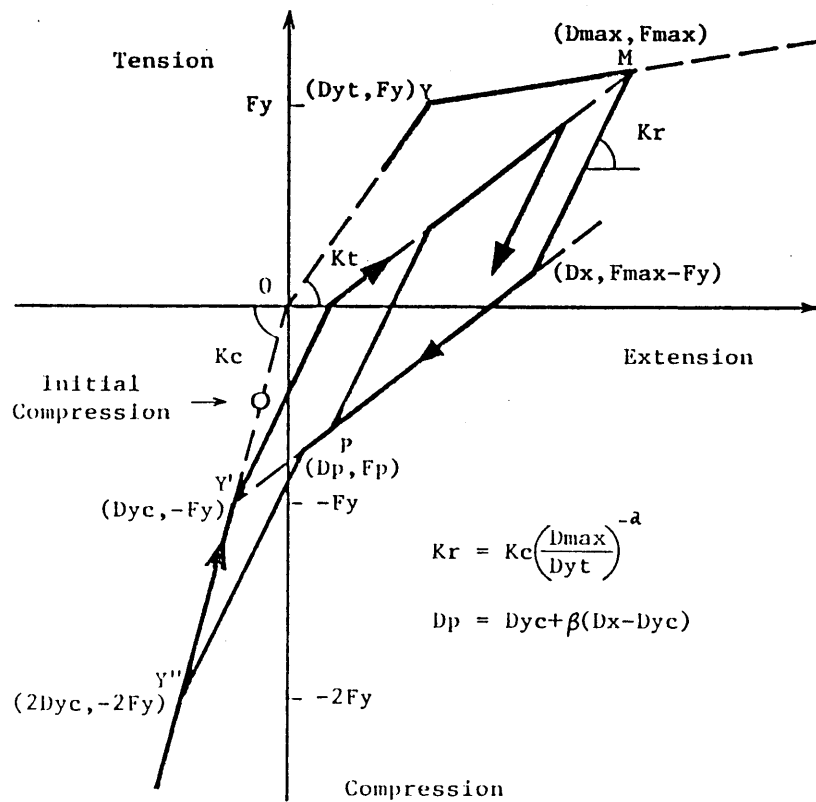


(f) Pinching only in Higher Strength Direction

☒ 4.3.1 Takeda Slip Model

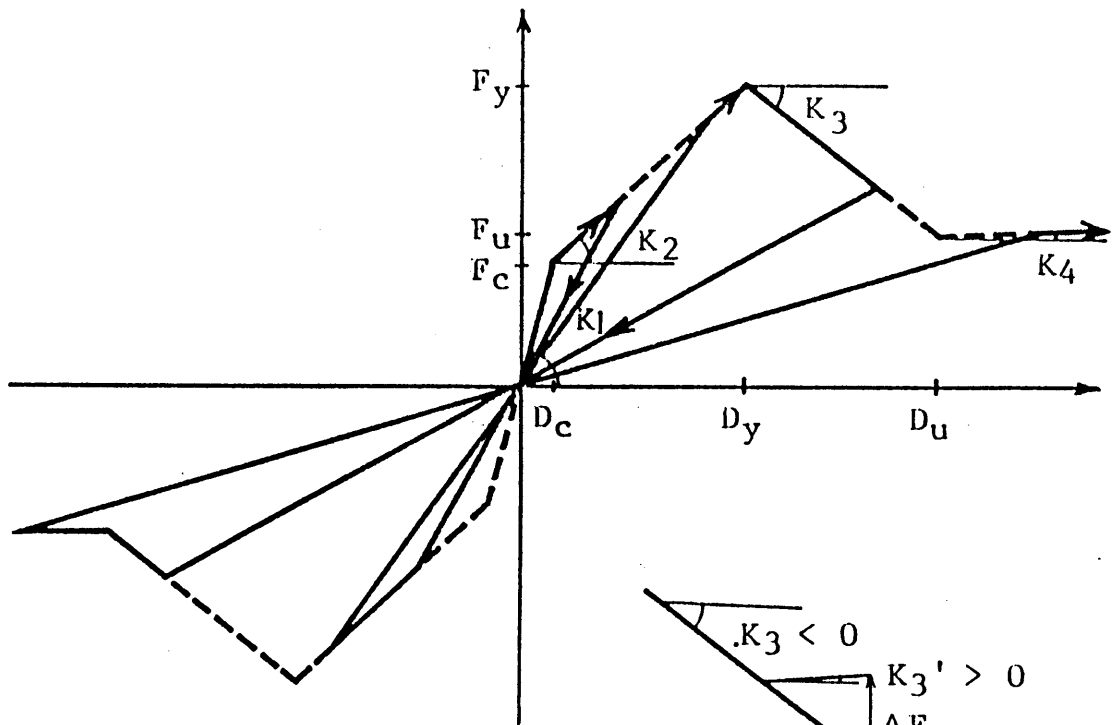


(a) Hysteresis Rules before Tensile Yielding



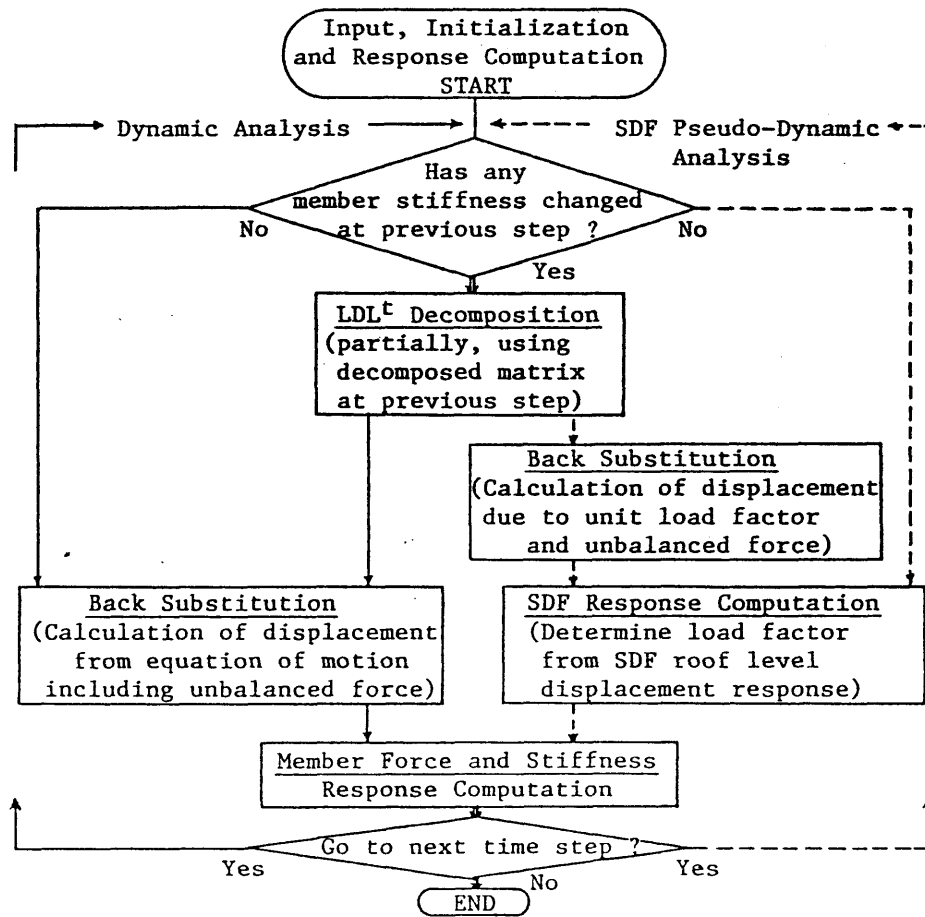
(b) Hysteresis Rules after Tensile Yielding
(Degrading Bilinear Relation)

4.3.2 Axial Stiffness Model



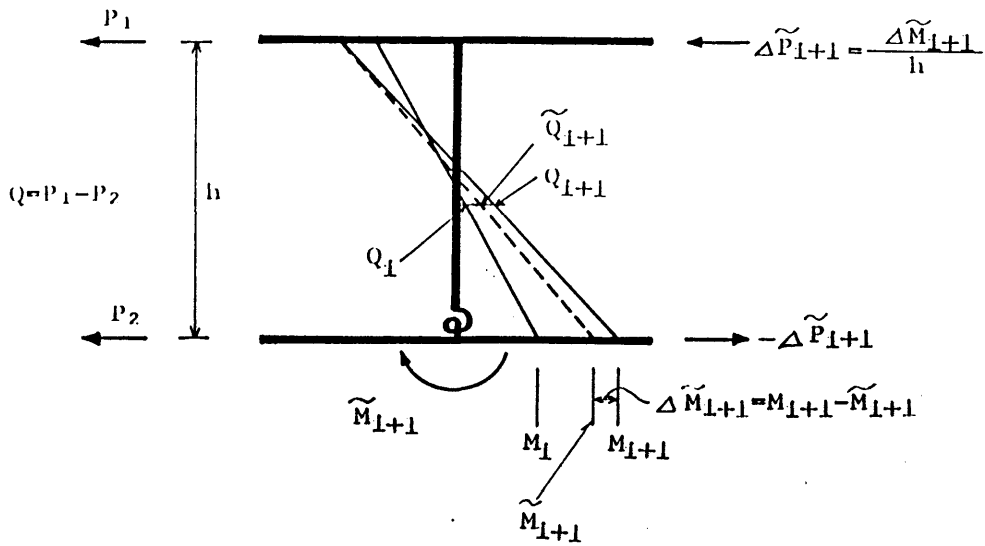
- K_1 : elastic stiffness
- K_2 : cracking stiffness ($= \beta_2 * K_1$)
- K_3 : negative stiffness ($= \beta_3 * K_1$)
- K_4 : ultimate stiffness ($= \beta_4 * K_1$)
- K_3' : positive stiffness ($\neq 0$)
used in response computation
- ΔF : unbalanced force
released at next step

☒4.3.3 Shear Failure Model



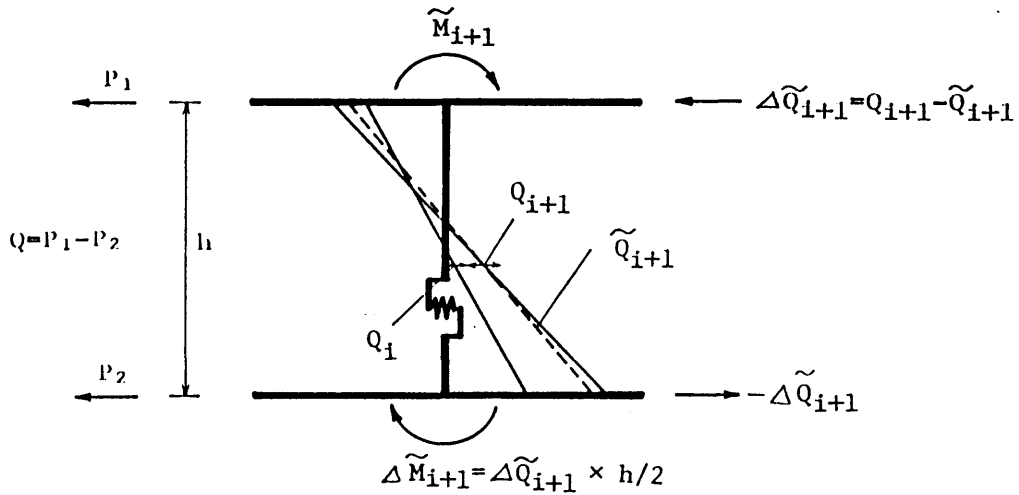
Dynamic and SDF Pseudo-Dynamic Response Computation Flow

図4.4.1 動的解析と擬似動的解析



- M_i : base moment at i step
 M_{i+1} : base moment at $(i+1)$ step computed from tangential stiffness and incremental displacement response
 ($= M_i + K_L^{t'} \Delta x$)
 \tilde{M}_{i+1} : base moment at $(i+1)$ step determined from hysteresis rule
 $\Delta \tilde{M}_{i+1} = M_{i+1} - \tilde{M}_{i+1}$
 $\Delta \tilde{P}_{i+1} = \Delta \tilde{M}_{i+1} / h$
 : unbalanced forces released at $(i+1)$ step

(a) Base Moment of Wall



- Q_i : shear force at i step
 Q_{i+1} : shear force at $(i+1)$ step computed from tangential stiffness and incremental displacement response
 ($= Q_i + K_L^{t'} \Delta x$)
 \tilde{Q}_{i+1} : shear force at $(i+1)$ step determined from hysteresis rule of shear spring
 $\Delta \tilde{Q}_{i+1} = Q_i - \tilde{Q}_{i+1}$
 $\Delta \tilde{M}_{i+1} = \Delta \tilde{Q}_{i+1} \times h/2$
 : unbalanced forces released at $(i+1)$ step

(b) Shear Force of Wall

図 4.4.2 不釣合力の解除

本章では、実大7層試験体の擬似動的加力実験の解析結果を示す。部材形状と材料特性に立脚した部材の剛性及び耐力の評価方法を示し、実験手法を模擬した等価1自由度系擬似動的解析手法により実験の解析を行ない、実験結果と比較する。また、多自由度系の動的解析による結果とも比較する。

5. 1 部材の剛性、耐力の評価

弾塑性解析で各部材の復元力モデルに具体的に与える剛性および耐力は、試験体の寸法、材料試験結果にもとづいて以下のように設定した。弾性剛性の算出でヤング係数は、コンクリート圧縮試験により得られた平均的な値 $2.37 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

5.1.1 はり

弾性剛性は、スラブの効果を考慮して、日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1983）』（以下、RC規準と略す）によるT型ばりの有効幅をとって算出した。すなわち、T型断面を持つ材における全有効幅 B ははり幅 b に、その両側または片側のスラブの協力幅 b_a を加えたものとする。協力幅 b_a は下式により算定する。

$$b_a = (0.5 - 0.6 a / \ell) a \quad [a < 0.5 \ell \text{ の場合}] \quad (1a)$$

$$b_a = 0.1 \ell \quad [a \geq 0.5 \ell \text{ の場合}] \quad (1b)$$

ここに、
 a : T型ばり側面から相隣るT型ばり側面までの距離（図5.1.1）
 ℓ : 連続ばりのスパンの長さ

実大7層試験体では、いずれも(1b)式で、①-②、③-④間では、 $B = 150 \text{ cm}$ 、②-③間では、 $B = 130 \text{ cm}$ となるが、簡単のためすべて $B = 150 \text{ cm}$ と仮定した。弾性剛性は、鉄筋を無視してT型ばりの中立軸を考慮して算出する。フレームモデルにおける部材軸は、実験の加力レベルとの対応上、スラブ上面としている。

曲げひびわれ耐力 M_c はコンクリートの引張強度を 20 kgf/cm^2 として次式により求めた。解析プログラム(復元力モデル)の都合上、上端、下端引張で異なる値の平均とした。

$$M_c = c \sigma_t Z_e \quad (2)$$

ここに、
 $c \sigma_t$: コンクリートの引張強度 (= 20 kgf/cm^2)
 Z_e : 断面係数

T型ばりの降伏耐力、降伏時の曲率に対しては平面保持仮定にもとづく断面のモーメント-曲率($M-\phi$)関係の解析により求めた。仮定した材料の応力-歪関係における降伏耐力および弾性剛性は、実大7層加力実験の材料試験結果によった。鉄筋の応力-歪関係は、図5.1.2(a)に示すBi-linear型で降伏後の剛性は0(完全弾塑性)とした。降伏強度は、はり主筋(D19)は 3650 kgf/cm^2 、スラブ筋(D10)は 3870 kg/cm^2 とした。コンクリートの応力-歪関係は、引張応力を負担しないものとして、図5.1.2(b)に示すような青山等(1973)によるモデル化を用いた。primary-curveは次式により与えられる。

$$\begin{aligned} (\sigma_b - \sigma) / \sigma_b &= ((\varepsilon_b - \varepsilon) / \varepsilon_b)^\alpha \quad (3) \\ \alpha &= E_c \varepsilon_b / \sigma_b \end{aligned}$$

ここに、
 σ_b : 圧縮強度 (= 290 kgf/cm^2)
 ε_b : 圧縮強度時の歪 (= 0.0021)
 E_c : ヤング係数 (= $2.37 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)

RC規準によるスラブ有効幅は、構造物の弾性時の挙動に対応するもので、これを現行設計法の保有耐力の計算で行なわれているように、降伏モーメント等の計算に適用するのは、ほとんど意味がない。はりの降伏耐力の計算で、以下で設定したスラブ有効幅は、実大7層試験体のスラブ筋の歪測定を参照して決めたものとして説明されるが、解析初期の段階では、試行的に解析して、実験結果と適合性がよかったものを選び、結果的に歪測定による有効幅とほぼ一致したものである。これらは、RC規準の有効幅の約3倍である。

6章以下で詳細に検討するが、終局型の設計法では、はり耐力を過小評価することは、保有耐力の計算と違って、必ずしも安全側の評価にはならない。すなわち、終局型の設計法では、最低の強度を保証する概念とともに、可能性のある最高の強度（超過強度）の概念も必要であり、特にはりの超過強度は、骨組の崩壊モードを、純フレーム構造でははり降伏型から柱降伏型に、壁フレーム構造では曲げ降伏型からせん断破壊型へと、望ましくない方向へ変える恐れがある。現在のところ、曲げ強度に関して、研究の上でも、設計においても、実際と最もかけ離れていると考えられるのが、スラブを含むはりの挙動である。終局型設計法の開発を念頭においた研究として、はりの終局モーメントの計算におけるスラブ有効幅を一般的に決定する方法（超過強度の設計式）を確立することは、実験的に、さらに解析的にも明らかにすべき非常に重要な課題であるといえる。

3章のはり柱接合部の実験、あるいは、他のスラブ付きのはりの部材実験でも、ほとんどの場合が、その実験ではりに設けられたスラブ幅は全幅が有効であると考えてよいと結論されている。しかし、立体的な試験体で、パラメータ（スパン長等）に関連してスラブの有効幅を確かめた実験はほとんどない。実大7層試験体の実験では、スラブ筋の歪測定、結果的な保有耐力の上昇等から、スラブ筋ははり耐力に対してほとんど全スラブ幅にわたって有効である、と推定されている。

鈴木等（1983）は、内柱部分のはり柱接合部を立体的にとり出した試験体により実験を行ない、終局的な大変形時には、直交ばりの捩り耐力に関係なく、スラブ

筋が全幅にわたって有効になりうることを説明した。スラブ筋の有効幅は弾性範囲では小さいが、これは、スラブの面内変形、直交ばりの捩り、水平変形により、スラブを含むはり危険断面で、平面保持の仮定が成立しないためである。ひびわれ等による上端の塑性変形が生じると、面内にはほぼ弾性範囲のスラブを介して、直交ばり上端に引張力の伝わる範囲が広がる。はり近傍以外では、このスラブ筋による引張力（はり中立軸まわりではモーメントになる）は、直交ばりの捩りを介して柱に伝達するのではなく、直交ばりが主に柱を軸にした水平な回転変形をすることによって上端圧縮側のスラブに伝わる。スラブ筋の引張力は最終的には反対側はりあるいははり近傍のスラブの圧縮力となって柱に伝達することになる。実験でのスラブ筋の歪、直交ばりの変形等により、この事実が説明されている。

はり耐力に関連するスラブの有効幅に関しては、かなり大変形での最終的な耐力を問題にして結論づけられることが多いが、さらに問題にする必要があるのは、変形レベルとの関係である。上記のように、はりの有効幅に直交ばりの変形が影響するならば、一般には、はりの有効幅が十分広がるのは、はりだけの場合よりは大きな変形となり、また、変形のレベルに強く依存すると考えられる。鈴木等の実験、実大7層試験体の実験でも、全幅に近い範囲が有効になるのは、1/100を超えた最大変形であるが、降伏変形付近でもかなりの範囲が有効であるともいえる。これに関しては、はりせい、スパン等構造物のパラメータ、及び、歪分布の違いによる鉄筋の歪硬化後の強度分布等、多くの要素を考慮する必要があると予想されるが、一方で、終局型の設計で考える（塑性）許容応答変形概念とも関連させて吟味する必要があることに注意しなければならない。

モーメント-曲率関係の断面解析の対象とするT型ばりのスラブ幅は、実大7層試験体の実験結果を参考に決定した。図5.1.3に最大変形時（1/68）の2階床のスラブ筋の歪測定値から推定されたスラブ有効幅を示す。これらは、必ずしも全スラブ筋の測定にもとづくものではない。また、特に直交ばりなどで、スラブ筋の応力を等価な降伏した鉄筋量に置き換えて表現したスラブ有効幅である。

最大変形時の有効幅は、純フレーム（AフレームおよびCフレーム）はりとは壁

の境界ばり（Bフレーム）ではやや異なる。坪崎他[1982]（図5.1.3（a））によれば、有効幅は、

$$B = 435 \text{ cm} \quad (b a = 220, 185 \text{ cm}) \quad [\text{純フレーム内柱端}]$$

$$B = 310 \text{ cm} \quad (b a = 220, 60 \text{ cm}) \quad [\text{純フレーム外柱端}]$$

$$B = 490 \text{ cm} \quad (b a = 220, 220 \text{ cm}) \quad [\text{壁境界ばり内外柱端}]$$

であった。はり端の数を考慮して平均すると、

$$B = 418 \text{ cm} \quad (b a = 194 \text{ cm})$$

となる。また、芳村他[1982]（図5.1.3（b））によれば、やや異なり、

$$B = 390 \text{ cm} \quad (b a = 240, 120 \text{ cm}) \quad [\text{純フレーム内柱端}]$$

$$B = 350 \text{ cm} \quad (b a = 240, 80 \text{ cm}) \quad [\text{純フレーム外柱端}]$$

$$B = 510 \text{ cm} \quad (b a = 240, 240 \text{ cm}) \quad [\text{壁境界ばり内外柱端}]$$

となっている。同様に平均すると、

$$B = 410 \text{ cm} \quad (b a = 190 \text{ cm})$$

となる。純フレーム部分と壁境界ばりの違いは、純フレーム部分でも内側には同程度の有効幅があることから、境界ばりで大きい回転角によるのではなく、純フレームが端部になっている（直交ばり、スラブが跳ね出しているのみ）境界条件の違いと考えられる。

また、外柱に付くはりでは、反対側のスラブを介して力が伝達することはないが、実大7層試験体で外柱でも同様に広範囲のスラブ有効幅が確認されたのは、立体的な捩れを拘束するために取り付けられた直交方向の壁が端部の直交ばりの捩れを拘束したことが考えられる。

いずれにしても、これは、RC規準による有効幅の $B = 150 \text{ cm} \quad (b a = 60 \text{ cm})$ に比べ、2～4倍の値である。

これらを参考に、断面解析では有効幅を $B = 430 \text{ cm} \quad (b a = 200 \text{ cm})$ として行ない、これをすべてのはり断面の性質とした。降伏時の回転角は、反曲点中央として、この曲率分布による回転角として定めた。

以上により決定したはりの耐力、降伏回転角を、ひびわれ耐力とともに表5.1.1に示す。上端引張側の降伏モーメントは、下端引張に比べてかなり高いが、断面力の釣り合いにもとづく中立軸の移動が考慮されるため、有効幅(430 cm)内のスラブ筋を考慮してRC規準の終局耐力の略算式($M_y = 0.9 a t \sigma_y d$)を適用した場合よりは、はるかに低い(66%、6章参照)ものとなっている。略算式を適用するならば、RC規準の有効幅の2倍程度をとったものに等しい。

降伏後の剛性は、鉄筋の歪効果等を考慮して弾性剛性の3%とした。これは、結果的に実大7層試験体の耐力上昇にほぼ適合するものとして選んだものである。

解析では、はりの鉛直荷重(自重)による初期応力(約4.5~5.0 ton ■)は考慮していない。ひびわれ後の挙動に対しては、応力の再配分が起こり、厳密に考慮してもあまり意味がないと思われ、解析プログラムの都合上であるがひびわれ耐力を平均化したことにより、初期応力を考慮する方向に約2.5 ton ■ 原点を移動したことになっている。

はりの復元力モデルは、耐力の高いスラブ引張側でのみ起こるスリップが生じるTakeda-Slipモデルを用いる。また、Takeda-Slipモデルにおける徐荷時剛性低下指数は、0.4、スリップ剛性低下指数は1.0とした。

5.1.2 柱

実大7層試験体では、はり降伏型が支配的になるので、柱の耐力、剛性は、以下に示す式により、略算的に評価した。

$$M_c = c \sigma_t Z e + N D / 6$$

$$M_y = 0.8 a t \sigma_y D + 0.5 N D (1 - N / b D F_c) \quad (4)$$

ここに、 N : 柱軸力

b : 柱断面幅 (= 50cm)

D : 柱断面せい (= 50cm)

F_c : コンクリート圧縮強度 (=290kgf/cm²)

柱の軸力は、図 5.1.4 に示すように、試験体および加力治具の自重を各柱の支配面積に応じて分配することにより算出した。表 5.1.2 に各階の柱軸力を示す。ここに C1 と C3 では、アクチュエーターなどの重量から位置によって値が異なるが、解析では便宜上これらの平均とした。1 階での柱軸力は、C1 = 79.0t、C2 = 96.8t、C3 = 111.1t となる。

降伏時の回転角は、次に示す菅野 [1972] による略算式を用いて算出した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 n_{pt} + 0.043 M/QD + 0.33 N/bDF_c) (d/D)^2 \quad (5)$$

ここに、 α_y : 降伏時割線剛性低下率

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比

M/QD : シアスパン比

降伏後の剛性は弾性剛性の 1 % とした。解析で用いた柱の軸力および計算された耐力、降伏回転角を表 5.1.3 に示す。

柱の回転に対しては、スリップ剛性低下指数を 0.0 としてスリップが起これないとした Takeda-Slip モデル (簡略化した Takeda モデル) を与えた。除荷時剛性低下指数は、0.4 とした。

軸方向に対しては、4.2.2 で述べた Axial-Stiffness モデルを用いる。軸方向剛性は、圧縮側で弾性、引張側で弾性剛性の 90 % とした。軸方向力が柱主筋の引張力 (109.3t) に達した時降伏するものとし、その後の剛性は弾性剛性の 0.1 % とした。独立柱では、軸力に対するこの性質はほとんど問題にならない。むしろ、重要な

は、変動軸力が曲げの性質（剛性、耐力）に与える影響であるが、解析プログラムでは、この効果（M-N相互作用）は考慮していない。

5.1.3 耐震壁

耐震壁は、3本の柱に置換してモデル化した（4.1.3）。側柱に相当する両端ピンの柱の軸方向変形に対する復元力特性には、Axial-Stiffness モデル(4.2.2)を用いた。剛性、耐力の評価方法は前節の柱の場合と同様である。すなわち、軸方向剛性は、圧縮に対しては弾性とし、引張側では、弾性剛性の90%とする。軸方向力が柱主筋の降伏引張力（109.3t）に達した時降伏するものとし、その後の剛性は弾性剛性の0.1%とした。表5.1.4に側柱の軸方向力に対する性質を示す。除荷時剛性低下指数は、0.9とした。

また、パネルをモデル化した中央の部材でも、軸方向剛性は、側柱と同様である。圧縮側は弾性で、軸力が引張に変わると剛性低下し、壁縦筋の降伏引張力（121.4 tonf）で降伏するものとする。

復元力モデルの開始点になる初期圧縮力は、支配面積に応じた長期軸力とした。側柱とパネルの支配面積は図 5.1.4のように仮定した。1階での柱および壁パネルの軸力は、 $C4 = 97.5t$ 、 $W = 87.2t$ となる。

曲げに対しては、除荷時剛性低下指数を0.9とした原点指向型に近いTakedaモデルを用いた。剛性はパネル部分（柱内のり）の断面により評価する（図 5.1.5）。

柱脚ヒンジの曲げひびわれ耐力は、コンクリートが引張力を負担しないとして長期軸力のみにより次のように算出する。

$$M_c = N u_L / 6 \quad (6)$$

ここに、 u_L : 壁内のり長さ

降伏耐力は、軸力を含めた、壁筋による全塑性モーメントとした。ひびわれ後の剛性は、弾性剛性の90%、降伏後は0.1%とした。

このように評価すると、壁パネル部分柱脚の耐力は、全くの余剰耐力になる。壁の有効せいが柱芯間の距離と仮定して3本の軸方向力で決まる壁全体の曲げ耐力に加わり、壁筋を1.5倍弱に、壁パネルの軸力を1.3倍に評価することになる。これは、壁の曲げ耐力に対して約13%、全体の保有耐力に対しては約3%に相当する。

これを評価方法ではじめから考慮して、壁筋及び軸力をそれぞれの性質に振り分けて、あらかじめ低い耐力を設定することも可能である。あるいは、モデル化をさらに複雑にして、壁のパネル部分に作用する軸力に関連させて壁脚の耐力を変動させる（M-N相互作用の導入）、という方法も考えられる。

低い耐力を設定して解析を行なうと、実験との適合性はむしろ悪くなる。実験で得られた耐力には、あまり大きくない変形レベルでも、計算では説明しにくい上昇がある、という傾向がある。この実験結果を説明するため、一般的とは言い難い上記のような方法をとったが、部材耐力を鉄筋の降伏点だけから計算する方法、また、初期カーブをTri-linear置き換えて降伏以後の剛性を一律にかなり低下させるというモデル化では、降伏を少し超えた付近での挙動の把握が困難であるという感触をもった。しかし、この耐力の評価に関しては、はりの耐力設定、後述するように、特に直交ばりの耐力を過小評価している可能性もある。

せん断弾性剛性 K_s は下式による。

$$K_s = G A_w / (\alpha h) \quad (7)$$

ここに、
 G : せん断弾性係数 (= 1.02×10^5 kgf/cm²)
 A_w : 耐震壁断面積 (図 5.1.5)
 α : 形状係数 (= 1.0)

せん断ひびわれ耐力は壁のせん断応力度を $1.4 \sqrt{F_c}$ とした。せん断耐力は、次に示す広沢式により計算したが、せん断耐力には達しないので、あまり意味はない。6章のせん断破壊を含む解析では、3章の実験にもとづいて別に設定している。

$$sQ_u = \{ 0.0679 P_{te}^{0.23} (F_c + 180) / (\sqrt{M/QD} + 0.12) + 2.7 \sigma_{wh} P_{wh} + 0.1 \sigma_o \} b_e j \quad (8)$$

ここに、
 P_{te} : 等価引張り主筋比 (%) (= $100 a_t / (b_e d)$ で、 a_t は引張り側柱内の主筋の断面積)
 b_e : I型断面を長さ b_e と断面積 A_c とが等しい等価長方形断面におきかえたときの幅
 P_{wh} : b_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比
 σ_{wh} : 水平せん断補強筋の降伏点強度 (= 3870 kg/cm^2 (D10))
 σ_o : 全断面積に対する平均軸方向応力度
 M/QD : シアスパン比 (= 仮に1.0 とする)
 j : $7/8d$

ひびわれ後の剛性低下率 β_s は下式により16%とした。

$$\beta_s = 0.46 P_{wh} \sigma_{wh} / F_c + 0.14 \quad (9)$$

表5.1.5 に、中央の部材の回転、軸方向、せん断に対する剛性および耐力を示す。

5.1.4 直交ばり

直交ばりをモデル化した鉛直方向のバネ定数は、両端固定のはりの鉛直変位に対する剛性として下式により求めた。

$$K_t = 12EI / \ell^3 \quad (10)$$

ひびわれ耐力および降伏耐力は直交ばり両端が同時にひびわれまたは降伏を起こすとしたときのせん断力で表わす。降伏耐力は、試験体の歪測定値を参考にスラブの有効幅を $B = 190\text{cm}$ として通常のはりと同様に断面解析を行なって決定した。ひびわれ耐力は、スラブの面外変形などを考慮して、やや高めに降伏耐力の1/2に設定した。降伏点の割線剛性は、はりと同様にモーメント曲率関係の断面解析により、上端引張と下端引張の平均とした。降伏後の剛性も同様に弾性剛性の3%とした。直交ばりの剛性および耐力を表5.1.6に示す。

5. 2 擬似動的加力実験の解析

以上の解析モデル化手法を用いて、実大7層試験体の擬似動的加力実験を解析した結果を実験結果と比較する。実験は2.2.3で述べたように各層の外力分布を逆三角形とし、解析により得られた一定の変位モードを仮定して縮約した1質点系の地震応答計算にもとづいて最上階の変位を制御する方法（1質点系擬似動的加力実験）により行なわれた。解析でもこの加力方法を模擬した1質点系擬似動的解析の手法を用いる。ここでは、実験で前の入力による各部材の塑性化の影響があることを考慮して、SPD-2からSPD-4（2.2.1）を連続して解析した結果を示す。各実験の最後に入力を打ちきり、速度を0として擬似自由実験が行なわれているが、解析でも同様な条件で自由振動に移行している。また、実験と同様各実験の開始点では速度を0とした。

5.2.1 全体の応答

図5.2.1に最上階変位およびベースシアの時刻歴、図5.2.2に最上階の変位とベースシアの関係を実験結果と比較して示す。解析は連続して行なったが、各実験で応答のレベルが異なるため別の図に示す。図5.2.1には、入力加速度の時刻歴も示した。実験及び解析による最上階変位、ベースシアの各実験での両方向の最大値をそれぞれ以下に示す。

		[SPD-2]		[SPD-3]		[SPD-4]	
最上階 変位(mm)	実験	+25.5	-32.5	+238	-223	+342	-321
	解析	+22.8	-36.5	+248	-237	+391	-319
		(+26.9)					
ベース シア(tonf)	実験	+194	-226	+411	-401	+433	-439
	解析	+173	-219	+425	-420	+463	-444
		(+190)					

解析では、実験の最大値の生起時刻と対応するものを示したが、() 内には解析の最大値ではあるが、生起時刻が異なるものを示した。変形の小さいレベル [SPD-2] では同じ変形で、解析の耐力がやや小さい。変形の大きい範囲 [SPD-3、SPD-4] では、解析の耐力はやや大きいが、応答変形も大きい傾向がある。SPD-4の実験で、時間的には後の正方向の最大変形時の耐力は、それ以前の負方向の最大時より変形が大きいにもかかわらず小さい。これは、繰返しによる耐力低下が生じたためと考えられるが、この種の耐力低下は解析仮定にとりいれられていないので再現できない。

応答波形では、SPD-2 の最後の部分に若干のずれがみられる。壁が降伏する前後の耐力が、解析でやや低く、また、その後の小振幅での剛性もやや低いのが原因である、と考えられる。SPD-3 及びSPD-4 の解析では、全体を通して変位、ベースシアとも実験とよく対応しているといえる。復元力特性では、解析でも、実験の履歴の特徴であるなめらかな逆S字型ループと同様な履歴が得られている。

5.2.2 部材の変形

実験では、試験体の多くの位置で、部材の変形量が測定された。以下、応答が比較的小さい範囲から大きく塑性化する範囲を含むSPD-3 の実験において、解析と比較可能な、(a) はり端の回転量、(b) 壁側柱の軸方向変形、を比較する。

はり端の回転角：

実験では、図 5.2.3 (c)に示す方法で、はりのヒンジ領域 (22cm：有効せいの1/2) の回転角が測定されたが、これを解析で剛性の評価に用いた仮想逆対象材の回転角と比較して同図(a)、(b)に示す。測定位置は同図(d)に示すように耐震壁のあるフレームBの6階の境界ばりである。解析の回転角は、スパンの1/2の長さのはりの変形角に対応するもので、直接に絶対値を比較することはできないが、実験値は解析のほぼ60-70%であり両者の形状は一致している。その特徴は、(1) 耐

震壁の引張側となる時変形が大きい、(2) 圧縮側となるとき、壁側より外柱で変形が小さい、などである。(1) は耐震壁の変形が引張側ののびにより起こるため、(2) ははりが耐力の大きい上端引張側になるとき外柱が変形し、はりの回転角が小さくなるためである。

図5.2.4 には、純フレームの6階のはりの回転角を前図と同様に実験と解析を比較して示した。ここでも、外柱側と内柱側を比較すると内柱側で小さいこと、また外柱側においては、上端引張側で小さいなど実験結果と同様な傾向を示している。

耐震壁の軸方向変形：

連層耐震壁の曲げ変形は、圧縮側よりも引張側の軸方向変形により生じる。連層耐震壁の変形を示すものとして1階側柱の軸方向変形を比較して図5.2.5 示す。同図(a)における実験結果の圧縮側側柱ののびは最大0.5cm であるのに対し、引張側では最大4.4cm であった。同図(b)の1階壁側柱をモデル化したトラス材ののびは、実験結果に比べて比較的大きくなっているが、全体的な形は一致しており連層耐震壁の変形状況をよく再現したといえる。

これに関連して、耐震壁引張側の直交ばりに連なる純フレーム部分の柱では、解析ではほとんど軸方向変形が計算されない(1mm程度)ののび)のに対し、実験では、かなり大きな軸方向変形(約12mmののび)が観測されている。設定した直交ばりの耐力ではこのような変形は起こり得ないので、耐力、剛性の評価が低かった可能性がある。さらに耐力に寄与する要因としては、小ばりの曲げ耐力、スラブの面外変形の拘束力等が考えられる。

図5.2.6 に実験の解析における復元力モデルの履歴の例を示した。

5.3 多自由度系の解析との比較

実大7層試験体の擬似動的加力実験およびこれを再現した擬似動的解析[SPD]は、1次モードが卓越するとして一定の外力分布（逆三角形外力分布）で行なわれており、高次モードによる外力分布の変動は考慮されない。ここでは、実験で用いた入力波に対して、多自由度系の動的解析[MD]を行ない実験結果及び擬似動的解析結果と比較する。

動的解析における数値積分は、Wilsonの θ 法を用い、遅延時間を0.0043秒（1次固有周期に対して約3%の剛性比例型減衰）として、時間刻み0.01秒で全自由度に関し直接積分した。基礎は実験と同様固定とした。

図5.3.1 (a) に最上階変位およびベースシアの応答時刻歴を、図5.3.1 (b) には最上階変位とベースシアの関係を、それぞれ実験結果と比較して示す。

		[SPD-2]	[SPD-3]	[SPD-4]
最上階 変位(mm)	実験[SPD]	+25.5 -32.5	+238 -223	+342 -321
	解析[SPD]	+22.8 +36.5	+248 -237	+391 -319
	解析[MD]	+19.4 -30.2	+228 -214	+367 -313
ベース シア(tonf)	実験[SPD]	+194 -226	+411 -401	+433 -439
	解析[SPD]	+173 -219	+425 -420	+463 -444
	解析[MD]	+173 -218	+444 -404	+425 -517

最上階変位の時刻歴は、実験結果とはほぼ一致している。ベースシアの応答も、全体的には実験結果と対応するが、高次モードの影響により、特に入力レベルが大きい場合に動的解析で大きくなる傾向がある。以上により、1自由度系擬似動的加力（または、1質点系擬似動的解析）によっても、特に変形の応答に関しては、多自由度系での挙動をとらえることが可能である、と考えられる。

しかし、実験で用いられた入力波は予め高周波成分を除いた修正波 [SPD-2、SPD-3] であることに注意する必要がある。したがって、入力波の修正が多自由度系の解析結果に影響をあたえる（すなわち、多自由度系の解析でも1次モードが卓越して高次モードの影響は少ない）ことも考えられる。これに関しては、[6]章以下で詳細に検討する。

[5] 章の結果をまとめる。

非線形地震応答解析手法を実大7層試験体の擬似動的加力実験に適用し、実験で得られた構造物としての応答だけでなく、各部材の変形等も精度よく再現しうることを確認された。また、多自由度系動的解析との比較では、高周波成分を除いて修正した実験での入力地震波に対する変位応答に関しては、等価1自由度系擬似動的解析と大差ない結果が得られた。

設計法に関連する、部材及び構造物の耐力評価に関しては、実験との対応からスラブの有効幅に関して、現行の慣用的な評価はかなり過小評価である、といえる。また、降伏後の耐力上昇も変形レベルに依存してかなり大きい。本解析では、これらに関して結果的に実大7層試験体の実験結果に適合するパラメータを設定した。すなわち、スラブ有効幅は、RC規準の3倍程度、降伏後の剛性は弾性剛性に3%程度とした場合が実験結果に適合した。

構造物全体の構成要素である、はり、耐震壁、直交ばりの耐力負担率に関しては、厳密には異なる可能性もあるが、これまでの設計法では（安全側の評価として）比較的軽視されがちだった、計算値に対する耐力上昇（超過強度）は、予想外に大きい、といえる。[6]、[7]章等で示すように必ずしも構造物の耐震性に直接繋がるとは限らず、これらを定量的に把握することは、終局型の設計法にとって重要な意味をもつ。非線形地震応答解析における構造物のモデル化に関しては、特にスラブを含むはり、直交ばりの挙動に関して、鉄筋の歪硬化、立体的な変形等を考慮した、さらに理論的な評価方法が必要である。

表5.1.1 はりのモーメント-回転角関係

Stiffness Properties		Top Tension	Bottom Tension	
Cracking Moment	(tonf m)	9.1	4.2	(6.6)*
Cracking Rotation	($\times 10^{-3}$ rad.)	1.08	0.50	(0.79)*
Yield Moment	(tonf m)	43.9	9.8	
Yield Rotation	($\times 10^{-2}$ rad.)	1.08	0.52	

Note : Elastic deformation included in rotation.

ℓ : span length of beam (=3.0m)

* : average values used in the analysis

表5.1.2 柱、壁の鉛直荷重による軸力

(a) Independent Columns

Story	C ₁ [*]	C ₁ '	C ₂	C ₃ [*]	C ₃ ' (ton)
1	87.9	70.1	96.8	127.9	92.3
2	74.2	59.4	82.8	107.7	78.1
3	61.1	49.2	69.1	88.3	64.6
4	47.9	39.0	55.3	68.9	51.2
5	34.8	28.8	41.6	49.5	37.7
6	21.6	18.6	27.8	30.2	24.2
7	8.4	8.4	14.0	10.8	10.8

Note : Column notation given in Fig. 5.1.4
 * Loading-side column carried additional weight of actuators and loading beams

(b) Shear Wall and Boundary Columns

Story	Boundary Column C ₄	Wall Panel W ₁	(ton)
1	97.5	87.2	
2	83.6	73.8	
3	69.9	61.2	
4	56.2	48.6	
5	42.5	36.0	
6	28.8	23.4	
7	15.1	10.8	

表5.1.1.3 柱のモーメント-回転角関係

Column Type	C1			C2			C3		
	Axial Load tonf	Cracking Moment tonf-m	Yield Rotation $\times 10^{-3}$ rad	Axial Load tonf	Cracking Moment tonf-m	Yield Rotation $\times 10^{-3}$ rad	Axial Load tonf	Cracking Moment tonf-m	Yield Rotation $\times 10^{-3}$ rad
1	8.4	4.9	2.50	14.0	5.4	2.67	10.8	5.1	2.57
2	20.1	5.9	2.88	27.8	6.5	3.12	27.2	6.4	3.09
3	31.8	6.8	3.24	41.6	7.7	3.54	43.6	7.8	3.59
4	43.5	7.8	3.59	55.3	8.8	3.93	60.6	9.2	4.05
5	55.2	8.8	3.93	69.1	9.9	4.31	76.5	10.5	4.46
6	66.8	9.8	4.24	82.8	11.1	4.66	92.9	11.9	4.90
7	79.0	10.8	4.56	96.8	12.3	5.00	110.1	13.3	5.31

Note : Yield Rotation includes elastic rotation.

*: Yield rotation of unit length column

表5.1.4 柱の軸力-軸方向変形関係

Axial Stiffness Properties
Shear Wall (Outside Truss Element)

Story	Elastic Stiffness		Tension Yield Load
	Compression (tonf/m)	Tension (tonf/m)	(tonf)
First Story	158,000	142,000	109.3
Second through Seventh Story	198,000	178,000	109.3

表5.1.5 壁中央材の曲げ、軸力、せん断に対する性質

Stiffness Properties of
Shear Wall (Central Element)

(a) Shear Stiffness Properties

Story	Elastic Shear Rigidity K_s (ton/cm)	Cracking Shear (ton)	Yielding Shear (ton)	Yield Story Displ. cm
First Story	2,770	238	381	0.417
Second thru. Seventh Story	3,400	238	381	0.333

(b) Axial Stiffness Properties

	Elastic Compression (tonf/cm)	Stiffness Tension (tonf/cm)	Tensile Yield Load (tonf)
Elastic Story	5,690	5,120	121.4
Second thru Seventh Story	7,110	6,400	121.4

(c) Rotational Stiffness Properties

Story	Elastic Rotation Stiffness (tonf-m/rad)	Cracking Moment (tonf-m)	Yielding Moment (tonf-m)	Yielding Rotation $\times 10^{-5} \ell^*$ (rad)
1	1920000	8.1	144.7	2.75
2		17.6	154.2	2.84
3		27.0	163.6	2.93
4	2400000	36.5	173.1	3.01
5		45.9	182.5	3.10
6		55.4	192.0	3.19
7		65.4	202.0	3.23

* ℓ : span length

表5.1.6 直交ばりの性質

Elastic Spring (tonf/cm)	Cracking Force (tonf)	Yield Force (tonf)	Yield Displ. (cm)
14.88	2.0	5.6	1.16

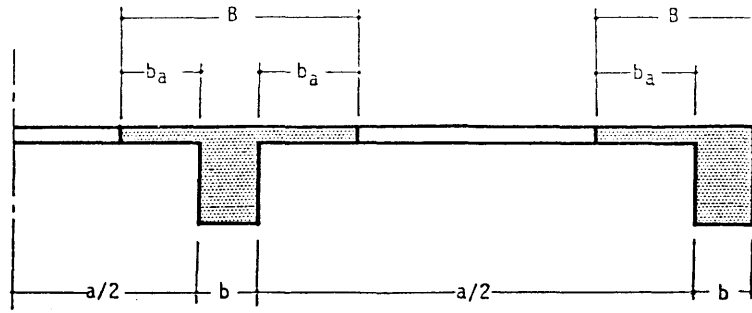


図5.1.1 スラブの有効幅

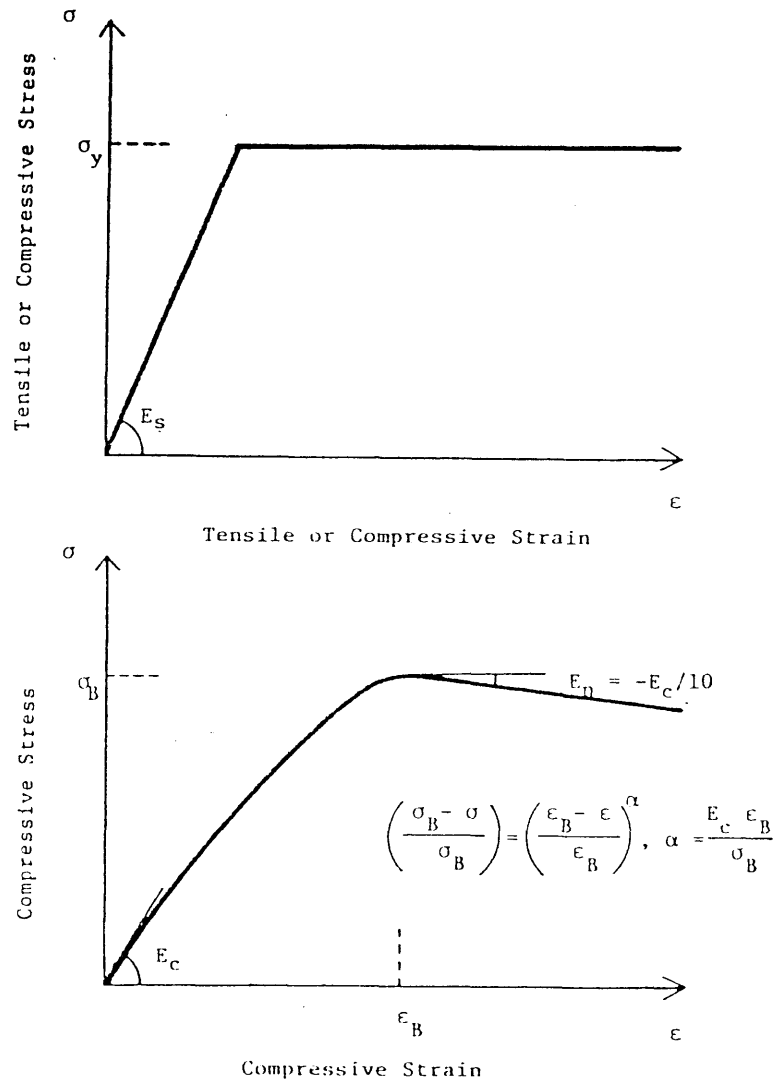


図5.1.2 断面解析に用いる材料の性質

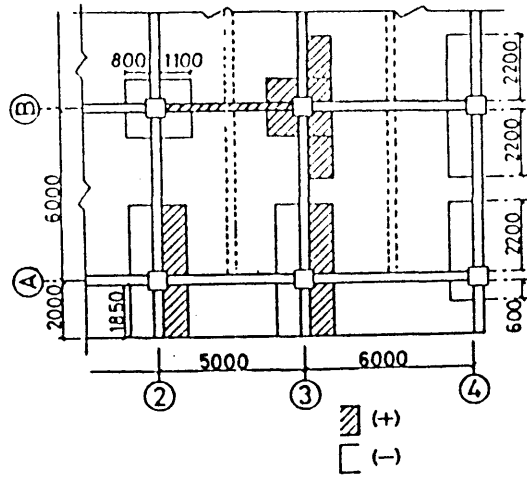
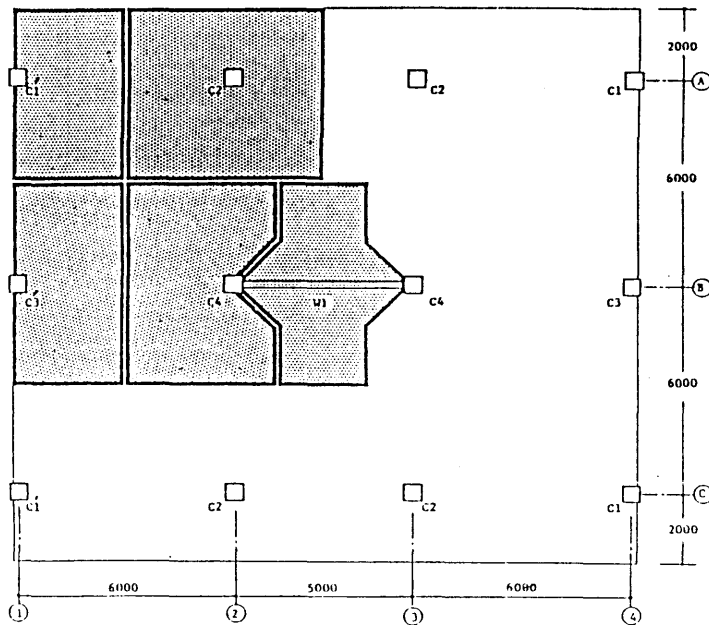
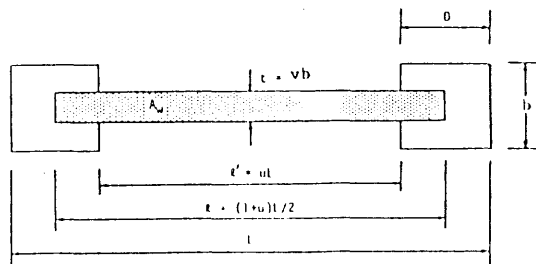


図5.1.3 実大7層試験体のスラブ筋の歪測定による有効幅



Tributary Areas for Gravity Axial Load Computation of Columns and Wall

図5.1.4 柱、壁の支配床面積



Notation for Shear Wall Section

図5.1.5 壁の剛性評価における有効断面積

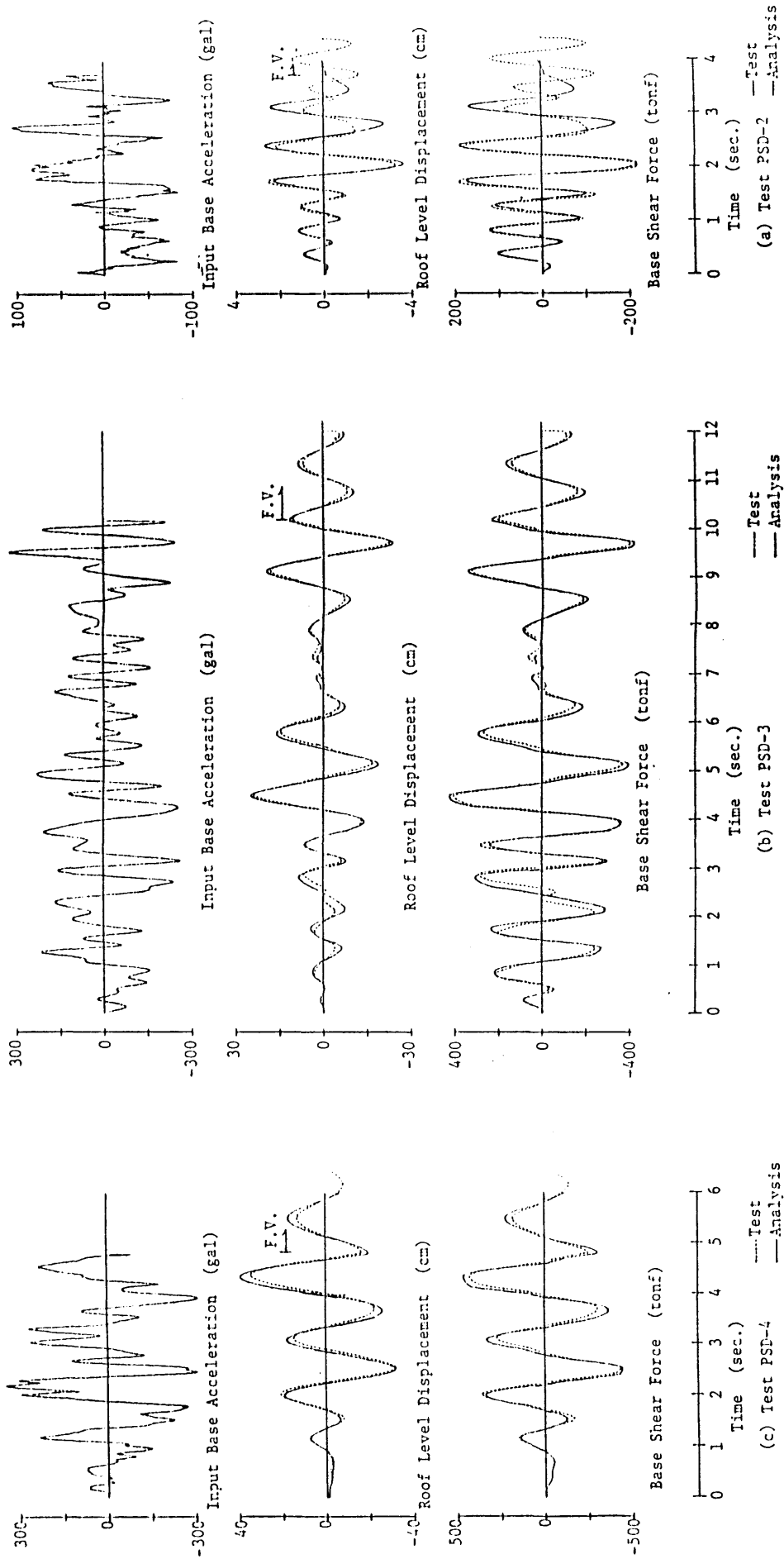


図5.2.1 応答波形の比較 (実験と解析)

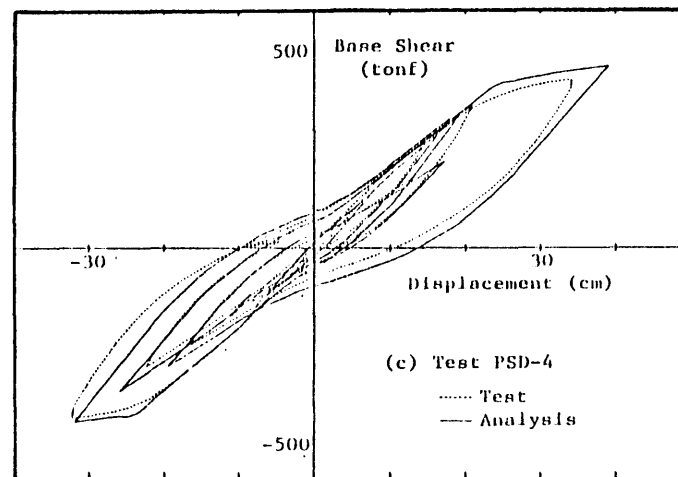
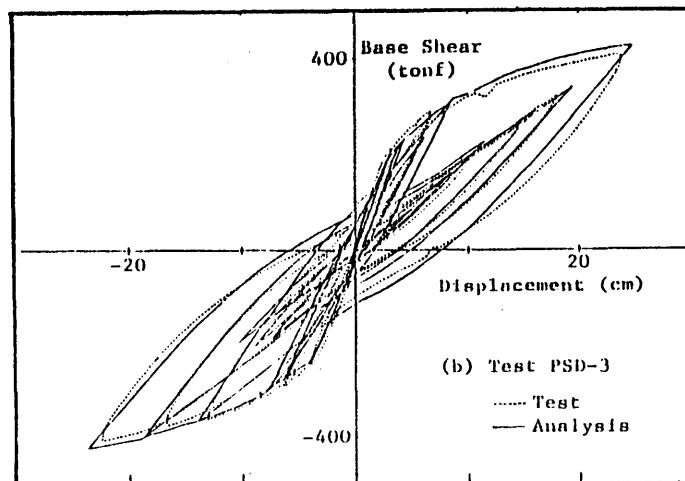
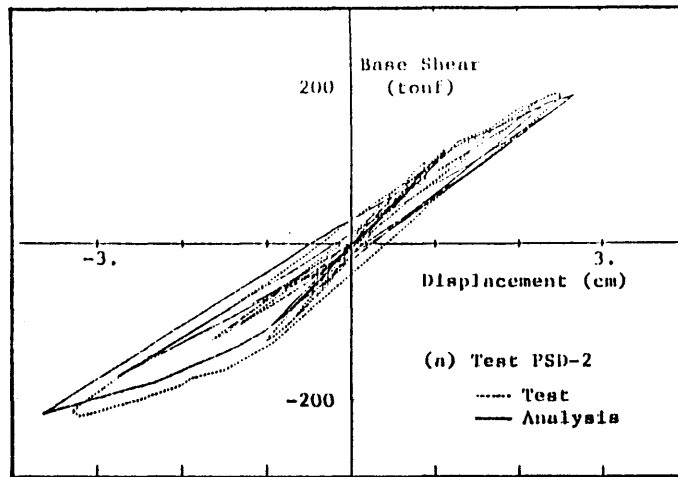
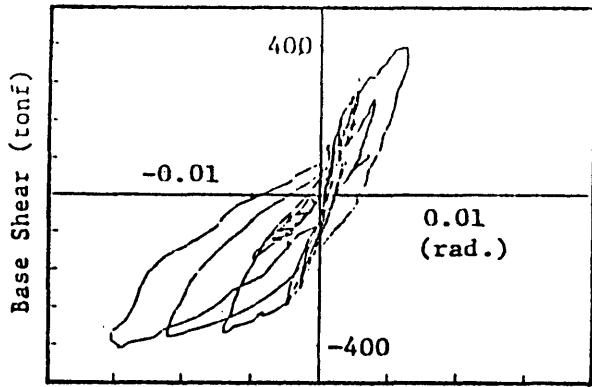
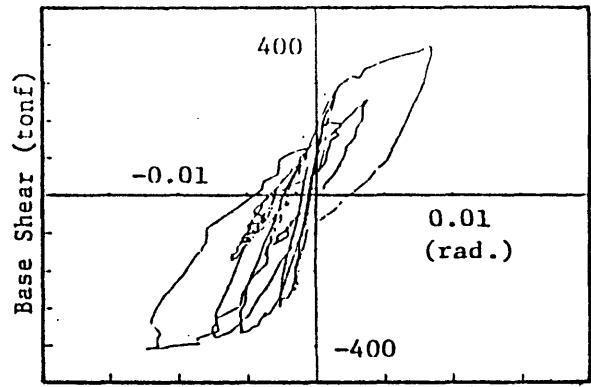


図5.2.2 最上階変位とベースシアの関係の比較（実験と解析）

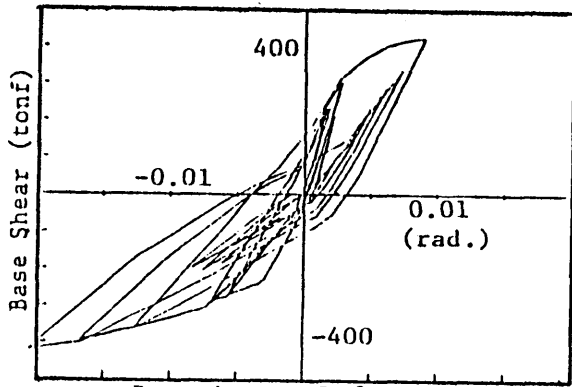


Rotation at Left End

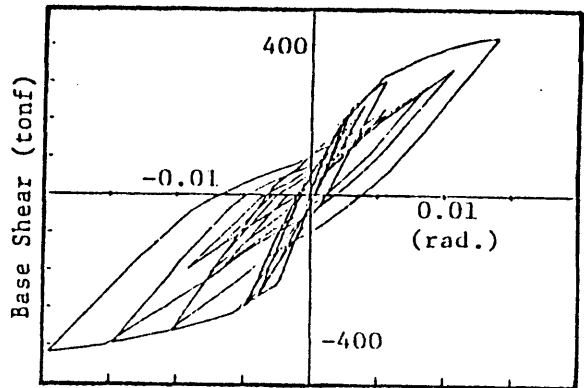


Rotation at Right End

(a) Observed

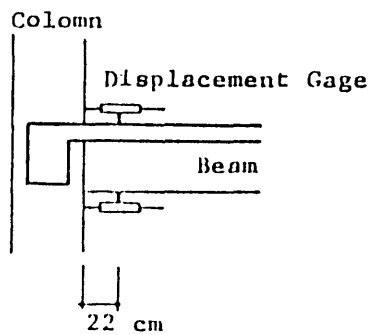


Rotation at Left End

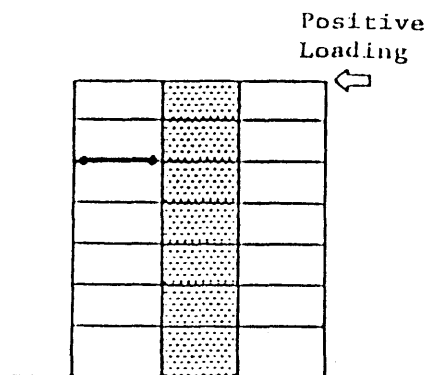


Rotation at Right End

(b) Calculated

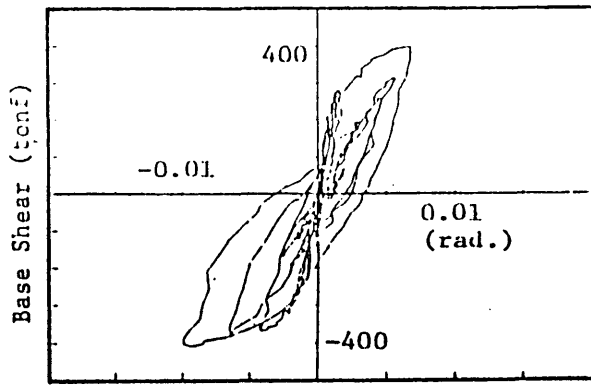


(c) Instrumentation

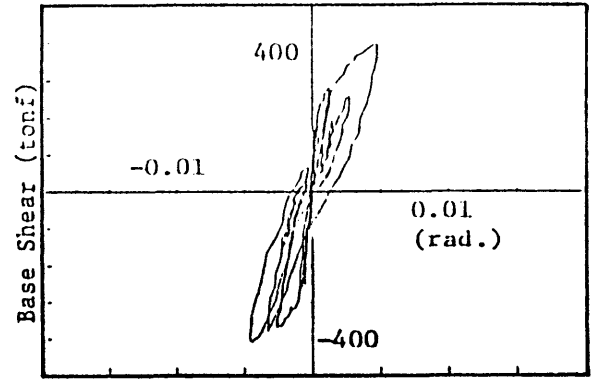


(d) Location of the Beam in Frame B

図5.2.3 壁境界ばりの回転角

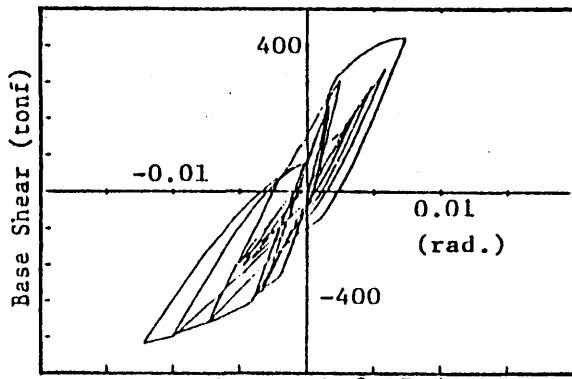


Rotation at Left End

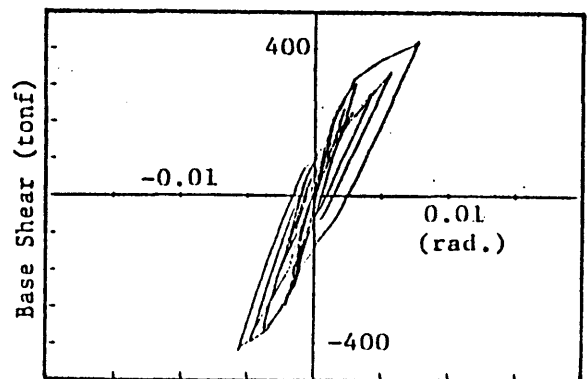


Rotation at Right End

(a) Observed

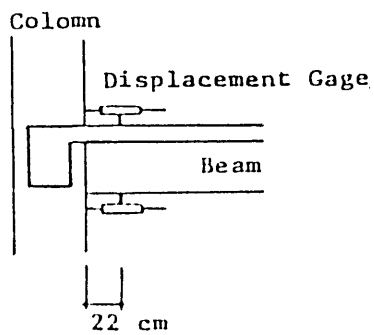


Rotation at Left End

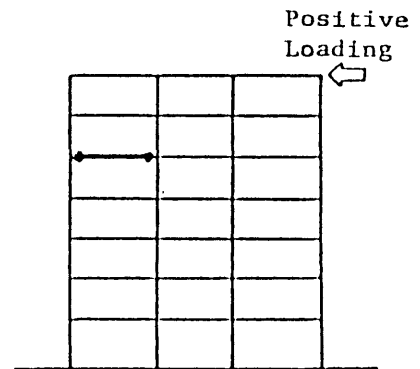


Rotation at Right End

(b) Calculated.

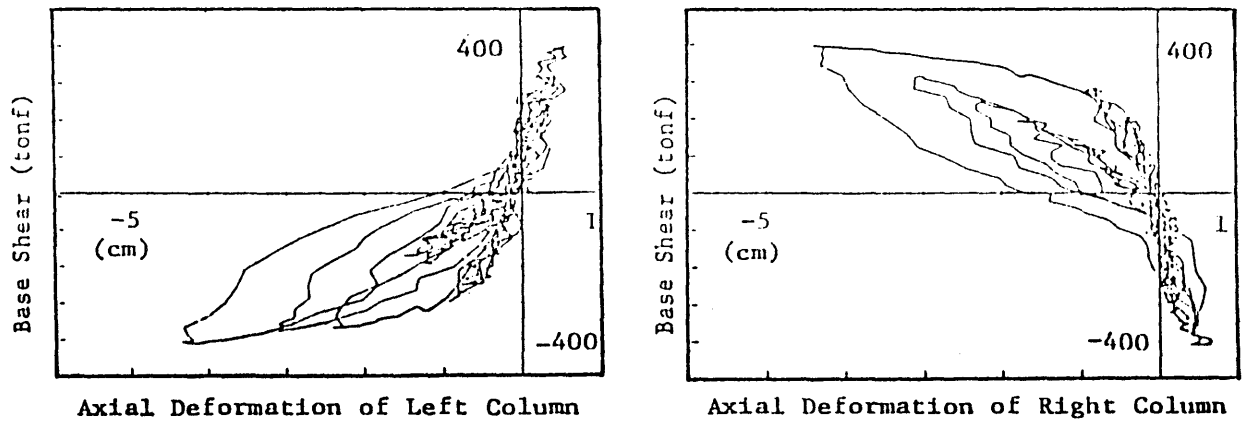


(c) Instrumentation

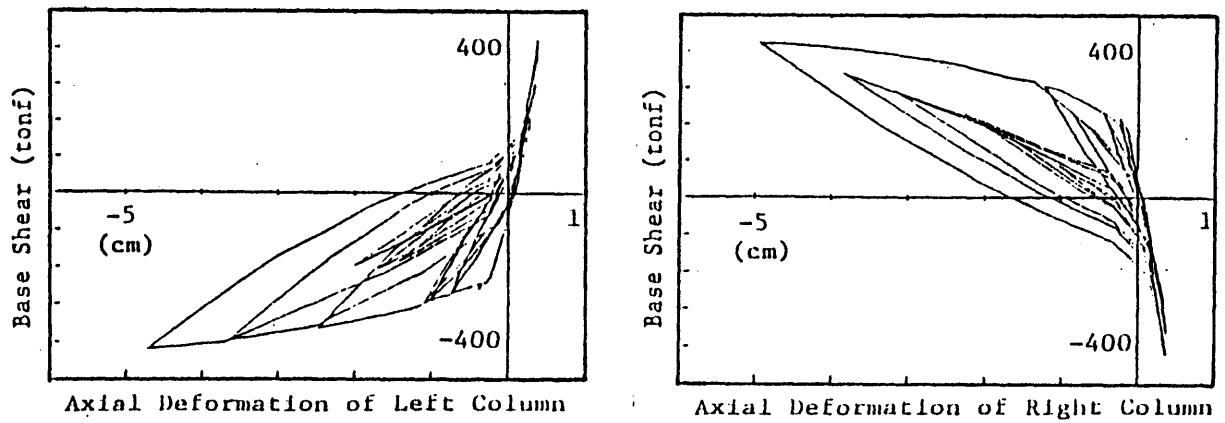


(d) Location of the Beam in Frame A

図5.2.4 純フレームはりの回転角



(a) Observed



(b) Calculated

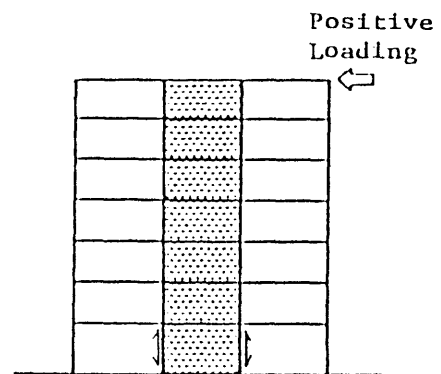
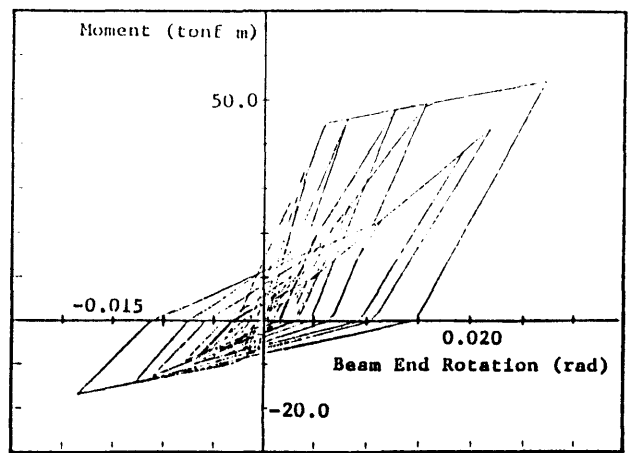
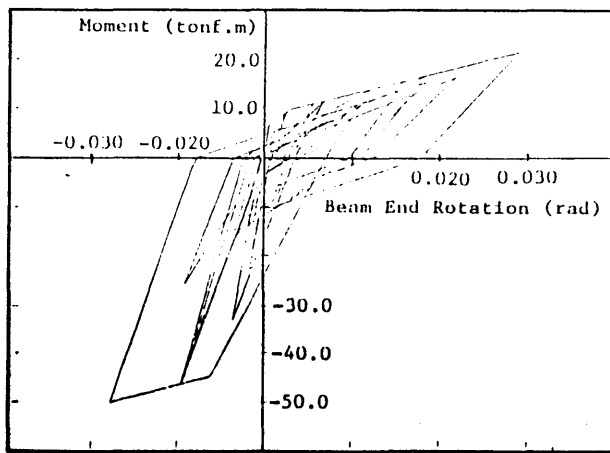
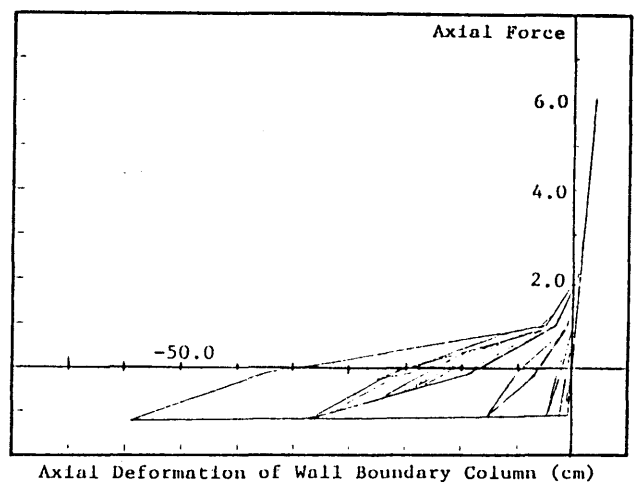
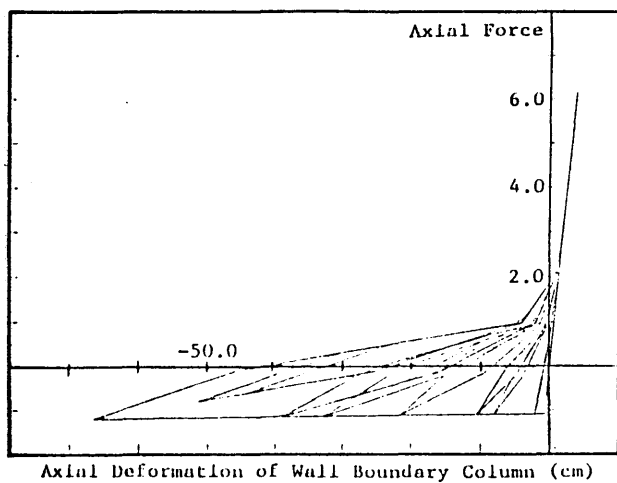


図5.2.5 耐震壁側柱の軸方向変形

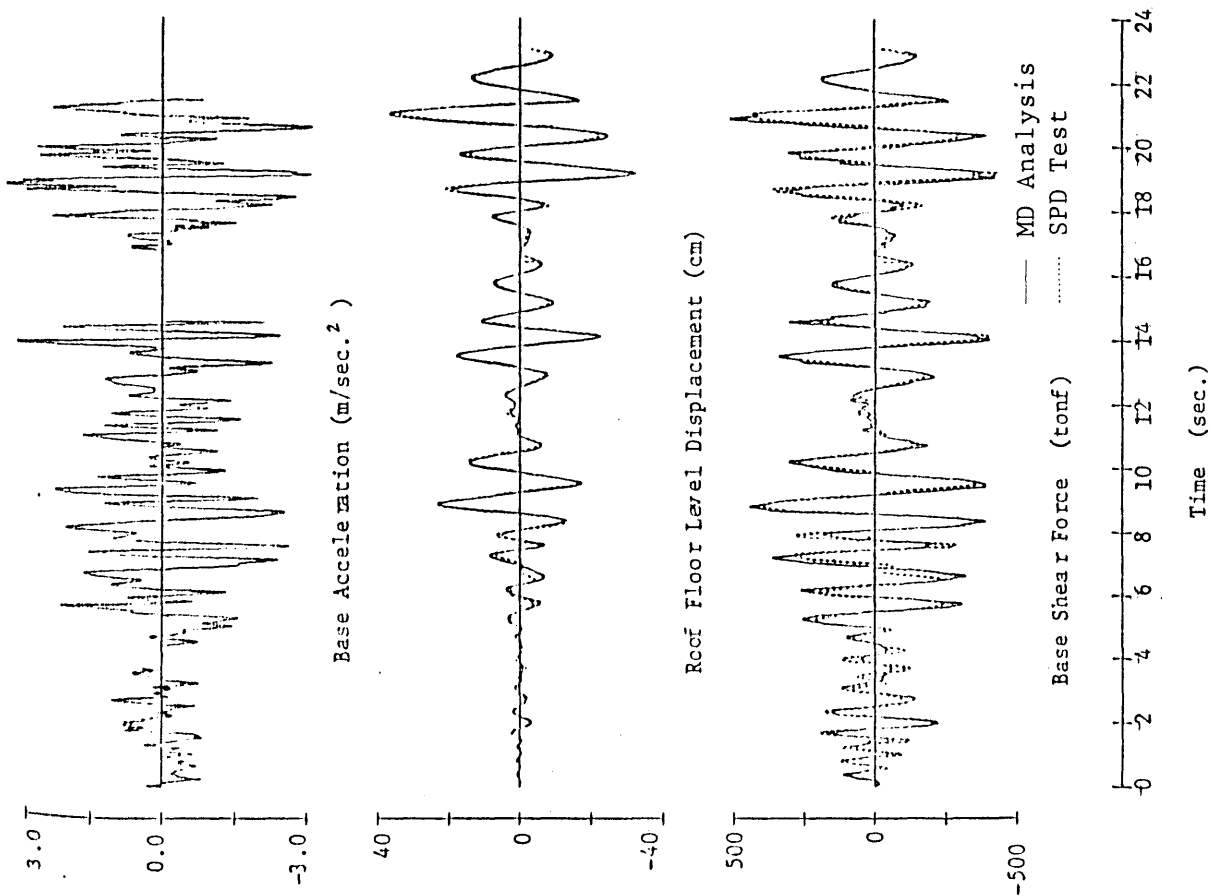


(a) Takeda-Slip モデル

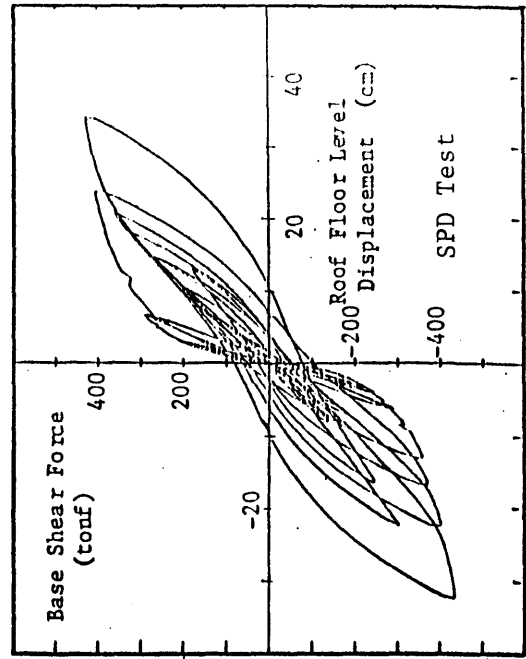
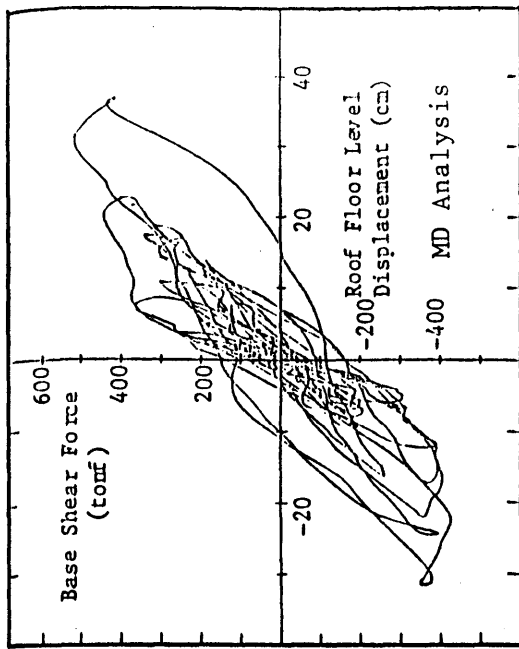


(b) Axial Stiffness モデル

図5.2.6 履歴モデルにおける復元力特性



(a) 応答波形の比較



(b) 最上階変位とベースシアの関係の比較

図5.3.1 多自由度系動的解析と擬似的実験