

## 8. 非線形動的解析法

### 8. 1 現状と問題点

平成7年兵庫県南部地震は、各種構造物に様々な形態の被害を生じさせた。その地震被害のシミュレーションでは、兵庫県南部地震で観測された地震動を用いた加震実験等の実証的な検討も行われたが、多くの構造物の地震被害シミュレーションで用いられたのが、非線形動的解析である。特に、兵庫県南部地震により激甚な被害を生じた橋梁の被災分析には、非線形動的解析が多く用いられている[8.1.1], [8.1.2], [8.1.3], [8.1.4]。兵庫県南部地震以後に改訂された道路橋示方書V耐震設計編[8.1.5]と鉄道構造物等設計標準耐震設計[8.1.6]は、非線形動的解析を日常の設計業務の中で用いる耐震計算法の1つとして位置付けている。

非線形動的解析の使用目的を整理すると次のようになる[8.1.7]。

- ①地震時の非線形応答を把握するためのパラメトリックスタディ
- ②地震被害のシミュレーション
- ③実験計画立案のための事前解析
- ④加震実験を補完するためのパラメトリックスタディ
- ⑤他の解析モデルの検証
- ⑥構造物の地震時の変形やせん断力、曲げモーメント等が許容範囲におさまっているかの照査
- ⑦実験や経験によってその非線形応答を予測し難い構造物の耐震設計
- ⑧既設構造物に減衰装置や免震支承を付加した場合の耐震補強効果の確認
- ⑨施工期間が長い構造物の施工時の耐震設計
- ⑩新形式の構造物の耐震設計

①～⑤は研究の場での非線形動的解析を、⑥～⑩は実務の耐震設計の中での非線形動的解析をそれぞれ表している。前者では①を除けば、非線形動的解析の対象範囲は構造物全体系よりも、適切な境界条件を仮定して取り出された部分構造系（構造要素）となることが多く、用いられる非線形動的解析法も有限要素モデルのような精緻な解析法から集中質量とバネからなる骨組モデルまで多種多様である。しかし、後者では⑩を除けば、非線形動的解析の対象範囲は、構造物全体系が対象となることが多く、用いる非線形動的解析も集中質量とバネからなる骨組モデルが用いられることが圧倒的に多い。

構造物全体系を対象とした非線形動的解析では、その非線形応答がある程度予想できる場合には大きく非線形化する構造要素のみに非線形特性を考慮してモデル化することが多く、その非線形応答の評価も容易である。しかし、その非線形応答が予測し難い場合には、非線形化が生じる可能性がある複数の構造要素に非線形特性を考慮したモデル化を行う必要がある。各構造要素の非線形特性は個別に検討、提案されたものであり、実挙動の再現性や非線形特性を決定づける素材の性質のばらつきも地盤、コンクリート、鋼材によって異なるため、得られた構造物全体系としての非線形応答の評価は難しくなる。

例えば、橋梁は、上部構造（桁）、支承構造、下部構造（橋脚）、基礎構造、周辺地盤から成る構造系であるが、兵庫県南部地震以前もしくはその後に載荷実験や振動台加震実験も含めているような形で検討が進められてきた単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚および免震支承と比較すると、上部構造、支承構造、ラーメン形式橋脚、基礎構造に対する載荷実験や振動台加震実験の実施例は圧倒的に少なく、動的耐力や変形性能の評価にはまだいろいろな検討課題が残されている。特に、周辺地盤との相互作用を考慮した基礎構造－周辺地盤系やアーチ橋等のような地震時挙動が複雑となる橋梁全体系は、模型を実験可能な大きさにすると縮尺率が極端に小さくなり、実際の構造物の挙動を再現できなくなるため、これらの構造系に対しては、将来においても、動的耐力や変形性能の評価に関する実証的な研究成果はあまり期待できない。このように、橋梁を構成する各構造要素の内、実用的な復元力モデルが提案されているのは、免震支承[8.1.8]と単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚[8.1.9]や鋼製橋脚[8.1.10]だけであり、上部構造（桁）、支承構造、ラーメン式橋脚、基礎構造－周辺地盤系の骨格曲線のモデル化に関してはある程度明らかにされてきているが、繰返し特性（履歴則）までを規定した実用的な復元力モデルの提案にまでは至っていない。

我が国で建設される道路橋は圧倒的に単柱形式の橋脚に支持された直線橋が多く、主たる塑性化は、免震支承や橋脚基部付近の塑性ヒンジ区間に生じるように耐震設計される[8.1.5]ことが多い。また、橋梁全体系の非線形応答には、主たる塑性化が生じる免震支承や橋脚基部の復元力特性の影響が強く現れると考えられることから、免震支承や単柱形式の橋脚の復元力特性だけでも、実務の耐震設計の中で実施される非線形動的解析の多くをカバーできることがわかる。

鉄道橋においても、鉄道橋としての構造特性を踏まえた復元力モデルが提案されており[8.1.6]、現在提案されている復元力モデルでかなりの範囲をカバーできているようである。

我が国の非線形動的解析に関する研究は、建築分野が先行してきた [8.1.11]。しかし、兵庫県南部地震を契機に、非線形動的解析は橋梁の耐震設計の中に確実に定着してきており、超高層建築や原子力施設のような特殊な構造物に非線形動的解析が適用される建築分野に比較して、その使用実績は格段に多いと予想される。これだけ普及している橋梁の非線形動的解析ではあるが、まだ多くの問題を有しており、現在実施されている非線形動的解析は、将来改良される余地を多く残している。

非線形動的解析を用いた耐震設計は、各種の部材や構造に関する動的耐力や変形性能に関する研究、入力地震動に関する研究、入力地震動特性と各構造の非線形応答特性の関係とそれに基づいた動的応答を用いた照査法に関する研究、動的解析法や解析ソフトの開発等の成果に基づいて構築されている。このため、橋梁の耐震設計に用いられる非線形動的解析の問題点は、各研究分野における問題点とも密接に関係している。ここでは、これらの問題点全てを対象とするのではなく、鉄筋コンクリート部材や鋼部材に関する復元力特性（復元力モデル）や基礎構造や周辺地盤に関する情報、入力地震動に関する情報が既知であっても、橋梁全体系を対象とする非線形動的解析を実施する上で十分解明されていない事項に限って述べる。

#### 1) 部材モデルの実現象の再現性

多くの復元力モデルは、カンチレバー状の柱を対象に実施された正負交番繰返し載荷実験結果より得られた水平力～水平変位関係に基づいて提案されている。このようなカンチレバー状の柱では、曲げモーメント分布は柱基部の塑性化に応じて柱基部付近の曲げモーメントの頭打ちが生じるものの、ほぼ三角形分布に近く、荷重の載荷点から柱基部にかけて曲げモーメント分布が反

転することはない。しかし、ラーメン橋やアーチ橋および斜張橋等のように地震時の挙動が複雑となる橋梁を構成する部材に生じる曲げモーメント分布は、カンチレバー状の柱のように単純ではなく、部材内の任意の点で曲げモーメントが反転することが多い。このような違いがあるにもかかわらず、地震時の挙動が複雑となる橋梁をモデル化する場合には、部材の曲げモーメント～曲率関係や部材の両端部に設けた非線形回転バネの曲げモーメント～回転角関係に水平力～水平変位関係に対して提案された復元力モデルを用いることがよく行われている。しかし、水平力～水平変位関係として提案された復元力モデルを、曲げモーメント～回転角関係や曲げモーメント～曲率関係に用いることの妥当性を実証的に検証した研究[8.1.12]は少なく、橋梁分野ではまだない。

今後は、地震時の挙動が複雑となる橋梁の非線形動的解析で多用されている非線形梁要素（曲げモーメント～曲率関係）のような部材モデルの実現象に対する再現性を検証することが期待される。

## 2) 基礎構造と周辺地盤の影響が無視できない橋梁の非線形動的解析

基礎構造と周辺地盤をも動的解析モデルに組み込むと、基礎構造～地盤間の動的相互作用、非線形相互作用など、現在の技術レベルでは未解明なことが多く、総合的な判断を下しにくくなる。このため、耐震設計上、基礎構造とその周辺地盤の影響が無視できないような橋梁に対する非線形動的解析とその耐震設計は、次のような流れで行われることが多い。

Step1: 基礎上面位置（フーチング底面位置）に設置した基礎～地盤間バネを介して、入力地震動を橋梁全体系に作用させる非線形動的解析を実施する。

Step2: 非線形動的解析から得られた応答値を用いて、基礎構造から上に存在する構造系が所要の耐震性能を確保できるように耐震設計を行う。

Step3: 非線形動的解析から得られた基礎上面位置の軸力と水平力および曲げモーメントを基礎構造の地震時保有耐力法モデルに作用させて、基礎としての降伏が生じないように耐震設計を行う。

基礎～地盤間バネは、基礎構造の剛性は線形とし周辺地盤に生じるせん断ひずみの大きさに応じたせん断剛性の低下のみを考慮した等価線形化バネや、基礎構造上面より上に存在する構造系の慣性力によって基礎構造に生じる損傷に応じた剛性低下と基礎構造～周辺地盤間バネの非線形化を考慮した非線形弾性バネとしてモデル化されることが多い。後者の非線形弾性バネは、基礎構造の地震時保有耐力法モデルを用いて求めることができる。

何れのバネも、基礎構造～周辺地盤間に生じる相互作用を十分考慮したモデルとは言い難く、基礎構造とその周辺地盤の影響が無視できないような橋梁の動的解析モデルとしては不十分である。

今後は、基礎構造～周辺地盤間の動的相互作用と非線形相互作用を反映した基礎～地盤間バネ（Sway-Rocking バネ）とそれに作用させる地震動（有効入力地震動）のモデル化が期待される。

## 3) 非線形動的解析に用いる粘性減衰マトリックス

復元力モデルによって履歴減衰効果が自動的に考慮される非線形動的解析では、線形動的解析ほど、構造減衰や逸散減衰効果のモデル化が議論されることは少ない。これは、非線形動的解析より得られる非線形応答を剛性変化と履歴減衰効果によるものなのか、粘性減衰マトリックスによる減衰力の効果によるものなのかを明確に分離できないからである。しかし、完全弾塑性型の骨格曲線からなる復元力モデルを有するカンチレバー状の橋脚に塑性化が生じる場合を想定する

と、静的な力のつり合いに基づく限りは橋脚には、橋脚の降伏水平耐力以上の水平力は作用しないはずである。しかし、非線形動的解析を行うとこれ以上の地震力が作用し、この原因が減衰力であることが報告されている[8.1.13], [8.1.14], [8.1.15], [8.1.16], [8.1.17]。

粘性減衰マトリックスのモデル化の違いは、最大応答値発生後に生じる残留変位の値にも大きな影響を及ぼすと予想される。これは、最大応答値付近の非線形応答には復元力モデルによって自動的に考慮される履歴減衰効果の影響が大きいものに対して、入力地震動の主要動が終了した後の地震応答には、履歴減衰効果よりも粘性減衰マトリックスによる減衰効果の影響の方が大きいからである。

動的解析に用いる粘性減衰マトリックスは、数学的展開のし易さや数値解析上の処理のし易さに重きを置いてモデル化されており、そのような粘性減衰マトリックスを用いたときの非線形応答の再現性について検討した研究は少ない[8.1.18], [8.1.19], [8.1.20]。

今後は、振動台を用いた加震実験結果を非線形動的解析によって再現するためには、粘性減衰マトリックスをどうモデル化したらその再現性が高いかという研究が期待される。

#### 4) 軸力・曲げモーメント・せん断力の相互作用

震源から発せられた地震動は、橋梁に作用するときには3方向から同時に作用する。このため、橋梁を構成する各構造部材には、軸力、曲げモーメント(ねじりモーメントを含む)、せん断力が同時に作用する。現在行われている非線形動的解析の多くが、これらの相互作用の影響を無視している。しかし、ある断面の曲げ耐力や曲げモーメント～曲率関係は、同時に作用する軸力の大きさによって変化する。また、曲げによって損傷した鉄筋コンクリート部材のせん断耐力は低下することが知られている。橋梁によっては、これらの相互作用の影響を無視できないものもある。

例えば、ラーメン形式の吊構造系橋梁の主塔は、橋軸直角方向から作用する地震動によって軸力が大きく変動するため、軸力の変化にともなう曲げモーメント～曲率関係の変化を考慮した非線形動的解析が必要となる。アーチ橋のアーチリブには、軸力変動が生じるとともに、2方向から同時に大きな曲げモーメントが作用するため、軸力変動と2方向から同時に作用する曲げモーメントの相互作用を考慮した非線形動的解析が必要となる。このような複雑な非線形問題に対する実用的な復元力モデルはまだないのが実状である。ファイバーモデルのように、材料の非線形性を応力～ひずみ関係で制御するような解析法を用いればこのような複雑な非線形問題も自動的に考慮することができる。しかし、現実には、繰り返し荷重下の応力～ひずみ関係に関する研究が、鉄筋コンクリート部材や鋼部材の復元力モデルほどは進んでおらず、解析上考慮できても実現象の再現性が保証されているわけではない。

現在、このような複雑な非線形問題を考慮しなければならない橋梁の耐震設計は、既往の実証的な研究、軸力変動や2方向曲げモーメントの影響を無視した解析、また可能ならばその影響を考慮した解析結果を参考にしながら、橋梁としての耐震性を総合的に判断している。

今後は、軸力・曲げモーメント・せん断力の相互作用を考慮した載荷実験等の実証的な研究とともに、それを再現できる実用的な解析モデルの開発が望まれる。

#### 5) 材料非線形と有限変形の影響が無視できない橋梁

吊構造系の長大橋梁では、その基本固有周期が非常に長いために、長周期成分を含んだ強度が大きい地震動の作用を受けると非常に大きな応答変位を生じる。このような場合には、材料の非線形性だけでなく、有限変形の影響も考慮した複合非線形動的解析が必要となる。

現在、材料非線形と有限変形の影響が無視できない橋梁の耐震設計は、材料の非線形性を考慮した動的解析、材料の非線形性は無視し有限変形のみを考慮した動的解析、材料の非線形性と有限変形の影響を考慮した動的解析を行い、有限変形の影響や材料非線形と有限変形の相互作用が橋梁の耐震性に与える影響を総合的に判断している。

今後は、材料の非線形性と有限変形の影響を考慮した載荷実験等の実証的な研究とともに、それを再現できる実用的な解析モデルの開発が望まれる。

#### 6) 耐震設計に用いる動的解析ソフトの違い

平成7年兵庫県南部地震以後、橋梁の耐震設計の分野では、急速に非線形動的解析が普及していった。それに伴い、数多くの非線形動的解析ソフトが開発・販売されるようになっていく。このような解析ソフトの普及に伴い、耐震設計の品質が異なる解析ソフトを用いることによってばらつかないようにするための努力も行われている[8.1.21], [8.1.22]。

例えば、鋼製橋脚を非線形せん断バネで表して4種類の解析ソフトを用いて行った非線形動的解析結果は、遜色がないことが報告されている[8.1.21]。また、5種類の解析ソフトを用いて行った、免震支承を非線形せん断バネ、鉄筋コンクリート橋脚を非線形梁要素で表した免震支承～鉄筋コンクリート橋脚系の非線形動的解析結果の差は±5%以内[8.1.21]、非線形梁要素と線形梁要素からなる鋼アーチ橋の非線形動的解析結果の差は±10%以内[8.1.22]となることも報告されている。

このように簡単な非線形問題に限定すれば、非線形動的解析ソフトは、解析ソフト毎に正しく運用すればいずれの解もほぼ等しくなるような状況にある。しかし、これは、必ずしも各解析ソフトの解析条件を全て等しくするという事ではない。

図8.1.1は、橋梁の耐震設計によく用いられている非線形動的解析ソフトで採用されている非線形梁要素の曲げモーメント $M$ と曲率 $\phi$ によって表される非線形性の制御方法を概念的に示したものである。

部材両端部位置と部材中央位置で非線形性を制御する方法と、部材両端部位置で非線形性を制御する方法は、部材両端部位置の曲げモーメント $M$ と曲率 $\phi$ は、常に復元力モデルの骨格曲線を逸脱することはない。このため、異なる部材同士が結合されている断面に生じる曲げモーメントは線形、非線形にかかわらず連続した分布が得られる。

部材中央位置で非線形性を制御する方法では、部材中央位置の曲げモーメント $M$ と曲率 $\phi$ は、

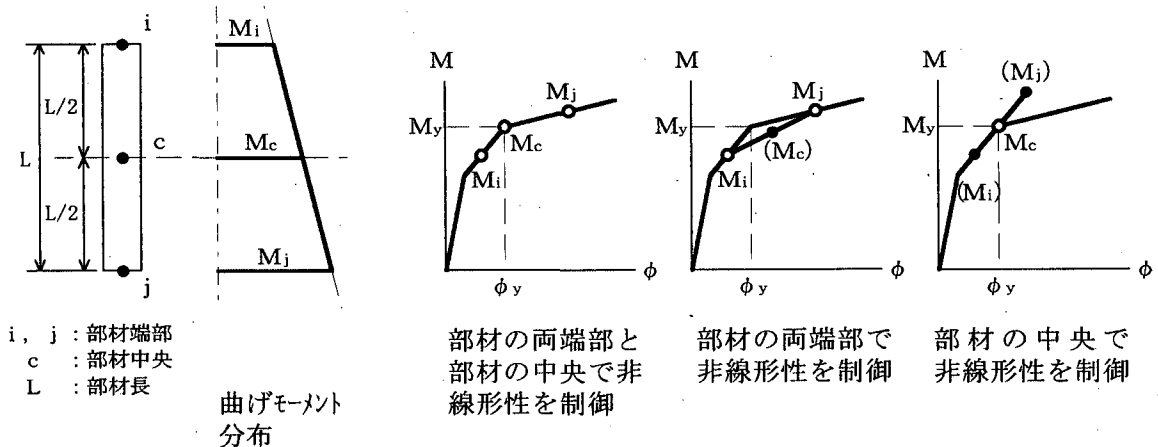


図 8.1.1 部材軸方向の曲げモーメント分布と非線形性の制御方法の概念図

常に復元力モデルの骨格曲線を逸脱することはないが、部材両端部位置のいずれかの曲げモーメント  $M$  や曲率  $\phi$  は、復元力モデルで与えられた骨格曲線よりも大きい値となることがある。このため、異なる部材同士が結合されている断面に生じる曲げモーメントは線形域の応答では連続した分布となるが、非線形域の応答では不連続となる。

このように異なる非線形性の制御方法を採用している各解析ソフトが、同じような解を出すための条件は、単に同じようにモデル化すること、同じ解析条件とすること、部材内の同じ位置における断面力を比較することではなく、対象としている問題に対して各解析ソフトの性質に応じて最も適切なモデル化と解析条件を設定し、各解析ソフトによって出力される応答値が整合するもの同士を比較する必要がある。このためには、各解析ソフトの開発者は、解析ソフトの処理内容やその限界を具体的に明示し、解析ソフトの利用者が誤った使用をしないように情報を開示する必要がある。

#### 7) ポストピーク以後の解析精度の向上

耐震設計では、入力地震動や解析モデルの不確定性等を踏まえて、耐震設計上の許容値を、最大耐力以後の耐力低下域に設定することはない。このため、耐震設計のための非線形動的解析に用いる復元力モデルは、最大耐力までの安定した領域の非線形応答が得られれば良いとされてきた。たった1つの復元力モデルで、構造物に生じる全ての非線形応答を再現することは不可能であり、今後もこの流れは変わらないと思われる。しかし、社会基盤施設である土木構造物が地震によってどう壊れるかの説明が問われる時代でもある。今後は、大型模型を用いた破壊実験だけでなく、実際の構造物の破壊状況を数値シミュレーションによって再現できることが期待される。

#### 参考文献

- 8.1.1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
- 8.1.2) Committee of Earthquake Engineering Japan Society of Civil Engineers：The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake—Investigation into Damage to Civil Engineering Structures—, 1996.
- 8.1.3) 社団法人土木学会関西支部：大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書—, 1998.
- 8.1.4) 社団法人土木学会コンクリート委員会阪神淡路大震災被害分析小委員会（311委員会）：コンクリート技術シリーズ 36, 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証—検討課題と将来像—, 2000.
- 8.1.5) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.
- 8.1.6) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 8.1.7) 社団法人日本建築学会：応用力学シリーズ6 構造物系の非線形・不確定モデリング, 1998.
- 8.1.8) 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性, 土木技術資料, Vol.34-5, PP.46-53, 1992.
- 8.1.9) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M.：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.
- 8.1.10) 宇佐美勉, 織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望, 土木学会論文集, No.668, I-54, pp.1-16, 2001.

- 8.1.11) 梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），pp.287-293，技報堂出版，1982.
- 8.1.12) 市之瀬敏勝，滝口克己：鉄筋コンクリート柱の部材モデルに関する比較研究，日本建築学会構造系論文報告集，第401号，pp.67-76，1989.
- 8.1.13) 滝澤春男，関弘義：塑性履歴域で異なる粘性減衰性が梁崩壊型靱性架構の激震応答挙動に及ぼす影響，日本建築学会，構造工学論文集，Vol.33B，pp.103-110，1987.
- 8.1.14) Pierre Leger, Serge Dussault : Seismic-Energy Dissipation in MDOF Structures, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.118, No.5, pp.1251-1269, 1992.
- 8.1.15) 松島豊：バイリニア型履歴系の地震応答に及ぼす減衰の影響，日本建築学会構造系論文報告集，第436号，pp.63-70，1992.
- 8.1.16) S.Soda : Role of Viscous Damping in Nonlinear Vibration of Buildings Exposed to Intense Ground Motion, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 59, pp.247-264, 1996.
- 8.1.17) 矢部正明：粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える影響，土木学会，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.101-108，2000.
- 8.1.18) 江戸宏彰，武田寿一，表祐太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その2．実験結果の検討），日本建築学会関東支部，第44回（48年度）研究報告集，pp.45-48，1973.
- 8.1.19) 表祐太郎，武田寿一：鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究（その2．実大煙突の応答性状），日本建築学会論文報告集，第227号，pp.25-33，1975.
- 8.1.20) 小谷俊介：鉄筋コンクリート造骨組の震動破壊実験—動的非線形解析の資料—，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.1555-1556，1980.
- 8.1.21) ・土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.237-270，1997.
- 8.1.22) ・土木研究センター：平成9・10年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.484-507，1999.
- 8.1.23) 土木学会構造工学委員会計算力学とその応用に関する研究小委員会：構造工学シリーズ7 構造工学における計算力学の基礎と応用，1996.

（執筆者：矢部正明）

## 8. 2 鉄筋コンクリート構造の非線形動的解析

### 8. 2. 1 部材モデルと材料モデルを用いた非線形動的解析の現状と方向性

鉄筋コンクリート構造（以下、RC 構造とする）の非線形動的解析は、次に示す 3 つの方法に大別できる。

- (1) 載荷実験や加震実験に合うようにそのルールを定めた RC 部材の復元力特性（復元力モデル）を、部材の水平力-水平変位関係や曲げモーメント-曲率関係および部材端部の曲げモーメント-回転角関係に与えた非線形部材を用いた非線形動的解析（以下、部材モデルとする）[8.2.1], [8.2.2]。
- (2) RC 断面に平面保持則を仮定し、材料の非線形性をコンクリートと鉄筋の 1 軸の応力-ひずみ関係の非線形性によって考慮するファイバーモデルを用いた非線形動的解析（以下、ファイバーモデルとする）[8.2.1], [8.2.2]。
- (3) 材料の非線形性をコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係の非線形性によって考慮する有限要素法を用いた非線形動的解析（以下、有限要素モデルとする）[8.2.3]。

部材モデルは、載荷実験や加震実験から得られた復元力特性に基づいていることから復元力モデル、ファイバーモデルと有限要素モデルは、構造や部材を構成する材料の応力-ひずみ関係に基づいていることから材料モデル[8.2.3]と呼ばれることもある。ファイバーモデルは有限要素モデルの自由度を低減したモデルである。

RC 構造の非線形応答は、コンクリートや鉄筋の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮しただけでは、載荷実験や加震実験結果を再現できないことが多い。これは、RC 構造の非線形応答には、材料の応力-ひずみ関係だけでなく、ひびわれの進展、鉄筋とコンクリートの付着すべり等様々な要因が絡んでいるからである。部材モデルは、載荷実験や加震実験に合うように定めた復元力特性を用いているため、RC 構造の非線形応答に影響を及ぼす様々な要因が間接的に考慮されている。また、ファイバーモデルや有限要素モデルも、単に、コンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係だけでなくひびわれの進展や鉄筋とコンクリート間の付着すべり等を考慮したモデルも提案されており、RC 構造の非線形応答に与える様々な要因を直接的に考慮した非線形動的解析が行われるようになっている[8.2.4]。

軸力変動や 2 軸曲げの相互作用の影響を考慮した非線形動的解析を行う場合には、ファイバーモデルや有限要素モデルによる非線形動的解析では、特別な工夫を必要としないが、部材モデルを用いた非線形動的解析では載荷実験や加震実験から得られた復元力特性に軸力変動や 2 軸曲げの相互作用の影響を考慮できるように工夫を加える必要がある。部材モデルに軸力と曲げモーメントの相互作用や 2 方向曲げモーメントの相互作用を考慮したモデルには、1 軸の復元力特性を金属塑性論に基づき 2 軸や軸力変動を考慮できるように拡張したモデルや、柱部材の材端における材軸直交方向面内に複数個の材料の応力-ひずみ関係に基づいた軸方向バネを設け、柱に対する 2 方向曲げモーメントや軸力変動の影響を考慮した Multi-Spring モデル (MS モデル) 等がある[8.2.5]。

前川らは、部材モデルを用いた非線形動的解析から得られる情報は部材や構造物の非線形応答に限定されるのに対して、有限要素モデルを用いた非線形動的解析ならば部材や構造物の非線形応答だけでなく、材料の損傷度、部材内部のひびわれ幅や密度という多くの情報が得られることや、軸力変動や 2 軸曲げの相互作用の影響を特別な仮定を設けることなく考慮できる点、ポスト



ピーク後の挙動を追跡できるという観点から、有限要素モデルによる非線形動的解析を耐震性能照査法の理想型としている[8.2.3]。しかし、今日までに多くの載荷実験や加震実験によって検証されてきた RC 部材の復元力特性ほどには、材料モデルに用いるコンクリートや鉄筋の応力-ひずみ関係の繰返し特性は検証されていないのが実状である。

構造物の地震応答は、作用する地震動によって異なる。耐震設計に用いる地震動のモデル化に関する研究は数多く行われてきており、今後も精力的に行われるであろうが、地震動の不確定性は、耐震設計において永遠に考慮しなければならない問題である。このような地震動特性の不確定性を考慮すると、材料モデルを用いた非線形動的解析による RC 構造の非線形応答と地震動特性の関係に関する基礎資料は十分とは言い難い。有限要素モデルを用いた非線形動的解析は、理想的な耐震性能照査法としての可能性をより確実なものとするためにも、より多くの載荷実験や加震実験結果による検証のみならず、地震動特性と RC 構造の非線形応答特性の関係についてもより多くの検討を行うことが望まれる。

部材モデルを用いた非線形動的解析による RC 構造の非線形応答に対する研究は、我が国だけでなく海外においても非常に多くの研究がある。これらの研究成果は、入力地震動や構造物の特性によって様々に変化する非線形応答特性に対して多くの情報を提供してきており、RC 構造の耐震設計にとって貴重な財産となっている。1つの部材モデルで RC 構造に生じる非線形応答に影響を及ぼす要因を全て考慮することはできないが、橋梁を構成する RC 部材は、曲げ破壊先行型の変形性能に富んだ部材として設計されることが多く、地震時に曲げモーメントとせん断力が作用する RC 部材であっても、曲げの復元力特性が耐震設計で想定する変位（変形）領域内で実用上十分な精度を有していれば、部材モデルを用いた非線形動的解析より得られた応答値でも耐震設計には十分である。何故ならば、橋梁を構成する RC 部材に耐震設計上許されている損傷は、繰返し載荷実験等に現れる最大耐力以前の損傷程度であることが圧倒的に多いからである。また、入力地震動によって複雑に変化する残留変位量などは、既往の部材モデルによる研究成果を参考にすることにより、その不確定性に配慮した耐震設計が可能となる。

非線形動的解析結果を用いた耐震性能の照査は、部材モデルの場合には橋梁に生じる非線形応答と多数の繰返し載荷実験や加震実験に基づいた部材の損傷レベルを対応させることによって行うことができる。材料モデルの場合には、有限要素やファイバー要素に生じるひずみの大きさが耐震設計上の許容ひずみ以内に収まっているかを照査すれば良い。しかし、上述したように、材料モデルを用いて繰返し載荷実験や加震実験結果をシミュレーションした例が少ないため、橋梁に生じる非線形応答や部材の損傷レベルとひずみの大きさの関係に関して、耐震設計に適用できるだけの知見が得られているとは言い難い。なお、ファイバーモデルの場合は、断面の応答曲率を求めることができるので、ひずみで評価せず、断面の変形で評価すれば、部材モデルと同じ体系で照査することもできる。

このように、RC 構造の耐震設計は、今後も部材モデルを用いた非線形動的解析を中心に展開されていくと考えられる。これは、部材モデルを対象に得られている多くの実験結果や地震動特性と非線形応答特性に関する知見等が、耐震設計の中に存在する多くの不確定性に対して何らかの情報を与えてくれるからである。上述したように、軸力の変動や2方向曲げモーメントの影響も部材モデルを用いて考慮できることが確認されており[8.2.6], [8.2.7], ピッチングやポストピークを考慮した部材モデルも提案されている[8.2.8], [8.2.9]。部材モデルによってこのような複雑な非線形問題をも取り扱うことができるならば、その複雑な非線形性が RC 構造の非線形応答に与

える影響を既に得られている部材モデルの研究成果と比較するという形で行うことができる。有限要素モデルは、せん断破壊のような耐力劣化をともなう履歴形状が安定しない等のより複雑な非線形性を対象とする場合や、新しい構造形式の耐震設計を行う場合には、有効なツールとなる。ファイバーモデルは、軸力の変動や2方向曲げモーメントの影響が無視できない場合に用いられることになる。

橋梁の非線形動的解析に用いられる RC 部材の復元力モデルで最も使用実績が多いのが Takeda モデルである。Takeda モデルは、建築の RC 部材に対する実験結果をシミュレーションするために提案されたものである[8.2.10]。カリフォルニア大学サンディエゴ校では、カリフォルニア州交通局の多数の橋梁部材に対する繰返し載荷実験が行われており、その結果から次式に示す Takeda モデルの除荷剛性  $K_u$  の低下を表す係数  $\alpha$  の推奨値が橋梁部材毎に示されている[8.2.11]。我が国では、このような研究は少なく[8.2.12]、橋梁部材を対象とした復元力モデルの開発を含めて、今後の研究が望まれる分野である。

$$K_u = K_0 \left( \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{-\alpha} = K_0 \mu^{-\alpha} \quad (8.2.1)$$

以上は、RC 構造の非線形性のうち主に材料非線形に着目して RC 構造の非線形動的解析について述べてきたが、最近では、RC 構造の軽量化と大型化にともなう柔構造の出現や、耐震設計で想定する地震動強度が大きいことによる応答変位の増大にともない幾何学的非線形（有限変位）の影響も考慮する必要性が議論されることもある[8.2.15]。この場合の非線形動的解析は、複合非線形動的解析となる。複合非線形動的解析も、現在提案されている解析法や解析ソフトの実現象に対する再現性が十分検討されているわけではなく、今後も多くの実証的な研究が必要となる。

## 8. 2. 2 橋梁の耐震設計に用いる非線形動的解析ソフトの比較

平成7年兵庫県南部地震を契機に、道路橋の耐震設計は、構造物の非線形化を考慮した地震時保有耐力法が耐震設計の基本となっている。このような耐震設計体系の変化とパーソナルコンピュータの低廉化、高速化に伴い、非線形動的解析は急速に橋梁の耐震設計分野に普及してきている。また、橋梁の耐震設計においても、性能設計への移行が検討されており、今後、非線形動的解析は、性能を検証する方法として益々その重要性が増すと考えられている。

実務設計の場で非線形動的解析が実施される機会が増えれば増える程、非線形動的解析ソフトの使用性やその精度が問題となる。土木研究センター内に設けられた耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会（座長：川島一彦東京工業大学教授）では、設計条件が同じ構造物に対して使用する解析ソフトの問題で設計結果が異なることがないようにすることを目的に、道路橋の耐震設計に用いる解析ソフトを対象に、数値解析上や運用上の課題を抽出し、数値解析上の考え方やモデル化についてルール化できるものはルール化するという検討が行われている[8.2.16]、[8.2.17]。

非線形動的解析ソフトに関しては、非線形性の制御方法等各解析ソフトが独自のアルゴリズムやノウハウを有しているため、数値解析上の考え方について統一的な取り扱いを行える部分は少なく、同一構造物の非線形動的解析を行った際に、各解析ソフトの解析結果に生じる差異が実用上十分小さいかが議論の的となる。具体的には、非線形せん断パネと非線形梁要素から構成される免震支承－橋脚系モデル、非線形梁要素と線形梁要素からなる鋼アーチ橋モデルを対象に、現在、橋梁の耐震設計に多く用いられている5種類の動的解析ソフトを用いて非線形動的解析を行

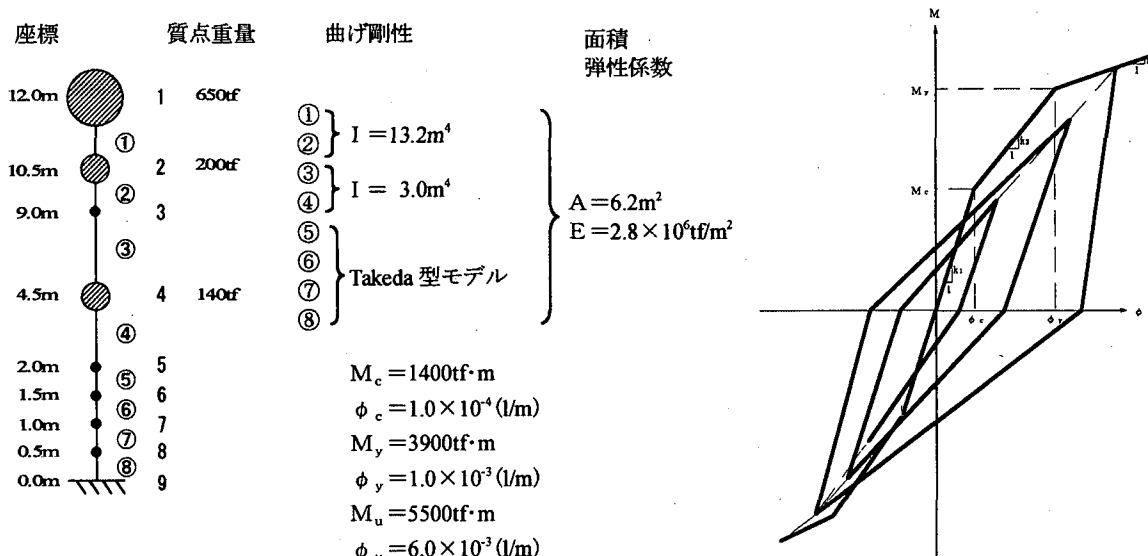


図 8.2.1 非線形動的解析ソフトの比較計算に用いた RC 橋脚

い、各解析ソフト間の解に現れる差異が±10%以内になることが確認されている[8.2.16], [8.2.17]。

ここでは、RC 橋脚を対象に曲げモーメントと曲率の非線形性を表した非線形梁要素を用いて非線形動的解析を行う場合に、各解析ソフト間の解析結果に現れる差異がどのような原因で現れるかを検討した結果を示す[8.2.18]。

橋梁の耐震設計において使用実績が多い市販・私有の非線形動的解析ソフト 5 種類を抽出し、それらを開発もしくは販売している企業の技術者に比較計算を依頼した。使用した解析ソフトは、市販されているものが 4 種類、私有のものが 1 種類である。ここでは、各解析ソフトの名称を、任意に A 社、E 社、F 社、G 社、H 社としている。

検討対象とした解析ソフトにおける、非線形梁要素の非線形性の制御法は、部材中央位置の曲げモーメントと曲率を制御するものが 3 種類 (A 社、F 社、H 社)、部材両端部位置の曲げモーメントと曲率を制御するものが 1 種類 (E 社)、部材両端部位置と部材内複数点位置の曲げモーメントと曲率を制御するものが 1 種類 (G 社) である。各制御法のご概念は、図 8.1.1 に示したとおりである。検討は、図 8.2.1 に示す RC 橋脚を非線形梁要素で表した動的解析モデルに対して、非線形動的解析を行い、上部構造をモデル化した質点 1 における応答変位、応答加速度、橋脚基部から 2m の範囲をモデル化した非線形梁要素⑤～⑧に生じる曲げモーメントと曲率を比較し、各解析ソフト間の差異を分析した。入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編における標準加速度応答スペクトルにその加速度応答スペクトル特性を適合させたタイプ II 地震動の標準加速度波形 II-I-1, II-II-1, II-III-1 の 3 種類である。

非線形動的解析を行うにあたり、各社に依頼した解析条件は、以下のとおりである。

- ・積分時間間隔  $\Delta t = 1/100$  秒
- ・不平衡力の処理
  - 収束計算を行い、誤差を次のステップに持ち越す場合 (不平衡力処理)
  - 収束計算を行わず、不平衡力を次のステップに持ち越す場合 (不平衡力非処理)
- ・減衰マトリックス
  - 初期剛性比例型  $\beta K_0$  とする。構造減衰定数  $h = 2\%$  のとき  $\beta = 2.68383 \times 10^{-3}$  となる。

表 8.2.1 RC 橋脚に生じる非線形最大応答値の比較

入力地震動	着目量		不平衡力	E社	A社	F社	G社	H社	
II-I-1	桁位置	応答加速度 (gal)	処理	-706.14 (5.63)	-705.75 (5.63)	-709.69 (5.63)	-700.46 (5.63)	-705.76 (5.63)	
			非処理	-706.05 (5.63)	-703.99 (5.64)	-709.96 (5.63)	-700.47 (5.64)	-704.04 (5.64)	
		応答変位 (cm)	処理	16.423 (5.71)	16.394 (5.71)	16.074 (5.71)	16.567 (5.71)	16.396 (5.71)	
			非処理	16.418 (5.71)	16.312 (5.71)	16.107 (5.71)	16.566 (5.71)	16.314 (5.71)	
		橋脚基部	曲率 (rad/m)	処理	8.124E-03 (5.72)	7.711E-03 (5.71)	7.391E-03 (5.71)	8.146E-03 (5.71)	7.710E-03 (5.71)
				非処理	8.122E-03 (5.72)	7.679E-03 (5.71)	7.438E-03 (5.70)	8.143E-03 (5.72)	7.680E-03 (5.71)
	曲げモーメント (tf・m)		処理	6178.97 (5.72)	6047.61 (5.71)	5945.30 (5.70)	6184.94 (5.72)	6050.00 (5.71)	
			非処理	6178.82 (5.72)	6037.58 (5.71)	5960.50 (5.70)	6184.08 (5.72)	6037.75 (5.71)	
	II-II-1	桁位置	応答加速度 (gal)	処理	-741.64 (5.82)	-742.02 (5.82)	-749.93 (5.82)	-737.35 (5.82)	803.40 (8.63)
				非処理	-741.53 (5.82)	-740.70 (5.82)	-742.81 (5.82)	-737.40 (5.82)	806.15 (8.64)
			応答変位 (cm)	処理	22.883 (5.92)	22.899 (5.92)	22.769 (5.91)	22.556 (5.92)	-23.662 (8.70)
				非処理	22.876 (5.92)	22.823 (5.92)	22.644 (5.92)	22.566 (5.92)	-23.615 (8.70)
橋脚基部			曲率 (rad/m)	処理	1.130E-02 (5.93)	1.081E-02 (5.93)	1.058E-02 (5.91)	1.103E-02 (5.92)	-1.104E-02 (8.71)
				非処理	1.129E-02 (5.93)	1.078E-02 (5.93)	1.061E-02 (5.91)	1.115E-02 (5.92)	-1.102E-02 (8.71)
		曲げモーメント (tf・m)	処理	7194.87 (5.93)	7040.22 (5.93)	6967.40 (5.91)	7110.47 (5.92)	-7112.83 (8.71)	
			非処理	7194.10 (5.93)	7029.68 (5.93)	6977.30 (5.91)	7148.30 (5.92)	-7106.02 (8.71)	
II-III-1		桁位置	応答加速度 (gal)	処理	-719.76 (7.51)	-720.67 (7.51)	-722.50 (7.50)	-719.89 (7.51)	-720.56 (7.51)
				非処理	-719.64 (7.51)	-719.77 (7.51)	-723.14 (7.51)	-719.82 (7.51)	-719.68 (7.51)
			応答変位 (cm)	処理	21.813 (7.58)	21.856 (7.58)	21.437 (7.56)	22.009 (7.58)	21.851 (7.58)
				非処理	21.806 (7.58)	21.809 (7.58)	21.897 (7.58)	22.005 (7.58)	21.804 (7.58)
	橋脚基部		曲率 (rad/m)	処理	1.081E-02 (7.59)	1.035E-02 (7.59)	9.957E-03 (7.56)	1.099E-02 (7.59)	1.034E-02 (7.59)
				非処理	1.081E-02 (7.59)	1.032E-02 (7.59)	1.032E-02 (7.58)	1.098E-02 (7.59)	1.032E-02 (7.59)
		曲げモーメント (tf・m)	処理	7038.92 (7.59)	6890.76 (7.59)	6766.70 (7.56)	7096.63 (7.59)	6889.96 (7.59)	
			非処理	7038.11 (7.59)	6884.02 (7.59)	6884.30 (7.58)	7093.93 (7.59)	6883.24 (7.59)	

注) 上段：最大応答値，下段：最大応答値発生時刻 (秒)

実務の耐震設計では、最大応答値に基づいて対象とする構造が十分な耐震性能を有しているかを判断するため、橋脚の上部構造慣性力作用位置 (桁) に生じる加速度、変位、橋脚基部に生じる曲げモーメント、曲率の最大応答値を比較した結果を、表 8.2.1 に示す。なお、非線形梁要素の非線形性を部材中央位置で制御する解析ソフトは、部材番号⑧の中央位置に生じる曲げモーメントと曲率を橋脚基部に生じる値とした。これは、部材中央位置で非線形性を制御する解析ソフトでは、部材に与えた骨格曲線に沿って変化 (応答) するのは、部材中央位置の値であり、部材端部の値は部

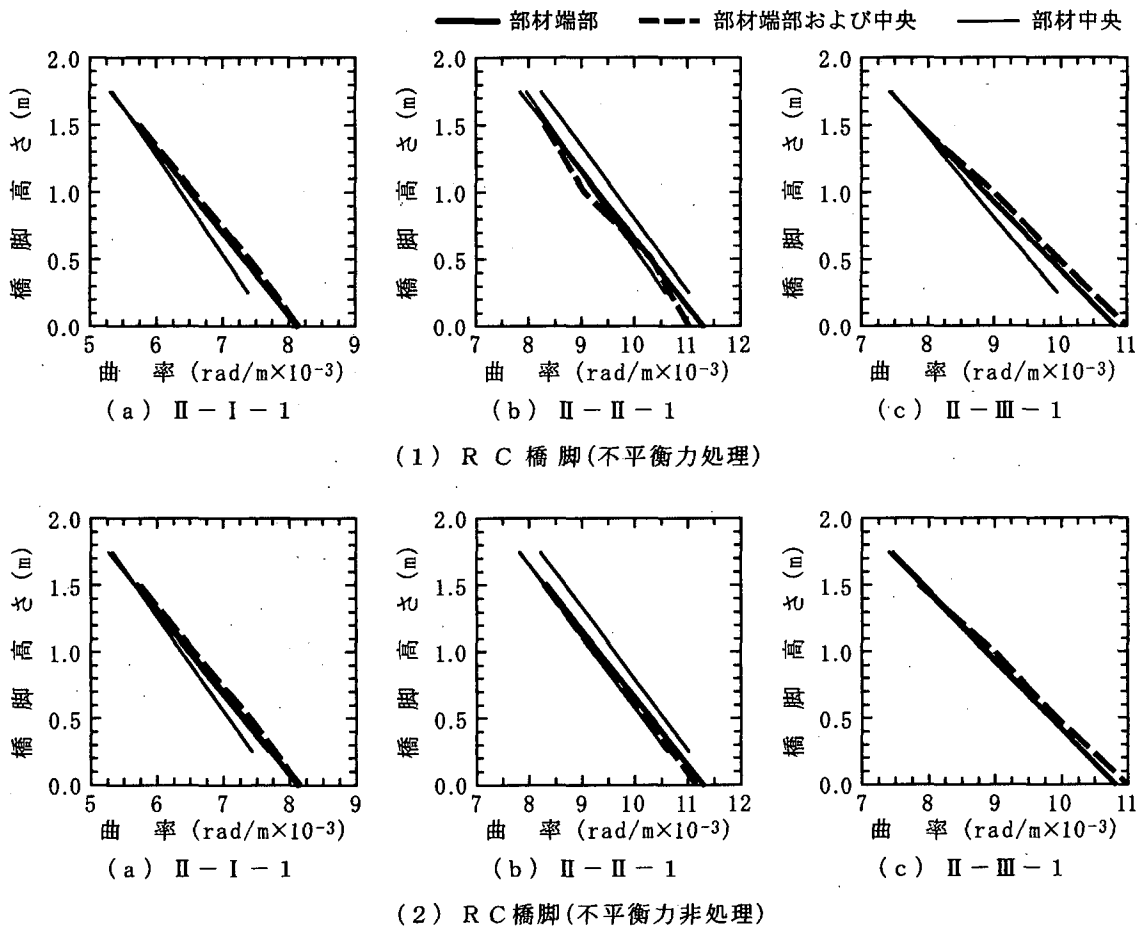


図 8.2.2 橋脚高さ方向の最大応答曲率分布の比較

材に与えた骨格曲線を逸脱するからである。

剛性低下を伴う Takeda モデルを用いた場合の最大応答値は、不平衡力の処理、非処理に関係なく各解析ソフト間での差は小さいことがわかる。部材両端部位置で非線形性を制御する E 社の最大応答値を基準にした場合、各解析ソフトより得られる最大応答値は、E 社の応答値の  $\pm 10\%$  以内にあり、最大応答値を用いて耐震設計を行う上で実用上何ら問題がないことがわかる。

図 8.2.2 は、RC 橋脚の各部材に生じる曲率の最大応答値を高さ方向に示したものである。非線形梁要素の非線形性を部材中央位置で制御している解析ソフトは、各部材の中央位置に生じる曲率を示している。剛性低下を伴う Takeda モデルを用いた RC 橋脚では、部材中央位置で非線形性を制御している解析ソフトの内の 1 つが、他の解析ソフトとは若干異なる値を示しているが分布形状には各解析ソフト間に大きな差は生じていないことがわかる。

図 8.2.3 は、RC 橋脚が支持する桁に生じる応答変位波形を、地震開始から 25 秒間を示したものである。何れの場合も、地震開始から最大応答値発生後の数秒間は、応答波形に解析ソフトの違いによる差が現れていないが、応答振幅が小さくなる地震応答の後半部に解析ソフトの違いが僅かに現れている。

橋梁の耐震設計での使用実績が多い市販・私有の非線形動的解析ソフト 5 種類を用いて、非線形梁要素によってモデル化された RC 橋脚の非線形動的解析を行い、各解析ソフト間に生じる差について検討した。今回の検討でわかったことは、次の 2 点である。

- (1) 剛性低下を伴う Takeda モデルを用いた非線形動的解析では、各解析ソフト間に生じる差は小さく、その差は実用上無視できる。

(2) 同一の構造を異なる解析ソフトを用いて非線形動的解析を行う場合、各解析ソフトより得られる非線形応答に生じる差を小さくするためには、それぞれの解析ソフトに適したモデル化と解析条件を設定する必要がある。すなわち、同一モデル、同一解析条件が異なる解析ソフトによって得られる解を等しくするための必要十分条件とはならない。

今後、非線形動的解析をより信頼性の高いツールとして橋梁の耐震設計に定着させて行くためには、各解析ソフトのノウハウとされている部分の情報公開が必要となる。

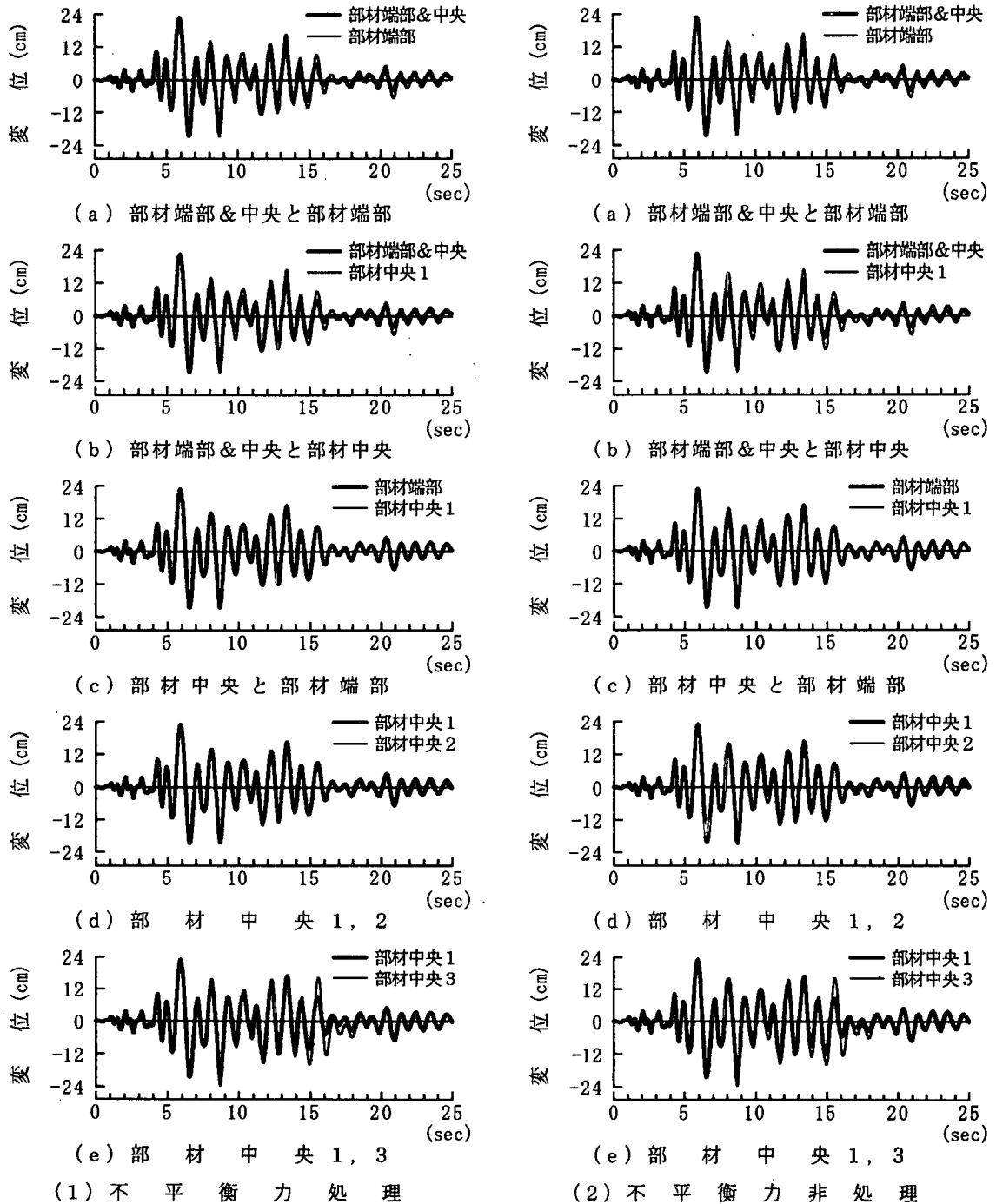


図 8.2.3 RC 橋脚の上部構造慣性力作用位置 (桁) に生じる非線形応答変位 (II-II-1)

### 8. 2. 3 等価線形化法による非線形応答の簡易推定法

道路橋示方書V耐震設計編[8.1.5]はエネルギー一定則，鉄道構造物等設計標準耐震設計[8.1.6]は所要降伏震度スペクトル（非線形応答スペクトル）によって，非線形応答を簡易的に推定する方法を耐震設計の中で用いている。非線形振動系に生じる非線形最大応答を簡易的に推定する方法は，エネルギー一定則，変位一定則，エネルギーの釣合いによる方法，等価線形化法，非線形応答スペクトル等様々な方法が提案されている。これらの簡易推定法には，一長一短があり，非線形応答の簡易推定法として，確固たる地位を獲得したものがないのが現状である。当初，非線形動的解析が高価で煩雑であるという理由から，非線形動的解析の近似解法（簡便法）として提案されてきた面が強いこれらの方法も，パーソナルコンピュータの性能の向上と普及および解析ソフトの普及により非線形動的解析も簡単にできるようになった現代では，その意義も異なってきた。このような状況下でも，等価線形化法は，耐震計算法として次のような利点を有している。

- (1) 複雑な復元力特性を，等価な剛性と減衰定数を有する線形な系として扱うため，異なる復元力特性を共通の尺度で比較できる[8.2.19]， [8.2.20]。
- (2) 線形応答にみられる構造物の剛性の変化と，履歴を描くことによるエネルギーの吸収による減衰（履歴減衰効果）の増加を等価剛性と等価減衰定数からなる線形振動系に置き換えるプロセスは，耐震設計を専門としない設計者が，非線形応答現象を感覚的に理解する手助けとなる。

ここでは，RC 構造の復元力モデルとして最も一般的な Takeda モデルによってその非線形特性を表した 1 自由度系を対象に，等価線形化モデル（等価剛性と等価減衰定数）の非線形応答の推定精度を示すとともに，等価線形化法を耐震設計に用いる上での問題点を示す。

等価線形化法は，非線形最大応答変位に応じて定められる等価剛性と等価減衰定数を有する線形振動系の線形最大応答値を非線形最大応答の推定値とする方法である。このため，等価剛性や等価減衰定数のモデル化が，等価線形化法による非線形応答の推定精度を左右するといえる。

等価剛性は，図 8.2.4 に示すように非線形最大応答変位  $\delta_{max}$  が生じるときの水平力と原点を結んで得られる割線剛性やそれよりも大きな剛性を用いることが多い。図 8.2.4 に示す骨格曲線を有する非線形系に最大応答変位  $\delta_{max}$  が生じたときの割線剛性（等価剛性  $k_{eq}$ ）は，次式で与えられる。

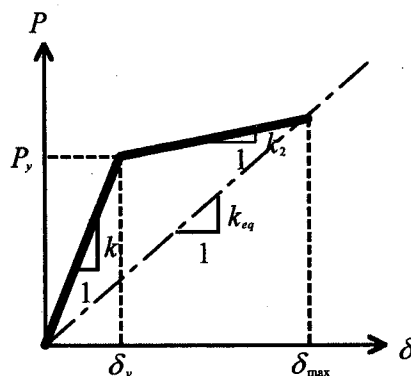


図 8.2.4 最大応答変位  $\delta_{max}$  に相当する等価剛性  $k_{eq}$

$$k_{eq} = \frac{k}{\delta_{max}/\delta_y} \left\{ 1 + \frac{k_2}{k} (\mu - 1) \right\} = \frac{k}{\mu} \{ 1 + \beta \cdot (\mu - 1) \} \quad (8.2.2)$$

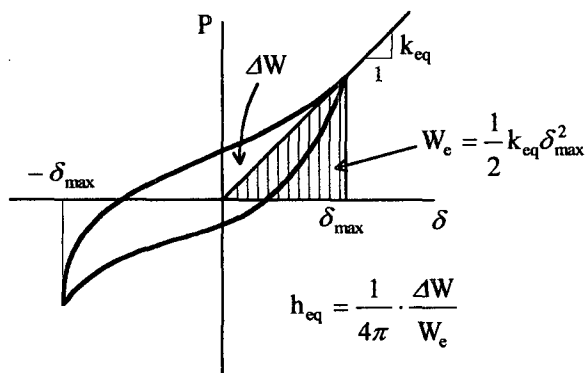
ここで、 $k$  : 初期剛性、 $\delta_y$  : 降伏変位、 $k_2$  : 2次剛性、 $\beta$  : 2次剛性比である。上述したように、非線形最大応答変位 $\delta_{max}$ に対応した割線剛性よりも大きな剛性を等価剛性とするのは、時々刻々と変化する非線形応答変位振幅より求められる割線剛性の平均的な値が、最大応答変位時の等価剛性よりも大きいことを考慮するためである[8.2.20]。

質量 $m$ の質点が剛性 $k$ 、粘性減衰係数 $c$ をもつ線形粘性振動系の減衰定数 $h$ は次式で与えられる[8.2.21]。

$$h = \frac{c}{2\sqrt{m \cdot k}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{c}{k} \cdot \omega_i = \frac{1}{2} \tan \phi_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W_i}{W_i} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W_i}{W_i} \quad (8.2.3)$$

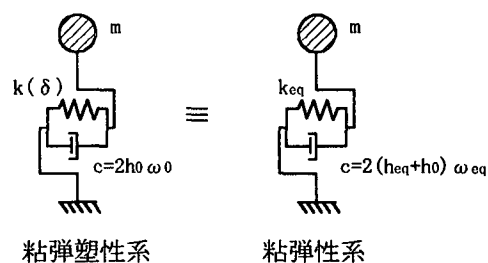
ここで、 $\omega_i$  : 非減衰固有円振動数、 $\tan \phi_i$  : 線形粘性振動系に円振動数 $\omega$ の調和振動外力を加えたときの応答位相遅れ角の正接 $\tan \phi$ が $\omega = \omega_i$ でとる値、 $\Delta W_i$  : 上記外力と応答変位が示すヒステリシスの囲む面積(1周期あたりの粘性によるエネルギーの損失 $\Delta W$ が $\omega = \omega_i$ でとる値)、 $W_i$  : 上記ヒステリシスの最大荷重と原点を結ぶ割線剛性をバネ定数とするバネに最大荷重に対応する変形(ひずみ)により蓄えられるひずみエネルギーである。式(8.2.3)を用いて、復元力モデルが履歴ループを描くことによって得られる履歴減衰の等価減衰定数は、図8.2.5(1)に示すように、定常共振振動する状態を想定して、定常共振振動1ループの履歴エネルギー吸収量 $\Delta W$ と等量のエネルギー吸収 $W_e$ をする等価線形振動系の粘性減衰定数で表されることが多い。しかし、地震動による非線形応答は、定常振動ではなく非定常振動であるため、式(8.2.3)によって求められる等価減衰定数も、等価剛性のように時々刻々と変化することになる。このため、非線形最大応答変位 $\delta_{max}$ よりも小さな変位に対応した等価減衰定数を求めることも行われる。

さらに、図8.2.5(2)のように、地震応答が終わった時点で地震動のなした全仕事 $\int_0^t (-m\ddot{z}_0) \cdot \dot{y}_p dt$ が等価な粘性減衰のなした全仕事 $\int_0^t c \cdot \dot{y}_e^2 dt$  ( $c = 2h_{eq} \omega_{eq} m$ ) に等しいと仮定すれば、平均的な等価粘性減衰定数 $h_{eq}$ は次式で与えられる[8.2.20]。



(1) 最大応答変位 $\delta_{max}$ を有する定常共振状態1ループの等価減衰定数 $h_{eq}$

$$-m \cdot \int_0^t \ddot{z}_0 \cdot \dot{y}_p dt = 2(h_{eq} + h_0) \cdot \omega_{eq} \cdot m \int_0^t (\dot{y}_e)^2 dt$$



(2) エネルギーの釣合いに基づく等価減衰定数 $h_{eq}$

図 8.2.5 等価減衰定数のモデル化の一例



$$h_{eq} = \frac{-\int_0^t m \ddot{z}_0 \dot{y}_p dt}{2m\omega_{eq} \int_0^t \dot{y}_e^2 dt} = \frac{-\int_0^t \ddot{z}_0 \dot{y}_p dt}{2\omega_{eq} \int_0^t \dot{y}_e^2 dt} \quad (8.2.4)$$

ここで、 $\omega_{eq}$ ：等価剛性に相当する固有円振動数、 $\dot{y}_p$ ：非線形振動系の応答速度、 $\dot{y}_e$ ：等価線形振動系の応答速度である。

等価線形化法に用いる等価剛性や等価減衰定数のモデル化には、ここに示した他にも幾つかの提案がある。ここでは、実務の耐震設計で比較的良く用いられている等価剛性と等価減衰定数モデルを数例紹介する。そして、各等価線形振動系から得られる線形最大応答変位と対象とした非線形振動系の非線形最大応答変位を比較し、対象とした等価剛性と等価減衰定数モデルの推定精度を検討する。

表 8.2.2 は Takeda 型の復元力特性に関する等価剛性と等価減衰定数を整理したものである。

等価線形化モデル I は、対象とする非線形振動系に生じる最大応答変位  $\delta_{max}$  を用いて式(8.2.2)と式(8.2.3)より等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を求めたものである。

等価線形化モデル II は、平成 11 年 3 月 16 日に出された「ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法」に関する資料[8.2.22]の中で示された Takeda 型の復元力特性の等価線形化モデルである。等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を評価する際に、非線形最大応答変位  $\delta_{max}$  の 70%に相当する変位を有効変位とし、式(8.2.2)と式(8.2.3)より等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を求めている。

等価線形化モデル III は、初期固有周期 0.15～1.5 秒の Takeda 型の復元力特性を有する非線形振動系に、El Centro 1940 NS 成分と Taft 1952 N21E 成分を作用させて式(7-3)によって等価減衰定数  $h_{eq}$  を求めたものである[8.2.23]。非線形動的解析では、初期剛性時の減衰定数を 2%とした瞬間剛性比例型減衰マトリクスが用いられている。

等価線形化モデル IV は、初期固有周期 0.1～2.0 秒の Takeda 型の復元力特性を有する非線形振動系に、1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台 NS 成分、1994 年ノースリッジ地震 Sylmar 駐車場 EW 成分、1968 年十勝沖地震八戸港 NS 成分、臨海副都心に建設される建築構造物の耐震設計に用いる模擬地震動をそれぞれ作用させて求めた非線形最大応答変位を精度良く推定できるように等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  をいろいろと変化させて求めたものである[8.2.24]。このような検討結果に基づいた等価線形化モデル IV は、応答履歴の正側の最大応答塑性率を  $\mu^+$ 、応答履歴の逆側（負側）の最大応答塑性率を  $\mu^-$  とした 1 サイクルの応答履歴を想定し、正側と負側を結ぶ割線剛性を等価剛性  $k_{eq}$  としている[8.2.24]。さらに、等価減衰定数  $h_{eq}$  は、式(8.2.3)と正負の最大応答塑性率  $\mu^+$ 、 $\mu^-$  より求めた等価減衰定数  $h^+$ 、 $h^-$  の平均値に、修正係数 0.85 を乗じている。

図 8.2.6 は、表 8.2.2 に示す等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  が応答塑性率  $\mu$  の大きさに応じてどのように変化するかを比較したものである。各等価線形化モデルによって求められる等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  は、異なっていることがわかる。

表 8.2.2 と図 8.2.6 に示す各等価線形化モデルの非線形最大応答変位の推定精度を比較検討する。非線形動的解析より得られた非線形最大応答変位  $\delta_{max}$  より求めた応答塑性率  $\mu(=\delta_{max}/\delta_y)$  を上述の各等価線形化モデルに代入し、等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を定め、その線形振動系に対

表 8.2.2 Takeda 型の復元力特性に関する等価線形化モデル

等価線形化モデル	等価剛性 $k_{eq}$	等価減衰定数 $h_{eq}$
I	$k_{eq} = \frac{k_1}{\mu} \{1 + \beta(\mu - 1)\}$ <p>〈<math>\beta=0.0</math> より〉</p> $= \frac{k_1}{\mu}$	$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \mu^\alpha \cdot \frac{1 - \beta + \beta\mu}{\mu} \right)$ <p>〈<math>\beta=0.0, \alpha=0.5</math> より〉</p> $= \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right)$
II	$k_{eq} = \frac{k_1}{C_B \mu}$ <p><math>C_B = 0.7</math></p>	$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{C_B \mu}} \right)$ <p><math>C_B = 0.7</math></p>
III	$k_{eq} = \frac{k_1}{\mu}$	$h_{eq} = \frac{1}{5} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right)$
IV	$\mu_m = \frac{\mu^+ + \mu^-}{2}$ $\mu^+ = \frac{\delta_{max}^+}{\delta_y}, \quad \mu^- = \frac{ \delta_{max}^- }{\delta_y}$ $k_{eq} = \frac{k_1}{\mu_m}$	$h^+ = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu^+}} \right)$ $h^- = \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu^-}} \right)$ $h_{eq} = 0.85 \cdot \frac{h^+ + h^-}{2}$

する線形最大応答変位を求めて非線形最大応答変位との比率を整理する。

図 8.2.7 は、対象とした非線形振動系の復元力特性を示したものである。Takeda モデルは、単柱形式の RC 橋脚を想定し 2 次剛性比  $\beta=0.0$ 、除荷剛性低下指数  $\alpha=0.5$  とした。非線形動的解析は、図 8.2.7 に示す 1 自由度非線形系の初期剛性  $k_1$  (初期固有周期  $T_0$ ) を変化させないで、降伏水平力  $P_y$  のみを変化させて、対象とする系に生じる非線形最大応答変位  $\delta_{max}$  を降伏変位  $\delta_y (=P_y/k_1)$  で除した応答塑性率  $\mu$  が 2, 4, 6, 8 となるように目標とする応答塑性率を制御する非線形動的解析を行った。初期固有周期  $T_0$  は、一般的な道路橋の高架橋を想定して 0.5 秒、0.75 秒、1.0 秒、1.5 秒、2.0 秒と変化させた。入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力法で耐震設計された橋梁を動的解析で照査するとき用いるタイプ I 地震動とタイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルにその応答スペクトル特性が近似するように振幅調整した標準加速度波形 18 波である。減衰定数は、 $h_0=2\%$  とし、減衰マトリックスは、初期剛性に比例する剛性比例型とした。

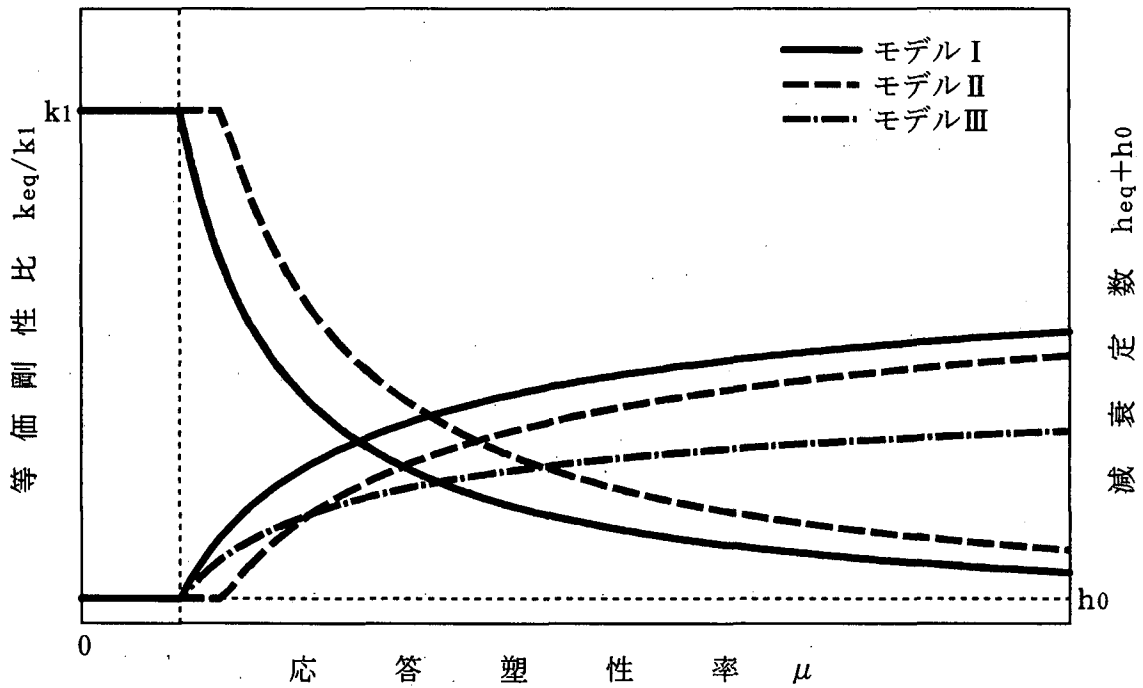


図 8.2.6 Takeda モデルに関する等価線形化モデル（等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$ ）の比較

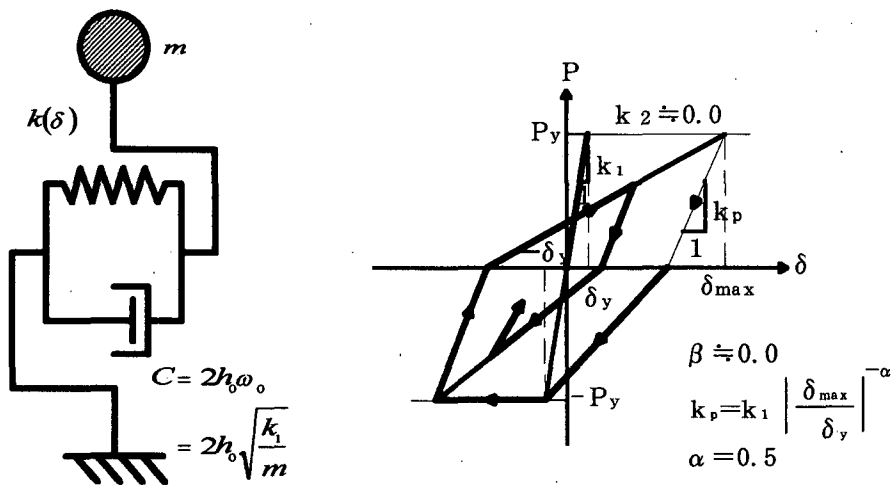


図 8.2.7 等価線形化モデルの推定精度を検討した非線形振動系（Takeda モデル）

非線形振動系に生じる非線形最大応答変位と、等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  から成る等価線形振動系によって求められる線形最大応答変位（非線形最大応答変位の推定値＝等価線形解）の関係を図 8.2.8 に示す。図中、等価線形化モデルより得られた線形最大応答変位を  $X_{eq}$ 、非線形最大応答変位を  $X_{NL}$  と表示している。さらに、図中には、 $X_{NL}$  と  $X_{eq}$  の相関係数  $\gamma_c$ 、 $X_{eq}/X_{NL}$  の平均値  $m$ 、 $X_{eq}/X_{NL}$  の標準偏差  $\sigma$ 、 $X_{eq}/X_{NL}$  の変動係数  $\sigma/m$  も併記してある。対象とした等価線形化モデルは、非線形最大応答変位とその推定値に相当する線形最大応答変位が一致する  $45^\circ$  ラインを中心に約  $\pm 20\%$  の範囲に分布しており、実用上十分な精度を有していることがわかる。

$\gamma_c$ : 相関係数     $m$ :  $X_{eq}/X_{NL}$  の平均値    -----  $\pm 10\%$   
 $\sigma$ :  $X_{eq}/X_{NL}$  の標準偏差    - - - - -  $\pm 20\%$   
 $\sigma/m$ :  $X_{eq}/X_{NL}$  の変動係数

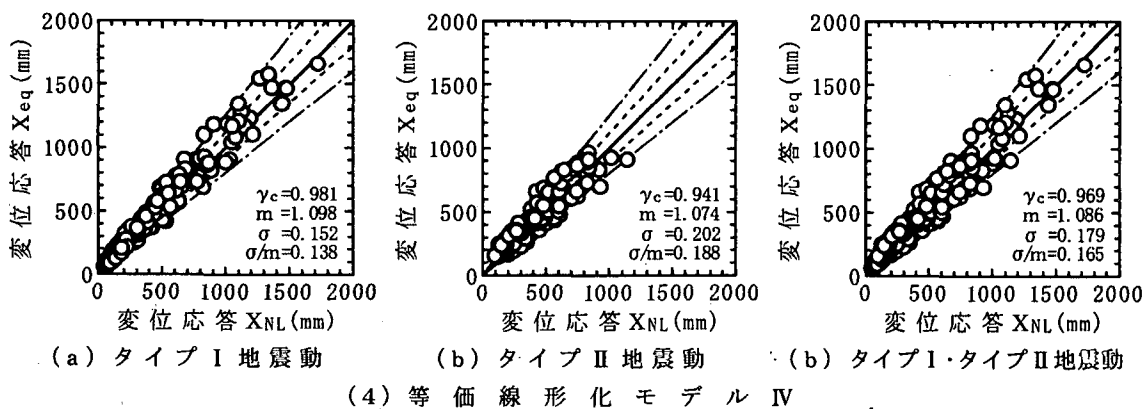
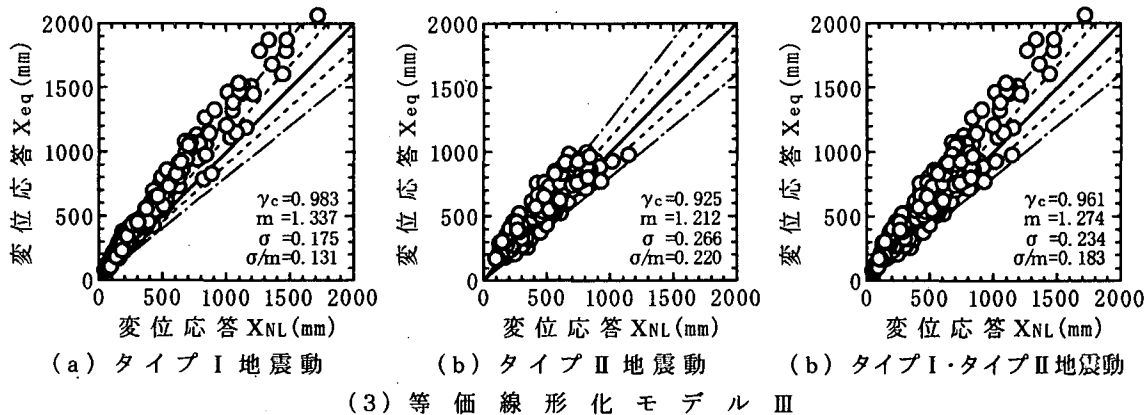
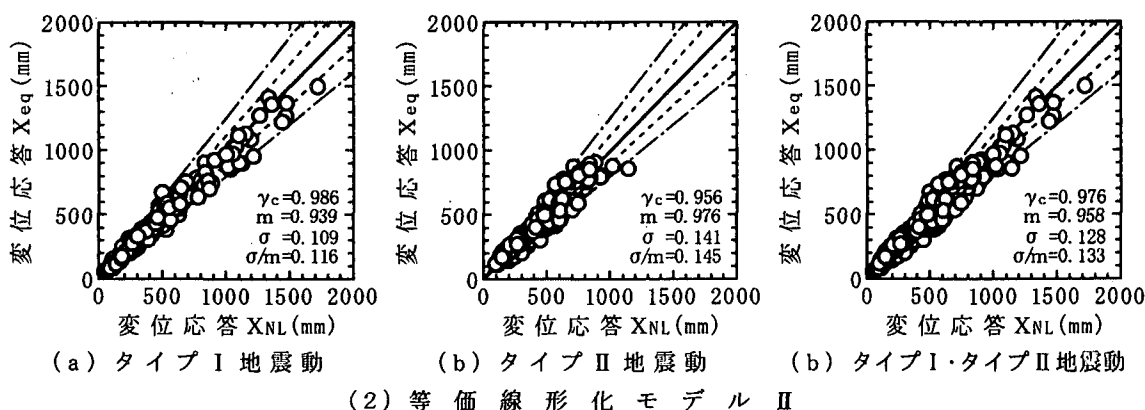
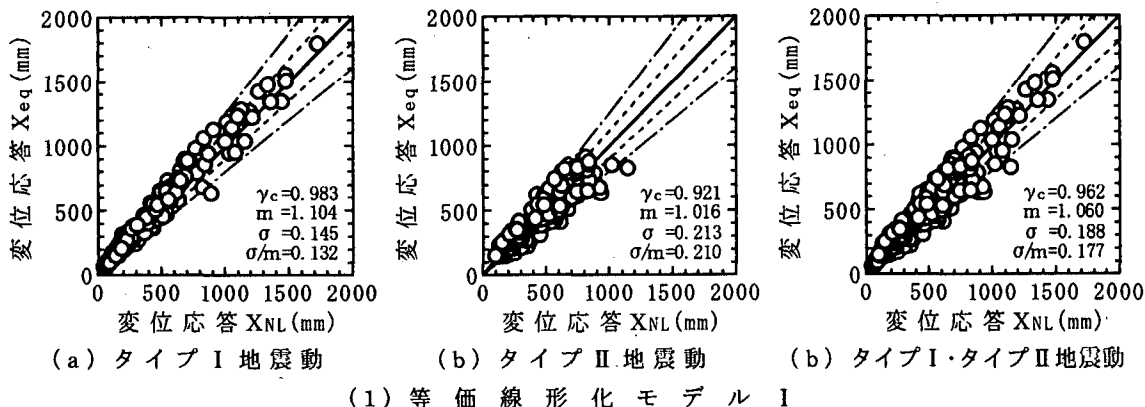


図 8.2.8 Takeda 型の復元力特性を有する非線形振動系への等価線形化モデルの適用性

図 8.2.8 は、非線形動的解析より得られた非線形最大応答変位  $\delta_{max}$  と降伏変位  $\delta_y$  を用いて得られる応答塑性率  $\mu$  を直接、等価線形化モデルに代入して等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を定め、等価線形振動系の線形動的解析より得られる線形最大応答変位と非線形最大応答変位を比較することにより、各等価線形化モデルの推定精度を検証している。しかし、実際の設計では、非線形最大応答変位は未知である。このため、等価線形化法は、対象とする非線形振動系に生じる最大応答変位や最大応答塑性率を仮定して等価剛性  $k_{eq}$  と等価減衰定数  $h_{eq}$  を定め、検討対象となる入力地震動の地震応答スペクトルに対する等価線形振動系の最大応答変位を求めて、これが仮定した最大応答変位や最大応答塑性率と一致するまで繰り返し計算を行う必要がある。このような繰り返し計算を伴うため、等価線形化法による非線形最大応答変位の推定精度は、図 8.2.8 に示したもののよりも低下することがある。対象とする構造系と入力地震動によっては、最初に仮定する最大応答変位や最大応答塑性率の違いによって、得られる解が大きく異なる場合（重解の存在）もあるので注意が必要である[8.2.25]。

## 参考文献

- 8.2.1) 梅村魁編著：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），技報堂出版，1982.
- 8.2.2) 小谷俊介：RC 造建築物の地震応答解析の現状と問題点，コンクリート工学，Vol.38, No.8, pp.15-23, 1993.
- 8.2.3) 前川宏一，土屋智史，福浦尚之：鉄筋コンクリートの非線形解析の現状と耐震性能照査法の構築に向けた今後の取り組み，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.1-16, 1998.
- 8.2.4) 土木学会コンクリート委員会阪神淡路大震災被害分析小委員会：コンクリート技術シリーズ 36 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証－検討課題と将来像－，pp.93-120, 2000.
- 8.2.5) Akenori Shibata : Introductory Report, Inelastic Response of 3-D Structures and Multi-Directional Seismic Forces on Structural Components, Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.8, pp.507-518, 1988.
- 8.2.6) 芳村学，青山博之，川村満：2 方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析 その 1 2 軸曲げを受ける RC 柱の解析，日本建築学会論文報告集，第 298 号，pp.31-41, 1970.
- 8.2.7) 磯崎浩，福澤栄治，藤崎浩治：弾塑性地震応答解析法とそのシミュレーション解析 柱の軸力変動を考慮した RC 造骨組の弾塑性解析（その 3），日本建築学会構造系論文報告集，第 405 号，pp.63-72, 1989.
- 8.2.8) Sashi K.Kunnath, Andrei M.Reinhorn, Young J.Park : Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, No.4, pp.996-1017, 1990.
- 8.2.9) 玉井真一，瀧口将志，佐藤勉：RC 部材の復元力特性，鉄道総研報告，Vol.13, No.4, pp.15-20, 1999.
- 8.2.10) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.M. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.

- 8.2.11) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996. (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強, pp.120, 技報堂, 1998.)
- 8.2.12) 武村浩志, 川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性のモデル化に関する研究, TIT/EERG99-9, 1999.
- 8.2.13) 青山博之編著：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, pp.239-519, 技報堂, 1990.
- 8.2.14) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答, pp.141-280, 1998.
- 8.2.15) 土木学会構造工学委員会コンクリート製長大アーチ橋の設計方法に関する研究小委員会：構造工学技術シリーズ No.19, コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現状と将来, pp.44-55, 2000.
- 8.2.16) 土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 平成9年5月
- 8.2.17) 土木研究センター：平成9・10年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 平成11年4月
- 8.2.18) 矢部正明：橋梁の耐震設計に用いる非線形動的解析プログラムの調査, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.309-316, 1999.
- 8.2.19) 建設省大臣官房技術調査室監修, (社) 建築研究振興協会編：建築構造における性能指向型設計法のコンセプト—仕様から性能へ—, 技報堂出版, 2000.
- 8.2.20) 建設省大臣官房技術調査室監修, (社) 建築研究振興協会編：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.
- 8.2.21) 渡辺啓行：履歴型の減衰定数についての考察, 電力土木, No. 233, pp.3-11, 1991.
- 8.2.22) 建設省道路局道路整備調整室：平成8年道路橋示方書・同解説に関する質問・回答集(3), 1999.
- 8.2.23) A. Shibata and M. A. Sozen : Substitute Structure Method for Seismic Design in RC, *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 102, pp.1-18, 1976.
- 8.2.24) 藤堂正喜, 西川孝夫：非線形応答予測のための等価周期と等価減衰定数の一試案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.479-480, 1999.
- 8.2.25) 熊木幸, 金治英貞, 矢部正明：耐震補強された免震支承—橋脚系の非線形相互作用と等価線形化法の適用性に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 46A, 2000.
- 8.2.26) 矢部正明：等価線形化法による非線形応答の簡易推定, 第3回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会, 土木学会, pp.141-170, 2000.

(執筆：矢部正明)

## 8.3 鋼構造物の非線形動的解析

### 8.3.1 はじめに

鋼構造物においては、構造物を構成する鋼材の塑性域までの構成則が、静的挙動のみではなく、繰返しの履歴挙動についても広範に研究されており、種々の構成則が提案されている。そのため、コンクリート構造物に比較すると鋼構造物の耐震挙動を数値解析により推定することは容易であると考えられている。ところが、細長い鋼部材や薄い鋼板が繰返し挙動に伴って圧縮力を受けると、これらは座屈現象を示すため、このような鋼部材や鋼板から構成される鋼構造物の耐震挙動の推定を難しい問題としている。つまり、大地震に対する鋼構造物の終局状態までの耐震挙動を精度良く推定するためには、鋼部材の座屈挙動も精度良く追跡することが重要となる。

このような観点から、鋼構造部材を構成する板構造までを詳細にモデル化した非線形解析も行われているが、橋脚1本を対象としても、現状では、数値計算時の種々の困難さがあり、また、棒要素を用いた解析に比較して、得られた解の信頼性に幾分不安がある [8.3.1]。

ここでは、鋼構造物の耐震設計や耐震挙動の推定時に用いられている非線形動的解析の現状とそれらの問題点を紹介する。

### 8.3.2 幾何学的非線形性

鋼製橋脚、鋼アーチ橋のアーチ部材、鋼斜張橋の主塔などの鋼構造物は、同じ構造形式のコンクリート構造物に比較してスレンダーであるために、つり合い式の誘導に際して部材の変形の影響、つまり、幾何学的非線形性の影響を考慮する必要がある。また、部材を構成する板、シェル局座屈現象を扱う場合にも、局部的に大きな変位が生じるために幾何学的非線形解析を用いる必要がある。

幾何学的非線形性を考慮した解析を有限変位解析とも呼び、はり一柱部材を対象とした場合には、解析精度の観点から表 8.3.1 のような分類が成されている [8.3.2]-[8.3.4]。

例えば、局座屈の影響を無視したはり一柱理論に基づく平面骨組要素を用いて、幾何学的非線形解析を行う場合に、構造物に生じる変位は大きいとしても、剛体変位を除去した要素の変位に基づくひずみは小さいことから、微小ひずみ・有限変位解析が適用される。これに対して、薄板構造物の局座屈に伴うひずみは非常に大きくなることから、有限ひずみ・有限変位解析を用いることが必要となる。前者と後者の差異は、ひずみによる部材軸の伸縮の影響の有無であるが、はり一柱部材を対象とした場合、細長比が極端に小さい部材を除いて両者の差異が現れることはほとんどないと言われている。

### 8.3.3 材料非線形性

構造物が大地震を受ける場合には、部材に弾性範囲を越える応力、ひずみが生じることは避けられず、材料の応力-ひずみ関係は非線形関係となる。このような材料の応力-ひずみ関係に生じる非線形性を材料非線形と呼ぶ。鋼材の単調載荷時の応力-ひずみ関係に現れる材料非線形性の特徴を1次元的に説明すると、一般には、応力とひずみの関係がフックの法則に従う弾性、ひずみが増加しても応力は一定となる降伏、さらにひずみが大きくなると再びひずみの増加に伴って応力が増加するひずみ硬化現象などがある。しかし、地震時の構造部材のように鋼材に繰返しの応力、ひずみが生じる場合には、降伏領域からの除荷の影響や降伏棚の減少、弾性範囲の変化、硬化係数の変化などを考慮しなければならない。実際には、多軸応力状態において鋼材は降伏したり、弾塑性挙動を示すことになるため、材料非線形性を考慮するためには、その取り扱いさら

表 8.3.1 弾性有限変位解析法の分類 [8.3.4]

弾性有限変位解析の種類 ：解析レベル	解析内容 (棒部材の場合) 注1) ○：考慮, ×：無視				解析範囲 (数値解法)  注2)
	ひずみによる部材軸の伸縮の有限性を考慮	部材軸の回転の有限性を考慮	曲げ変位による軸力の変化を考慮	変形後でつり合いを考える	
有限ひずみ・有限回転の弾性有限変位解析 ：レベルⅠ	○	○	○	○	後座屈領域も含む (変位制御：変位増分法、弧長増分法など)
微小ひずみ・有限回転の弾性有限変位解析 ：レベルⅡ	×	○	○	○	
微小ひずみ・小回転の弾性有限変位解析 ：レベルⅢ	×	×	○	○	座屈点近傍まで  (荷重制御、荷重増分法など)
線形化弾性有限変位解析 ：レベルⅣ	×	×	×	○	

注1) せん断変形、そりなどの考慮の有無によって区分される。

注2) 荷重増分法、変位増分法、弧長増分法などの各増分段階における非線形解は、接線剛性行列を用い、反復法 (Newton-Raphson 法) による収束値として求められるのが一般的である。

に複雑になる。このような多軸の複雑な応力-ひずみ関係を表す種々の構成モデルとしては、多曲面モデル [8.3.5]、修正 2 曲面モデル [8.3.6]、3 曲面モデル [8.3.7]、BMC モデル [8.3.8] などが提案されている。

一方、鋼材の応力-ひずみ関係に基づく材料非線形性ではなく、断面を分割した小断面のファイバーを部材断面で積分して材料非線形性を考慮したいいわゆる  $M-\phi$  関係に基づく材料非線形性 [8.3.9] を用いた解析も行われている。逆に、得られた  $M-\phi$  関係を調整して、幾何学的非線形性や局部座屈の影響を考慮した  $M-\phi$  関係を作成することも可能である。また、軸力の影響を考慮した  $N-M-\phi$  関係も作成されているが、これに軸力変動の影響を厳密に考慮することは難しい。

### 8.3.4 1 自由度系モデル

以上のように、幾何学的非線形性や材料非線形性を考慮するためには、鋼材の応力-ひずみ関係に基づくファイバー要素を用いた解析が望ましい。その反面、ファイバー要素を用いたはり-柱部材の解析では、鋼部材の局部座屈の影響を考慮することは難しい。

そこで、例えば、実験結果に基づいて構築した単柱式橋脚の柱頂部における水平力-水平変位関係を 1 自由度系モデルに導入して解析することにより、鋼材の材料非線形性や幾何学的非線形性に加えて、局部座屈の影響までを考慮した非線形解析を行うことができる。このような復元力モデルとして、2 パラメータモデル [8.3.10] などが提案されており、単柱式鋼製橋脚の構造パラメータが限定された範囲では、非常に合理的な非線形解析を行うことができる。しかし、橋脚において構造パラメータが限定された範囲以外の構造形式の解析には利用できない。また、ラーメン橋脚やその他の複雑な橋梁の構造には適用できない難点がある。

### 8.3.5 動的解析による耐震性の照査

非線形動的解析を用いて、種々の形式の鋼構造物の耐震設計を行う場合には、得られた応答解析結果から構造物の耐震性能あるいは終局状態を判定しなければならない。鋼部材の板要素までを十分に要素分割して精緻にモデル化した非線形動的解析を実施する場合には、局部座屈による



劣化現象も再現できるので、構造物の最大耐荷力や最大耐荷力を越えて強度が低下した終局状態を求めることができる。また、適切な水平力-水平変位関係を考慮した1自由度系モデルにおいても、適用可能な構造物の最大耐荷力や終局状態を算定することが可能である。しかし、ファイバー要素を用いたはり-柱部材の場合には、構造物の最大耐荷力は求められたとしても、劣化現象を再現することは困難である。したがって、これらのモデルを用いて得られた動的応答解析結果から、構造物の終局状態を求めるためには、例えば、変位あるいはひずみなどの終局状態を別途定義しておき、その値を動的応答解析結果と比較することが必要である。

このような立場から、例えば、板要素を用いて精緻にモデル化したダイヤフラム間の鋼製箱型断面に軸力、曲げモーメントなどの断面力を載荷して、箱型断面パネルの終局状態を求め、それに基づいて、断面の終局状態を規定する終局ひずみが定義されている。この終局ひずみをはり-柱要素を用いた構造系の非線形動的解析結果に対応させて、構造物の終局状態を求める方法が提案されている [8.3.11]。この方法を用いれば構造物の形式によらず統一的に耐震設計を行うことができる可能性がある。ただし、不静定構造物にこの方法を用いる場合、着目断面の選び方が検討事項となる。

また、鋼部材の一部に大きな振幅のひずみが繰返し生じる場合には、低サイクル疲労が問題となる。低サイクル疲労は、一般に、鋼板同士を接合する溶接部などにおいて問題になると予想される。したがって、このような応力集中部のひずみ履歴を動的解析により求めることができれば、実験的に得られた同様のディテールの S-N 線図に照らして疲労の安全性を照査することができる。この場合、全体系構造物の非線形動的解析において、溶接部などのひずみ履歴を算定することは容易ではないので、別途、溶接部などの詳細部のみに着目した解析を併用して応力集中部のひずみ履歴を算定する必要がある [8.3.12]。

### 8.3.6 今後の課題

ここでは、非線形動的解析により鋼構造物の耐震設計を実施する場合の留意事項などをまとめた。将来的には、種々の形式の構造物に対して、非線形動的解析を用いた耐震設計が主流になると予想される。そのためには、非線形動的解析によって求められた応答結果が実構造の耐震挙動を十分な精度で再現している必要がある。現状で用いられている非線形動的解析の精度をさらに高めるためには、以下のような事項を明らかにする必要があると考えられる。

1. 2方向あるいは3方向地震動を受ける3次元構造物の耐震性状
2. 鋼構造物そのものだけでなく、基礎構造や隣接する周辺構造、支承、落橋防止構造、伸縮継手などの付属構造あるいは強度を期待しない部材の影響
3. 複合構造における鋼とコンクリートの精緻な応力伝達性状
4. 構造全体系および構成要素の減衰性状

### 参考文献

- 8.3.1) 後藤芳顕, 山口栄輝, 濱崎義弘, 磯江暁, 野中哲也, 林正挙: 鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.197-205, 1999.3.
- 8.3.2) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ6, 土木学会, 1994.7.

- 8.3.3) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針，PART A，一般構造物，鋼構造シリーズ 9A，土木学会，pp.37-42，1997.5.
- 8.3.4) 土木学会構造工学委員会：構造工学における計算力学の基礎と応用，構造工学シリーズ 7，土木学会，pp.118-154，1996.12.
- 8.3.5) 皆川勝：構造用鋼材の弾塑性履歴挙動のモデル化とそれの構造部材への応用，武蔵工業大学学位論文，1988.
- 8.3.6) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T. : Development of cyclic two-surface model for structural steels with yield plateau, NUCE Report, No.9302, 1993.3.
- 8.3.7) 後藤芳顯，王慶雲，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.189-206，1998.4.
- 8.3.8) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.4.
- 8.3.9) 太田俊昭：構造物の非弾性解析，新体系土木工学 8，技報堂出版，1980.1.
- 8.3.10) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
- 8.3.11) 葛漢彬，宇佐美勉，浅田秀史：コンクリート部分充填鋼製橋脚の統一的耐震照査法，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.257-262，2000.12.
- 8.3.12) 坂野昌弘，三上市蔵，村山弘，三住泰久：鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労破壊実験，鋼構造論文集，第 2 巻，第 8 号，pp.73-82，1995.12.

(中島章典)

## 8.4 破壊をシミュレーションする応用要素法 (AEM)

### 8.4.1 はじめに

兵庫県南部地震では、多数の建築・土木構造物が崩壊し、多くの尊い生命が奪われた。崩壊に至るまでの破壊挙動の解明がいかに重要であるかが再認識されたわけである。今日、災害に対する事前投資(準備)、直後対応、復旧・復興戦略を総合的に評価して、最も効率良く地震災害を軽減する対策のあり方、またその立案法が求められている。

構造物に関して言えば、新しく建設する場合には、性能設計と施工をいかに行うかが、既存構造物に対しては、耐震性の評価とその評価結果に基づく補修・補強対策をいかに進めて行くかが課題となっている。工学的には、想定し得る外力に対して、経済的で機能的な構造物をいかに建設するかがポイントとなる。もちろんこの「機能」には、災害時の利用者の安全確保(少なくとも重傷や死には至らしめないこと)が入る。

兵庫県南部地震であれだけ無残な被害を経験したにもかかわらず、今、我々のまわり、すなわち構造物の設計や施工に携わるコミュニティーを見渡すと、依然として破壊現象(特に原型を留めないほどの崩壊)に対する注意が不十分ではないかと思われてしかたがない。

現在の設計においても、崩壊などの破壊挙動は設計思想の範疇外である。「壊れてはいけない。壊れないものを作ることが設計である」という人もいる。しかし、「壊れないもの」をつくるためには「壊れるという現象」を十分理解しなくてはならない。安全性の照査はもちろん重要である。しかしこれにしても想定地震外力に対する確認である。

「この構造物は、想定を越えるこれだけの地震外力を受ければ、このように挙動し、最後にはこのような形で崩壊する。それに要する時間は〇〇秒である。」などの検討は一切なされていない。これらの検討を行って初めて、有事に際しての具体的な対策の立案が可能になるし、そもそも災害とは、想定を越える状況が起こったことによるアクシデントなのであるから、想定を越えた状況下での検討をしなくては意味がない。またこのような検討と評価こそが、「性能設計法」移行への不可欠なステップでなくてはならない。

しかし現実はそのようになってはいない。このように重要な検討がこれまで行われてこなかったのはなぜだろう？

制度的にやる必要がないものを敢えてやらないというのは、経営的には理解できる。しかし、エンジニアのモラルとしてはどうか？ また、実施するための物理的な環境はどうだったのか？

ここにも大きな問題があったと考えられる。すなわち、我々エンジニアがつくった構造物が犠牲者を生んでいるという事実認識の欠如と、このような検討を具体化するための技術や施設が完備していなかったことである。前者の事実認識の欠如については講演で補足するが、後者の技術や施設に関して言えば、幸いにして実験環境としては、実物大構造物の崩壊現象が再現できる(であろう)3次元大型震動台が、科学技術庁によって平成16年の完成を目標に具体化してきた。残るは数値解析法である。風洞実験設備とコンピュータによる数値風洞技術が、相互に補完し合って現象の究明をはかってきたように、破壊現象を高精度に、しかもシンプルなモデルで再現できる数値解析法が提案されれば、上で述べたような課題も今後は随分改善されるであろう。

前置きが随分長くなってしまったが、今回ご紹介する「破壊現象を追跡する新しいモデル」は、そう遠くない将来に、上記のような問題を解決する1つの大きな武器になるであろうと著者(目黒)が考えているものである。アイデアそのものは随分前から持っていたが、定式化や具体的にプログラムの開発を手掛けたのは最近であり、有限要素法(FEM)などと比較すれば実績は全く不十分である。しかしその潜在能力

は非常に高く(開発者が自分で言っているのだから、割り引いて考えていただいた方がいいとは思いますが・・・)、皆さんのお役に立てる道具になると確信している。

最終目標はもちろん、「崩壊に至るまでの破壊現象を、高い精度で、しかも簡単なモデルで解析すること」である。これまで私は、個別要素法(Distinct Element Method、DEM) [8.4.1]やこれに改良を加えた拡張個別要素法(Extended DEM、EDEM) [8.4.2]を用いて、連続体から非連続体に至るまでの破壊現象のシミュレーションを行ってきた。これらの手法は、取り扱える変形や破壊の程度に特に制限がなく、要素同士の剥離、滑り、再接触、初期と違う要素との新たな応力場の形成などの現象が容易に取り扱えることから、破壊現象を取り扱う手法としては、高いポテンシャルを持つ手法と言える。ただし現在の問題点は、高い精度で定量的な議論をできるまでに至っていない点である。これはFEMが適用可能な変形領域で、両者の解析結果を実験や実現象と比較した場合に、明らかにFEMの解析精度が高いことから伺われる。

今回紹介する手法は、FEMの解析精度とEDEMの適用性を合わせ持つだけでなく、それぞれの欠点を補う特長も有する手法と位置付けている。このモデルを用いると、座屈などの大変形問題や完全に崩壊に至るまでの破壊過程が、リーズナブルなCPUタイムで、しかも驚くほど高い精度で追跡できる。FEMにおけるジョイント要素のように、クラックの発生位置や進展方向を予め仮定するなどの必要性は一切なく、破壊は任意の位置に発生し、自由な方向に進展していく。クラックの発生による応力状態の変化や境界条件の変化によって進展する進行性破壊現象を高い精度で解析できる手法となっている。またDEMやEDEMが苦手とする静的な問題への適用性、用いる要素の形状や配置の影響による解の不安定性の問題もない。解析に要するCPUタイムも圧倒的に短いなどの特長を有している。

ここで、今回紹介するような手法が必要である最大の理由を確認しておく。

地震の際に亡くなった人のことを、我々はよく「地震の犠牲者」と呼ぶが、彼らの多くは地震そのもので亡くなっているのではない。「地震は人を殺さない。我々のつくった構造物が人を殺しているのである。」

地震による犠牲者の多くは、局所的な破壊ではなく、原形を留めないほどの破壊現象によってなくなっているのである。阪神・淡路大震災淡路の最大の教訓は、関連死を除く約5、500人の犠牲者の80%を越える人々が構造物の被害によって亡くなっていることである。しかも直後の15分以内でその多くが亡くなっていること[8.4.3]を考えると、これらの犠牲者を救うことは構造物の事前の補修や補強なくしては、全く不可能であったと言う事実である。

火事による焼死者についても、彼らの多くは倒壊した建物の中から逃げ出すことができずに犠牲者となったのである。自由に動き回れる状況だったにもかかわらず多数の死者を出してしまった1923年の関東地震との大きな差がここにある。消防の問題を指摘する前に、構造物の問題があったことを強く認識しなくてはならない。その後発生した「仮設住宅」「孤独死」「ゴミ処理」・・・、いずれも膨大な数の構造物が被害を受けてしまったことによって引き起こされた問題である。つまりこれらは構造物被害がもっと少なければ、あるいはもっと少なくする対策をとっていれば、これほど重大な問題として顕在化しなくてすんだ可能性が高い。「ソフト」な対策は、「ハード」の機能が確保された上で初めて機能する。「ひとの生命」や「ある種の情報」、「文化財」など、他のもので担保できない最低限守らなければならないものは、ハードの対策で対応する以外にない。

我々エンジニアの責任は重い。地震被害のメカニズムを理解し、最適な対処法を立案・実行し、地震による構造物被害を原因として発生する被害、特に「人的被害」を減らすことのできるのはエンジニアで

ある我々なのだ。エンジニアは知的的好奇心ともに、エンジニアとしての良心をいつも持ち続けなくては行かない。それは我々エンジニアが、日本の、そして世界の構造物の性能を決める立場にあるためである。

#### 8.4.2 応用要素法 (Applied Element Method、 AEM) とは？

応用要素法 (AEM)は、既に説明したように、「崩壊に至るまでの破壊現象を、高い精度で、しかも簡単なモデルで解析すること」を目標に私の研究室で開発を進めている手法である。このような手法を確立するには、現象を「慣性力の影響」、「荷重の荷重方向」、「解析対象の幾何学的変形の大小」、「材料特性の非線形性」などの観点から分類し、いずれの現象に対しても対応できる解析手法であることを示す必要がある。すなわち、表 8.4.1 に示す I～VI のような各現象を高精度にシミュレーションできる理論を構築し、そのモデルを用いた解析結果を理論解や実験結果と比較分析することで解析手法としての信頼性を示さなくてはならない。

ここで、I～VI の現象をごく簡単にまとめておく。( ) 内は各領域の現象例、あるいは AEM を用いて既に解析を実施した例を示している。

表 8.4.1 応用要素法が解析対象とする現象の範囲 (応用要素法の適用範囲)

		Static		Dynamic	
<i>Geometry</i>	<i>Material</i>	<i>Monotonic</i>	<i>Cyclic</i>	<i>Monotonic</i>	<i>Cyclic</i>
Small deformation (linear)	Elastic	I	III	V	VI
	Nonlinear	II			
Large deformation (nonlinear)	Elastic	IV			
	Nonlinear	Covered in dynamics			
Collapse process		No meaning			

- I : 弾性体(線形材料)から構成される構造物(解析対象物)が静的な一方向荷重を受ける場合の微小変形領域での挙動。(AEM の基本理論とポアソン比の影響の導入)[8.4.4、 8.4.5]
- II : 非線形材料から構成される構造物(解析対象物)が静的な一方向荷重を受ける場合の微小変形領域での挙動。(静的一方向荷重による鉄筋コンクリート(RC)構造の破壊実験)[8.4.6]
- III : 線形または非線形材料から構成される構造物(解析対象物)が周期的に荷重方向の変化する荷重を静的に受ける場合の微小変形領域での挙動。(静的交番荷重による RC 構造の破壊実験)[8.4.7]
- IV : 弾性材料から構成される構造物(解析対象物)が静的な荷重(一方向荷重あるいは交番荷重)を受ける場合の大変形領域に至るまでの挙動。(弾性材料の座屈現象など)[8.4.8]
- V : 線形または非線形材料から構成される構造物(解析対象物)が動的な一方向荷重を受ける場合の大変形領域に至るまでの挙動。(落下物などの衝撃荷重を受ける構造物の崩壊挙動など)[8.4.9、 8.4.10]
- VI : 線形または非線形材料から構成される構造物(解析対象物)が動的交番荷重を受ける場合の大変形領域に至るまでの挙動。(地震による構造物の崩壊挙動)[8.4.11]

なお、表 8.4.1 の中でハッチの入っている領域は、現象として考えにくいものや他の領域での現象を示すことによってこの領域の現象がカバーされることを示す。

現時点では、3次元の定式化とプログラミングもほぼ終了し、新しい解析を進めている。しかし今回のように、ごく限られたスペースと時間で、崩壊過程までを高精度に数値解析する新しい手法の詳細を説明することは到底不可能なので、ここでは最も基本的な部分(静的荷重載荷、非線形材料、微小変形領域)の説明に留める。詳細については、上で紹介した文献を参照していただきたい。研究を始めてからの日が浅いことから、十分な数の資料が出回っているわけでもなく、論文や参考書についても、投稿中であったり、執筆中であったりするものも多い。また誠に申し訳ないが英文による文献が主となっているが、これらの点についてはご容赦願いたい。

### 8.4.3 要素の定式化

ABMでは図8.4.1に示すように、解析対象構造物を仮想的に分割した小要素の集合体として考える。図8.4.1(b)に示す  $a \times b$  の大きさを持つ要素が、解析において運動を追いかける最小単位となる。これらの要素に力を及ぼす力学モデルの最小単位が図8.4.1(b)の2要素間に示された斜線部分である。

図8.4.1(b)に示された2つの要素は、要素同士の間分布する複数のバネによって連結されていると仮定する。法線方向とせん断方向の2種類のバネを1組とするこれらのバネは、図中の斜線部分の材料の挙動を表現するモデルとなっている。法線方向( $K_n$ )、接線方向( $K_s$ )のバネの剛性は式(8.4.1)に示すように定義される。

$$K_n = \frac{E \times d \times T}{a}, \quad K_s = \frac{G \times d \times T}{a} \quad (8.4.1)$$

ここで、 $d$ はバネとバネの間の距離、 $T$ は要素の厚さ、 $a$ はバネが挙動をあらわす領域の長さ、 $E$ と $G$ はそれぞれ材料のヤング係数、せん断係数である。式(8.4.1)は、斜線で示す  $a \times d \times T$  のエリアの剛性を表す。解析対象が鉄筋コンクリート(RC)の場合で、斜線の領域に鉄筋が位置している場合には、この部分に限り、鉄筋バネとコンクリートバネが重なった状態で設置されることになる。1要素の範囲内では、鉄筋バネとコンクリートバネは一体として挙動する(つまり両者間での滑りを許容しない)ことを仮定するが、後で説明するように要素間には自由にクラックが入ることから、複数個の要素を対象範囲として考えた場合には、コンクリートと鉄筋の間には相対変位が考慮される。

それぞれの要素は2次元では並進2、回転1の3自由度を有する(3次元問題では6自由度となる)。1要素につき3自由度を仮定することから、要素自体は剛体としての扱いになるが、要素の周辺に配置する分布バネによって、要素の各位置における力のやり取りが表現され、また要素の集合体としての構造体は、力学条件に基づいて変形可能となる。この定式化に考慮されていないポアソン比の影響については、文献[8.4.5]を参照されたい。

図8.4.2に示すように、ある1点に設置された一組の法線方向と接線方向のバネで2つの要素が結ばれているものと仮定する。この接触点における剛性マトリクスを計算するが、各自由度に相当する剛性マトリクスの要素は、対応する自由度方向に仮定する単位変位と各要素の重心に作用する力によって決定される。すなわち、左上4分の1部分の要素が式(8.4.2)で示されるサイズ(6×6)の剛性マトリクスとなる。見て分かるように、この剛性マトリクスはバネの剛性とバネの位置で決定される。

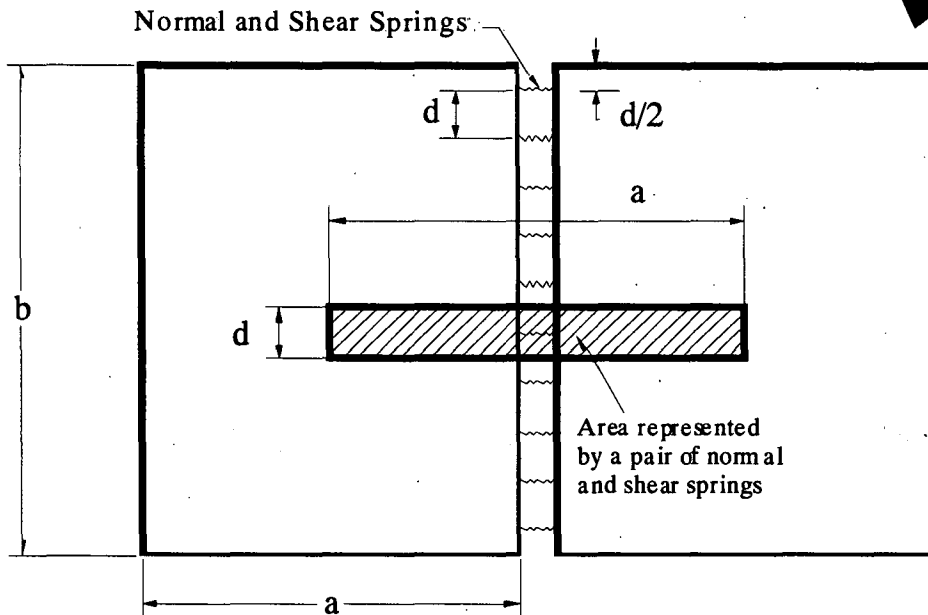
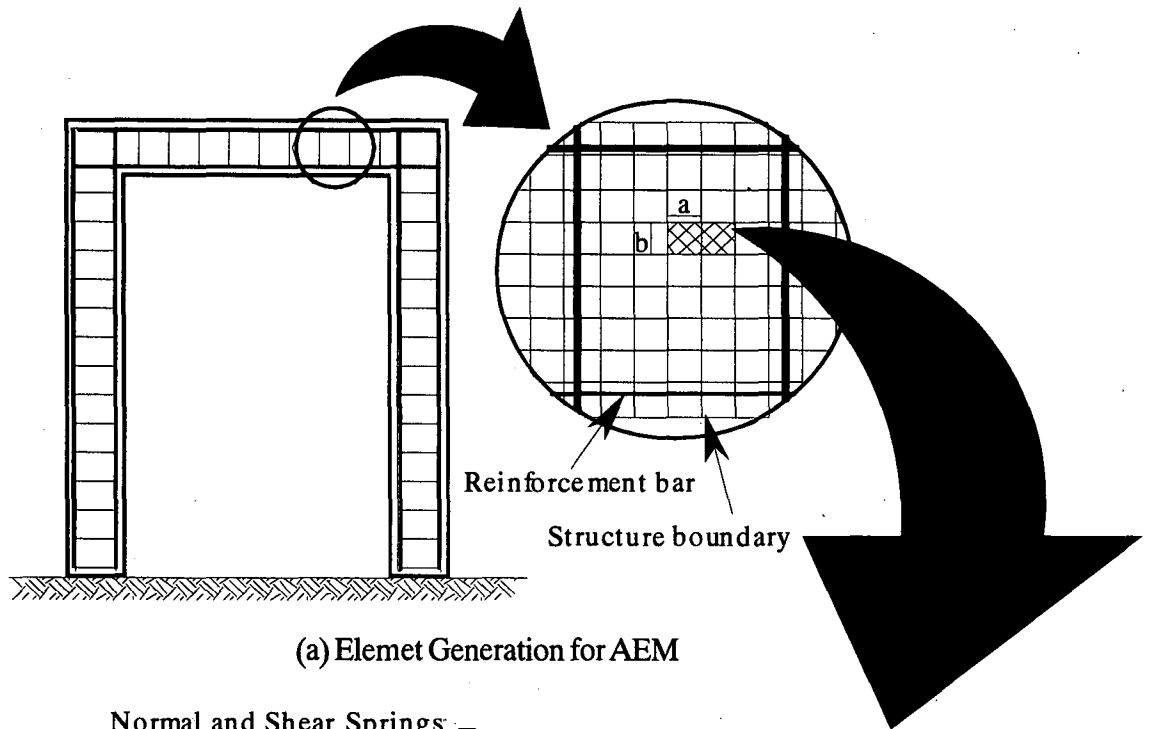


図 8.4.1 AEM における構造物のモデル化

$$\begin{bmatrix}
 \sin^2(\theta + \alpha)K_n & -K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & \cos(\theta + \alpha)K_s L \sin(\alpha) \\
 + \cos^2(\theta + \alpha)K_s & + K_s \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & -\sin(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) \\
 -K_n \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & \sin^2(\theta + \alpha)K_s & \cos(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) \\
 + K_s \sin(\theta + \alpha)\cos(\theta + \alpha) & + \cos^2(\theta + \alpha)K_n & + \sin(\theta + \alpha)K_s L \sin(\alpha) \\
 \cos(\theta + \alpha)K_s L \sin(\alpha) & \cos(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) & L^2 \cos^2(\alpha)K_n \\
 -\sin(\theta + \alpha)K_n L \cos(\alpha) & + \sin(\theta + \alpha)K_s L \sin(\alpha) & + L^2 \sin^2(\alpha)K_s
 \end{bmatrix} \quad (8.4.2)$$

式 (8.4.2) に示した剛性マトリクスは一組だけの接触バネに対して決められたものである。要素全体の剛性マトリクスは、それぞれの要素の周りに設置された全てのバネ(法線 + 接線)の剛性マトリクスの足し合わせによって定義される。ここで説明した定式化は、荷重制御の場合にも変位制御の場合にも使用可能である。

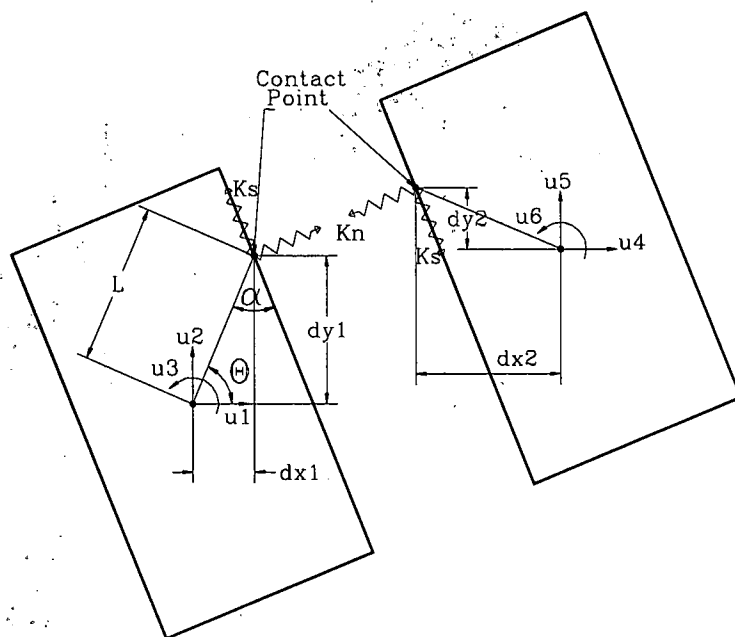


図 8.4.2 3 自由度を持つ 2 要素間のある 1 点に設置された法線・接線方向のバネ (2 次元 AEM)

る。支配方程式は、式 (8.4.3) で表される。

$$[K_G][\Delta] = [F] \quad (8.4.3)$$

ここで、 $[K_G]$  はグローバル剛性マトリクス、 $[\Delta]$  は変位ベクトル、 $[F]$  は作用荷重ベクトルである。荷重制御の場合には、 $[F]$  が既知となる。変位制御の場合には、制御したい要素に対して仮想変位  $[\Delta]$  を与えることで、荷重を作用させる。荷重を作用させた方向 (自由度) に対する剛性方程式は、全体の剛性方程式から除かれ、それ以外の自由度の荷重ベクトルが式 (8.4.4) にしたがって修正される。

$$F_i^* = F_i - K_{iq} * \Delta_q \quad (8.4.4)$$

ここで  $F_i^*$  は自由度  $i$  の修正された荷重ベクトル、 $K_{iq}$  は  $i$  行  $q$  列の剛性値、 $\Delta_q$  は自由度  $q$  の仮想変位である。式(3)を解いた結果、作用荷重の値は次の式で計算される。

$$F_q = \sum_{i=1}^N K_{qi} * \Delta_i \quad (8.4.5)$$

式中の  $N$  は自由度の総数である。荷重制御を用いた場合は、構造物の降伏後(ポストピーク)の挙動を計算し難いという短所がある。変位制御はポストピークの挙動まで計算できるが、変位を制御できる要素の数は限られる。多くの点の変位を同時に制御しようとすると非現実的な結果を導く。

#### 8.4.4 材料のモデル化

ここでは代表的な建設材料であり、鉄筋とコンクリートという異なった 2 種類の材料から成る複合材料である鉄筋コンクリート(RC)を対象としたモデル化を紹介する。RC の挙動がうまく表現できれば、他の様々な材料や媒質にも本手法が適用可能であることを示すことになると考えられる。AEM における RC のモデル化では、FEM で良く用いられるような鉄筋比を考慮した RC の材料特性を要素の材料モデルとして扱うこ



とはしない。鉄筋は鉄筋として、コンクリートはコンクリートとしてそれぞれ独立にモデル化するが、これらは全く他の研究者の成果の借り物である。より正確な材料モデルが提案されれば、次はそれを借用するという立場に立っている。AEMでは図8.4.1にも示したように、用いる要素の大きさから考えて、鉄筋バネは配筋図に従って鉄筋の位置に正確に設置することができる。ゆえに任意の鉄筋比の鉄筋コンクリートが、鉄筋バネを鉄筋の位置にダイレクトに配置することで自動的にモデル化される。この時かぶりの厚さなども自動的に考慮されるという長所を持つ。

本研究では、圧縮荷重下のコンクリートの材料モデルとしては、図8.4.3に示す前川モデル[8.4.12]を採用している。このモデルによれば、初期のヤング係数、ひび割れのパラメーター、コンクリートの初期損傷及び圧縮塑性歪みが、圧縮応力と圧縮歪みの包絡曲線の決定に用いられている。その結果、除荷および再負荷が合理的に表現される。詳細については、文献[8.4.12]を参照されたい。ピークを越えた後の応力、バネの剛性には十分小さい正の値を仮定して、剛性が負になることを回避する。引っ張り力を受けるコンクリートバネについては、クラック発生までは初期剛性を持っていると仮定する。クラック発生後は引っ張り力を受けるバネの剛性は0と仮定する。鉄筋については、図8.4.4に示すような材料モデルを用いている。

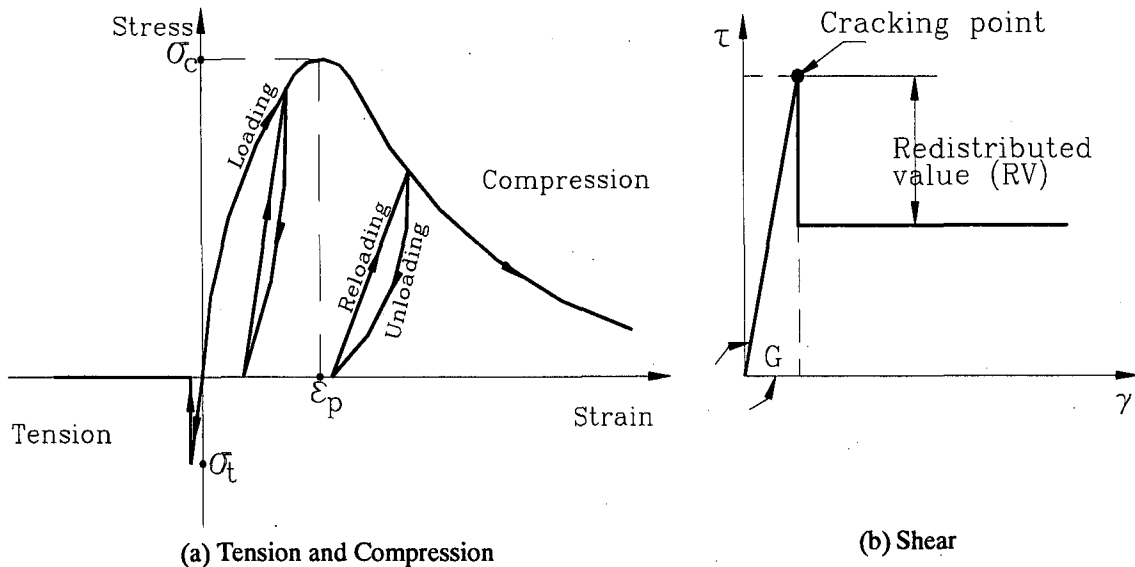


図 8.4.3 無筋コンクリートの材料モデル

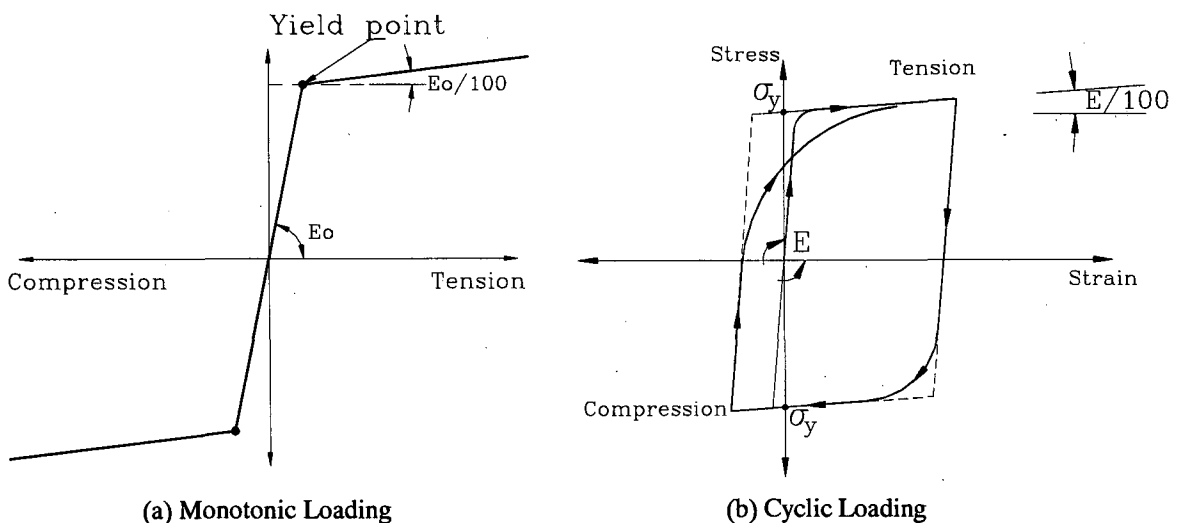


図 8.4.4 鉄筋の材料モデル

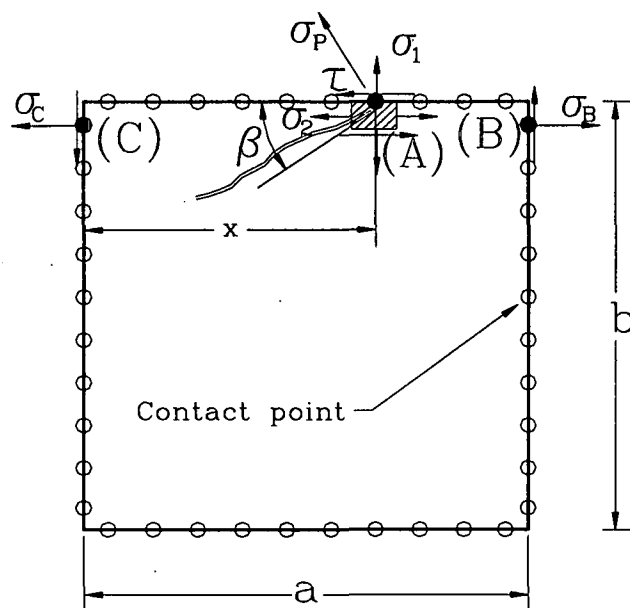


図 8.4.5 各バネの位置における主応力の求め方

### 8.4.5 破壊基準

3自由度を持つ要素を使用する場合の最も大きな問題の1つに、斜めひび割れのモデル化がある。もともと連続体である解析対象を仮想的に要素の集合体として分解するような場合には、主応力による破壊基準を用いることが重要である。RBSM[8.4.13]やDEMで一般的に用いられているように、法線方向と接線方向のバネから計算されたモール・クーロンの破壊基準を適用すると、本来仮想的に分割したはずの要素の境界の影響を強く受けることになる。ただし、粒状体構造物やレンガ造の建物のように、構造物が本当に個々の独立した要素から構成されている場合には、モール・クーロンの破壊基準は妥当と言える。

図 8.4.5 を用いて、それぞれのバネの位置での主応力を決める方法を説明する。点 A におけるせん断応力および法線応力 ( $\tau$  と  $\sigma_1$ ) は、接触点に設置された法線方向と接線方向のバネの歪みからそれぞれ計算される。2次応力 ( $\sigma_2$ ) は、図に示すように、B 点と C 点における法線応力を用いて、式 (8.4.6) によって計算される。

$$\sigma_2 = \frac{x}{a} \sigma_B + \frac{(a-x)}{a} \sigma_C \quad (8.4.6)$$

主引っ張り応力は式 (8.4.7) で計算される。

$$\sigma_p = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) + \sqrt{\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right)^2 + (\tau)^2} \quad (8.4.7)$$

図中の  $\beta$  は式 (8.4.8) で決まる角度である。

$$\tan(2\beta) = \left( \frac{2\tau}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) \quad (8.4.8)$$

主応力  $\sigma_p$  の値を材料の引っ張り強度と比較し、 $\sigma_p$  が引っ張り抵抗の限界を越える場合には、法線方向と接線方向のバネを切断する。そして主応力の方向性を考えた上で、次の解析ステップ時にバネの破

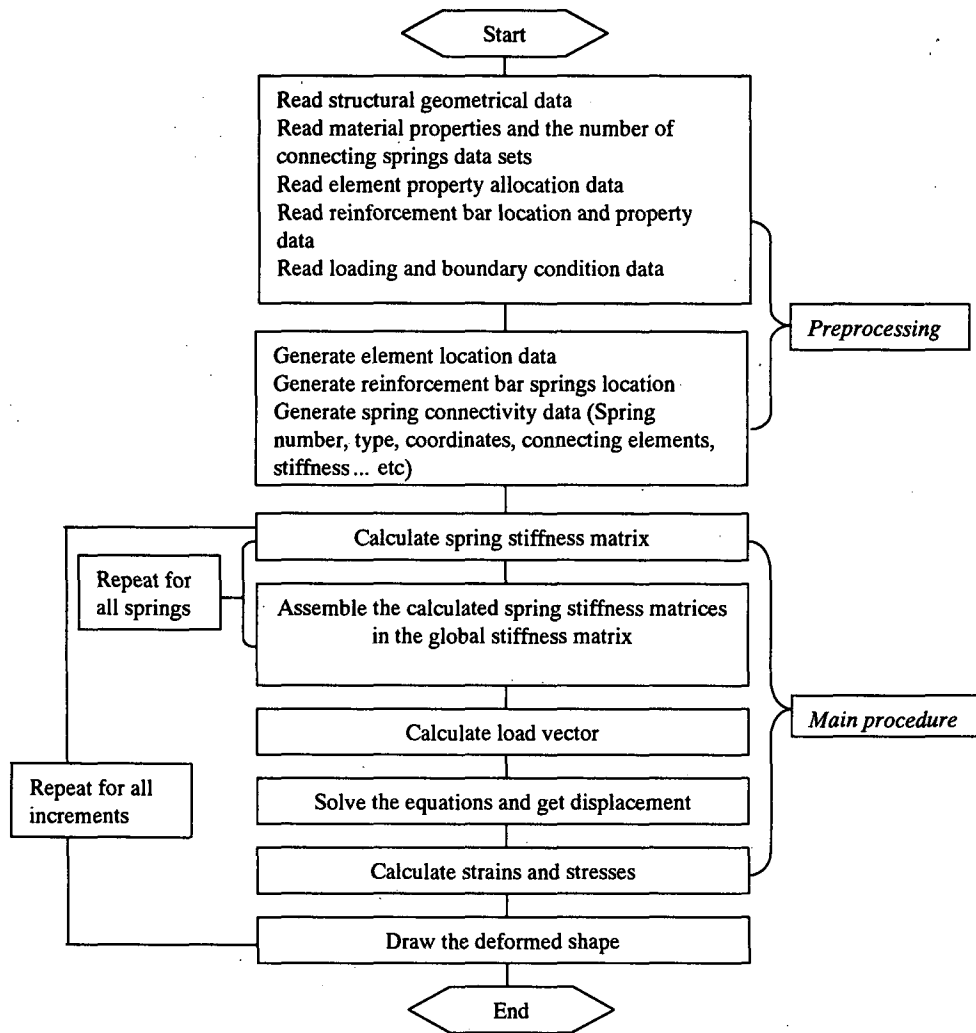


図 8.4.6 AEM 解析のフローチャート

壊によって開放される力の再配分を行う。再分配された力は要素の中心に力とモーメントとして伝えられる。クラックの発生位置で、バネに作用していた力の再配分をどのように行うかは、クラックの伝播を正しく追跡するためには非常に重要である。AEM では、法線バネに関しては、クラック面で引っ張り応力が 0 になるように、全ての力が再分配される。引っ張りクラックの位置にあるせん断バネについては、クラック発生後もクラック面の摩擦やかみ合わせ効果によって、いくらかの抵抗を示すと考えられるが、クラック発生後はせん断剛性は 0 と仮定する。ただし、摩擦やかみ合わせの影響を考慮するために、図 8.4.3(b) に示す再分配率 (RV) を採用している。この値はクラック面の状態などから決まる値である。

#### 8.4.6 解析プログラムの流れ

AEM による解析の流れを図 8.4.6 のフローチャートで示す。この図は、非線形材料を対象とした応力制御解析の場合の流れである。

各解析ステップにおいて、鉄筋バネとコンクリートバネの応力と歪みが計算される。引っ張り力を受けるバネの場合には、破壊基準がチェックされる。圧縮力を受けるバネには、新しい接線剛性が、図 8.4.3 に示すモデルを用いて計算される。鉄筋バネについては、図 8.4.4 に示すバイ-リニア型の応力-歪み関係から決定される。それぞれの解析ステップ毎に、バネの剛性マトリクスが計算され、これらを足し合わせることでグローバルマトリクスが求められ、次の解析ステップへと進む。

### 8.4.7 解析例

下記に AEM の解析例として数例のシミュレーション結果を紹介する。いずれも従来の解析手法では解析が困難な現象であるが、精度良く解析できていることがわかり、AEM が高い可能性を持つ手法であることが認識される。

#### 1) 2層 RC 構造の単調載荷実験の AEM 解析

図 8.4.7 と図 8.4.8 に 2 層 RC 構造の単調載荷実験の AEM シミュレーション結果を示す。応力 - 変位曲線、クラックの進展の様子が、高い精度で再現されているのが分かる。用いた材料の特性は、文献 [8.4.14] に従って、D6 の  $\sigma_y = 3,740 \text{kgf/cm}^2$ 、D13 の  $\sigma_y = 3,240 \text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_c = 233 \text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_t = 21.3 \text{kgf/cm}^2$ 、 $E_c = 194 \text{tf/cm}^2$  である。

#### 2) RC 構造物の柱 - 梁接合部の交番載荷実験の AEM 解析

図 8.4.9 に示すような RC 構造の柱 - 梁の接合部に図 8.4.10 に示す周期外力を作用させた実験の AEM シミュレーションを試みた。解析結果を図 8.4.11 ~ 図 8.4.14 に示す。AEM 解析では、鉄筋は鉄筋パネとして、コンクリートはコンクリートパネとして、それぞれの位置にダイレクトに配置するために、鉄筋にしてもコンクリートにしても、構造体の任意の位置における応力状態を知ることができる。なお本解析で用いた材料パラメータは、文献 [8.4.15] がって、 $\sigma_y = 4,600 \text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_c = 380 \text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_t = 22.0 \text{kgf/cm}^2$ 、 $E_c = 250 \text{tf/cm}^2$  とした。クラックの発生位置や進展方向は予め何ら決めていないが、応力条件にしたがって交差するクラックが発生し、開閉する様子が見られる。

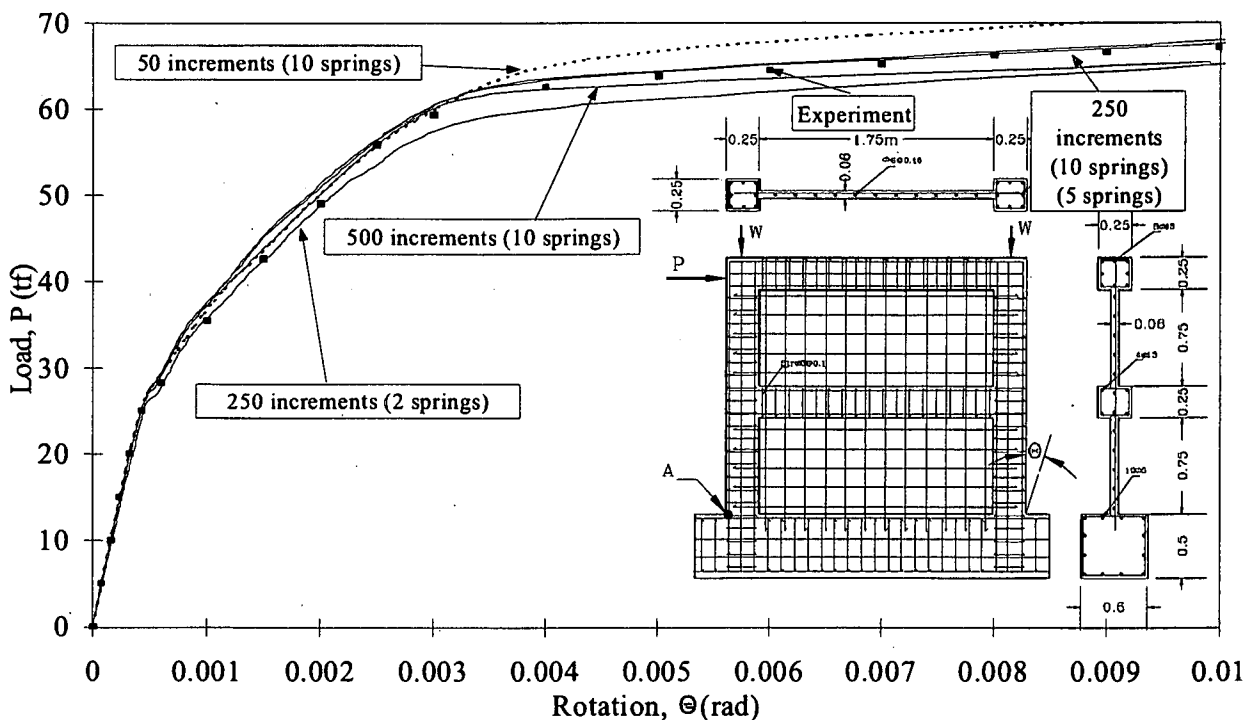


図 8.4.7 2 層 RC 構造の破壊解析 (実験との比較)

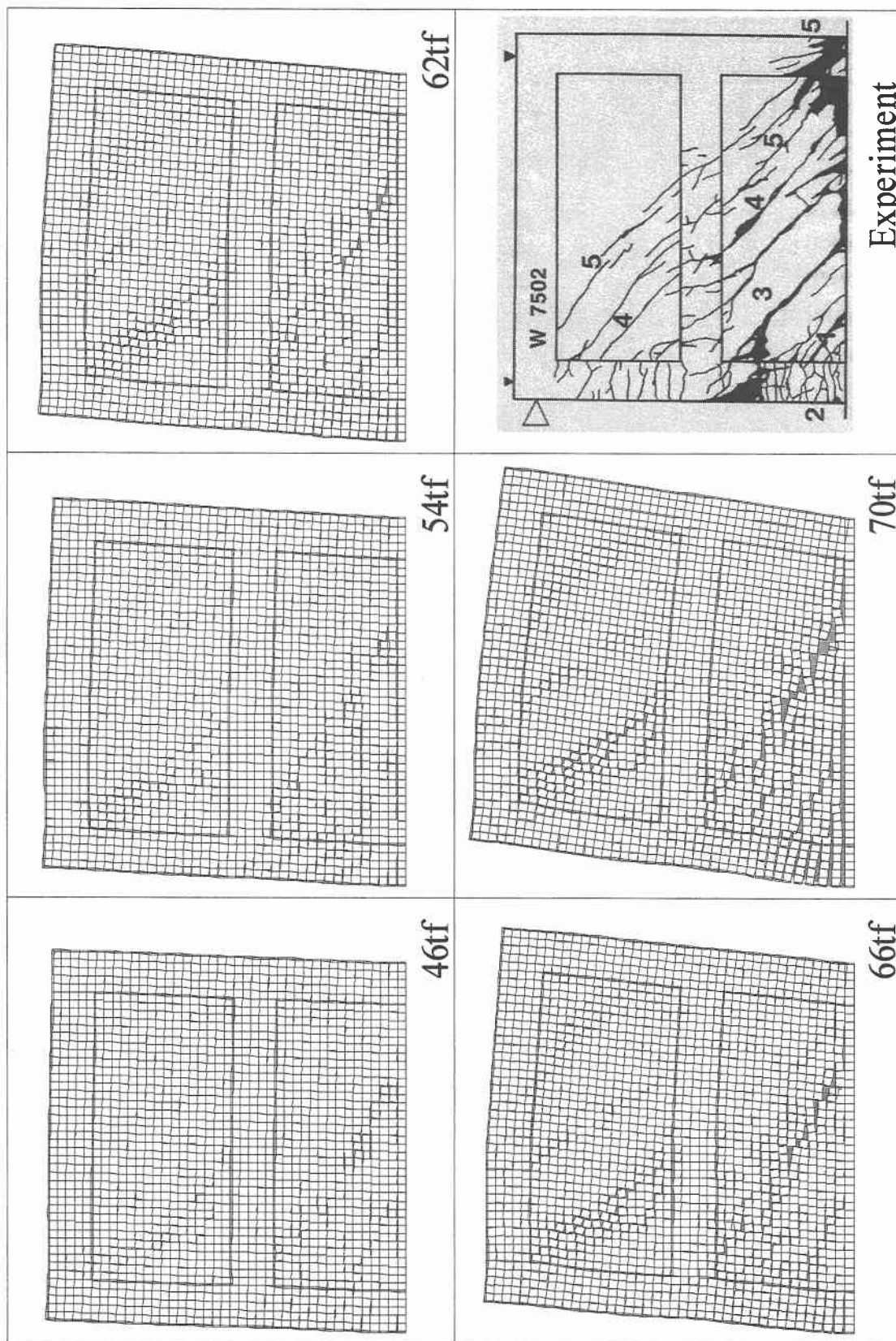


図 8.4.8 載荷途中におけるクラックの進展状況

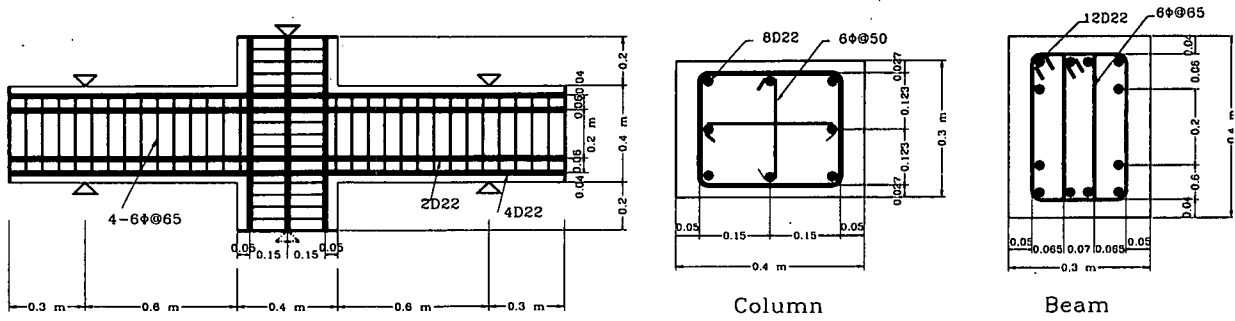


図 8. 4. 9 RC 構造の柱 - 梁接合部の交番载荷実験の供試体

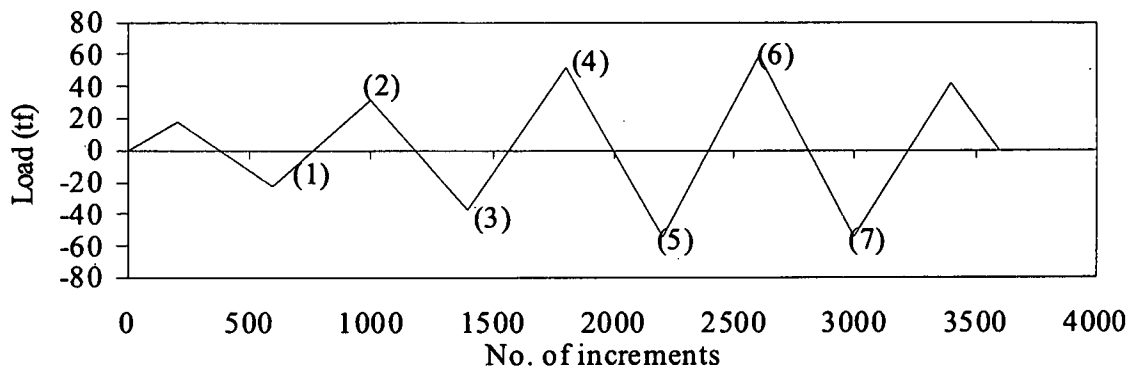


図 8. 4. 10 交番载荷実験に用いた荷重履歴

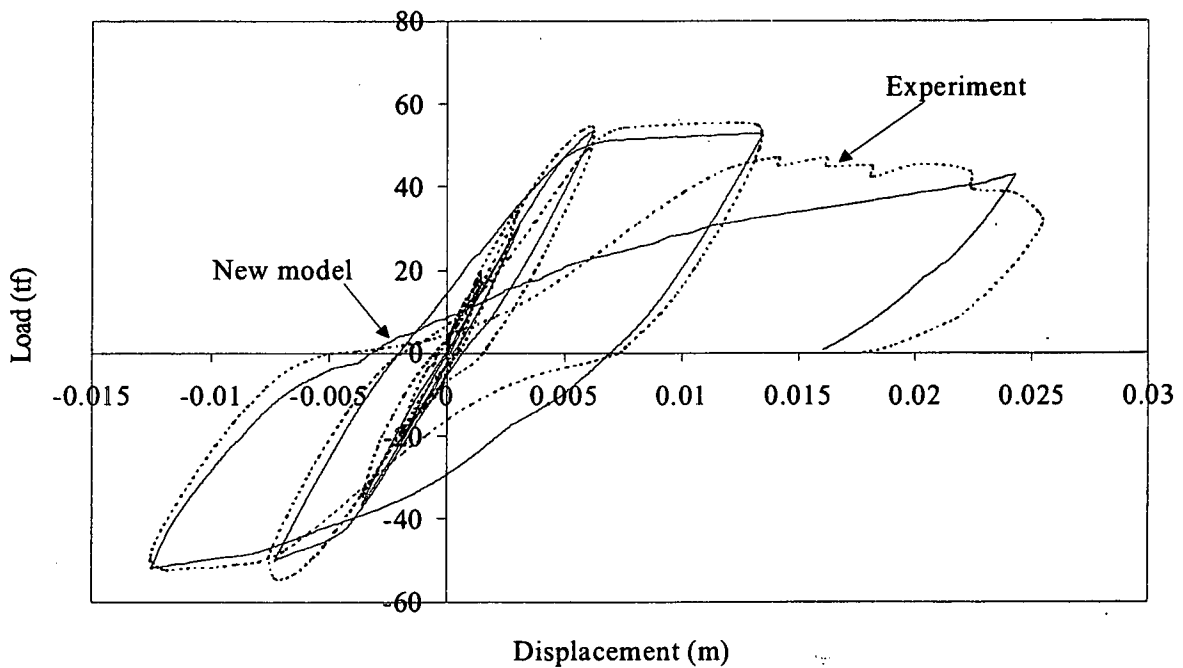


図 8. 4. 11 荷重 - 変位曲線

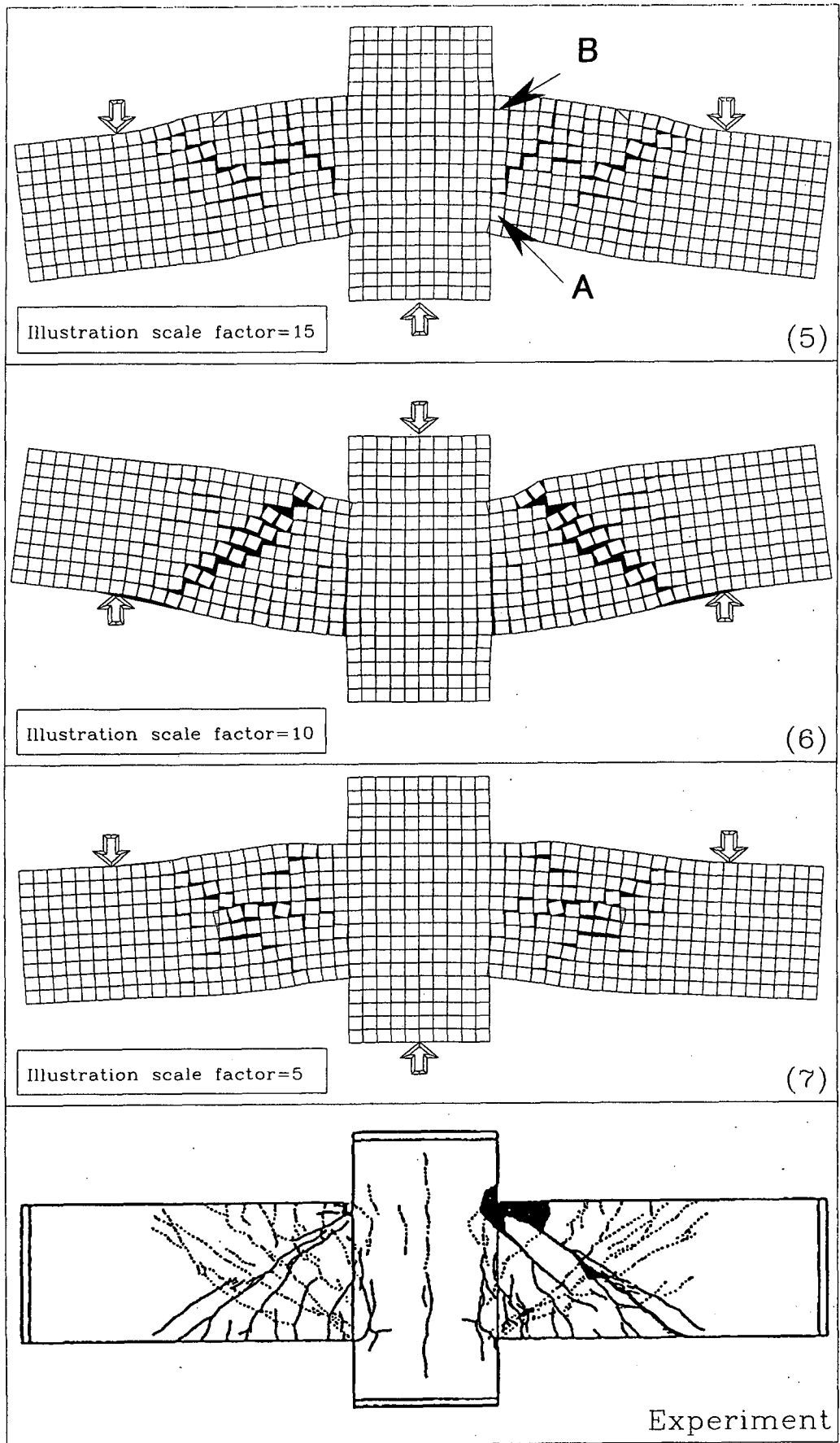


図 8.4.12 解析中のクラックの進展と実験結果  
 (クラックが交差する方向に発生し荷重条件によって開閉する)

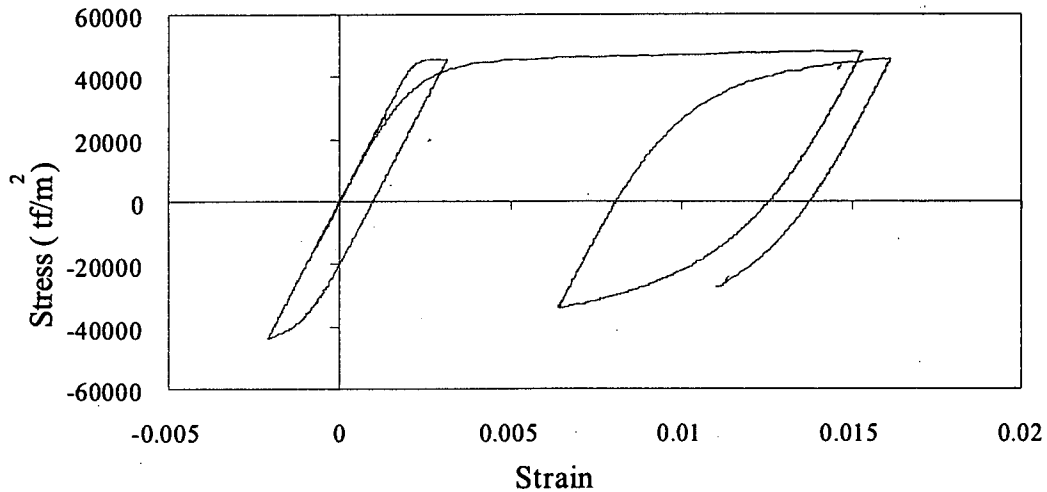


図 8.4.13 A 点の鉄筋の応力状態

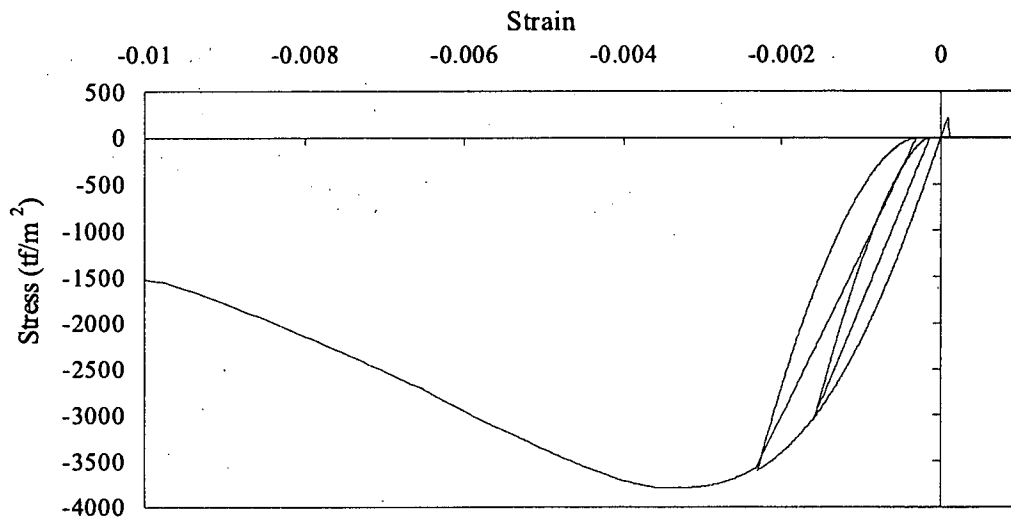


図 8.4.14 B 点のコンクリートの応力状態

### 3) 弾性材料の幾何学的非線形挙動の AEM 解析

弾性体材料から構成される構造物の幾何学的非線形挙動の解析例として、座屈現象の解析を紹介する。図 8.4.15～図 8.4.18 に結果を示す。数値解析結果からは、AEM が大変形解析に対しても高い精度で解を与えることが分かる。特に図 8.4.18 は Snap Through Buckling を解析したものであるが理論解と良く一致していることが分かる。

### 4) RCビル模型を用いた振動台実験の AEM 解析

図 8.4.19 に示す 1/15 スケールの RC ビルの模型を用いた振動台破壊実験を AEM でシミュレーションし、両者の結果を比較する。入力地震動は、図 8.4.20 に示すように、形状が同じで振幅の違う 5 地震動 (40、200、400、600、800Gal) である。これらの地震動を振幅の小さい方から順に RC モデルビルに入力し、被害が徐々に進行していく過程を分析する。

AEM 解析でも実験と全く同様に、40Gal の振動外力から始めて、800Gal までの振動外力を加えていく。AEM 解析では図 8.4.21 に示すように固有値解析を簡単にできるので、解析に先立って、用いる AEM



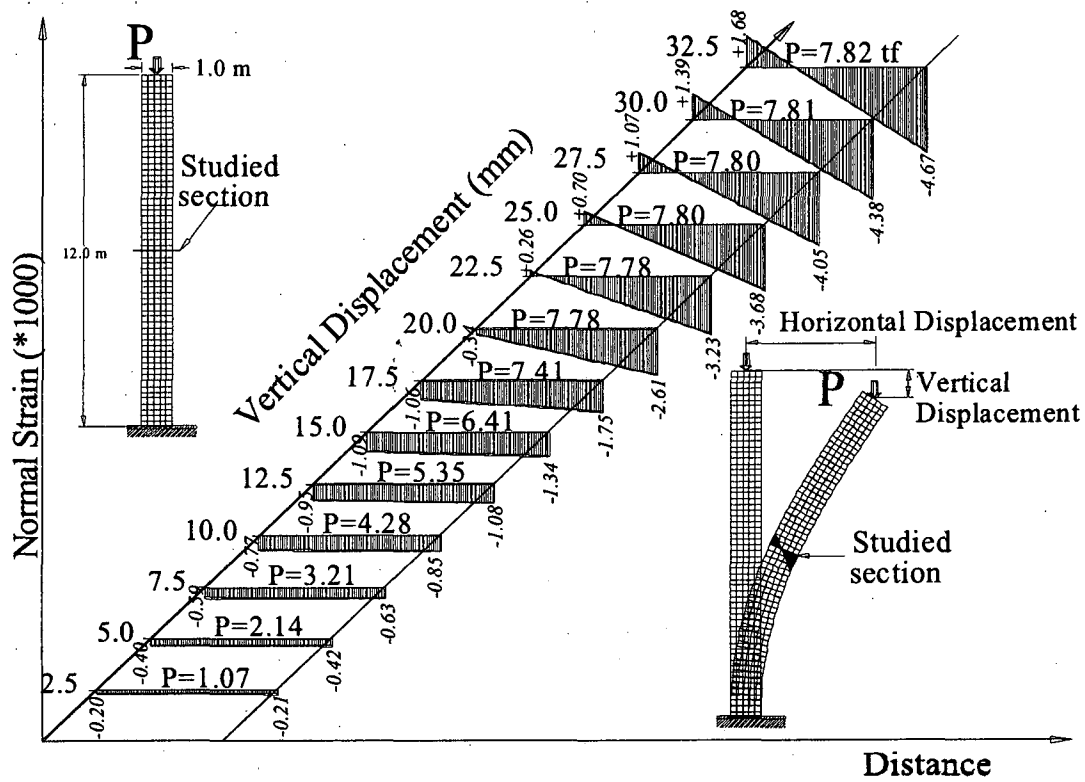


図 8.4.15 載荷荷重の増加に伴って生じる偏心荷重

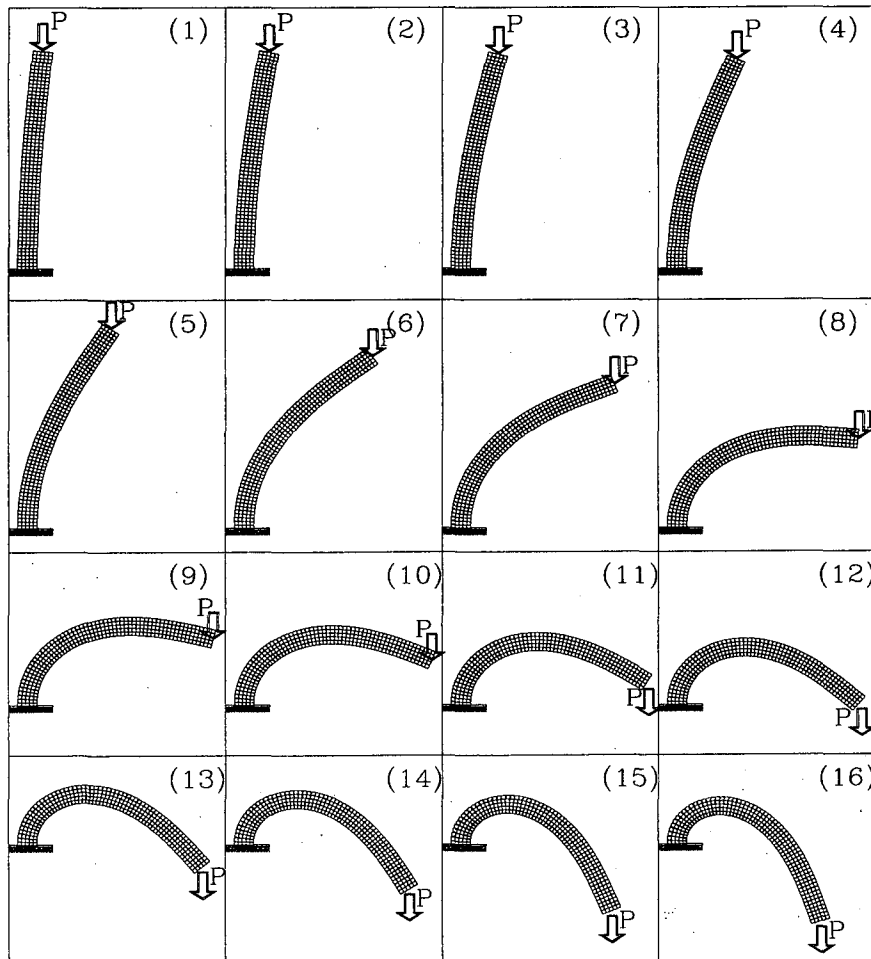


図 8.4.16 AEMによる大変形解析

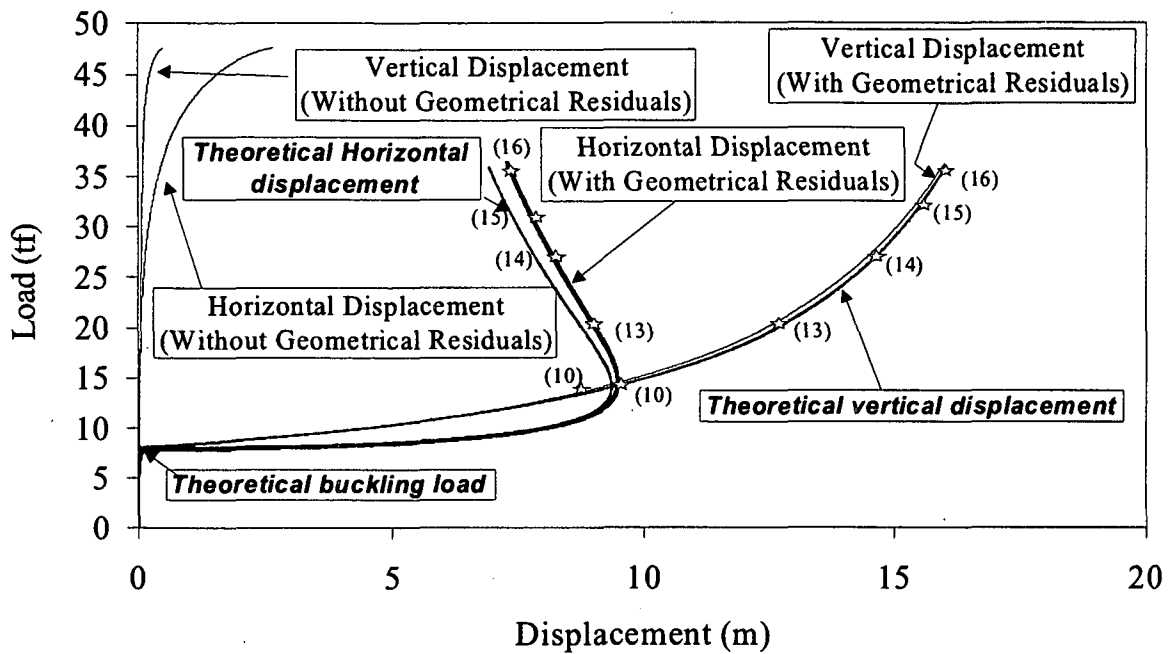


図 8. 4. 17 AEM 解析と理論解との比較

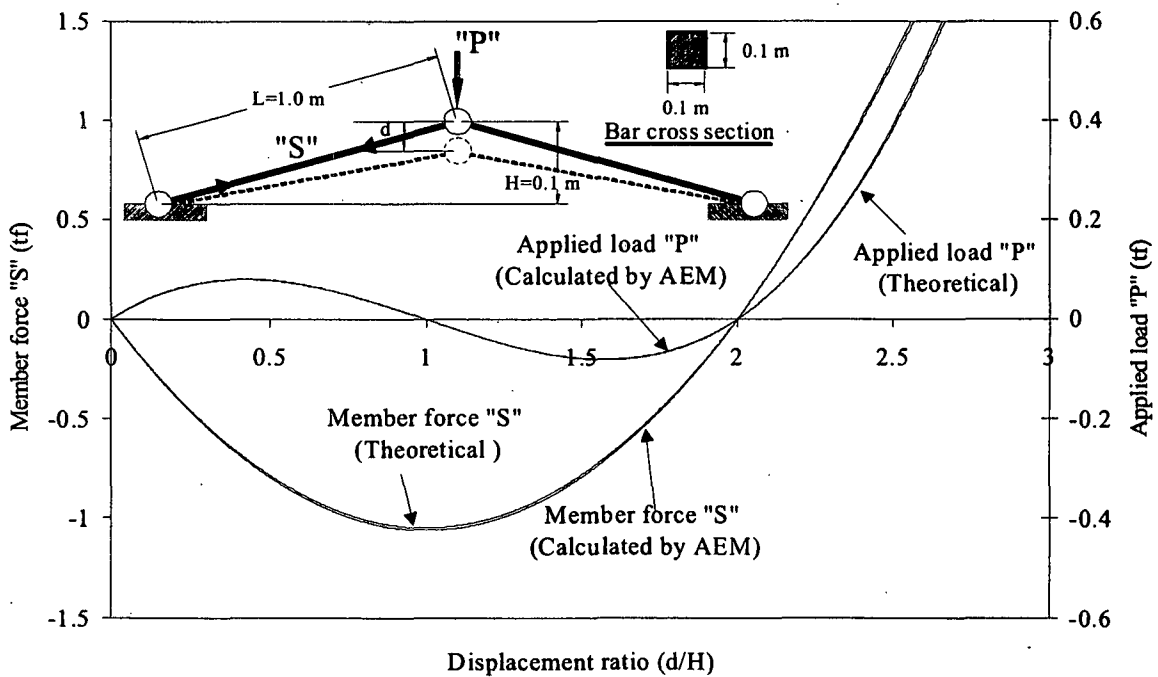


図 8. 4. 18 Snap Through Buckling の解析

解析モデルの動特性を把握することができる。AEM 解析の結果からは、破壊の進展にもなって構造物応答の非線形性が高くなっていく様子がシミュレーションされた。600Galと800Galを入力した際の屋上の変位応答を示したのが図8.4.22と図8.4.23であるが、実験結果に驚くほど近いシミュレーション結果が得られている。この解析結果を得るために用いた事前情報は文献[8.4.16]による材料パラメータ( $\sigma_y=4,400 \text{ kgf/cm}^2$  (D3)、 $\sigma_y=3,000 \text{ kgf/cm}^2$  (D2 and D1)、 $\sigma_u=1.5 \sigma_y$ 、 $\sigma_c=350 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_t=20 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_c=250 \text{ tf/cm}^2$ )と配筋図、入力振動外力だけである。鉄筋やコンクリートの材料モデルは、いず

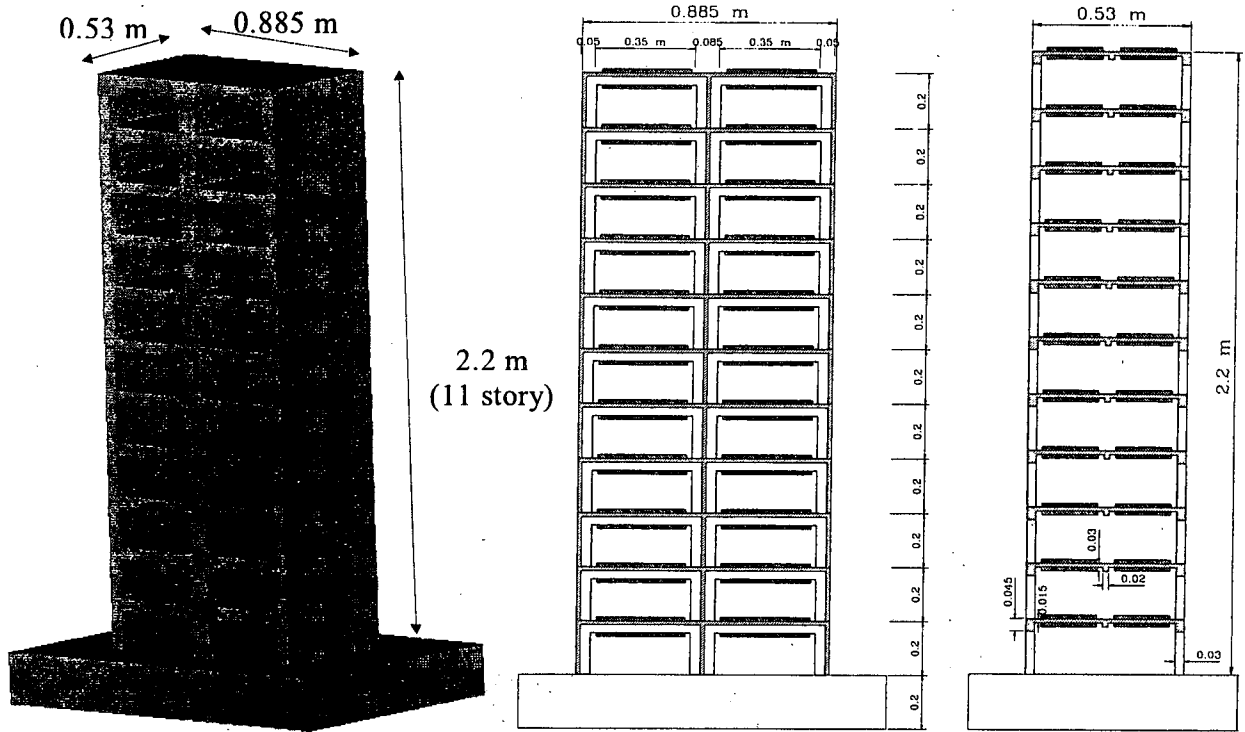


図 8. 4. 19 振動台実験に用いた 1/15 スケールの RC ビルモデル

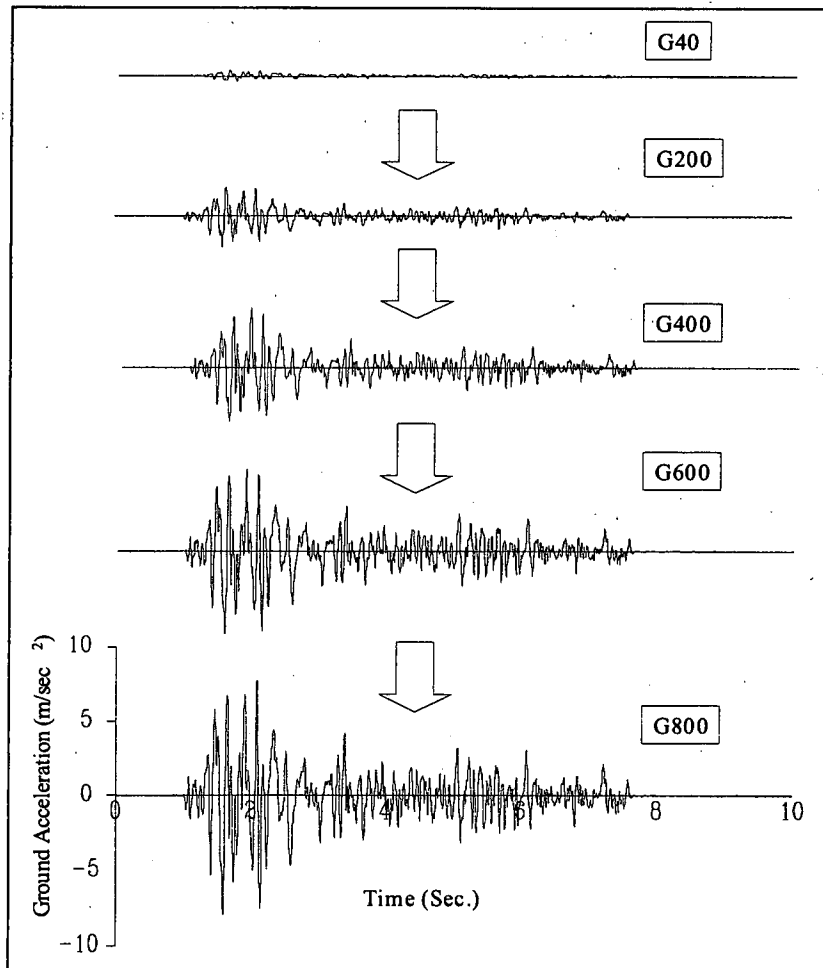


図 8. 4. 20 振動台から入力した振動外力 (波形は同じで振幅の異なる 5 地震波)

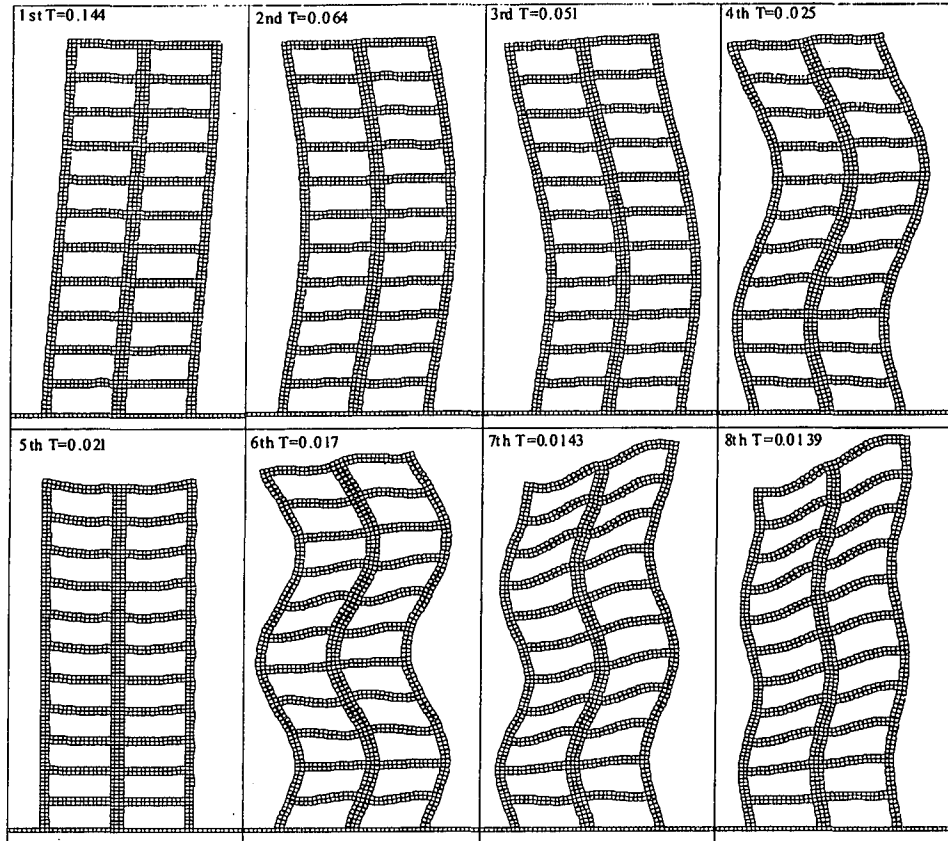


図 8.4.21 AEMによる固有値解析

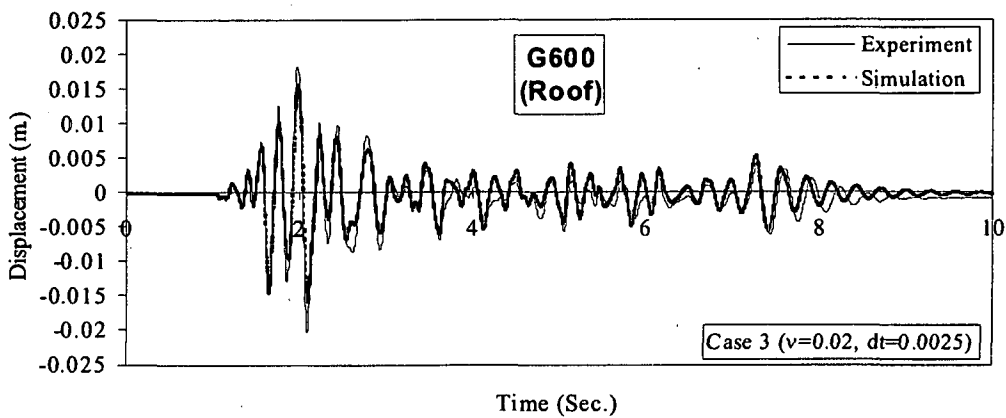


図 8.4.22 振幅 600Gal の外力による屋上の変位応答 (減衰 2%、時間増分=0.0025s)

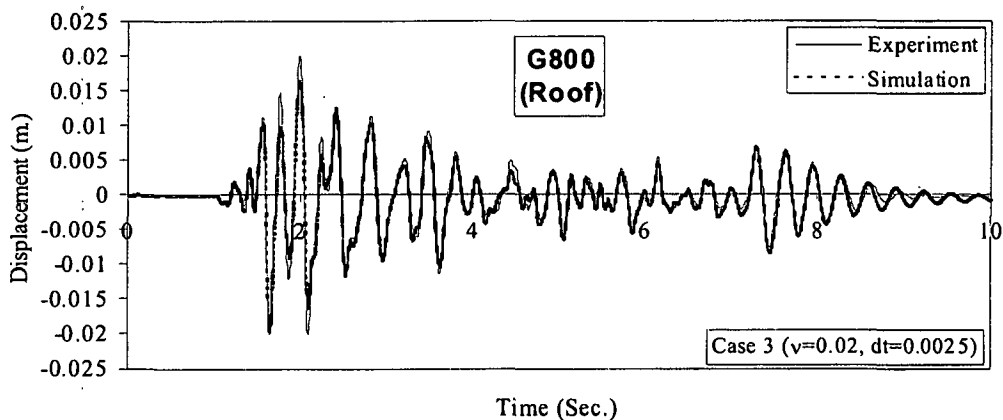


図 8.4.23 振幅 800Gal の外力による屋上の変位応答 (減衰 2%、時間増分=0.0025s)

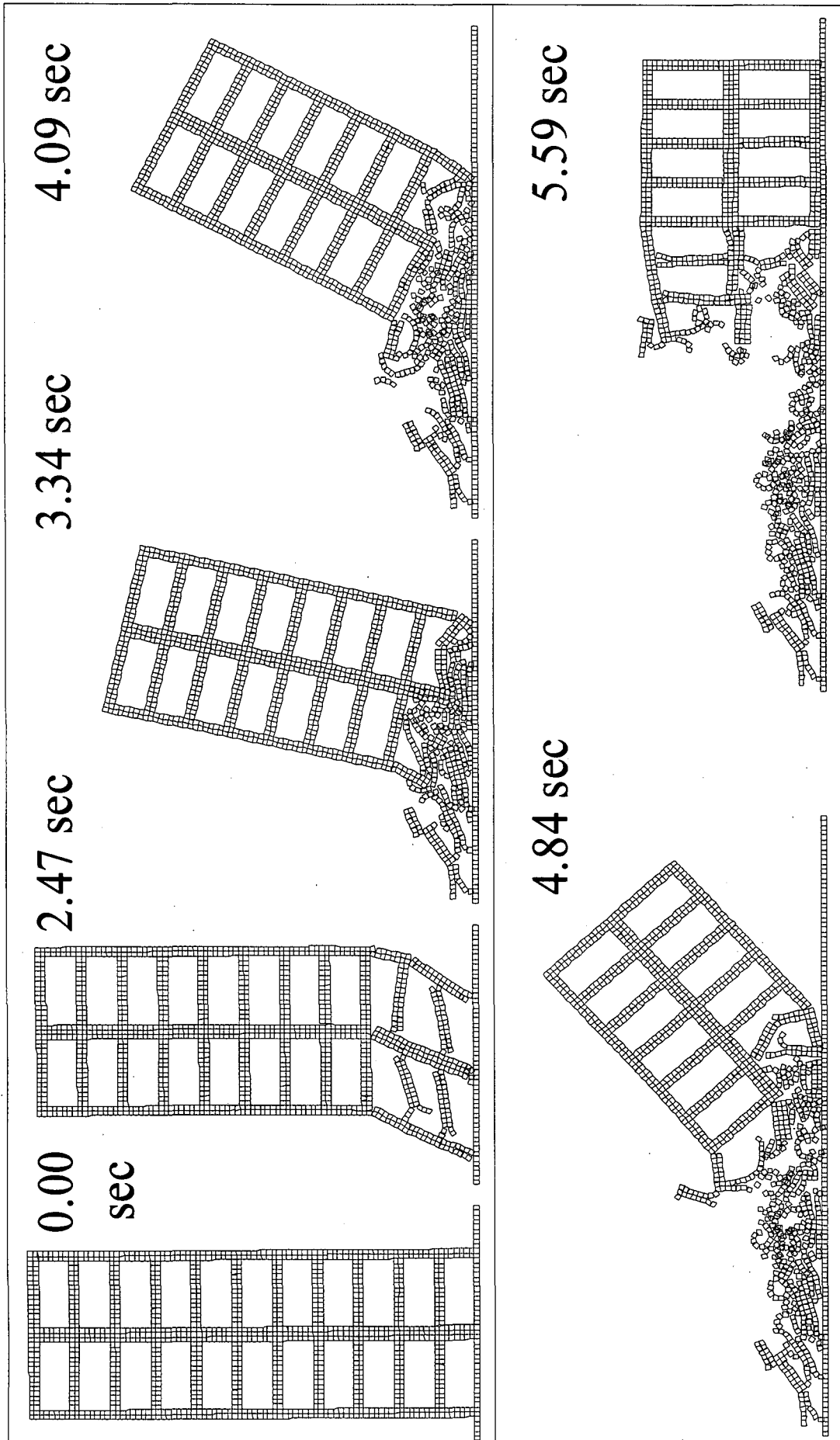


図 8.4.24 極端に強い地震動を入力して行った RC 構造物の崩壊過程の AEM 解析  
 (地震動振幅 1、200Gal、時間スケールを 2 倍にした場合。実際の実験では、振動台の能力の関係からこの現象の再現はできていない)

れも一般的に用いられているごく簡単なモデル(図 8.4.3 と図 8.4.4 を参照)であるが、解析結果は複雑な非線形性を見事に再現している。

図 8.4.24 は極端に強い地震動を作用させた場合の崩壊過程をシミュレーションしたものである。実際の実験では、用いた振動台の性能の限界から、完全に崩壊に至るまでの現象は再現できなかったが、AEM 解析は数値解析であるために、いかなる入力も作用させることも全く問題ない。

解析結果の精度を決定する大きな要因は、「対象とする現象に対して、用いる解析モデルが数値解析手法として対応可能な性能を有しているかどうか」と「用いる材料モデルが適切かどうか」である。既に説明しているように、AEM における材料のモデル化は全くシンプルであり、しかもそれは材料を専門とする研究者の成果の借用である。しかし解析結果として得られる応答の非線形性は高く、また理論解や実

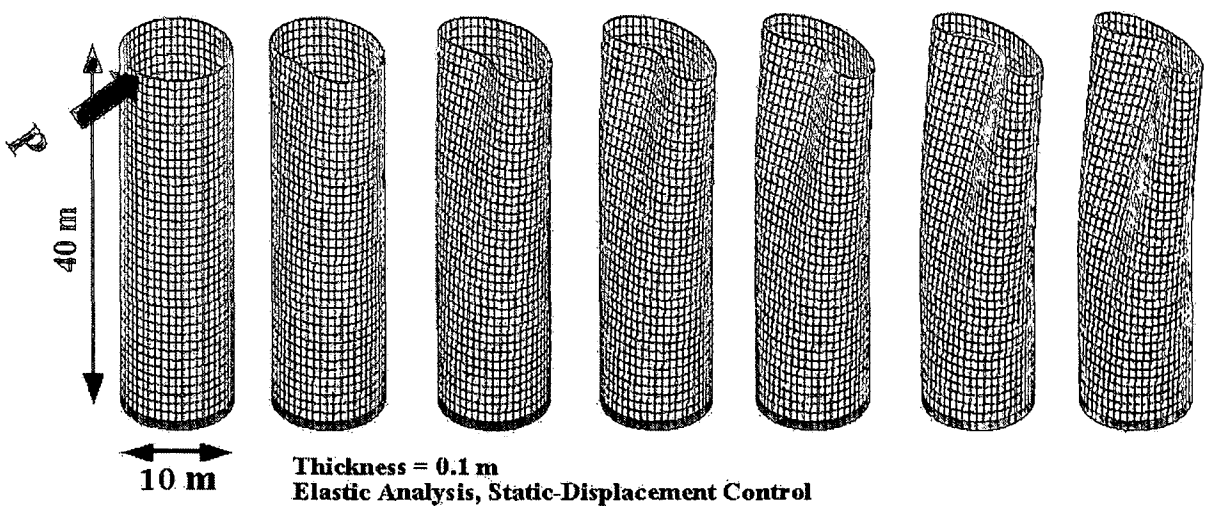


図 8.4.25 中空の円柱に側方荷重が作用した場合の変形シミュレーション

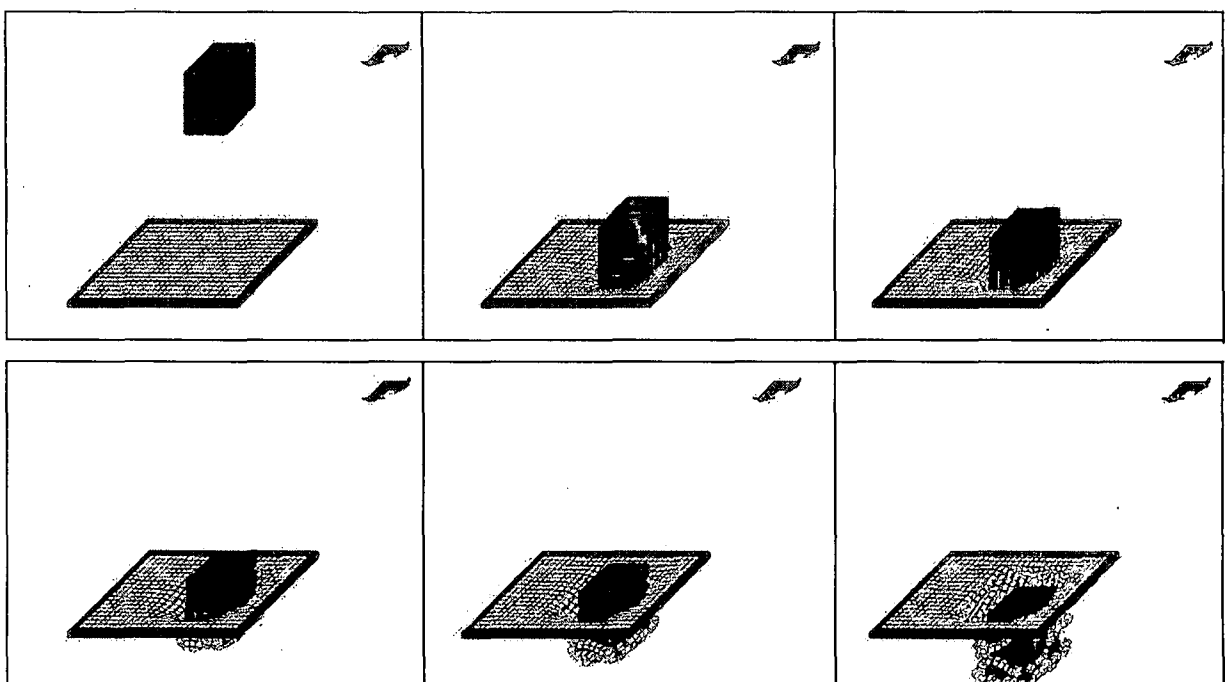


図 8.4.26 落下物によるコンクリートスラブの破壊シミュレーション

験結果との整合性も非常に高い。AEM理論のフレームワークは一般性が高いので、様々な材料モデルを取り込むことは何ら問題ないし、材料特性を表現するより適切な力学モデルが提案されれば、それを採用すれば良い。

重要なのは、解析手法として、多種多様な現象に対応できる潜在能力を有しているかどうかである。例えば、図8.4.24のシミュレーションに関して言えば、図8.4.23に示すように800Gal入力までの解析精度が非常に高いことを保証した上で、再接触や衝突が問題になる完全崩壊挙動までの変形領域に全く問題なく対応できる点が重要なのだ。ただし、この状態に至るまでの挙動においては、鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥離なども大きな影響を持つと思われるが、現時点ではこれらのモデル化はまだ十分ではない。しかしこれらは上で述べた材料の力学モデルの課題であり、解析手法の適用性の限界を示すものでないことを確認しておく。

#### 5) 3次元 AEM 解析結果の例

図8.4.25と図8.4.26は3次元 AEM 解析の例である。図8.4.25は、中空の弾性体の円柱の頂部に、側方から荷重を載荷させた場合の変形の様子を解析したものである。幾何学的な非線形性が問題となる大変形領域までの現象が、何ら問題なく追跡できていることがわかる。一方、図8.4.26は、落下物の衝撃を受けたコンクリートスラブが崩壊していく様子をシミュレーションしたものである。完全剥離、再接触現象、剛体運動などが自然と表現されていることがわかる。

### 8.4.8 まとめ

今回の報告で、私が最もストレスを置く点は、構造物の設計において、「なぜ、崩壊過程までを考えなくてはいけないのか？」について深く理解していただくことである。地震の時に亡くなった方々を「地震の犠牲者」などと言うが、彼らは「地震で死んだのではない。」「構造物が壊れて死んだのである。我々が作った構造物が人を殺すのだ。」自分の最も大切なもの、自分の命、家族や友人、恋人を地震で亡くした時に、構造物の被害で亡くなってしまった時に、エンジニア仲間の作ったものだから「まあ、しょうがない。あきらめるか」と皆さん言えますか？

私たちは自覚のある無しにかかわらず、幾つもの顔を持って生きている。「社会や会社での公的な立場での顔、私人としての顔」、「役人としての顔、市民としての顔」、「サービスを提供する側の顔、そのサービスを受ける側の顔」、「ものをつくる側、つくってあげる側の顔、つくってもらう側の顔」、「守ってあげる側の顔、守ってもらう側の顔」など。しかし我々エンジニアは、自分達を、常にサービスを提供したり、ものをつくったりする側の人間のように錯覚しがちだ。1日8時間労働、週休2日を考える。多少の違いがあるにしろエンジニアとして活動している時間は、全ての時間の20数%でしかない。4分の3以上の時間は、エンジニアでない他の人々と同じ顔で、私人としての顔で生活している。自分達が作った施設を、他の市民同様に利用者として毎日使っている。

施設や構造物をデザインしたり、構造計算を行ったり、施工したりの毎日の中で、「今、自分がこの施設の性能を決めている」ことを自覚しなくてはならない。そしてその施設を自分や自分の家族をはじめとする多くの人々が毎日使うということを。そして運が悪ければ、性能の悪い施設を利用している時間帯に地震が襲い、被害に遭ってしまうことを。最も大切なものが失われることを。

ところで、話のもう1つのポイントは、「崩壊過程までを考慮した構造物の設計」を可能にする道具、

すなわち簡単なモデルで破壊現象を高精度に予測し理解するための新しい解析手法として、私が開発を進めている応用要素法(AEM)である。研究をはじめてからの日が浅いので、有限要素法(FEM)などと比較すれば実績は全く不十分である。しかしその潜在能力は非常に高く、将来、皆さんのお役に立てる道具になると開発者は信じている。今後更に開発を進めていくので、期待していただきたい。特に興味のある方は、一緒に研究してみませんか。

## 参考文献

- 8.4.1) Cundall, P. A: A Computer Model for Simulating Progressive, Large-scale Movements in Blocky Rock Systems, Symposium. ISRM, Nancy, France, Proc., Vol. 2, pp.129-136, 1971.
- 8.4.2) 例えば、Meguro K., Iwashita K. and Hakuno M.: Fracture analysis of media composed of irregularly shaped regions by the extended distinct element method, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 8, No. 3, pp. 131s~142s, Japan Society of Civil Engineers, 1991.
- 8.4.3) Nishimura A. et. al.: Statistical report on casualty of the Great Hanshin Earthquake, Advances in Legal Medicine 3, July 1997.
- 8.4.4) Kimiro Meguro and Hatem TAGEL-DIN: A New Simplified and Efficient Technique for Fracture Behavior Analysis of Concrete Structures, Proceedings of the Third International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-3), Vol. 2, pp. 911-920, Gifu, Japan, 1998.10.
- 8.4.5) Hatem TAGEL-DIN and Kimiro Meguro: Consideration of Poisson's Ratio Effect in Structural Analysis using Elements with Three Degrees of Freedom, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 31, pp. 47-56,1998.3.
- 8.4.6) Kimiro Meguro and Hatem Tagel-Din: An Efficient Technique for Fracture Analysis of Structures, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No.30, pp.103-116, Institute of Industrial Science, University of Tokyo, 1997.
- 8.4.7) Kimiro Meguro and Hatem TAGEL-DIN: Development and Application of a New Model for Fracture Behavior Analysis of Structures, Proc. of the Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities, Post-Earthquake Reconstruction Strategies: NCEER-INCEDE Center-to-Center Project, Technical Report NCEER-97-0005/INCEDE Report No.1997-01, pp.265-279, 1997.10.
- 8.4.8) Kimiro Meguro and Hatem TAGEL-DIN: Simulation of Post-Buckling Behavior of Structures Using Applied Element Method, (11 Pages), Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 32, 1999.3.
- 8.4.9) Kimiro Meguro and Hatem TAGEL-DIN: A New Simple and Accurate Technique for Failure Analysis of Structures, Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 31, pp. 37-46,1998.3.
- 8.4.10) Hatem TAGEL-DIN and Kimiro Meguro: Applied Element Simulation of Collapse Analysis of Structures, (11 Pages), Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, No. 32, 1999.3.
- 8.4.11) Hatem TAGEL-DIN and Kimiro Meguro: Simulation of Collapse Process of A Small-Scale RC Building Subjected to Magnified Base Excitation, Proceedings of the 25th JSCE Earthquake Engineering Symposium, 1999.7.



- 8.4.12) Okamura H. and Maekawa K.: Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete, Gihodo Co. Ltd., Tokyo, 1991.
- 8.4.13) Kawai T.: Recent developments of the Rigid Body and Spring Model (RBSM) in structural analysis, Seiken Seminar Text Book, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, pp. 226-237, 1986.
- 8.4.14) Hajime Ono et al.: Study on seismic capacity of reinforced concrete shear wall, Part 7, Relation between load history and horizontal reinforcement, Proc. of annual conference of Architectural Institute of Japan (AIJ), pp. 1601-1602, 1976. (in Japanese)
- 8.4.15) Oscar A. and Lopes Batiz: Earthquake Resistance of Precast Reinforced Concrete Structures, Doctor thesis, The University of Tokyo, 1992.
- 8.4.16) Okada T., Kumazawa F., Horiuchi S., Yamamoto M., Fujioka A., Shinozaki K. and Nakano Y.: Shaking Table Tests of Reinforced Concrete