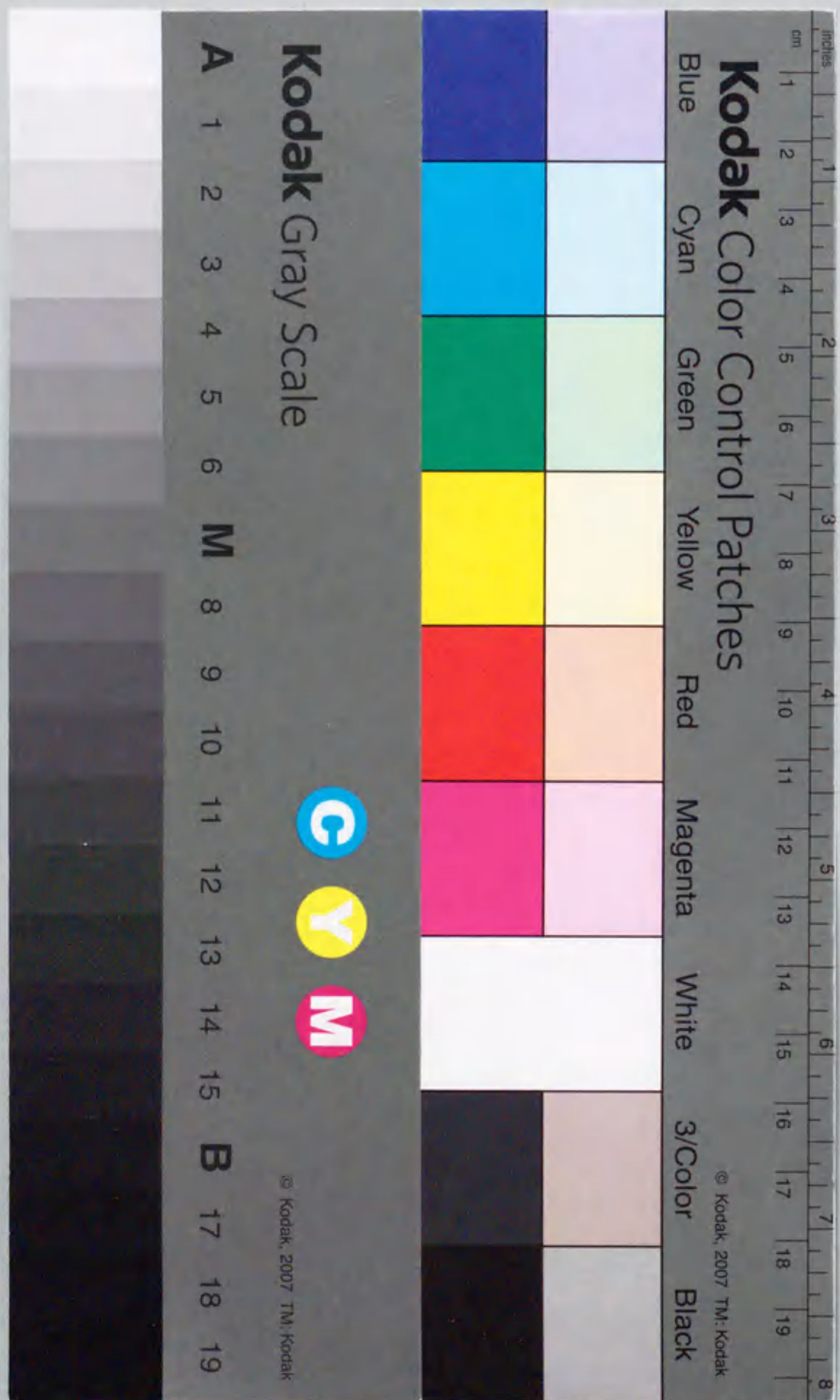


粘弾塑性サスペンション要素法による  
コンファインドコンクリートの破壊挙動に関する研究

平岩 陸



粘弾塑性サスペンション要素法による  
コンファインドコンクリートの破壊挙動に関する研究

平岩 陸

## 目次

第1章 序論	
1.1 本研究の背景	.....5
1.2 本研究の目的	.....6
1.3 本論文の構成	.....7
第2章 コンクリートの力学的特性に関する既往の研究	
2.1 概説	.....9
2.2 コンクリートの力学的特性に関する実験的研究	.....11
2.2.1 1軸圧縮応力下のコンクリートの力学的特性	.....11
(1) 破壊の進展	.....11
(2) クラックの発生・進展	.....13
2.2.2 繰返し圧縮応力下のコンクリートの力学的特性	.....14
(1) 応力-ひずみ関係	.....14
(2) カイザー効果	.....15
2.2.3 多軸応力下のコンクリートの力学的特性	.....16
(1) 圧縮強度	.....16
(2) 変形性状	.....17
2.2.4 圧縮応力下のコンファインドコンクリートの力学的特性	.....18
(1) 円形拘束	.....18
(2) 直線型拘束	.....20
2.2.5 せん断応力下のコンファインドコンクリートの力学的特性	.....22
(1) 日本建築学会指針によるせん断強度の計算	.....23
(2) せん断強度推定方法に関する研究	.....25
2.3 コンクリートの力学的特性に関する理論的・解析的研究	.....30
2.3.1 構成則	.....30
(1) 非線形弾性モデル	.....31
(2) 弾塑性モデル	.....31
(3) 塑性・損傷モデル	.....32
2.3.2 破壊力学の適用	.....34
(1) 破壊エネルギー	.....35
(2) 破壊力学に基づくモデル化	.....36
2.3.3 数値解析手法	.....38
(1) 有限要素法	.....39
(2) 粒状体モデル	.....41

(3) 多角形モデル	..... 42
(4) 格子モデル	..... 45
(5) コンクリート構造物への応用	..... 46
2.4 まとめ	..... 49
第3章 解析手法	
3.1 概説	..... 51
3.2 粘弾塑性サスペンション要素法	..... 53
3.2.1 構成モデル	..... 53
3.2.2 サスペンション要素	..... 54
(1) 構成則	..... 54
(2) 破壊条件	..... 56
(3) レオロジーモデル	..... 57
(4) 境界条件	..... 59
(5) 側圧載荷方法	..... 60
3.2.3 定式化の方法	..... 61
(1) サスペンション要素の変形	..... 61
(2) 離散化手法	..... 65
(3) 計算手順	..... 68
3.2.4 特徴	..... 69
3.3 解析手法の改良	..... 71
3.4 まとめ	..... 74
第4章 解析結果および考察	
4.1 概説	..... 75
4.2 繰返し応力下のコンクリートのシミュレーション	..... 76
4.2.1 解析方法	..... 76
4.2.2 解析結果とその考察	..... 76
(1) 繰返し応力下のコンクリートの変形挙動解析	..... 76
(2) 繰返し応力下のコンファインドコンクリートの変形挙動解析	..... 79
(3) カイザー効果の再現	..... 80
4.3 1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション	..... 83
4.3.1 解析方法	..... 83
4.3.2 解析結果とその考察	..... 85
(1) 帯筋位置の影響	..... 85

(2) 帯筋の降伏荷重の影響	..... 87
(3) 帯筋比の影響	..... 87
(4) モルタルの純引張強度の影響	..... 88
(5) 圧縮繰返し応力下の変形性状	..... 89
(6) 内部の破壊状況	..... 90
4.4 せん断応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション	..... 92
4.4.1 解析方法	..... 92
4.4.2 解析結果とその考察	..... 93
(1) せん断補強筋比の影響	..... 93
(2) せん断補強筋の降伏荷重の影響	..... 95
(3) 軸力の影響	..... 96
(4) 供試体の高さ/幅比 (H/D) の影響	..... 98
(5) 正負繰返し荷重下の変形挙動	..... 100
4.5 まとめ	..... 102
第5章 結論および今後の課題	
5.1 結論	..... 103
5.2 今後の課題	..... 104
引用文献	..... 107
付録1 記号一覧	..... 113
付録2 既発表論文リスト	..... 115
謝辞	..... 121

## 第1章 序論

- 1.1 本研究の背景
- 1.2 本研究の目的
- 1.3 本論文の構成

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の背景

鉄筋コンクリート (RC) 構造物は、圧縮力に対してはコンクリートが、引張力に対しては鉄筋が抵抗することによって、構造物全体の耐力を保持する複合構造であり、この方式が構造的にも経済的にも非常に優れていることは、世の中に広く普及していることから理解できる。このような構造材料としての重要性から、コンクリートおよび鉄筋の性質に関しては多くの研究が行われており、特に力学特性については、その使用目的から最も重要視されている。さらに、これらの材料は、より高い性能を求めて様々な改良が加えられており、新しい性能を持つ材料については、各種の力学特性の把握のための実験的な検討が必要となる。しかし、近年の技術開発の進展により、新材料の開発速度が向上するとともに、構造物の大型化・複雑化のために、材料の使用される条件が今までになく多種多様となったこともあり、材料の力学的性質を実験的にすべて検討することは不可能となりつつある。

このため、これら材料の性質を、実験的検討のみではなく、理論的・解析的に検討する試みが数多くなされている。鉄筋はFeで表されるほぼ均質な材料であるのに対して、コンクリートはセメント、水、細骨材および粗骨材を用いて作られた多相材料である。このため、鉄筋に比較すると、コンクリートの力学特性を解析的に把握することは非常に困難である。鉄筋は破壊の最終段階までひび割れが入ることがほとんどなく、全体を均一な材料として扱うことができるため、連続体モデルを用いた解析がほぼ可能であり、その変形性状も降伏までは線形的性質を示すため、構成則も単純化しやすい。一方、コンクリートは内部の多相性により均一な材料として扱うことができない上、荷重を受ける以前から内部に微細なクラックが入っており、載荷が進めばさらにクラックが発生・進展して、全体の変形挙動が非線形性を示すため、解析的な検討は困難をとまなう。現状では、コンクリートあるいはRC構造物に対して、連続体モデルを用いた構造解析が行われており、構造設計上必要なレベルには達しているものの、コンクリートそのものの力学性状を詳細に把握するには不十分な点が多い。これは、その解析目的が異なるためであり、変形が小さい範囲では精度が確保されるが、大変形時については精度が非常に低下するのが現状である。

最終的に、コンクリートそのものの力学的性状を把握するには、コンクリート内部の性質を考慮した解析手法が必要になる。コンクリートの内部構造を、均一と見なせる範囲で単純化し、それによってコンクリートの変形・破壊現象を把握する必要がある。このような解析によってコンクリートの力学性状の再現が可能となれば、最小限の実験的検討によって、コンクリートの力学性質を十分に把握できることになり、その利点は非常に大きい。また、実際にRC構造物が受ける外力は、地震や風荷重など、高速度で繰り返されるような複雑な応力である。一方、従来の実験的検討は、実験室での静的な条件下で行われるものであり、実際に構造物が受ける外力とは大きく異なる。しかし、実際の構造物が受ける外力を実験的に再現することは困難である。このように、実験的に再現が困難である応力条件下のコンクリートの変形挙動を再現できる点においても、解析的手法の利点がある。しかし、現状では、そのようなあらゆる応力条件下に対応できるコンクリートの破壊解析手法は存在しない。

## 1.2 本研究の目的

本研究の最終的な目的は、様々な応力条件に適用が可能な、コンクリートの変形・破壊現象を定量的に再現できる解析手法を構築することにある。

従来、コンクリートの力学的性状は、主として実験によって検討されてきた。そして、実験結果を基にして、有限要素法をはじめとする連続体モデルによる弾塑性解析が構造解析に用いられてきた。このような連続体モデルにおける解析では、コンクリート全体の平均化された変形を取り扱い、ひび割れによる軟化現象も平均化した特性として取り扱われている。しかし、前述したように、コンクリートは非均質な多相材料であり、その破壊現象は脆性的なひび割れをともなう非線形挙動となる。これらが、連続体モデルによる解析におけるコンクリートの変形・破壊現象を再現するには不十分であることを示している。また同時に、コンクリートの力学性状の解析的再現を困難にしている。このような問題点を持つコンクリートの破壊解析に対し、本研究では、単純な解析モデルと構成則、および動的な計算を導入した解析手法を提案し、上記の問題を解決した上でのコンクリートの破壊現象の再現を試みる。

本解析手法は、粘弾塑性サスペンション要素法 (Visco-Elasto-Plastic Suspension Element Method : VEPSEM) と呼ばれ、コンクリートを節点 (粗骨材) とサスペンション要素 (モルタル) の2相材料としたモデル化を行っている。また、サスペンション要素の変形・破壊の構成則に単純な力学モデルを用いている。サスペンション要素は、この構成則および破壊条件にしたがって変形するとともに破壊を生じ、コンクリート全体の変形・破壊挙動が、このサスペンション要素の変形または破壊の組合せによって表現される。これらのモデル化によって、コンクリート内部の非均質性を解析に取り入れるとともに、コンクリートのひび割れをともなう破壊現象を再現する。この結果、コンクリートの変形・破壊挙動は、内部構造である節点の配置および外部の応力条件によって変化することになり、この点において本解析手法は本研究の目的に合致する。また、運動方程式を用いた動的計算を導入するのは、実際のコンクリートの破壊現象が、主として高速度の応力条件下で生じるものであり、ひび割れ発生にともなう内部応力の再分配およびその衝撃の影響が、その後のコンクリートの破壊挙動に大きく影響すると考えられるためである。本解析手法によって、静的および動的な変形・破壊挙動の再現が可能となる。

現状では、VEPSEM解析手法を用いた場合の、様々な応力条件におけるコンクリートの変形・破壊挙動の再現性を確認している段階であるが、その出力結果である圧縮強度に与える応力条件の影響について、そのメカニズム的な考察が可能である点にも、このような解析手法の利点がある。最終的に、こうした解析手法が確立されれば、最小限の実験的検討によって、コンクリートの力学的性質をほとんど把握できることになり、その意義は非常に大きい。さらに、本解析におけるモデル化から考えると、コンクリートのみでなく、粒子分散系材料の多くに適用することが可能であり、この意味でも本解析手法は大きな可能性を持っている。

## 1.3 本論文の構成

本論文は5章から構成されており、各章の内容は以下の通りである。

第2章では、コンクリートの力学的特性に関する既往の実験的研究および理論的・解析的研究を紹介する。実験的研究の節では、主として本論文で解析の対象とした応力条件に対する実験的な結果を、理論的・解析的研究の節では、現在までに提案されている各種解析手法を、それぞれ紹介する。

第3章では、本論文で用いた粘弾塑性サスペンション要素法 (VEPSEM) の解析モデル、構成則および計算手法について述べたのち、本研究で行った改良点について説明する。

第4章では、VEPSEMを用いた解析結果を示す。本論文では、繰返し応力下のコンクリート、一軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートおよびせん断応力下のコンファインドコンクリートを解析対象とし、各条件下のコンファインドコンクリートに対する本解析手法の適用性について検討する。

第5章では、本論文のまとめを行うとともに、今後の課題を示す。

## 第2章 コンクリートの力学的特性に関する既往の研究

- 2.1 概説
- 2.2 コンクリートの力学的特性に関する実験的研究
- 2.3 コンクリートの力学的特性に関する理論的・解析的研究
- 2.4 まとめ



### 2.1 概説

コンクリートの力学的特性に関しては、従来から数多くの研究がなされている。これは、コンクリートが主として構造部材として用いられ、構造物の安全性を保つためには、その力学的な特性の把握が重要となるためである。コンクリートに期待される強度は一般に圧縮強度であるが、構造部材として使用される場合、圧縮力のみを受けることはほとんどなく、曲げや引張、ねじりなどの複合外力を受けることが多い。これらの外力の組合せによって、コンクリートの力学的な特性が大きく変化することが知られている。また、鉄筋コンクリートの場合、外力が単純であっても、コンクリート内部に発生する応力はプレーンコンクリートに比較して大きく変化するため、その力学的性状の把握はより困難になる。一方、コンクリートはセメント、水、骨材を練り混ぜて構成した複合材料であるため、力学的特性は、それらの影響を受けるとともに、調合、練混ぜ、打設など、コンクリートを製作するまでに至る全ての要因の影響をコンクリート部材として受けることになる。つまり、コンクリート構造物では、外的要因と内的要因が複雑に絡み合っており、その力学的特性が決定されることになる。従来は構造物の形状も単純なものが多く、その力学的性状は主として実験的に把握され、十分な成果を上げてきたが、構造物の形状、構造が多様になり、実験のみによる把握が困難になりつつある。

これらの理由から、コンクリートの力学的性状を理論的に考察し、それに則って構築された力学モデルを用いることで解析的に把握しようとする試みが行われている。しかし、前述したようにコンクリートは複合材料であるため、その破壊現象は金属などの他の材料に比較して非常に複雑となる。このため、他の分野で実績のある連続体モデルを用いた有限要素法では把握できない部分も多い。その理由は、主としてコンクリートのひび割れを伴う非線形性状にあり、これに対して破壊力学を適用しようとする試みも行われている。その適用についても、従来の破壊力学のみでは対応できず、コンクリート独自の指標が必要となる。一方で、コンクリートのひび割れを伴う非線形性状を独自にモデル化したコンクリートの破壊解析手法も数多く提案されている。このような解析手法を用いた検討は、よりミクロな観点からコンクリートの破壊現象を再現することが目的であり、その情報はコンクリート構造物全体のマクロな力学的性状にフィードバックさせることができる。これは、コンクリート全体の力学的特性の把握には、コンクリート内部の破壊特性の把握が必要不可欠であることを示している。

本章では、コンクリートの力学的特性に関する既往の研究を紹介する。

2.2節では、コンクリートの力学的特性に関して、実験的アプローチを試みた研究について、主として本研究で再現の目標とした実験結果を示す。2.2.1では、コンクリートの最も基本的な性質である一軸圧縮応力下のコンクリートの強度・破壊現象をメカニズム的に検討した研究を紹介する。以下、2.2.2～5では、それぞれ、繰返し応力下のプレーンコンクリート、多軸応力下のプレーンコンクリート、中心圧縮応力下のコンファインドコンクリートおよびせん断応力下のコンファインドコンクリートの強度・破壊現象を検討した研究を示す。

2.3節では、コンクリートの力学的特性に関して、理論的および解析的なアプローチを試みた研究を紹介する。2.3.1では、実験的な検討を基にして提案されている構成則を紹介し、2.3.2では、ひび割れ

力学ともいえる破壊力学をコンクリートに適用している研究を示す。また、2.3.4では、コンクリートの破壊・変形挙動を再現するために提案されている既往の解析手法を分類し、それらについて説明する。

## 2.2 コンクリートの力学的特性に関する実験的研究

本節では、これまでに得られているコンクリートの力学的挙動に関する実験的研究による知見を紹介する。

コンクリートの力学的特性は、主として実験的研究によって検討され、データの蓄積も多い。実験的な検討で得られる結果は、実験条件によって大きく左右され、その条件下で得られた特殊な結果である。しかし、その蓄積によって、主として1軸圧縮応力下におけるセメント、骨材、その他様々な要因がコンクリートの力学的特性に与える影響が明らかとなっている。一方、力学的挙動のメカニズムの把握といった観点からの検討も行われており、最終的にはメカニズムを把握することでコンクリートの力学的特性の本質が捉えられるものと考えられる。

ここでは、コンクリートの力学的特性に関して、実験的な検討とともに、力学的挙動をメカニズム的な面から考察した既往の研究を紹介する。

### 2.2.1 1軸圧縮応力下のコンクリートの力学的特性

1軸圧縮応力下のコンクリートの力学的特性については、多くの実験が行われてきた。コンクリートでは圧縮強度が他の強度に比較して著しく大きく、構造部材として用いられる場合には主として圧縮強度が要求されるため、その把握が必要とされている。また、圧縮強度から他の性質の推定も可能であり、圧縮強度は最も重要な性質であるといえる。多くの実験結果を基に、コンクリートの圧縮強度および破壊性状に影響を与える要因およびそれらの影響要因の定量化が行われると同時に、コンクリートの破壊現象についても詳細な検討が行われてきた[1]。

ここでは、1軸圧縮応力下のコンクリートの強度・変形性状に関して、破壊現象そのもののメカニズムを検討した研究成果を示す。

#### (1) 破壊の進展

一般に、コンクリートの破壊の進展は図-2.1に示すようになり[2]、以下のように考えられている。

##### 1. 最大応力の約30%以下の応力時：

外力の作用以前でも、モルタルと粗骨材間の遷移帯にマイクロクラックが存在している。これは、モルタルと粗骨材の弾性係数の差によって遷移帯にひずみが生じるために発生するクラックであるが、最大応力の約30%以下の応力時であれば、安定した状態を保ち、応力-ひずみ曲線はほぼ線形を保つ。

##### 2. 最大応力の約30%の応力時：

応力の増大につれて、粗骨材とモルタル間の遷移帯のマイクロクラックによる粗骨材のゆるみから粗骨材とモルタル間にボンドクラックが発生する。このため、剛性がわずかに低下し、応力-ひずみ曲線が線形から外れ始めるが、ボンドクラックは遷移帯の中に留まる。

##### 3. 最大応力の約50%~70%の応力時：

粗骨材の周辺で生じたひび割れがモルタル中にまで進展し、さらに剛性が低下する。

##### 4. 最大応力の約75%~90%の応力時（臨界応力度）：

モルタル中に進展したクラックが互いに連結して、大きなクラックが形成される。また、一般のコンクリートでは生じないが、骨材の強度がモルタルに比較して小さい場合には、骨材中にもクラ

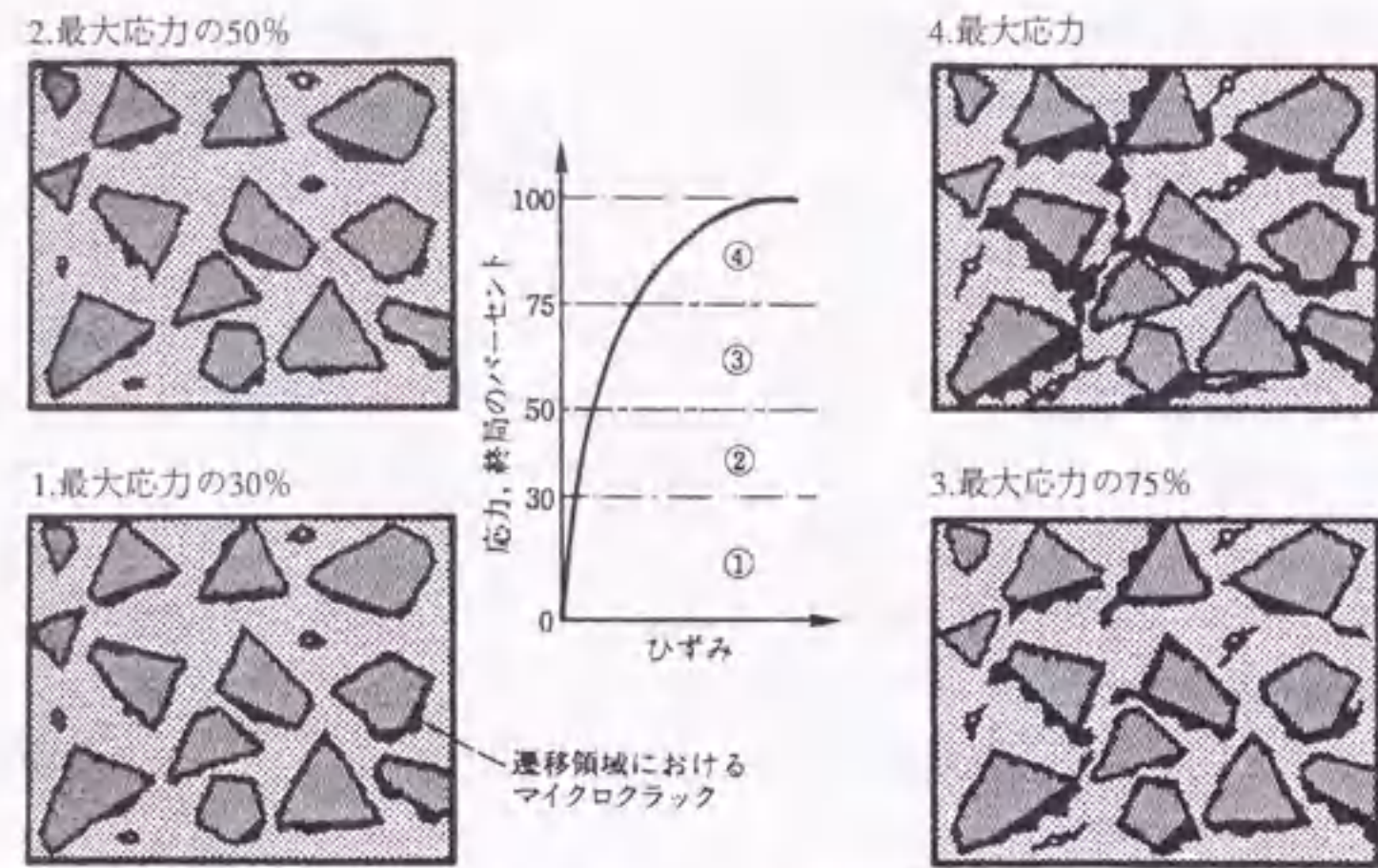


図-2.1 コンクリートの破壊の進展[2]

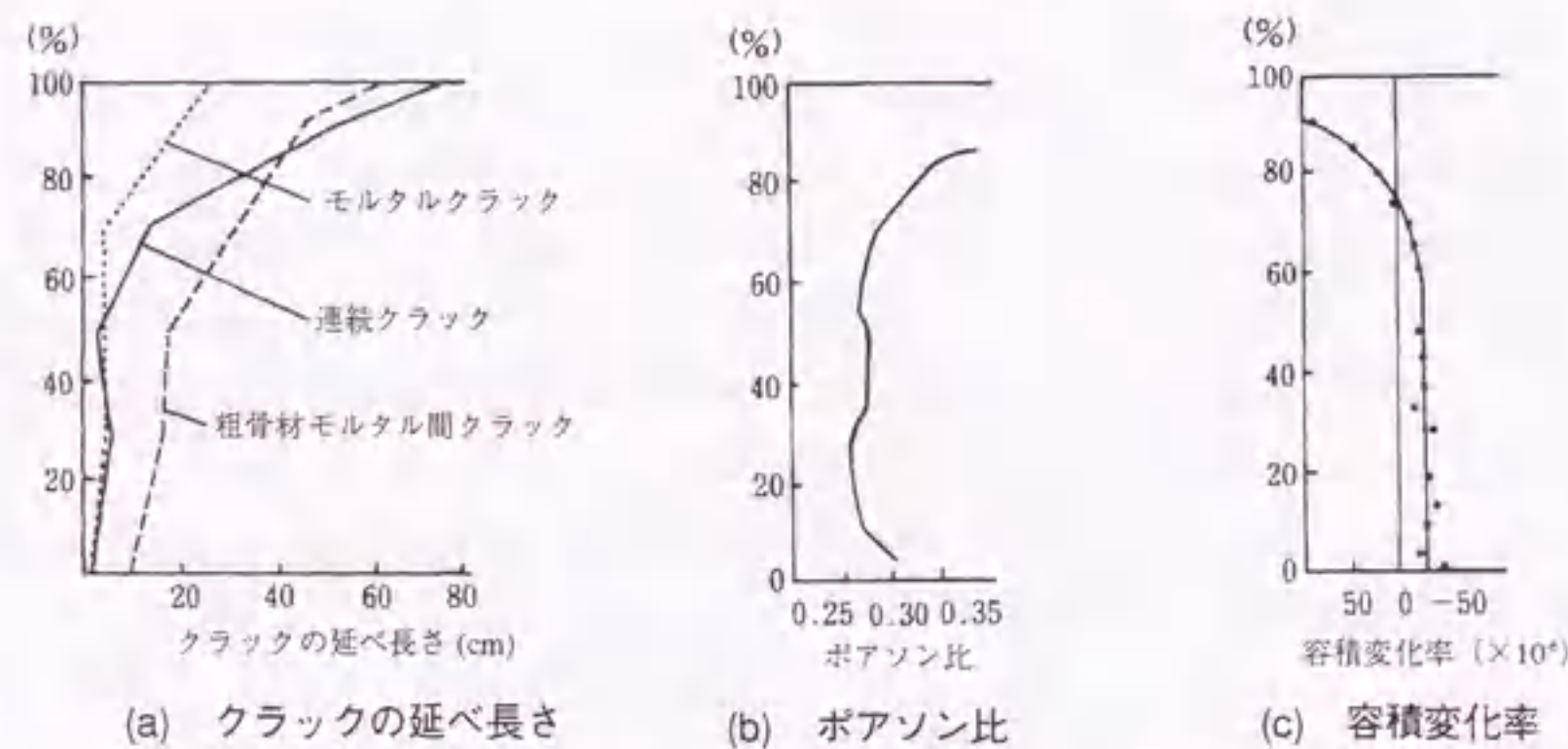


図-2.2 コンクリート内部の変化[3]

ックが進展することがある。

図-2.2は、1軸圧縮応力時にコンクリート内部の変化要因として、クラックの延べ長さ、ポアソン比および容積変化率を、各応力時に対応させて示したものの[3]である。(a)のクラックの延べ長さを見ると、モルタルと粗骨材間の遷移帯のクラックが、応力の50%付近で急に増大していることがわかる。これは、破壊進展における3.に相当する。一方、その時にモルタル部分のクラックはほとんど増えておらず、モルタル中の細骨材起源のクラックはあまり生じていないことがわかる。その後、遷移帯起源のクラックは徐々に増加し、それらが連結した連続クラックが多く発生するとともに、モルタルクラックも多く発生している。一方、(b)のポアソン比は、最大応力の約70%の応力時付近から急激に大きくなり始める。これは、モルタル中の連続クラックが増大する地点と一致する。また、(c)の容積変化率は、荷重によってわずかに減少する。これは外力の作用以前に生じていたマイクロクラックが閉じるためとされる。その後、最大応力の約70%の応力時付近から容積の変化が0になり、さらにモルタル中の連続クラックが増大する状態に至って容積は減少から増加に至る。これは、ポアソン比の変化する応力時とほぼ同時であり、モルタル中の連続クラックが増大する地点と一致する。

(2) クラックの発生・進展

ボンドクラックの発生は、荷重により粗骨材とモルタルマトリックス間の遷移帯のマイクロクラックによる粗骨材のゆるみから粗骨材が動くためとされている。Taylorら[4]は、粗骨材とモルタルの遷移帯から発生するボンドクラックの原因を、粗骨材の移動で生じるせん断応力によるとし、実験によってこれを証明している。Taylorらは、図-2.3に示すような角柱供試体を使用し、薄切りにした岩石片の傾斜を変化させて圧縮実験を実施し、垂直応力 $\sigma$ とせん断付着強度 $\tau$ の間に以下のような関係を見いだしている。

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (2.1)$$

ここに、 $c$  : Coulombの破壊条件が成り立つとしたときの粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

供試体に作用する軸方向圧縮荷重を増加させていくと、ある荷重でMohrの応力円が図-2.3(b)の破線と接するようになる。このとき、骨材とモルタルの界面にボンドクラックが発生し、その方向はOBに平行になる。すなわち、図-2.3(c)のような円形の骨材を考えれば、C点がボンドクラックの発生する位置となる。Taylorらの実験では、岩石の種類にかかわらず、この角度は約 $35^\circ$ であり、ボンドクラックの発生の角度 $\alpha$ は約 $35^\circ$ であると結論している。図-2.4は、吉本ら[5]が円形骨材のボンドクラックの発生状況を調べた結果である。これによれば、ボンドクラックの発生の角度は $30 \sim 40^\circ$ の間にあり、Taylorの説が正しいことを裏付けている。

発生後のクラックの進展は、粗骨材によって大きく影響されると考えられる。図-2.5(a)に示すように、クラックの進展方向の真正面に粗骨材がある場合、クラックの成長は阻止されるが、一方、(b)に示されるように、粗骨材とモルタルの境界面にクラックが向かう場合、Hsuら[6]の実験によれば、粗骨材とモルタルとの付着強度がモルタル部分の強度より低いために、境界面でクラックの成長が早まるとされている。図-2.6は、吉本ら[7]が、高速度カメラを用いてクラックの発生・成長を調べた結果である。荷重開始後9.8秒で砂粒の上縁付近に発生したモルタルクラックは、(c)のように成長した

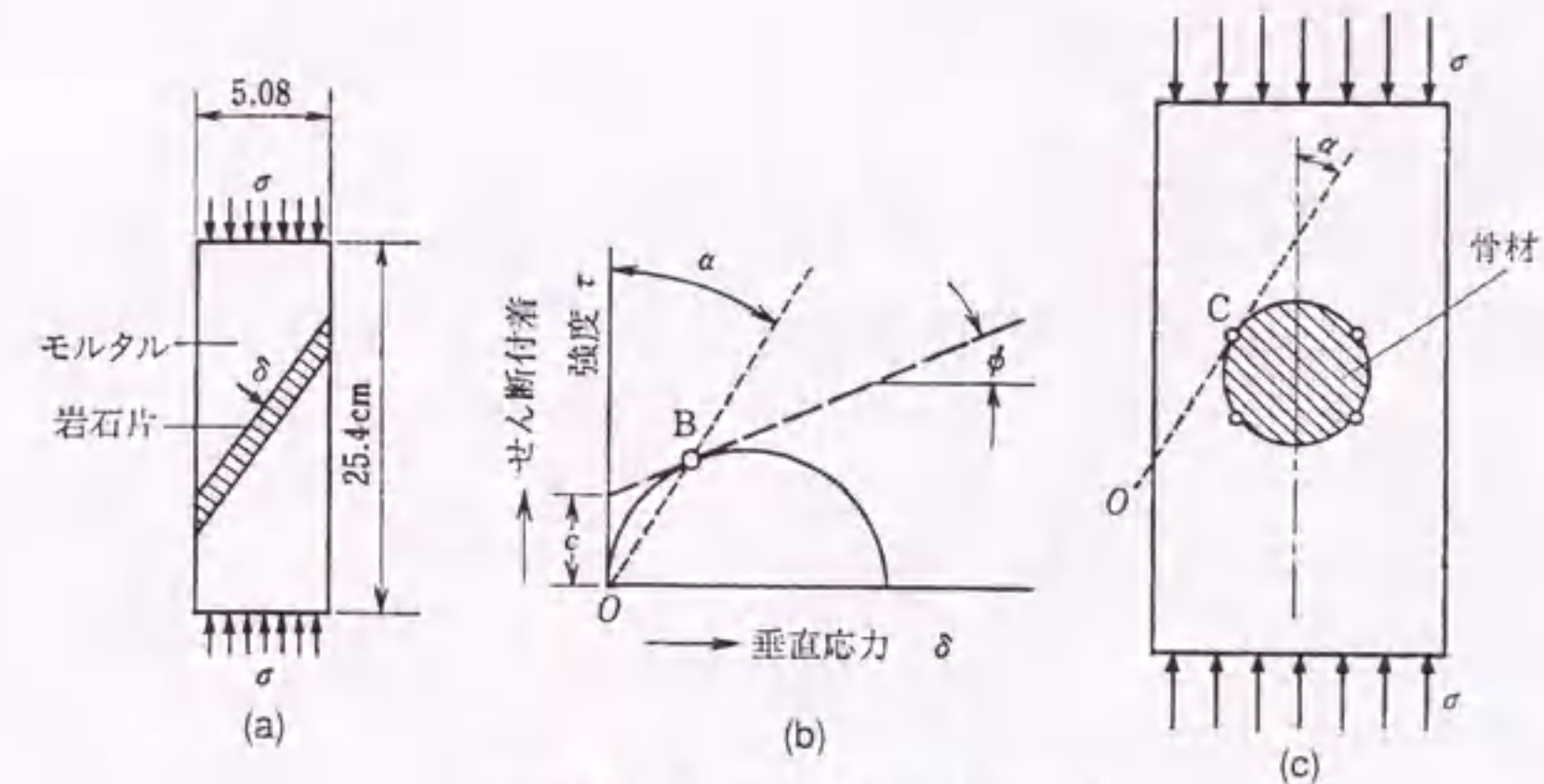


図-2.3 Taylorらによる実験[4]

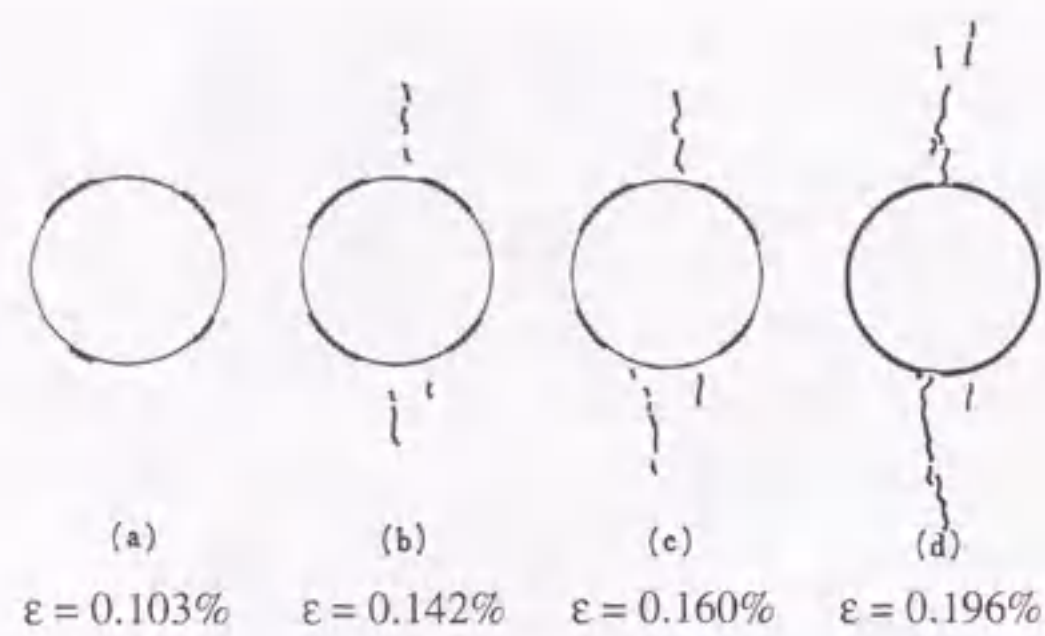


図-2.4 円形骨材からのクラックの発生状況[5]

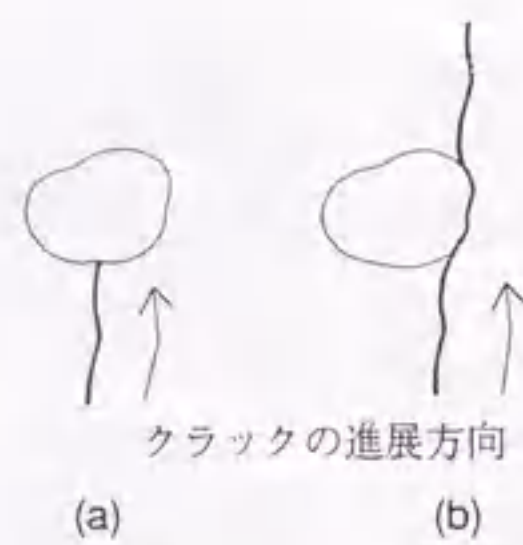


図-2.5 クラックの進展に与える粗骨材の影響

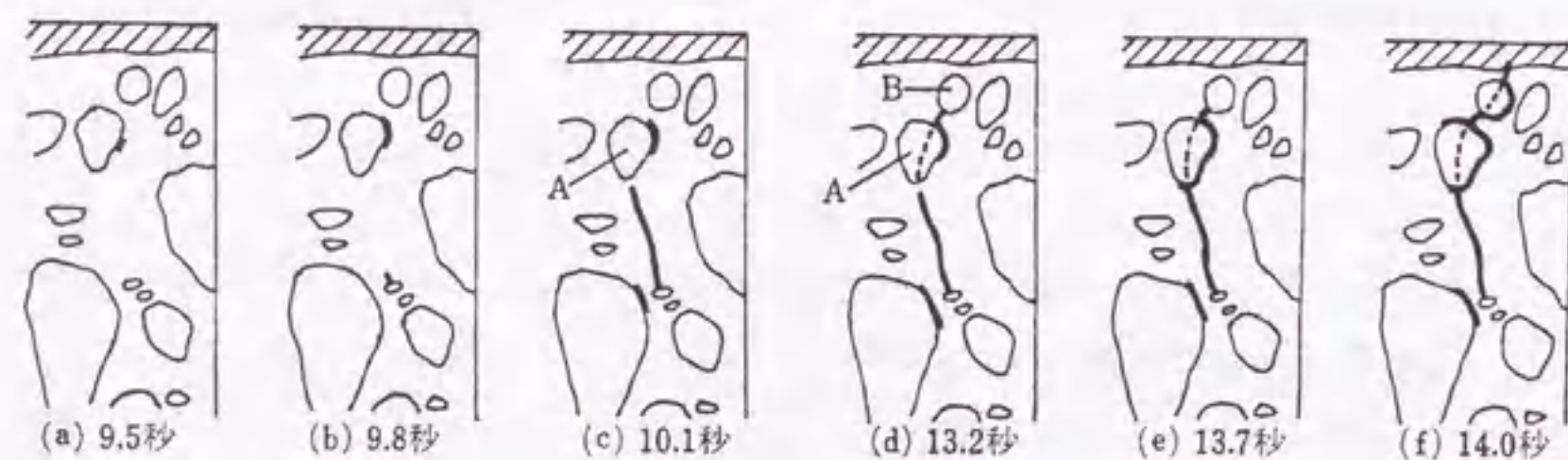


図-2.6 クラックの進展状況[7]

が、その後は粗骨材に進展を阻まれてしばらくの間進展が停止している。13.2秒でこのモルタルクラックの上方に存在したボンドクラックから新しいモルタルクラックが上方に進展し、(d)のような状態になる。13.7秒になると、停止していたモルタルクラックが粗骨材周りに進展し、連続したクラックとなっている。この結果から、クラックの進展方向に粗骨材が存在するとクラックの成長が阻止されることがわかる。

## 2.2.2 繰返し圧縮応力下のコンクリートの力学的特性

地震時に構造物が受ける荷重は、一般的に繰返し応力となるため、繰返し圧縮応力下のコンクリートの力学的特性を把握することが重要となる。

ここでは、これらの繰返し応力下のコンクリートの力学特性のメカニズムについて検討した研究成果を示し、繰返し応力下に生じるAE (Acoustic Emission) 現象であるカイザー効果について述べる。

### (1) 応力-ひずみ関係

繰返し応力下のコンクリートの変形挙動は、一般に図-2.7に示すような応力-ひずみ曲線で示される。この図によって得られる知見は以下のとおりである。

- 繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線の包絡線が、単調載荷時の応力-ひずみ曲線と一致する。
- 除荷曲線と再載荷曲線によってループが描かれ、その傾きは、載荷が進むにつれて小さくなる。

図-2.8は、あるひずみレベルまで載荷したのち、除荷・再載荷した場合の応力-ひずみ曲線を模式的に示したものである。コンクリートには、低ひずみの段階から非回復性の塑性ひずみが存在し、こ

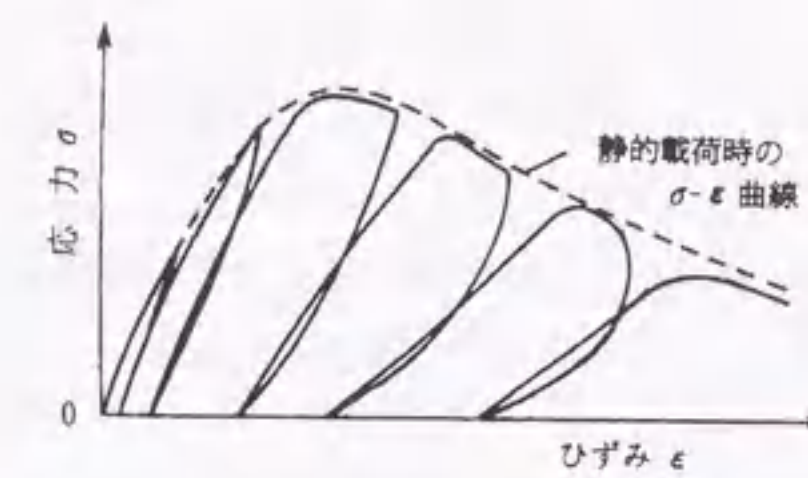


図-2.7 繰返し応力下の応力-ひずみ曲線

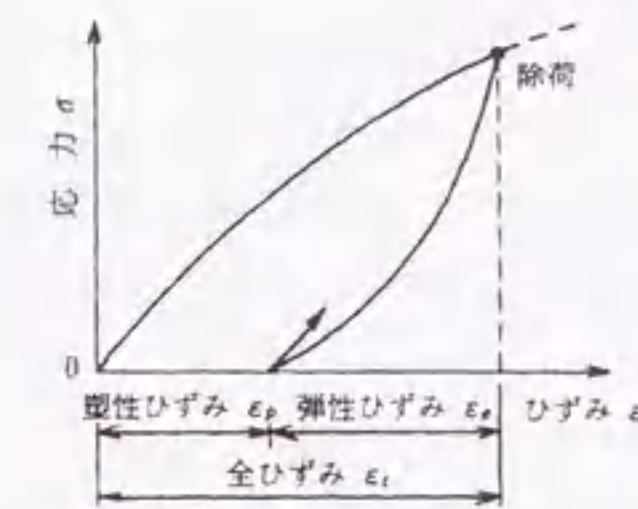


図-2.8 除荷時のひずみ

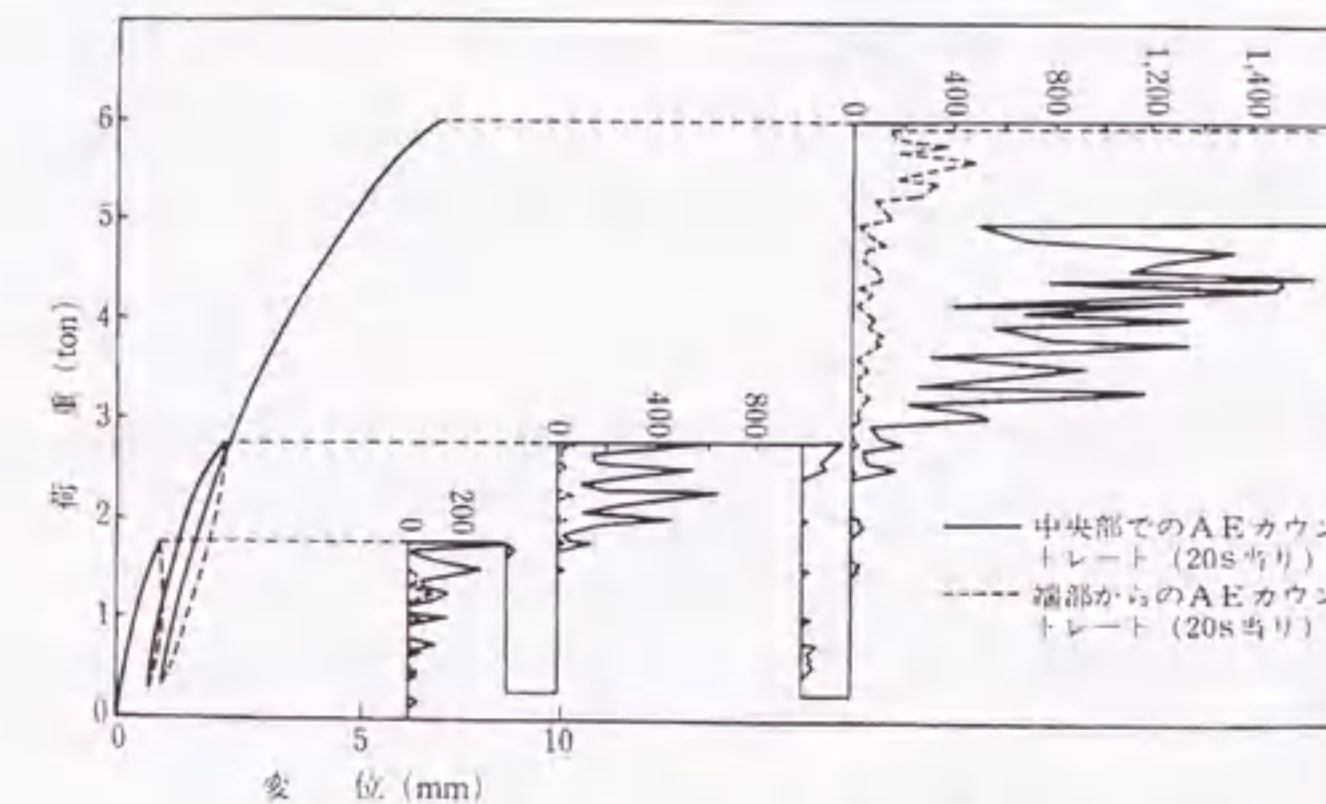


図-2.9 カイザー効果[9]

の塑性ひずみは図-2.7からもわかるように、全体のひずみが多いほど多く発生する。塑性ひずみの発生は、コンクリート内部に非可逆的なひび割れが生じることが原因である。

### (2) カイザー効果

カイザー効果は、繰返し応力下において観察されるAEの発生挙動であり、Kaiserによって発見された。これは、先行荷重値を越えて載荷されなければAEがほとんど発生しない現象である[8]。

AEは、コンクリートにおいてはひび割れの発生によって生じる弾性波である[9]。AE法の特徴は、目視ではほとんど観察できない微細なひび割れの段階からその発生を非破壊的に検知できる点にある。実験的に得られるカイザー効果は、図-2.9で表されるようなものである。これによれば、繰返し載荷の徐荷時と、先行荷重を越えるまでの再載荷時にはほとんどAEが発生していないことがわかる。この現象をコンクリートの分野に応用すれば、再載荷によってAEが発生し始めた荷重が、その部材が今までに受けた荷重ということになり、部材の履歴荷重を測定することが可能となるため、非破壊試験の一手法として適用が検討されている。しかし、コンクリートでは、載荷方法、載荷方向、先行荷重後の放置時間の影響によって、カイザー効果が不明瞭になることも知られており[10]、非破壊試験法としての実用化に際してはまだ多くの問題点が残されている。

### 2.2.3 多軸応力下のコンクリートの力学的特性

コンクリートが実際の構造物に用いられる場合、主として鉄筋で補強された鉄筋コンクリート (RC) として用いられる。このような構造部材として用いられているコンクリートは、地震力を受けた場合、構造物自身の自重などの荷重を受けながら、地震による水平力を受けることになる。このように、実際に用いられるコンクリートは、単純な応力状態におかれることはほとんどなく、複雑な応力下におかれることが多い。しかし、現在の構造物の設計においては、1軸圧縮強度が基準であり、安全性や経済性の面から合理的とはいえない。

また、RC部材の変形特性を正確に予測するために、有限要素法などによる解析が進められているが、その場合には、多軸応力下のコンクリートの力学的特性のモデル化が必要となる。しかし、多軸応力下のコンクリートの変形挙動は、1軸応力下のコンクリートのそれとは大きく異なる。図-2.10は、供試体の形状、側圧の荷重過程、側圧荷重箇所、および2方向の側圧の相違などが、3軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ曲線に及ぼす影響を模式的に示したものである[11]。

ここでは、多軸応力下のコンクリートの強度・変形性状に関する研究[12]を紹介する。

#### (1) 圧縮強度

図-2.11は、既往の実験結果をHobbsらがまとめたものである[13]。また図-2.12は、この図の一部を拡大して示したものである。ここでは、多軸応力を加える試験方法として、銅ブラシ型加力板によるものと、液体圧と加力板による中実シリンダの組合せ加力によるものをまとめている。この結果は、平均1軸圧縮強度に関して無次元化されている。この図から、以下のようなことが明らかとなった。

- 1) コンクリートは拘束を受けると圧縮強度が増大する。
- 2) 中間主応力が最大および最小主応力に与える影響はそれほど大きくない。
- 3) 応力の一つが引張になると、コンクリートの圧縮強度の減少が著しい。
- 4) 破壊包絡線の形状は、水セメント比に依存している。

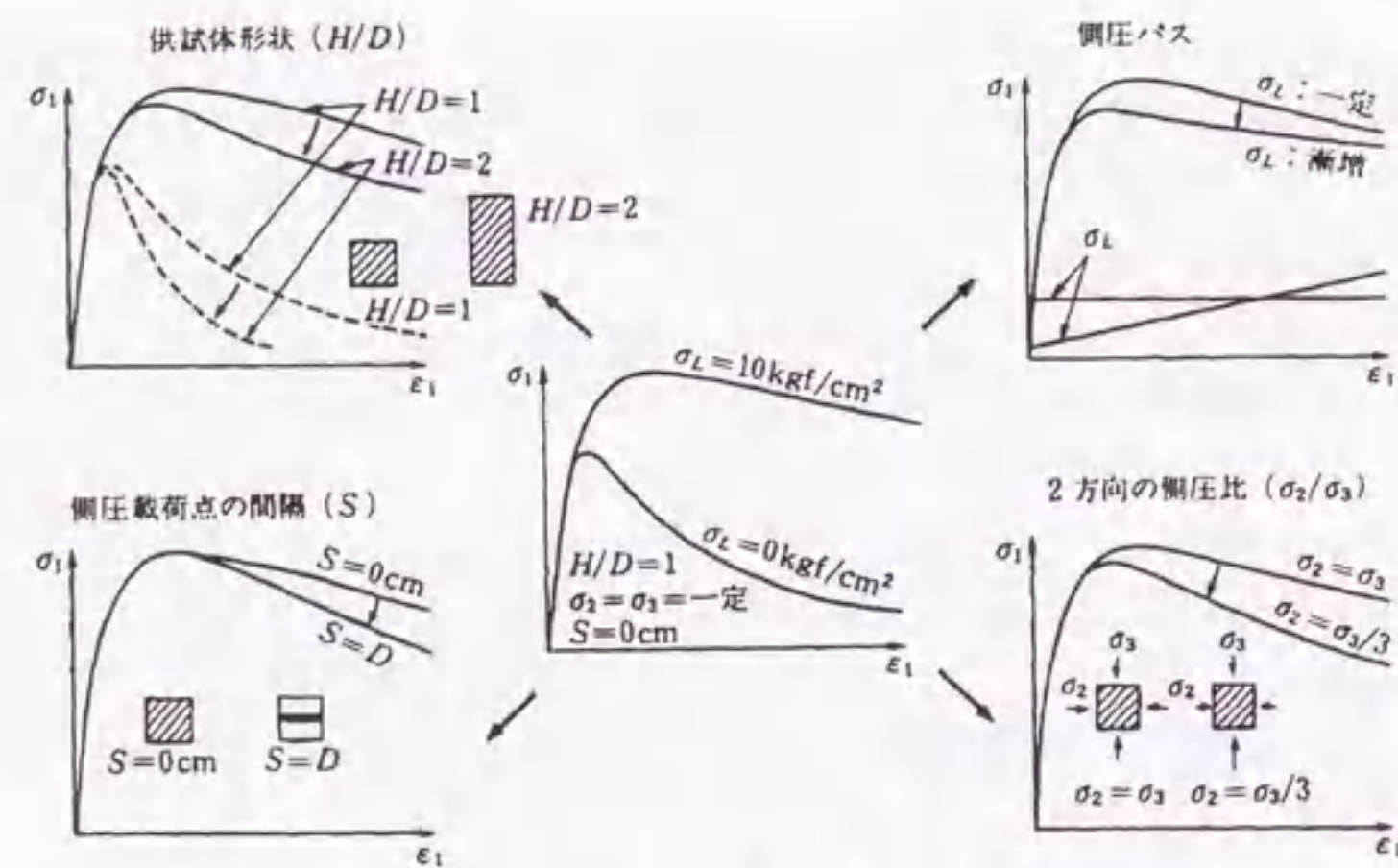


図-2.10 多軸効果による応力-ひずみ曲線の変化[11]

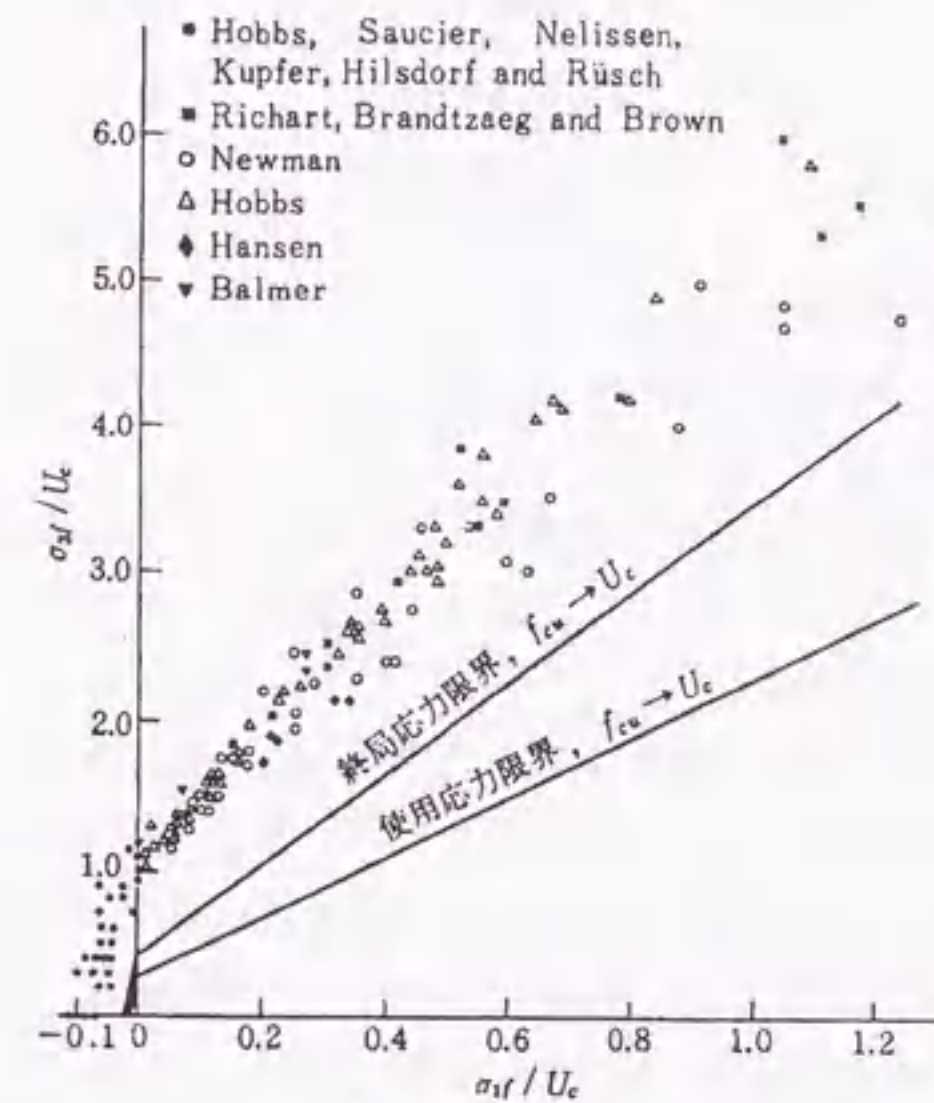


図-2.11 多軸応力下のコンクリートの強度[13]

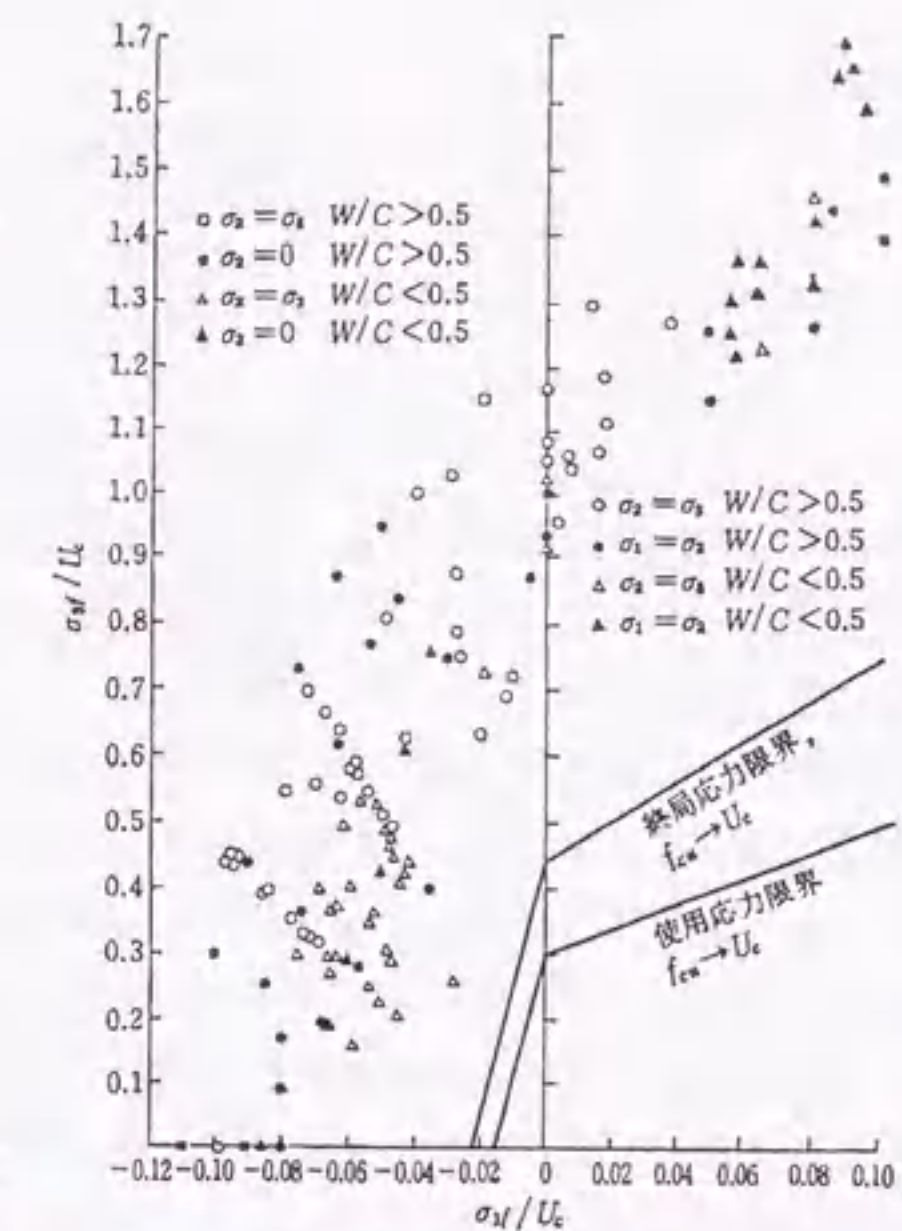


図-2.12 図-2.11における $\sigma_{1f}/U_c < 0.1$ 部分の拡大図[13]

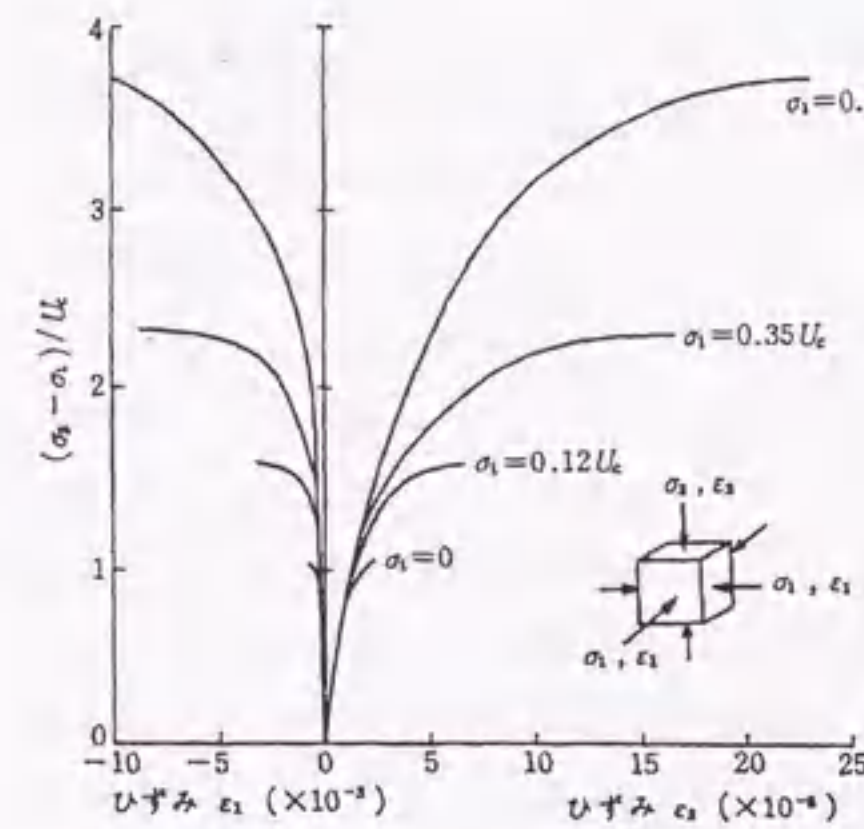


図-2.13 多軸応力下のコンクリートの応力-ひずみ曲線[13]

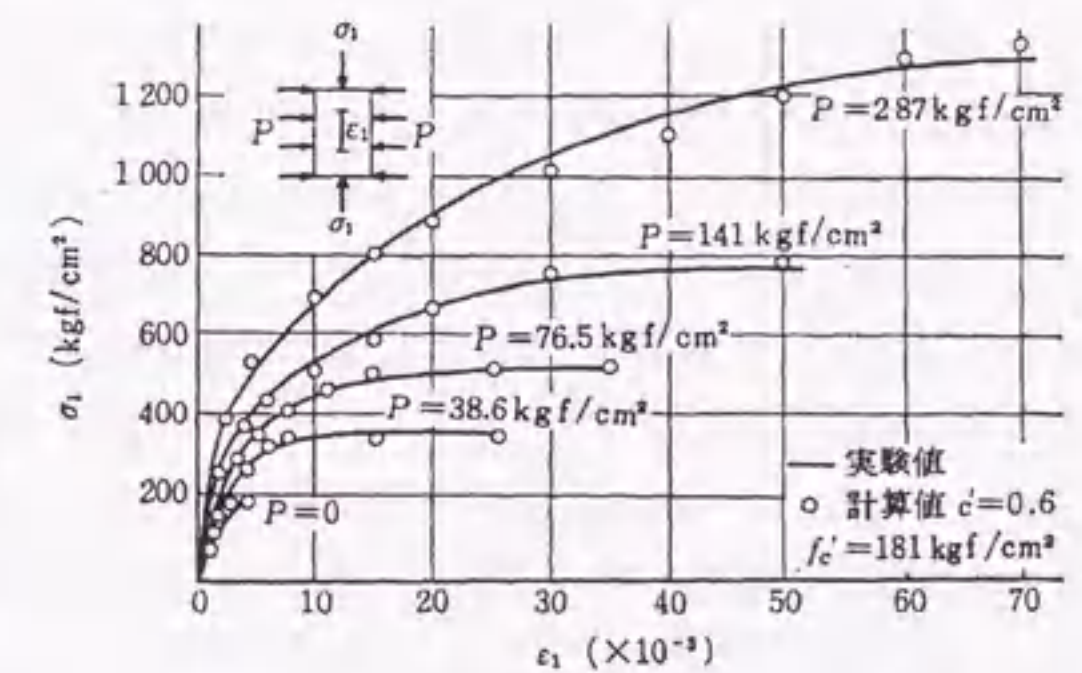


図-2.14 多軸応力下のコンクリートの応力-ひずみ曲線[14]

#### (2) 変形性状

図-2.13は、Hobbsら[13]による3軸応力下のコンクリートの応力-ひずみ関係を模式的に示したものである。また、図-2.14は、Richartら[14]の実験による3軸応力下の軸方向応力-ひずみ曲線を示したものである。これらの図によれば、側圧が増加すると、終局時の応力とひずみが著しく増加することがわかる。

図-2.11には、Hobbsらが提案している終局および使用限界応力も示されている。これは、イギリスにおける限界状態設計法の考え方に対応して、多軸応力下のコンクリート構造物における終局および使用限界状態に対する設計応力を提案したものである。設計に関しては安全率を見込んだ上で設計強

度を設定することが可能であるが、実際に得られる強度および変形状の推定については、いまだ困難な面が多い。

#### 2.2.4 圧縮応力下のコンファインドコンクリートの力学的特性

コンファインドコンクリートは、フープやスターラップあるいは銅管などの横補強材によって横方向の広がりが拘束されたコンクリートである。

構造物の耐震性能を確保する場合、十分な保有耐力を確保する方法と、適度な変形制限内で十分なエネルギー吸収能力を確保する方法の二つがある。コンファインドコンクリートは、鉄筋によって拘束されることにより、圧縮強度および靱性が上昇し、構造物全体のエネルギー吸収能力の改善をもたらす。このため、コンクリート構造物においては最も一般的に用いられている方法であり、さまざまな鉄筋拘束下におけるコンクリートの強度および変形状を把握することが必要である。また、補強方法についても工夫が凝らされ、それらの各拘束方法に対するコンクリートの補強効果が研究されている。このようなコンファインドコンクリートの変形状を、鉄筋およびコンクリートの一般的な構成則を用いることによって解析的に求めることができれば、構造設計上有益といえる。

ここでは、コンファインドコンクリートの強度・変形状に関する研究[15]を紹介する。

##### (1) 円形拘束

Richartら[16]は、円形スパイラル筋で横補強した柱の中心圧縮強度に関する研究を報告している。その結果からコンファインドコンクリートの最大強度について以下の実験式を得ている。

$$F_{cf} = F_0 + 4.1\sigma_r \quad (2.2)$$

ここに、 $F_{cf}$  : コンファインドコンクリートの圧縮強度  
 $F_0$  : プレーンコンクリートの圧縮強度  
 $\sigma_r$  : 側圧

この式における $\sigma_r$ は、静水圧により荷重した場合のような一定の側圧ではなく、スパイラル筋の存在応力、ピッチと断面積および試験体の直径より図-2.15に示すような力の釣合い条件から以下の式で求めたものである。

$$\sigma_r = \frac{2A_s \cdot \sigma_{hs}}{S \cdot D} = \frac{p_s \cdot \sigma_{hs}}{2} \quad (2.3)$$

ここに、 $A_s$  : 横補強筋の断面積  
 $\sigma_{hs}$  : 横補強筋の存在応力  
 $S$  : 横補強筋のピッチ  
 $D$  : 供試体の直径  
 $p_s$  : 補強筋面積比 ( $=2A_s/D \cdot S$ )

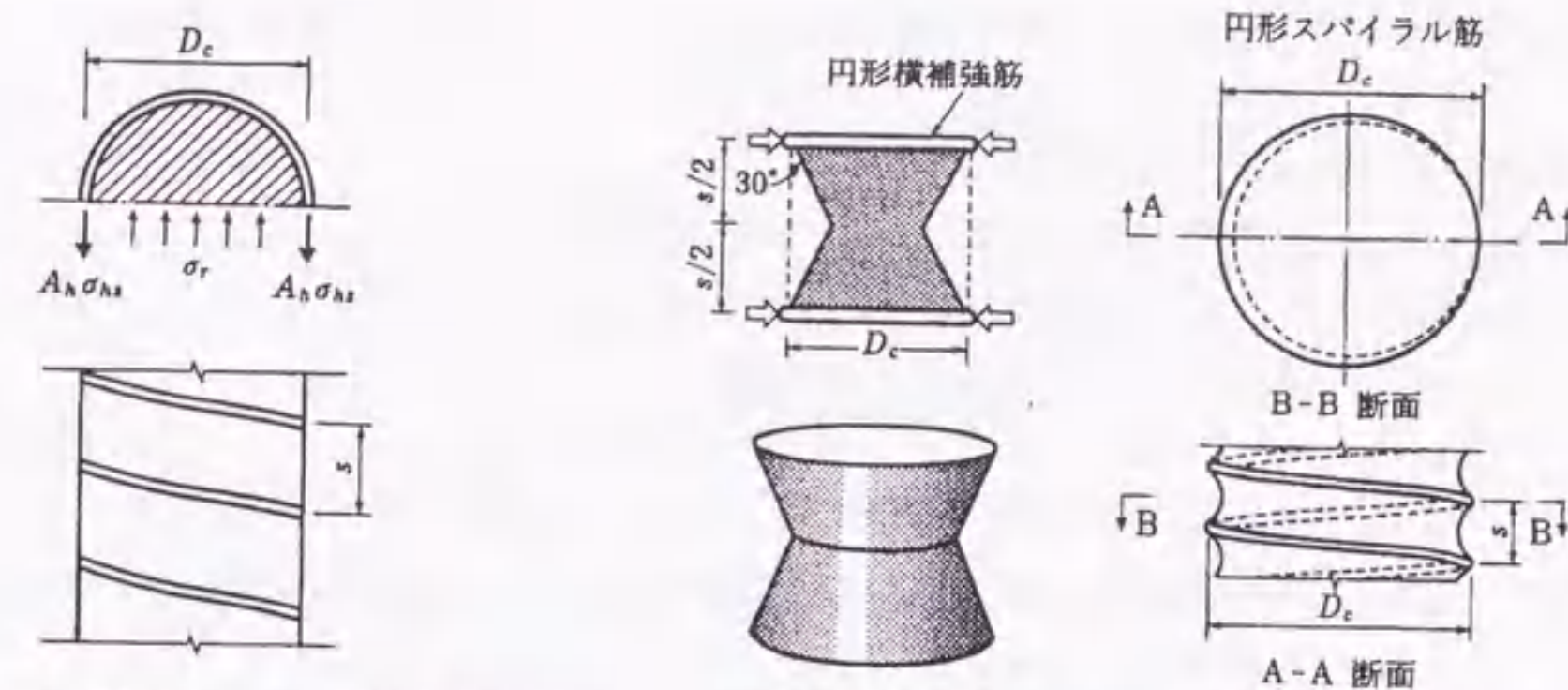
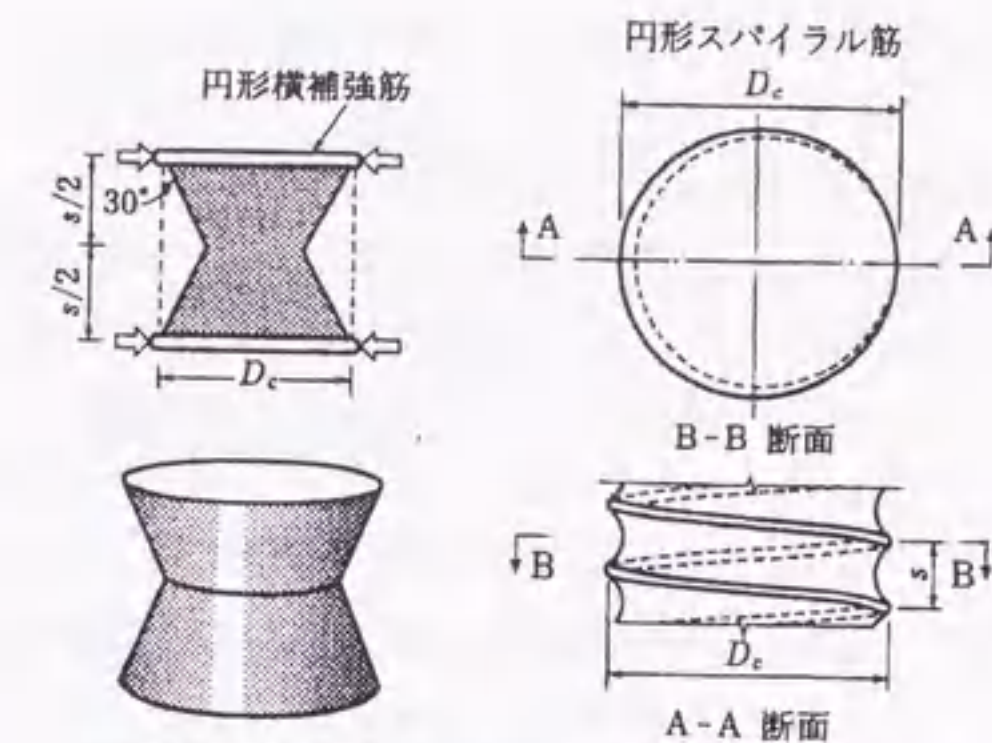


図-2.15 横補強筋による拘束応力[16]



(a) 渡辺ら[18] (b) Manderら[19]

図-2.16 有効に拘束されたコア領域

これは、平均的な側圧であり、荷重中変動するが、最大応力に達する以前のある範囲で式(2.3)が成立することが報告されている。しかし、Richartらによる研究は、式(2.3)で平均側圧を求めることが妥当なほどに密にスパイラル筋が配筋された場合の実験であるため、一般的なRCには適用できず、スパイラル筋のピッチを変化させた場合のコンファインドコンクリートの圧縮強度についての研究が進められた。

Iyengarら[17]は、スパイラル筋の間隔を実験変数にとって実験を行い、間隔が大きくなるにつれて拘束効果が低下することを明らかにし、間隔による低減率を提案した。渡辺ら[18]とManderら[19]は、間隔が広がることによる拘束効果の低下の原因を、図-2.16に示すように、有効に拘束されているコア領域の体積が減少することによると考え、おのおの独自に低減率の式を提案した。鈴木ら[20]は、鉄筋による拘束の本質的な効果を表す指標として、式(2.3)と同様な考えによる平均拘束応力と、拘束応力分布状態に関連する補強筋配置間隔と供試体直径の比を実験要因として、コンファインドコンクリートの圧縮強度、圧縮強度時のひずみおよび応力下降域での平均下降勾配への影響を検討している。図-2.17は実験結果の一例である。実験結果によれば、コンファインドコンクリートの強度および強度時のひずみは、横補強筋の配置間隔比(S/D)が小さいほど、拘束応力指標( $p_s \sigma_{sy}$ )が大きいほど、またコンクリート強度が小さいほど向上する傾向を示している。このような実験結果を基に、拘束効

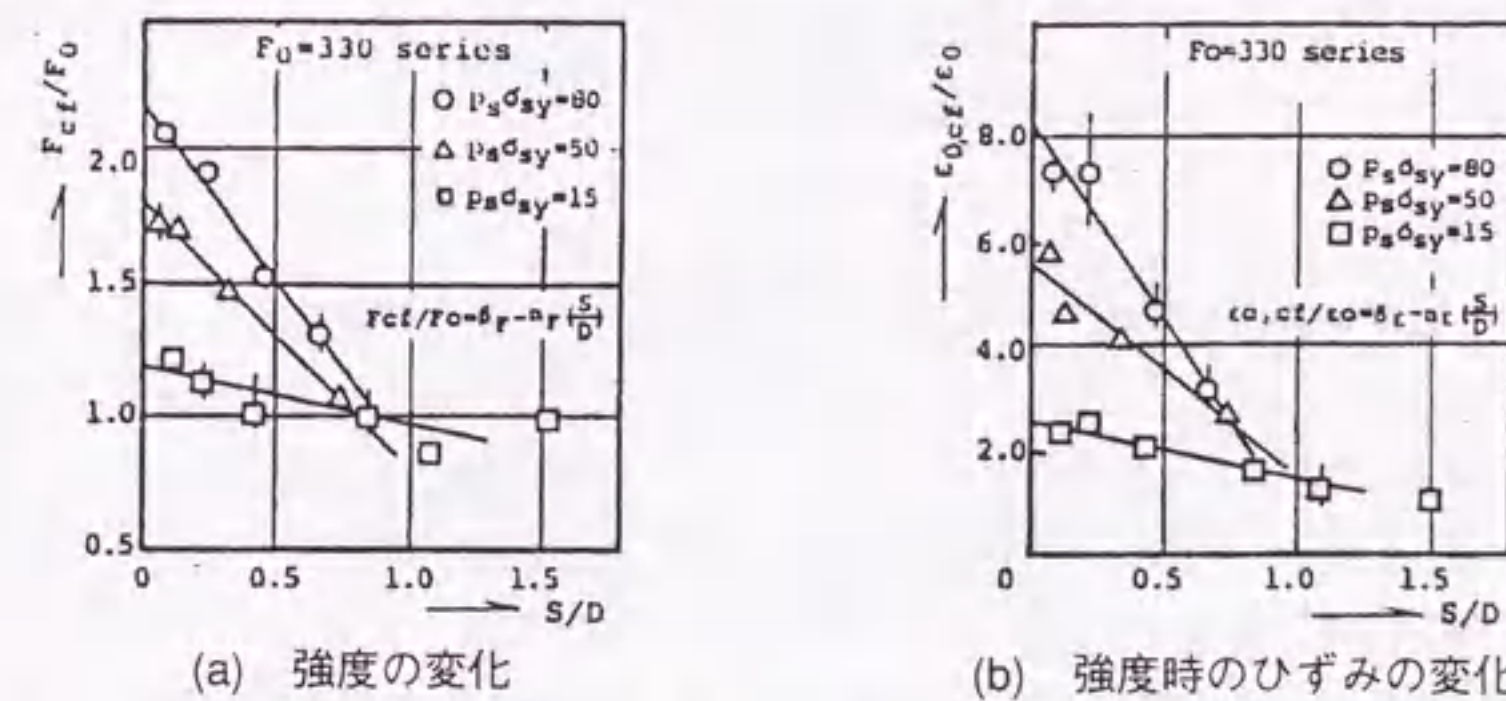


図-2.17 円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの性状の変化[20]

果をこれら2つの独立した要因によるものとして評価し、以下のような実験式を示している。

$$F_{cf}/F_o = 1 + 4.41(p_s \sigma_{sy}/F_o)(1 - 1.24S/D) \quad (2.4)$$

$$\epsilon_{cf}/\epsilon_o = 1 + (100/F_o)^2 \times P_s \sigma_{sy}(1 - 1.10S/D) \quad (2.5)$$

ここに、 $F_{cf}$  : コンファインドコンクリートの圧縮強度

$F_o$  : プレーンコンクリートの圧縮強度

$\epsilon_{cf}$  : コンファインドコンクリートの圧縮強度時のひずみ

$\epsilon_o$  : プレーンコンクリートの圧縮強度時のひずみ

$p_s \sigma_{sy}$  : 平均拘束応力 ( $p_s$  : 補強筋面積比  $= 2A_s/D \cdot S$ ,  $\sigma_{sy}$  : 鉄筋降伏応力)

$S$  : 横補強筋のピッチ

$D$  : 供試体の直径

また、中塚ら[21]は、実験要因をさらに広げて検討を行い、これらの式を拡張した、高強度コンクリートに適用できる式を提案している。図-2.17は、円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度上昇率に関する実験値と計算値を比較したものである。この図では、計算値として式(2.4)を用いている。

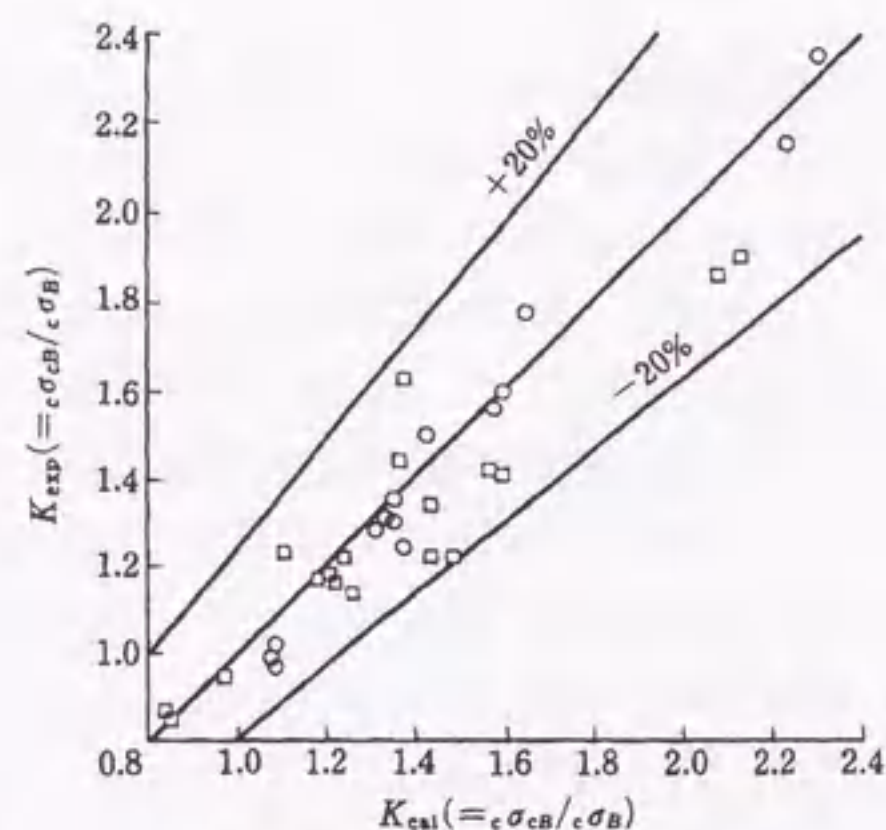


図-2.18 円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度上昇率に関する実験値と計算値の比較[15]

## (2) 直線型拘束

円形拘束の場合、側圧分布が断面内において一様であると考えられるため、図-2.19(a)に示すような拘束効果が考えられ、式(2.3)によって側圧が計算できる。しかし、正方形などの直線型の横補強筋の場合は、図-2.19(b)に示すように、側圧分布が一様とならず、横拘束されない部分が生じる。さらに、図-2.20に示すように、直線型の横補強筋の配筋形式は多様であるため、拘束のメカニズムが複雑になる。このため、直線型の横補強筋の評価はさまざまに検討されている。

Blumeら[22]は、直線型の横補強筋の拘束効果を円形スパイラル筋の50%とした。しかし、その後、直線型の横補強筋の拘束効果については、1.ほとんど効果がない、2.Blumeらが提案するように円

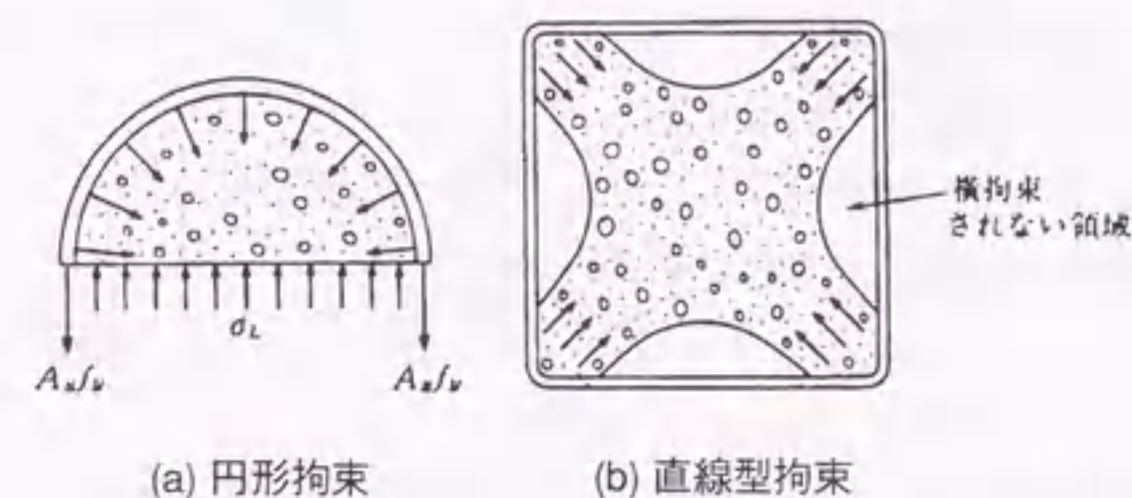


図-2.19 直線型横補強筋の拘束状況

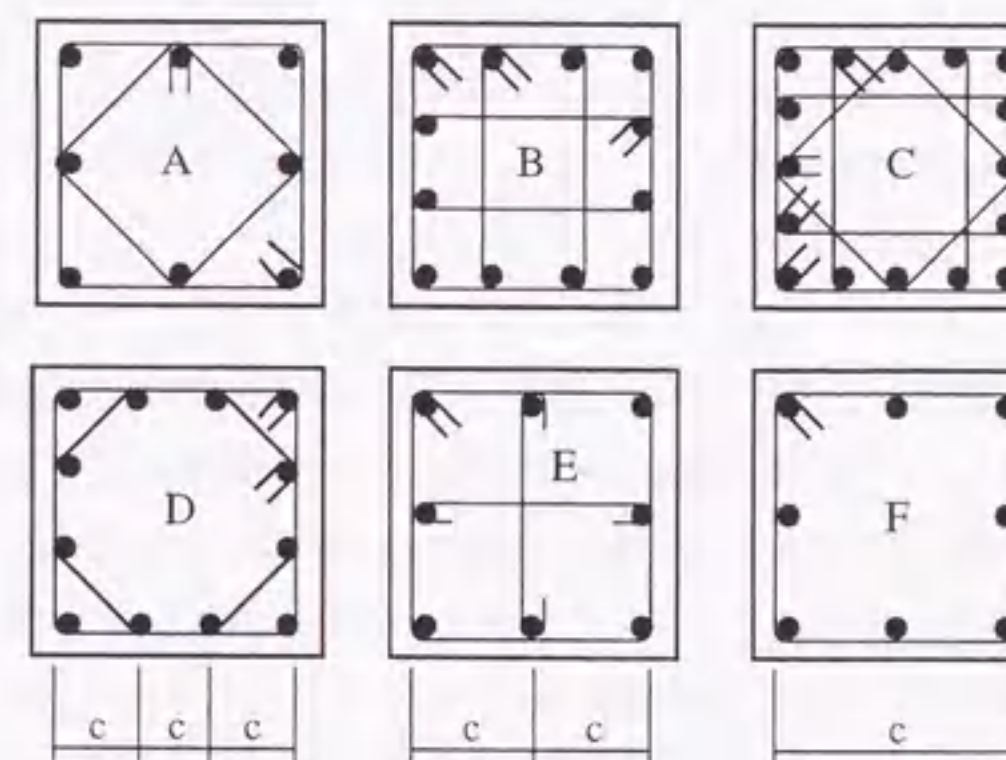


図-2.20 直線型横補強筋の配筋形式

形スパイラル筋の半分である、3.正方形スパイラル筋と正方形帯筋の拘束効果は円形スパイラル筋の40%と20%である[17]、といった報告がなされ、必ずしも一致した見解は得られていない。Burdetteら[23]は、中子筋が存在する場合の効果の違いを実験的に検討し、横補強筋間隔が小さい場合は、中子筋が存在する場合の拘束効果が、ない場合の倍になることを示している。また、中子筋がない場合の効果は小さい理由として、最大耐力時に降伏していないことを挙げている。加藤[24]も同様のことを指摘し、外周筋が降伏しないことを念頭に強度推定式の誘導を行っている。Sheikhら[25]は、従来考慮に入れられていなかったパラメータである主筋の配置形式を、図-2.21に示す有効拘束面積の概念により強度式に取り入れた。これは、直線型横補強筋が円形横補強筋よりも効果が低下する割合を力学

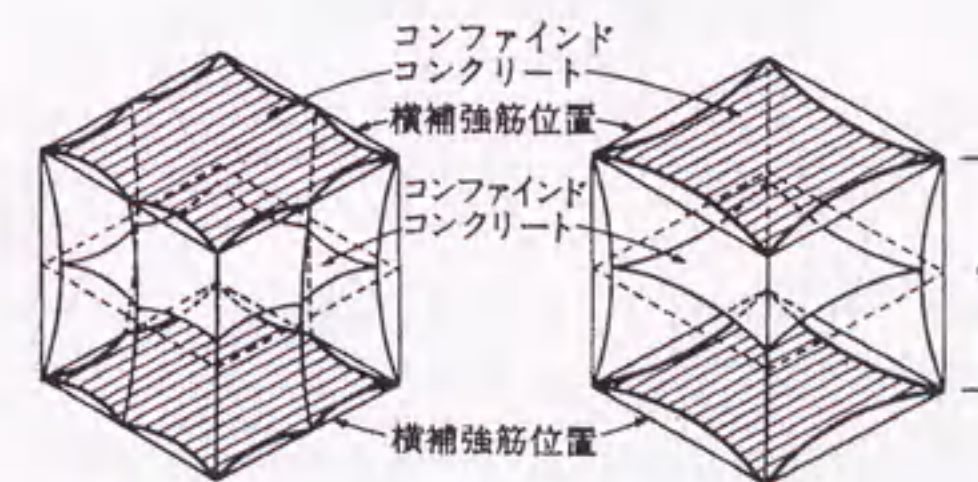


図-2.21 有効拘束面積[25]

的モデルにより定量的に求めたといえる。この概念を用いてManderら[19]や中塚ら[26,27]は、円形と角形の横補強筋を統一的に評価する方法を提案している。孫[28]は、正方形鋼管も含んだ直線型横補強材の拘束効果を評価する式を以下のように示している。

$$F_{cf} = F_0 + 11.5(d''/c)(1 - S/2D)p_s \cdot \sigma_{ns} \quad (2.6)$$

ここに、 $F_{cf}$  : コンファインドコンクリートの圧縮強度

$F_0$  : プレーンコンクリートの圧縮強度

$d''$  :  $c$ で無次元化した横補強筋の直径

$c$  : 横補強筋の有効支持長さ (図-2.30)

$S$  : 横補強筋のピッチ

$D$  : 供試体の直径

$p_s$  : 補強筋面積比

$\sigma_{ns}$  : 横補強筋の存在応力

本式では、Sheikhが提案した有効拘束断面積に関するパラメータである横補強筋の有効支持長さ、および横補強筋の間隔を取り入れている。図-2.22は、本式による直線型横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度上昇率の計算値と、実験値とを比較したものである。

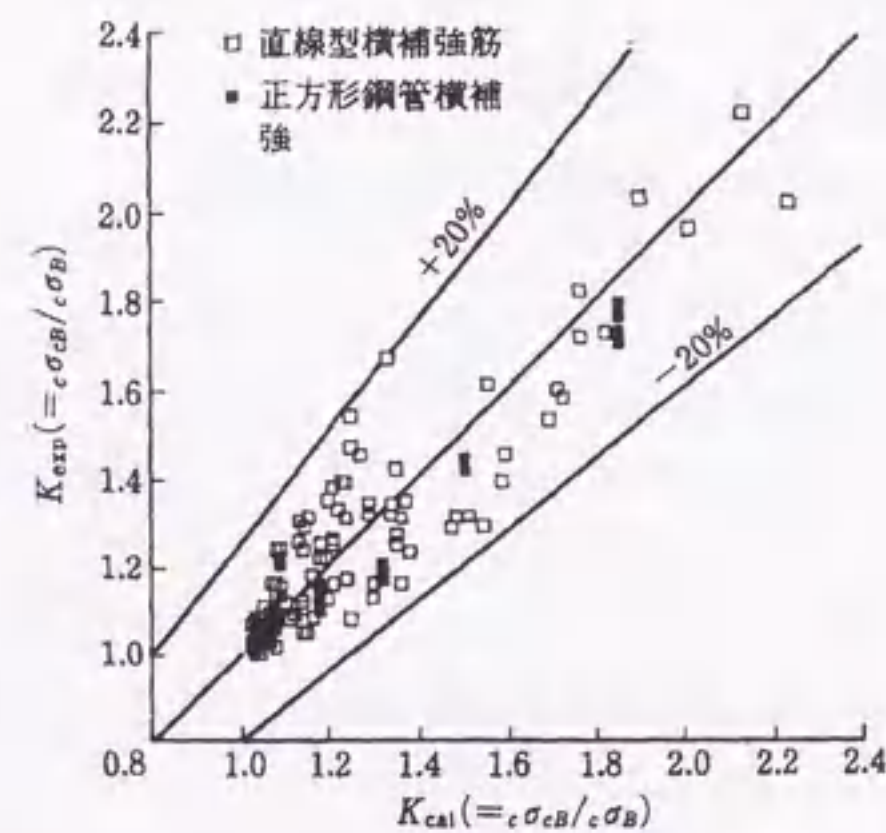


図-2.22 直線型横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度上昇率に関する実験値と計算値の比較[15]

### 2.2.5 せん断応力下のコンファインドコンクリートの力学的特性

RC構造物における柱および梁は、構造設計においては、せん断破壊よりも先に曲げ破壊が生じるようになされている。これは、せん断破壊が脆性的な破壊であり、構造物に致命的なダメージを与えるためである。構造設計においては、構造物全体の耐力を上昇させることも重要であるが、終局設計においては、構造部材に延性的な破壊を生じさせるようにして、構造物に脆性的な崩壊をもたらさな

いような設計が求められる。このため、RC柱および梁のせん断破壊機構に関する研究が進められている。一般には、せん断補強を十分に行うことによって曲げ破壊型の部材となるとされているが、その定量的な把握は十分ではない。

ここでは、日本建築学会の指針[29]におけるせん断強度の算出方法について述べる。さらに、指針式を導くために行われてきたRC梁または柱のせん断耐力に関する実験的な研究、およびより詳細な点に着目した研究について述べる。

#### (1) 日本建築学会指針によるせん断強度の計算

RC構造物のせん断耐力の推定に広く用いられているせん断抵抗の概念として図-2.23に示すようなトラス機構と、図-2.24に示すようなアーチ機構が挙げられる。これは、せん断耐力として、せん断補強筋のトラス作用により伝達されるせん断力と、せん断補強筋が関与しないコンクリートアーチ機構によるせん断力を考えるものである。実際には、コンクリートの負担するせん断力として、曲げ圧縮域コンクリートを斜めに伝達する圧縮力のせん断方向の分力、ひび割れ面における骨材のかみ合い作用および主筋のだけ作用等が考えられるが、指針においては、コンクリートの負担せん断力として、塑性理論[30]に基づいたアーチ機構のみを考慮している。この考えに基づけば、せん断補強筋のトラス機構による強度と、コンクリートのアーチ機構による強度を加えることによって部材のせん断強度が算出される。計算上の仮定として、釣合い条件としてはせん断力の釣合いを、塑性条件としてはせん断補強筋応力がその降伏応力に達していること、さらにトラスおよびアーチ機構の重ね合わせにより生ずるコンクリートの圧縮応力がコンクリートの有効圧縮強度に到達していることを用いている。これに基づいたRC柱および梁のせん断信頼強度の算定は以下の式となる。

$$Q_u = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (2.7)$$

$$\text{ここに、} \tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (2.8)$$

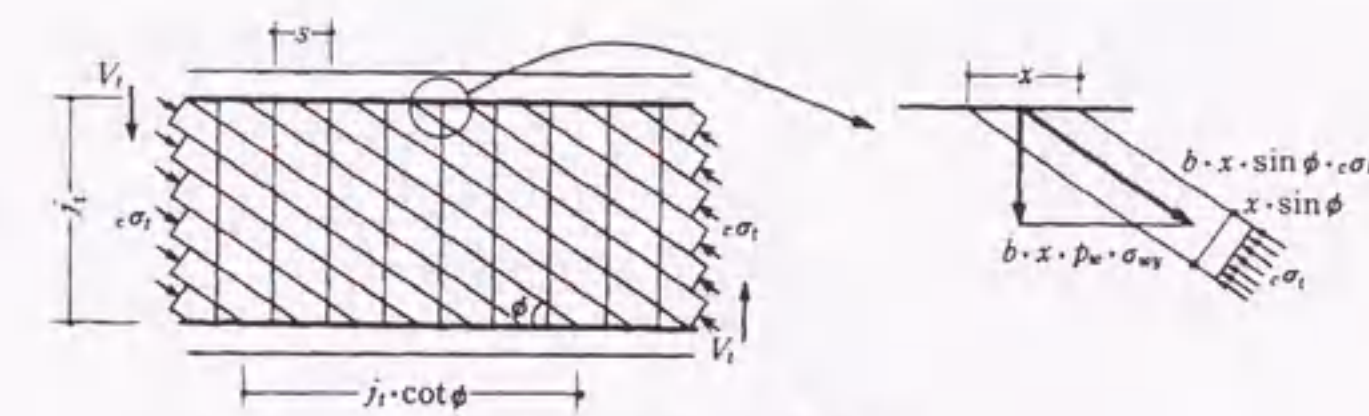


図-2.23 トラス機構

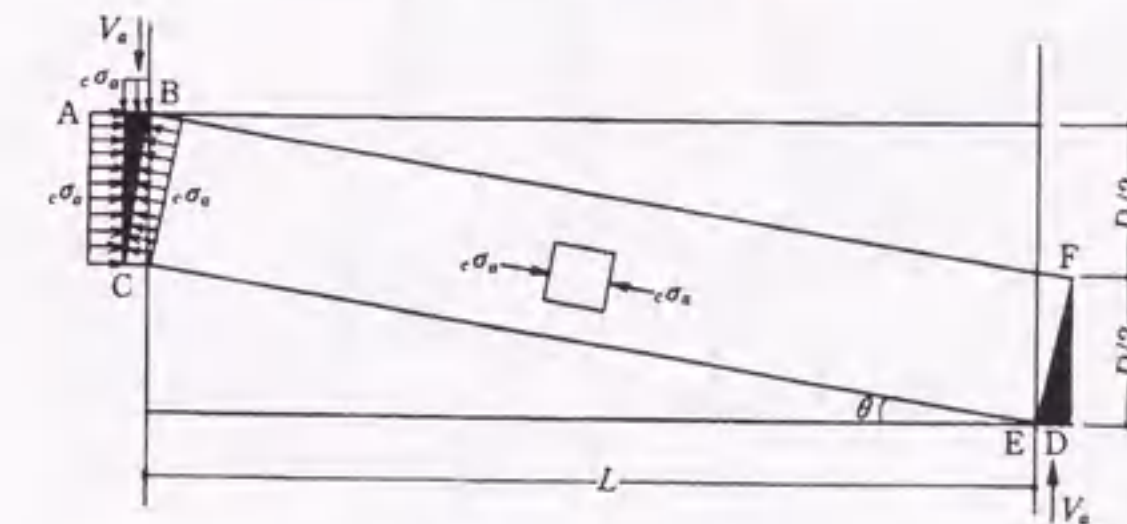


図-2.24 アーチ機構





右辺第2項がせん断補強筋の効果を示している。荒川は、せん断補強筋のない場合のコンクリートのせん断耐力をアーチ機構によるものとし、せん断補強筋の効果を生断補強筋比と降伏強度の積  $p_w\sigma_{wy}$  の関数として実験的に求めている。

Bの代表的なものは、Nielsen[30]によって以下のように提案されている。

$$p_w\sigma_{wy} \leq 0.5vF_o \text{ の場合} \\ Q_u = b j_i \cdot p_w\sigma_{wy} \cdot \cot\phi \quad (2.15)$$

$$\cot\phi = \sqrt{\frac{vF_o}{p_w\sigma_{wy}}} - 1 \quad (2.16)$$

$$p_w\sigma_{wy} \geq 0.5vF_o \text{ の場合} \\ Q_u = 0.5b j_i \cdot vF_o \quad (2.17)$$

$$v = 0.7F_o/2000 \quad (2.18)$$

- ここに、 $Q_u$  : コンクリート部材のせん断強度
- $p_w$  : せん断補強筋比、 $\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の強度
- $v$  : コンクリート圧縮強度の有効係数
- $F_o$  : コンクリートの圧縮強度
- $b$  : 部材の幅、 $j_i$  : 応力中心間距離

Cが、日本建築学会の指針[29]に採用されているものである。これらに共通しているのは、せん断補強筋の効果を生断補強筋比と降伏強度の積  $p_w\sigma_{wy}$  の関数としている点である。

六車ら[34,35]は、RC柱のせん断強度に与えるせん断補強筋の補強効果について検証している。図-2.26に示すような柱供試体を用いて、せん断補強筋の降伏値、せん断補強筋比および軸力が、せん断抵抗特性に与える影響を検討した。実験要因は表-2.1に示すようである。図-2.27は、各柱の水平せん断力-柱頭たわみ曲線を示したものである。 $p_w$ の大きい供試体ほど、最大応力後の塑性域における変形挙動が延性的になっていることがわかる。また、 $p_w$ が同一であるシリーズを比較すると、それらの曲線の間にはあまり差が認められない。一方、軸力の影響も顕著であり、軸力が増大するに従って、せん断耐力が上昇するものの、変形挙動が脆性的になることがわかる。以上より、六車らは、せん断補強筋の補強効果が、本実験の範囲 ( $p_w = 0.2 \sim 0.6\%$ 、 $\sigma_{wy} = 3000 \sim 12000 \text{ kgf/cm}^2$ ) では  $p_w$  と  $\sigma_{wy}$  の積の形で表現できると結論している。ただし、これらの結果は極短柱には適用できず、この理由として破壊形式が異なることを挙げている。極短柱では、反曲点位置に生じた少数のせん断ひび割れが破壊に結びつくのに対して、一般的な柱では、柱頭および柱脚の2箇所にせん断ひび割れが発生して破壊に至る。後者の破壊形態は、井上ら[36]によるFEM解析によっても示されている。図-2.28は、破

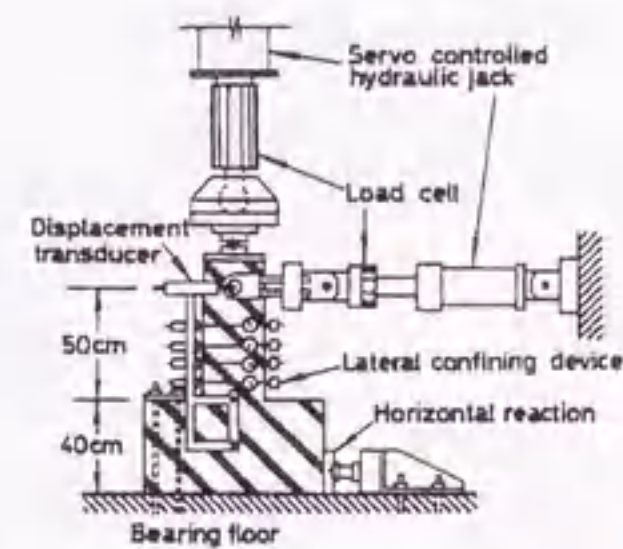


図-2.26 せん断荷重実験方法[34]

表-2.1 六車らの実験要因[34]

Series	Specimen	Shear reinforcement		Strength of concrete		Axial load N (tonf)
		$p_w$ (%)	$\sigma_{wy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$F_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
A	2TRH-0-0	-	-	238	26.4	27
	2TRH-3-0.2	0.2	3000			
	2TRH-4.5-0.2		4000			
	2TRH-6-0.2		6000			
	2TRH-9-0.2		9000			
2TRH-12-0.2	12000					
B	2TRH-3-0.4	0.4	3000	234	23.2	27
	2TRH-4.5-0.4		4500			
	2TRH-6-0.4		6000			
	2TRH-3-0.6	0.6	3000			
	2TRH-6-0.2	0.2	6000			
C	2TRH-3-0.4-1/3	0.4	3000	242	25.6	54
	2TRH-3-0.6-1/3	0.6	3000			
	2TRH-6-0.3-1/3	0.3	6000			
	2TRH-3-0.4-0	0.4	3000			

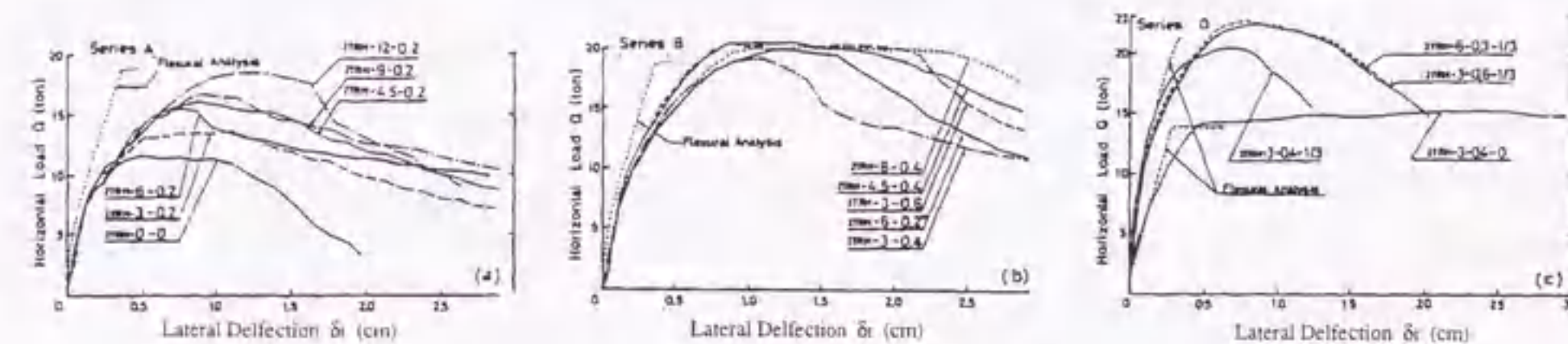


図-2.27 水平せん断力-柱頭たわみ曲線[34]

壊の進展状況を解析と実験を比較して示したものである。解析は実験結果を良く再現しており、破壊の状態は、実験、解析ともに、柱頭および柱脚に生じていることがわかる。

RC部材のせん断耐力式に関しては、今なお検討すべき点が多い。李ら[37]は、今までに提案された多くのせん断耐力式について各推定式相互の関係を考察し、それぞれの推定式が対象としている破壊モードと適用範囲をより明確に検定する必要があるとしている。益尾[38]は、トラス、アーチ機構による破壊モード、付着割裂破壊ならびに斜張力破壊によって決まるせん断耐力を考え、せん断耐力の推定精度の向上を図っている。鈴木[39]は、従来の理論を基にして、せん断破壊するRC柱梁部材のせん断力-せん断変形関係を導いている。横尾ら[40]は、変動軸力がRC柱のせん断性状に与える影響について、実験的に考察している。その結果、変動軸力を受ける柱のせん断強度は、引張、圧縮一定軸力下のそれと比較して62~75%、86~89%に低下することを示し、引張軸力を考慮できない指針式では、実験値を過大評価することを明らかにしている。また、滝口ら[41]は、コンクリート強度とシアスパン比をパラメータとし、せん断補強筋のないRC柱の圧縮曲げせん断実験を行い、その結果を基にコンクリートによるアーチ機構によるせん断耐力について検討している。その結果として、アーチ耐力に対するせん断ひび割れ耐力の位置によって、せん断耐力は、せん断ひび割れ耐力とアーチ耐力、およびアーチ耐力を0.7で低減したものの3通りがあることを示している。これを実験結果と比較したものが図-2.29であり、良い適合性を示しているといえる。

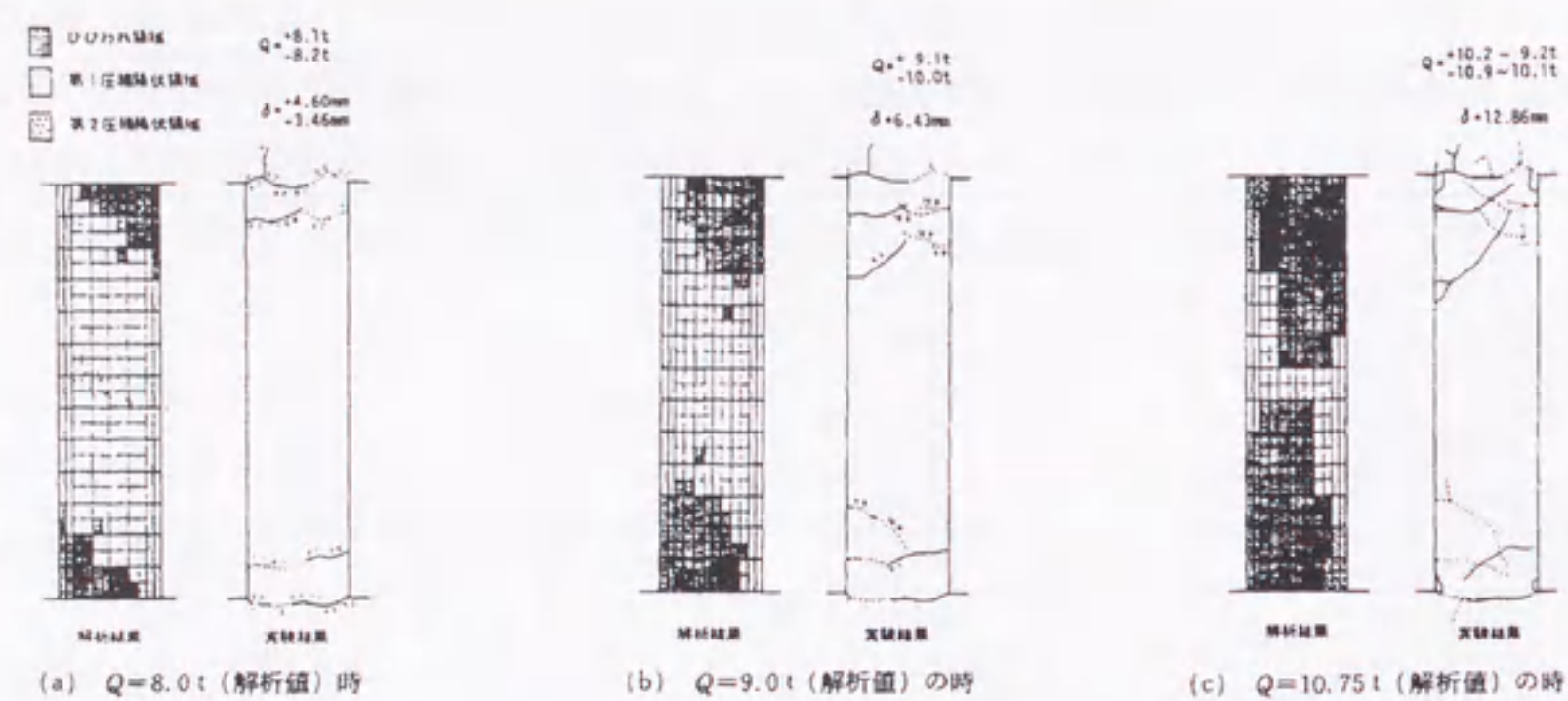


図-2.28 せん断応力下のRC柱の破壊状況[36]

一方、RC部材が繰返し荷重を受ける場合の変形挙動に関しては、1方向荷重作用下に比較して変形能力が低下する現象が起きることが知られている。地震による繰返し荷重を受ける構造物の耐震性能を検討する上で、その変形挙動を把握する必要がある。市ノ瀬ら[42,43]は、RC柱の繰返しせん断性状に関する実験を行い、破壊状況の検討と主筋量と中子筋の影響を検討し、繰返し荷重による横補強筋ひずみおよび内部ひずみの変化から、靱性保証指針[44]に示されているトラス機構の妥当性を示している。水野ら[45]は、繰返しせん断力を受けるRC部材の変形挙動解析を行い、1方向繰返し荷重と正負繰返し荷重の破壊性状の相違を示している。また、衣笠ら[46]は、正負繰返し履歴破壊とせん断破壊の破壊メカニズムの相違を検証している。従来、正負繰返し荷重時の破壊は、繰返しによる強度疲

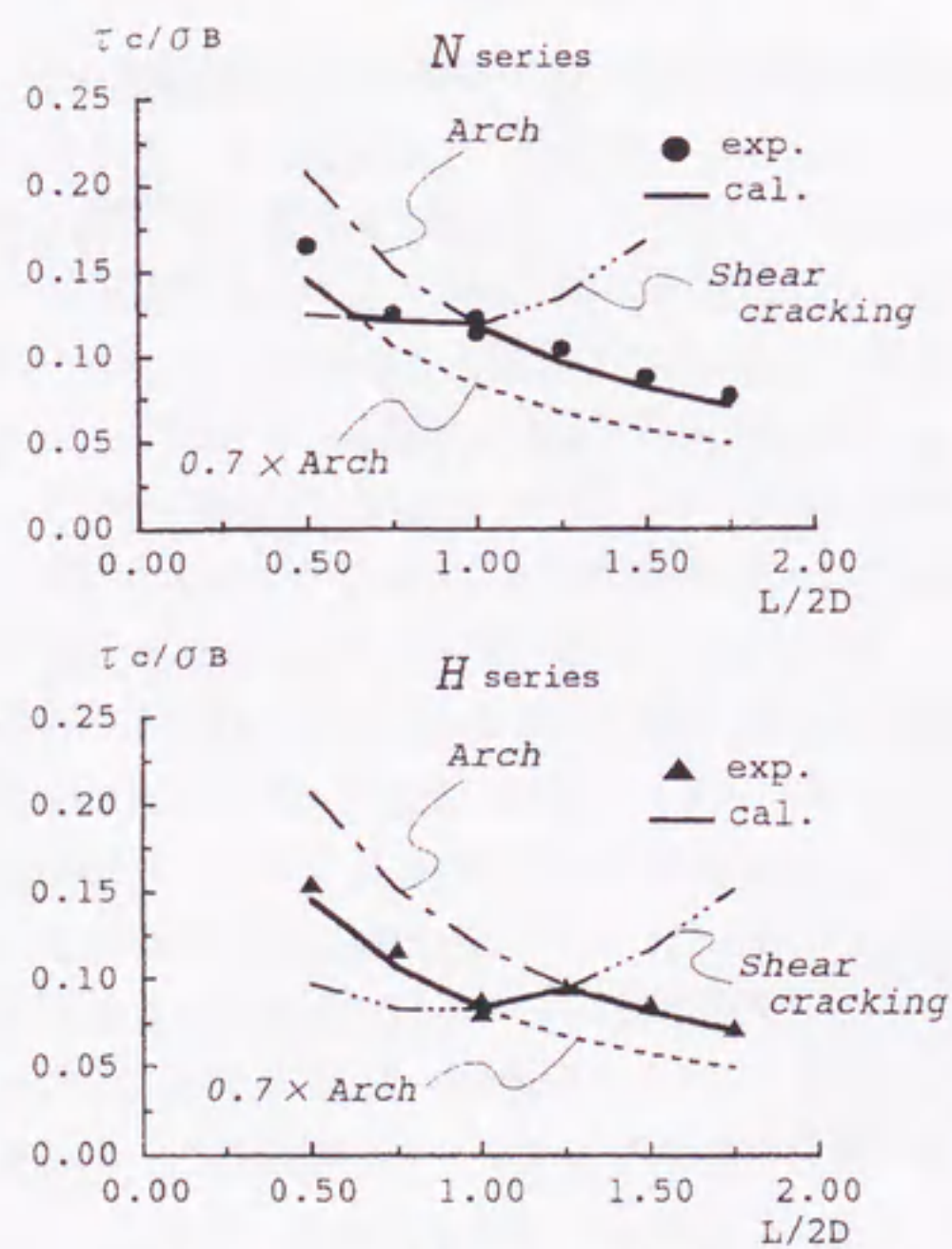


図-2.29 滝口らの実験値と計算値の比較[41]

勞が原因で発生するせん断破壊の一種と考えられてきたが、せん断破壊の破壊状態と比較することによってその破壊メカニズムが異なることを示している。正負繰返し荷重時には、荷重の方向が変わるたびにせん断抵抗機構が一時的消滅と再構築を繰り返している。しかし、最終的にはせん断抵抗機構が再び構築されることが困難となるため、耐力低下に至ると報告している。

### 2.3 コンクリートの力学的挙動に関する理論的・解析的研究

本節では、コンクリートの力学的挙動に関する既往の解析的研究による知見を概説する。

コンクリートの解析的研究としては、初期の段階では、実験によって得られたコンクリートの変形挙動に関する結果を基に、構成則を提案する試みがなされた。続いて、これらの構成則を用いてコンクリート全体をマクロに捉え、その変形挙動を有限要素法などの解析手法によって再現しようとする研究が行われた。これらは、構造部材に用いられたコンクリートの耐力・変形性状の推定を主たる目的としたものであり、構造設計上大きな成果を上げた。しかし、この種の方法では、コンクリートの変形性状をマクロに捉えることは可能であるが、コンクリートの破壊現象そのものを再現することは困難であることも明らかとなってきた。これは、コンクリートがセメント、水、骨材からなる多相材料であるためであり、コンクリートの破壊現象を正しく再現するには、コンクリート特有の内部特性を取り入れ、さらに、破壊時に生じるひび割れを考慮した解析手法が必要となる。このため、近年では、破壊力学の適用や、連続体モデルを用いてひび割れを考慮した解析手法、および非連続体モデルを用いた解析手法などが提案されている。

ここでは、コンクリートの構成則に関する研究について述べる。また、コンクリートに対する破壊力学の適用および現在までに提案された解析手法について紹介する。

#### 2.3.1 構成則

ここで述べる構成則とは、コンクリート構造物の有限要素法解析などで必要とされる連続体コンクリートの構成則、すなわち応力-ひずみ関係である。コンクリートは非線形特性を持つために、それをどのように構成則に取り入れていくかが問題となる[47,48]。

図-2.30は、Karsanらの実験[49]を基に、1軸の繰返し圧縮応力-ひずみ曲線とそれに対応した弾性、塑性および損傷の概念を、周拘束圧縮応力を受ける場合を想定して示したものである。この図から以下のことが明らかになった。

- 1) 1軸の場合、ピーク後は、ひずみ軟化しながら破壊に至る。
- 2) 除荷・再載荷時の弾性係数は、変形の進行とともに低下し、これは損傷の増大と強い関係がある。
- 3) 変形の進行とともに塑性変形が進行し、塑性ひずみが増大する。
- 4) 変形の進行とともに体積が減少し、ピークの70~80%付近から膨張（ダイランシー）を開始する。

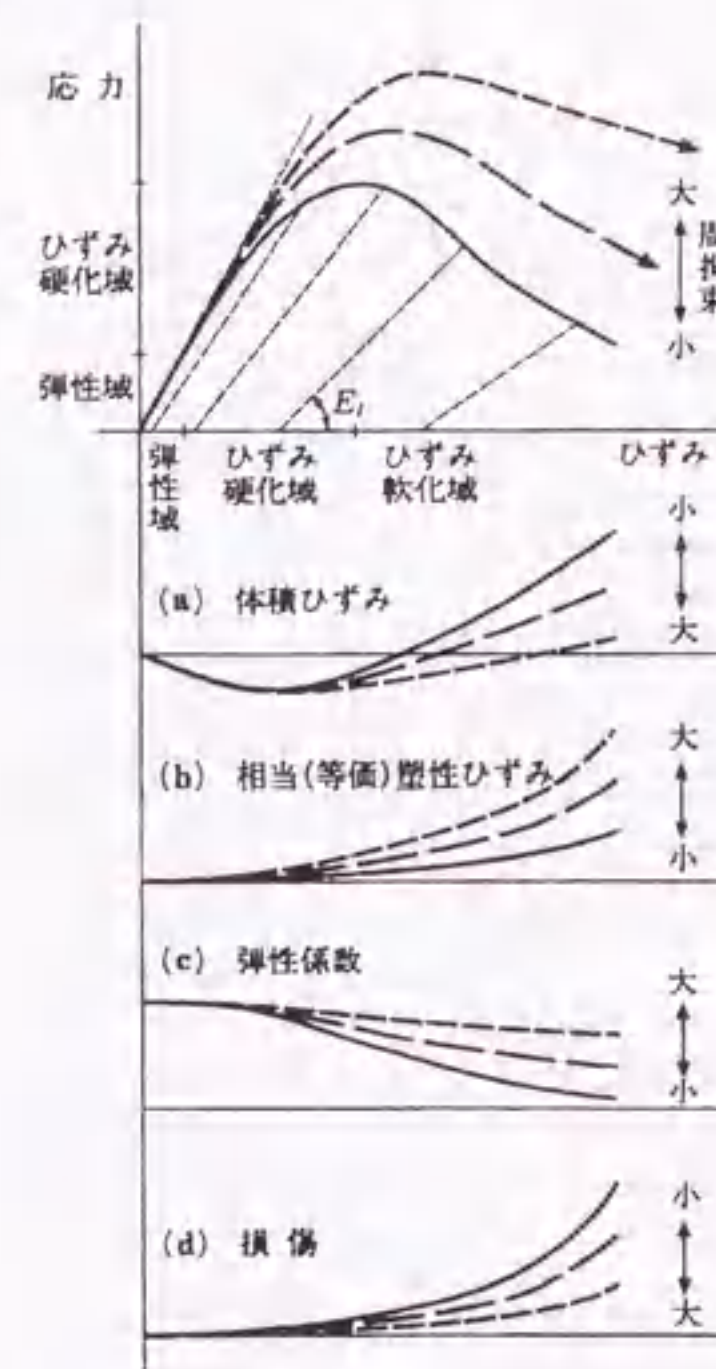


図-2.30 コンクリートの応力-ひずみ曲線と弾性、塑性、損傷の概念[48]

5) 周拘束の増大により強度は増大し、ピーク後の応力低下が小さくなり、延性的となる。

6) 周拘束が増大すれば、塑性変形が大きくなっても体積ひずみは増大しない。

実験的に得られている以上のような変形挙動の再現が、コンクリートの構成則に求められることになり、多くの構成則が提案されている。

以下、それぞれの構成則について述べる。

#### (1) 非線形弾性モデル

非線形弾性モデルは、応力-ひずみ関係を直接数式に当てはめる方法であり、等方モデルと直交異方性モデルに大別できる。前者は、ひずみが応力の大きさに依存するとするものであり、後者は、微細ひび割れの方向を考慮して、方向によって応力-ひずみ関係が異なることを表現している。

等方モデルは、八面体上の垂直応力-垂直ひずみ、せん断応力-せん断ひずみ関係に基づき、非線形の体積弾性係数とせん断弾性係数によって、体積ひずみおよびせん断ひずみを求めることを基本としている。Kupferら[50]は、剛性の非線形性を実験により求め、ピーク応力前まで適用可能な割線、接線剛性式を提案し、さらにせん断成分による体積収縮の影響を取り入れた。これらの式を発展させた式も存在するが、基本的には応力経路、ダイランシーなどが表現できない欠点を持ち、軟化領域も含まれない。

一方、内部ひび割れの増大により、ひずみが方向性を持った場合に等方性の仮定が成立しなくなることを考慮したモデルが、直交異方性モデルである。ひび割れが生じた方向により、要素の弾性を要素内で変化させることになるこのモデルは、Liu[51]によって増分型の直交異方性モデルとして提案され、さらにDarwinら[52]によって、主応力方向の応力履歴が取り扱える直交異方性弾性モデルが提案された。これらのモデルは、等方モデルが扱えない軟化領域や応力経路依存を再現することができ、ダイランシーが表現できない。

これらの方法は狭い範囲の適用に対して良好な精度を与える反面、一般化則を得る目的からは限界がある。

#### (2) 弾塑性モデル

弾塑性モデルは、線形を示す範囲には弾性理論を、非線形を示す範囲には塑性理論を適用するものである。塑性理論は、降伏曲面の設定と、適合条件、流れ則に基づいて硬化則を、また、ひずみ硬化係数を用いて応力-ひずみ関係を求めるものであり、コンクリートでは、塑性は残留すべり変形を表していると考えられている。図-2.31は、塑性理論によるコンクリートの非線形性を示したものである。

このモデルでは、破壊基準により弾性・塑性理論を適用する応力状態が規定される。代表的な破壊基準としては、Mohr-Coulombの破壊基準とDrucker-Pragerの破壊基準が挙げられる。Mohr-Coulombの破壊基準は、一般的に次式のようにせん断応力 $\tau$ が垂直応力 $\sigma$ に依存するという形で表される。

$$\tau = c - \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.19)$$

ここに、 $c$ : 粘着力、 $\phi$ : 内部摩擦角

これを図示したものが図-2.32である。式で表される直線によって破壊基準が示され、応力がこの直

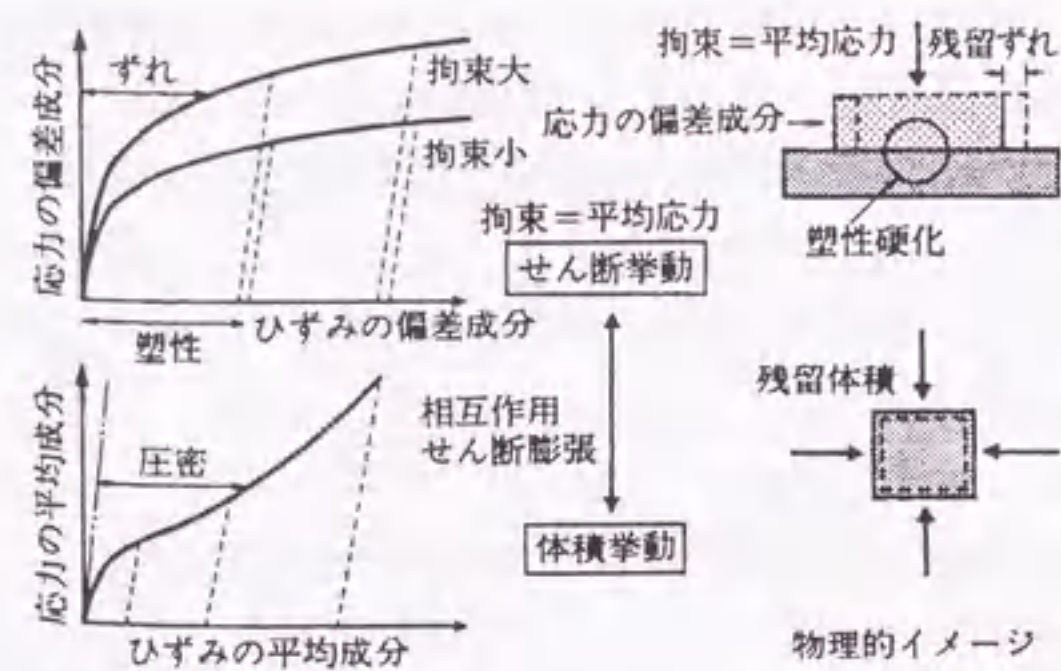


図-2.31 塑性理論によるコンクリートの非線形性の表現[47]

線を超えるると破壊が生じる。これを3次元空間に拡張して示したものが図-2.33であり、六面体錘で表される。このように破壊曲面に不連続な角が生じているため、塑性流れ則が一般的に使えず、これを修正するためにDrucker-Pragerの破壊基準が提案された。この破壊基準は次式で示される。

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (2.20)$$

ここに、 $\alpha, k$  : 正の定数

$I_1$  : 応力の1次不変量

$J_2$  : 偏差応力の2次不変量

これを図-2.33と同様に3次元空間に示したものが図-2.34である。式に示されるように、 $I_1$ が一定なので、 $J_2$ も一定となり、円で示される。これにより塑性流れ則が一般的に使えることになる。

破壊以降の塑性理論における流れ則は、塑性増分ひずみの大きさと方向を示すテンソルで表示されるが、この流れ則は、一般的に降伏や載荷曲面上に直交な関連流れ則が用いられることが多い。しかし、実際には、塑性流れの方向は破壊包絡線に直交しないため、塑性流れの方向が検討され、流れ則を与える塑性ポテンシャルと塑性の進展を規定する荷重関数に関連性を与えない立場が一般的となっている。一方、軟化域を塑性理論に基づいて表現する方法には2通りあり、ピーク前から終局までである。

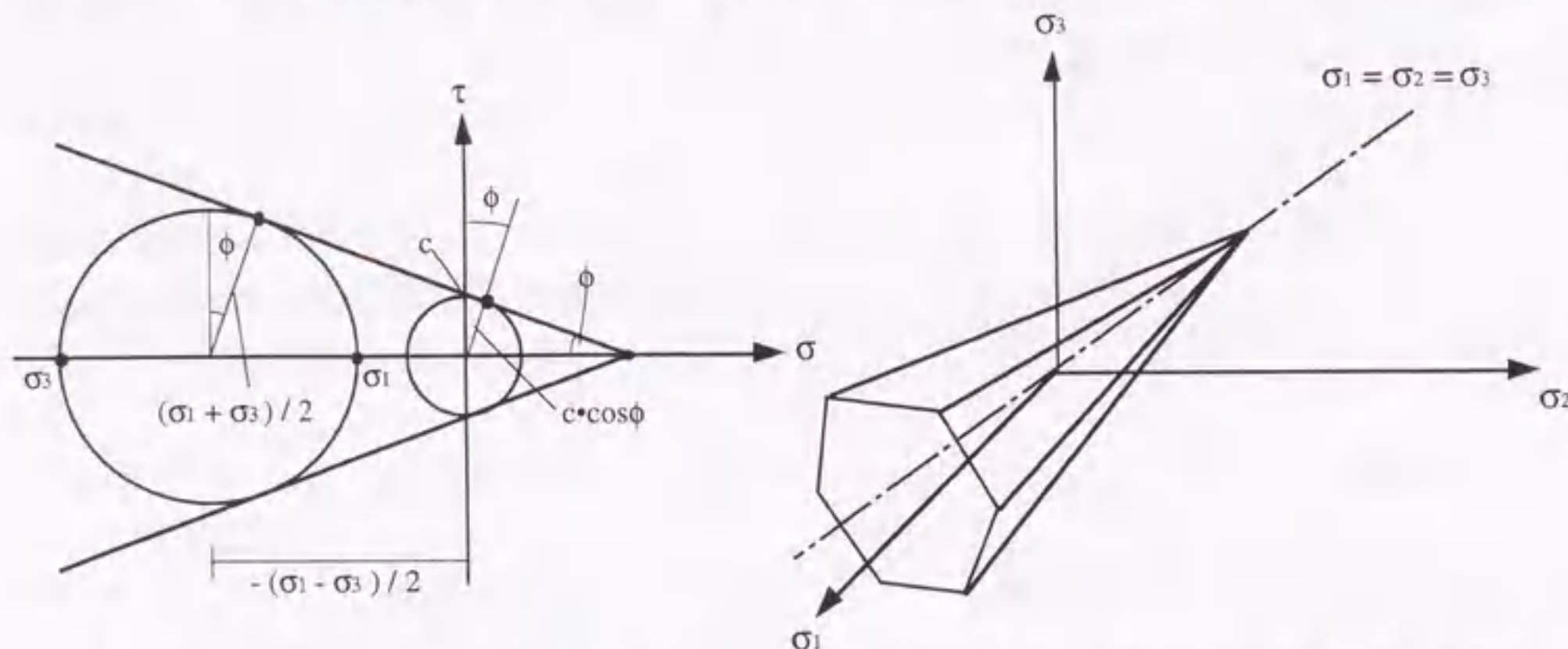


図-2.32 Mohr-Coulombの破壊基準

図-2.33 Mohr-Coulombの破壊基準(3次元)

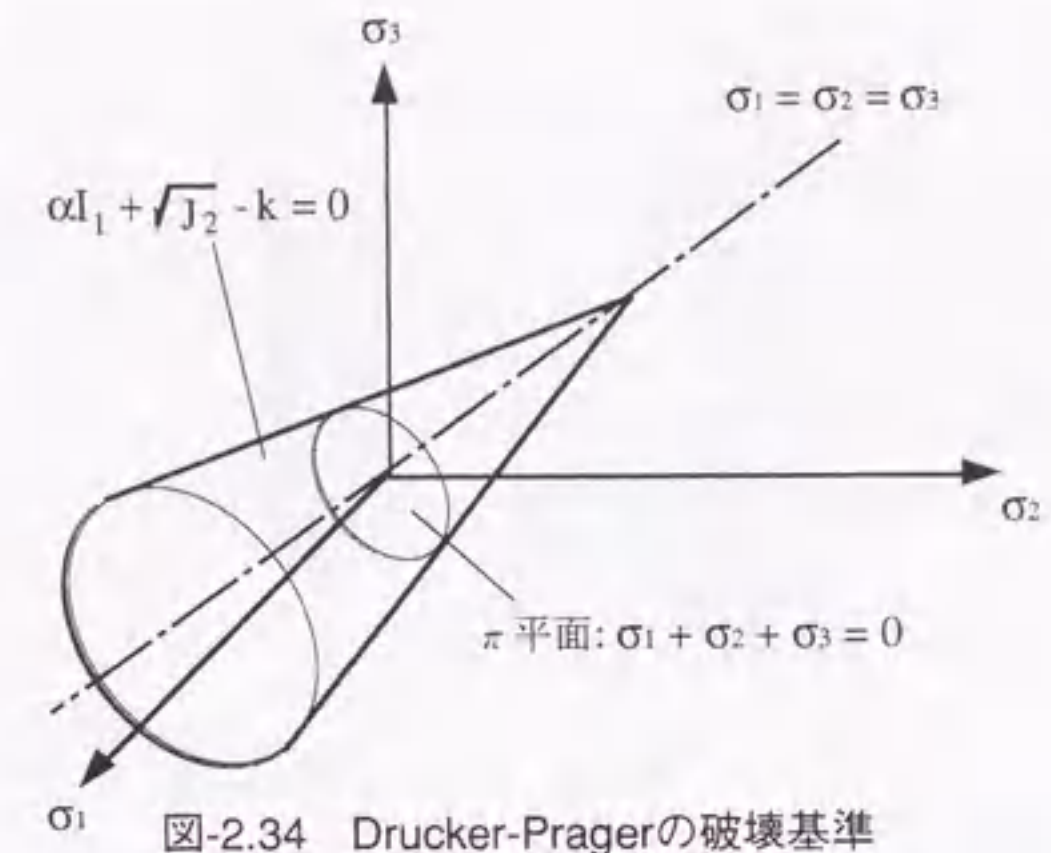


図-2.34 Drucker-Pragerの破壊基準

あるいはピーク後にひずみ空間を持ち込む方法、損傷あるいはそれに相当するパラメータを応力またはひずみ空間の載荷曲面や破壊曲面に導入し曲面を縮小する方法とがある。水野ら[53]は、応力不変量をひずみ不変量に置き換え、これによってひずみ空間の負荷関数、塑性ポテンシャル関数等を定義し、塑性仕事を関数とするパラメータにより硬化・軟化則を定めている。

軟化域の表現は、他にも様々な方法で行われているが、いずれも塑性理論に基づいているため、弾性剛性の低下は表現できないという欠点を持つ。

### (3) 塑性・損傷モデル

前述したように、塑性理論では、永久ひずみの評価はできるが、弾性剛性低下を表現できない。これに対して、弾性剛性の低下と軟化を表現できる損傷理論を組み合わせたものが、塑性・損傷モデルである。損傷理論は、コンクリートでは内部の微細な破壊の発生・進展とを表現している。コンクリートの損傷には、粗骨材とモルタルの界面から生じる微細ひび割れとモルタルマトリックスの破壊があり、これらのひび割れが強い方向性を持てば、異方性が生じることになる。また、塑性と損傷の相違点は、外部から与えられた力学的なエネルギーの使われ方にあり、すべりによって熱として消費されれば塑性現象であり、一方、コンクリートの微細ひび割れの発生、成長や微細空隙の成長に使用されれば損傷現象となる。前者は変形に対する非線形性を示したものの、後者は弾性などの材料性質に関する非線形性を示したものと言える。図-2.35は、損傷理論によるコンクリートの非線形性を示したも

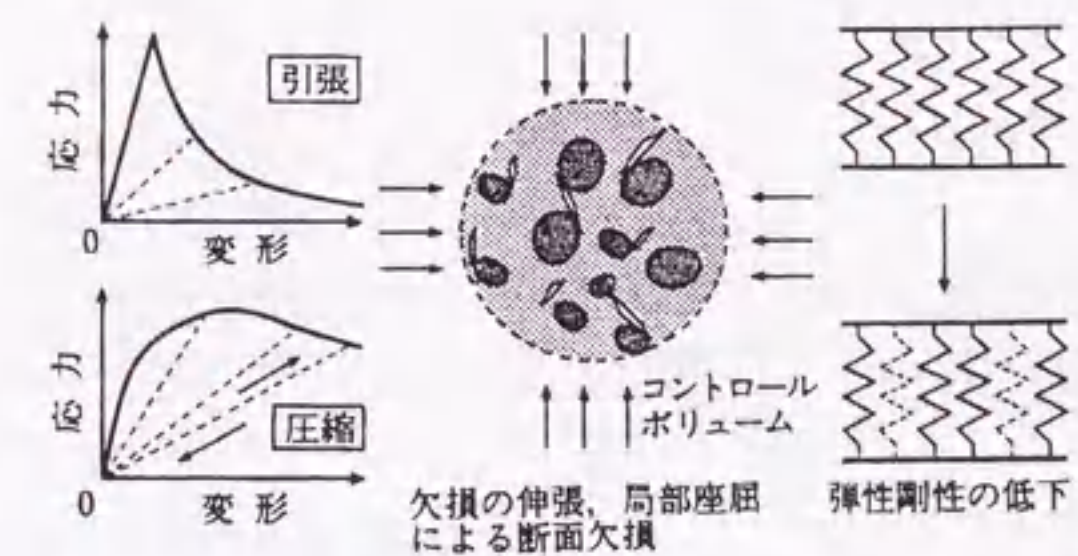


図-2.35 損傷理論によるコンクリートの非線形性の表現[47]

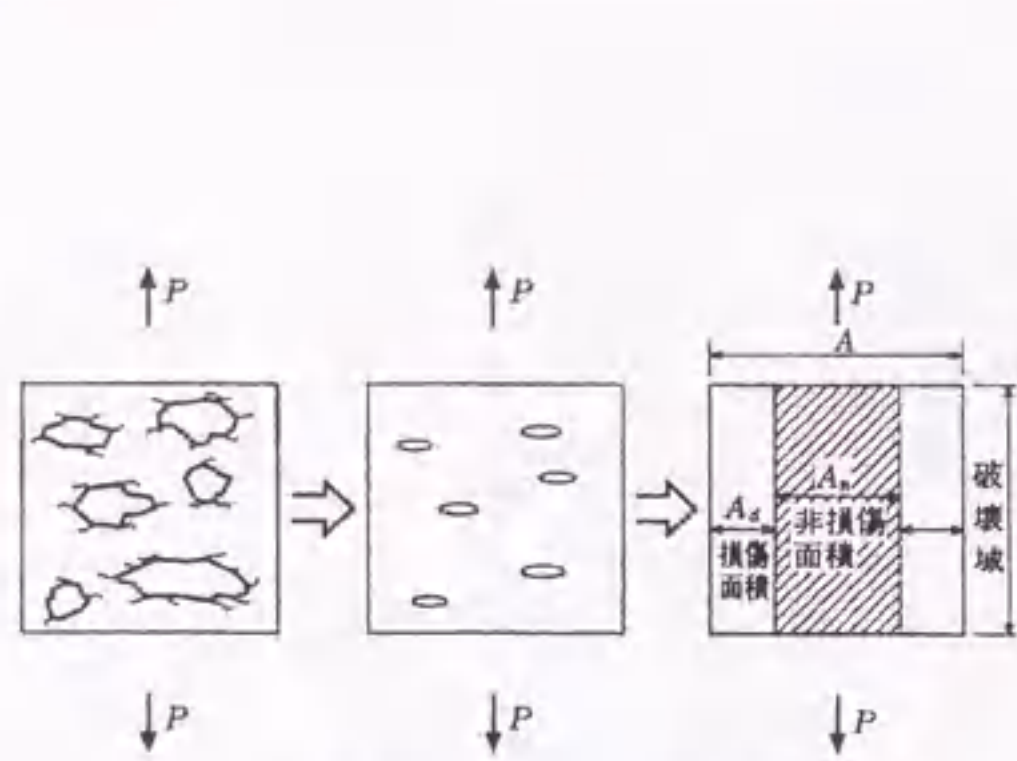


図-2.36 損傷の概念[54]

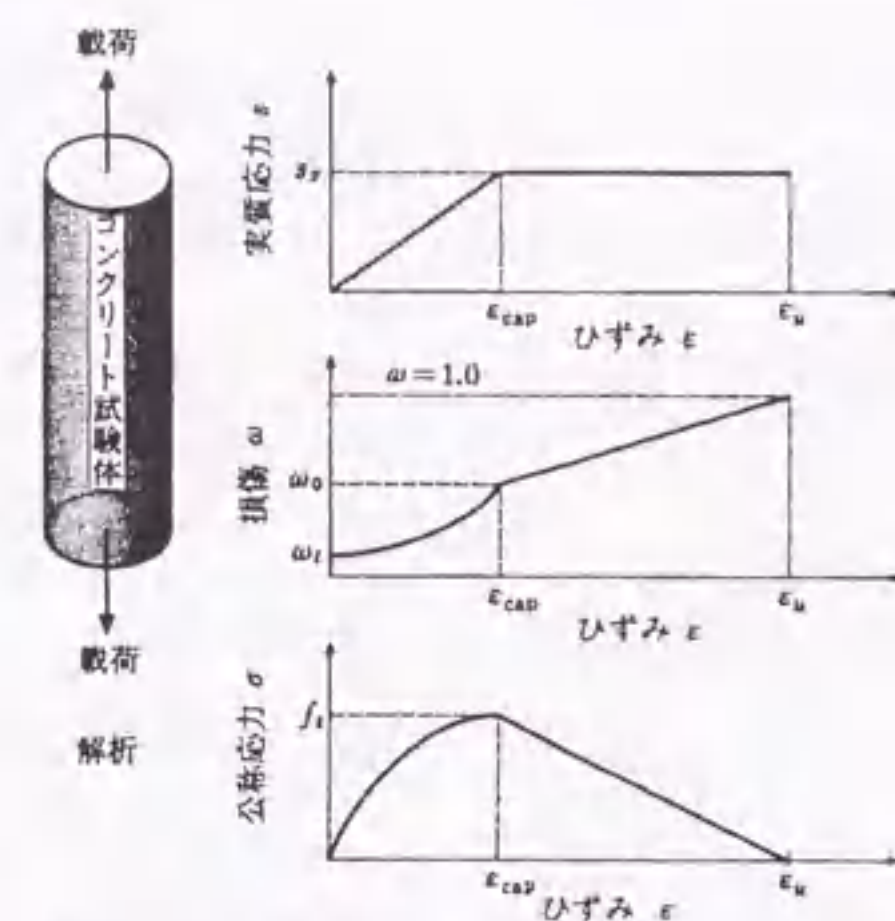


図-2.37 1軸引張応力下のコンクリートの公称応力(σ)、損傷(ω)および実質応力(s)とひずみ[54]

のである。

損傷理論は、載荷経路に従って連続体の弾性剛性を低減させるものであり、これは材料内部の損傷が進展し、応力に抵抗する有効面積が減少していると考えられることができる。1軸では、図-2.36で示されるように、損傷面積と有効面積の比によって損傷の概念を取り入れることができるが、実際には面積比によって損傷状態を決めることは容易ではなく、ひずみおよびひずみエネルギーなどで表現される場合が多い。図-2.37は、Loland[54]の実質応力、損傷、応力-ひずみ関係を示したものである。この研究では、非損傷部分を弾性体としているため、除荷時のひずみは原点を通過することになる。つまり、損傷を損傷弾性体として取り扱う限りは、残留ひずみを表現することは不可能である。

このため、損傷理論と塑性理論を組み合わせたモデルが提案されている。これは、塑性理論で扱えない剛性低下と損傷理論で扱えない残留塑性変形をともに補完できるという点に特徴がある。前川ら[55]は、弾性ひずみからなる等価弾性ひずみの過去最大値により損傷弾性体の破壊パラメータを定義し、これを用いて損傷によるせん断剛性の低下を評価することで軟化を表現した。これによって、等方弾塑性損傷構成モデルを定式化している。

その他にも多くのモデルが提案されているが、このような様々な理論を組み合わせたモデルは、複雑な定式化によっているため理解が困難であり、また、パラメータの数が増える欠点もある。

### 2.3.2 破壊力学の適用

通常の破壊強度は、破壊を生じさせる最大荷重を、その部材断面に均等に、あるいは滑らかな勾配を持って負担するものと仮定し、その単位面積あたりに作用する応力を持って定義される。しかし、実際の応力分布は均一でなく、応力の集中する部分からひび割れが発生し、そこからひび割れが伝播・成長して破壊に至る場合が多い。分子・原子レベルで破壊現象を考察することは不可能であり、工学的にも不要であるが、少なくともひび割れを含んだ破壊現象を把握することは必要である。そのようなひび割れの破壊を考察するために発展したのが破壊力学であり、ひび割れ工学とも言うことがで

きる。破壊力学は、ひび割れ先端の応力状態を捉えることによってその進展を把握し、全体の力学的挙動の再現を導くものであり、従来、金属材料や脆性材料に対して適用され、発展してきた。そのため、本来は図-2.38に示すように、1つのひび割れ先端の応力状態を把握するものであった[56]。しかし、コンクリートの破壊状態は、図-2.39に示すように、ひび割れ先端に微細なひび割れが不連続的に発生しており、ある瞬間にそれらがつながる形でひび割れが伝播するなど、従来の破壊力学をそのまま適用することができないため、コンクリート独自の破壊力学パラメータとして破壊エネルギーが新しく提案された。さらに、この破壊エネルギーを基にした力学モデルが構築され、解析に用いられている[57-60]。

以下、コンクリートに適用した場合の破壊力学の概念と、数値解析手法にも用いられる破壊力学を基にしたモデル化について述べる。

#### (1) 破壊エネルギー

コンクリートの非線形変形挙動の多くは、微細なひび割れの発生・成長に起因する。このため、従来の破壊力学は、そのままの形で適用できず、コンクリート独自の破壊力学パラメータとして破壊エネルギー $G_F$ が提案された。これは、Hillerborgら[60]によってひび割れの進展を伴うコンクリートの破壊現象の数値解析に利用できるように提案されたものである。破壊エネルギーは、ひび割れを含む弾性体が集中外力を受ける場合を考え、新たなひび割れの進展を引き起こすのに必要なエネルギーの単位面積当たりの量として定義される。図-2.40は、高剛性の試験によって完全に変位制御を行って供試体を引張破壊させたとした場合に得られる荷重-変位曲線とその時のコンクリートの破壊状況を示したものである。ここで、外部から加えられた仕事量がすべて試験片の分断に消費されたものと考えれば、

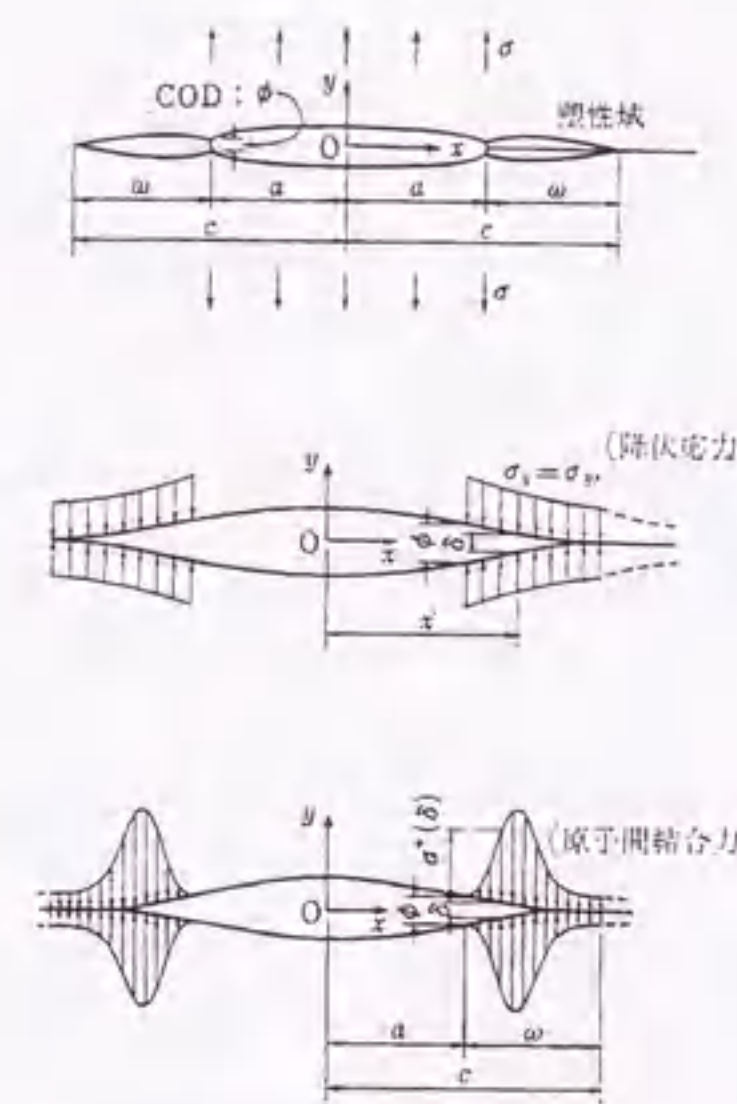


図-2.38 破壊力学の概念によるひび割れ近傍の応力分布[56]

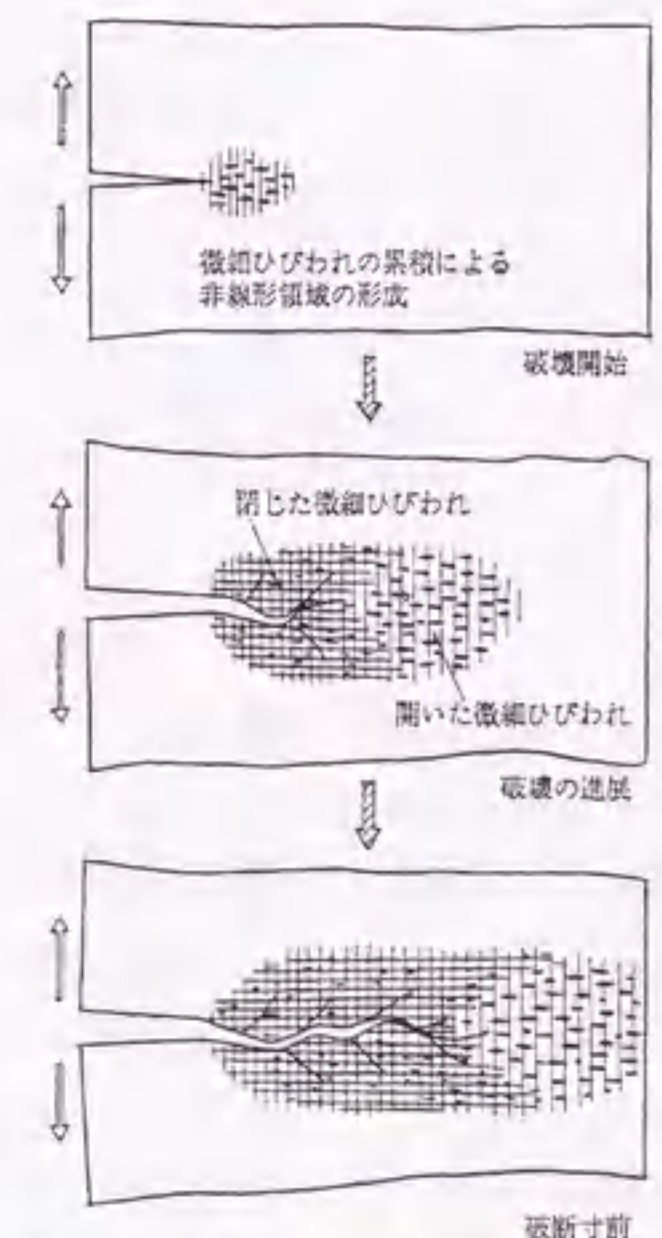


図-2.39 コンクリートのひび割れ近傍の破壊の進展[56]

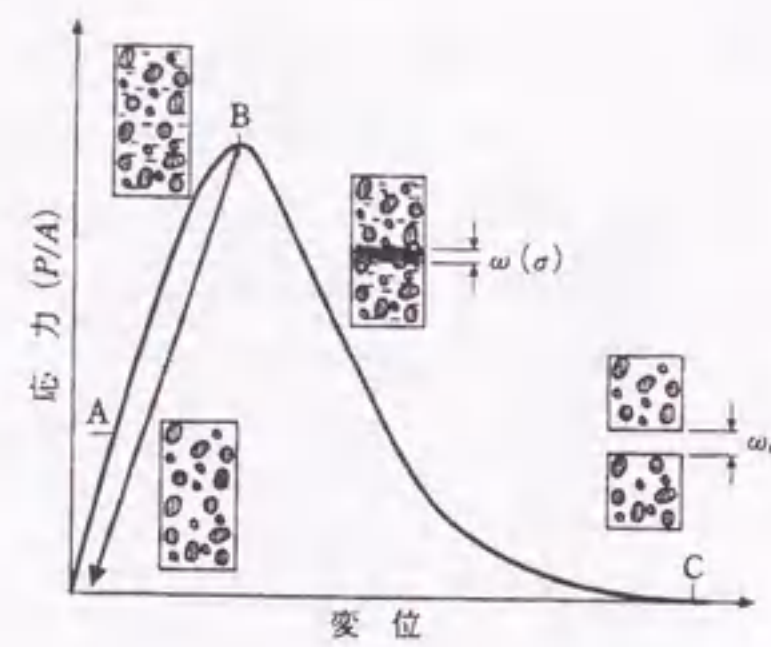


図-2.40 完全変位制御によるコンクリートの荷重-変位曲線[61]

破壊エネルギーは、荷重-変位曲線で囲まれた面積を供試体の断面積で除したものと考えることができる。

この破壊エネルギーの評価法は、RILEM Recommendation[62]として「コンクリートの破壊力学に関する技術委員会」によって提案されている。しかし、その値は、コンクリートの調合、養生条件、材齢等の影響によって変化するため、各条件下のコンクリートにおける破壊エネルギーを求める検討が行われている。現状では、セメントペーストの強度が大きいほど、骨材の最大寸法が大きくなるほど増大することがわかっている[63,64]。

## (2) 破壊力学に基づくモデル化

前述のように、破壊エネルギーは解析に用いるために提案された。コンクリートのひび割れを伴った非線形挙動を表す構成則と、そこで散逸されるエネルギーを結びつけた点に特徴がある。図-2.41は、このモデル化の概念を示したものである。供試体に引張変形を与えた場合、コンクリートの非均質性のために、供試体の各部分に微細なひび割れが発生するが、最終的には最も弱い部分に微細ひび割れが集中して破断に至る。その非線形領域のひずみは、実際には図-2.41(a)のように複雑に分布している。このひずみを一本の仮想ひび割れの幅の広がりモデル化したものが、図-2.41(b)で示される仮想ひび割れモデルである。一方、ある幅に均等に非弾性ひずみが分布し、それ以外では弾性と考えたものが、図-2.41(c)で示されるひび割れ帯モデルであり、破壊力学に基づくモデル化として、大きくこの二つの方法が提案されている。これらを応力と変形の関係で表すと、図-2.42となる。ほぼ線形とみなせる未破壊の領域の応力-ひずみ関係と、最大引張強度に達したのちの仮想ひび割れモデルまたはひび割れ帯モデルの応力-変形関係の和として、全体の応力-変形挙動が記述されることになる。これらの応力-変形曲線で囲まれた面積が破壊エネルギーに対応する。また、このようなひび割れモデルを平面空間に拡張した場合、多本数のひび割れの発生と主応力方向の回転を、どのように取り扱うかによってモデルの構成が変化する。Rots[65]は、これらを固定直交ひび割れモデル、固定多方向ひび割れモデル、回転ひび割れモデルに分類している。固定直交ひび割れモデルは、最大主応力が引張強度に達した場合に最大主応力の直角方向に第1ひび割れが発生するとし、第2ひび割れは、せん断剛性の変化にかかわらず、第1ひび割れ方向の応力が引張強度に達したら発生するとする。一方、固定多方向ひび割れモデルも、第1ひび割れの発生については同様であるが、その後、せん断応力によって最

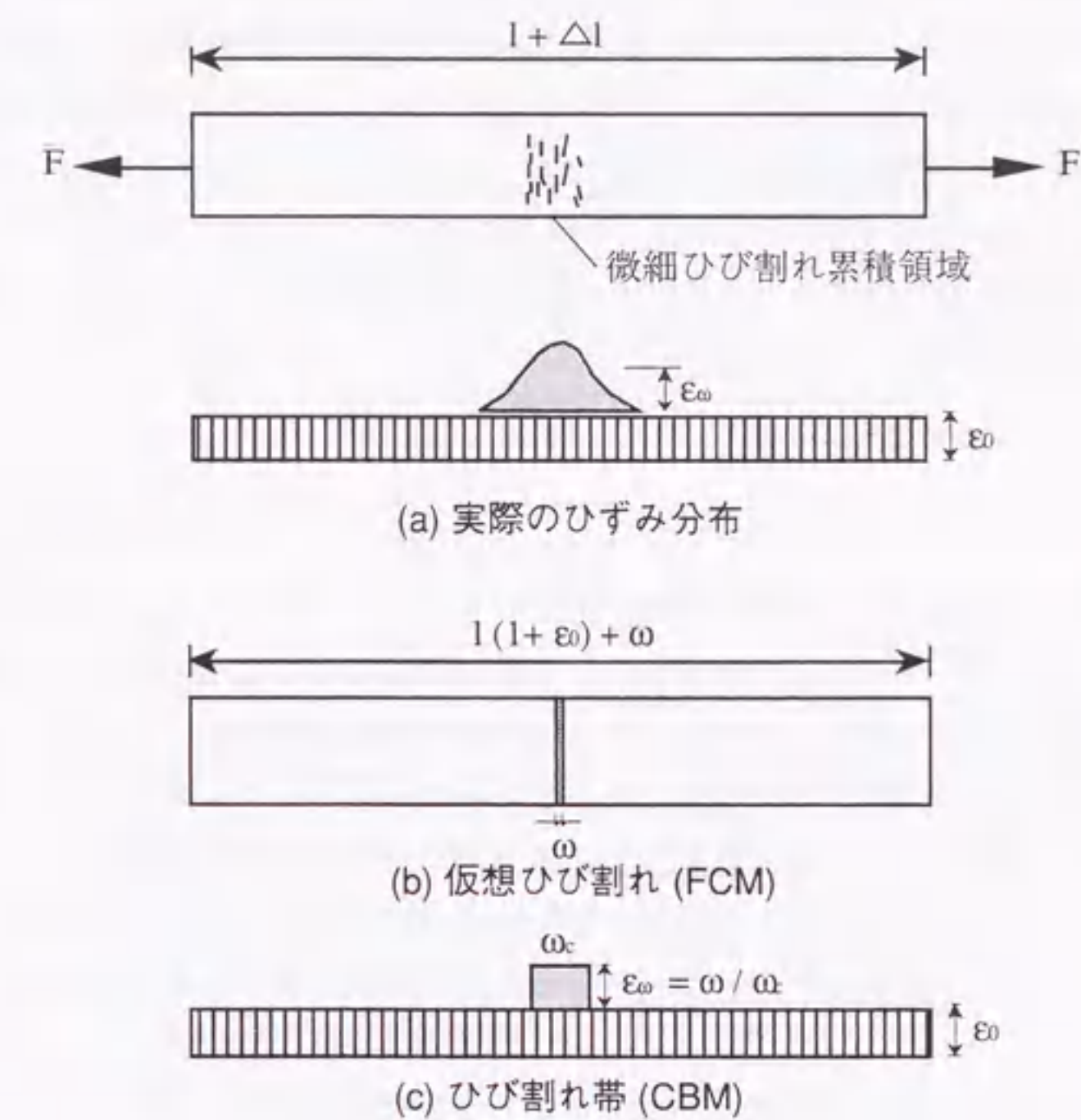


図-2.41 破壊力学によるコンクリートのひび割れ進展のモデル化[58]

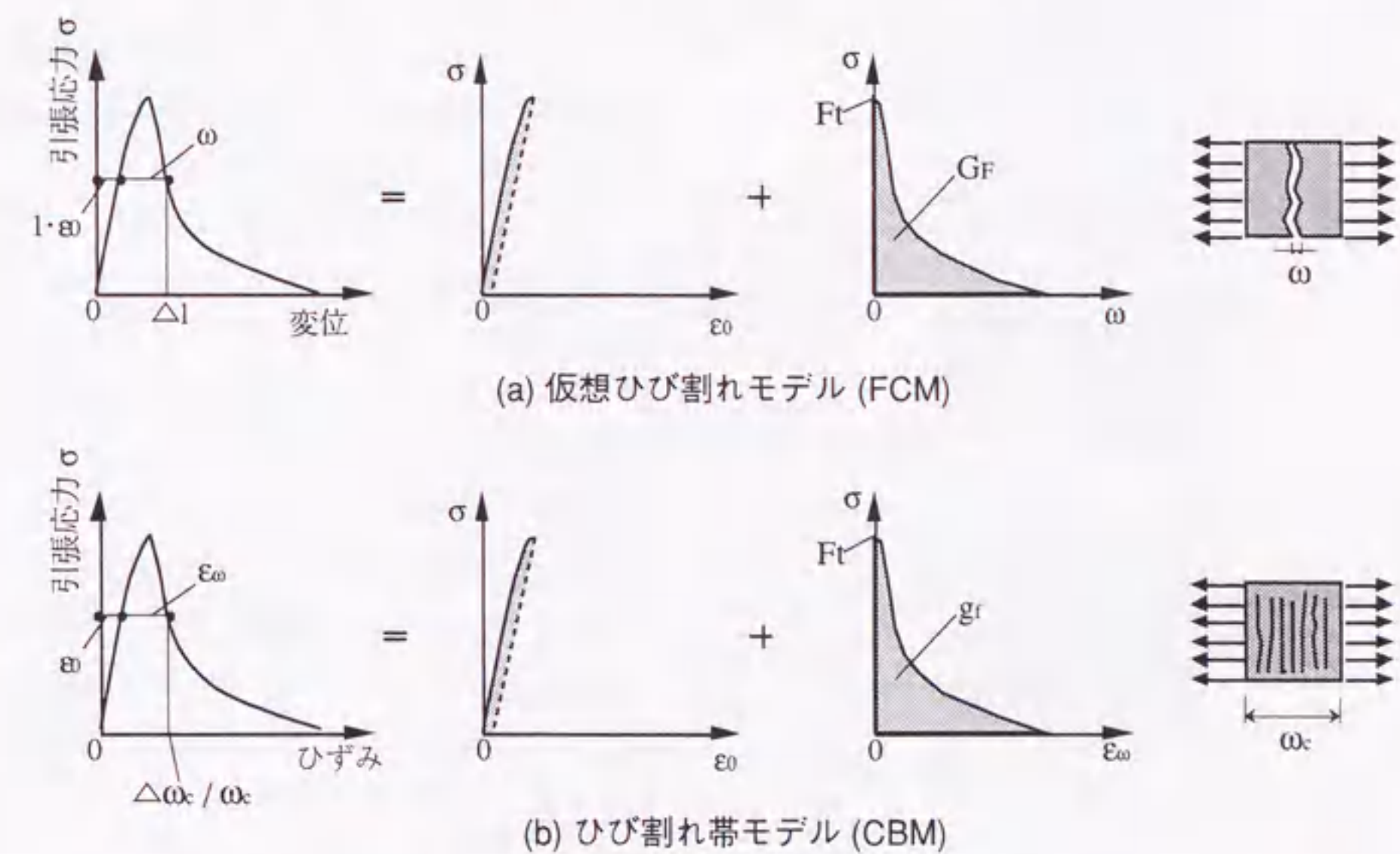


図-2.42 引張応力と変形の関係を表す2つのモデル化[58]

大主応力軸が回転し、この最大主応力が再び引張強度に達したらその最大主応力軸に直交する方向に第2ひび割れが発生するとしている。また、回転ひび割れモデルは、主応力軸と主ひずみ軸が常に一致するようにせん断剛性およびせん断応力を計算するというものである。これらのモデル化の相違によって、せん断変形に対する応答が異なり、回転を多く考慮することによって、せん断応答が非常に軟らかくなる傾向がある。

これらのモデルを有限要素法解析に取り入れてコンクリートの非線形挙動を解析することが可能である。これについては2.3.3で示す。

### 2.3.3 数値解析手法

コンクリートの破壊・変形挙動を数値解析的に再現しようとする試みは数多く行われてきた。従来の解析手法では、コンクリートは均一とみなされ、主として構造部材として用いた場合の耐力推定に関する検討が行われてきた。しかし、コンクリートは、モルタルや骨材からなる内部構造の複雑さやひび割れの発生などのために、均一の連続体で表現できない場合が多い。このため、コンクリートの破壊現象については、連続体モデルを用いた解析手法では精度の良い結果が得られない。これを解決するため、コンクリートの破壊現象をひび割れを含んだ形で検討し、それらを総合的に捉えて全体の破壊・変形を再現しようとする試みが進められている。前述した破壊力学はその一助となっていると言える[66]。

コンクリートのひび割れのモデル化には、大別すると2つの方法がある。1つは、分布ひび割れモデルと言われ、ひび割れを平均化して要素全体に取り込んで、要素の構成則を異方化する方法である。もう1つは、離散ひび割れモデルと言われ、隣接する要素間にひび割れ面を設けて節点を分離する方法である。前者では、節点の移動や分離を行わずにひび割れを表現できる利点があるが、ひび割れによる軟化や変形集中によるひび割れ要素の剛性の評価やひび割れ間隔の表現が難しく、入力データの扱いが難しいという欠点がある。後者では、入力データは比較的単純になり、ひび割れの表現がわかりやすい利点があるが、解析上、大胆な近似・仮定を導入せざるを得ないため、結果の信頼性の検証

表-2.2 ひび割れのモデル化による解析手法の分類[59]

分布ひび割れモデル	ひび割れ帯モデル	
	要素の破壊エネルギーに基づく分布モデル	
	弾塑性・脆性破壊モデル	
	その他のモデル	
離散ひび割れモデル	結合力モデル	引張強度モデル
		応力拡大係数モデル
		J等価Dugdaleモデル
	リンケージモデル	
その他のモデル	線形破壊力学	
	不連続面埋め込み有限要素モデル	
	離散+分布ひび割れモデル	
	剛体バネモデル(離散型)	
	格子モデル(離散型)	
非局所損傷モデル(分布型)		
断面解析モデル		

が難しく、さらに計算手法が複雑で計算時間が長くなる欠点がある。また、この後者の手法は、連続体モデルを用いる有限要素法に非連続体モデルの概念を導入したものであり、それをさらに発展させ、非連続体を用いた解析手法がある。これらを分類したものを表-2.2に示す。

以下、コンクリートを微細構造から捉え、コンクリートの破壊現象そのものを再現する試みを行っている数値解析手法を示す。また、それらのコンクリートの構成モデルを用いて、鉄筋を含めたコンクリート構造物の破壊解析を行っている汎用有限要素解析についても述べる。

#### (1) 有限要素法

ここでは、分布ひび割れモデルまたは離散ひび割れモデルを有限要素法に導入した解析手法の例を示す[67,68]。

分布ひび割れモデルは、ひび割れ破壊領域を有限要素と一致させて考え、内部の変位やひずみが連続的に分布する通常の有限要素を使用する。変形によって破壊に達した場合に、この要素内部の構成則が変化する。その後の構成則は、破壊力学的な手法では、有限要素の内部で消散される破壊エネルギーを一定とするように、破壊進行領域の引張軟化構成関係が規定される。図-2.43は、コンクリート構造の破壊に関する共通解析[57]において示された解析結果のうち、分布ひび割れモデルを用いて3等分点荷重解析を行った場合の結果である。この図によれば、分散して発生したひび割れが、最終的には試験体全体で2本のひび割れに局所化している。しかし、このような変形はひび割れ後の応力-ひずみ関係に与える引張軟化関係を変えることで大きく変化する。共通解析においては他の結果も多く示されている。また、Larssonら[69]は、有限要素内部に破壊が局所化する領域を埋め込み、単一の有限要素において、破壊と未破壊の変位またひずみを分布させる手法を提案している。図-2.44は、破壊局所化領域を埋め込んだ有限要素と、その解析結果を示したものである。両側に切欠きをつけたモルタル供試体をせん断変形させた場合の解析結果である。荷重が進むにつれて切欠き部分の変形が大きくなっている。この手法による解析では、一般的に破壊によって局所化した要素は、その局所内における力学状態によって規定されるが、これを改良

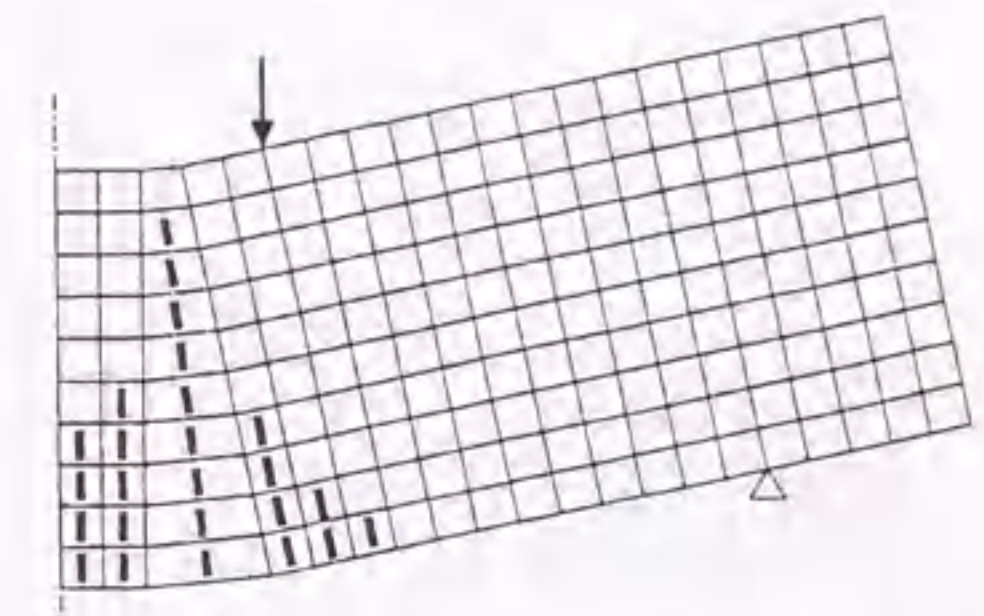


図-2.43 分布ひび割れモデルによる解析結果[57]

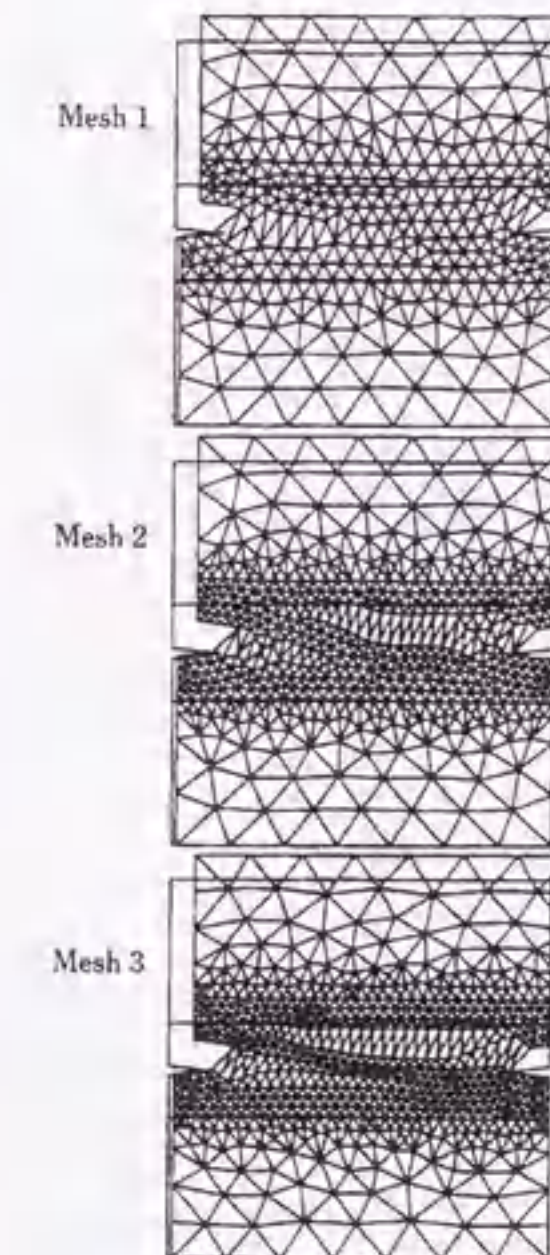


図-2.44 破壊局所化領域を埋め込んだ引張せん断破壊解析の結果[69]



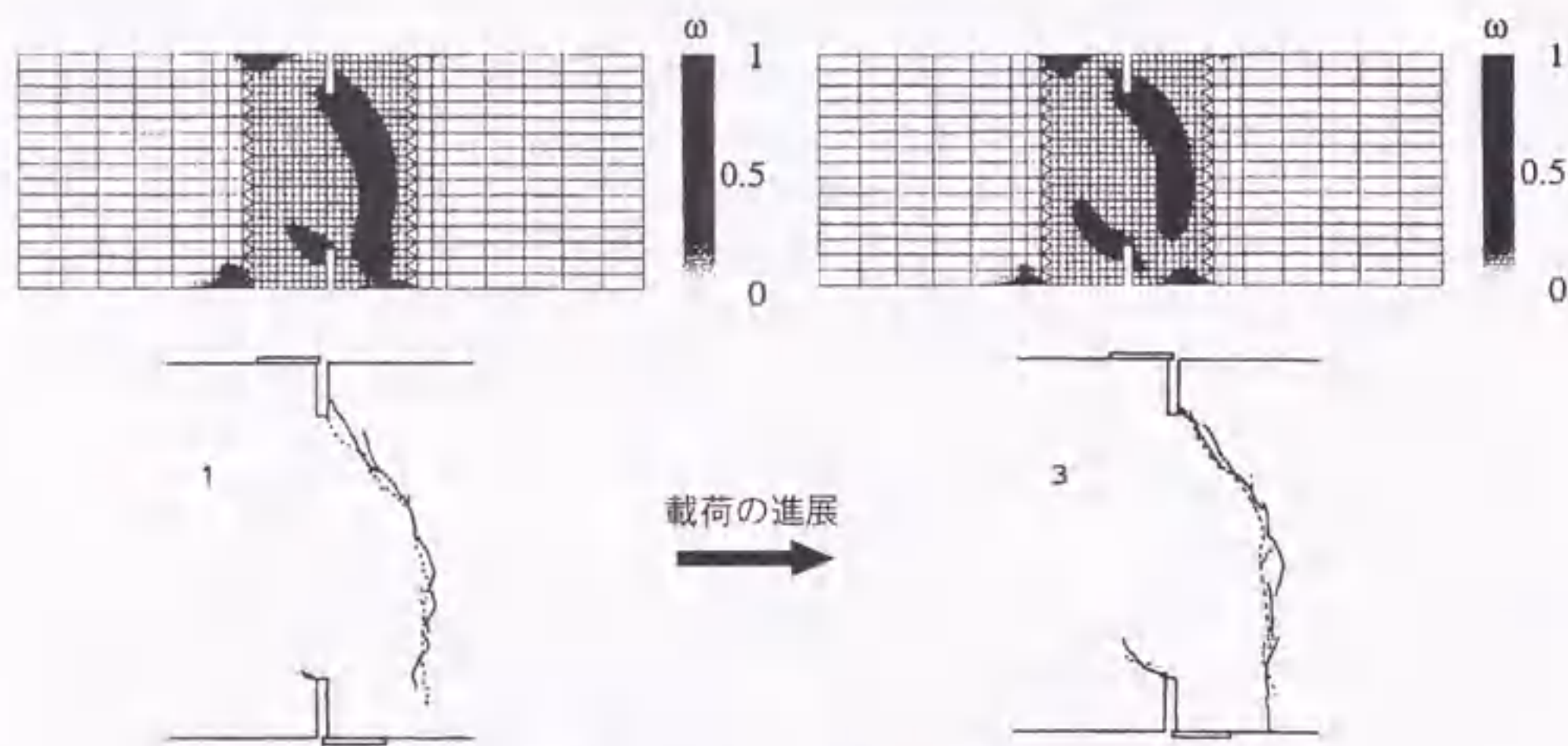


図-2.45 勾配損傷モデルを用いた切欠き梁の解析結果[70]

して他の部分からの影響を受けるとした解析手法も提案されている。Geersら[70]は、局所範囲において変化する材料変数が空間において勾配を持ち、それを独立変数として定式化した勾配理論を用いた解析を行っている。図-2.45は、上下に切欠きを持つ供試体をせん断破壊させた場合の解析結果と実験結果を示したものである。損傷係数 $\omega$ の変化が、実験におけるひび割れとほぼ対応している。

離散ひび割れモデルは、コンクリートの破壊進行領域を仮想的な単一のひび割れ面としてモデル化する。破壊力学的な手法では、このひび割れ開口幅（変位）とこの面に作用した応力（結合力）との

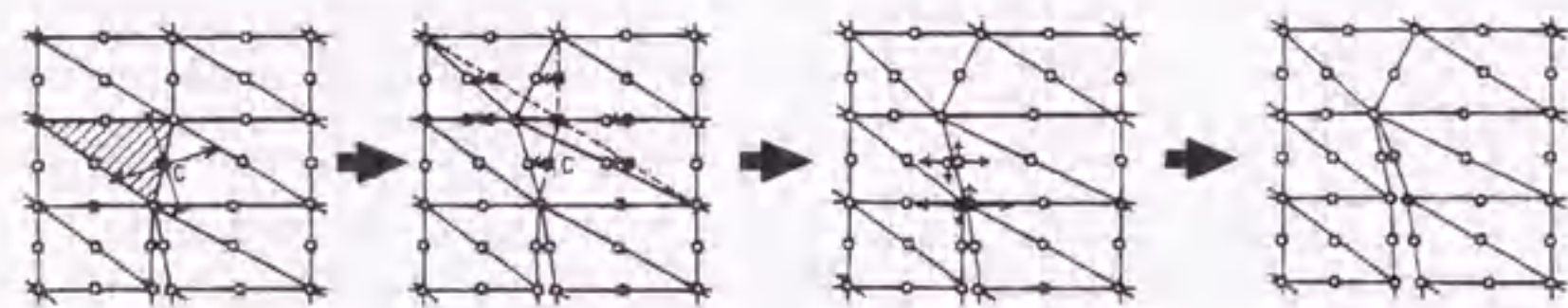


図-2.46 離散ひび割れの概念図[71]

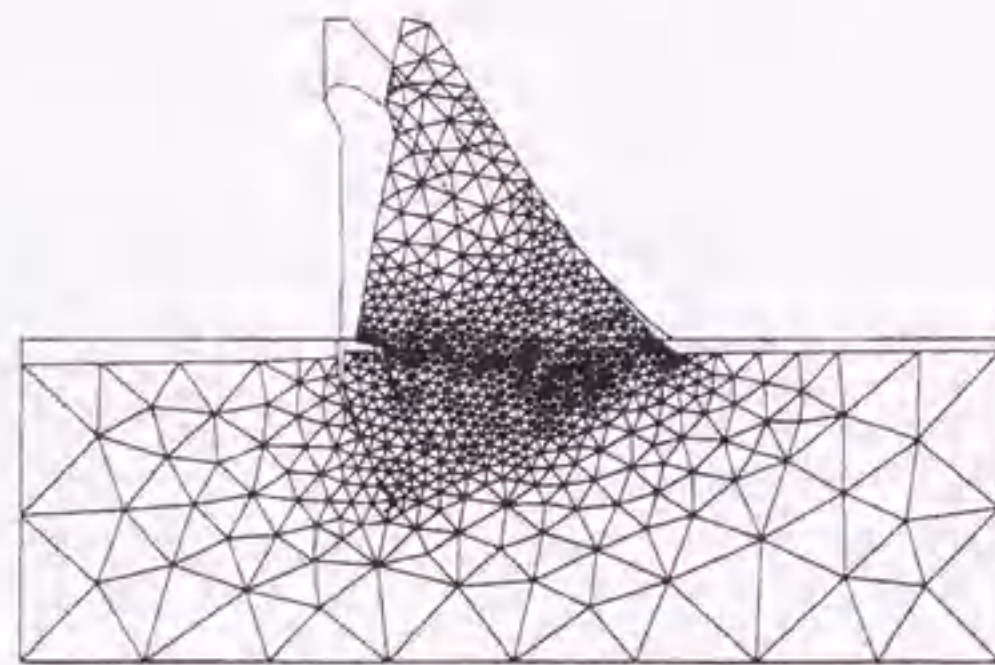


図-2.47 アダプティブ有限要素法による重力式ダムひび割れ進展解析結果[72]

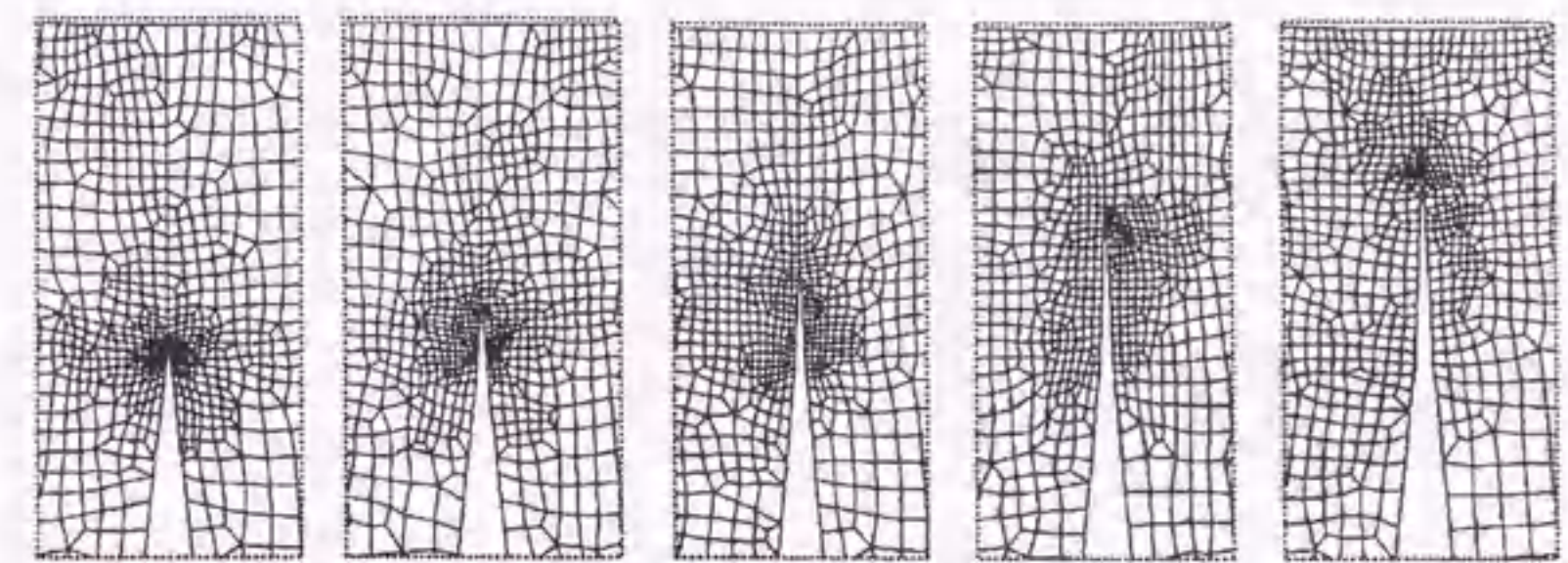


図-2.48 アダプティブ有限要素法による切欠きからのひび割れ進展解析結果[73]

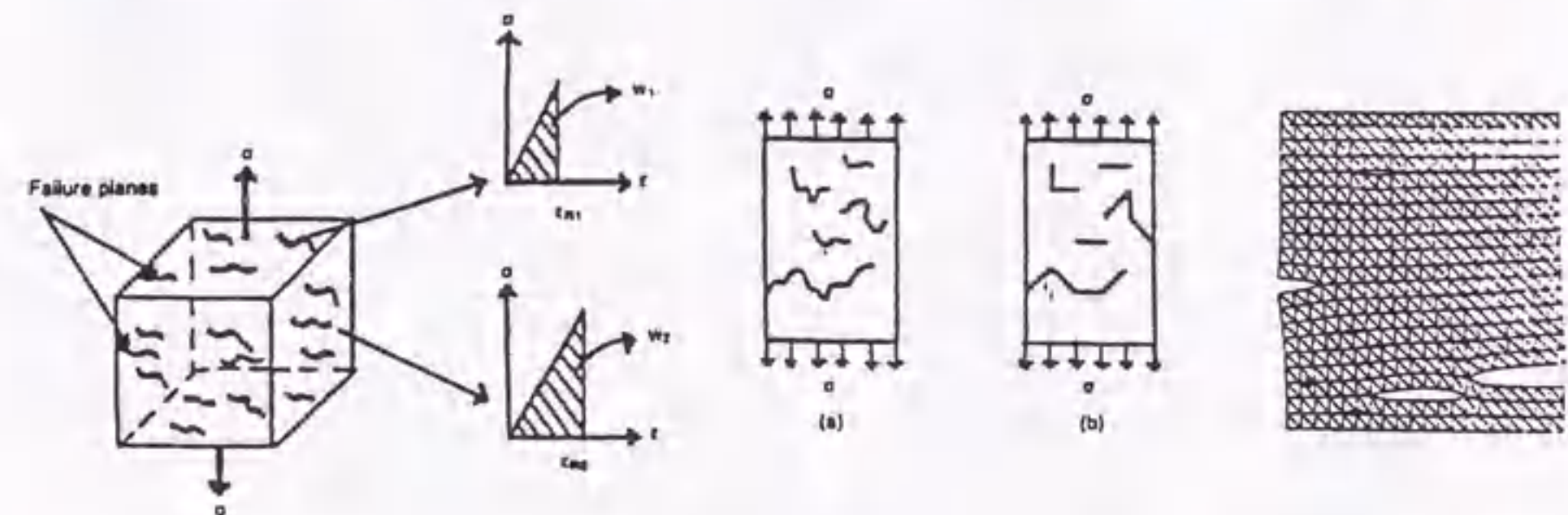


図-2.49 分布ひび割れモデルと離散ひび割れモデルの組合せによる解析結果[74]

関係を引張軟化構成関係とみなし、それらは破壊エネルギーの概念を基に構成される。有限要素法では、ひび割れ面に相当する位置において二重節点を設置し、その間の変位-応力の引張軟化構成関係を仮定する場合が多い。図-2.46は、野口[70]による離散ひび割れの概念図を示したものである。変形が大きく生じた場合に、要素状の節点が分割されることでひび割れを表現している。また、図-2.47は、Cervenkaら[71]が行ったアダプティブ有限要素法と呼ばれる手法を用いた解析結果であり、これはひび割れ発生に応じて有限要素の再分割を実行するものである。柔軟なひび割れ追跡が可能という利点がある。図-2.48は、同様の手法を用いて、Prasadら[72]が切欠きからの破壊の進展を解析したものである。また、Rossiら[73]は、これらの分布ひび割れモデルと離散ひび割れモデルを組み合わせたモデルを提案している。そのモデル化および解析結果を図-2.49に示す。

## (2) 粒状体モデル

粒状体モデルを用いた代表的な解析手法としては、個別要素法 (Distinct Element Method, DEM) が挙げられる。この解析手法は、土質材料などの粒状体に対してCundall[75]が提案した非連続体解析手法であり、解析対象を非連続な小要素の集合体として取り扱う。しかし、Cundallの個別要素法は、完全非連続体を対象としていたため、適用範囲に制約があり、これを拡張して、要素同士の隙間に存在する物質をモデル化することによって、地盤や粘性土等の破壊解析を行う手法が開発された。これらは、拡張個別要素法 (Extended DEM, EDEM) または修正個別要素法 (Modified DEM, MDEM) と呼ばれている。

図-2.50はEDEMにおける対象のモデル化の方法を示したものである。この手法では、構成する各要

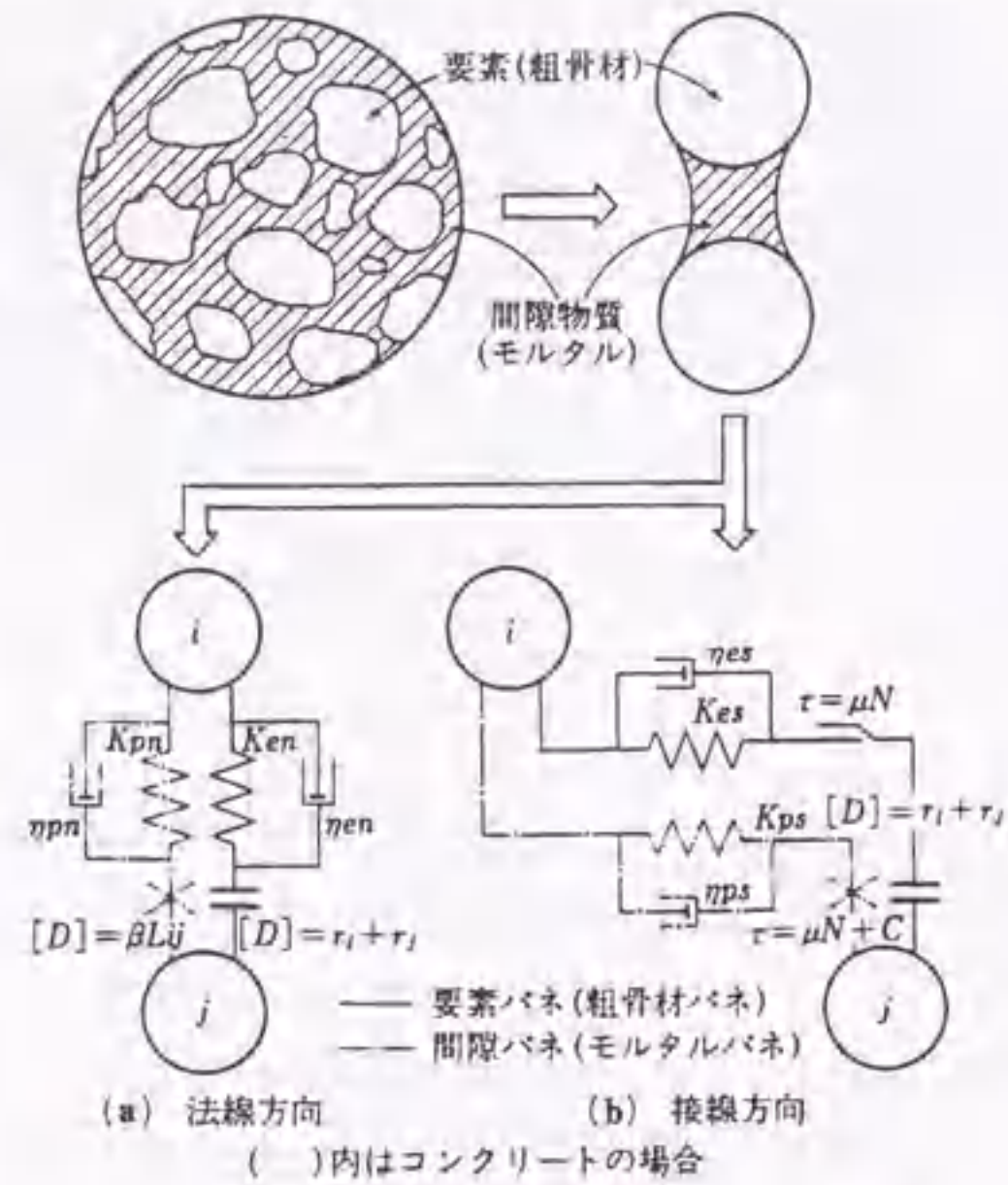


図-2.50 粒状体モデルを用いたモデル化[76]

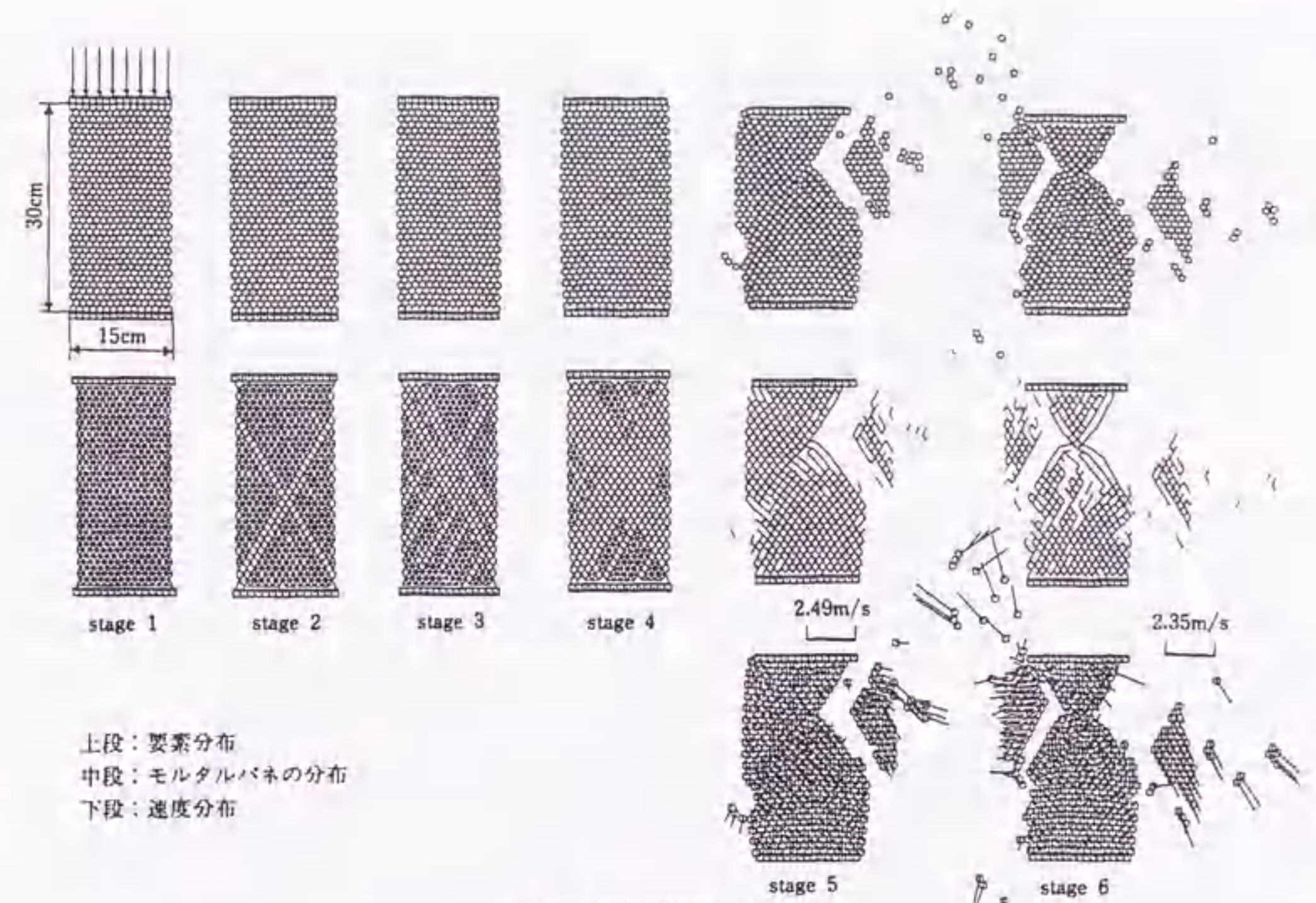
素に対して運動方程式を設定し、要素間の接触力および要素間の間隙物質による力の伝達によって外部からの合力が決定され、運動方程式の解が求められる。要素間には要素バネと間隙バネが存在し、間隙バネは応力状態に従って破壊する。その破壊基準としては、法線方向では引張ひずみを、接線方向ではCoulombの破壊基準が用いられている。EDEMは、載荷初期においては弾性連続体であるが、載荷が進むにつれて間隙バネが破壊され、徐々に塑性化し、最終的には完全非連続体となる。その過程におけるすべり面の形成やダイラランシーを表現することが可能である。また、全体を捉えた破壊性状の解析とともに、微視的な破壊メカニズムを追跡できるという利点がある。

図-2.51は、目黒[76]が行ったEDEMによるコンクリートの圧縮破壊試験の解析結果の例である。これらは、間隙バネの破壊基準を変化させた例であり、モルタル強度の違いによる破壊性状の変化をシミュレートしたものである。双方とも載荷によって供試体側面が破壊していき、最終的に上下に円錐状にコンクリートが残る破壊性状を再現している。また、モルタル強度が弱くなることによって、飛散する破壊性状から崩れていく破壊性状に変化する様子が再現されている。

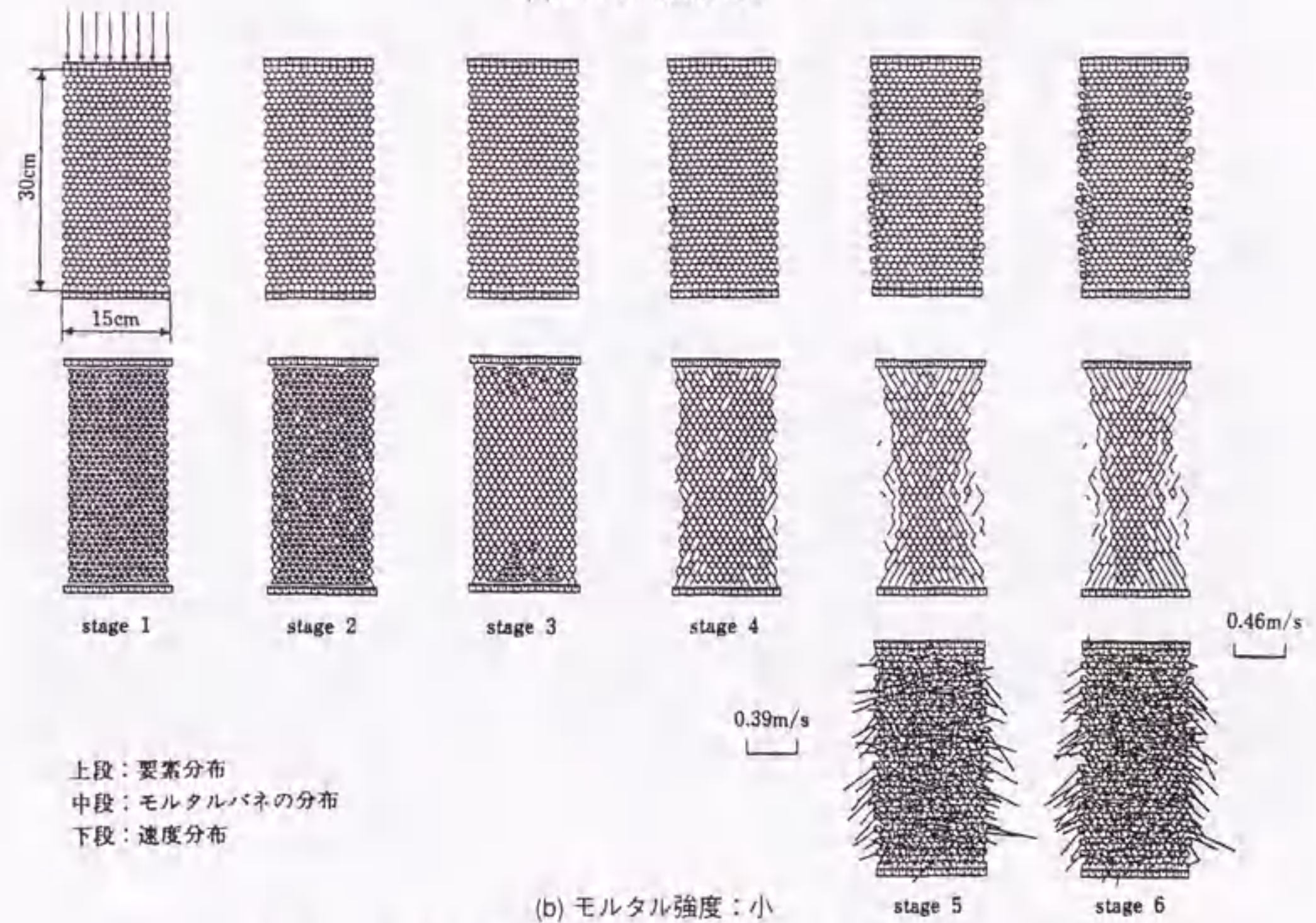
図-2.52は、EDEMを3次元解析に適用した例である。3次元解析では、ねじれの問題、面外方向への変形挙動など、2次元では表現できない変形が扱え、より現実な解析が可能である。EDEMでは、このような大変形に伴う破壊現象を再現することは可能であるが、数値的な比較はほとんど行われていない。非連続体解析全般にいえることであるが、入力パラメータの値の妥当性を検証することが困難であり、実験との定量的な比較が難しいためである。

### (3) 多角形モデル

剛体バネモデルは、解析範囲を多角形または多面体の剛体の集合として全体を離散化する解析手法である。個別要素法の粒状体要素を多角形にしたものと言うことができ、多角形の境界線または境界



(a) モルタル強度：大



(b) モルタル強度：小

図-2.51 粒状体モデルを用いた一軸圧縮試験の解析結果[76]

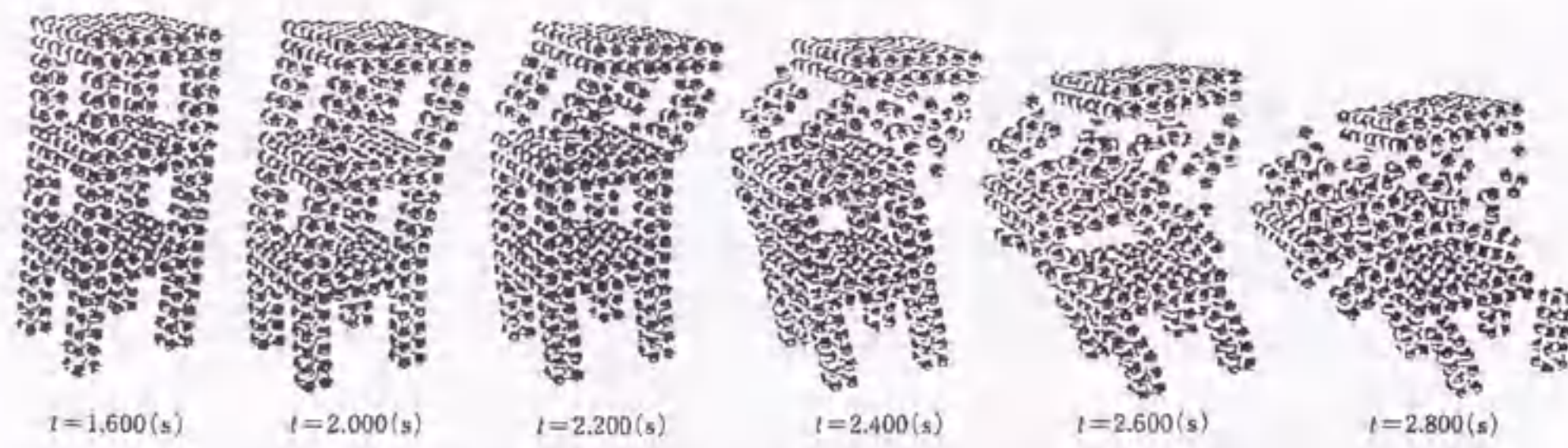


図-2.52 粒状体モデルを用いた3次元解析結果[76]

面における引張強度とせん断強度によってひび割れの発生を表現している。粒状体モデルでは、解析範囲すべてを要素で埋めることができないが、多角形モデルではそれが可能である。このため、より精度の向上が見られると考えられるが、実際には要素形状など、分割の仕方によって結果が大きく変わるため、分割方法に関しても多くの研究が報告されている。有限要素法と同じく、要素の分割方法には検討の余地が多い。

柴田ら[77,78]は、要素の分割に、乱数による座標を基準点としたポロノイ多角形を利用して、多角形モデルを用いた解析を行っている。ポロノイ多角形は、乱数によって配置された節点を基に、デローニー三角分割を行い、得られた三角形の各辺の垂直二等分線が1辺となるように分割した多角形である。ポロノイ分割によって得られる多角形の辺の長さや角度が、ランダムになることを示している。このようにして分割した多角形モデルの境界面における破壊条件として、次式に示すように、軸方向に引張強度、せん断方向にはCoulombの破壊条件を採用している。

$$\text{引張破壊条件} \quad : \sigma = Ft \quad (2.21)$$

$$\text{せん断破壊条件} \quad : \tau = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (2.22)$$

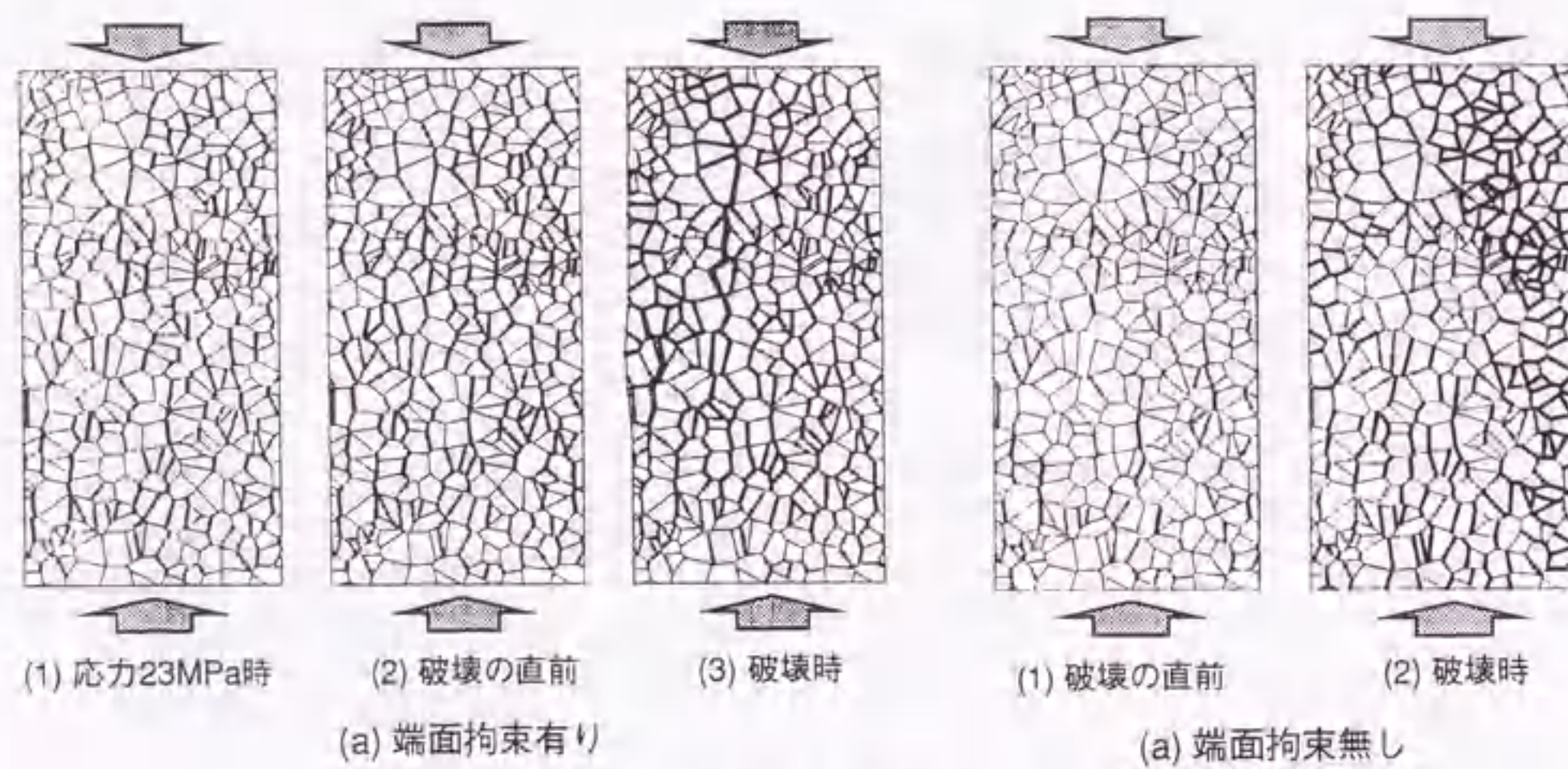
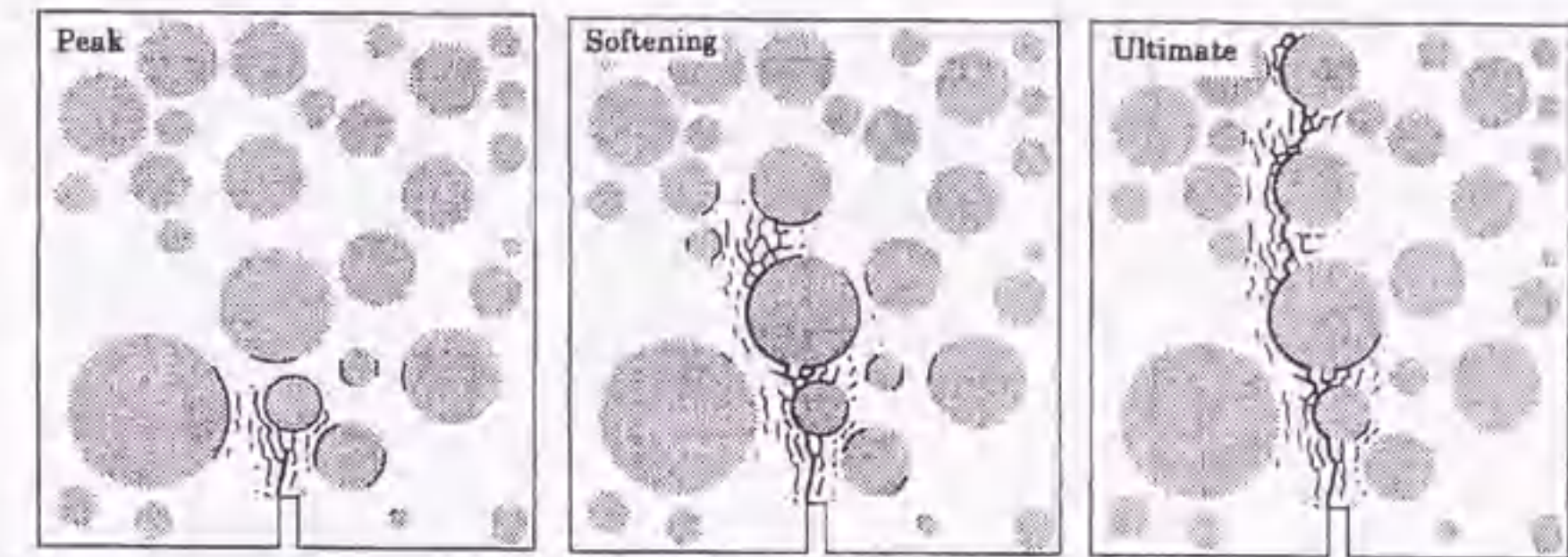
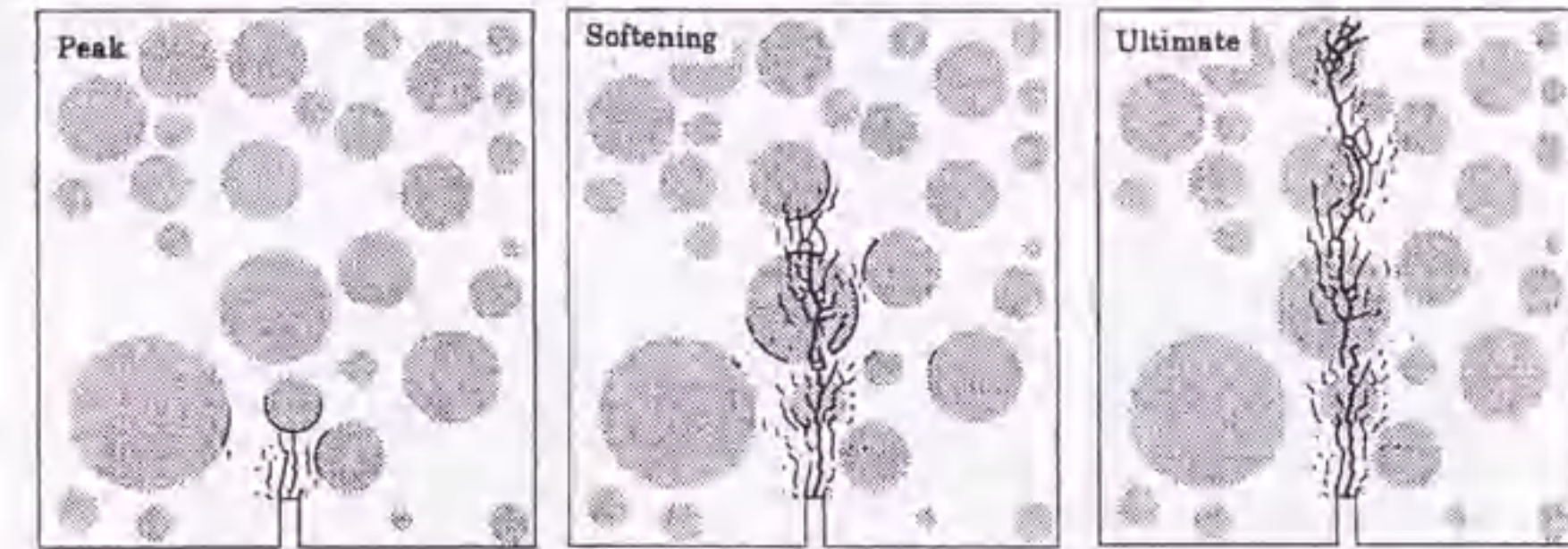


図-2.53 多角形モデルを用いた1軸圧縮試験の解析結果[77]



(a) モルタル強度：小



(b) モルタル強度：大

図-2.54 多角形モデルを用いた切り欠きからのひび割れ進展の解析結果[79]

ここに、 $\sigma$ ：軸方向応力、 $Ft$ ：引張強度、  
 $\tau$ ：せん断方向応力、 $c$ ：粘着力、 $\phi$ ：内部摩擦角

図-2.53は、端面の拘束の有無を要因としてモルタルの破壊解析を行った結果を示したものである。この解析では、破壊条件として引張強度とせん断強度の条件を与えたのみであるが、端部の無拘束によって圧縮強度が低下し、破壊性状も変化するなど、実験における圧縮破壊をよく再現していると考えられる。

彦坂ら[79]は、要素間の組合せとして、骨材-骨材、モルタル-モルタル、骨材-モルタルの3種を考え、組合せによって要素間のバネの力学的な性質を変化させている。破壊判定は、引張破壊が卓越する問題では垂直バネの引張破壊 $Ft$ とそれに伴って発生するせん断バネの破壊を行っている。また、破壊したバネの応力を解放する場合に、一度にすべてを解放させず、1,2回目の破損バネの解放応力を $0.5Ft$ 、3回目の破壊バネを $Ft$ としている。図-2.54は、切り欠きをつけた解析対象のひび割れの進展状況を、モルタルの引張強度を変化させて示したものである。モルタルの引張強度が大きくなると、骨材を貫通して破壊が進展しており、モルタルの強度によって全体の破壊性状が変化する結果が示されている。

#### (4) 格子モデル

格子モデルは、ラチスモデルとも言われ、Schlangenら[80]によって提案されたものである。図-2.55は格子モデルの構成要素を示したものである。このモデルでは、一般に幾何学的に均等な位置に節点

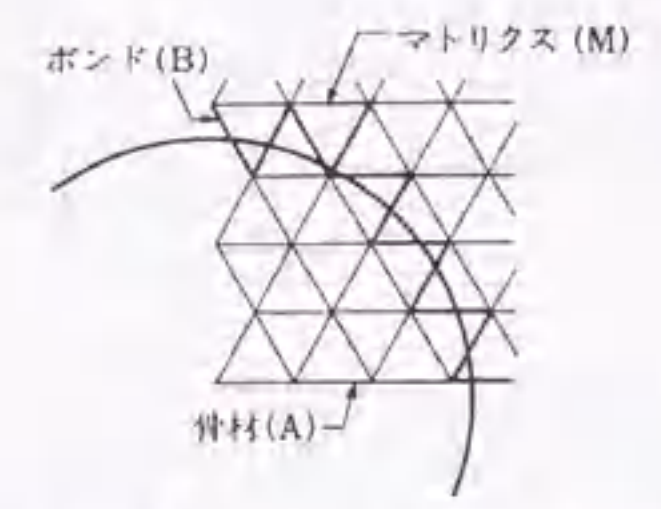
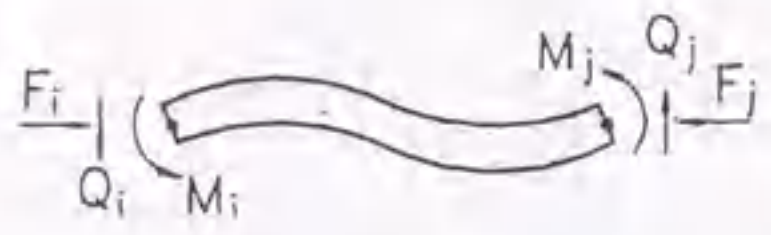
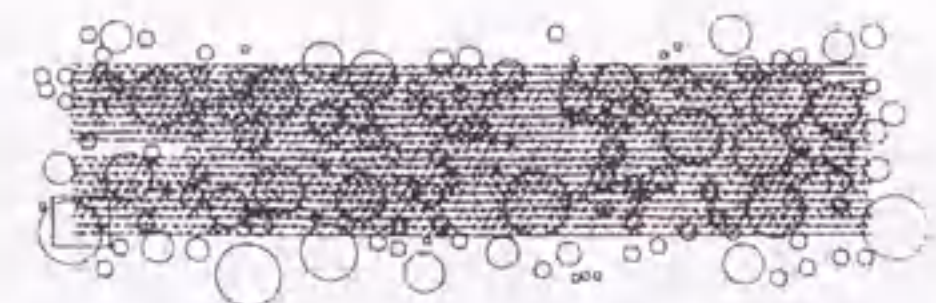
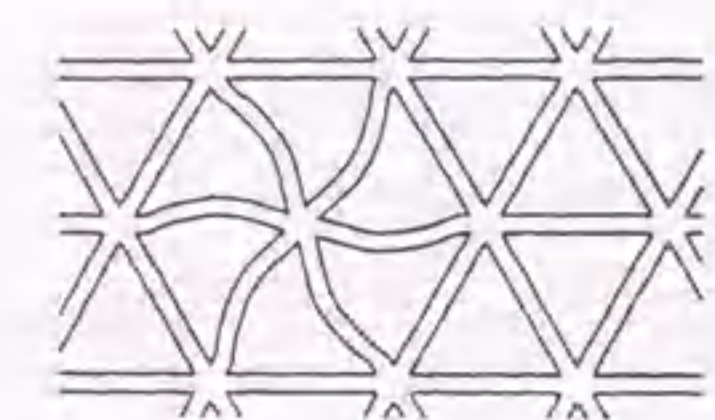
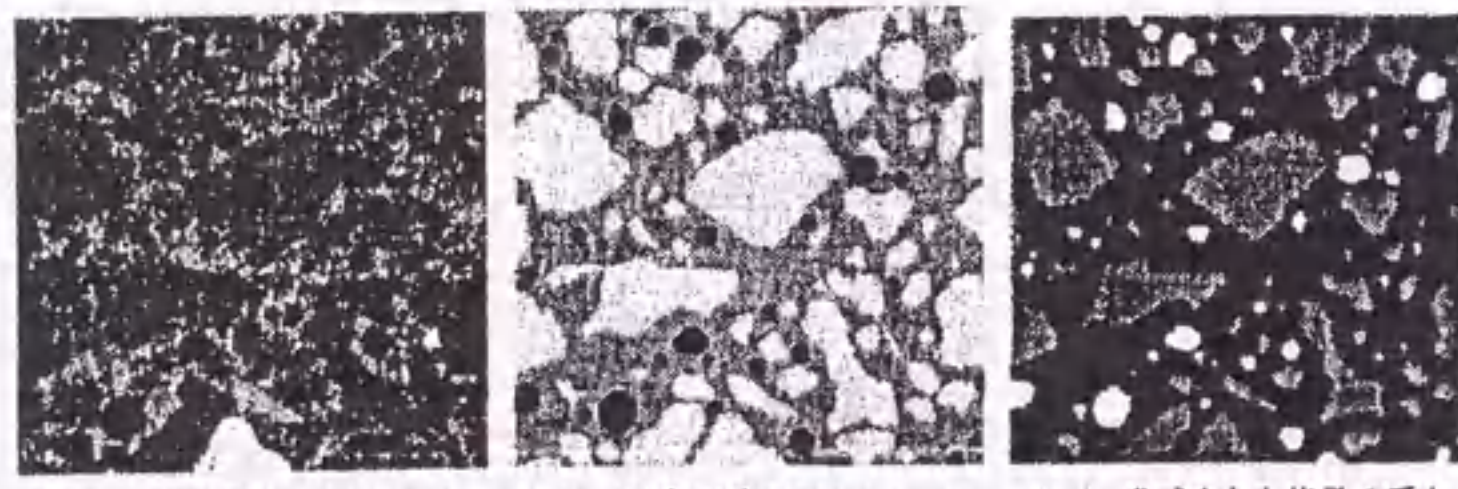


図-2.55 ラチスモデルの概念図[80]

図-2.56 ラチスモデルのコンクリートへの適用[80]



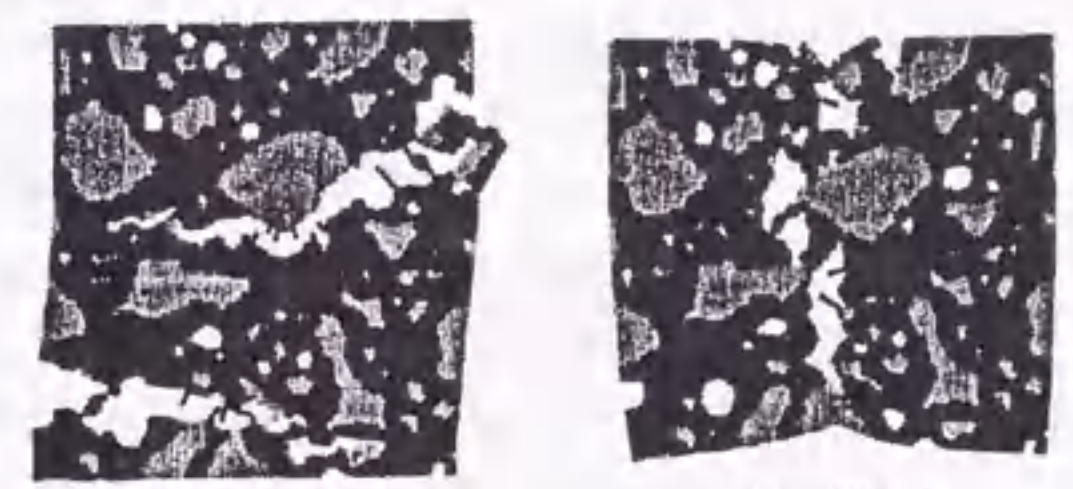
(a) 実際のデジタルイメージ (b) 画像処理後の3層イメージ (c) 作成された格子モデル

図-2.57 画像を元にしたラチスモデルの作成[81]

を配置し、その節点間に、軸力、曲げ、せん断力を伝達する梁要素を作成する。これらの梁要素に、曲げを考慮した引張破壊則を与えて破壊判定を行う。破壊した梁要素は格子から取り除かれ、ひび割れが再現される。各解析ステップの計算は、静的な力の釣合いを基にした線形弾性解析で実行されるが、梁要素の破壊後には全体の応力が大きく変化することが多く、得られる荷重-変位曲線が激しく屈曲したものとなりやすい。Schlangenらによる格子モデルを用いたモデル化は、図-2.56のように行われている。すなわち、節点を均等な位置に配置した範囲に対して、コンクリートのモルタル、骨材およびそれらの界面を投影させることで、対応する梁要素がそれぞれの材料物性を持つことで単純にコンクリート内部の非均質性を表現しているものである。その後、Schlangenら[81]は、このモデルの構成方法をさらに進め、図-2.57に示すように、実際のコンクリートの画像を基に格子モデルを作成している。この解析結果を図-2.58に示す。圧縮破壊強度が引張破壊強度の約10倍となっており、微視的な引張破壊を考慮しただけでコンクリートのマクロな強度特性を再現していることがわかる。また、コンクリートの圧縮の拘束の有無による破壊現象の差も再現されている。しかし、前述したように応力-ひび割れ幅曲線は非常に凹凸が激しい。

(5) コンクリート構造物への応用

前述した様々な構成モデルを用いて、コンクリート構造物の破壊解析を行う汎用有限要素解析プロ



(a) 引張 (b) 割裂引張



(c) 圧縮(拘束なし) (d) 圧縮(拘束あり)

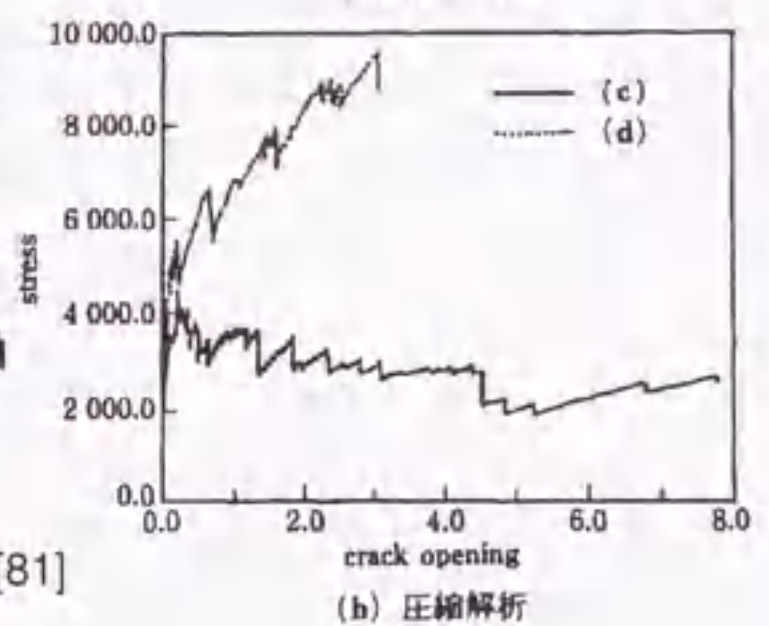
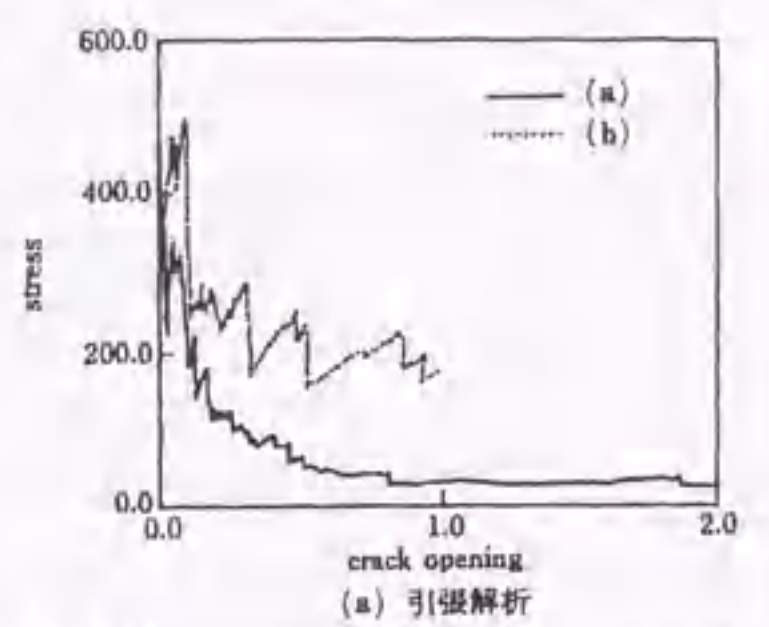


図-2.58 ラチスモデルによる解析結果[81]

グラムが市販されている。歴史的にも実績のある有限要素法に対して破壊力学的な構成モデルを導入したものが主流である。これらの有限要素解析は、前述した構成モデルに加えて、鉄筋の構成則および鉄筋とコンクリートの付着を取り扱わなければならない。鉄筋の構成則については、弾塑性モデルが使用されることが多く、鉄筋と付着については、コンクリートのひび割れ後も鉄筋の作用によりその間に剛性を持つ引張剛性モデルが使用されることが多い。以下では、これらの例としてSBETAとWCOMDを紹介する。

SBETA[82]は、コンクリート構造解析専用の2次元解析プログラムであり、Cervenkaらによって開発されたものである。コンクリートの構成関係は、等価1軸応力-ひずみ関係に基づく直交異方性モデ

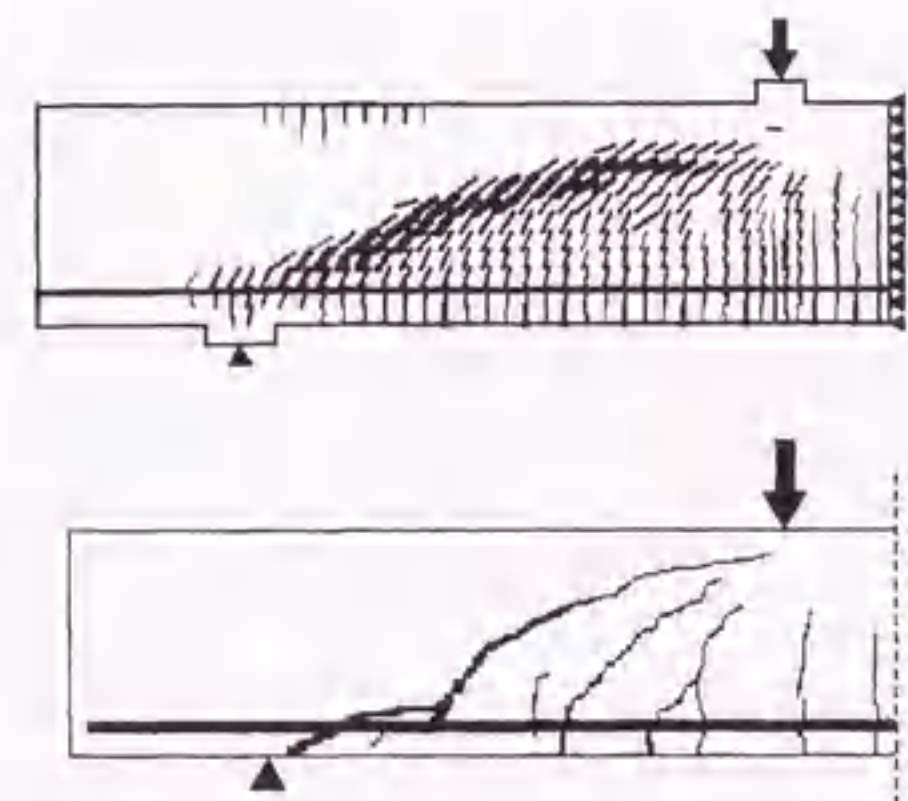


図-2.59 SBETAによるRC梁の解析結果[82]

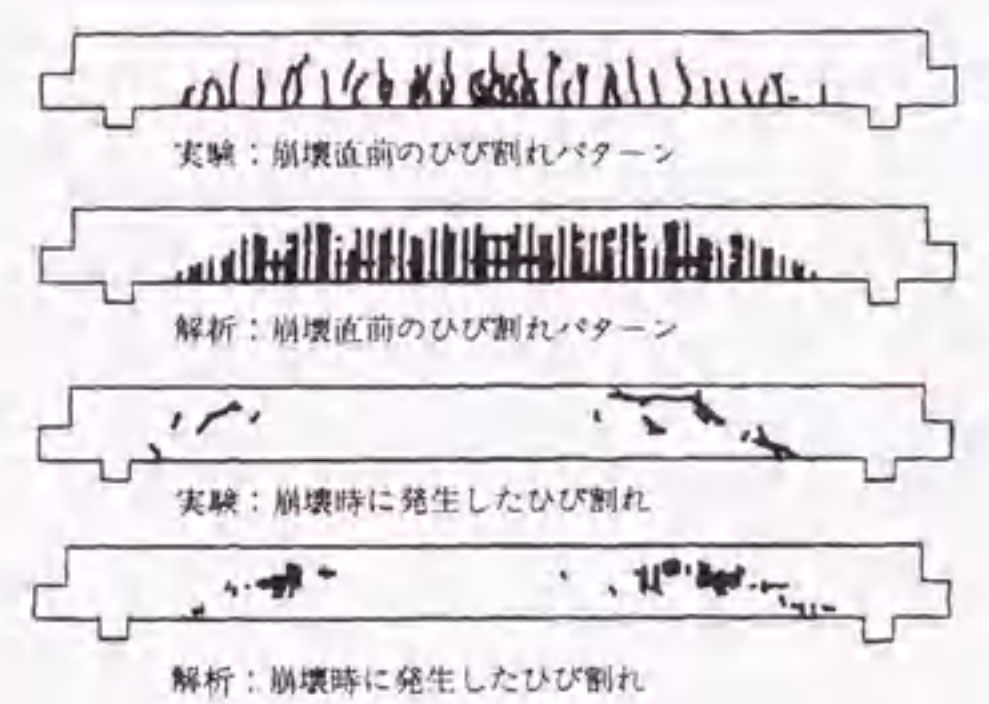


図-2.60 WCOMDによるRC梁の解析結果[83]

ルによっており、引張ひび割れ破壊についてはひび割れ帯モデルを適用している。圧縮軟化破壊については、ひび割れ帯モデルを圧縮に拡張した仮想圧縮破壊面モデルが用いられている。鉄筋比とひび割れひずみによってせん断剛性の低減係数が変化するモデルも採用されている。図-2.59は、SBETAを用いた鉄筋コンクリート梁試験体の破壊解析結果の一例である。

WCOMD[83]は、岡村、前川らが開発した鉄筋コンクリート壁構造物の静的繰返し載荷解析用有限要素プログラムWCOMRをベースに、コンクリート構造物および地盤に適用できるようにした2次元動的解析である。圧縮の構成関係として、前川らによる弾塑性破壊モデルが採用され、引張の構成関係は、固定多方向ひび割れモデルが用いられている。また、ひび割れ面でのせん断応力伝達モデル、鉄筋とコンクリートの付着を考慮する引張剛性モデル、部材接合面での鉄筋抜け出しを評価するRC接合要素モデルなどが用いられている。図-2.60は、WCOMDを用いた鉄筋コンクリート梁試験体の破壊解析結果の一例である。

## 2.4 まとめ

本章では、これまでに行われてきたコンクリートの力学的特性に関する実験的研究とともに、これらを理論的に捉え直し、解析を用いて再現しようとする研究の現状を示した。

コンクリートの力学的特性を実験的に検討する場合、限られた条件下でしか行えないという面があるが、これらの積み重ねが、定量的な把握を可能とする。しかし、実験的に得られているコンクリートに関する知見を理論的・解析的に再現する試みは、現状では未だ多くの問題点を抱えている。これは、主としてコンクリートの内部構造の複雑さおよびそれに伴う破壊現象の複雑さに起因している。これらをすべて取り込んだ理論・解析は現状では存在せず、それらをうまく反映できる様々な仮定を持ち込まざるを得ない。これらの仮定方法によって、数値解析手法は様々に分類されるが、それぞれの方法には一長一短がある。単純な方法では、パラメータが少なくなるが、コンクリートの力学的特性を全て表現することは不可能である。一方、複雑な方法を用いると、理解が困難となり、パラメータが増加する反面、コンクリートの力学的特性の再現は容易になる。しかし、パラメータが増加すれば、それを実際のコンクリートに対して定量化することは困難になる。

コンクリートの理論的・解析的研究は、従来の知見をバックアップし、将来の予測を可能にするのみでなく、新材料や新工法におけるコンクリートの力学的特性の把握において重要となる。新材料や新工法を用いる場合に、その特性を把握する方法としては、実験的な検討を行う方法と並んで、より本質的に力学的観点からその特性を捉える方法が挙げられる。前者の場合、最もわかりやすく力学的特性が把握できるが、時間やコストを要するという問題もある。後者の場合、力学的な理論を一旦構築できれば、どのようなコンクリートに対しても汎用的に適用できる利点があるが、未だそのような理論が構築されていないのが現状である。したがって現在求められているのは、力学的な観点からコンクリートの複雑な変形・破壊挙動を再現できる解析手法であり、それにはコンクリートの内部構造および変形・破壊時のひび割れ発生・進展を考慮することが必要不可欠である。このような方法によって汎用的なコンクリートの力学モデルが構築できれば、どのような構成材料および応力条件下においてもコンクリートの力学的特性が再現できることになると考えられる。

### 第3章 解析手法

- 3.1 概説
- 3.2 粘弾塑性サスペンション要素法
- 3.3 解析手法の改良
- 3.4 まとめ

## 第3章 解析手法

### 3.1 概説

前章で述べたように、コンクリートの破壊解析を行うためには、その変形挙動を再現できる構成則、またはモデル化が必要になる。様々な材料を用いた、あるいは様々な応力条件下におけるコンクリートの変形・破壊挙動を解析によって再現できれば、コンクリート構造物の力学的特性をより高い精度で定量的に評価できることになる。しかし、破壊解析を行う場合に求められるコンクリートのモデル化は、コンクリートの内部構造の複雑さ、および変形・破壊によって生じるひび割れのために、困難な面が多い。

まず、内部構造に関しては、コンクリートがペースト、細骨材、粗骨材からなる多相材料であることから、コンクリートを単純な連続体としてのみ捉えることは不適切である。連続体として考える場合には、これらの多相性を構成モデルのパラメータとして取り込む必要があるが、構成則が非常に複雑になり、用いるパラメータの物理的な意味がわかりにくくなる。一方、コンクリートの内部構造の多相性を幾何学的に取り入れる場合、構成則は比較的単純な形となるが、多相性すべてを取り入れることは現状では不可能であり、工学的にコンクリートの力学的特性を把握する観点からいえば、不必要といえる。

また、変形・破壊によって生じるひび割れの発生・進展は、連続体モデルのみでは再現できない。このため、ひび割れの発生による剛性の低下を、要素内で平均化して取り込む方法で対処する方法が提案されているが、この場合は剛性の低下をパラメータとして定義する必要があり、パラメータの物理的な意味がわかりにくくなる。一方、ひび割れによる不連続性を要素の消滅によって再現する場合、破壊基準などの構成則が重要になる。この方法は最もわかりやすいものの、実際のコンクリートのひび割れは微小なひび割れやそれらが連続した大きなひび割れなど様々であり、それらすべてを要素の消滅で再現することは困難である。どちらかといえばこの手法は、載荷初期の非線形特性を正確に再現するものではなく、大変形時の変形挙動を再現することが主目的であるといえる。

また、実験室レベルの静的条件下における実験結果は、実際の構造物が受ける高速応力条件下のコンクリートの変形挙動と若干異なることが知られている。こうしたことを考慮すると、ひび割れによって生じる内部構造および内部応力の変化が、後の変形に大きな影響を与えるような動的な解析手法が必要になる。

本章で説明する粘弾塑性サスペンション要素法 (Visco-Elasto-Plastic Suspension Element Method : VEPSEM) は、森・谷川らが開発した硬化コンクリートの破壊解析手法である。本手法は、フレッシュコンクリートの流動解析手法として提案された粘塑性サスペンション要素法 (Visco-Plastic Suspension Element Method : VPSEM) を硬化コンクリートの破壊解析用に拡張した手法であり、コンクリートの内部構造を粗骨材とモルタルの2相材料と捉え、ひび割れの進展をモルタル要素のレオロジーモデルの変化によって表現することで、硬化コンクリート独自の変形・破壊挙動を大変形時を含めて再現できる点に特徴がある。また、運動方程式を解く動的解析であるため、ひび割れによって生じる衝撃的な荷重も再現できる。

本章では、本研究で用いた粘弾塑性サスペンション要素法に関して説明を行うとともに、改良点について概説する。

3.2節では、粘弾塑性サスペンション要素法について詳細に説明する。3.2.1では、コンクリートのモデル化の方法を示し、3.2.2では、モデル化によって構成される粘弾塑性サスペンション要素の構成則を示す。また、3.2.3では、プログラム上の定式化方法を示す。

3.3節では、本研究において行った解析手法の改良点を示す。

### 3.2 粘弾塑性サスペンション要素法

本研究で用いる粘弾塑性サスペンション要素法 (VEPSEM) は、コンクリートを粗骨材とモルタルマトリックスの2相材料とみなし、それぞれを粗骨材節点、サスペンション要素で置き換え、粗骨材節点間を、粘弾塑性要素であるサスペンション要素でつなぐことによってコンクリートをモデル化する。これは、コンクリートの内部構造をできるだけ単純に近似したモデルである。また、粗骨材節点の移動によってサスペンション要素が相対変形し、以下で述べるような構成則に従って破壊する。これは、コンクリートのひび割れを考慮したものである。また、本解析は、節点の変位・速度・加速度に対して微小時間ごとに運動方程式を解く動的解析手法であるため、サスペンション要素の破壊によって生じる衝撃的な荷重を表現でき、実際のコンクリート構造物が受けると考えられる高速荷重下におけるコンクリートの変形・破壊も再現できる。

以下、これらの特徴に関して詳細に述べる。

#### 3.2.1 構成モデル

実際のコンクリートは、図-3.1(a)に示されるように、ペースト、細骨材および粗骨材からなる複合材料である。VEPSEMでは、このようなコンクリートを、図-3.1(b)に示すように、粗骨材およびその間隙のモルタルマトリックスの2相材料として単純化したモデルを用いる。図-3.1(c)に示されるように、粗骨材は粗骨材節点で、また、粗骨材間のモルタルマトリックスは粗骨材間を連結するサスペンション要素でモデル化する。

粗骨材は、粗骨材節点を中心とした球体と仮定する。また、一般的にコンクリートの変形・破壊はモルタルマトリックスで生じるため、粗骨材を剛体と仮定し、その変形・破壊は考慮しない。

モルタルマトリックスを模擬するサスペンション要素は、図-3.2(a)に示すように、2つの粗骨材節点

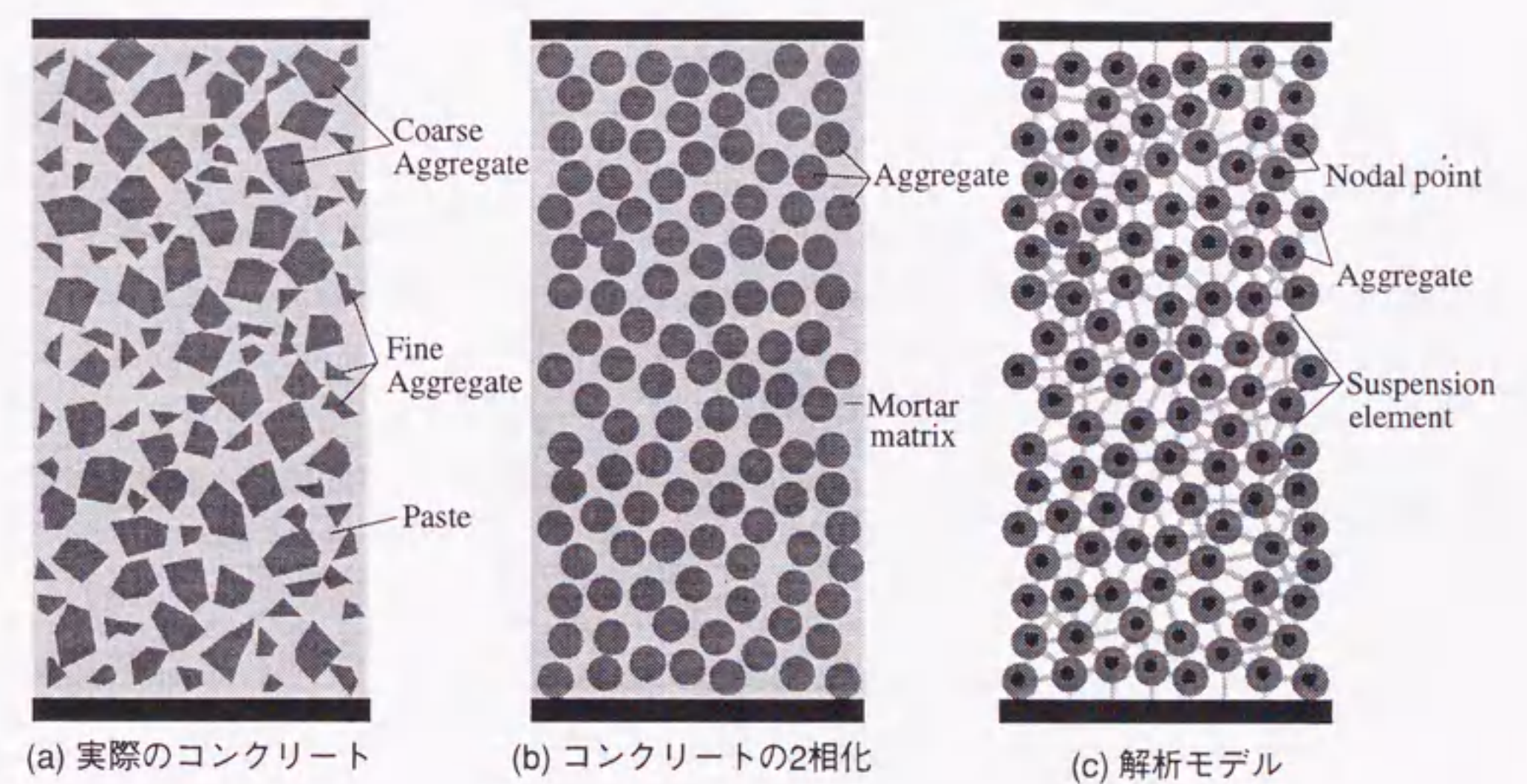
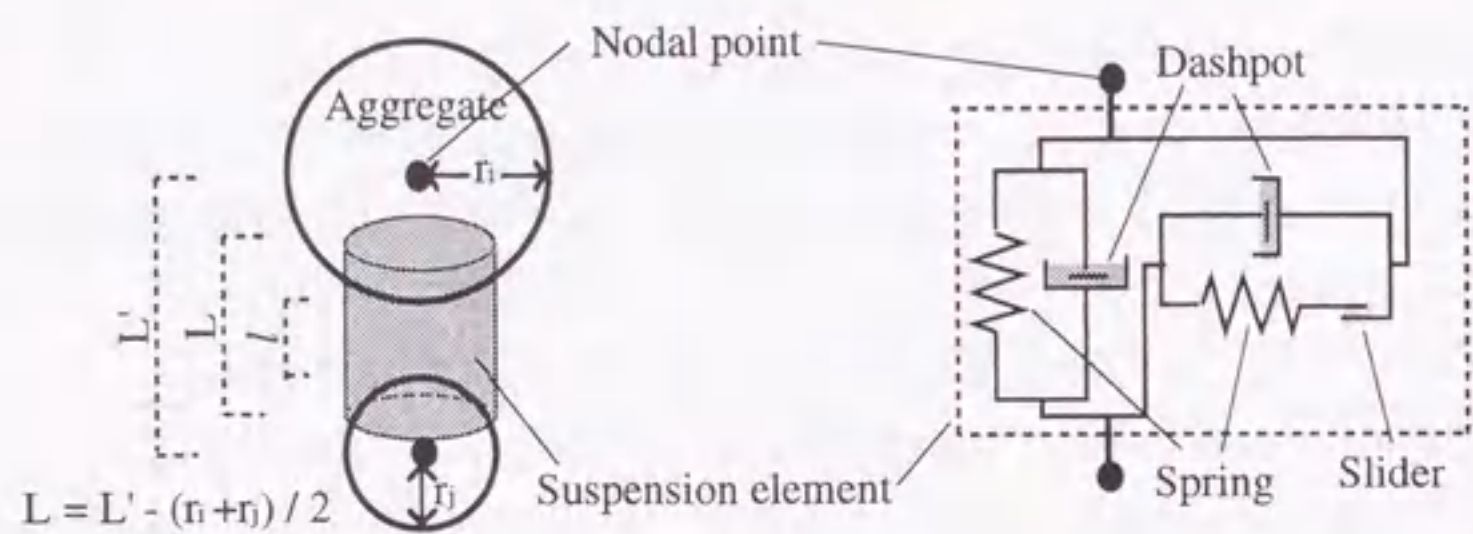


図-3.1 コンクリートのモデル化





(a) 粗骨材節点とサスペンション要素 (b) サスペンション要素の粘弾塑性体モデル

図-3.2 粘弾塑性サスペンション要素

間に形成される。サスペンション要素は、軸方向とせん断方向に独立して配置された粘性を表すダッシュポット、弾性を表すスプリングおよび塑性を表すスライダにより成り立っており、2つの粗骨材間距離（図-3.2(a)の $L$ ）が所定の距離（要素構成距離）よりも接近している場合に構成され、粗骨材節点間の応力を伝達する。粗骨材間距離は、粗骨材節点間の距離（図-3.2(a)の $L'$ ）からそれぞれの粗骨材の半径を差し引いた粗骨材の外周間の距離である。現在は、要素構成距離を一定値として入力時に与えているが、将来的には、骨材の変位によって応力が伝達される距離を検討した上で、定量化する必要があると考えられる。一方、実際に構成されるサスペンション要素の長さは図-3.2(a)の $L$ であり、粗骨材間距離からそれぞれの粗骨材の半径の半分を差し引いた値である。また、サスペンション要素の断面直径は、粗骨材直径と同一とし、2つの粗骨材直径が異なる場合には、小さい方の粗骨材直径とした。このようなサスペンション要素の構成方法についてはまだ考慮の余地があるが、現状では以上のように定義している。また、要素構成方法に、Delaunay三角分割のような幾何学的方法を用いることも可能であるが、本研究ではこの方法を用いなかったため、ここでは省略する。

### 3.2.2 サスペンション要素

#### (1) 構成則

粘弾塑性サスペンション要素は、図-3.2(b)に示すように、マトリックスの粘弾塑性挙動を表現するためのVoigtモデルと破壊後の粘塑性挙動を表現するためのBinghamモデルを組み合わせた複合モデルである。

Voigtモデルを構成する弾性および粘性の構成則は、以下の式で表される。

$$\text{(Hooke則)} \quad \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (3.2)$$

$$\text{(Newtonモデル)} \quad \tau = \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (3.3)$$

$$\sigma'_{ij} = 2\eta \cdot \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (3.4)$$

ここに、 $\sigma$ ：垂直応力、 $\tau$ ：せん断応力、

$E$ ：縦弾性係数、 $G$ ：せん断弾性係数、 $\eta$ ：せん断粘性係数、

$\varepsilon$ ：垂直ひずみ、 $\gamma$ ：せん断ひずみ

$\dot{\varepsilon}$ ：垂直ひずみ速度、 $\dot{\gamma}$ ：せん断ひずみ速度

$\sigma'_{ij}$ ：偏差応力テンソル、 $\dot{\varepsilon}_{ij}$ ：ひずみ速度テンソル

弾性成分と粘性成分は並列配置であるため、軸方向応力およびせん断方向応力は、次式のように、それぞれの弾性応力と粘性応力の和で表される。ただし、サスペンション要素を非圧縮性連続体と仮定しているため、せん断弾性係数 $G$ は $E/3$ 、軸方向の粘性係数は $3\eta$ として示している。

$$\sigma = E \cdot \varepsilon + 3\eta \cdot \dot{\varepsilon} \quad (3.5)$$

$$\tau = E/3 \cdot \gamma + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (3.6)$$

また、粘塑性挙動を表現する構成則として、図-3.3に示すように、降伏値および塑性粘度をパラメータとするBinghamモデルを用いる。式を以下に示す。

$$\text{(Binghamモデル)} \quad \tau = \tau_y + \eta \cdot \dot{\gamma} \quad (3.7)$$

ここに、 $\tau_y$ ：降伏値、 $\eta$ ：塑性粘度、

これは単純せん断状態における構成則であるため、本解析における破壊後のせん断方向の粘塑性挙動を表現する構成則は、式(3.7)を任意の応力状態に拡張したHohenemser-Prager[84]による以下の式を用いる。以下では、式(3.8)を広義なBinghamモデルとして取り扱う。

$$\sigma'_{ij} = \frac{2\eta}{F} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (3.8)$$

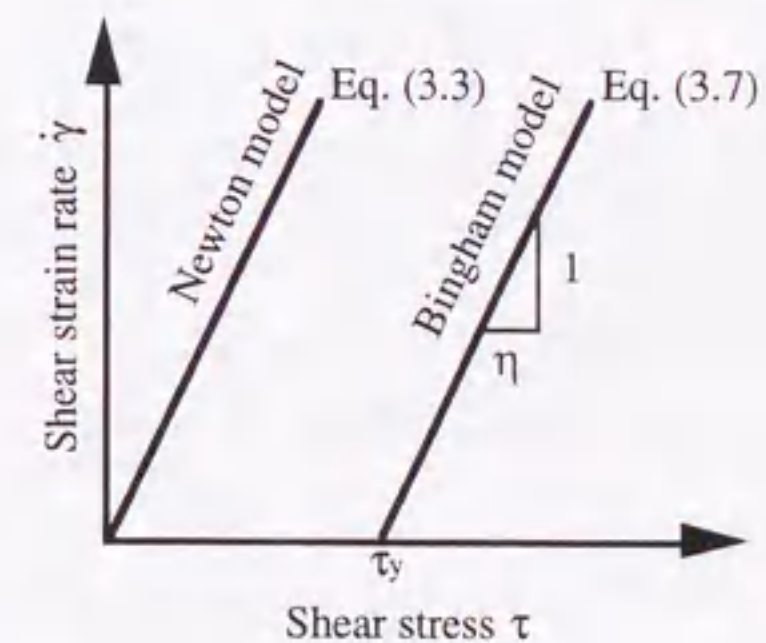


図-3.3 NewtonモデルとBinghamモデル

ここに、 $F$ :降伏関数 ( $=1 - \frac{\tau_y}{\sqrt{J_2}}$  )、

$J_2$ :偏差応力テンソルの二次不変量

Binghamモデルは、内部応力に依存しない一定の降伏値と、降伏後の粘性を表す塑性粘度の2つのレオロジー定数で表現されるモデルである。一方、本解析で考察するコンクリートにおいて、せん断ひび割れを発生させる降伏応力やひび割れ発生後のせん断方向の変形を生じさせる降伏応力を考えた場合、内部応力に無関係な降伏値を用いることは不合理であると考えられる。このため、本解析では、降伏値の設定に対して粉体あるいは粒状体の性質として一般的に知られている内部摩擦角を考慮している。

粉体の集合体では、垂直応力に応じてせん断抵抗応力が増加するとされており、これは土の力学的性状を表現する場合に多く用いられている。このような挙動を再現できるモデルとして、Mohr-Coulombの降伏条件が一般的に知られている。本解析では、Mohr-Coulombの降伏条件を基に、以下の形にして解析中に取り入れる。粘塑性体モデルは、破壊後に圧縮を受ける場合にのみ存在するため、垂直応力は常に圧縮となる。

$$\text{(Mohr-Coulombの降伏条件)} \quad \tau_y = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (3.9)$$

ここに、 $\tau_y$ :降伏値、 $c$ :粘着力、 $\sigma$ :垂直応力、 $\phi$ :内部摩擦角

式(3.9)を用いることによって、応力状態に依存する降伏値を導入することができる。さらに、その値を式(3.8)に代入することによって、粘塑性体の変形挙動の構成則とする。

## (2) 破壊条件

粘弾塑性サスペンション要素の破壊条件、つまり粘弾性体モデルから、粘塑性体モデルまたは破断によりモデルが存在しない状態へ変化する条件は、図-3.4に示すような引張軸方向の純引張強度でテンションカットオフしたMohr-Coulombの降伏条件で与えられ、これは、粘塑性体の降伏値を与える式と同様である。以下に破壊条件式を示す。

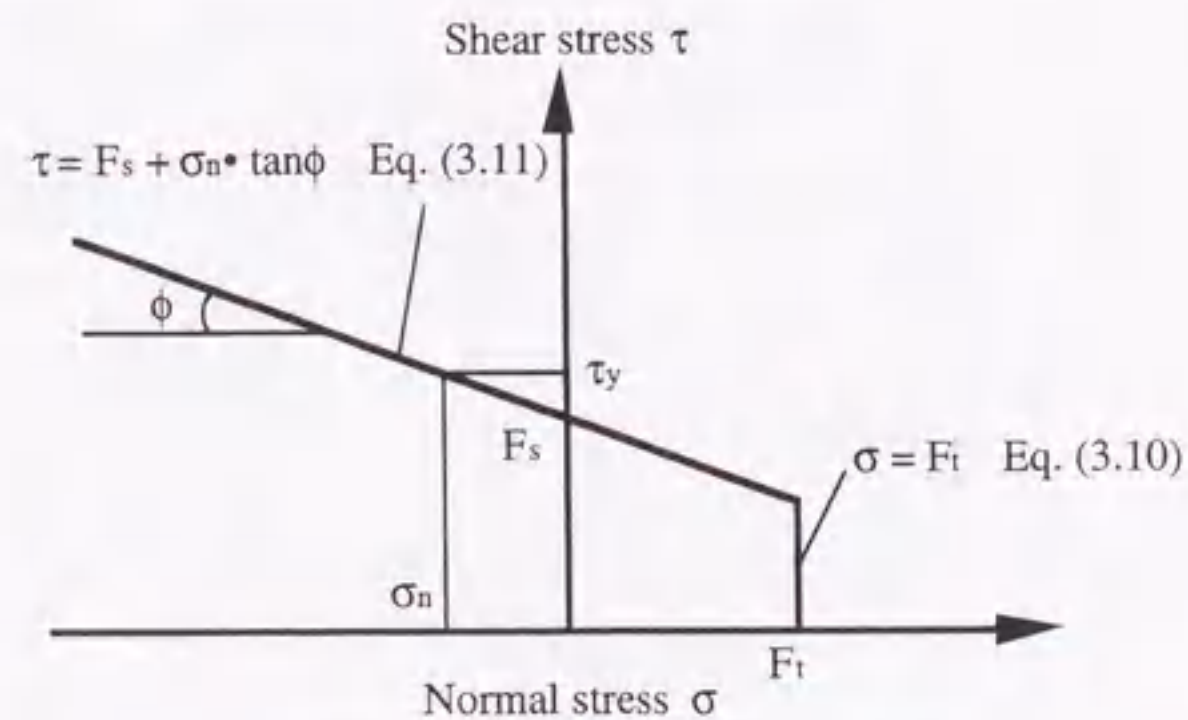


図-3.4 本解析で用いる破壊条件

$$\sigma = F_t \quad (3.10)$$

$$\tau = F_s + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (3.11)$$

$$\sigma \geq F_t \quad \text{or} \quad \tau \geq F_s + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (3.12)$$

ここに、 $F_t$ :純引張強度、 $F_s$ :せん断強度

軸応力 $\sigma$ またはせん断応力 $\tau$ が、式(3.12)で与えられる破壊条件を満たした場合、サスペンション要素は破壊に至る。ここで、せん断強度 $F_s$ を純引張強度 $F_t$ の $k$ 倍とすると、計算の単純化ができる。一般的にコンクリートのせん断強度は、引張強度の約2倍であるため、本解析では $k=2$ としている。また、この破壊条件式では、サスペンション要素の純圧縮による破壊は考慮していない。

図-3.5は、以上の構成則および破壊条件をまとめて同一の図上に示したものである。このように、本解析に用いる粘弾塑性サスペンション要素は、任意の応力状態を1次元応力状態で単純化するものである。

以上のことから、最終的に粘弾塑性サスペンション要素の構成則に用いられるパラメータは、弾性係数 $E$ 、塑性粘度 $\eta$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、純引張強度 $F_t$ となる。これらのパラメータの近似値として、1軸圧縮試験や割裂引張試験によって得られる値を用いている。

## (3) レオロジーモデル

粘弾塑性サスペンション要素の粘弾性モデルおよび粘塑性モデルは、レオロジーモデルとして统一的に述べることができる。

粗骨材節点間に形成されたサスペンション要素は、微小な時間刻みで運動方程式を解くことで、その変形量を計算する。サスペンション要素のレオロジーモデルは、この時間刻みごとに変更が必要か判断される。

図-3.6は、本解析におけるレオロジーモデルの分岐条件を示している。図-3.7は、分岐条件の各応力領域におけるレオロジーモデルを示している。以下、それぞれのレオロジーモデルの状態を述べる。

レオロジーモデル1:粘弾性モデル

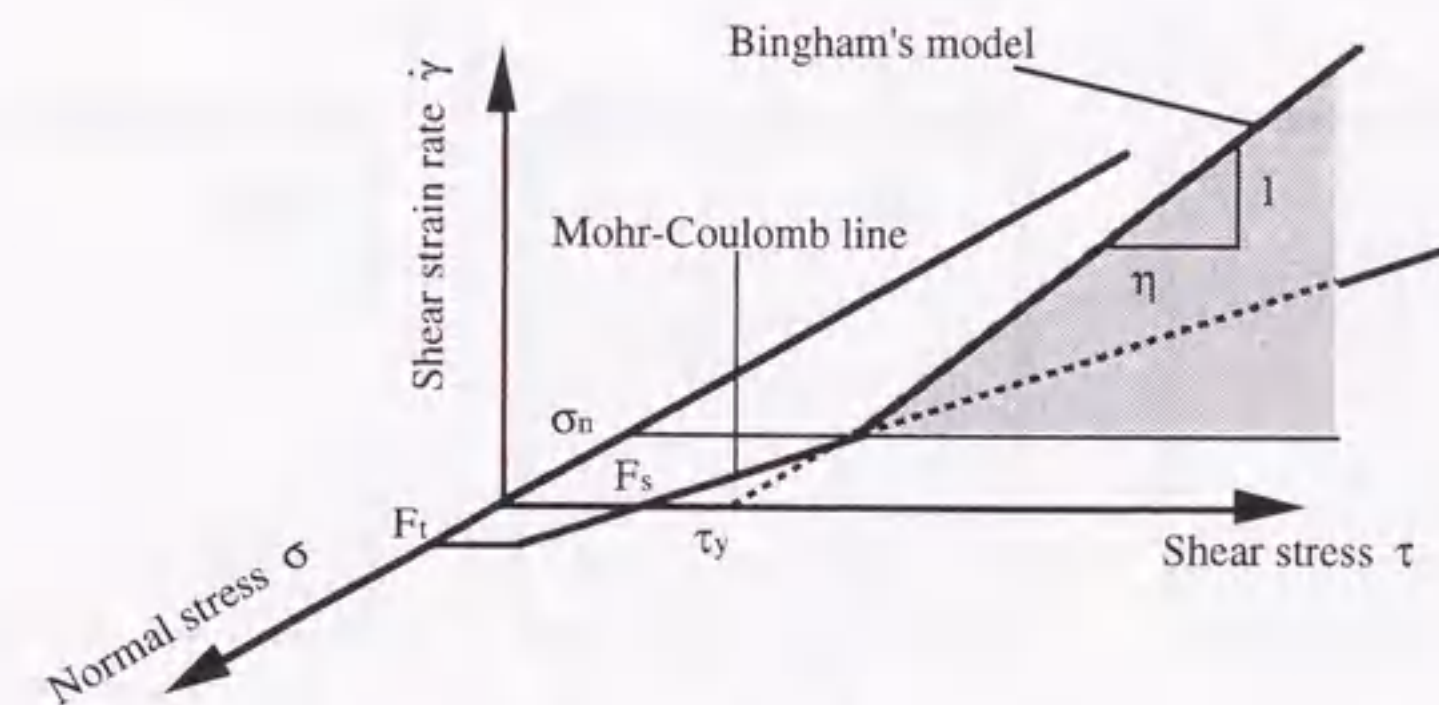


図-3.5 本解析で用いる構成則と破壊条件

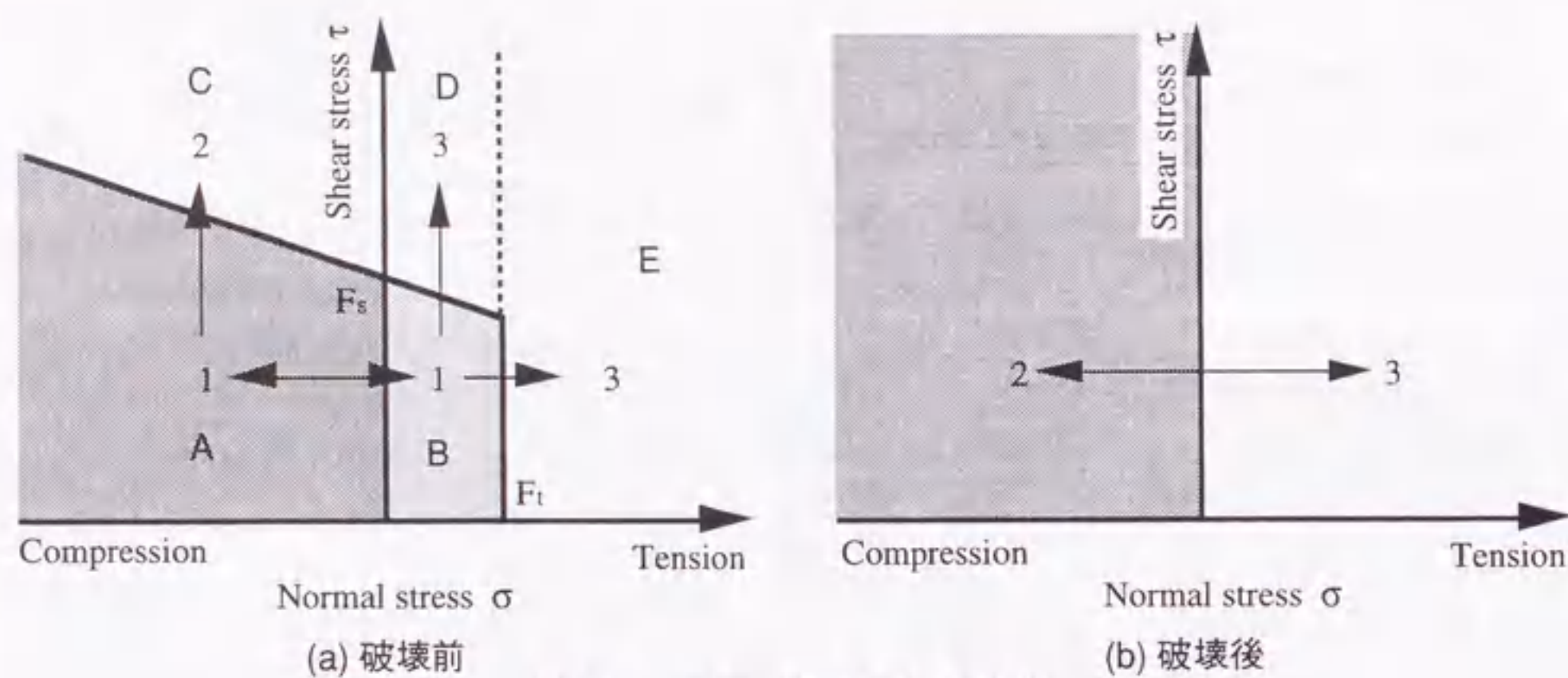


図-3.6 レオロジーモデルの分岐

: A領域では圧縮、B領域では引張の軸応力が作用する。解析初期に形成されるレオロジーモデルであり、軸方向およびせん断方向に粘弾性成分が形成される。破壊規準線を一度でも越えた場合、このレオロジーモデルには戻らない。

レオロジーモデル2：粘塑性モデル

: 軸方向が圧縮状態のまま、一度、破壊規準線を越えてC領域に入ると、せん断方向の粘弾性成分が消失し、垂直応力に応じたすべり抵抗のみがせん断方向に作用する。破壊後、軸方向に圧縮応力を受けている状態であり、軸方向には粘弾性成分が形成される。

レオロジーモデル3：要素なし

: D領域は、軸応力が純引張強度  $F_t$  に達する以前に引張およびせん断による破壊が生じた状態であり、E領域は、軸応力が純引張強度を越えたために破壊が生じた状態である。破壊とともに軸方向に引張応力を受けている状態であり、垂直方向およびせん断方向の粘弾塑性成分が消失し、要素が全く存在しない状態である。

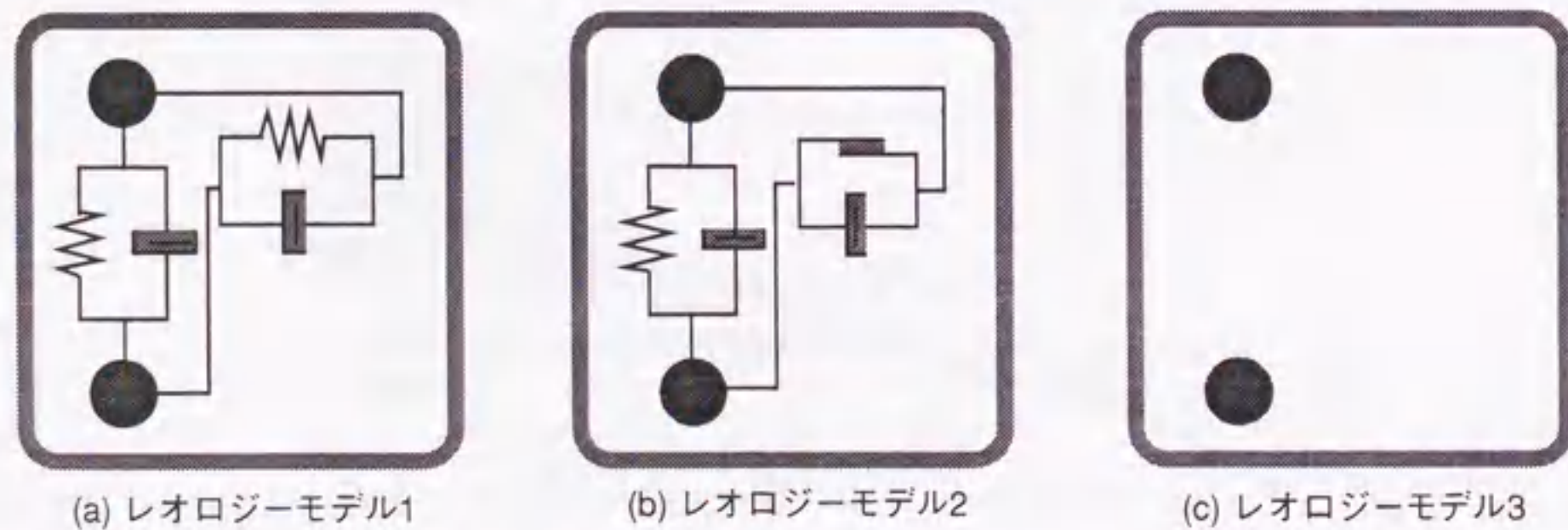


図-3.7 レオロジーモデル

一度破壊線を越えると、以降のレオロジーモデルは、図-3.6(b)に示すように軸方向力によってのみ判別され、軸方向に圧縮応力を受ける場合にレオロジーモデル2となり、引張応力を受ける場合には、レオロジーモデル3となる。

(4) 境界条件

境界条件として、図-3.8に示すように、コンクリートに接する載荷板を考慮することができる。この境界部には、載荷板に垂直な軸を持つサスペンション要素が自動的に構成される。このサスペンション要素の一端は、載荷板上に作られる仮定の固定節点であり、この節点が、与えた条件の下で移動することによって境界面をシミュレートする。仮定の固定節点の構成条件は、通常のサスペンション要素と同様に、載荷板と節点の間の距離から粗骨材半径を引いた値が要素構成距離より小さいことが、要素構成の条件となる。また、この境界面のサスペンション要素の変形抵抗力によって、載荷板からの力の伝達、および載荷板とコンクリートの間を生じる拘束力、あるいは摩擦挙動を表現することが可能である。すなわち、せん断方向に粘弾性要素を持つ場合は、載荷板との拘束力を考慮していることになり、粘塑性要素を持つ場合はスリップを、何もなければローラを表現していることになる。これらはその解析条件に応じて選択できる。

また、この載荷板の移動方向を制御することによって、繰返し載荷を考慮することが可能であり、

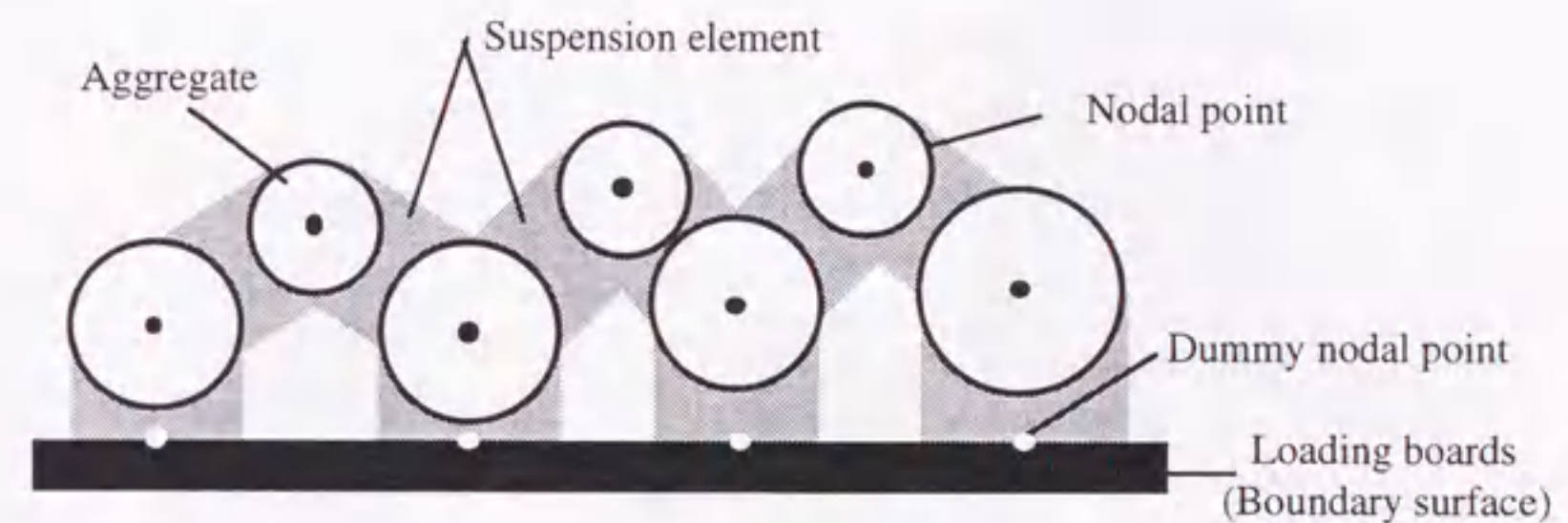


図-3.8 境界条件

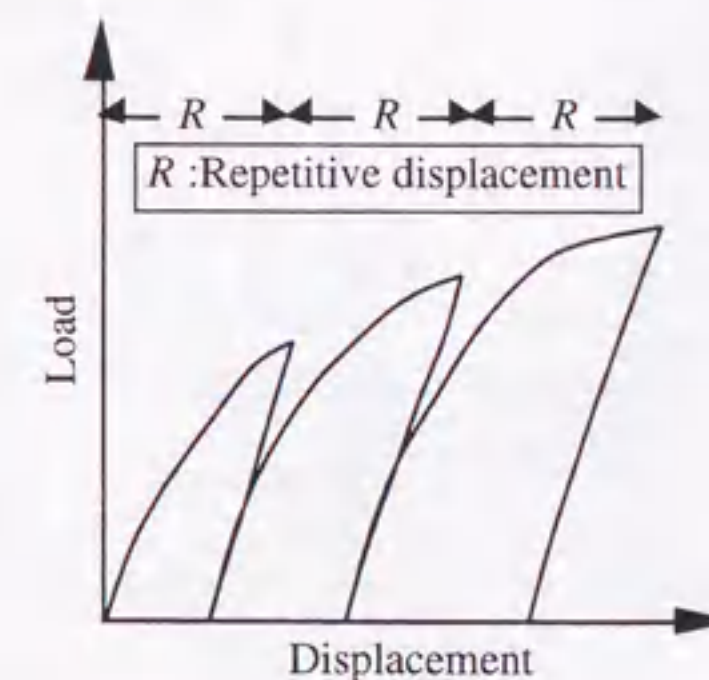


図-3.9 繰返し載荷方法

この場合、繰返し載荷の方法は、図-3.9に示すような変位制御となる。載荷を開始した後、載荷板の変位が、入力データである繰返し変位 $R$ に達した時点で除荷を行う。除荷時の載荷板は、載荷の逆方向に同速度で移動する。除荷後、載荷板の荷重が0になった時点で再載荷を行う。以降の再載荷は、前回の除荷点よりさらに $R$ だけ大きな変位まで行う。正負繰返し載荷もこれと同様の形式で再現できる。

### (5) 側圧載荷方法

本解析手法では側圧の載荷方法として、図-3.10に示すような能動型側圧載荷と受動型側圧載荷の2通りの考慮が可能である。

能動型側圧載荷は、複合加力試験を想定したものである。解析モデルの両側面近傍に存在する特定の2骨材に対して、水平方向の荷重を供試体中心方向へ直接加える。側圧は、載荷の開始と同時に時間 $T$ までは線形に増加し、設定値 $Pa$ に達したのちには一定値となる。

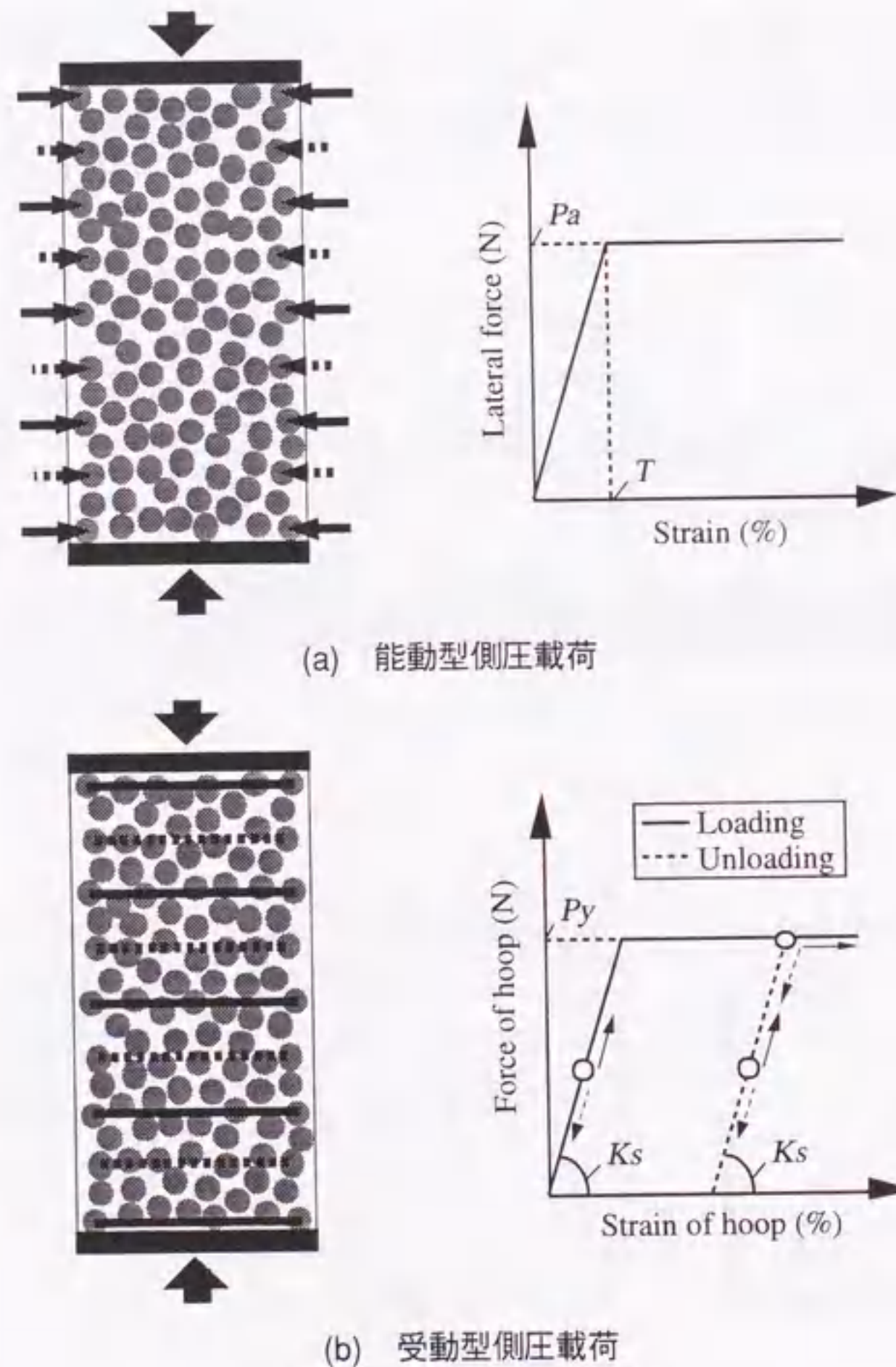


図-3.10 側圧の載荷方法

一方、受動型側圧載荷は、コンクリートを拘束する帯筋またはせん断補強筋を想定したものである。解析モデルの両側面近傍に存在する特定の2骨材を弾塑性要素によって結び、その弾性復元力によって両側の骨材の水平方向変位が拘束される。この弾塑性要素に与える入力データは、剛性率 $Ks$  (弾性係数一定) および降伏荷重 $Py$ の2値である。弾性域では、節点間のひずみに比例する弾性力が作用し、降伏後の塑性域では、降伏荷重の一定値が抵抗力として作用する。また、塑性域でひずみが減少した場合の除荷曲線は、初期載荷と剛性率が同一の直線となる。

### 3.2.3 定式化の方法

#### (1) サスペンション要素の変形

サスペンション要素の変形は、図-3.11に示すように、変形領域に対して軸方向およびせん断方向に生じる。図-3.12に示すように要素の軸方向に平行な軸を持つ局所座標を想定すると、要素の両端の変位ベクトル  $(u_i, v_i, w_i)$  および  $(u_j, v_j, w_j)$  は、同図に示されるような両端の節点の並進変位ベクトル  $X_i(X_{xi}, X_{yi}, X_{zi})$  および  $X_j(X_{xj}, X_{yj}, X_{zj})$  と、回転変位ベクトル  $\phi_i(\phi_{xi}, \phi_{yi}, \phi_{zi})$  および  $\phi_j(\phi_{xj}, \phi_{yj}, \phi_{zj})$  から以下のように表される。なお、回転変位ベクトルは、各軸方向に対して右ネジの方向を正とし、要素軸周りの回転は無視しているため、 $\phi_{xi} = \phi_{xj} = 0$  である。

$$\begin{aligned} u_i &= X_{xi} \\ v_i &= X_{yi} + r_i \cdot \phi_{zi} \\ w_i &= X_{zi} + r_i \cdot \phi_{yi} \end{aligned} \quad (3.13)$$

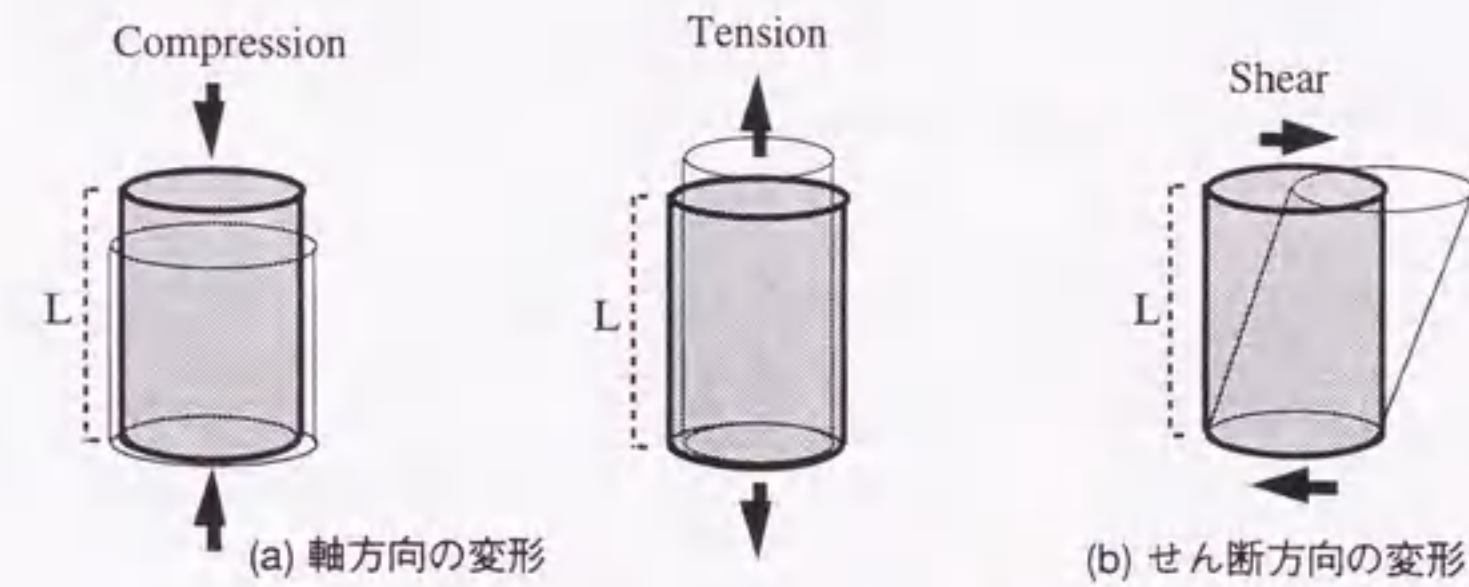


図-3.11 サスペンション要素の変形形態

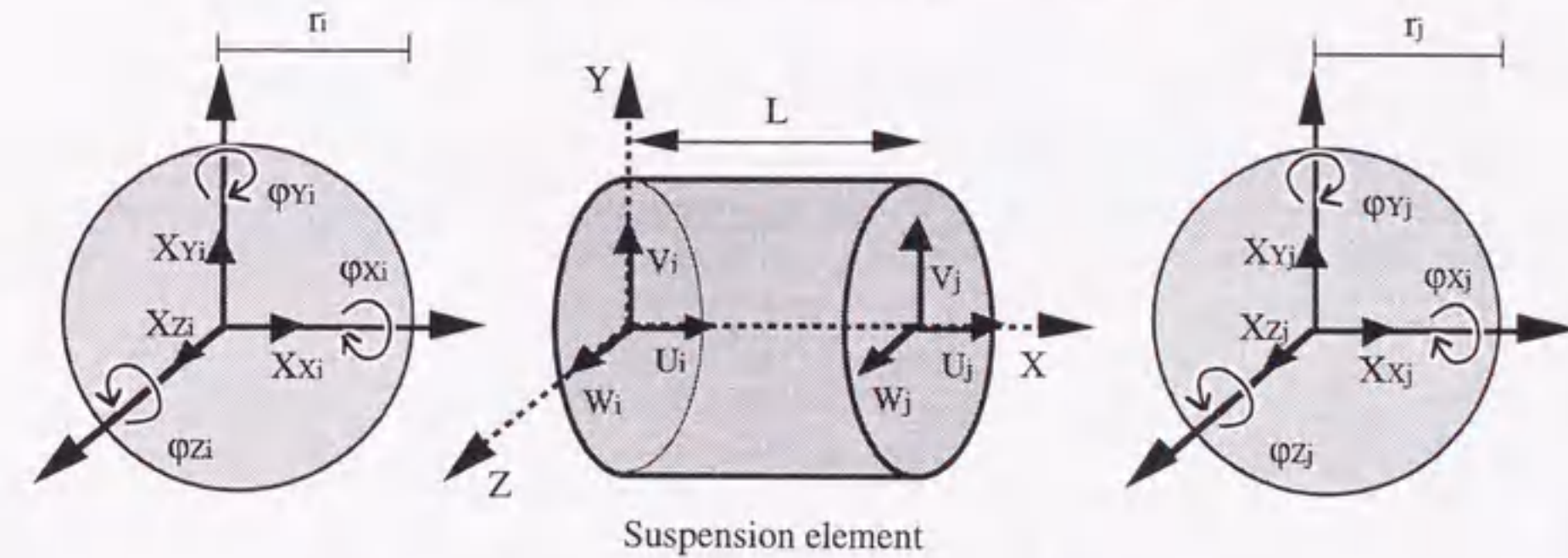


図-3.12 サスペンション要素の変形

$$\begin{aligned} u_j &= Xx_j \\ v_j &= Xy_j + r_j \cdot \varphi z_j \\ w_j &= Xz_j + r_j \cdot \varphi y_j \end{aligned} \quad (3.14)$$

ここに、 $r_i, r_j$  : 節点*i* および*j* の半径

要素内のひずみを一様と仮定すると、式(3.13)および(3.14)から、軸方向ひずみおよびせん断方向ひずみは以下の式で表される。

$$\text{(軸方向)} \quad \epsilon_x = (u_j - u_i) / L \quad (3.15)$$

$$\text{(せん断方向)} \quad \gamma_{xy} = (v_j - v_i) / L \quad (3.16)$$

$$\gamma_{xz} = (w_j - w_i) / L \quad (3.17)$$

これらから、形状マトリックス (Bマトリックス) は以下のように求められる。

$$[B] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & -r_i & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -r_j \\ 0 & 0 & -1 & 0 & r_i & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & r_j & 0 \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

一方、全体座標 (xyz直交座標) から、上記のような要素軸方向に平行なX軸をもつ局所座標 (XYZ直交座標) に変換する座標回転マトリックス[R]は、以下ようになる。

$$[R] = \begin{bmatrix} C_x & C_y & C_z \\ -L_x & \frac{C_x \cdot C_y}{L_x} & \frac{C_x \cdot C_z}{L_x} \\ 0 & -\frac{C_z}{L_x} & \frac{C_y}{L_x} \end{bmatrix} \quad (3.19)$$

ただし、 $L_x = 0$  のときは、以下ようになる。

$$[R] = \begin{bmatrix} C_x & 0 & 0 \\ 0 & C_x & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} C_x &= (x_j - x_i) / L' \\ C_y &= (y_j - y_i) / L' \\ C_z &= (z_j - z_i) / L' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_x &= \sqrt{C_y^2 + C_z^2} \\ L' &= \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2 + (z_j - z_i)^2} \end{aligned}$$

これらのマトリックスを用いて、要素剛性マトリックスおよび要素粘性マトリックスの組み立てを行う。

まず、要素両端における全体座標の変位ベクトル { $\delta$ } および変位速度ベクトル { $\dot{\delta}$ } を、回転マトリックスによってそれぞれ局所座標に変換する。

$$\{\delta'\} = [R] \{\delta\} \quad (3.21)$$

$$\{\dot{\delta}'\} = [R] \{\dot{\delta}\} \quad (3.22)$$

ここに、{ $\delta'$ } : 極座標化した両端の並進および回転の変位ベクトル

{ $\dot{\delta}'$ } : 極座標化した両端の並進および回転変位速度ベクトル

$$[R] : \begin{bmatrix} [R] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [R] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [R] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [R] \end{bmatrix} \quad (12 \times 12 \text{マトリックス})$$

次に、局所座標に変換された変位ベクトル { $\delta'$ } および変位速度ベクトル { $\dot{\delta}'$ } を、Bマトリックスを乗じて、要素内のひずみおよびひずみ速度に変換する。

$$\{\epsilon\} = [B] \{\delta'\} \quad (3.23)$$

$$\{\dot{\epsilon}\} = [B] \{\dot{\delta}'\} \quad (3.24)$$

ここに、{ $\epsilon$ } : 要素内のひずみベクトル

{ $\dot{\epsilon}$ } : 要素内のひずみ速度ベクトル

[B] : 式(3.18)のBマトリックス

サスペンション要素には、軸ひずみ $\epsilon_x$ と、せん断ひずみ $\gamma_{xy}$ 、 $\gamma_{xz}$ の3つが生じる。ひずみから応力ベクトルを導くマトリックスを弾性マトリックス[D]、ひずみ速度から応力ベクトルを導くマトリックスを粘性マトリックス[H]とすると、それぞれの応力ベクトル{ $\sigma$ }は以下の式で表すことができる。

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (3.25)$$

$$\{\sigma\} = [H] \{\dot{\epsilon}\} \quad (3.26)$$

要素の応力ベクトルは、軸応力 $\sigma_x$ と、せん断応力 $\tau_{xy}$ 、 $\tau_{xz}$ を成分としているため、[D]および[H]は、3×3のマトリックスとなる。

これらの応力ベクトル $\{\sigma\}$ を再び節点力ベクトル $\{f\}$ に換算するには、断面積 $A$ を乗じて、全体座標系に変換する必要があり、以下の式で表される。

$$\{f\} = AL [R]^T [B]^T \{\sigma\} \quad (3.27)$$

$\{f\}$ は、 $12 \times 1$ である。以上より、要素剛性マトリックス $[EK]$ および要素粘性マトリックス $[EC]$ は、次式のようになる。

$$[EK] = AL [R]^T [B]^T [D] [B] [R] \quad (3.28)$$

$$[EC] = AL [R]^T [B]^T [H] [B] [R] \quad (3.29)$$

ここに、 $A$ ：サスペンション要素の断面積

$[D]$ ：弾性マトリックス

$[H]$ ：粘性マトリックス

以上述べたように、要素剛性マトリックスと要素粘性マトリックスは式(3.27)および(3.28)によって定式化される。しかし、これらの式で取り扱う弾性マトリックスおよび粘性マトリックスは、常に同一のものではなく、サスペンション要素の応力状態およびレオロジーモデルによって変化する。以下では弾性マトリックスと粘性マトリックスのそれぞれの定式化について述べる。

未破壊の状態（図-3.7(a)レオロジーモデル1）のサスペンション要素の応力ベクトル $\{\sigma\}$ とひずみベクトル $\{e\}$ は、以下のように関係付けられる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.30)$$

よって、弾性マトリックス $[D]$ は、以下のように表される。

$$[D] = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & E/3 & 0 \\ 0 & 0 & E/3 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

また、要素破壊後、軸方向に圧縮力を受ける場合（図-3.7(b)レオロジーモデル2）の弾性マトリックスは、せん断方向の弾性成分が消失するため、 $G=0$ となり、以下のようになる。

$$[D] = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

さらに、要素破壊後、軸方向に引張力を受ける場合（図-3.7(c)レオロジーモデル3）には、弾性マト

リックスは存在しない。

粘性マトリックスも弾性マトリックスと同様に、破壊前後でせん断方向の粘性抵抗力の捉え方が異なる。破壊の判定に従って降伏関数 $F$ の値（実際はその逆数）を決定させることで、粘性マトリックスを作成する。この処理手順を以下に示す。

まず、Binghamモデルの降伏値を表現する粘性マトリックスを導くため、偏差応力の2次不変量 $J_2$ と、降伏関数 $F$ を示す。

$$J_2 = \frac{1}{3} \sigma_x^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (3.33)$$

$$F = 1 - \frac{\tau_y}{\sqrt{J_2}} \quad (3.34)$$

サスペンション要素の応力ベクトル $\{\sigma\}$ とひずみ速度ベクトル $\{\dot{e}\}$ は、以下のように関係付けられる。

$$\begin{Bmatrix} \dot{e}_x \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{F}{2\eta} \begin{Bmatrix} \frac{2}{3}\sigma_x \\ 2\tau_{xy} \\ 2\tau_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{2\eta}{F} \begin{Bmatrix} \frac{3}{2}\dot{e}_x \\ 2\dot{\gamma}_{xy} \\ 2\dot{\gamma}_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.36)$$

式(3.36)を式(3.33)に代入して次式を得る。

$$J_2 = \left(\frac{\eta}{F}\right)^2 (3\dot{e}_x^2 + \dot{\gamma}_{xy}^2 + \dot{\gamma}_{xz}^2) \equiv \left(\frac{\eta}{F}\right)^2 J'_2 \quad (3.37)$$

ここに、 $J'_2$ ：ひずみの二次不変量

$$J'_2 = 3\dot{e}_x^2 + \dot{\gamma}_{xy}^2 + \dot{\gamma}_{xz}^2 \quad (3.38)$$

式(3.37)を式(3.34)に代入すると、降伏関数の逆数が得られる。

$$\frac{1}{F} = 1 + \frac{\tau_y}{\eta\sqrt{J_2}} \equiv F' \quad (3.39)$$

式(3.39)を式(3.36)に代入すれば、サスペンション要素の応力ベクトル $\{\sigma\}$ とひずみ速度ベクトル $\{\dot{e}\}$ は以下のように定式化できる。これは、粘性マトリックスをBinghamモデルについて導いたものである。



$\{\delta(t+\Delta t)\}$  : 時刻  $t+\Delta t$  における変位ベクトル

ここで、表現を簡便にするため、中間速度ベクトル  $\{\dot{\delta}(t)\}$  および中間変位ベクトル  $\{\delta'(t)\}$  を以下のように定義する。

$$\{\dot{\delta}(t)\} = \{\dot{\delta}(0)\} + \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{\delta}(0)\} \quad (3.47)$$

$$\{\delta'(t)\} = \{\delta(0)\} + \Delta t \{\dot{\delta}(0)\} + \frac{\Delta t^2}{3} \{\ddot{\delta}(0)\} \quad (3.48)$$

さらに、質量マトリックス  $[M^{**}]$  を既知の値を用いて次のように補正する。

$$[M^{**}] = [M^*] + \frac{\Delta t}{2}[C] + \frac{\Delta t^2}{6}[K] \quad (3.49)$$

式(3.45)~(3.49)を、式(3.44)に代入して整理すると、次式が得られる。

$$[M^{**}]\{\delta(t+\Delta t)\} = \{f^*(t+\Delta t)\} - [C]\{\dot{\delta}(t)\} - [K]\{\delta(t)\} \quad (3.50)$$

ここに、 $\{f^*(t+\Delta t)\}$  : 時刻  $t+\Delta t$  における節点力ベクトル

式(3.50)の方程式に対して、時刻  $t=0$  における加速度  $\{\ddot{\delta}(0)\}$ 、速度  $\{\dot{\delta}(0)\}$  および変位  $\{\delta(0)\}$  と、時刻  $t=\Delta t$  における節点力  $\{f(0)\}$  を初期条件として与えれば、ステップバイステップによって応答値を求めることができる。すなわち、計算は、節点の加速度に関して方程式を解くことになる。同様に、外力や重力は、節点に加わる加速度として与えられ、載荷板は、一定速度で運動する移動境界として取り扱うことができる。

### (3) 計算手順

VEPSEMのフローチャートを図-3.13に示す。VEPSEMは、粒状体の挙動のシミュレーション方法として提案されている離散剛要素法解析(個別要素法)における粒子接触距離を長くした場合に相当する。入力データとしてモルタルの値をそのまま利用できる点に利点がある。

サスペンション要素は、粗骨材、すなわち節点の座標値および粗骨材半径から、隣接する2節点を選び、VEPSEMの計算に入る前に作成される。サスペンション要素は、載荷によって時間経過とともに構成則にしたがって変形し、破壊条件による分岐によってレオロジーモデルが変化する。このため、時間刻みごとに弾性マトリックスや粘性マトリックスを変化させて要素剛性マトリックスと要素粘性マトリックスを作成する必要がある。境界条件として仮想節点の移動を取り入れ、運動方程式を解くことによって、時間刻みごとの節点の加速度、速度および変位を求める。これを繰り返すことでコンクリートの変形挙動を再現する。

時間刻みごとに要素内の応力状態によって変更されるレオロジーモデルを取り入れることによ

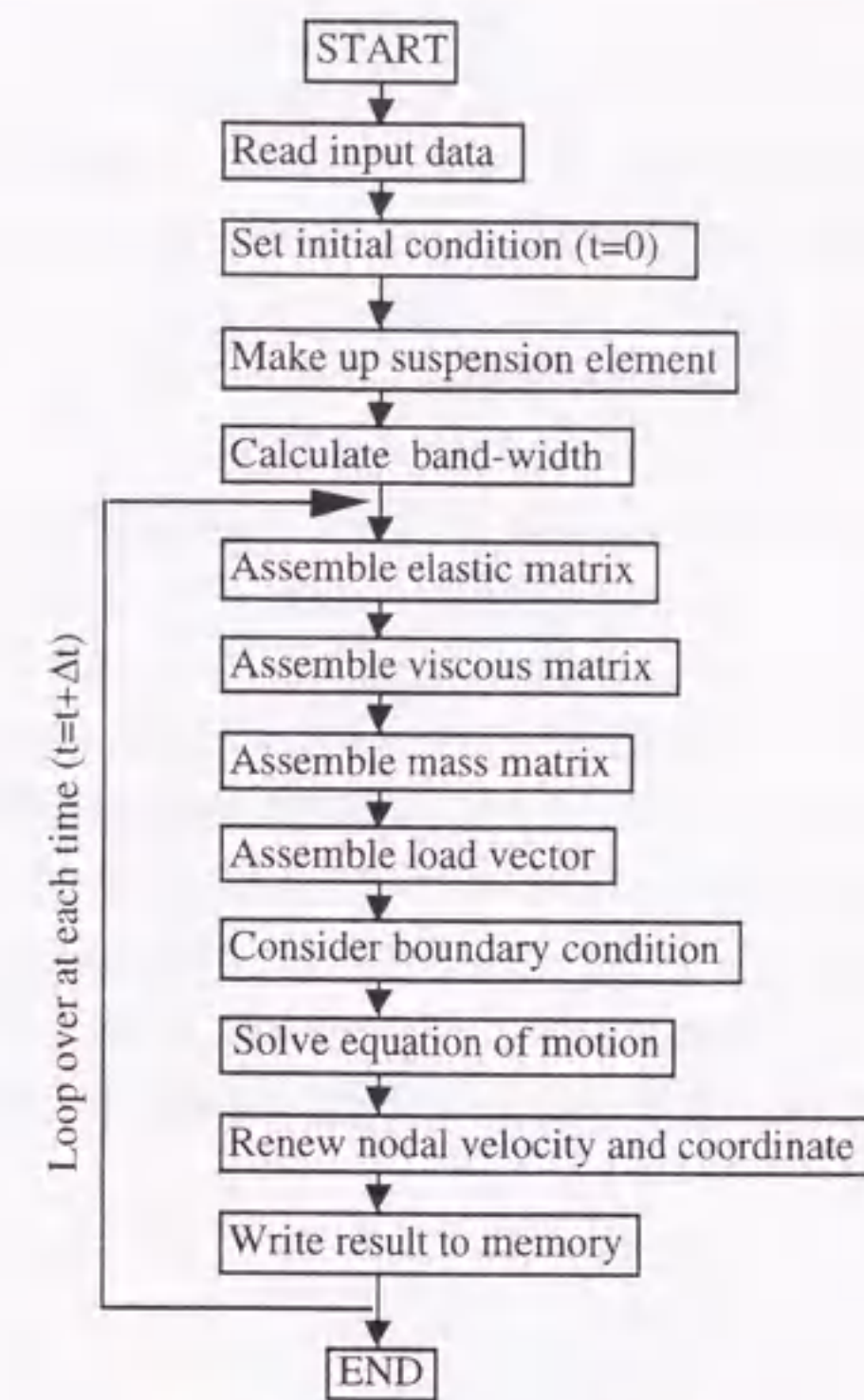


図-3.13 解析のフローチャート

て、ひび割れの複雑な進展あるいは中断など、連続体では取り扱うことが困難な現象をシミュレートできる。

### 3.2.4 特徴

本解析手法の特徴は、非連続体モデルを用いていること、および、動的な計算を行うことの2点にある。前者は、極めて単純な構成モデルを用いて、コンクリートのような複合材料の複雑な破壊挙動を再現できることに利点があり、また、後者によって、ひび割れ発生などの速度変化の激しい現象の影響を考慮できる。

本節で述べたように、コンクリートを近似するために、本構成モデルは球と単純化した粗骨材節点と節点間をつないだサスペンション要素を用いている。同時に、コンクリートのひび割れがサスペンション要素のみで生じるとして破壊現象を単純化している。

コンクリートをよりミクロに見た場合、粗骨材、細骨材、水およびセメントの構成要素が存在する。これらをどのレベルで解析モデルに取り入れるかは、解析対象によって異なる。本構成モデルは、Wittmann[86]の構造レベルによれば中間レベルと呼ばれる範囲に属し、コンクリートの内部構造を、力学的特性に及ぼす影響が大きいと考えられる範囲でモデル化することで、コンクリートの力学的特性を再現している。ただし、粗骨材とモルタルの界面の破壊に関してはこれからの課題である。



一方、サスペンション要素のレオロジーモデルが変化することによってひび割れによる不連続性を再現できるが、その破壊状態は軸方向およびせん断方向の2方向に限定しており、ひび割れの進展現象を正確に再現しようとするモデルではない。あくまでも内部構造を考慮に入れて全体の変形・破壊挙動を再現するために、マトリックス中のひび割れによる不連続性を再現しようとするモデルである。ただし、モルタルマトリックスを細骨材とペーストの二相材料としてモデル化すれば、詳細なひび割れの検討も可能である。このようなひび割れの再現を主目的とする研究は、既に破壊力学の分野で行われている[57,58]。

また、動的な問題については、運動方程式を導入したため、粗骨材の質量とサスペンション要素の弾性係数に関連する固有周期よりも小さい値を解析の時間刻みとして設定すれば、速度変化の激しい問題であっても比較的良好な解が得られるが、計算時間は増大するという欠点もある。このため、将来的に必要と考えられる構造物レベルの破壊現象を解析対象とすることは現在では不可能であり、現状では材料レベルの考察にとどまっている。このような問題は、最終的にコンピュータの発達による計算速度の向上によって改善される可能性はある。ただし、本解析手法の目的がミクロな観点からのコンクリートの力学特性の把握であることを考えれば、構造物レベルの破壊現象に対して粘弾塑性サスペンション要素法をそのまま適用するのではなく、本解析で得られる解析結果を入力データとして利用することも考えられ、このような意味で本解析手法は、より発展する可能性を持っている。

### 3.3 解析手法の改良

以上述べた粘弾塑性サスペンション要素法を用いて、これまで幾つかの解析を行ってきたが、繰返し応力を受けるコンクリートの挙動を的確に再現できないという問題点があった。実現象との主な相違点は以下の2点である。

- 1) 繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線の包絡線が、単調載荷時の応力-ひずみ曲線と一致しない。
- 2) 除荷曲線と再載荷曲線によるループが描かれない。

これらの問題点の改善を目指して、粘弾塑性サスペンション要素法に対して改良を加えた。以下に、その改良点について述べる。

本研究で行った改良は、一度破壊線を越えた後の、破壊後のサスペンション要素のレオロジーモデルに関するものであり、単調載荷時にはあまり影響を与えない。図-3.14に、改良後のレオロジーモデルを示す。従来のレオロジーモデル1~3に対して、レオロジーモデル4,5を付加している。本研究では、以下に示すように破壊後の要素に対する変更を加えた。

- 1) 破壊後の要素へのせん断要素の付加 (レオロジーモデル4)
- 2) 破壊後の要素へのせん断方向の弾性の付加 (レオロジーモデル5)

図-3.15(a)は、従来の破壊後のレオロジーモデルの分岐を示したものであり、これは図-3.15(b)に示すような概念によっている。つまり、破壊後に軸方向に圧縮応力が作用した場合、サスペンション要素はレオロジーモデル2となる。すなわち、軸方向に粘弾性モデル、せん断方向に粘塑性モデルを持つ。これは、破壊後であっても、圧縮応力下では軸方向の応力伝達は破壊前と変わらず、せん断方向のみ滑り抵抗を持つと考えられるためである。一方、破壊後に軸方向に引張応力が作用した場合、サ

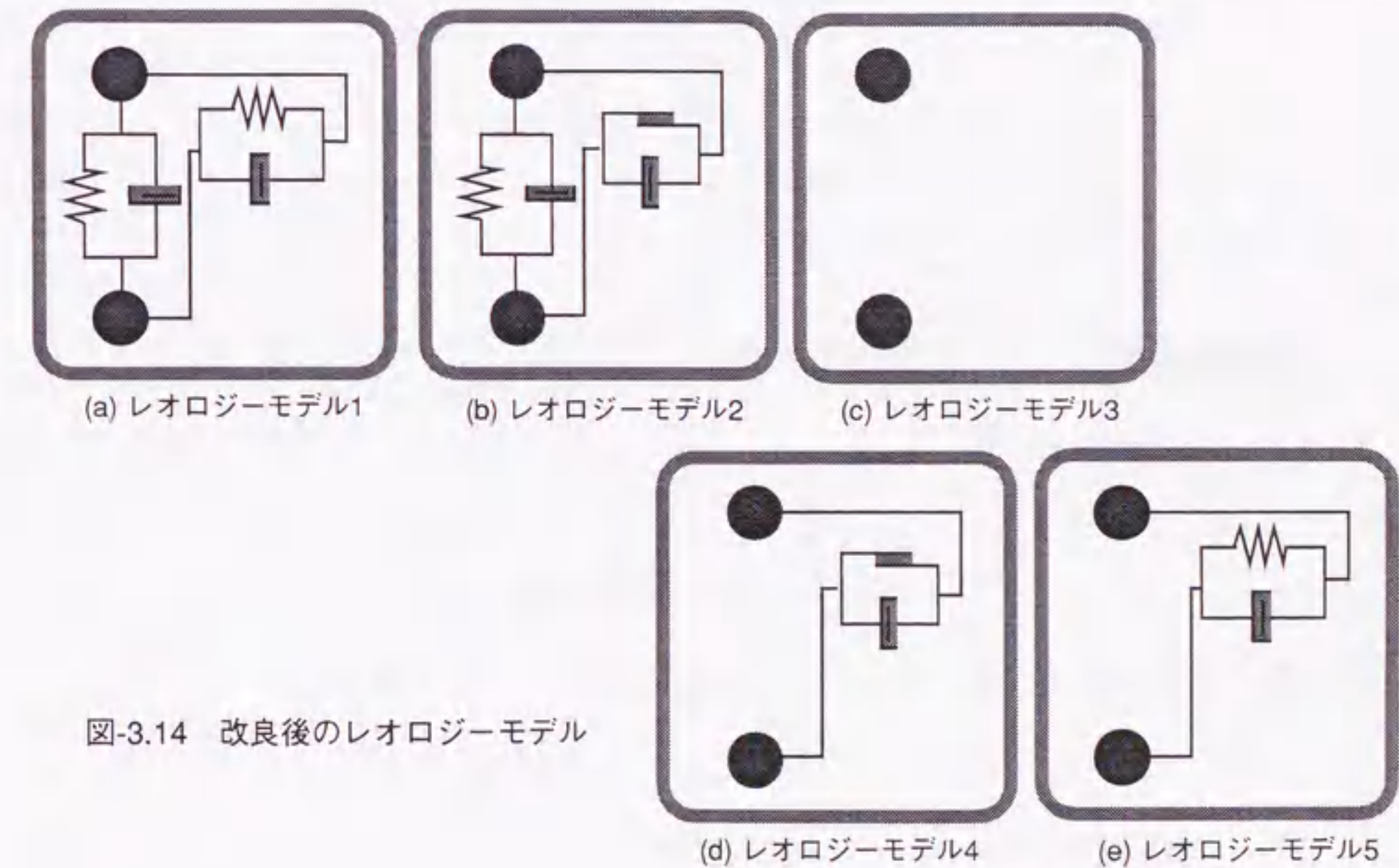


図-3.14 改良後のレオロジーモデル

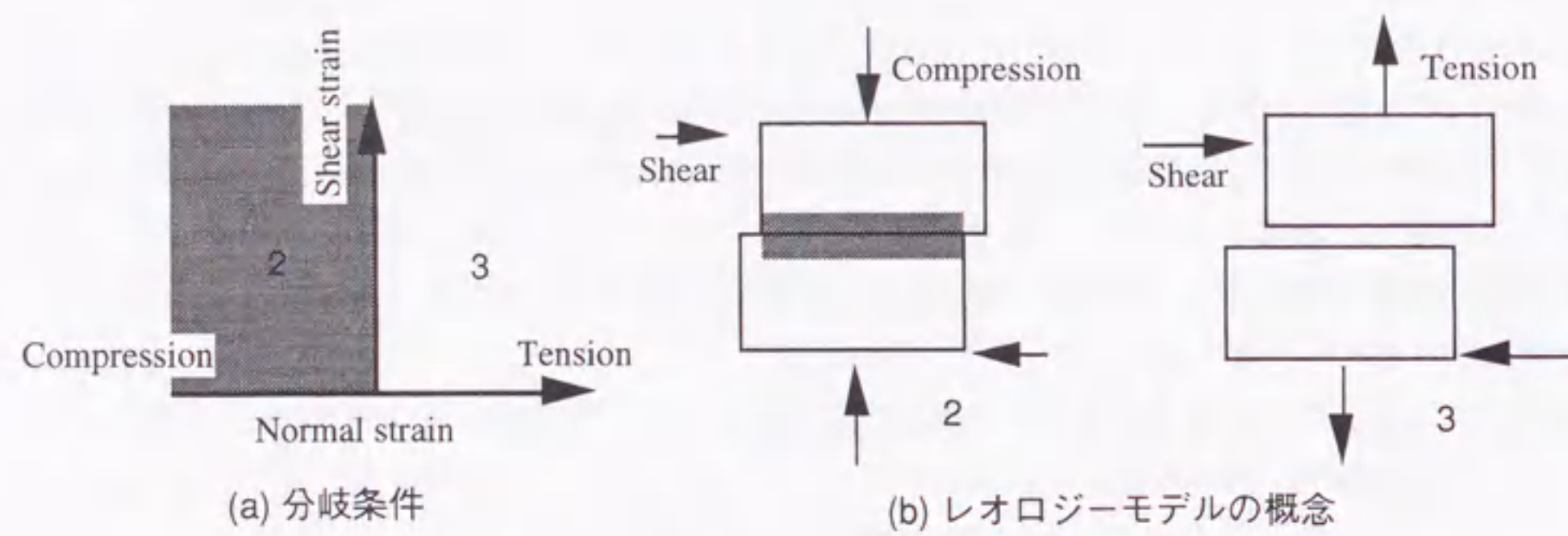
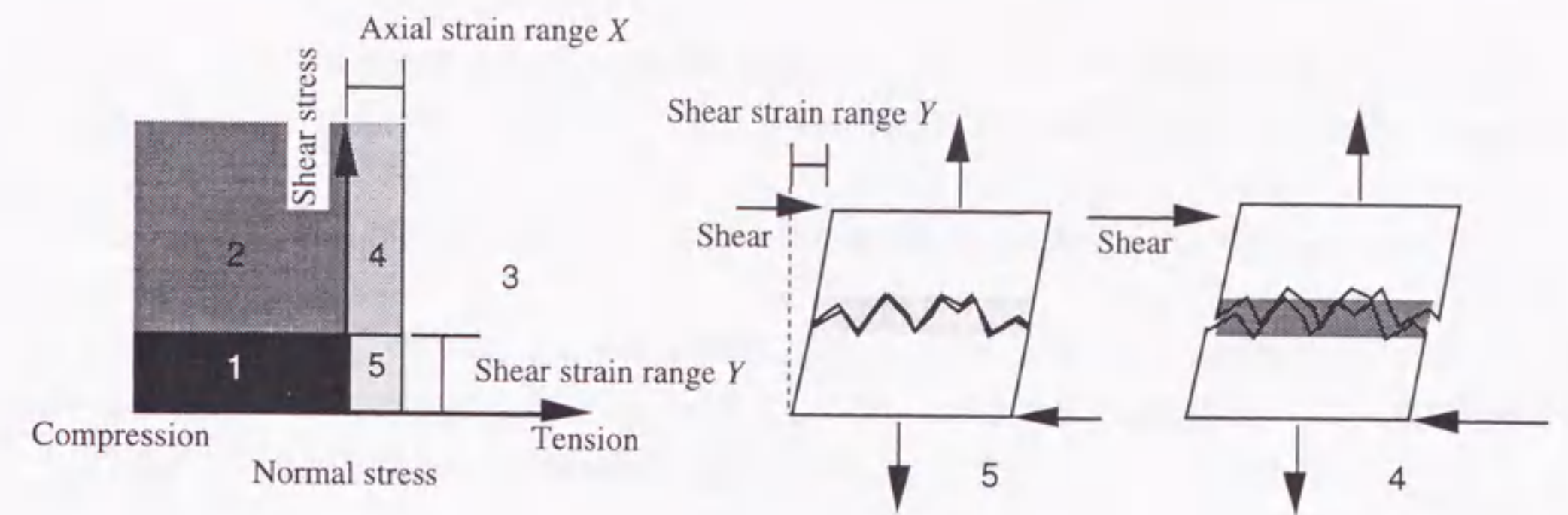


図-3.15 従来までの分岐条件とレオロジーモデルの概念



(a) 分岐条件 (b) レオロジーモデルの概念

図-3.17 改良2)における分岐条件とレオロジーモデルの概念

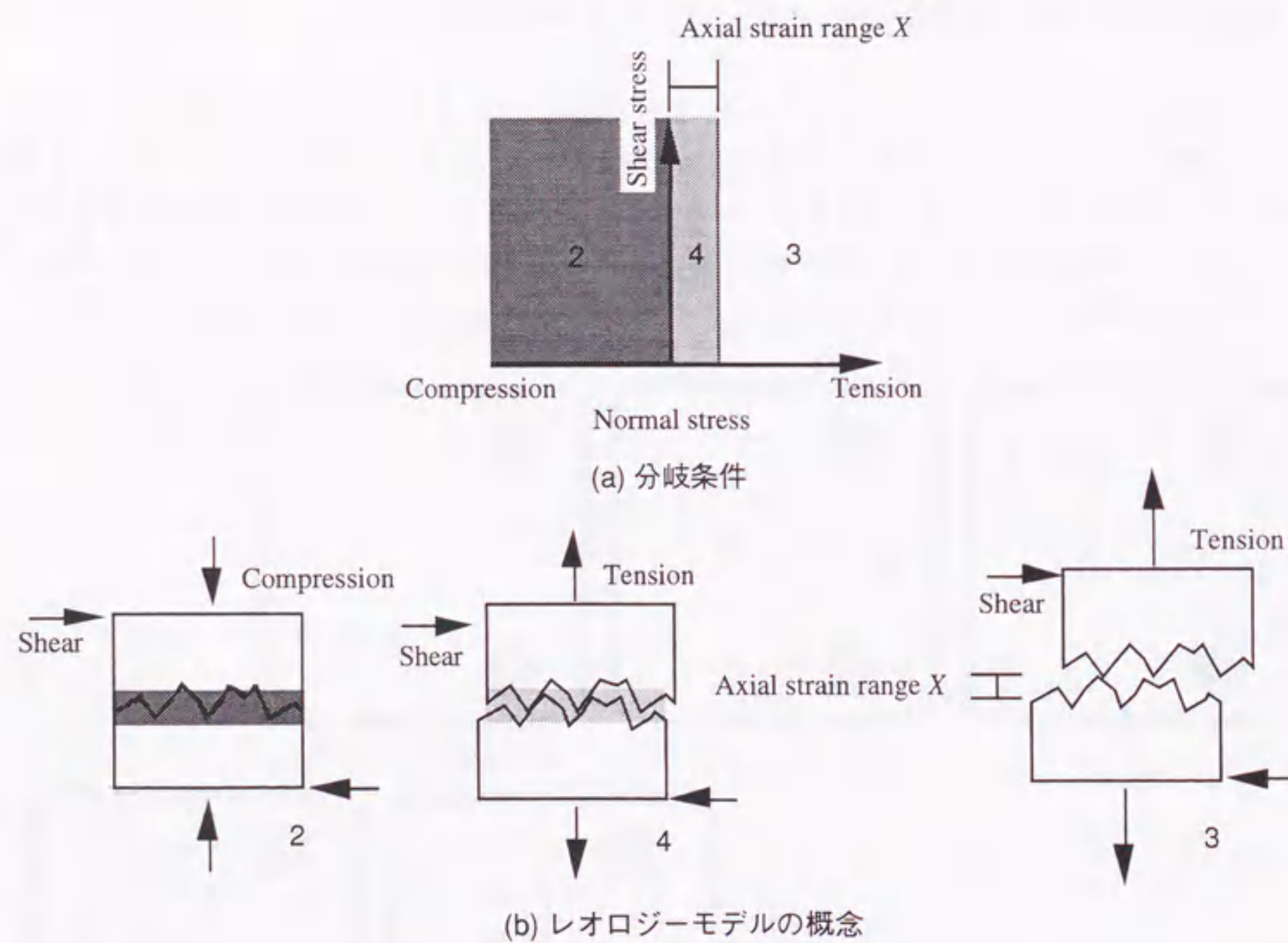


図-3.16 改良1)における分岐条件とレオロジーモデルの概念

スペンション要素はレオロジーモデル3となり、軸方向、せん断方向ともに要素が完全に消失し、応力は全く伝達されない。

1)の改良点は、破壊後に軸方向に引張応力を受ける要素でも、軸方向ひずみがある範囲内の場合に限って、せん断方向に粘塑性モデルを持つレオロジーモデル4を設定するものである。破壊後の要素のレオロジーモデルの分岐は図-3.16(a)に示すようになる。これは、図-3.16(b)の概念図に示すように、軸方向の引張ひずみが一定値以下であれば、実際のコンクリートでは破断面の凹凸による摩擦抵抗によって、せん断方向にすべり抵抗による応力の伝達が行われるものと考えられるためである。

また、2)の改良点は、破壊した要素がせん断応力を受ける場合、せん断ひずみが一定の範囲にあれば、せん断方向に弾性変形が生じるとし、せん断方向に粘弾性モデルを持つレオロジーモデル5を設定するものである。この結果、破壊後の要素のレオロジーモデルの分岐は、図-3.17(a)のようになる。これは、図-3.17(b)の概念図に示すように、破壊された要素がせん断を受ける場合、従来は粘性によるすべり抵抗のみがせん断方向に生じていたが、すべり抵抗が生じる以前に弾性抵抗が生じていると考えられるためである。

本研究では、1)による軸ひずみ範囲X、および、2)によるせん断ひずみ範囲Yを変化させた場合の影響を検討し、繰返し応力下の変形挙動を再現するために妥当と思われるXおよびYの値を設定した。

### 3.4 まとめ

本章では、筆者らが提案したコンクリートの破壊解析手法である粘弾塑性サスペンション要素法 (VEPSEM) の原理および解析手順について説明するとともに、本研究で行った改良点について概説した。

前述のように、VEPSEMの特徴は、非連続体モデルを用いることと、動的解析を行うことの2点である。

コンクリートを粗骨材節点とサスペンション要素の2相材料とみなし、粗骨材節点をサスペンション要素で結ぶことで非連続体モデルを構成している。コンクリートの破壊現象において生じるひび割れにともなう非線形性は、このサスペンション要素の変形構成則を表すレオロジーモデルの変化によって再現できる。

また、動的解析によって、ひび割れによって生じるコンクリート内部の衝撃的な応力の再分配が再現でき、実際の破壊現象により近い形で解析を行うことができる。

このような特徴を持つため、本解析手法はコンクリートのような粒子分散型複合材料の力学的特性、そのうち主として破壊現象のメカニズムを内部構造を包括した上で考察することが可能となる。もちろん、その単純化において切り捨てた要因は存在するが、それらは本研究が目的とするレベルでのコンクリートの力学的特性の把握においては、影響が少ないと考えた上でのことである。本解析手法は発展の余地が多く残されており、切り捨てた要因の影響を無視できないことがわかれば、将来的にはそれらを取り入れる必要があると考えられる。

## 第4章 解析結果および考察

- 4.1 概説
- 4.2 繰返し応力下のコンクリートのシミュレーション
- 4.3 1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション
- 4.4 せん断応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション
- 4.5 まとめ

## 第4章 解析結果および考察

### 4.1 概説

本章では、前章で示した粘弾塑性サスペンション要素法を用いた解析結果およびその考察を示す。本研究の最終的な目的は、前述したように、コンクリートの変形・破壊挙動を再現できる解析モデルを構築することにある。そして、この解析モデルは、種々の条件に適用可能な、つまり外的な条件に左右されないモデルでなければならない。本解析モデルは、コンクリートを節点（粗骨材）とサスペンション要素（モルタル）でモデル化し、サスペンション要素の変形・破壊の構成則に単純な力学モデルを用いている。コンクリート全体の変形・破壊挙動は、これらサスペンション要素の変形・破壊の組合せによって表現される。コンクリートの内部構造を構成するサスペンション要素そのものの構成則は、入力データとして与えられるものを除いて不変であり、コンクリートの変形挙動は、節点の配置および外部の応力条件によって変化する。このような点で、このモデルは本研究の目的に合致するといえる。

本解析手法を用いた初期の検討は、コンピュータの性能の関係もあり、小さなモデルでしか行えず、解析結果が節点の配置に大きな影響を受け、単純な応力条件下での考察しか行えなかった。しかし、近年のコンピュータの発達により、節点数の多いモデルを用いた解析も可能となり、これによって、応力条件を様々に変えた場合の検討が可能になった。第3章で述べたように、本解析手法では、境界条件や側圧荷条件を変化させることによって、様々な応力条件を設定することが可能である。このように応力条件を変化させて行った解析例は少なく、ごく単純な構成則でこれらを与えることができる点も本解析の特色の一つである。

本研究では、繰返し応力下およびコンファインドコンクリートを解析対象とした。また、コンファインドコンクリートについては、1軸圧縮応力を受ける場合とせん断応力を受ける場合について検討した。これらの解析結果を、第2章で述べた実験的研究による知見と比較することによって、本解析手法の適用性を検討する。また、本解析で用いている解析モデルは、すべて2次元モデルであり、実際には3次元のコンクリートを平面として考えることになる。これは、解析時間の関係上行った単純化であるが、解析手法の適用性を検討する上では特に問題はないものと考えられる。

4.2節では、第3章で述べた改良を加えた解析手法を用いて、繰返し応力下のコンクリートの変形挙動の再現を試みる。

4.3節では、1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの変形挙動の数値解析的な再現を試み、変形・破壊挙動に与える帯筋の影響について検討する。

4.4節では、せん断応力下のコンファインドコンクリートの変形・破壊挙動に与えるせん断補強筋の影響を数値解析的に再現し、その破壊メカニズムについて検討する。

## 4.2 繰返し応力下のコンクリートのシミュレーション

本節では、粘弾塑性サスペンション要素法を用いて行った繰返し応力下のコンクリートのシミュレーションの結果とその考察を示す。

構造物に破壊をもたらす外力は、風や地震などのように比較的高速度の繰返し荷重であることが多い。このため、繰返し応力を受けるコンクリートの変形・破壊挙動を的確に把握することは重要であり、今までに数多くの研究が行われてきた。第2章で述べたように、その特徴は、繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線の包絡線が単調載荷時の応力-ひずみ曲線と一致すること、除荷曲線と再載荷曲線によってループが描かれること、などである。しかし、これらの知見は実験室における単純・静的条件下で得られたものである。実際の構造物におけるコンクリートは、複雑な内部応力を受けると同時に高速度の繰返し荷重を受けると考えられる。このような実験室と異なる条件下では、コンクリートは従来の知見とは異なる変形挙動を示すと考えられる。

実験室レベルではこうした複雑・高速度の応力条件を作り出すことが困難であるため、解析による検討が進められている。しかし、連続体の構成則を用いる場合、コンクリートがひび割れなどによって不連続な特性を持つために、より複雑な構成則が必要となり、また、境界条件の処理も複雑になる。一方、VEPSEM解析手法では、そのような問題点を回避してシミュレーションが可能である。ただし、従来の構成則では繰返し応力下のコンクリートの変形挙動を充分には再現できていなかった。

今回の研究では、繰返し応力下の変形挙動の再現を目的とし、前章で示したように、要素の破壊後の構成則を変化させて検討を行った。

### 4.2.1 解析方法

図-4.1は、節点を110個持つ110Bモデルであり、本解析で用いた解析モデルである。本研究では、以下の2点について解析方法に改良を加えた。

- 1) 破壊後の要素へのせん断要素の付加 (レオロジーモデル4)
- 2) 破壊後の要素へのせん断方向の弾性の付加 (レオロジーモデル5)

改良の詳細については、前章に示すとおりである。本節では、1)による軸ひずみ範囲 $X$ 、および2)によるせん断ひずみ範囲 $Y$ を変化させた場合の影響を検討し、繰返し応力下の変形挙動を再現するために妥当と思われる $X$ および $Y$ の値を設定する。また、設定した値を用いてコンファインドコンクリートの破壊解析を行った。

また、本解析における繰返し載荷の方法は、第3章で示したような変位制御とした。いずれもひずみが0.6%に達するまでの変形挙動について、時間刻み $1.0 \times 10^{-6}$ 秒で計算を行った。解析に用いた入力データを表-4.1に示す。

### 4.2.2 解析結果とその考察

#### (1) 繰返し応力下のコンクリートの変形挙動解析

図-4.2は、従来の解析手法による繰返し応力下のコンクリートの変形挙動の解析結果である。この図によれば、繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線の包絡線が、単調載荷時の応力-ひずみ曲線の前半部分の一部についてのみ一致している。また、後半については単調載荷よりかなり小さい応力しか負担

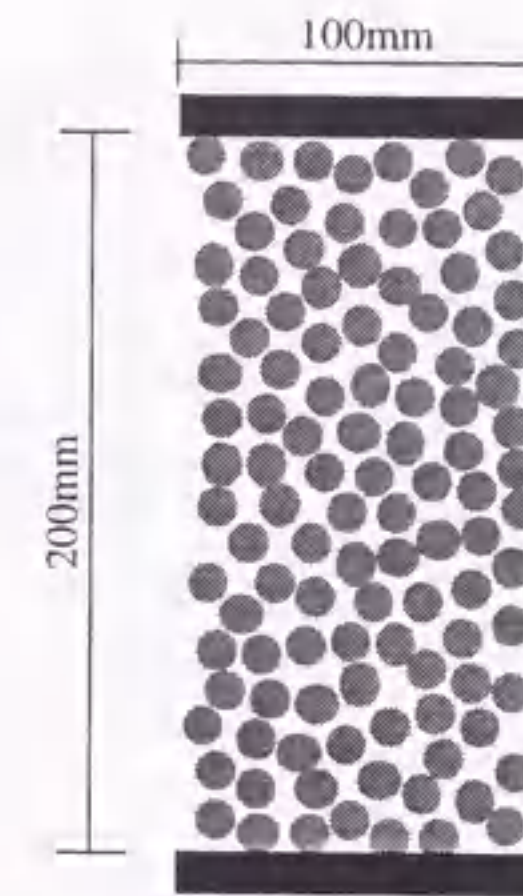


図-4.1 110B Model

表-4.1 モルタルの入力データ

	$\tan\phi$	$F_{tm}$	$E_m$	$\eta_m$	$v$	$d$	$D$	$R$
110B model	0.1	2	13	0.5	0.08	0.5	20	0.01 0.02 0.04

[Notes]  $\phi$ : Angle of internal friction,  $F_{tm}$ : Pure tensile strength (MPa),  $E_m$ : Elastic modulus (GPa),  $\eta_m$ : Viscosity (MPa·s),  $v$ : Loading rate (cm/s),  $d$ : Diameter of aggregate (cm),  $D$ : Distance between loading boards (cm),  $R$ : Repetitive displacement (mm)

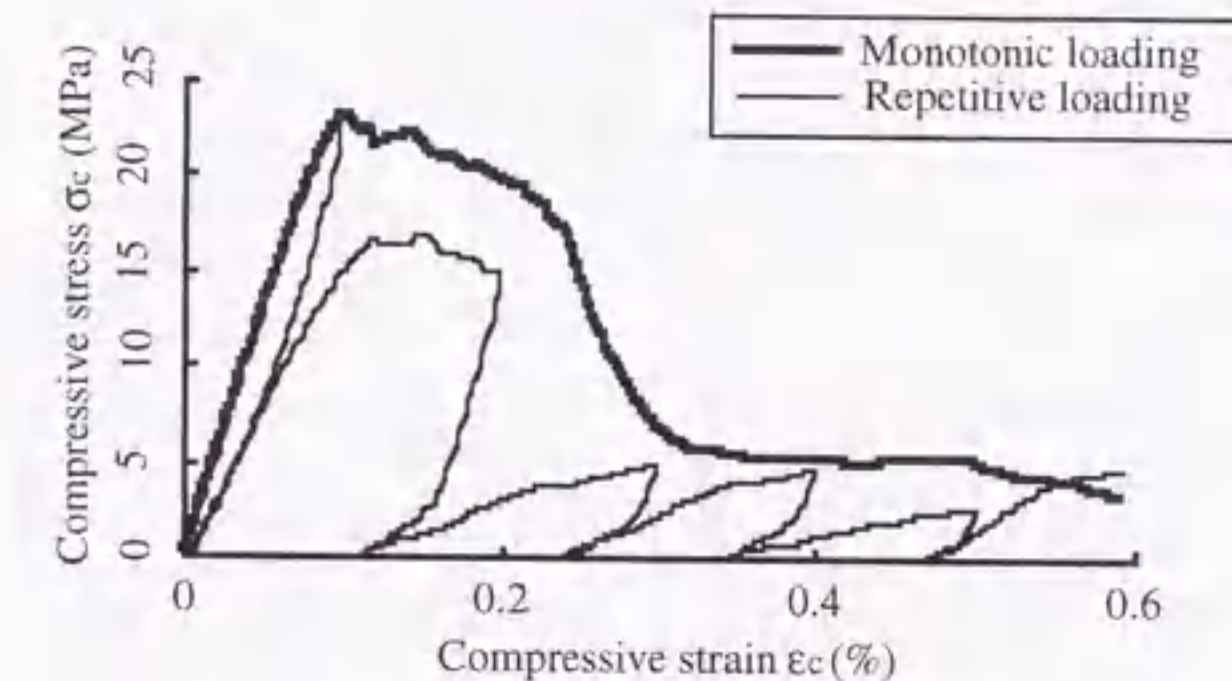


図-4.2 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 (従来の解析結果)

しなくなる。さらに、除荷曲線と再載荷曲線によるループが描かれておらず、再載荷時の曲線が除荷時の曲線より下側になっている。以上の2点が、実際の現象と異なっていた。

図-4.3は、1)の改良点における軸方向ひずみ範囲 $X$ を変化させた解析結果である。繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線が、ひずみの進んだ位置でもほぼ単調載荷時の応力-ひずみ曲線と一致する結果が得られた。 $X$ の値が小さい場合には、繰返し載荷時の包絡線と単調載荷時の応力-ひずみ曲線が、低ひずみの段階までしか一致しないが、 $X$ の値を大きくした場合には、ひずみが大きい場合でもかなり一致するようになる。ただし、除荷曲線と再載荷曲線のループについては、繰返しの初期にわずかに描かれる程度である。

図-4.4は、1)の改良点における軸方向ひずみ範囲 $X$ を10%として、2)の改良点における弾性を与えるせん断方向ひずみ範囲 $Y$ を変化させた場合の影響について比較した解析結果である。同図によると、 $Y$ の値が小さい場合は、ほとんど変化が見られないものの、 $Y$ の値を大きくすると、繰返し載荷の初期で除荷曲線と再載荷曲線がループを描くようになり、同時に、繰返し載荷の応力-ひずみ曲線の包絡線が単調載荷の応力-ひずみ曲線とほぼ一致する。また、さらに $Y$ の値を大きくした場合には、繰

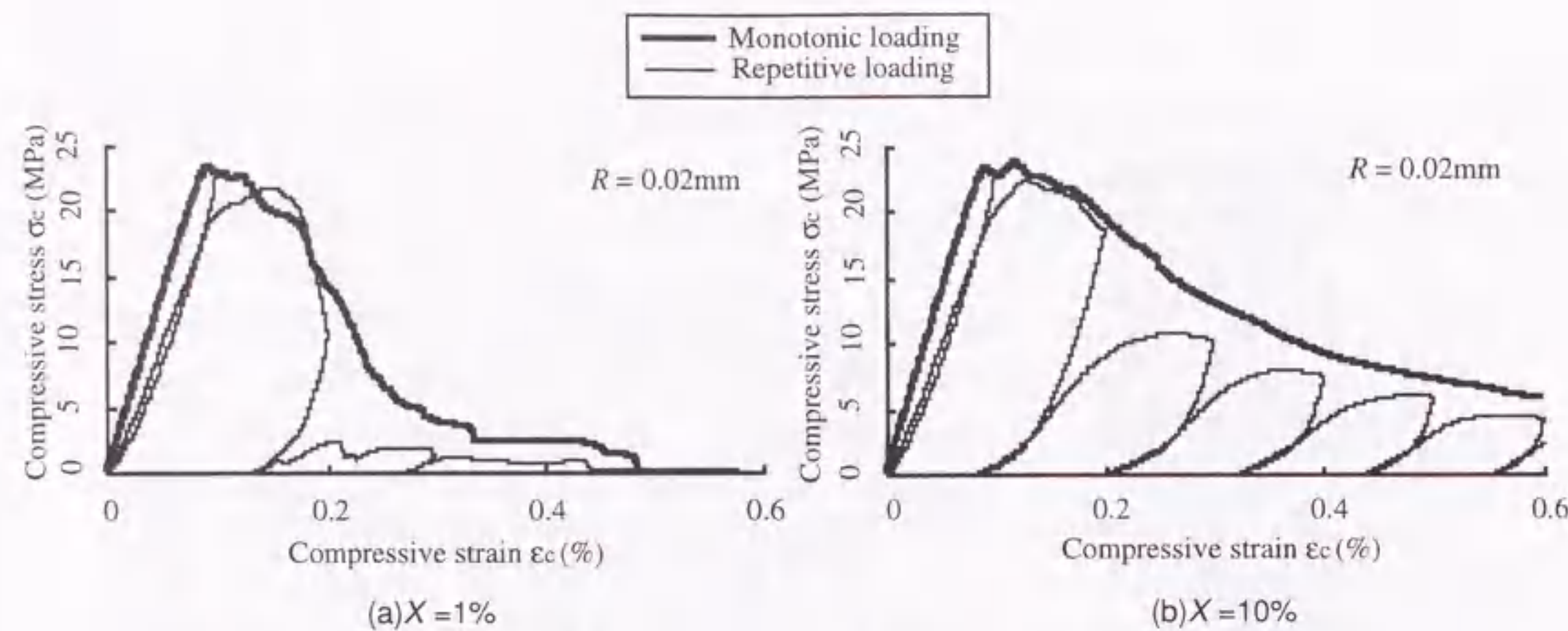


図-4.3 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 (改良1)- $X$ による変化

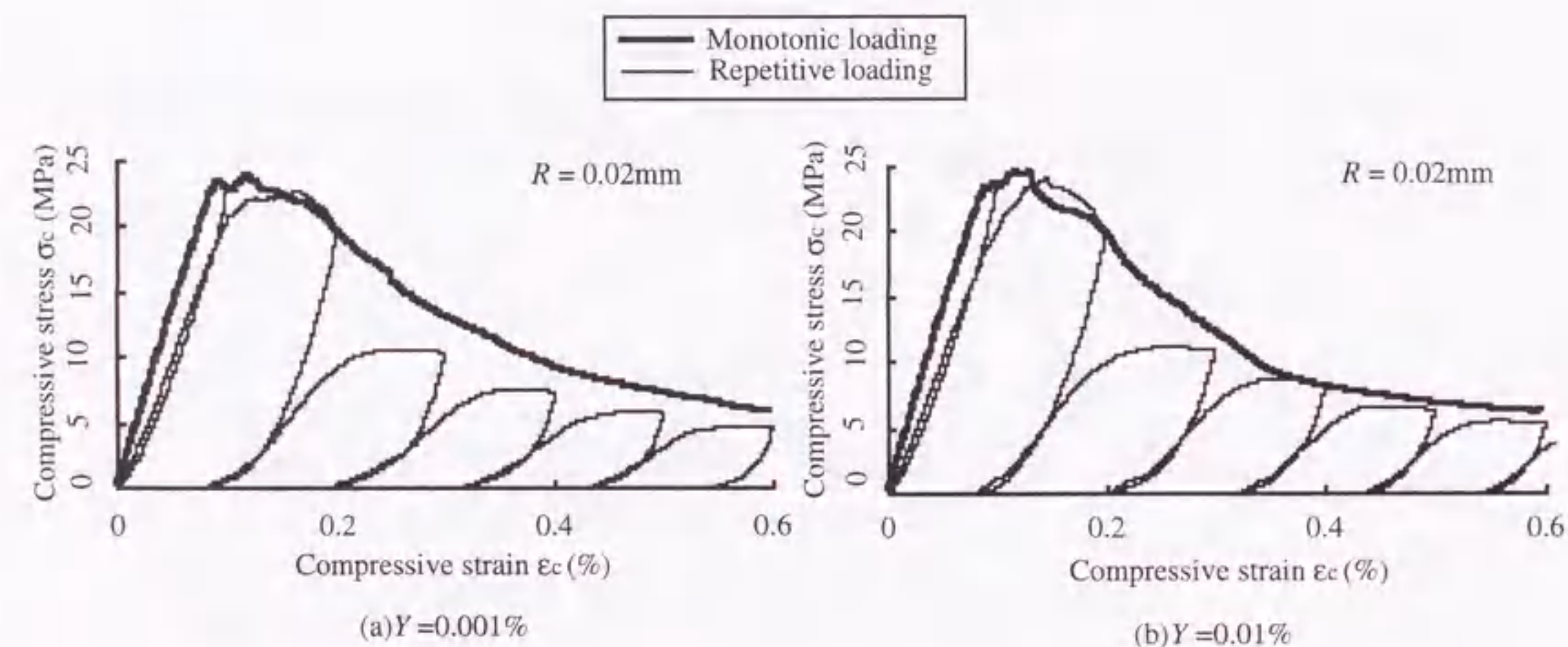


図-4.4 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 (改良2)- $Y$ による変化

返し載荷時の残留ひずみがほとんど増大せず、常に原点近くに戻る曲線が得られた。これはせん断弾性を与える範囲が大き過ぎるために、各要素においてせん断弾性が常に作用し、残留ひずみが生じない現象であり、現実的ではない。

図-4.5は、前述の範囲設定で最も良い結果が得られた場合、すなわち、軸方向ひずみ範囲 $X$ を10%、せん断方向ひずみ範囲 $Y$ を0.01%とした解析例であり、繰返し変位を変化させた場合を比較している。繰返し載荷時の応力-ひずみ曲線の包絡線は、単調載荷時の応力-ひずみ曲線とほとんど一致しており、除荷曲線と再載荷曲線によるループも、ひずみが進んだ地点でもわずかながら見られる。また、繰返し変位の影響については、繰返し変位が小さく、繰返し数を多くした場合に単調載荷よりも抵抗力が低下する現象が見られる。なお、実現象では、 $X$ は破断面の凹凸の大きさ、 $Y$ は破壊後の要素のせん断方向への降伏値と考えられるが、これらについては他の入力データとの関連を含めて、今後さらに検討する必要がある。

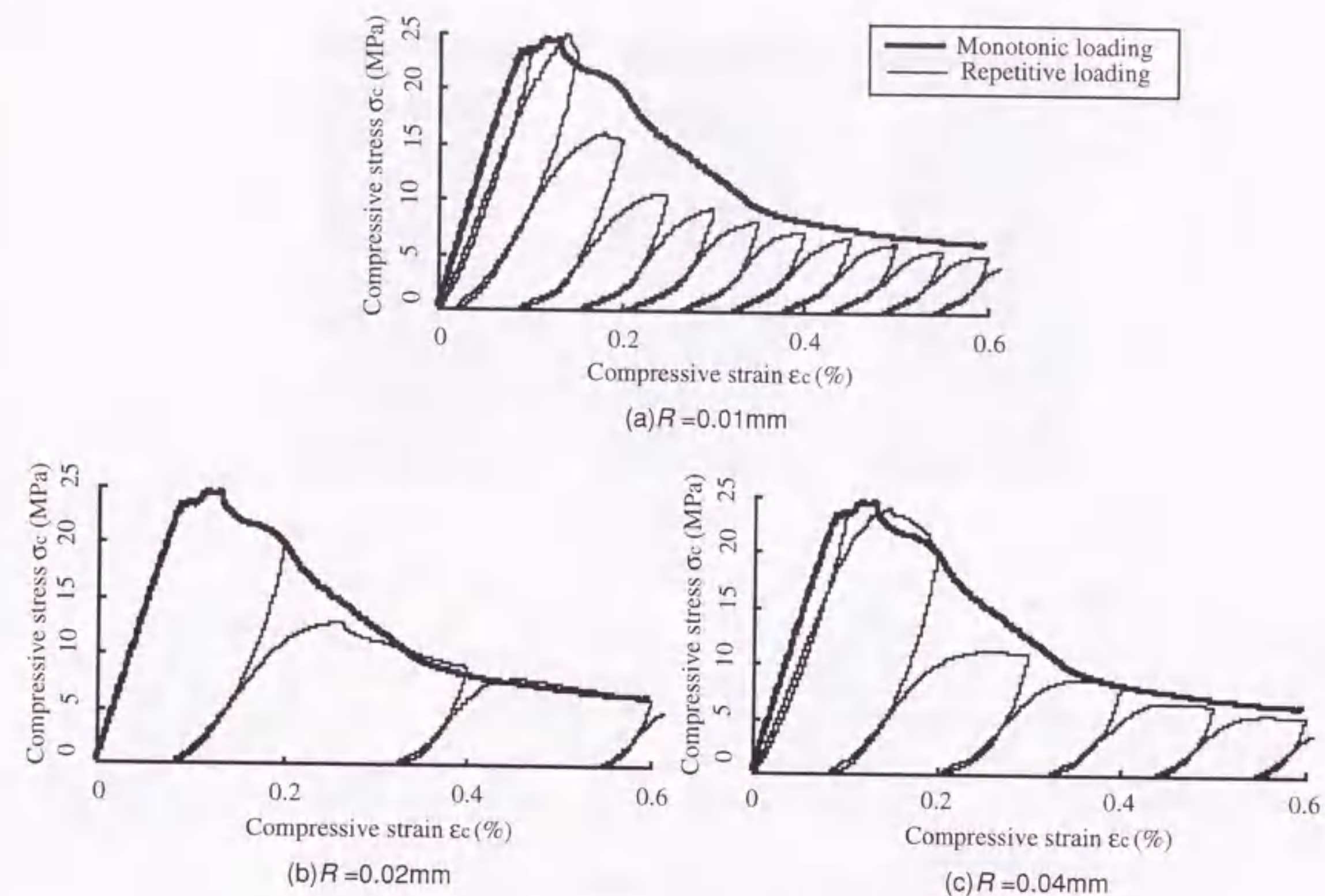


図-4.5 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 ( $X=10\%$ ,  $Y=0.01\%$ とした場合の $R$ による変化)

## (2) 繰返し応力下のコンファインドコンクリートの变形挙動解析

コンファインドコンクリートは、帯筋の拘束力によってコンクリート全体としての圧縮強度が上昇し、高い靱性を示すことが知られている。しかし、その影響について解析的に検討した研究はほとんど報告されていない。本解析では、コンファインドコンクリートを想定した解析が可能であり、本研究で改良を加えた構成モデルを用いて圧縮繰返し応力下のコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線の再現を試みた。

図-4.6に示すように、供試体両側面の特定の骨材を弾塑性要素で結び、この要素の弾性復元力によって骨材を水平方向に拘束した。帯筋の構成則は、第3章に示すとおりである。

本研究では帯筋の拘束位置による影響について検討した。また、入力データは表-4.1と同様であり、帯筋の入力データは表-4.2に示すとおりである。

図-4.7は、帯筋比を1.0%の一定として鉄筋の数を変化させた場合の圧縮繰返し応力下のコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線である。図中には、単調載荷時の応力-ひずみ曲線も併示した。図-4.4のプレーンコンクリートと比較すると、横方向に変形を拘束することによって単調載荷時の応力-ひずみ曲線の形状が延性的になっている。一方、繰返し応力下の变形性状については、その包絡線が単調載荷時の応力-ひずみ曲線とほぼ一致し、除荷曲線と再載荷曲線によるループがプレー

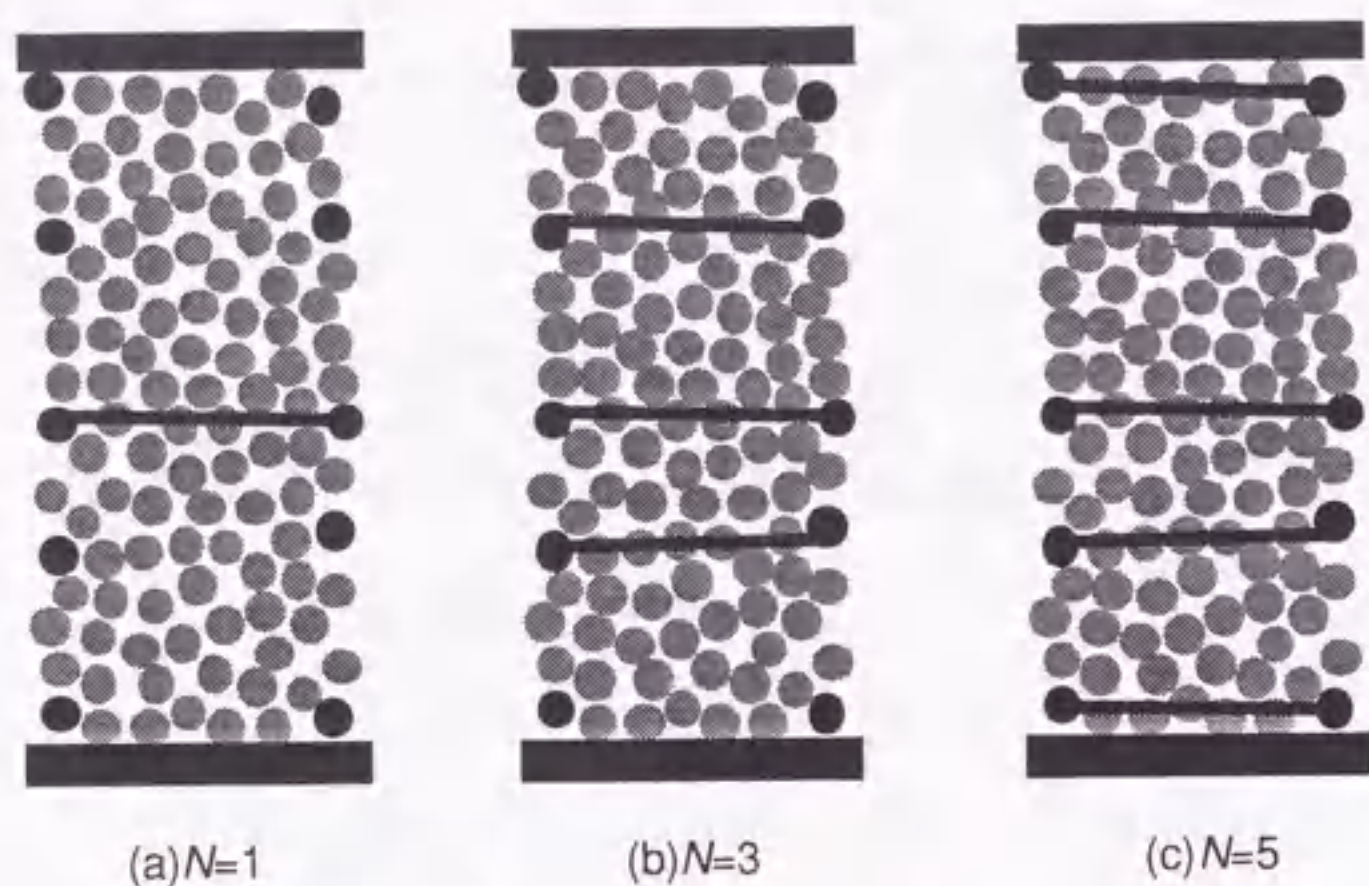


図-4.6 帯筋の位置

表-4.2 帯筋の入力データ

$p$	$P_y$	$K_s$	$N$
1.0	6.0	4200	1
	2.0	1400	3
	1.2	840	5

[Notes]  $p$ : Steel ratio (%),  $P_y$ : Yield force (kN),  $K_s$ : Stiffness of hoop (kN),  $N$ : Number of hoop

ンコンクリートよりも顕著に現れている。また、繰返しが進むにつれて除荷曲線および再載荷曲線の勾配が小さくなっており、実験でもこれらとはほぼ同様の現象が観察されている。また、帯筋比が同一でも帯筋位置の違いによってその影響の程度は異なっており、今回の帯筋比では、帯筋を3本配置した場合がもっとも強度が上昇した。これは、本解析では載荷板による横拘束を考慮しているため、5本の場合に、載荷板近辺の帯筋の拘束力がほとんど発揮されなかったためと考えられる。しかし、最大応力時のひずみは5本の場合が最大であり、より延性的となっている。またこの時に、除荷曲線と再載荷曲線によるループが最も顕著に現れている。

プレーンコンクリートではそれほど明確に現れなかった除荷曲線と再載荷曲線のループが、コンファインドコンクリートでははっきりとした形で現れる結果が得られた。ループの見られる理由が横拘束にあるならば、この差の原因として未破壊のモルタル部の影響が考えられる。周辺の健全なモルタルの弾性抵抗が、コンクリート全体にわずかな横拘束を与えているためにループが描かれると考えられる。

### (3) カイザー効果の再現

コンクリートでは内部ひび割れの発生に伴ってアコースティック・エミッション (AE) と呼ばれる弾性波が発生する。これをコンクリートの載荷時の破壊源の探知および破壊の予測に適用するために

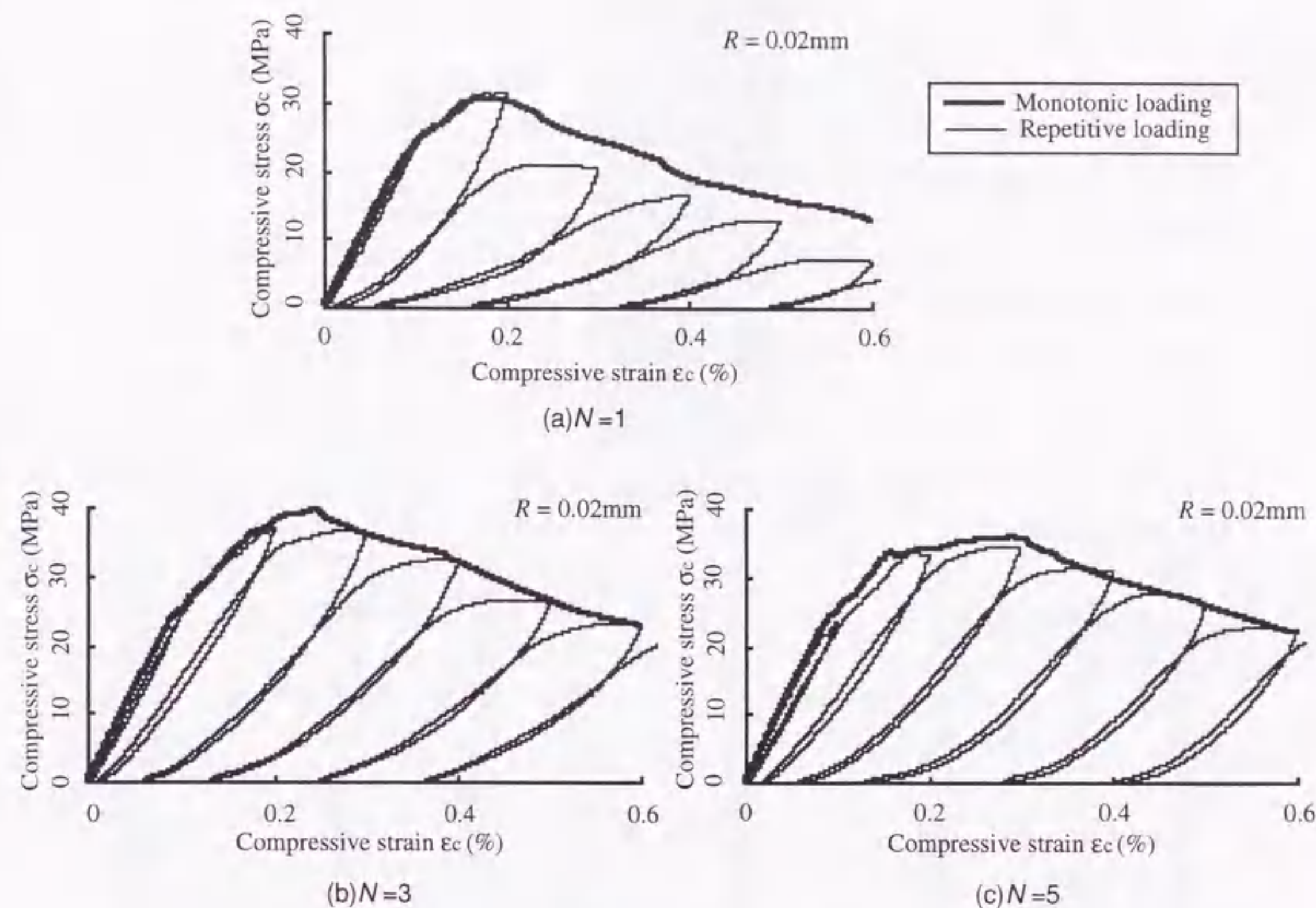


図-4.7 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 ( $p = 1.0\%$ )

多くの研究がなされている。このうち、繰返し応力を受けるコンクリートではカイザー効果と呼ばれる現象が生じることが指摘されている。これは、先行荷重を越えて載荷されなければAEがほとんど検出されない現象である。本解析では、各時間ごとにそれぞれの節点の加速度を測定することによって、AE現象をシミュレートすることができるため、繰返し応力下のカイザー効果について解析的に検討した。

図-4.9は、図-4.8に示した6つの節点位置に生じた加速度を各ひずみレベルで平均し、その時の応力と比較して示したものである。カイザー効果は内部クラックの連結などで構造的に不安定になった場合は見られないため、ここでは応力上昇域に限定して示した。

同図の網掛部は、応力が先行荷重を越えてAEが発生すると考えられる範囲を示している。ほぼこの応力の範囲で大きな加速度が生じており、本解析手法によってカイザー効果がよく再現されている。また、その他の特徴として、再載荷の開始時に加速度が生じているが、これは応力が0になった時点で載荷板の方向が瞬間的に変化するためであり、その衝撃が伝わって生じているものと考えられる。

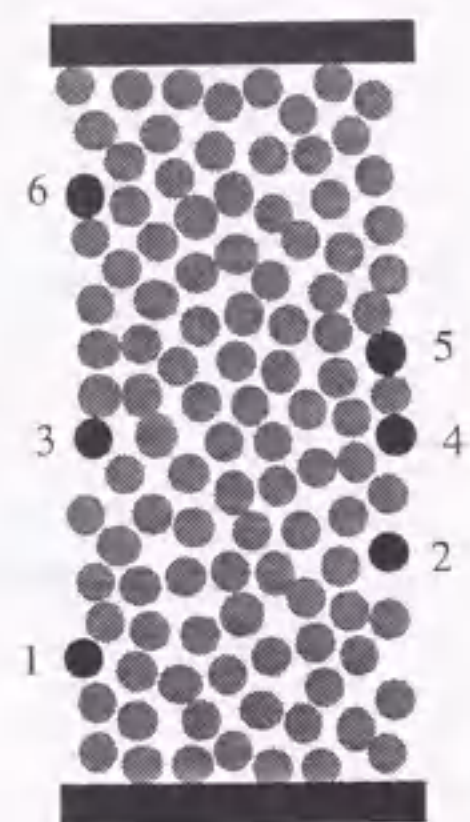


図-4.8 平均加速度の測定位置

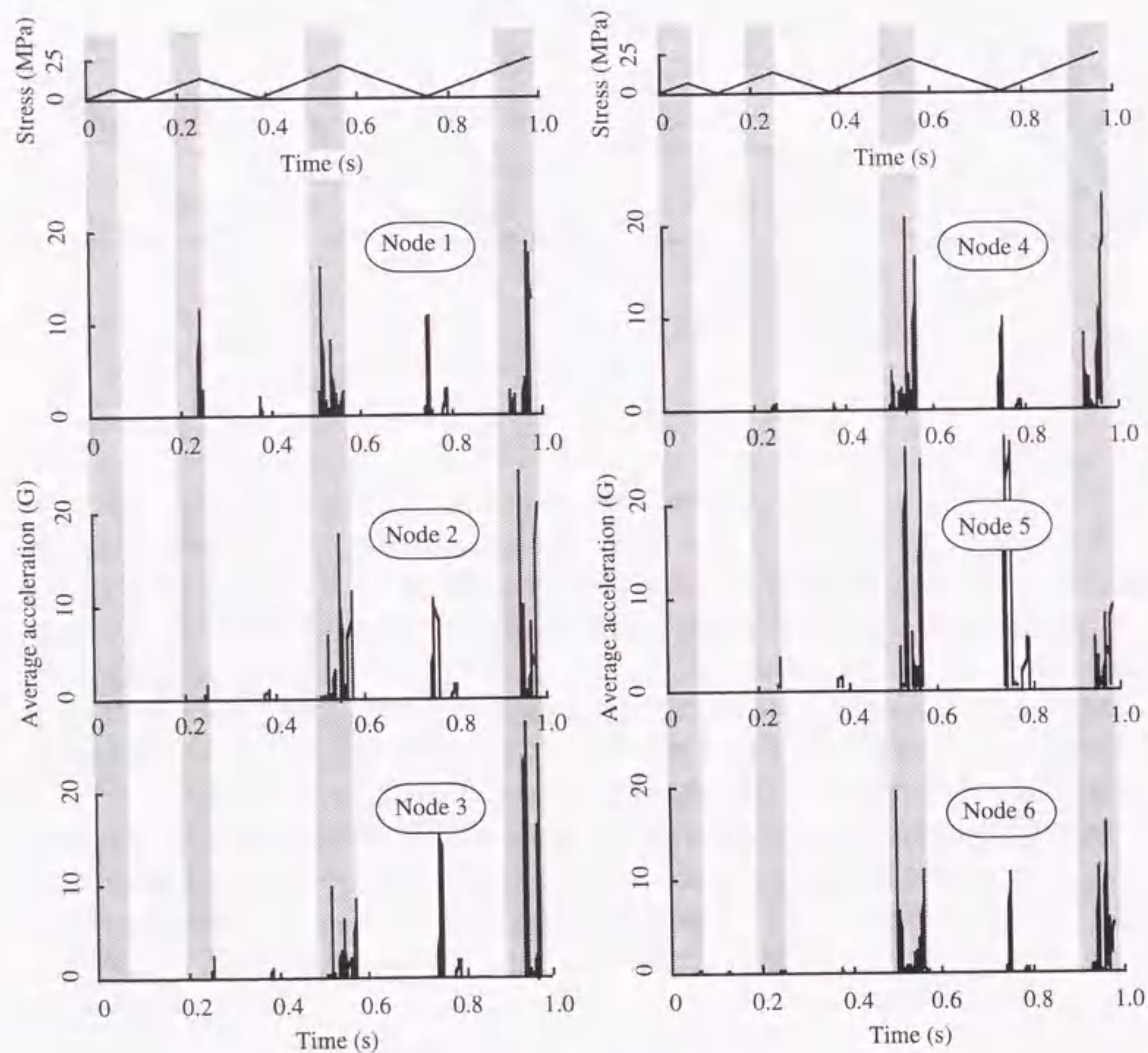


図-4.9 平均加速度と時間の関係

#### 4.3 1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション

本節では、前節でも一部の結果を示したコンファインドコンクリートのシミュレーション結果について述べる。前節では、解析の改良による影響を示すことが主目的であったが、本節では、帯筋が1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの変形・破壊挙動に与える影響を検討する。

コンファインドコンクリートは、プレーンコンクリートにフープやスターラップなどのせん断補強筋を用いて横拘束力を導入したものである。これにより本来は脆性的な破壊挙動を示すコンクリートが、高い靱性を呈するようになり、さらに圧縮強度も増大するなど、圧縮変形性能が著しく改善される。一方、構造物が十分な耐震性を発揮するためには、構造部材に高い強度が要求されると同時に、十分な靱性、すなわちエネルギー吸収能力が確保されていなければならない。コンファインドコンクリートはこのような条件を満たしており、せん断補強筋で補強して靱性を確保した鉄筋コンクリートが構造材料として広く用いられている。また、構造物の耐震性能を把握するため、鉄筋コンクリート部材の強度・変形特性に関する研究も広く行われ、実験的な検証によって、その破壊条件式、構成則および強度推定式が作成されている。

一方で、こうした鉄筋コンクリート構造物の変形挙動を解析によって再現しようとする試みが数多く報告されている。構造部材として用いられるコンクリートは、一般的に構造物の自重や鉄筋による拘束力によって2軸、3軸の複雑な応力状態にあり、さらに動的な外力を受けることから、コンクリートの変形挙動を解析的に再現するには、コンクリートの多軸応力状態における動的性状を実験結果から把握し、解析に導入する必要がある。しかし、実験室レベルで得られる結果は、1軸・静的条件下で行われたものが主であり、それをそのまま構造部材の鉄筋コンクリートに適用することはできない。

VEPSEMは、コンクリートの内部構造を単純化して導入し、コンクリートの変形挙動をこれらの単純な要素の構成則の組合せで再現しているため、外部応力条件が複雑となっても全体の変形現象をシミュレートすることが可能である。また、動的解析であるため、ひび割れ発生や応力集中などの高速変形挙動を再現できるという利点もある。

本節では、VEPSEM解析手法を用いて、1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの強度および変形特性の数値解析的な再現を試みる。

##### 4.3.1 解析方法

解析モデルとして、図-4.10に示すような110個の節点をランダムに配置した2次元の110Bモデルを用いた。本解析における帯筋の構成則は、第3章に示したとおりである。

本節では、この帯筋の降伏荷重、配置、量（帯筋比）およびモルタルの純引張強度などの各要因が、1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの強度および変形挙動に及ぼす影響について検討した。解析に用いたモルタルの性質に関する入力データを表-4.3に示す。また、帯筋の入力データを表-4.4に示す。鋼材は、弾性係数210kN/mm<sup>2</sup>、降伏点応力度300, 600, 900 N/mm<sup>2</sup>を想定しており、この入力データはこれらの値に各条件下におけるせん断補強筋の断面積を乗じたものである。なお、解析モデルが2次元であるため、本解析で設定したせん断補強筋比は、解析モデルに粗骨材径と同一の奥行き(10mm)を想定し、高さ×奥行きによる供試体の横断面積(20cm<sup>2</sup>)に対するせん断補強筋総断面積の比率とした。



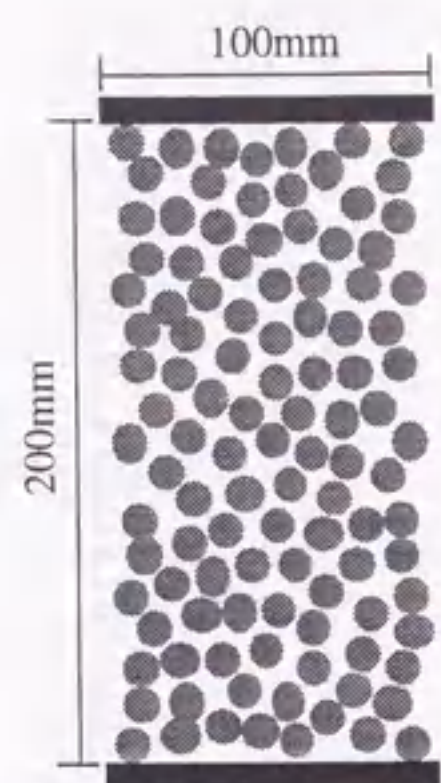


図-4.10 110Bモデル

表-4.3 モルタルの入力データ

	$\tan\phi$	$F_t$	$E$	$\eta$	$\nu$	$d$	$H$	$D$
110B model	0.1	1.0 2.0 5.0	13	0.5	0.08	10	200	100

[Notes]  $\phi$ : Angle of internal friction,  $F_t$ : Pure tensile strength (MPa),  $E$ : Elastic modulus (GPa),  $\eta$ : Viscosity (MPa·s),  $\nu$ : Loading rate (cm/s),  $d$ : Diameter of aggregate (mm),  $H$ : Height of specimen (mm),  $D$ : Width of specimen (mm)

表-4.4 帯筋の入力データ

$p$	$P_y$	$K_s$	$N$
1.0	6.0	4200	1
	3.0	2100	2
	2.0	1400	3
	1.5	1050	4
	1.2	840	5
1.0~5.0	6.0	4200	1~5
3.0	4.0	4200	3
	6.0		
	8.0		
0.1	0.2	140	3
0.5	1.0	700	
1.0	2.0	1400	
3.0	6.0	4200	
5.0	10.0	7000	

[Notes]  $p$ : Steel ratio (%),  $P_y$ : Yield force (kN),  $K_s$ : Stiffness of hoop (kN),  $N$ : Number of hoops

#### 4.3.2 解析結果とその考察

##### (1) 帯筋位置の影響

帯筋の配置の影響について検討するために、図-4.11に示す各位置に、帯筋に相当する線材を配置した各解析モデルを用いて、帯筋比を同一とした場合の応力-ひずみ曲線の比較を行った。応力-ひずみ曲線の解析結果の一例を図-4.12に示す。プレーンコンクリートに比較して、すべてのコンファインドコンクリートの圧縮強度が上昇し、応力下降域が延性的となる。中央部に帯筋を集中させたS1の場合、強度があまり上昇せず、わずかに延性的になるが、帯筋を分散して配置した場合に比べると帯筋の効果が小さい。S1以外の帯筋配置では、圧縮強度および応力-ひずみ曲線に大きな差は見られな

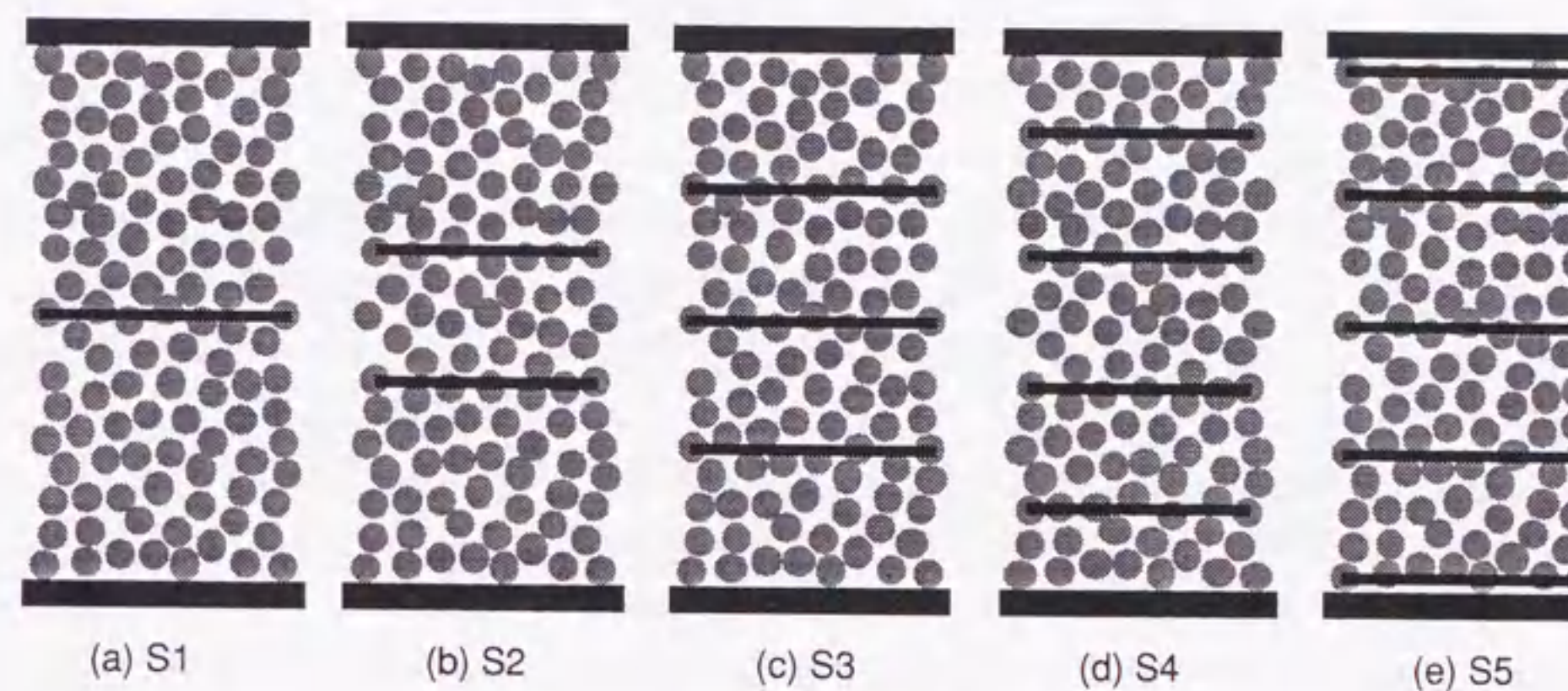


図-4.11 帯筋の位置

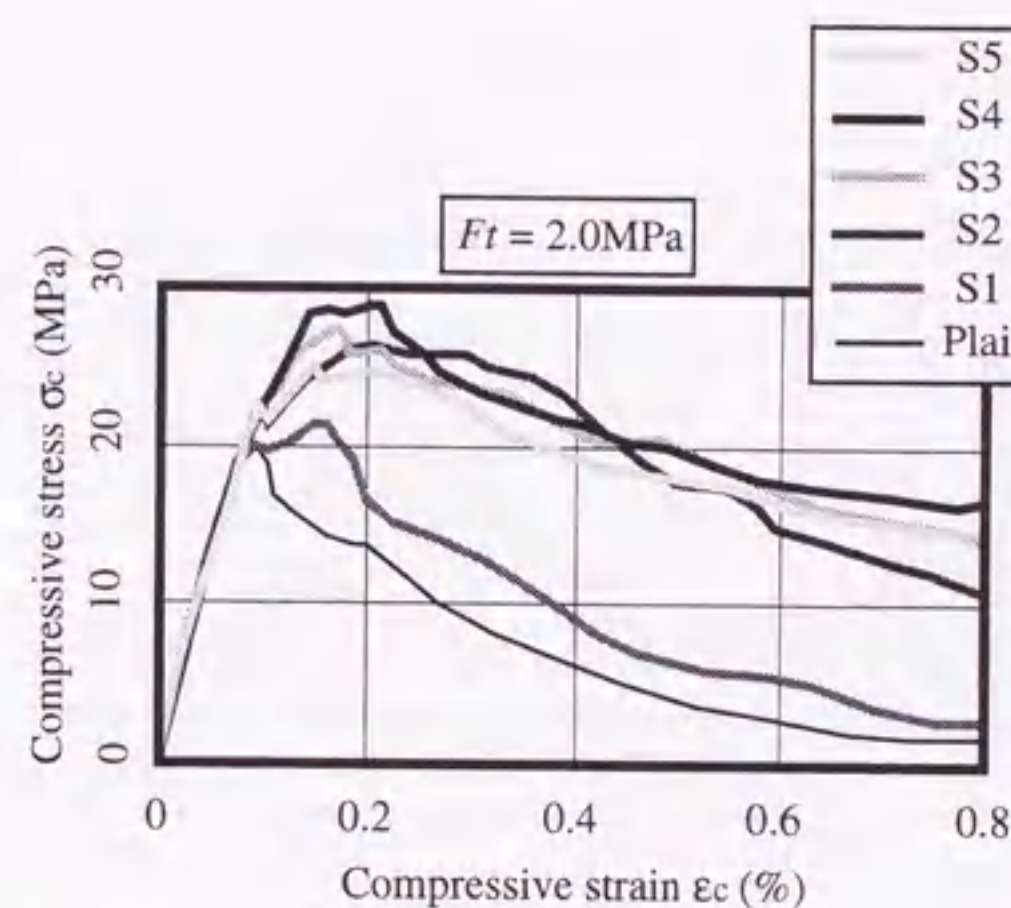


図-4.12 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線 (帯筋比が同じ場合の帯筋配置の影響)

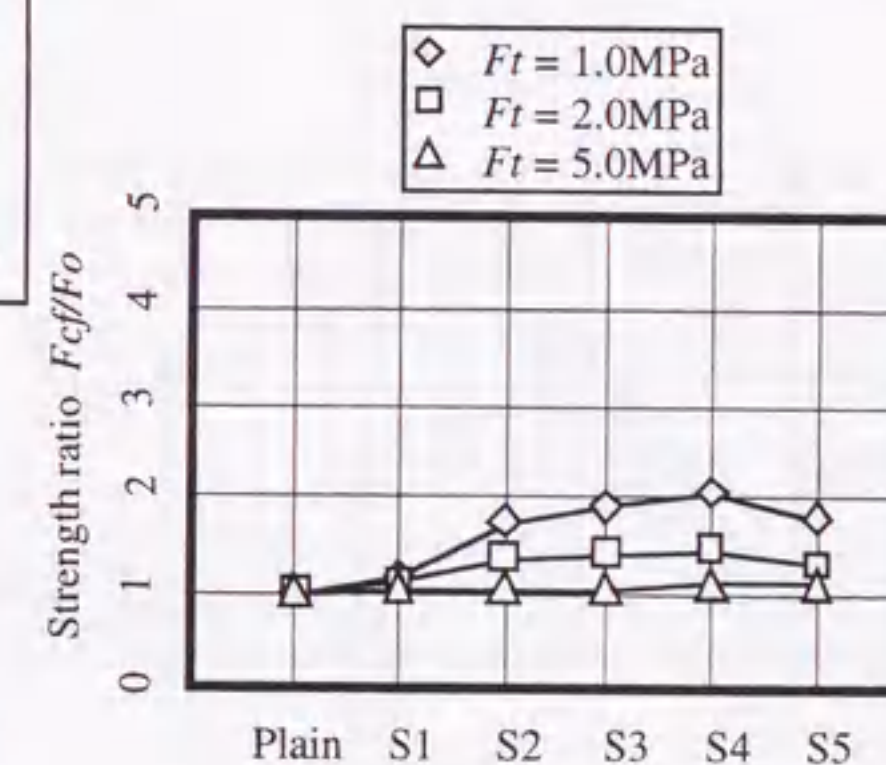


図-4.13 圧縮強度比 $F_{cf}/F_o$ と帯筋配置の関係 (同一帯筋比)

い。図-4.13は、各コンファインドコンクリートの圧縮強度( $F_{cf}$ )をプレーンコンクリートの圧縮強度( $F_o$ )で除した圧縮強度比( $F_{cf}/F_o$ )を、モルタルの純引張強度( $F_t$ )別に示したものである。この図によれば、低強度の場合の方が帯筋による強度上昇効果は大きく、配置による差も顕著である。純引張強度5.0MPaの場合には、配置による差がほとんど見られないが、純引張強度が1.0および2.0MPaの場合には、S4の帯筋配置が最も強度が大きく、S3、S2、S5の順となっている。S5を除けば、全体に分散させて配置した場合に、強度比が大きく、同一帯筋比であれば、帯筋を全体に均等に配置した方が効果が大きくなることを示している。一方、S5の場合に強度が低下したのは、本解析では、載荷板と骨材節点との要素がせん断方向に抵抗することによって端面摩擦による拘束を考慮しているが、端面近傍の要素の横方向変形はもともこの端面摩擦によって拘束されており、S5では端面近傍に帯筋を配置した分、中央部の拘束効果が減少したことによるものである。

それぞれの帯筋径を同一として、図-4.11の各位置に帯筋を配置した場合の応力-ひずみ曲線の一例を図-4.14に示す。この場合、帯筋本数が増えるに従って帯筋比も増大するため、圧縮強度の増大率が大きくなり、応力-ひずみ曲線もより延性的になる。しかし、帯筋を端面近傍に配置したS5は、最大応力後の応力の低下が最も少なく延性的であるが、強度はS4とほぼ同様である。この条件下における圧縮強度比を、モルタルの純引張強度別に図-4.15に示す。S5を除いて、帯筋本数の増大(=帯筋比の増大)とともに強度が比例的に増加し、その上昇傾向は純引張強度が小さいものほど顕著である。

図-4.3.12~4.15の結果は、端面摩擦の影響を含んでいると考えられるため、次に端面摩擦が生じない場合の解析を行った。これは、第3章で示したように、節点と載荷板が構成するサスペンション要素を、せん断方向に弾性のないローラ状態とすることで解析的に再現できる。その結果を図-4.16に示す。帯筋比同一および帯筋径同一の両条件下でS5の強度が最大となっている。つまり、この結果は、図-4.13および図-4.15に見られたS5の強度の頭打ち傾向が、端面摩擦の影響によって両端部の帯筋が有効に作用していなかったために生じたことを示しており、端面の拘束がない場合は、全体に平均して帯筋を配置した方が、強度が大きくなるものと予想される。

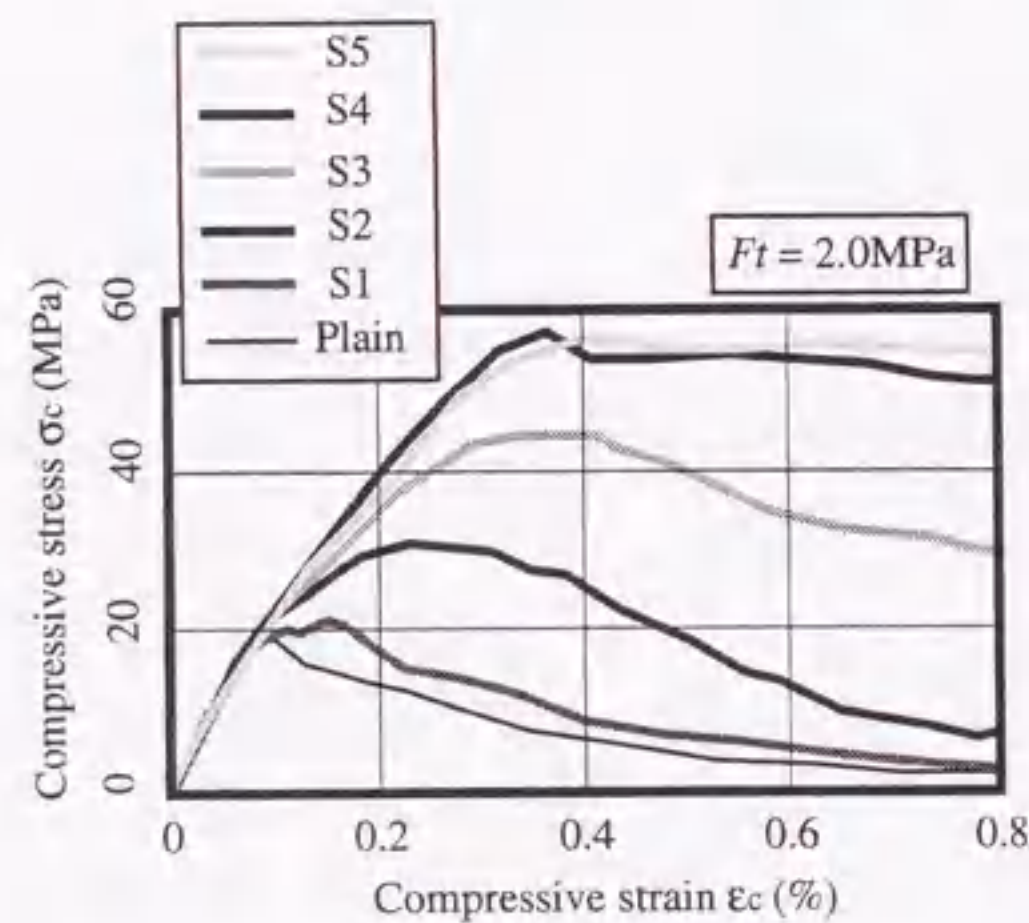


図-4.14 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線  
(帯筋径が同じ場合の帯筋配置の影響)

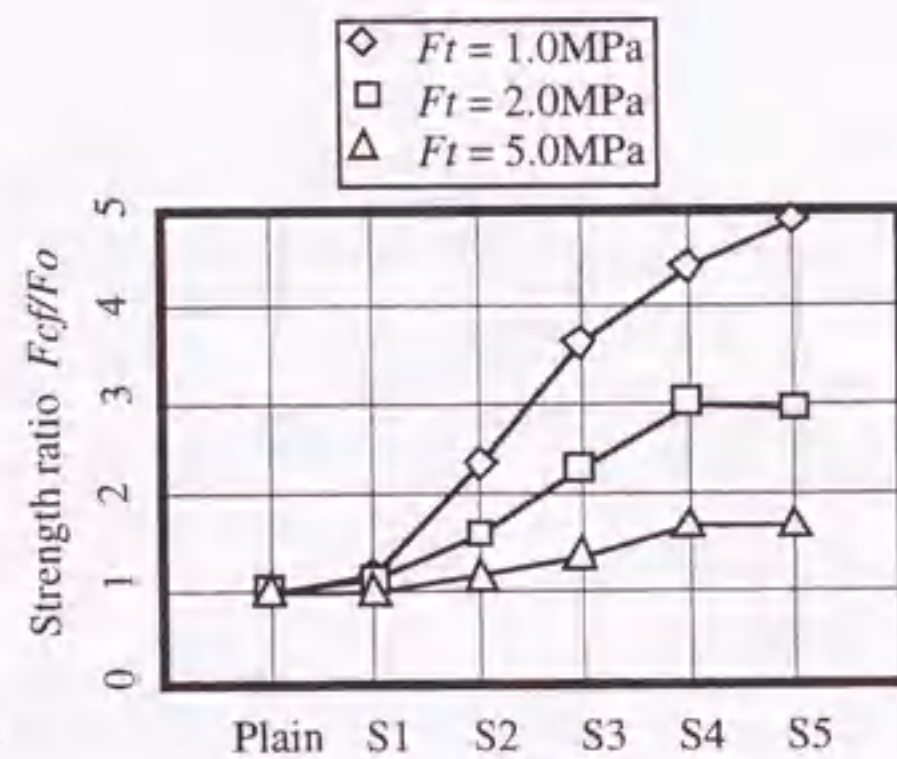


図-4.15 圧縮強度比 $F_{cf}/F_o$ と帯筋配置の関係  
(同一帯筋径)

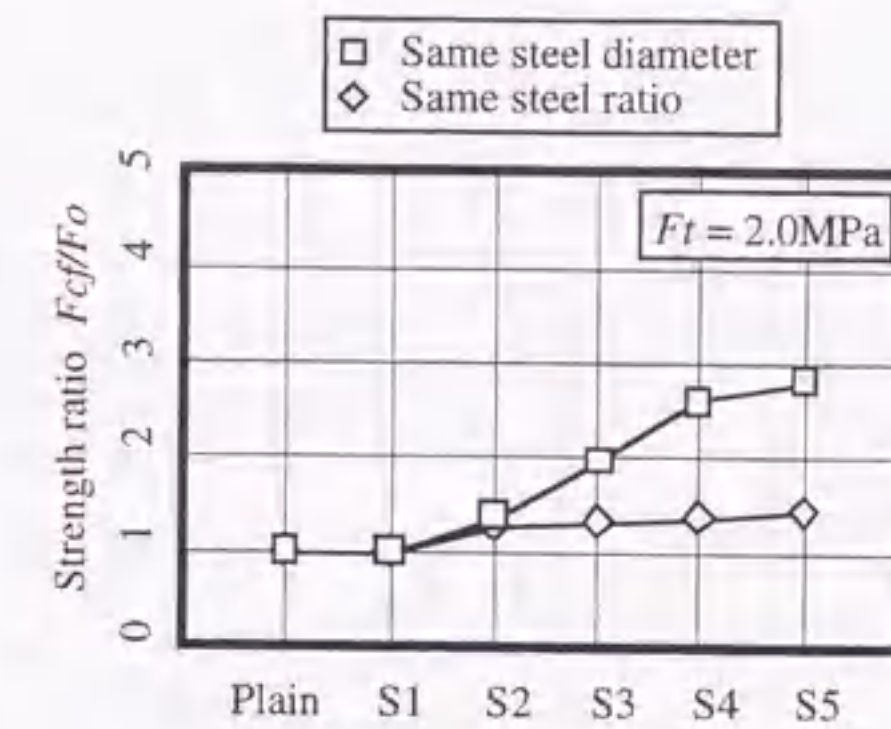


図-4.16 圧縮強度比 $F_{cf}/F_o$ と帯筋配置の関係  
(端面拘束なし)

### (2) 帯筋の降伏荷重の影響

帯筋配置をS3、帯筋比を3%とした条件下で、帯筋の降伏荷重を変化させた場合の応力-ひずみ曲線を図-4.17に示す。帯筋の降伏荷重が大きくなると圧縮強度が大きくなり、変形性状が延性的になる。この場合の圧縮強度比を、モルタルの純引張強度別に図-4.18に示す。この図によれば、帯筋の降伏荷重の増加によって、いずれの場合も圧縮強度比は大きくなるが、純引張強度が小さい方が圧縮強度比は大きく、降伏荷重の増加による影響も顕著となる。

### (3) 帯筋比の影響

帯筋配置をS3、帯筋の降伏荷重を6.0kNとした条件下で、帯筋比を変化させた場合の応力-ひずみ曲線を図-4.19に示す。帯筋比が大きくなると、圧縮強度が大きくなり、変形性状が延性的になってい

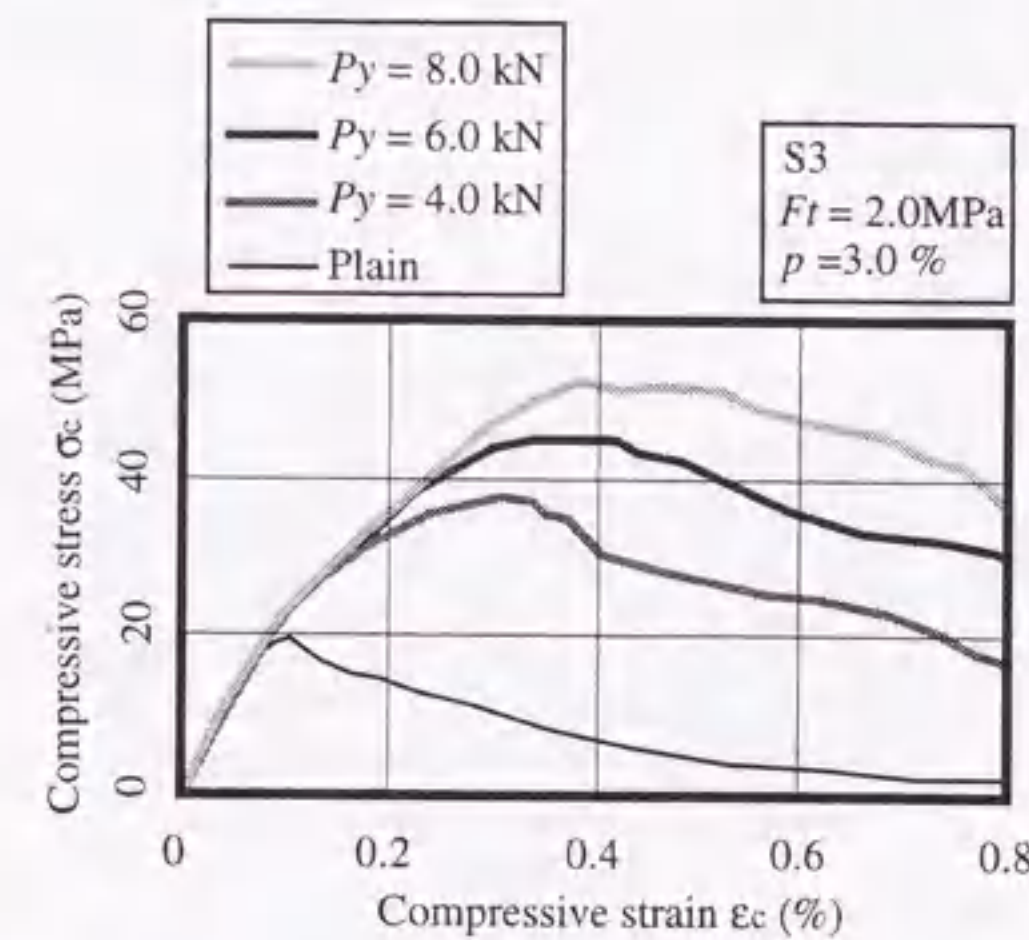


図-4.17 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線  
(降伏荷重 $P_y$ の影響)

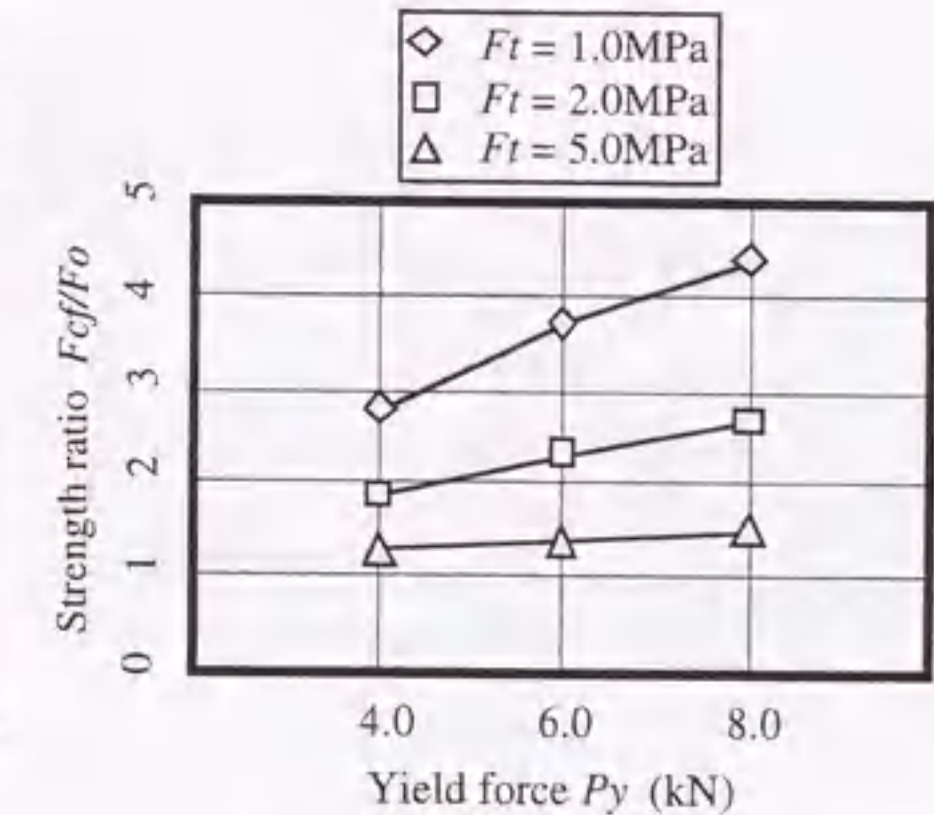


図-4.18 圧縮強度比 $F_{cf}/F_o$ と  
降伏荷重 $P_y$ の関係

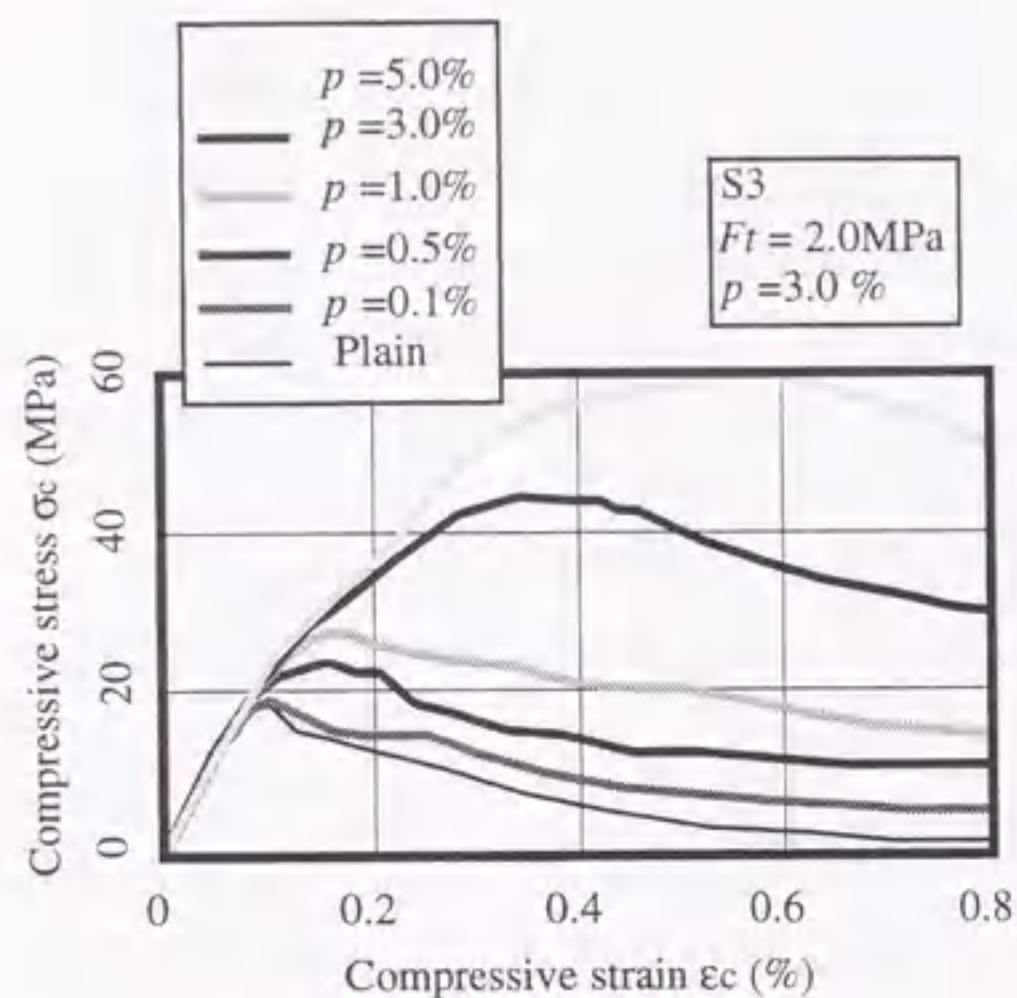


図-4.19 応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線  
(帯筋比 $p$ の影響)

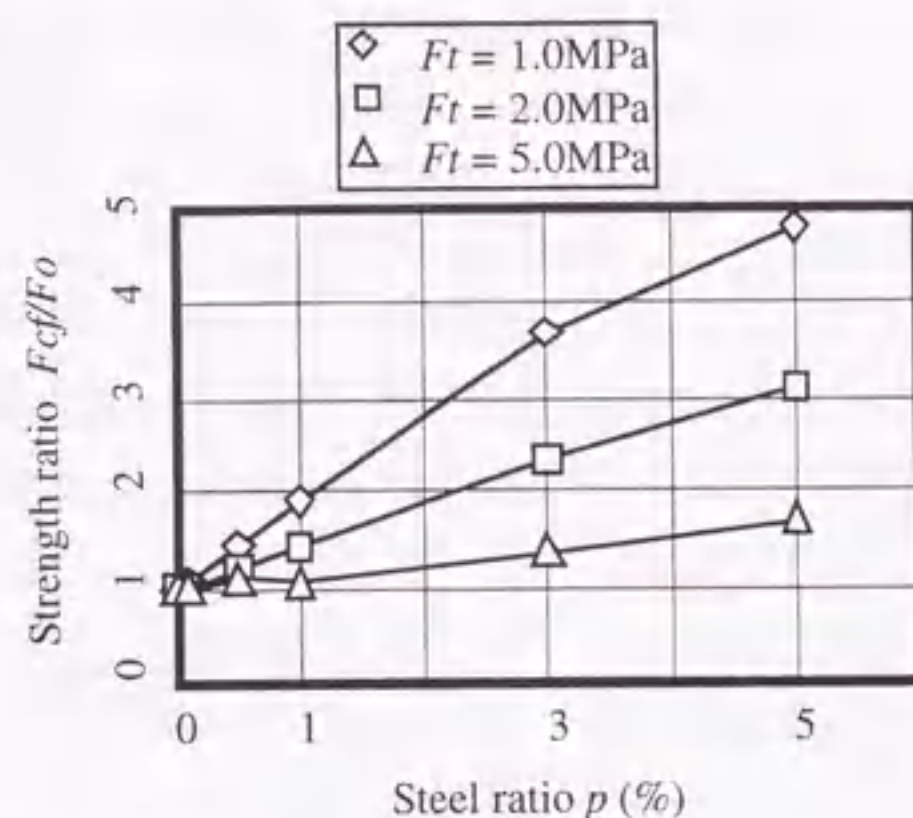


図-4.20 圧縮強度比 $F_{cf}/F_o$ と  
帯筋比 $p$ の関係

る。この場合の圧縮強度比を、モルタルの純引張強度別に図-4.20に示す。この図によれば、帯筋比の増加にともなって、圧縮強度比は直線的に上昇し、純引張強度が小さいほど帯筋比の上昇にともなう圧縮強度比の上昇傾向が著しい。

#### (4) モルタルの純引張強度の影響

前述の圧縮強度比の各図に示したように、同条件の帯筋による拘束下においても、モルタルの純引張強度の違いによってその影響は異なる。

図-4.21は、プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリート供試体の中央部 (S1の帯筋位置) における横ひずみの変化状況を示したものである。本解析では、降伏後の帯筋の横拘束力は一定であり、降伏後に純引張強度による拘束力に差が生じないため、本条件で帯筋が降伏するひずみであ

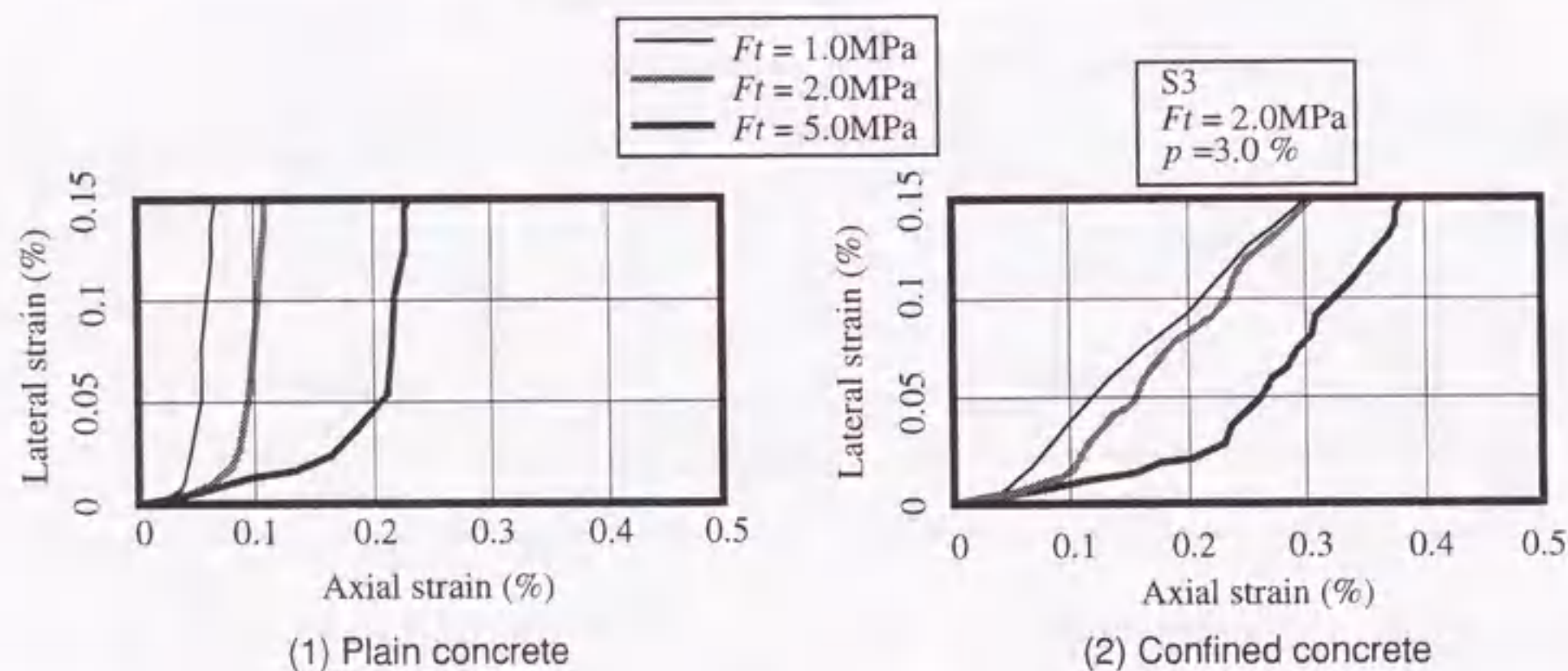


図-4.21 横ひずみの変化状況に及ぼすモルタルの純引張強度の影響

る0.15%までの結果を示した。この図によれば、コンファインドコンクリートでは、プレーンコンクリートと比較して、横方向のひずみが帯筋によって抑制されていることがわかる。また、いずれの図においても、モルタルの純引張強度が小さいものは、縦ひずみが小さい時点で横方向のひずみが急増している。横拘束筋はコンクリートの横方向の変形によって受動的に拘束力を与えるため、横方向の変形量が大きく、強度が低いコンクリートでは、帯筋によって拘束された場合に早期より拘束力を受けることになり、強度の増加が大きくなるものと考えられる。

#### (5) 圧縮繰返し応力下の変形性状

圧縮繰返し応力下のコンファインドコンクリートの変形挙動に関する検討を行った。本解析手法における繰返し載荷の方法は、第3章に示したとおりである。本節では繰返し変位 $R$ を0.02mmとした場合の計算例を示す。

図-4.22は、圧縮繰返し応力下のプレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線の解析結果の一例である。比較のため、単調載荷時の応力-ひずみ曲線も併示した。プレーンコンクリートの解析結果では、繰返し応力下の応力-ひずみ曲線の包絡線が単調載荷時の応力-ひずみ曲線とほぼ一致していることなど、実験によって得られている性状をほぼ再現している。一方、コンファインドコンクリートでは、前掲のように単調載荷時には強度が上昇し、変形性状が延性

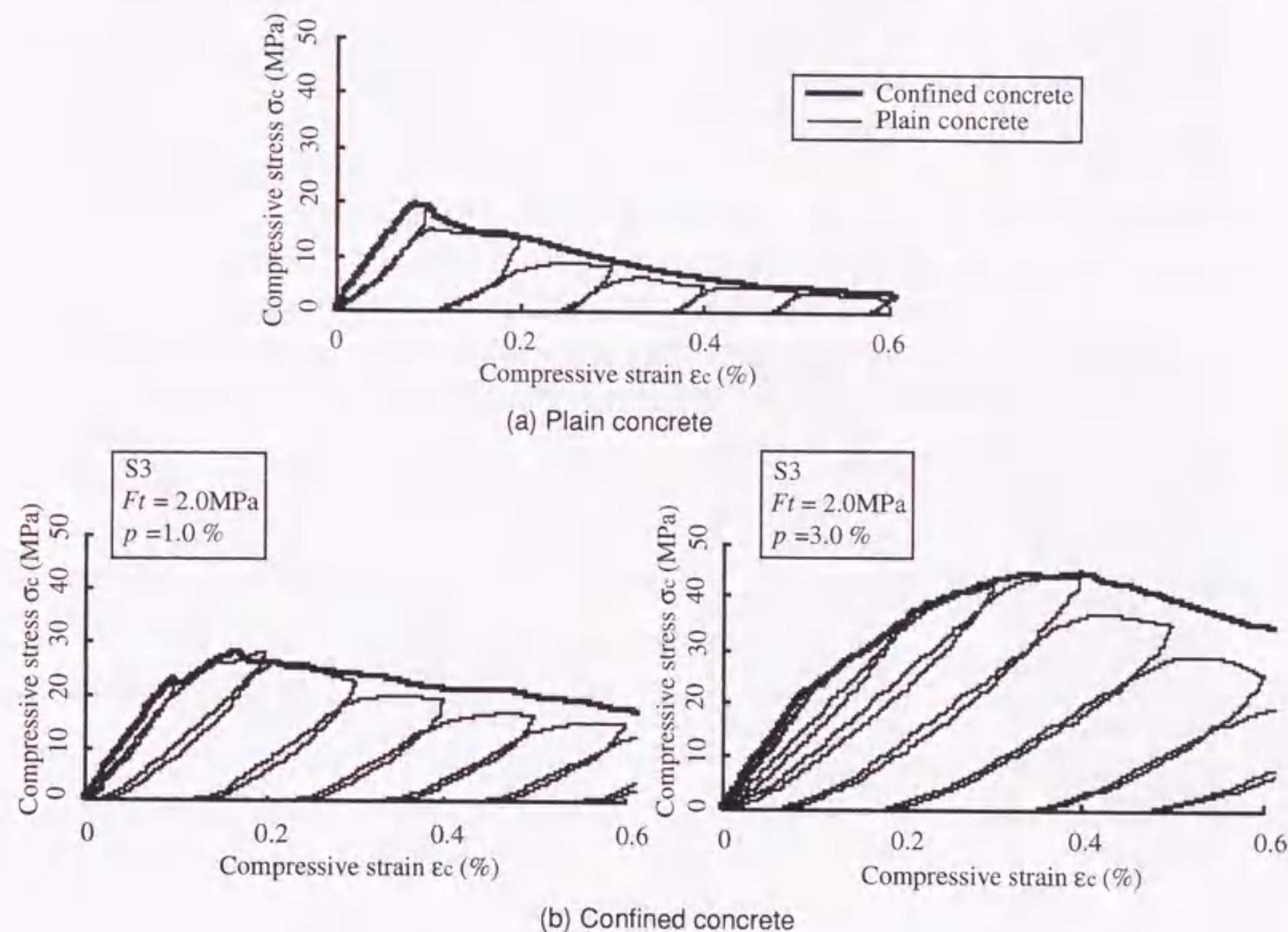


図-4.22 繰返し応力下の応力 $\sigma_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ 曲線

的に変化するが、繰返し応力下の応力-ひずみ曲線の包絡線はそれにほぼ追従しており、また、除荷曲線と再載荷曲線によるループが、プレーンコンクリートよりも顕著に現れる結果となった。さらに、繰返し載荷が進むにつれて除荷曲線および再載荷曲線の勾配が小さくなる現象も再現されている。本解析手法を用いることによって、繰返し応力下におけるコンファインドコンクリートの変形性状をほぼ再現できることが確認された。

#### (6) 内部の破壊状況

本解析では、各要素は時間刻みごとに变形し、その状態によって純引張破壊、引張せん断破壊または圧縮せん断破壊を生じる。これらのプロセスを図示することによって、実験ではほとんど観察できないコンクリートの内部破壊状況を解析的に検討することができる。

図-4.23は、プレーンコンクリートと、帯筋配置S3、帯筋比3%のコンファインドコンクリートの内部破壊状況を、各ひずみごとに比較したものである。この図によれば、プレーンコンクリートの場合、実験でよく見られるように、端面の拘束によってX形に破壊が進展する。最大応力に達したときには、それ以外の箇所で未破壊の要素が多く存在し、その後、端面の拘束によるコーン形の部分を除いて全域に破壊が進展していく。一方、コンファインドコンクリートでは、プレーンコンクリートと同様に、荷重の初期にはX形に要素が破壊されるが、同一ひずみで比較すると破壊されている要素は明らかに少ない。これは、帯筋が横方向の変形を拘束することによって、要素の破壊が抑制されることを示している。その後、モデル全体にわたって破壊が進展して最大応力に達しており、最大応力時およびそれ以降においては、未破壊の要素があまり残らず、プレーンコンクリートよりも全域に破壊が進展している。

崩壊のメカニズムは、このように帯筋の有無によって異なる。プレーンコンクリートでは応力集中により破壊がある部位に生じ、その後、その周辺が集中的に変形して崩壊に至る。このため未破壊の部分を残したまま脆性的に耐力を失う破壊性状を示すと考えられる。一方、コンファインドコンクリートでは、破壊がある部位に生じても、帯筋の拘束によってその部分に変形が集中せず、それ以降の変形がコンクリート全域に分散され、全域で破壊が進展する。このため、供試体全体で応力を負担することができ、強度が増大するとともに、要素の破壊が供試体の各部分で徐々に進展していくことによって、延性的な変形性状を示すものと考えられる。

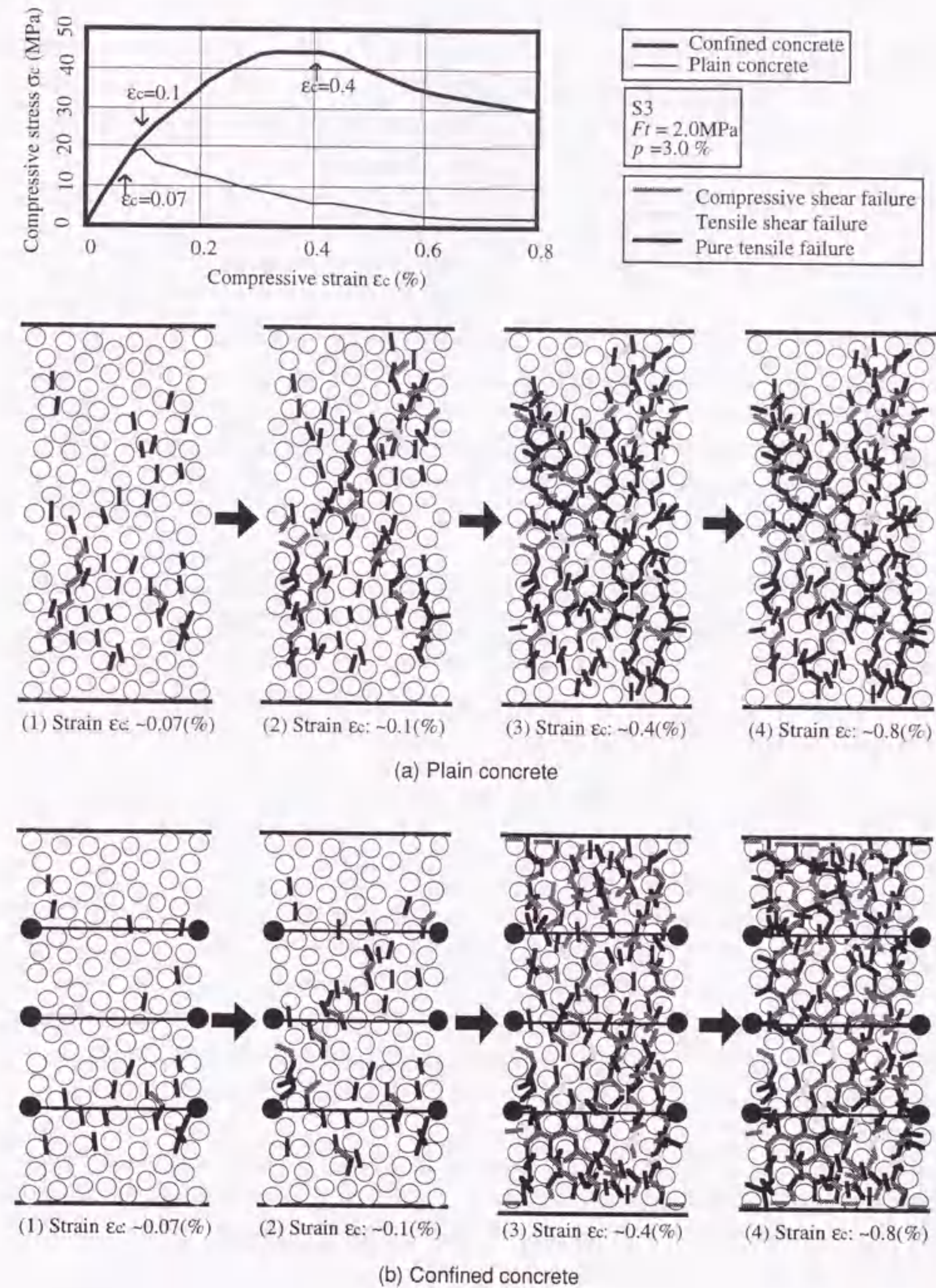


図-4.23 内部の破壊状況

#### 4.4 せん断応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーション

本節では、前節と同様にコンファインドコンクリートのシミュレーションを行う。ただし、前節と異なるのは、1軸圧縮応力ではなくせん断応力を与える点である。本節の目的は、せん断応力下において、せん断補強筋がコンファインドコンクリートの変形・破壊挙動に与える影響を解析的に検討することにある。

RC構造物がせん断応力を受けることは、柱部材では、主として風や地震など横方向の外力を受けることを意味している。このような状況下におけるRC部材の変形・破壊性状を再現し、その耐震性能を正確に把握することは非常に重要である。特に、RC柱部材では、脆性的な破壊が生じた場合に構造物に致命的なダメージを与えることになり、そのような破壊は構造安全上避けなければならない。脆性破壊は、一般にせん断破壊によることが多く、曲げ破壊がせん断破壊よりも先行するように構造設計が行われている。これらの破壊形式は、軸力およびせん断力のバランス、部材の寸法および配筋状態等の要因によって変化し、構造設計上必要な技術レベルには達しているものの、その破壊機構に関しては不明な点が多く、より正確な変形特性の把握と破壊機構の解明が求められている。また、破壊以前のせん断抵抗機構に関しても、せん断補強筋によるトラス機構やコンクリートによるアーチ機構などによって説明されているものの、せん断変形性状の複雑さから、せん断力の伝達についてはまだ解明は不十分である。

解析的な検討については、1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートと同様の問題を持っており、ここでもVEPSEM解析手法の特徴を活かすことができる。

本節では、せん断応力下のコンファインドコンクリートのシミュレーションを行い、せん断補強筋がせん断応力下のコンファインドコンクリートの変形破壊挙動に与える影響を検討するとともに、その破壊メカニズムについて考察した結果を示す。

##### 4.4.1 解析方法

本節で主として用いた解析モデルを図-4.24に示す。110個の節点をランダムに配置した2次元のモデルである。図に示す位置にせん断補強筋を想定した。今回は主筋の影響を除くため、せん断補強筋のみを設定している。せん断補強筋の構成則は、第3章に示したとおりである。

本研究では、せん断補強筋比および降伏荷重と、軸力および供試体の高さ／幅比(H/D)の各要因が、コンファインドコンクリートのせん断変形挙動に及ぼす影響について検討する。解析に用いたモルタルの性質に関する入力データを表-4.5に示す。また、各解析におけるせん断補強筋の入力データを表-4.6に示す。

鋼材は、弾性係数210kN/mm<sup>2</sup>、降伏点応力度300, 600, 900 N/mm<sup>2</sup>を想定し、入力データはこれらの値に各条件下におけるせん断補強筋の断面積を乗じたものを示している。なお、解析モデルが2次元であるため、本解析で設定したせん断補強筋比は、解析モデルに粗骨材径と同一の奥行き(10mm)を想定し、高さ×奥行きによる供試体の横断面積(20cm<sup>2</sup>)に対するせん断補強筋総断面積の比率とした。軸方向応力 $\sigma_c$ については、同一のモデルであらかじめ行った一軸圧縮解析結果から圧縮強度 $F_c$  (= 20MPa)を求め、与える軸方向応力に対応する変位を与えた。

解析では時刻みごとに要素の応力状態が変化し、引張力による純引張破壊と、せん断力による引

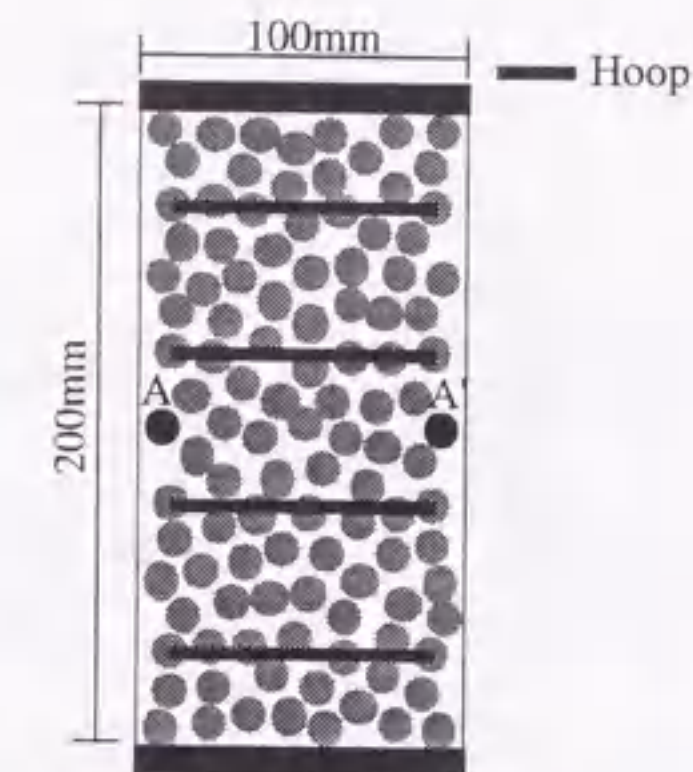


図-4.24 解析モデルの一例

表-4.5 モルタルの入力データ

$\tan\phi$	$F_t$	$E$	$\eta$	$v$	$d$	$H$	$D$
0.1	2.0	13	0.5	0.08	10	200	100

[Notes]  $\phi$ : Angle of internal friction,  $F_t$ : Pure tensile strength (MPa),  $E$ : Elastic modulus (GPa),  $\eta$ : Viscosity (MPa·s),  $v$ : Shear loading rate (cm/s),  $d$ : Diameter of aggregate (mm),  $H$ : Height of specimen (mm),  $D$ : Width of specimen (mm)

表-4.6 せん断補強筋の入力データ

$p$	$P_y$	$K_s$
0.2	0.3	210
0.4	0.6	420
0.8	1.2	840
0.4	0.6	420
	1.2	420
	1.8	420

[Notes]  $p$ : Steel ratio (%),  $P_y$ : Yield force (kN),  $K_s$ : Stiffness of hoop (kN)

張せん断破壊および圧縮せん断破壊の3種類の破壊が生じる。これらの破壊の発生を図示することによって、実験ではほとんど観察できないコンクリート供試体内部の破壊状況を可視化することが可能である。それぞれの要因が破壊状態に及ぼす影響についても検討する。

##### 4.4.2 解析結果とその考察

###### (1) せん断補強筋比の影響

図-4.25は、せん断補強筋比 $p$ を変化させた場合の水平荷重－変位曲線の変化を示したものである。

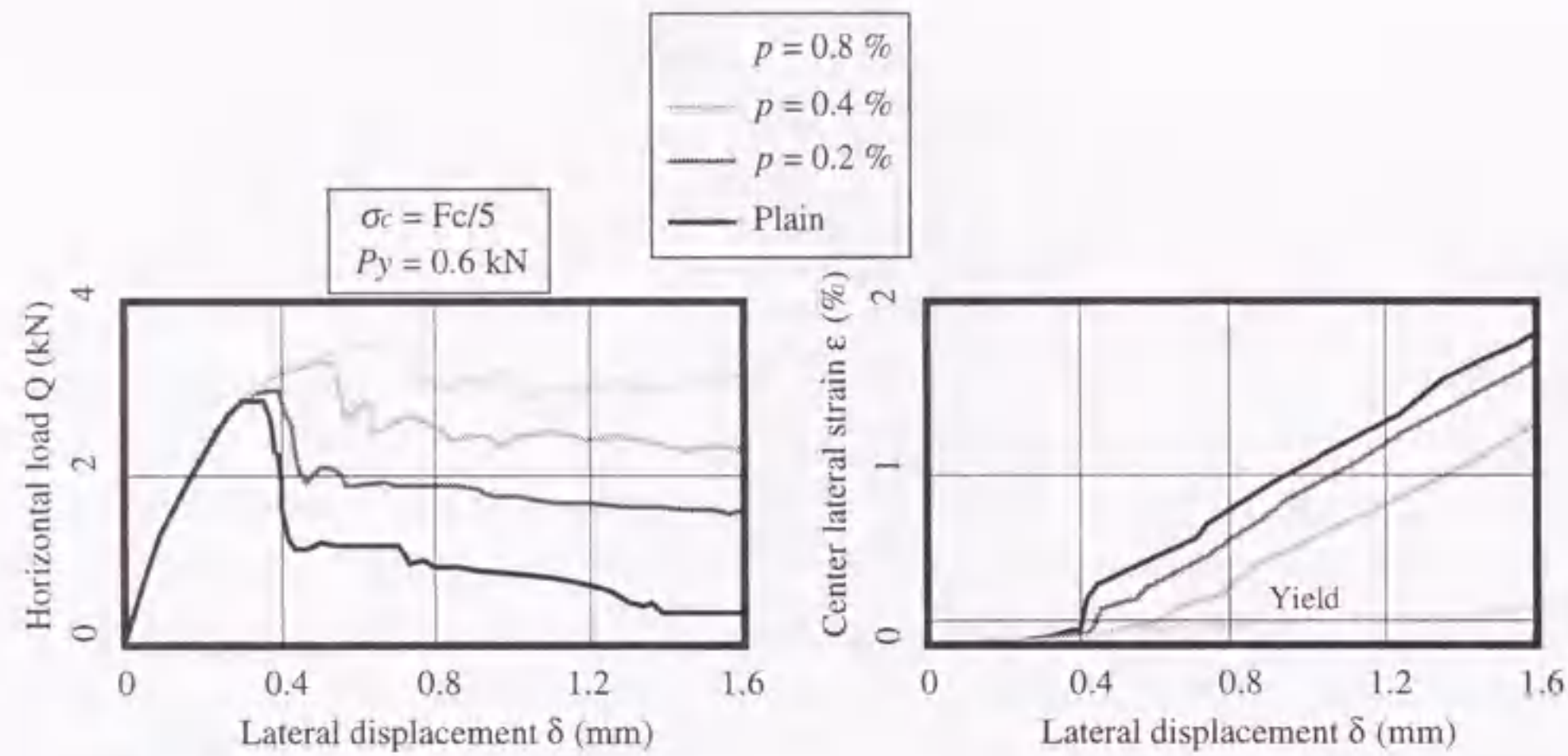


図-4.25 水平荷重Q—変位 $\delta$ 曲線  
(せん断補強筋比 $p$ の影響)

図-4.26 横ひずみ $\epsilon$ —水平変位 $\delta$ 曲線  
(せん断補強筋比 $p$ の影響)

同図では、軸方向応力として $F_c/5$ を想定した場合の水平変位を与えている。この図によれば、せん断補強筋比を増加させることによって、最大荷重が上昇し、水平荷重—変位曲線の形状が著しく延性的となる。図-4.26は、同条件下での供試体中央部(図-4.24中のA-A'区間)のコンクリートの横方向ひずみの変化を示したものである。せん断補強筋比が増大するにつれて、横方向のひずみが減少している。特に非常に延性的となったせん断補強筋比0.8%の場合は、ひずみの増大が顕著に抑制されていることがわかる。

以上のように、本解析結果の範囲では、せん断補強筋比が0.8%程度になると、最大荷重後に十分な延性が得られた。これは文献[33]による実験結果と比較すると大きな値といえる。実際のコンクリートでは、微細なひび割れが数多く生じたのちに、それらのひび割れが連続して全体の変形量が大きくなる。これに対して、本解析手法では、ひび割れは各要素に1つしか生じず、実験で観察されるような微細なひび割れは再現できない。特に、本モデルは、横方向の要素数が少なく、1つの要素が破壊することによって生じる変形量が相対的に大きい。このため、横方向の変形を防止するために、実際よりもせん断補強筋が多く必要となったものと考えられる。今後、より多くの節点を持つモデルによる解析が必要である。

図-4.27は、せん断補強筋を有していないプレーンコンクリートと、せん断補強筋を導入したコンファインドコンクリートの最終状態(水平変位 $d=1.6\text{mm}$ )における破壊状況を比較したものである。途中までの破壊形態は、両者ともほとんど同一であったため省略した。プレーンコンクリートでは、せん断力を受けるコンクリートで通常観察されるせん断ひび割れが、供試体全体を右上から左下へ斜めに貫いて発生しているが、それ以外の領域では未破壊の要素がまだ多く残っている。一方、コンファインドコンクリートでも、プレーンコンクリートと同様に斜め方向のせん断ひび割れが発生しているが、プレーンコンクリートでは破壊していない領域の要素にも広く破壊が進展していることがわかる。これは、せん断補強筋によって横方向の変形が拘束されるため、要素の変形・破壊が一部に集中せず、他の部分にも広がっていくためである。この結果、延性的な変形挙動が生じるものと考えられる。

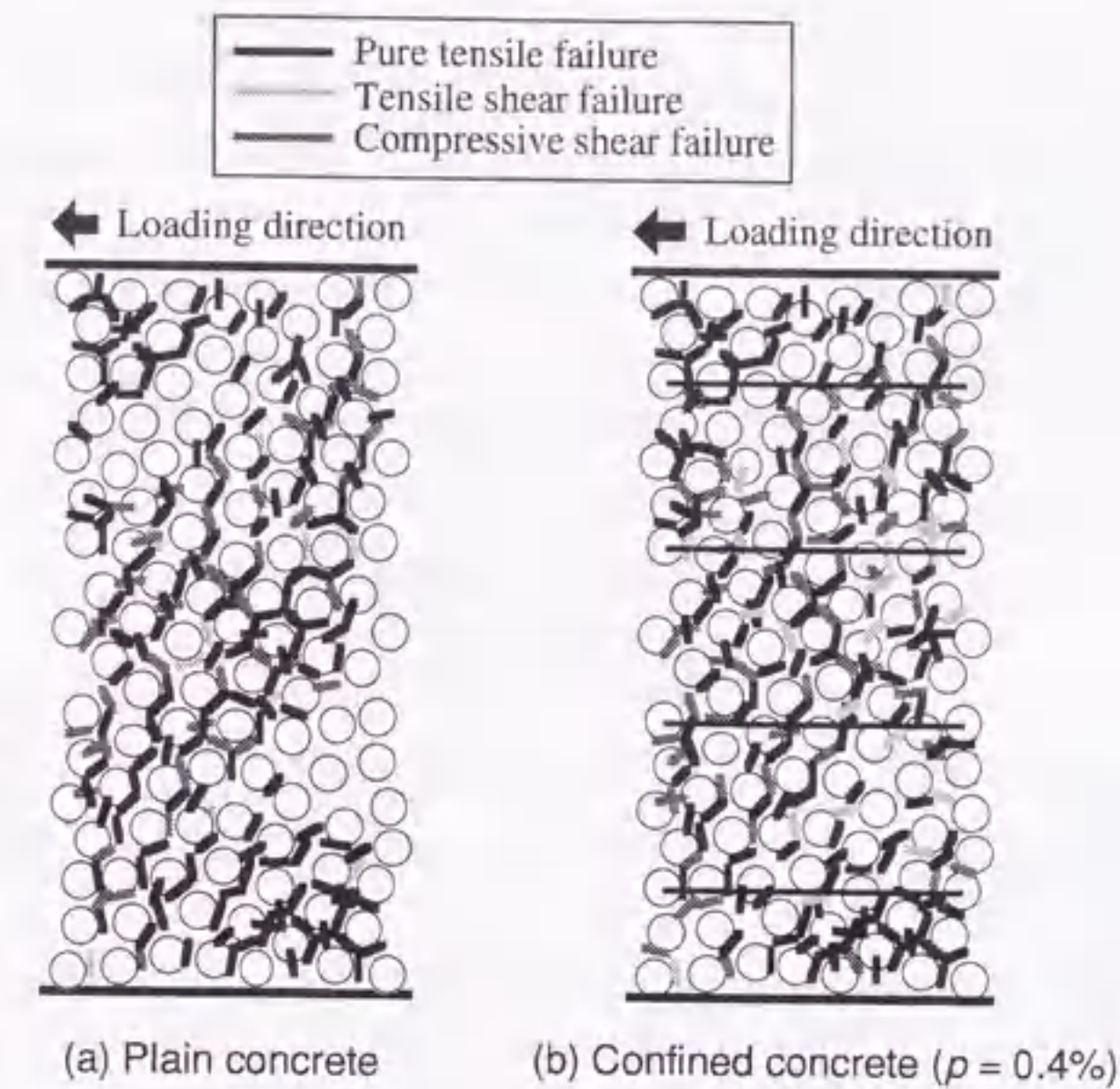


図-4.27 破壊状況(せん断補強筋の有無による影響)

## (2) せん断補強筋の降伏荷重の影響

図-4.28は、軸方向応力 $F_c/5$ 、せん断補強筋比0.4%の条件下で、せん断補強筋の降伏荷重 $P_y$ を変化させた場合の水平荷重—変位曲線の変化を示したものである。この図によれば、降伏荷重を変化させても最大荷重の増大はほとんど見られない。しかし、最大荷重後の変形挙動は、降伏荷重が大きいものの方がやや延性的となっている。図-4.29は、同条件の供試体中央部のコンクリートの横方向ひずみの

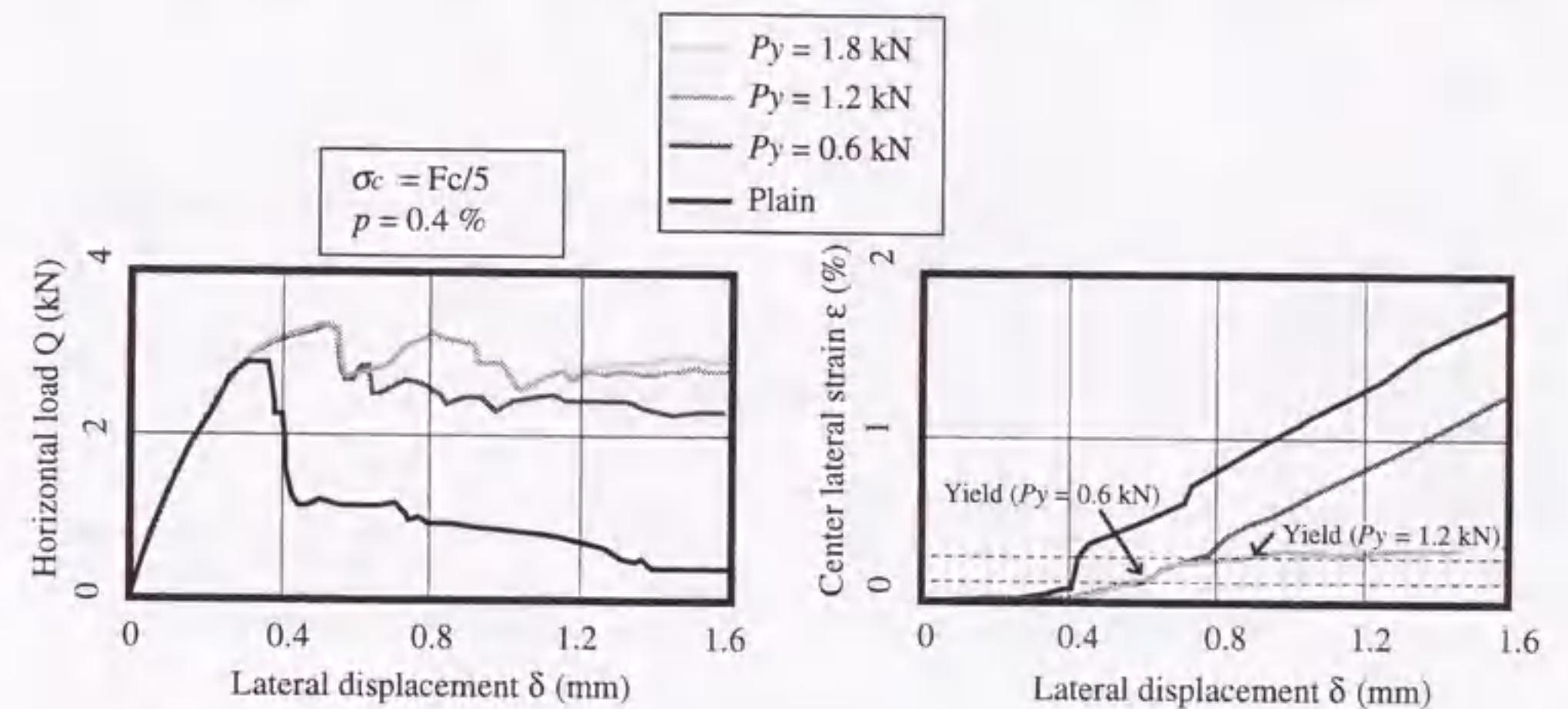


図-4.28 水平荷重Q—変位 $\delta$ 曲線  
(降伏荷重 $P_y$ の影響)

図-4.29 横ひずみ $\epsilon$ —水平変位 $\delta$ 曲線  
(降伏荷重 $P_y$ の影響)

変化を示したものである。せん断補強筋を導入することによって、横方向ひずみの増大が抑制されるが、せん断補強筋の降伏荷重を1.2kNとした場合、横ひずみの増加率が非常に小さく、最終的に0.3%程度に収束している。また、降伏荷重をそれ以上としても、横ひずみの上昇曲線はほとんど同一となる。このことは、水平変位に伴う横方向のひずみの増大が、ある程度の拘束力によって防止でき、それ以上の拘束力を与えても効果は頭打ちとなることを示している。この解析結果は、せん断強度に与える鉄筋の降伏点応力度の影響が頭打ちとなることとしている日本建築学会の指針式[28]とも一致する。同評価式では、頭打ちとなる鉄筋の降伏点応力度を $25F_c$ としており、本解析では $F_c \approx 20\text{N/mm}^2$ であるので、 $500\text{N/mm}^2$ となる。降伏後に横方向のひずみが増大しない1.2kNのせん断補強筋は、降伏点応力度として $600\text{N/mm}^2$ を想定したものであるため、指針式に近い値といえる。

### (3) 軸力の影響

RC柱は構造物の重量を支えているため、常に軸方向に圧縮応力を受けている。実際に水平力を受けるのは、このような軸力を受けた状態においてであり、この軸力の変動がRC柱のせん断変形挙動に与える影響を把握することは重要である。

図-4.30は、軸力を変化させた場合のプレーンコンクリートとコンファインドコンクリートの水平荷重-変位曲線を示したものである。プレーンコンクリート、コンファインドコンクリートともに軸力が増大するにつれて、最大荷重がわずかではあるが増大し、最大荷重時のひずみが減少している。全体の变形を見ると、プレーンコンクリートでは、軸力が加わることにより最大応力後の応力低下が顕著になっており、一方、コンファインドコンクリートの下降域は、あまり変化が生じない。これは、せん断補強筋による拘束力によるものと考えられる。また、せん断応力下のコンクリートの剛性は、図-4.25および図-4.28に示すように、せん断補強筋の量や降伏荷重の影響を受けなかったが、軸力の増大によって上昇することがわかる。プレーンコンクリート、コンファインドコンクリートともに剛性の増大が見られたため、剛性の増大がせん断補強筋によるものではなく、軸力によっていることが明

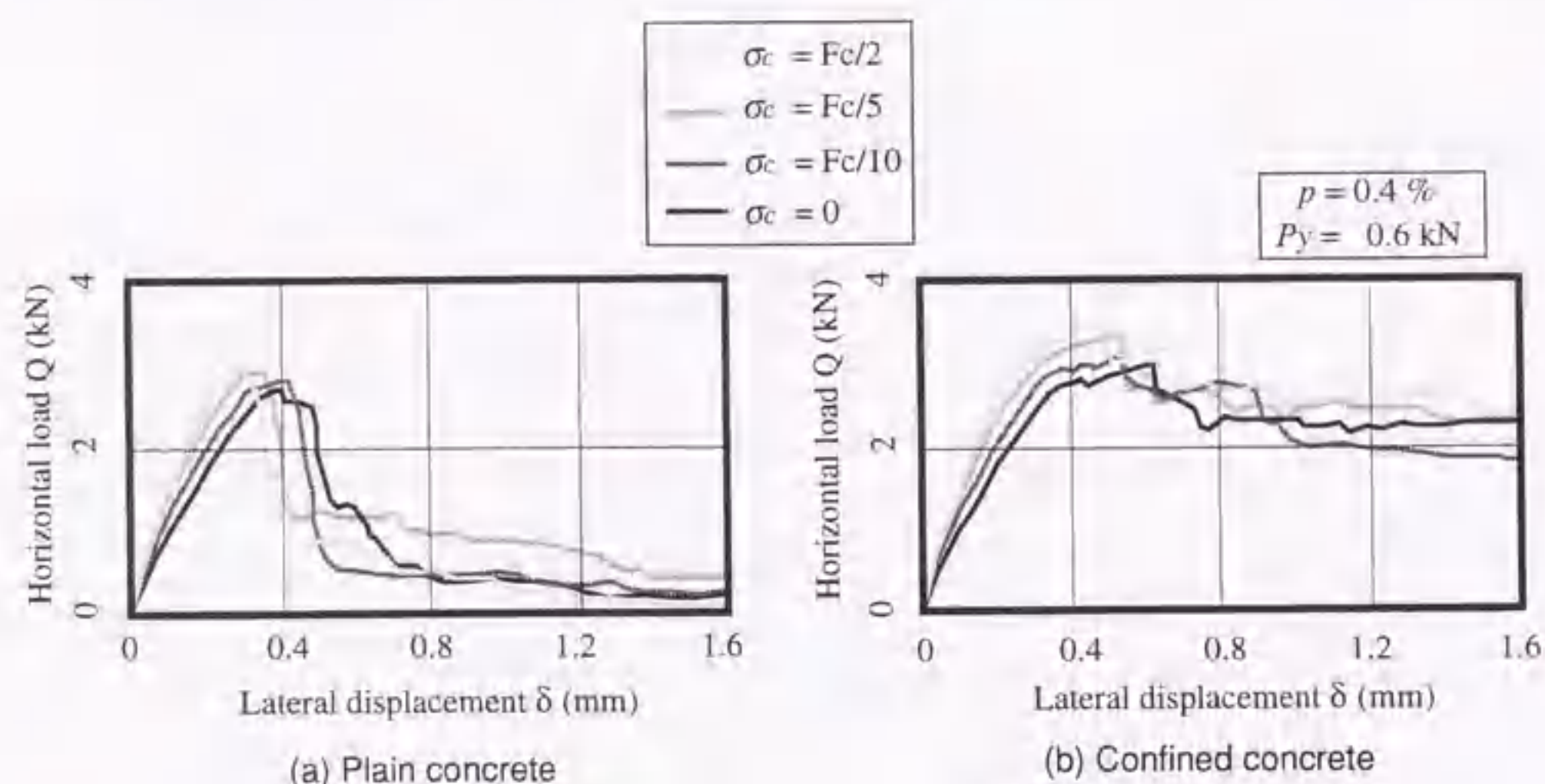


図-4.30 水平荷重Q-変位 $\delta$ 曲線 (軸力 $\sigma_c$ の影響)

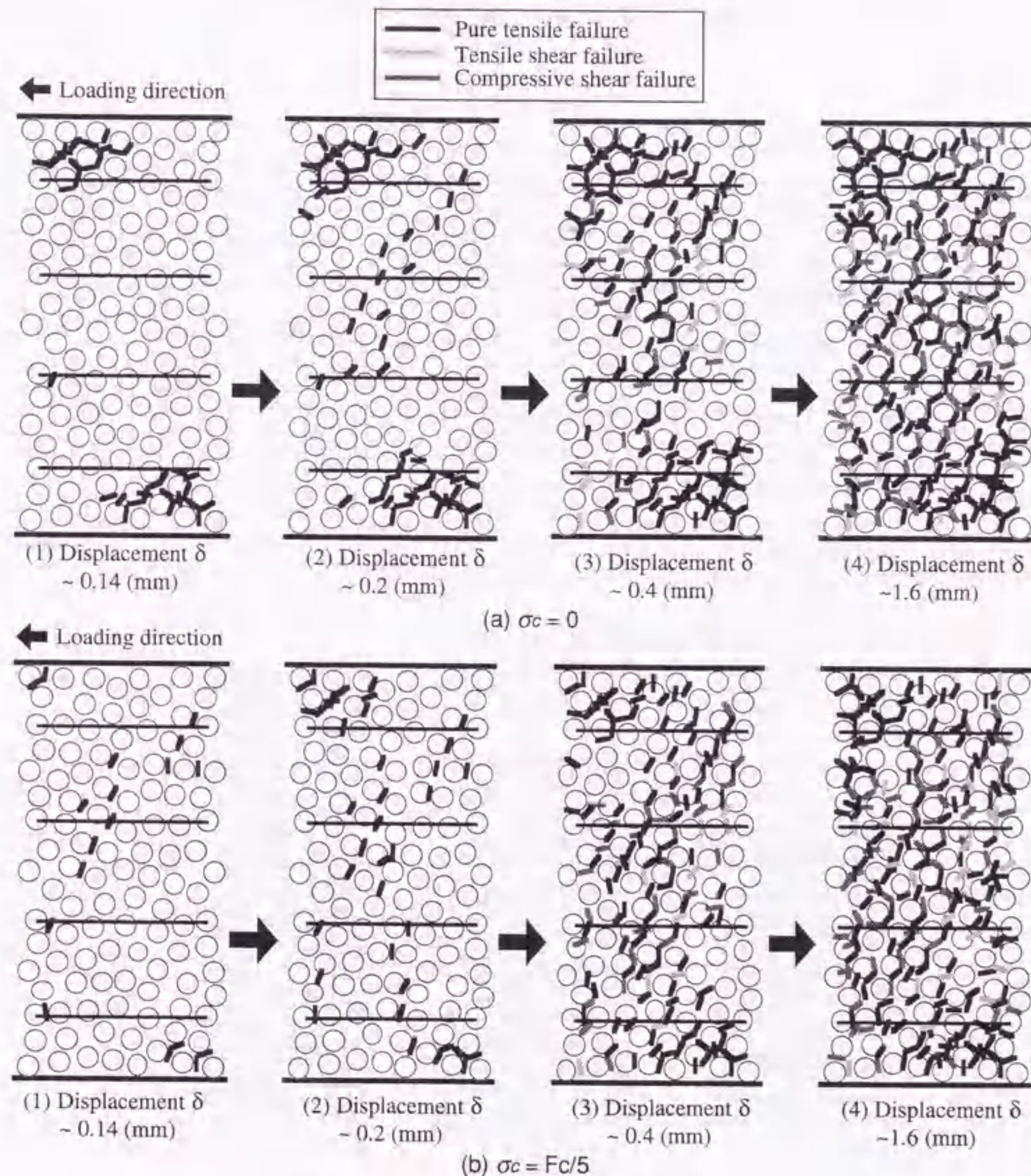
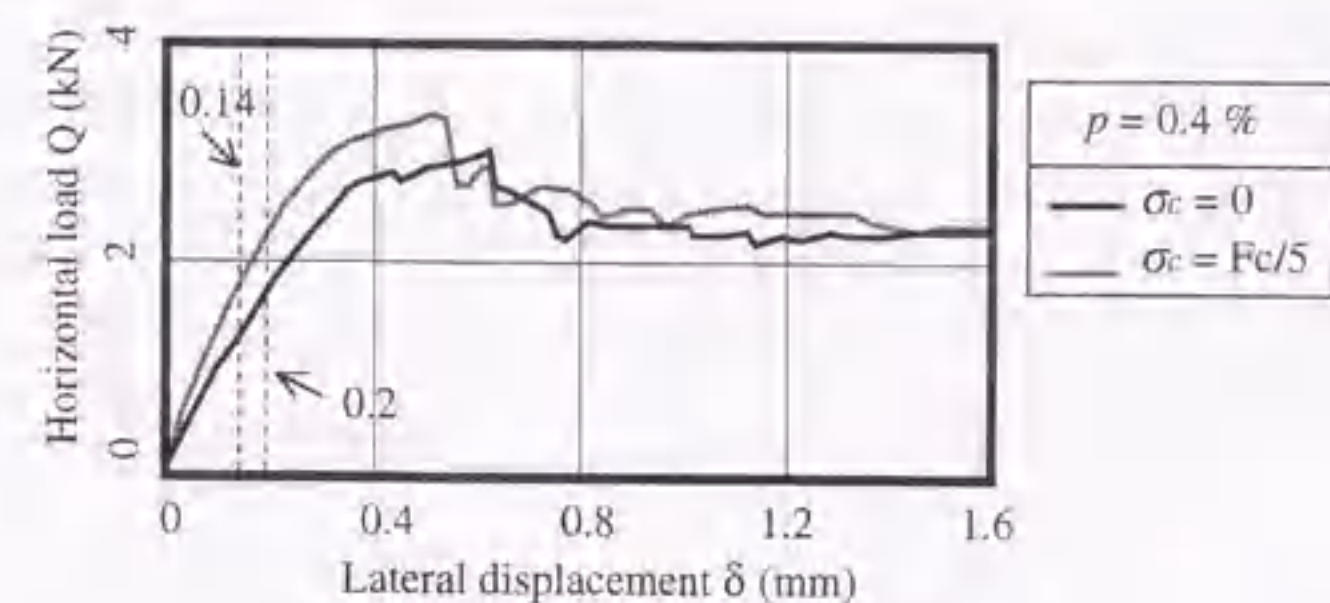


図-4.31 破壊進展状況 (軸力 $\sigma_c$ による影響)

らかであり、せん断変形挙動が外力によって変化することがわかる。

図-4.31は、軸力を受けない場合と、 $F_c/5$ の応力に相当する軸力を受けた場合の破壊進展状況を比較したものである。軸力を受けない場合、荷重の初期に供試体端部の引張側に曲げによるひび割れが生じる。それらが進展したのち、供試体を斜めに貫くせん断ひび割れが発生している。その後、ひび割れは供試体全体に広がっている。一方、軸力を受ける場合には、供試体端部の曲げひび割れよりも先に、供試体の斜め方向にせん断ひび割れが発生している。その後、それぞれのひび割れが進展していくが、軸力を受けない場合よりも端部のひび割れの発生は少なく、主としてせん断ひび割れが発生している。その後の破壊形態は、軸力を受けない場合とほとんど変わらない。この結果は、軸力の増大によって、曲げ破壊が先に生じる破壊形態から、せん断破壊が生じる破壊形態に変化したことを示している。

#### (4) 供試体の高さ／幅比 (H/D) の影響

せん断破壊は極短柱において生じやすく、RC柱のH/Dによって破壊性状が変化することが知られている。本研究では、図-4.32に示すような供試体のH/Dを変化させたモデルを用いて、その破壊性状の変化を観察した。

図-4.33は、供試体のH/Dを変化させた場合の水平荷重—変位曲線を示したものである。同図によれば、H/Dが小さい場合、最大荷重は増加するが、その後の耐力低下が顕著となる。一方、H/Dが大きいと、降伏後も荷重が上昇し、延性的な変形挙動を示すことがわかる。図-4.34は、同条件下の破壊進展状況を示したものである。H/Dが小さい場合には、曲げによる端部のひび割れと、供試体の斜め方向に生じるせん断ひび割れが重なって生じ、ほぼ供試体全域に破壊が発生する。一方、H/Dが大きい場合には、供試体端部に先に曲げ破壊が生じたのちに、供試体の斜め方向にもせん断破壊が生じるが、供試体全体にはひび割れが進展しておらず、この部分が荷重を支えるため、延性的となると考えられる。図-4.33の水平荷重—変位曲線の差は、このような破壊形態の違いによって生じたものといえる。

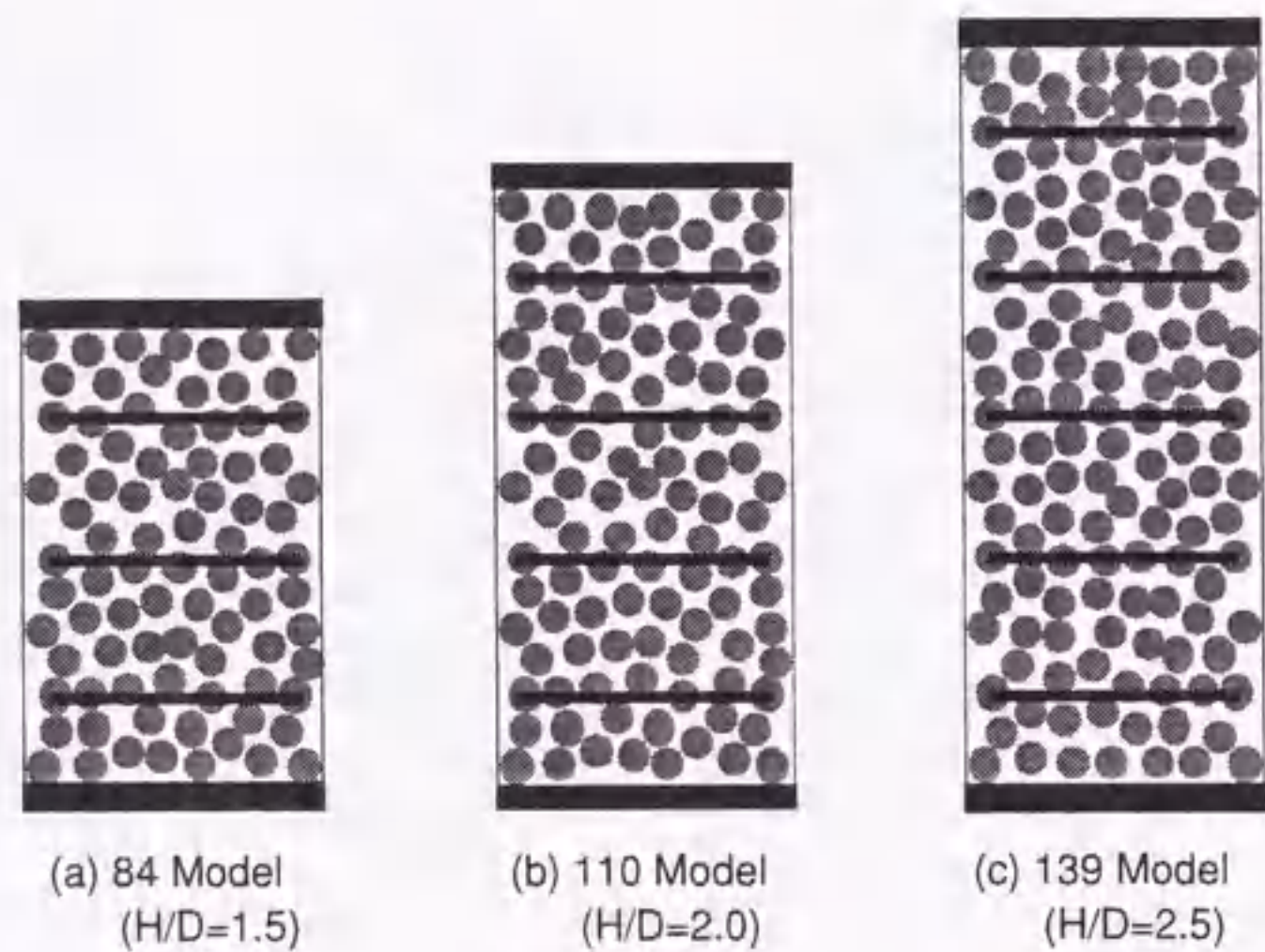


図-4.32 解析モデル

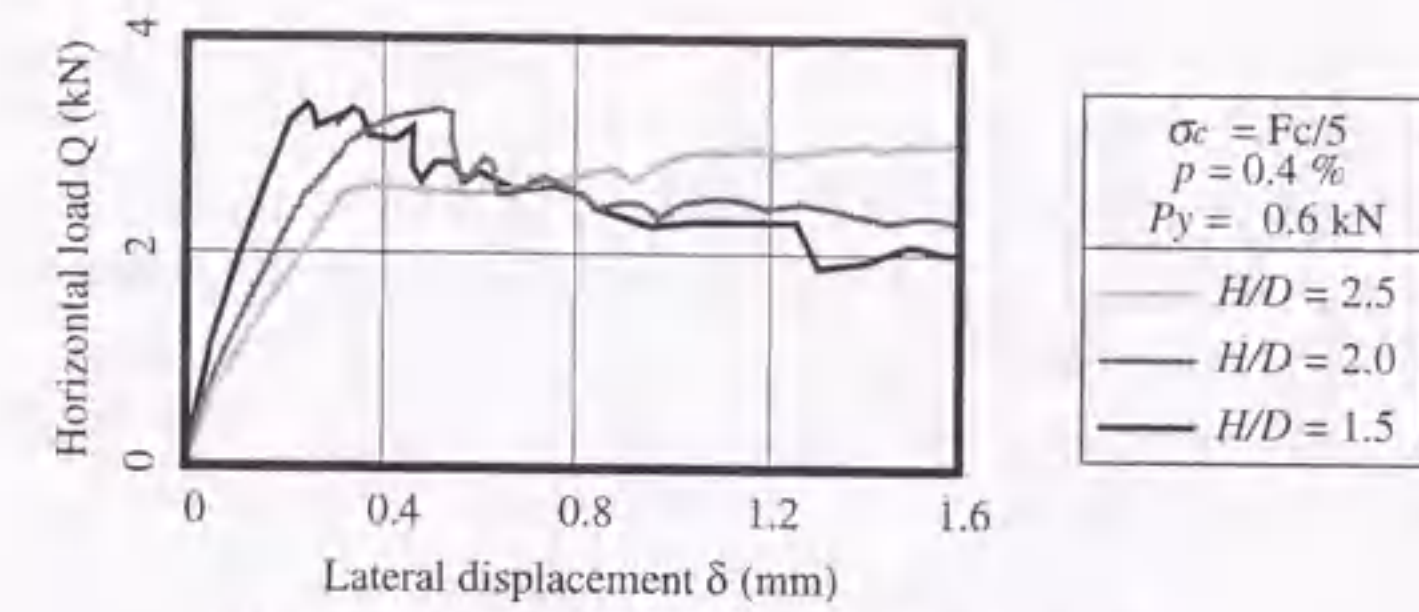


図-4.33 水平荷重Q—変位 $\delta$ 曲線 (H/Dの影響)

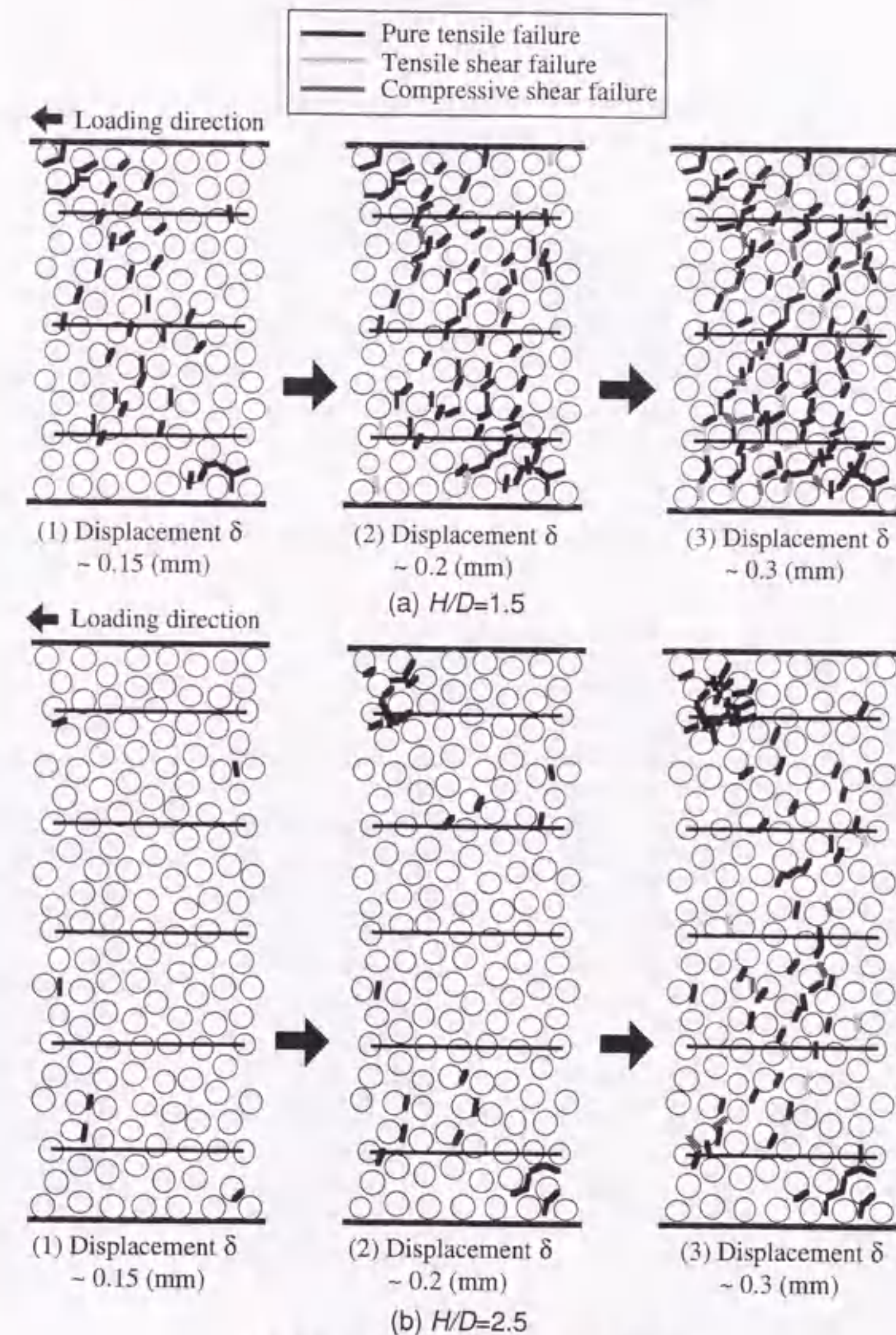


図-4.34 破壊進展状況 (H/Dの影響)



(5) 正負繰返し荷重下の変形挙動

実際の構造物においてRC柱が受ける水平せん断力の多くは、単純な1方向の力ではなく、地震力や風力などの正負繰返しの力である。また、正負繰返し履歴破壊と1方向のせん断破壊では破壊メカニズムが相違するとの説もあり、正負繰返し水平力を受けるRC柱の変形挙動を把握することは重要である。本解析では、入力データとして繰返し変位 $R$ を与え、 $-R, R, -2R, 2R, \dots$ と繰返し変位の幅を変化させることで正負繰返し荷重を再現した。

図-4.35は、繰返し変位 $R$ を0.2および0.4mmとして正負繰返し変位を与えた場合の水平荷重-変位曲線を示したものであり、同条件で1方向の水平力を与えた結果も併示した。正負繰返し荷重下の水平荷重-変位曲線の包絡線が、1方向の水平力を与えた場合とほぼ同様になっている点や、繰返しが進

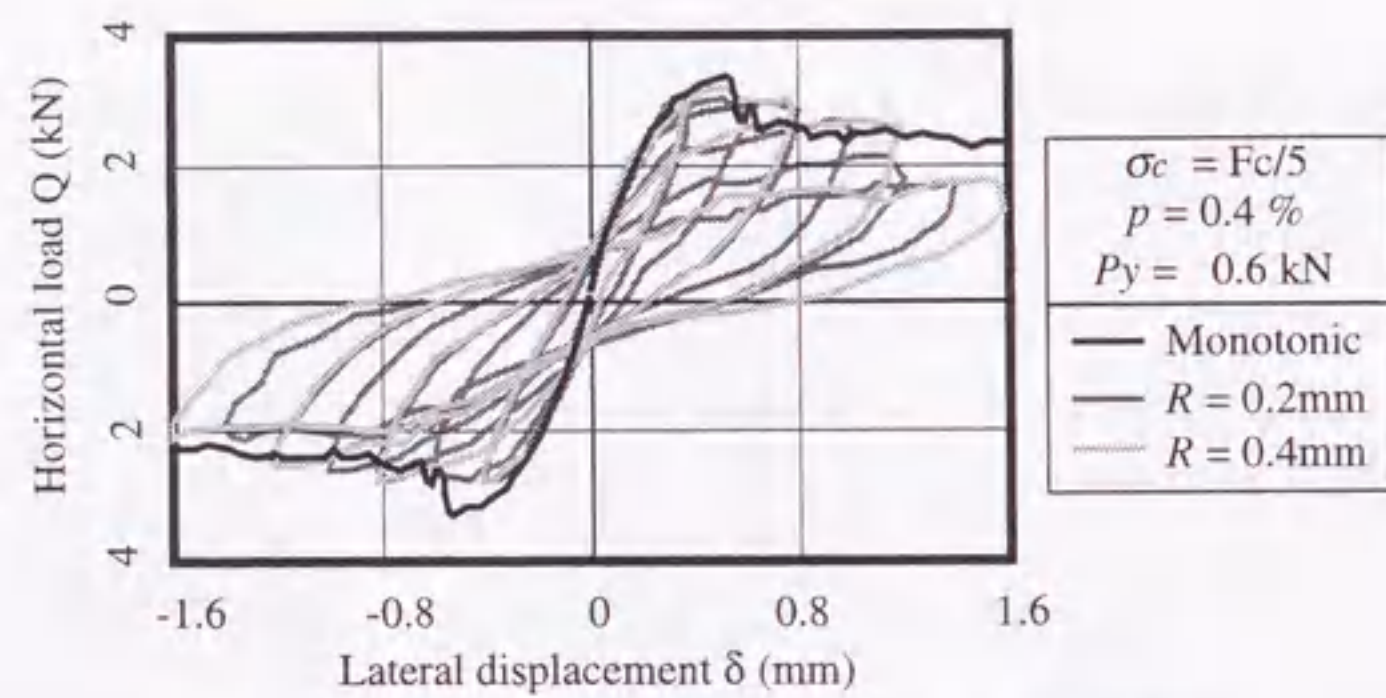


図-4.35 水平荷重 $Q$ -変位 $\delta$ 曲線（正負繰返し荷重時）

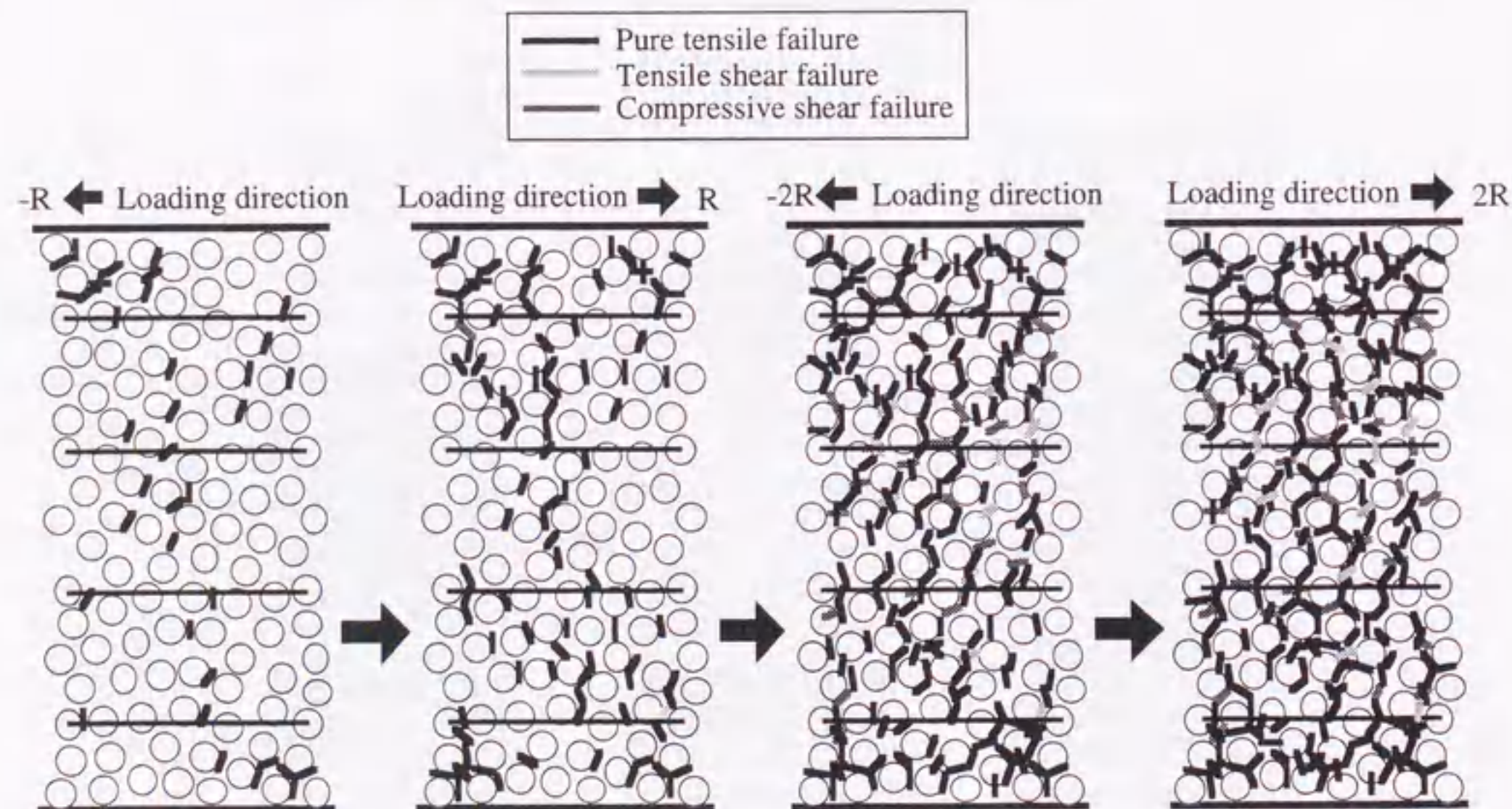


図-4.36 破壊進展状況（正負繰返し荷重時  $R = 0.2\text{mm}$ ）

むにつれて剛性が低下する点など、RC柱について従来の実験で得られている結果とほぼ同様の解析結果が得られた。

図-4.36は、軸方向応力 $F_c/5$ を与えて繰返し変位を0.2mmとした場合の、正負繰返し荷重下の破壊進展状況を示したものである。まず-R方向の変形によって供試体の斜め方向にせん断ひび割れが生じ、次にR方向の変形によって、X形にひび割れが生じる。その後、供試体全体に破壊が進展していくが、正負繰返し荷重によって供試体全体に破壊が生じても、せん断補強筋による拘束力によって耐力を保っている。プレーンコンクリートによる解析では、数回の繰返して耐力をほとんど失う結果が得られていることから、正負繰返しの水平力を受けるコンクリートに対して、せん断補強筋が靱性を付与していることが明らかであり、本解析手法はそのメカニズムを視覚的に示すことが可能である。

#### 4.5 まとめ

本章では、第3章で述べた粘弾塑性サスペンション要素法を用いて行った解析の結果を示した。各節における解析結果をまとめると以下のようになる。

#### 4.2節

- 1) 破壊後の要素のレオロジーモデルの分岐に改良を加えたVEPSEM解析手法によって、圧縮繰返し応力下のコンクリートの変形挙動をほぼ正確に再現することが可能である。
- 2) コンファインドコンクリートの圧縮繰返し応力下の応力-ひずみ曲線を解析的に再現することができる。
- 3) 繰返し応力下のコンクリートで実験的に得られているAEのカイザー効果を再現することが可能である。

#### 4.3節

- 1) 配置・性質の異なる帯筋を持つコンファインドコンクリートの強度・変形挙動を解析的に再現することが可能である。
- 2) 帯筋は、コンクリートが横方向に変形することによって受動的に横方向変形を拘束するため、横変形が大きく現れる低強度コンクリートの方が拘束効果が大きい。
- 3) コンファインドコンクリートでは、帯筋の拘束力により破壊が抑制されるとともに、供試体全域に破壊が分散されるため、強度が増進し、応力-ひずみ曲線が延性的になる。

#### 4.4節

- 1) セン断補強筋および軸力がコンファインドコンクリートのせん断抵抗特性に与える影響を解析的に予測することができる。
- 2) セン断補強筋は、横方向に変形を拘束することによって、水平力による変形および破壊を供試体全体に分散させるため、供試体のせん断耐力が増大し、変形性状が延性的となる。
- 3) 軸力の増大またはH/Dの減少によって、コンファインドコンクリートの破壊形態が、曲げ破壊からせん断破壊に移行する現象が予測できる。
- 4) コンファインドコンクリートの正負繰返し荷重下の変形挙動を予測することができる。

## 第5章 結論および今後の課題

### 5.1 結論

### 5.2 今後の課題

## 第5章 結論および今後の課題

### 5.1 結論

本論文では、粘弾塑性サスペンション要素法 (VEPSEM) の適用性について、繰返し応力を受けるコンクリートと1軸圧縮応力およびせん断応力を受けるコンファインドコンクリートの変形・破壊挙動について検討した。その成果は、以下のようにまとめられる。

第1章では、序論として、各種条件下に適用可能な解析手法の必要性を、コンクリート構造物の成立から解析手法の現状を通して述べるとともに、本研究の最終的な目標を明らかにした。

第2章では、コンクリートの力学的特性に関する既往の研究をまとめた。実験的研究の節では、1軸圧縮応力下、繰返し応力下、多軸応力下におけるコンクリートの力学的特性を説明するとともに、一般に用いられるコンファインドコンクリートについて、1軸圧縮応力下およびせん断応力下の力学的特性を実験的に検討した研究報告を示した。これらの実験によって得られている知見は、本論文のような解析的研究における再現目標といえる。また、理論的・解析的研究の節では、コンクリートの変形・破壊現象を再現することを目的とした、コンクリートの構成則に関する研究と破壊力学を導入した研究を整理するとともに、現在提案されている各種の破壊解析手法について説明した。これらの破壊解析手法は、それぞれ一長一短があり、現状ではコンクリートの変形・破壊挙動を精度よく再現することは困難であることを示した。

第3章では、本研究で用いた解析手法である粘弾塑性サスペンション要素法について、その構成モデル、構成則および計算手法について説明した。その特徴が、非連続体モデルを用いることと、動的解析を行っていることの2点にあることを示し、これによりコンクリートの力学的特性、主として破壊現象のメカニズムについて、内部構造を包括した上で考察することが可能であることを述べた。また、本研究で行った改良点についても説明した。

第4章では、第3章で説明したVEPSEM解析手法を用いて、各種応力条件下におけるコンクリートの変形・破壊挙動のシミュレーションを行い、解析手法の再現性および適用性に関して検討を行った。4.2節では、改良を加えたVEPSEM解析手法によって、圧縮繰返し応力下のコンクリートの変形挙動をほぼ正確に再現することが可能であること、およびカイザー効果を再現できることを示した。4.3節では、1軸圧縮応力下において、配置・性質の異なる帯筋を持つコンファインドコンクリートの強度・変形挙動を解析的に再現することが可能であることを示し、帯筋の拘束効果のメカニズムを内部の破壊性状から説明した。4.4節では、せん断補強筋および軸力がコンファインドコンクリートのせん断抵抗特性に与える影響を解析的に再現できることを示すとともに、その破壊形態が曲げ破壊からせん断破壊に移行するメカニズムを明らかにした。

本論文では、第4章が本論である。その成果を一言でいえば、外部から受ける応力条件が変化しても、VEPSEM解析手法の単純な構成則を変更することなく、コンクリートの変形・破壊挙動が再現できることを示した点にある。つまり、様々な条件下にあるコンクリートの変形挙動を単一のモデルを用いて統一的に捉えることが可能である。この解析手法を発展させることによって、コンクリートの変形・破壊挙動に関する理論体系を構築することが可能になると考えられる。

## 5.2 今後の課題

本研究では、VEPSEM解析手法を用いた場合の、各種応力条件下における実現象の定性的な再現性をほぼ確認できたといえる。しかし、本研究の最終的な目標は、コンクリートの破壊現象を定量的に把握することであり、その目標からいえば、本研究の達成度は充分なものではない。コンピュータの発達によって解析速度は向上し、解析時間および節点数に依存する問題点は少なくなったが、依然として課題は残っている。以下では、今までに指摘されてきたものを含めて、未解決の課題について述べる。

### 1) 入力データに関する課題

VEPSEM解析手法の構成則に用いられる入力データは、弾性係数 $E$ 、塑性粘度 $\eta$ 、内部摩擦角 $\phi$ 、純引張強度 $F_t$ の4つである。いずれも入力する際の定量化のための明確な試験方法が存在しない。弾性係数および純引張強度に関しては、モルタル供試体によって推定することが可能であるが、塑性粘度および内部摩擦角については、実験結果および解析結果から適切な値を推定して使用せざるを得ない。将来的には、各材料に対応した入力データを使用することで、コンクリート全体の变形・破壊挙動の推測が可能であると考えられる。

### 2) 解析モデルに関する課題

本研究では、解析モデルとして主に節点を110個持つ110Bモデルを使用した。コンピュータの発達により、このような多くの節点をランダムに配置させたモデルによる解析が可能となったが、サスペンション要素の構成方法に関しては問題を残している。第3章でも指摘したように、要素構成距離の変化によって、サスペンション要素の構成が変化し、これにともなって全体の变形挙動も変化する。最も有用な方法はDelaunay三角分割の導入などで、要素の重なりや開きを幾何学的に解消する方法であると考えられるが、これは入力データの問題と関連する課題でもあり、入力データの決定方法と絡めて決定する必要がある。

### 3) ひび割れの方向に関する課題

サスペンション要素は、1軸として単純化しているため、要素そのものの破壊面は要素と垂直方向に生じると考えている。これは、第4章の内部の破壊状態を示す場合に、サスペンション要素と垂直方向にマーカを記すことと同一である。しかし、引張破壊とせん断破壊で破壊面が同一方向とみなすことは、現実的ではない。特にせん断破壊については、サスペンション要素と垂直でなく、ある程度の角度をもって発生し、その後の变形方向が決定されるといったモデルを導入する必要があると考えられる。

さらに、以下では、VEPSEM解析手法を用いて可能と考えられる解析について整理し、今後の展望を示す。

### 1) 多軸応力下など、複雑な応力条件下のコンクリートのシミュレーション

本研究では、繰返し応力下のプレーンコンクリートと、1軸圧縮応力下およびせん断応力下のコンファインドコンクリートを解析対象としたが、本解析で与えられる境界条件は非常に柔軟性があり、これ以外の応力条件を与えることも十分に可能である。特に、実験では理想的な応力条件を作り出すことが不可能な場合、本解析手法を用いることによって变形・破壊挙動を予測できると考えられ、大きな可能性がある。さらに、大変形など、建物の極限状態に関連する問題についても充分

に解析が可能であると考えられる。

### 2) モルタル-粗骨材界面および粗骨材の破壊

VEPSEM解析手法では、破壊は全てサスペンション要素、つまりモルタルで生じると仮定している。実際のコンクリートでは、ほとんどのひび割れがモルタル-粗骨材界面の破壊から生じており、将来的にはこの破壊を考慮する必要がある。また、通常の骨材では生じないが、軽量骨材など、強度の低い骨材を使用した場合には、骨材で破壊することが考えられる。粗骨材の破壊については今回の解析ではほとんど問題とならないが、骨材がコンクリート全体の破壊現象に与える影響を考察する場合には、骨材の破壊を考慮する必要がある。

### 3) クリープおよび応力緩和のシミュレーション

VEPSEM解析手法のモデル化の手法を用いてクリープおよび応力緩和のシミュレーションが可能であると考えられる。本研究で取り扱った破壊解析とは異なる面からの検討であり、構成則も大幅に変更する必要があると考えられるが、これが可能となれば、コンクリートの力学的特性をすべて含んだ形で構成モデルを提案できるものと期待される。

Faint, illegible text covering the left page of the document.

Faint, illegible text covering the right page of the document.

引用文献

## 引用文献

- [1] 吉本彰：コンクリートの変形と破壊，学献社，1990.7
- [2] Mehta, P.K. and Monteiro, P.J.M (田澤榮一・佐伯昇監訳)：コンクリート工学—微視構造と材料特性—，技報堂出版
- [3] Shah, S.P. and Chandra, S. : Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete, Jour. of ACI, pp.770-781, 1968.9
- [4] Taylor, M.A. and Brooms, B.B. : Shear Bond Strength Between Coarse Aggregate and Cement Paste or Mortar, Jour. of ACI, pp.939-957, 1964.8
- [5] 吉本彰・川上正史：コンクリートにおけるボンドクラックの発生角，セメント技術年報，Vol.30, pp.347-350, 1976
- [6] Hsu, T.T.C. and Slate, F.O. : Tensile Bond Strength Between Aggregate and Cement Paste or Mortar, Jour. of ACI, pp.465-486, 1963.4
- [7] 吉本彰・川崎健次・川上正史：コンクリートにおける連続クラックの形成—高速度写真による研究—，セメント技術年報，Vol.24, pp.413-416, 1975
- [8] 小林昭一・大津政康：アコースティック・エミッションのコンクリート工学への応用，コンクリート工学，Vol.16, No.7, pp.9-17, 1978.7
- [9] 丹羽義次・大津政康：アコースティック・エミッションの特性と理論，森北出版，1988.8
- [10] 小阪義夫・谷川恭雄・山田和夫：コンクリートのアコースティック・エミッション特性と破壊挙動に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，No.358, pp.22-33, 1985.12
- [11] 畑中重光・小阪義夫・谷川恭雄：低側圧三軸圧縮下のコンクリートの塑性変形挙動—各種横拘束コンクリートの圧縮靱性の統一評価（第1報）—，日本建築学会構造系論文報告集，No.377, pp.27-40, 1987.7
- [12] 青山博之・野口博：多軸応力下のコンクリートの力学的性状，コンクリート工学，Vol.17, No.4, pp.1-14, 1979.4
- [13] Hobbs, D.W. and Pomeroy, C.D. : Design Stresses for Concrete Structures Subjected to Multi-Axial Stresses, The Structural Engineer, Vol.55, No.4, 1977.4
- [14] Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L. : A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No.185, 1928.11
- [15] 崎野健治：コンファインドコンクリートの研究の現状，コンクリート工学，Vol.30, No.14, pp.5-12, 1992.12
- [16] Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L. : The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, 1929.4
- [17] Iyengar, S.R., Desayi, P. and Reddy, K.N. : Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binder, Magazine of Concrete Research, Vol.22, No.72, pp.173-184, 1970.9
- [18] Watanabe, F., Muguruma, H., Tanaka, H. and Katsuda, S. : Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beam by Using the High Yield Strength Lateral Hoop Reinforcement, FIP, Symposia of Partial Prestressing and Practical Construction in Reinforced Concrete, Proceedings : Part 2, pp.398-406, Bucaresti-Romania, 1980.9
- [19] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,

- Proceedings, ASCE, Vol.114, No.ST 8, pp.1804-1823, 1988.8
- [20] 鈴木計夫・中塚信・吉田晴彦：円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性, 材料, Vol.34, No.376, pp.33-39, 1985.1
- [21] 中塚信・阪井由尚・中川裕史・鈴木計夫：高強度材料による円形コンファインドコンクリートの強度・変形特性—コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究（その1）, 日本建築学会構造系論文集, No.483, pp.129-138, 1996.5
- [22] Blume, J.A., Newmark, N.M. and Coring, L.H.: Design of Multistory Reinforced Concrete Frameworks, Magazine of Concrete Research, Vol.7, No.21, pp.121-132, 1955.11
- [23] Burdette, E.D. and Hilsdorf, H.K.: Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns, Proceedings, ASCE, Vol.97, No.ST 2, pp.587-602, 1971.2
- [24] 加藤大介：角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸方向応力度—歪度関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.422, pp.65-74, 1991.4
- [25] Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M.: Analytical Model for Concrete Confined in Tied Columns, Proceedings, ASCE, Vol.108, No.ST 12, pp.2703-2722, 1982.12
- [26] 鈴木計夫・中塚信・菅田昌宏：角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.449-454, 1989.7
- [27] 中塚信・阪井由尚・中川裕史：コンファインドコンクリートの強度・変形特性推定式—コンファインドコンクリートの強度・変形特性に関する研究（その2）, 日本建築学会構造系論文集, No.505, pp.93-99, 1998.3
- [28] 孫玉平：直線型横補強材により拘束された鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状, 九州大学学位論文, 1992.3
- [29] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- [30] Nielsen, M.P., et al.: Concrete Plasticity, Special Publikation Udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik, Lingby, pp.36-38, 1978
- [31] 渡辺史夫：鉄筋コンクリートはり・柱のせん断設計法, コンクリート工学, Vol.30, No.5, pp.21-28, 1992.5
- [32] 服部高重・柴田拓二・大野和男：鉄筋コンクリート部材の剪断耐力機構に関する考察, 日本建築学会論文報告集, No.200, pp.35-44, 1972.10
- [33] 荒川卓：鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗に関する研究（実験結果の総括）, 日本建築学会論文集, No.66, pp.437-440, 1960.10
- [34] 六車熙・渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その1—せん断ひび割れの発生とせん断補強筋の補強効果, 日本建築学会論文報告集, No.332, pp.57-65, 1983.10
- [35] 六車熙・渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その2—付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果, 日本建築学会論文報告集, No.341, pp.11-18, 1984.7
- [36] 井上範夫：繰返し曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の3次元FEM解析—有限要素法による鉄筋コンクリート部材の3次元弾塑性解析—, 日本建築学会論文報告集, No.341, pp.1-10, 1984.7
- [37] 李正浩・清水泰：鉄筋コンクリート柱部材の終局せん断耐力式に関する検討, 日本建築学会構造系論文集, No.483, pp.121-128, 1996.5
- [38] 益尾潔：鉄筋コンクリート柱・梁部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価, 日本建築学会構造系論文集, No.452, pp.87-97, 1993.10
- [39] 鈴木紀雄：鉄筋コンクリート柱梁部材のせん断特性算定法, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.331-336, 1998.7
- [40] 横尾一知・北山和宏・小山明男・豊田浩一：変動軸力が鉄筋コンクリート柱のせん断性状に与える影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.475-480, 1998.7
- [41] 滝口克己・藤山淳司：R/C柱部材のアーチ機構による終局せん断耐力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.503, pp.93-100, 1998.1
- [42] 岡野忠司・今井正洋・市ノ瀬敏勝・大橋一仁：RC柱の繰返しせん断性状に関する研究（その1 実験）, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.38, pp.213-216, 2000.2
- [43] 安福弘基・市ノ瀬敏勝：RC柱の繰返しせん断性状に関する研究（その2 解析）, 日本建築学会東海支部研究報告集, No.38, pp.217-220, 2000.2
- [44] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針, 1999
- [45] 水野要・中村光・檜貝勇：繰返し荷重を受けせん断破壊するRC部材の挙動解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.795-800, 1997.7
- [46] 衣笠秀行・野村設郎：正負繰返し履歴破壊とせん断破壊の破壊メカニズムの相違の検証, コンクリート工学論文集, Vol.6, No.2, pp.85-97, 1995.7
- [47] 前川宏一・長谷川俊昭：コンクリート構成則の研究動向と課題, コンクリート工学, Vol.32, No.5, pp.13-21, 1994.5
- [48] 佐藤良一：連続体コンクリートの構成則, コンクリート工学, Vol.35, No.4, pp.3-11, 1997.4
- [49] Karsan, I.D. and Jirsa, J.O.: Behavior of Concrete under Compressive Loadings, Jour. of the Struct. Div., ASCE, Vol.95, No.ST 12, pp.2543-2563, Dec. 1969
- [50] Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Jour. of Eng. Mech., ASCE, Vol.99, pp.853-866, Aug. 1973
- [51] Liu, T.C.Y., Nilson, A.H., and Slate, F.O.: Biaxial Stress-Strain Relations for Concrete, Jour. of the Struct. Div., ASCE, Vol.98, No.ST 5, pp.1025-1034, May 1972
- [52] Darwin, D. and Pecknold, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Jour. of Eng. Mech., ASCE, Vol.103, No.EM 2, pp.229-241, April 1977
- [53] 水野英二・畑中重光：塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化, コンクリート工学論文集, Vol.2, No.2, pp.85-95, 1991.7
- [54] Loland, K.E.: Continuous Damage Model for Load-Response Estimation of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol.10, No.3, pp.395-402, 1980
- [55] 前川宏一、岡村甫：弾塑性破壊モデルに基づくコンクリートの平面応力構成則, コンクリート工学, Vol.21, No.5, pp.111-121, 1983.5
- [56] Griffith, A.A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, Phil.Trans. Roy. Soc., London, Vol.A 221, pp.163-197, 1921
- [57] 日本コンクリート工学協会：破壊力学の応用研究委員会報告書, 1993.10
- [58] 三橋博三：コンクリートの破壊力学の現状と展望, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.14-25, 1987.2
- [59] 三橋博三・白井伸明・六郷恵哲：コンクリート構造への破壊力学の応用, コンクリート工学, Vol.30, No.6, pp.5-17, 1992.6
- [60] Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in

- Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Research, Vol.6, pp.773-782, 1976
- [61] 内田裕市・市之瀬敏勝：破壊のメカニズムと破壊の力学, コンクリート工学, Vol.37, No.9, pp.11-17, 1999.9
- [62] 50-FMC (Committee on Fracture Mechanics of Concrete) : Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Tests on Notched Beams, Materials and Structures, Vol.18, No.106, pp.45-48, 1985.7-8
- [63] Hillerborg, A. : Results of Three Comparative Test Series for Determining the Fracture Energy GF of Concrete, Materials and Structures, Vol.18, No.107, pp.33-39, 1985.9-10
- [64] 三橋博三：コンクリートの強度特性が破壊力学パラメータに及ぼす影響, コンクリート工学論文集, Vol.6, No.1, pp.81-88, 1995.1
- [65] Rots, J.G. : Computational Modeling of Concrete Fracture, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, 1988
- [66] 六郷恵哲・白井伸明・内田裕市：コンクリートの破壊の数値解析の現状と課題, コンクリート工学, Vol.32, No.12, pp.5-14, 1994.12
- [67] 日本コンクリート工学協会：反応モデル解析研究委員会報告書, 1996.5
- [68] 長谷川俊昭：数値解析の現状と課題, コンクリート工学, Vol.37, No.9, pp.34-45, 1999.9
- [69] Larsson, R., and Runesson, K. : Element-Embedded Localization Band Based on Regularized Displacement Discontinuity, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.12, No.5, pp.402-411, 1996.5
- [70] Geers, M.G.D., de Borst, R., and Peerlings, R.H.J. : Damage Analysis of Notched Concrete Beams Loaded in Four-Point-Shear, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings of FRAMCOS-3, Aedificatio Publishers, Germany, pp.981-992, 1998.10
- [71] 野口 博：有限要素法による鉄筋コンクリートの非線形解析（第4報：コンクリートのひび割れの発生と進展）, 日本建築学会論文報告集, No.252, pp.43-52, 1977.12
- [72] Cervenka, J. and Saouma, V.E. : Discrete Crack Modeling in Concrete Structures, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings of FRAMCOS-2, Aedificatio Publishers, Germany, pp.1285-1300, 1995
- [73] Prasad, M.V.K.V. and Krishnamoorthy, C.S. : Adaptive Finite Element Analysis of Concrete Fracture Based on Cohesive Model, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings of FRAMCOS-3, Aedificatio Publishers, Germany, pp.10871-1096, 1998.10
- [74] Rossi, P. and Richier, S. : Numerical Modelling of Concrete Cracking Based on a Stochastic Approach, Materials and Structures, Vol.20, No.119, pp.334-337, 1987.9
- [75] Cundall, P.A. : A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movement in a Blocky Rocksystem, Symp. ISRM, Nancy, France, Proc., Vol.2, pp.129-136, 1971
- [76] 目黒公郎：コンクリートの破壊解析への個別要素法の適用, コンクリート工学, Vol.31, No.5, pp.5-17, 1993.5
- [77] 柴田辰正・岡本享久・小川航司・山本一之：剛体-バネモデルによるモルタルの破壊解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.1, pp.627-632, 1996
- [78] 柴田辰正・岡本享久・内田昌勝・山本一之：コンクリート中の微細ひび割れ進展過程のモデル化と検証, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.589-594, 1997
- [79] 彦坂照・劉玉撃・松下博通：モルタル強度をパラメータとするコンクリートの準微視的破壊過程

- の解析, セメント・コンクリート論文集, No.51, pp.852-857, 1997
- [80] Schlangen, E. and van Mier, J.G.M. : Experimental and Numerical Analysis of Micromechanisms of Fracture of Cement-Based Composites, Cement and Concrete Composites, Vol.14, No.2, pp.105-118, 1992
- [81] Schlangen, E. : Computational Aspects of Fracture Simulations with Lattice Models, Fracture Mechanics of Concrete Structures (ed. F.H. Wittmann), Elsevier Applied Science, pp.913-928, 1995
- [82] Cervenka, V. : SBETA Material Model, Cervenka Consulting
- [83] An, X., Maekawa, K., and Okamura, H. : Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams, Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE, No.564/V-35, pp.297-316, 1997.5
- [84] Fung, Y.C. (大橋義夫・村上澄男・神谷紀生訳) : 連続体の力学入門, 培風館, pp.225-227, 1980.3
- [85] 戸川隼人：有限要素法による振動解析, サイエンス社, 1984.3
- [86] Wittmann, F. H (三橋博三訳) : コンクリートの内部構造と力学的特性, コンクリート工学, Vol.21, No.3, pp.19-30, 1983.3



Faint, illegible text on the left page, likely bleed-through from the reverse side of the paper.

Faint, illegible text on the right page, likely bleed-through from the reverse side of the paper.

付録

- 付録1 記号一覧
- 付録2 既発表論文リスト

付録1 記号一覧

a	: 加速度、実験定数
A	: 要素の断面積
A <sub>c</sub>	: 供試体の荷重軸方向断面積
A <sub>s</sub>	: 鉄筋の断面積
b	: 角柱供試体の断面辺長、あるいは実験定数
[B]	: Bマトリックス
c	: 粘着力、あるいは実験定数
[C]	: 全体粘性マトリックス
[C <sub>x</sub> ]	: 並進(x)の運動方程式に対する全体粘性マトリックス
[C <sub>φ</sub> ]	: 回転(φ)の運動方程式に対する全体粘性マトリックス
d	: 骨材の直径
D	: 解析モデルの幅
[D]	: 弾性マトリックス
$\dot{\epsilon}_{ij}$	: ひずみ速度テンソル
E	: 弾性係数
E <sub>s</sub>	: 想定する鉄筋の弾性係数
[EC]	: 要素粘性マトリックス
[EK]	: 要素剛性マトリックス
{f}	: 節点力ベクトル
{f*(t+Δt)}	: 時刻 t+Δt における節点力ベクトル
F	: 軸力、あるいは降伏関数
F <sub>c</sub>	: 圧縮強度
F <sub>s</sub>	: 純せん断強度
F <sub>t</sub>	: 純引張強度
F'	: 降伏関数Fの逆数
G	: せん断弾性係数
G <sub>F</sub>	: 破壊エネルギー
H	: 解析モデルの高さ
ΔH	: 解析モデルの軸方向変位
[H]	: 粘性マトリックス
I <sub>1</sub>	: 応力テンソルの一次不変量
[I]	: 慣性モーメントマトリックス
J <sub>2</sub>	: 偏差応力テンソルの二次不変量
J <sub>3</sub>	: 偏差応力テンソルの三次不変量
J <sub>2</sub>	: ひずみの二次不変量
k	: せん断応力の破壊規準値、あるいは定数

$K_s$	: 帯筋、あるいはせん断補強筋の剛性
$[K]$	: 全体剛性マトリックス
$[K_x]$	: 並進(x)の運動方程式に対する全体剛性マトリックス
$[K_\varphi]$	: 回転( $\varphi$ )の運動方程式に対する全体剛性マトリックス
$l$	: モルタル距離
$L$	: サスペンション要素の変形領域
$L'$	: 節点間距離
$m_i$	: 節点iの質量
$M_b$	: 曲げモーメント
$M_i, M_j$	: 節点iとjの曲げモーメント
$[M]$	: 質量マトリックス
$n$	: 要素数
$N$	: 帯筋、あるいはせん断補強筋の数
$p$	: 鉄筋比
$P$	: 荷重、あるいは側圧
$P_a$	: 限界荷重
$P_y$	: 降伏荷重
$r_{i,j}$	: 節点iおよびjの半径
$R$	: 繰返し変位
$[R]$	: 座標回転マトリックス
$[R']$	: 2節点を対象とした座標回転マトリックス
$T$	: 限界荷重 $P_a$ の到達時間
$u$	: 変位
$u_i, u_j$	: 節点iとjにおけるx軸方向の変位
$v$	: 載荷速度
$v_i, v_j$	: 節点iとjにおけるy軸方向の変位
$V$	: 供試体の体積
$x_i, x_j$	: 節点iとjにおける並進変位ベクトル、あるいは、全体座標系のx座標
$\{x\}$	: 並進変位ベクトル
$y_i, y_j$	: 全体座標系のy座標
$\alpha$	: ボンドクラックの発生角、あるいは、定数
$\beta$	: 材料定数
$\gamma$	: 工学せん断ひずみ
$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}$	: x平面上のせん断ひずみ
$\delta$	: 変位
$\{\delta(t)\}$	: 時刻tにおける変位ベクトル
$\{\delta(t+\Delta t)\}$	: 時刻t+ $\Delta t$ における変位ベクトル
$\{\dot{\delta}\}$	: 変位速度ベクトル

$\epsilon_c$	: 圧縮ひずみ
$\epsilon_t$	: 引張ひずみ、あるいは、横ひずみ
$\epsilon_x$	: x軸方向の垂直ひずみ
$\epsilon_\omega$	: ひび割れ内の非回復性ひずみ (ひび割れ帯モデル)
$\dot{\epsilon}$	: ひずみ速度
$\{\dot{\epsilon}\}$	: ひずみ速度ベクトル
$\eta$	: 粘性係数、あるいは塑性粘度
$\nu$	: ポアソン比
$\rho$	: 粗骨材の比重
$\sigma, \sigma_n$	: 垂直応力
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	: 主応力
$\sigma_c$	: 圧縮応力
$\sigma_t$	: 引張応力
$\sigma_x$	: x軸方向の垂直応力
$\sigma_y$	: 引張破壊応力
$\sigma_{ij}$	: 偏差応力テンソル
$\{\sigma\}$	: 応力ベクトル
$\tau$	: せん断応力
$\tau_{oct}$	: 八面体せん断応力
$\tau_s$	: せん断付着強度
$\tau_{xy}, \tau_{xz}$	: x平面上のせん断応力
$\tau_y$	: マトリックスの降伏値
$\phi$	: 内部摩擦角
$\varphi$	: 回転変位
$\varphi_i, \varphi_j$	: 節点iとjにおける回転変位ベクトル
$\{\varphi\}$	: 回転変位ベクトル
$\omega$	: ひび割れ幅 (仮想ひび割れモデル)
$\omega_c$	: クラックバンド幅 (ひび割れ帯モデル)

付録2 既発表論文リスト

(1) 学術論文

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
1	Analytical Study on Dynamic Properties of Concrete under High-Speed Compressive Loading	Transactions of Japan Concrete Institute	Vol.18 pp.79-86	1996.12	Y.Tanigawa H.Mori M.Arai
2	Model Analysis on Effect of Micro Particle on Failure Properties of Concrete	Transactions of Japan Concrete Institute	Vol.18 pp.87-94	1996.12	H.Mori Y.Tanigawa Y.Kurokawa M.Arai
3	コンクリートの高速変形挙動に関する実験的・解析的研究	日本建築学会構造系論文集	No.494 pp.15-22	1997.4	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
4	Study on Effects of Size and Arrangement of Coarse Aggregate on Compressive Fracture Behavior of Concrete	Transactions of Japan Concrete Institute	Vol.20 pp.67-74	1998.12	Y.Tanigawa H.Mori Y.Nanbu
5	圧縮繰返し応力を受けるコンクリートの変形挙動に関する解析的研究	材料 日本材料学会誌	Vol.48 No.8 pp.864-869	1999.8	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
6	Study on Effect of Volume Fraction of Coarse Aggregate on Compressive Failure of Concrete	Transactions of Japan Concrete Institute	Vol.21 pp.49-56	1999.12	Y.Tanigawa H.Mori K.Kawato
7	コンファインドコンクリートの強度および変形挙動に関する解析的研究	日本建築学会構造系論文集	No.528 pp.1-6	2000.2	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
8	Analysis of Compressive Fracture of Concrete by Visco-Elasto-Plastic Suspension Element Method using Delaunay Triangulation	Transactions of Japan Concrete Institute	Vol.22 (印刷中)	2000.12	Y.Tanigawa H.Mori K.Kawato
9	コンファインドコンクリートのせん断変形・破壊挙動に関する解析的研究	日本建築学会構造系論文集	No.540 (印刷中)	2001.2	谷川恭雄 森 博嗣

(2) 国際会議

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
1	Fracture Simulation of Concrete by Visco-Elasto-Plastic Suspension Element Method	Fracture Mechanics of Concrete Structures	Vol. 2 pp.939-948	1998.10	Y.Tanigawa H.Mori Y.Kurokawa M.Arai Y.Nanbu

(3) 口頭発表論文

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
1	単調および繰返し圧縮を受けるコンクリートの破壊シミュレーション	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (北海道)	A-1 pp.991-992	1995.8	谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸 荒井正直 船見晃啓
2	コンクリートの圧縮変形特性に与える載荷速度の影響に関する基礎的研究	日本建築学会東海支部研究報告集	No.34 pp.1-4	1996.2	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸
3	コンクリートの破壊挙動と微細構造の関係に関する解析的研究	日本建築学会東海支部研究報告集	No.34 pp.9-12	1996.2	谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸 荒井正直
4	コンクリートの破壊性状に与える微粒子の影響に関するモデル解析	セメントコンクリートの反応モデル解析に関するシンポジウム論文集	pp.73-78	1996.5	森 博嗣 谷川恭雄 黒川善幸 荒井正直
5	高速圧縮荷重を受けるコンクリートの力学特性に関する研究	コンクリート工学 年次論文報告集	Vol.18 No.1 pp.549-554	1996.7	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣
6	微粒子を混入したコンクリートの破壊シミュレーション	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (近畿)	A-1 pp.477-478	1996.9	谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直 南部禎士
7	高速圧縮荷重時のコンクリートの破壊挙動に関する実験的・解析的研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (近畿)	A-1 pp.479-480	1996.9	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
8	コンクリートの割裂引張破壊に及ぼす載荷速度の影響に関する研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (近畿)	A-1 pp.481-482	1996.9	南部禎士 谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直
9	2次元モデルによるコンクリートの高速圧縮変形挙動に関する研究	日本建築学会東海支部研究報告集	No.35 pp.5-8	1997.2	谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直 南部禎士
10	2次元モデルによる高速荷重下のコンクリートの割裂引張破壊挙動に関する研究	日本建築学会東海支部研究報告集	No.35 pp.9-12	1997.2	南部禎士 谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
11	2次元モデルによる繰返し 載荷時のコンクリートの圧 縮破壊挙動に関する研究	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.35 pp.17-20	1997.2	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
12	繰返し載荷時のコンクリー トの破壊挙動に関する実験 的・解析的研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (関東)	A-1 pp.519-520	1997.9	南部禎士 谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直 林 達也
13	2次元モデルによるコンク リートの高速変形性状に関 する研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (関東)	A-1 pp.531-532	1997.9	荒井正直 谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
14	空隙が存在するコンクリ ートの圧縮破壊挙動に関する 研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (関東)	A-1 pp.533-534	1997.9	谷川恭雄 森 博嗣 荒井正直 南部禎士
15	粗骨材の寸法および配置が コンクリートの圧縮破壊挙 動に及ぼす影響に関する解 析的研究	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.36 pp.45-48	1998.2	南部禎士 谷川恭雄 森 博嗣 林 達也
16	圧縮繰返し載荷時のコンク リートの破壊シミュレーシ ョン	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.36 pp.49-52	1998.2	谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
17	粗骨材の寸法および配置が コンクリートの圧縮破壊挙 動に及ぼす影響に関する研 究	コンクリート工学 年次論文報告集	Vol.20 No.2 pp.541-546	1998.7	谷川恭雄 森 博嗣 南部禎士
18	コンクリートの圧縮破壊挙 動に及ぼす粗骨材径の影響 に関する実験的・解析的研 究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (九州)	A-1 pp.1037-1038	1998.9	川戸耕介 谷川恭雄 森 博嗣
19	圧縮繰返し載荷時のコンク リートの破壊シミュレーシ ョン方法に関する研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (九州)	A-1 pp.1039-1040	1998.9	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
20	単位粗骨材容積がコンク リートの圧縮破壊挙動に及 ぼす影響に関する実験的・ 解析的研究	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.37 pp.29-32	1999.2	川戸耕介 谷川恭雄 森 博嗣

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
21	圧縮繰返し載荷時のコンク リートの変形挙動解析	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.37 pp.33-36	1999.2	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
22	粗骨材容積比がコンクリ ートの圧縮破壊挙動に及ぼ す影響に関する研究	コンクリート工学 年次論文報告集	Vol.21 No.2 pp.607-612	1999.7	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
23	帯筋の配置がコンクリ ートの圧縮・変形挙動に与 える影響に関する解析的研 究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (中国)	A-1 pp.729-730	1999.9	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
24	コンクリートの圧縮破壊挙 動に及ぼす粗骨材容積比の 影響に関する実験的・解析 的研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (中国)	A-1 pp.739-740	1999.9	川戸耕介 谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸
25	粗骨材の量および寸法がコ ンクリートの圧縮破壊挙動 に及ぼす影響に関する解析 的研究	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.38 pp.25-28	2000.2	川戸耕介 谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸
26	粘弾塑性サスペンション要 素法によるコンクリートの AE現象のシミュレーショ ン	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.38 pp.29-32	2000.2	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
27	Delaunay三角分割による要 素構成方法を用いた粘弾塑 性サスペンション要素解析	コンクリート工学 年次論文報告集	Vol.22 No.2 pp.487-492	2000.7	谷川恭雄 森 博嗣 川戸耕介
28	植物及びバクテリア育成用 コンクリートの開発研究 - その5 ポーラスコンク リートの調合設計法に関す る基礎的研究	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (東北)	A-1 pp.515-516	2000.9	田中清人 野中智治
29	粘弾塑性サスペンション要 素法を用いたコンクリ ートのAE現象のシミュレー ション	日本建築学会大会 学術講演梗概集 (東北)	A-1 pp.825-826	2000.9	谷川恭雄 森 博嗣
30	コンファインドコンクリ ートの変形・破壊挙動に及 ぼす載荷条件の影響に関す る解析的研究	日本建築学会東海 支部研究報告集	No.39 (印刷中)	2001.2	谷川恭雄 森 博嗣 朴 相俊 大塚幸治

No.	論文題目	発表誌名	巻, 号, 頁	発表年月	共著者
31	粘弾塑性サスペンション要素法によるポラスコンクリートの破壊解析	日本建築学会東海支部研究報告集	No.39 (印刷中)	2001.2	大塚幸治 谷川恭雄 森 博嗣 黒川善幸 朴 相俊

謝辞

## 謝辞

本研究を遂行するにあたり、谷川恭雄先生（名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻教授）には、研究の方向を決める際に、常に適切な御指導・御助言を頂き、研究を正しい方向へ導いて頂きました。また、研究や物事に対する姿勢など、人間として必要なものを多く得ることができました。また、森 博嗣先生（名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻助教授）には、解析手法や解析を用いた研究に関する多くの御助言を頂きました。また、研究者にとって、物事に対する柔軟な思考が非常に重要であることを学ばせて頂きました。両先生の存在なくして、本論文の完成は有り得ず、ここに深く感謝し、御礼申し上げます。

佐々木睦朗先生（名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻教授）には、本論文の審査に際して有益な御助言を頂きました。深く感謝致します。

黒川善幸氏（名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻助手）には、研究の各所で御意見を頂き、筆者の考えの再構成に非常に有益となりました。また、本研究は、1992年より続く材料・生産システム工学講座内の破壊研究グループの流れの一つであり、同グループに所属して本解析手法による研究の基礎となる部分を作っていただいた多くの方々へ感謝致します。その中でも、荒井正直氏（日本建築総合試験所）には、研究を始めた段階より最も身近に御指導を頂き、破壊研究グループにとって本解析手法による研究の基礎となる部分を作って頂くと同時に、筆者にとっての研究に関する土台も学ぶことができました。また、南部禎士氏（都市基盤整備公団）、川戸耕介氏（竹中工務店）には、実験や解析を手伝っていただくと同時に、研究の方向に関して議論を行い、研究を行うことの楽しさを知ることができました。また、破壊研究グループ以外の材料・生産システム工学講座の方々、それぞれの研究に関して意見や夢物語を話し合うことで、研究の楽しさや面白さを知ることができたことは、筆者にとって非常に有益であり、感謝しています。

また、研究には直接の関わりはないものの、過去から現在にわたり、筆者を支えてくれている多くの方々、特に故小坂光之介師範、二村雄次師範を初めとする名古屋大学柔道部の方々、現在の職場である豊田工業高等専門学校の方々に感謝致します。

最後になりますが、私の長きにわたる学生生活を、何も言わずに笑って支えてくれた岡崎の父と母、そして一足先に学位を取り、同じ研究者として語り合った姉に感謝したいと思います。

ありがとうございました。

Faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.



